ПРОФ. ПЕРЕДЕРИЙ

КУРС МОСТОВ

ЧАСТЬ 2

ЖКГИЗ · ГОСЖЕЛДОРИЗДАТ

НБ
УДУНТ
(ДИИТ)

Передерий
Передерий
ДЧ 9 219

ПРОФЕССОР **Г. П. ПЕРЕДЕРИЙ**

624.2
П-27

КУРС МОСТОВ

КОНСТРУКЦИЯ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

3448

ЧАСТЬ ВТОРАЯ

МОСТЫ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

ОТДЕЛ ПЕРВЫЙ **КАМЕННЫЕ МОСТЫ**

ОТДЕЛ ВТОРОЙ **ВИСЯЧИЕ МОСТЫ**

ВТОРОЕ ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ ИЗДАНИЕ
ОДОБРЕННОЕ ЦУПКАДРОМ НКПС В КАЧЕСТВЕ УЧЕБНИКА
ДЛЯ ВТУЗОВ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА

ДИИТ
БИБЛИОТЕКА
Инв. №
Проверен

НКПС **ГОСЖЕЛДОРИЗДАТ** МОСКВА-ЛЕНИНГРАД 1933

НБ
УДУНТ
(ДИИТ)

ОГЛАВЛЕНИЕ

Морозов П.

ПРЕДИСЛОВИЕ

ГЛАВА ПЕРВАЯ. **Исторический очерк.**

§ 1. — Древнейшие мосты. — 9
§ 2. — Мосты XVIII века. — 16
§ 3. — Мосты XIX века. — 24

ГЛАВА ВТОРАЯ. **Конструкция.**

§ 4. — Типы мостов и виадуков под железную дорогу. — 42

1. Виадук Лавор (42). — 2. Виадук Салькано (46) — 3. Мост через р. *Big Muddy* (48). — Мост на р. *Doubs* (49).

§ 5. — Типы мостов и виадуков под обыкновенную дорогу. — 50

5. Мост в Орлеане (50). — 6. Мост *Pulney* через р. Темзу (52). — 7. Виадук в Вашингтоне (52). — 8. Мост Адольфа в Люксембурге (55). — 9. Моот *des Amidonniers* в Тулузе (58).

§ 6. — Мосты с шарнирными сводами. — 64

10. Мост близ *Morbegno* (64). — 11. Мост в *Garching'e*. (66). — 12. Мост Максимилиана в Мюнхене (67). — 13. Мост близ *Moulins-les-Metz* (67). — 14. Применение шарниров. (69). — 15. Парные своды (79).

ГЛАВА ТРЕТЬЯ. **Проентирование.**

§ 7. — Изыскания и определение отверстия. — 81

16. Быт реки (81). — 17. Выбор места для моота (86). — 18. Пересечение широких пойм (90). — 19. Задачи изысканий (94). — 20. Определение наибольшего расхода (96). — 21. Расчет отверстия (101). — 22. Пример (106). — 23. Способ гидравлических энвивалентов (Каншина) (109).

§ 8. — Основания мостовых опор. — 111

24. Предварительные замечания (111). — 25. Основания вне воды (111). — 26. Основания в грунтовой или неглубокой речной воде (113). — 27. Основания в глубокой воде (118).

§ 9. — Условия проектирования. — 122

28. Технические условия (122). — 29. Судоходные условия (127).

§ 10. — Составление схематических вариантов и эскизного проекта. — 128

30. Данные о существующих мостах (128). — 31. Разбивка на пролеты (133). — 32. Очертание сводов. Способ Легея (136). — 33. Наилучшее очертание оси по Högler'y (150). — 34. Очертание свода по внутренней нривой (161). — 35. Приближенные расчеты (152). — 36. Художественная обработка (156). — 37. Стоимость каменных мостов (157).

§ 11. — Составление детального проекта. — 161

38. Важнейшие детали (161). — 39. Замечания о расчетах (167). — 40. Регулирование напряжений (172).

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ. **Производство работ.**

§ 12. — Кружала и временные рабочие мосты. — 175

41. Расчет кружал (175). — 42. Осадна и кубатура кружал (180). — 43. Рабочие мосты (181).

§ 13. — Производство работ. — 184

44. Условия раскружаливания (184). — 45. Срок выдержки на кружалах (185). — 46. Процесс раскружаливания (188). — 47. Раскружаливание при помощи домкратов (191). — 48. Описание работ моста *Montanges* (194). — 49. Упругие деформации от напряжений свода (201).

отдел первый. **КАМЕННЫЕ МОСТЫ**

НБ УДУНТ (ДИТ)

отдел второй. **ВИСЯЧИЕ МОСТЫ**

ГЛАВА ПЕРВАЯ. **Исторический очерк.**

1. Увлечение примитивной формой висячих мостов (211). — 2. Крушения висячих мостов (224). — 3. Подход к рациональной системе (228).—4. Современные типы (234).

ГЛАВА ВТОРАЯ. **Конструкция.**

§ 1. Цепные мосты — 259

5. Мост Елизаветы в Буда-Пеште (259). — 6. Мост через Рейн в Кельне. (264).

§ 2. Мосты с клепанными цепями — 275

7. Мост в Бреславле (275). — 8. Мост в Любеке (287). —9. Мост через р. Марх (288).

§ 3. Кабельные мосты — 293

10. Мост *Jons-Nièvros* на Роне (293).—11. Мост Медвежьей Горы (296).—12. Конкурсные проекты Кельнского моста (298).

§ 4. Система Жискляра — 309

13. Мост *de la Cassagne* (309). —14. Мост *Lézardrieux*. (316).

ГЛАВА ТРЕТЬЯ. **Проектирование.**

§ 5. Предварительные замечания — 321

15. Неизменяемость и статическая определимость системы (321).

§ 6. Работа кабеля — 329

16. Кабель под действием собственного веса (329).—17. Кабель поддерживающий сосредоточенный груз (332).—18. Кабель при нагрузке, равномерно распределенной по горизонтальной его проекции (333).—19. Упругие деформации кабеля (336).—20. Действие температуры (337).—21. Сдвижение опорных точен (337).—Суммарная длина подвесок (337).

§ 7. Цепь с балкой жесткости — 338

23. Общие соображения (338).

§ 8. Балка жесткости с шарниром в пролете — 345

24. Распор (345).—25. Момент (347). —26. Поперечные силы и реакции опор (348).—27. Пример (350).—28. Система в три пролета (352).

§ 9. Система с балкой жесткости на двух опорах без шарнира. Приближенный расчет — 355

29. Наибольший распор (356).—30. Момент изгиба (358).—31. Влияние температуры (364).— 32. Поперечные силы и реакции (366).

§ 10. Теория окончательного расчета цепи с балкои жесткости в один пролет — 367

33. Основные уравнения (367).—34. Влияние температуры (371).—35. Усилия в частях системы (372).—36. Пример (373). — 37. Определение прогиба пролетного строения (304). —38. Неточность теории окончательного расчета (397).

§ 11. 39. Цепь в три пролета с простыми балками жесткости — 401

§ 12. 40. Цепь в три пролета с консольной балкой жесткости — 406

§ 13. 41. Цепь в три пролета с неразрезной балкой жестокости — 406

§ 14. Цепь в три пролета с распоркой — 411

42. Общие указания (411).—43. Из расчетов Кельнского моста (418).

§ 15. 44. Многопролетные висячие мосты — 420

§ 16. Система Жискляра — 422

45. Общие формулы (422).—46. Пример (425).—47. Некоторые замечания (428).

§ 17. 48. Дополнительные напряжения — 429

§ 18. Составление эскизного проекта — 430

49. Общие свойства висячих мостов (430).—50. Жесткость висячих мостов (432).—51. Свойства железа и стали для висячих мостов (436).—2. Кабели для висячих мостов (439).—53. Наибольший пролет, возможный для висячего моста (445).—54. Выбор системы и материала (446).—55. Наивыгоднейшая стрелка цепи (454).—56. Высота балки жесткости и ее очертание (456).—57. Удерживающая цепь (459).—58. Устои (460).—59. Ветровые связи (463).

§ 19. 60. Составление детального проекта — 466

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ. **Производство работ.**

61. Сооружение моста в Бреславле (468).—62. Сооружение Мангатанского моста в Нью-Йорке (473).

Приложение — 481

НБ УДУНТ (ДИТ)

ПРЕДИСЛОВИЕ

Часть II «Курса мостов», посвященная мостам больших пролетов, подразделяется на следующие три отдела: отдел I — каменные мосты; II — висячие мосты и III — стальные балочные и арочные мосты.

В настоящем томе даются во втором издании первые два отдела, материал которых пересмотрен и пополнен данными из новейших достижений мостового дела.

Относительно материала, послужившего для составления I отдела, считаю долгом указать на следующее:

Последние 50 лет во Франции, всегда бывшей впереди в отношении постройки каменных мостов, работает в этой области профессор Школы Мостов и Дорог инж. Séjourné, и работает чрезвычайно плодотворно. Его творчеству мировая техника каменных мостов настоящего времени обязана выдающимися новыми конструктивными типами мостов, обладающими столь существенными улучшениями, что никакой инженер, не отставая от уровня развития техники, не может не принять их для руководства. Поэтому огромное большинство каменных мостов, построенных в мире за последние десятилетия, представляют собой подражания мостам инженера Séjourné. Излагая конструкцию новейших мостов, неизбежным оказалось привести описание целого ряда его мостов. На способы производства работ, на конструкцию кружал он наложил не менее яркую печать своего творческого гения.

Мало того, проф. Séjourné в период 1913 — 1916 гг. выпустил в свет свой огромный труд в 6 томах под заглавием «Grandes voûtes», в котором собраны основные данные о всех мостах, построенных за все время по 1916 г., имеющих пролеты в 40 метров и более. Он изложил здесь результаты своих размышлений и многолетнего опыта, касающегося почти всех вопросов проектирования и постройки каменных мостов.

При таких условиях неизбежным оказывается тот результат, что курс мой в этой области во многом базируется на упомянутом труде. Материалов для курса мостов нашего отечественного происхождения у нас еще мало, да и тот носит печать ученичества и подчас обладает крупными недостатками. Таким образом в отношении самостоятельности положение автора в первом отделе настоящей книги тяжелое.

Что касается применения каменных мостов в настоящее время, то приходится признать, что для больших пролетов они все реже и реже применяются. Здесь играют роль современные темпы строительства и введение механизации в эту область труда. Каменная кладка пока не поддается механизации, ее заменяет бетон с арматурой большею частью и реже без арматуры. Но нам в СССР отказываться от них не следует ввиду значительной экономии в расходе дефицитного железа и цемента. При небольших пролетах они выгодны тем, что не требуют такого ухода, последующего усиления и пр., как мосты железные или железобетонные. Расход на содержание их почти равен нулю. Нам следует заняться вопросом механизации работ по постройке каменных мостов, прежде всего механизировать изготовление камня, напр. делая его из бетона и т. д. При больших пролетах каменные мосты не требуют смены, как металлические, срок службы которых определяется в 40 — 50 лет, а теоретически даже в 25 лет.

Правда, в нашу эпоху 50 лет в жизни народов значат больше 500 лет предшествующих эпох, и может быть разумным и выгодным строить мосты недолговечные, но дешево и быстро.

Таким образом выбирать надо в зависимости от полного комплекса условий, при которых приходится перестраивать и строить мост.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Сознательное, вполне научное и свободное проектирование мостов является вообще задачей, посильной только инженеру-мастеру, обладающему достаточным количеством знаний, умением правильно подойти к ее решению, умением производить необходимые исследования, — инженеру, свободному от болезни рабского копирования и подражания чужим работам.

Из всех систем мостов мосты висячие в этом отношении наиболее трудны. Пролет, который в других системах почти автоматически получается достаточно подходящим для дела, в висячих мостах при автоматической работе получается подчас таким, что приводит понимающего инженера в смущение.

В других системах пролетного строения при проектировании приходится стремиться находить кроме красоты конструкции наименьшую ее стоимость. Здесь же со стоимостью вступает в конфликт жесткость моста. При неопределенности требований в отношении жесткости проектирующий должен из чувства меры дать жесткость практически допустимую, находясь при этом под давлением такого фактора, как стоимость моста.

Множество вариантов формы висячего моста, разнообразие материалов для применения: разные стали, цель, пояс, кабель, — все это отражается и на стоимости и на жесткости и требует умения разбираться в задачах с большим количеством переменных.

Исполнение висячих мостов в натуре сложнее осуществления мостов других систем. Например применение цепей на болтах требует точности в длине звеньев цепи, точности в диаметре дыр, в них просверливаемых. Требуются регулирующие приспособления, множество отливов для опорных частей, заделок и т. д. В небольших дешевых мостах французского типа требуется надежное изготовление кабелей, множество серег с винтовой нарезкой, муфт к ним, надежное устройство анкерной заделки с возможностью регулирования и т. д.

Постройка висячих мостов требует более высокого уровня техники и приемов производства механических работ. Нужен правильный подход к делу, нужно понимать разницу в изготовлении и сборке частей висячего моста и моста, положим, балочного, нужно понимать значение точной работы там, где это требуется.

На висячие мосты нам нужно обратить внимание. Во многих случаях они могут дать не только заведомо красивое решение, но и дешевое. В последнем отношении заслуживают внимания легкие кабельные висячие мосты для обыкновенных дорог. С развитием автомобильного транспорта потребуется постройка через средние и большие реки множества мостов, способных удовлетворить не очень густому движению. Здесь дешевые кабельные мосты могут оказать неоценимую услугу.

Не нужно только предъявлять фантастических требований.

Надо строго взвешивать всякие требования, предъявляемые мосту и тогда, конечно, найдется много случаев применения с большей пользой для развития транспорта легких висячих кабельных мостов, подобно тому как это имеет место во Франции.

В настоящее время наша застарелая техническая малоподвижность отходит в область истории, а потому помехи для применения висячих мостов, где это уместно, будут преодолены. В теоретическом отношении по висячим мостам вантовым наши инженеры в лице проф. Рабиновича стоят уже в передовых рядах инженеров, двигающих эту область вперед в мировом масштабе.

Ленинград. Июнь 1931 года.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ОТДЕЛ ПЕРВЫЙ КАМЕННЫЕ МОСТЫ

РЕПОЗИТОРИЙ
УДУТ
(ДИТ)

ГЛАВА ПЕРВАЯ ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК

§ 1. ДРЕВНЕЙШИЕ МОСТЫ.

В историческом очерке I части настоящего курса было отмечено между прочим что важнейшая часть каменного моста — радиальный свод — изобретен в глубокой древности и применен в широких размерах при постройке мостов римлянами. Для эксплоатации завоеванных провинций римлянам необходимо было содержать там многочисленные армии, снабжать их силами и материальными средствами и, обратно, получать из провинций местные продукты. Для всего этого необходимо было строить постоянные, мощеные камнем дороги, а на них и мосты. Располагая неограниченным количеством рабов, римляне не стеснялись применять трудоемкие и долговечные типы сооружений. Конструкция полотна дорог была тяжелой и настолько прочной, что римские дороги просуществовали во многих местах до новейшего времени. Материалом, который применялся для сооружений, долженствовавших быть прочными и долговечными, был камень. Каменные массивные сооружения при примитивных средствах добычи, обработки и перемещения отдельных штук камня или даже целых частей сооружения (колонн) были по силам государствам, располагавшим огромным количеством рабов. В Египте сила рабов была направлена на обслуживание религиозного культа, в Риме—на обслуживание потребностей торгового капитала и военного разбоя. Римские мосты, пережившие крушение римской цивилизации и глухую, наполненную войнами, эпоху первой половины средневековья, когда множество мостов было разрушено по военным соображениям, а уцелевшие мосты были оставлены на протяжении веков без употребления и ухода, — послужили образцами для постройки средневековых мостов в Западной Европе, когда развитие производительных сил поднялось настолько, что общественная жизнь снова почувствовала потребность в искусственных путях сообщения. В этот промежуток полного застоя почти в 1000 лет, когда восточные государства были передовыми в отношении организации труда, можно было наблюдать возведение мостов в Византийской империи и в Персии, в весьма впрочем ограниченных размерах. Тем не менее тут появились некоторые новые черты, заимствованные, как можно полагать, в эпоху крестовых походов европейскими народами, давшими им дальнейшее развитие. Отсюда будто бы еще при Карле Великом взята форма готического свода, затем пологого свода и идея об облегчении пазух над сводом поперечными и продольными проемами.

Римские каменные мосты характеризуются применением исключительно полуциркульных сводов; при больших пролетах это обстоятельство заставляло высоко подымать путь на мосту, вследствие чего приходилось давать на нем крутые спуски к берегам. Полуциркульное очертание сводов является простейшим очертанием с наименьшим распором. Неудачные попытки применения пологих сводов, дававших больший распор, утвердили, повидимому правило римлян применять только полуциркульное очертание. Крупные въезды на мост не стесняли движения, так как движение было пешее и вьючное. Затем бросается в глаза большая толщина быков по сравнению с пролетами, которая с течением времени уменьшалась и от 1:2 пролета дошла в Гардском акведуке до 1:5 пролета. Основания чаще всего закладывались непосредственно на грунте, но применялись также каменные наброски, бетонные подушки и сваи. Сваи применялись короткие, забивались ручной бабой, вследствие чего нагрузка на сваю допускалась небольшая, и тяжелые каменные быки и пролетные части требовали для поддержания очень большого количества свай. Для их размещения требовалась большая площадь фундамента, а значит и большая толщина быка. Нередко своды клались насухо из больших чисто отесанных камней. Обычно кладка велась с перевязкой швов, но производилась и

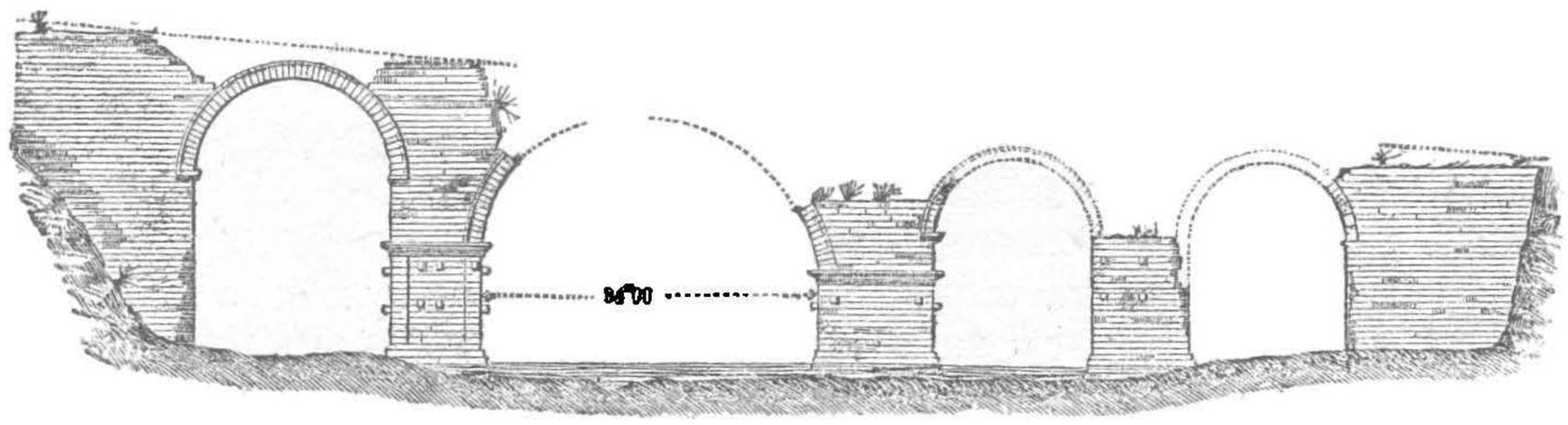
НТБ УАДУНТ (ДШТ)

кладка отдельными концентричными кольцами. Над быками, для облегчения давления на основания, оставлялись иногда проемы. Художественная обработка стояла на значительной высоте как в отношении общей компановки, так и в отношении деталей.

На фиг. 1 представлены остатки моста Августа, построенного через р. Неру в 100 *км* от Рима близ Нарни: пролеты имеют величины 20,5 — 34, 00— 15,75 и 15,75 *м*. Главный пролет этого моста считается наибольшим пролетом, до которого дошли римские строители. Путь по мосту пролегает с большим уклоном; на более низком участке моста расположены арки меньшего пролета, с меньшей стрелой подъема. Главный свод был сделан ползучим: с пятами на разных уровнях. Теска камней свода и выступов произведена с большой точностью и вообще работа моста превосходная.

Византийские мосты, построенные в VI веке, внесли в дело применение готических сводов и пологих круговых; мост Sangarius имеет пролеты 22 *м* со стрелкой 1 : 3,5.

В первую половину Средних веков экономическая жизнь западно-европейских народов протекала в формах натурального хозяйства при отсутствии обмена, а значит без нужды в путях сообщения, особенно в искусственных путях сообщения; не нужны были и мосты. К концу первого тысячелетия от начала нашей эры постепенно развивавшийся обмен настолько вырос, что передовые страны того времени — Италия и Франция (южная)—должны были привести в порядок римские дороги и мосты и строить новые. Этот процесс особенно усилился, когда французские и итальянские феодалы в форме крестовых походов, под предлогом завоевания гроба господня, двинули свое избыточное население на ограбление богатых стран ближнего Востока и на перехват



Фиг. 1. Мост Августа в Нарни.

мировой торговли. Их усилия увенчались успехом. Торговые центры были перемещены в итальянские города и французские. В XII веке ярмарки Шампани сделались центром обмена севера с югом и Востоком. Товары двигались по Франции не только по рекам, но и сухими путями. Вот почему постройка каменных мостов возникает в Средние века прежде всего во Франции, а потом в Англии и гораздо позже в Германии и то в незначительной степени.

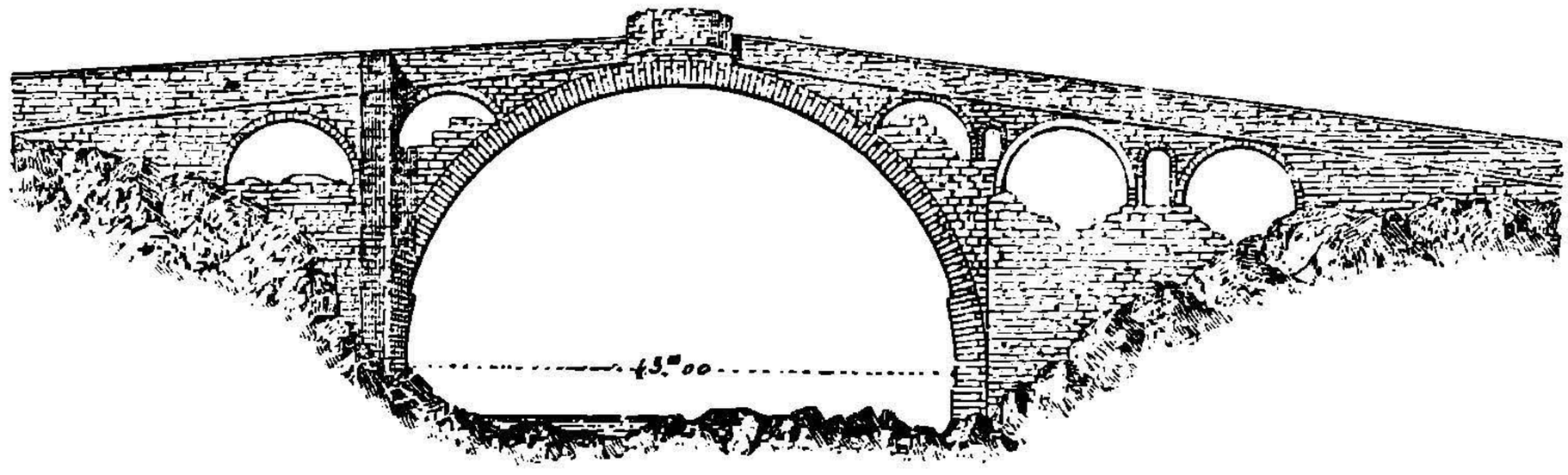
В период феодального строя во все времена и у всех народов монастыри и храмы служили центром торговли, так как в них накоплялись отбираемые у трудового населения продукты местного производства, пригодные для обмена, а кроме того, место находилось под охраной религии. Духовные феодалы были наравне со светскими самыми богатыми купцами. Огромный интерес в развитии торговли имели и верховные католические жрецы — папы. Они давали средства на постройку мостов, в их титуле фигурирует слово «мостовик», они поддерживали особую цеховую религиозную организацию строителей мостов — «мостовых братьев». Виднейшие французские мосты построены этими «братьями».

Из французских средневековых мостов наиболее древним остается мост Espalion на реке Lot, построенный вместе с городом этого имени по распоряжению Карла Великого около 780 г.; он имеет 4 пролета, из которых наибольший (15 *м*) перекрыт готической аркой. Затем можно отметить мосты, указанные уже в I части курса: Albi на Тарне (1035 г.), знаменитый мост в Авиньоне (1187 г.) с пролетами 33 *м*, перекрытыми пологими (1 : 3) круговыми сводами, мост Cuillotière (1245 г.) в Лионе и другие мосты, построенные мостовыми братьями.

В 1336 году во Франции был построен мост Céret в один пролет 45,45 *м*, перекрытый полуциркульным сводом (фиг. 2); толщина свода в замке 1,30 *м*, в раменах 1,46 *м*; ширина свода 4,0 *м*. Путь на мосту состоит из проезжего полотна шириною 2,5 *м* и двух тротуаров по 1 *м*. Над большим сводом устроены поперечные проемы,

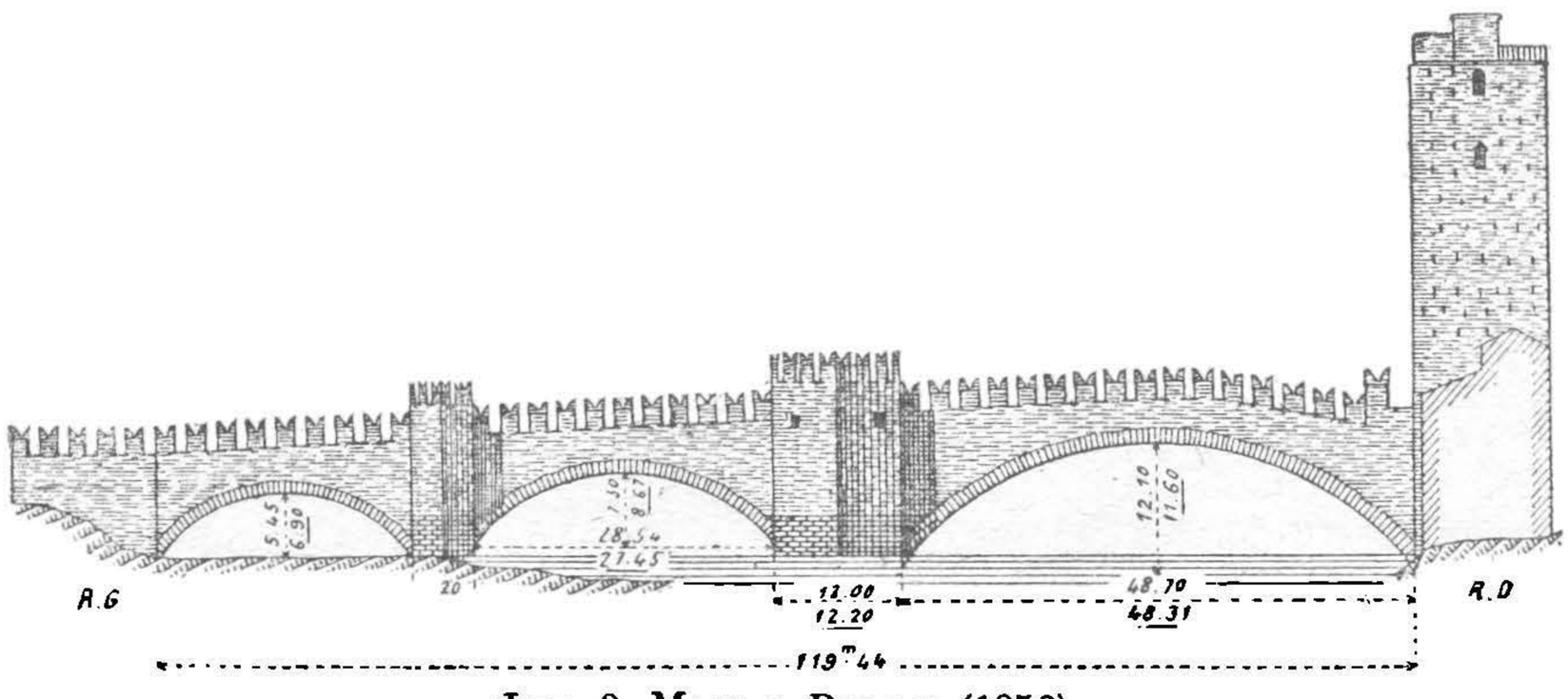
УДУНТ (ДИТ)

перекрытые сводиками пролета 8,0 *м*. Свод сложен из грубо отесанных камней в два кольца. В 1741 году мост был ремонтирован, при чем была уменьшена крутизна въездов. Этот мост для своего времени был весьма смелым сооружением, так как средства



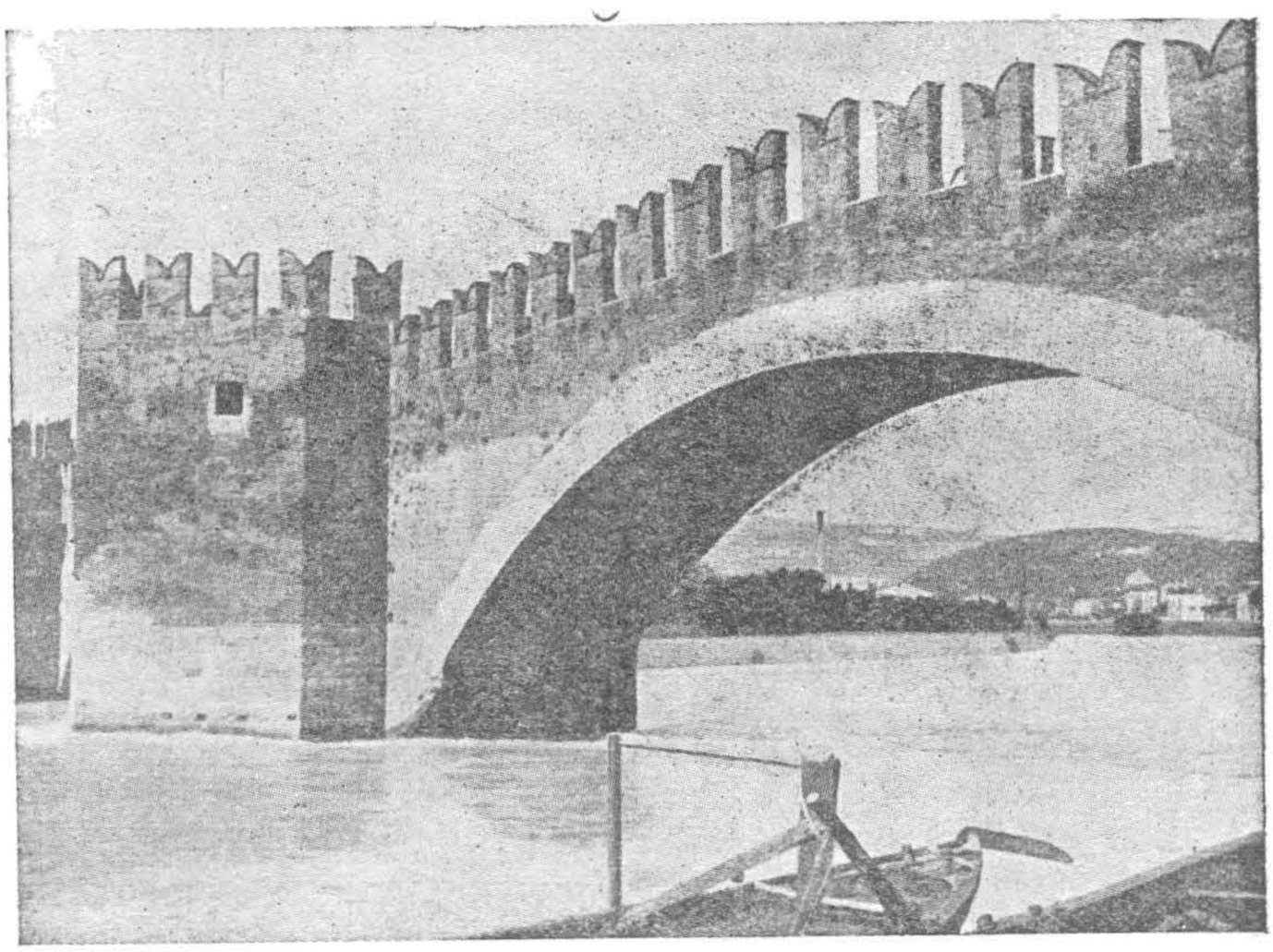
Фиг. 2. Мост Céret (1336).

постройки были весьма примитивны, а размеры устанавливались на-глаз, исходя из размеров сделанных уже строений. Мост исправно существует до сих пор.



Фиг. 3. Мост в Вероне (1356).

Вскоре после этого был построен в Вероне (Италия) еще более замечательный мост, изображенный на фиг. 3 и 4. Для нас этот мост особенно интересен прежде всего архитектурной обработкой; мы видим здесь стиль башен и стен Московского Кремля, славящегося на весь мир своей сказочной красотой и построенного в упомянутых частях своих итальянскими мастерами XV века. Мост построен в 1354 — 1356 г.г., имеет три пролета со сводами пологого (до 1:4) кругового очертания; наибольший пролет 48,7 *м*. Ширина полотна на мосту 6,5 *м*. Быки в нижней своей части облицованы красным и белым мрамором при толщине камней 0,56 *м* и длине 2,0 *м*; выше все сделано *из кирпича*. Своды сделаны также из кирпича и облицованы по боковым граням известняком. В 1824 г. мост был ремонтирован. Внешний вид моста, снабженного бойницами и башнями, имеет обычный для Средних веков вид военного сооружения. С одной стороны развитие торговли требовало постройки моста,

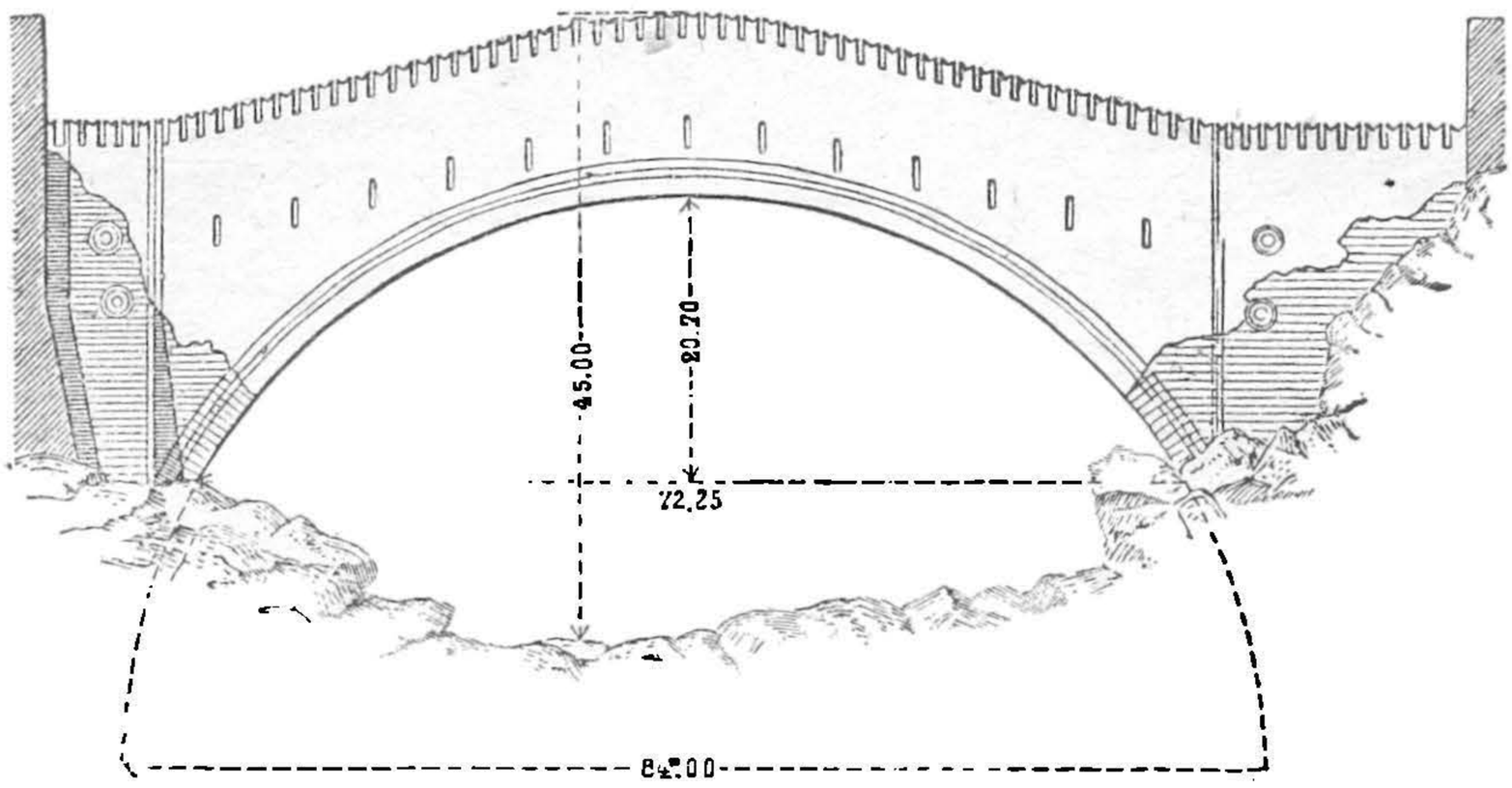


Фиг. 4. Мост в Вероне (1356).

НБ УДУНТ (ДИТ)

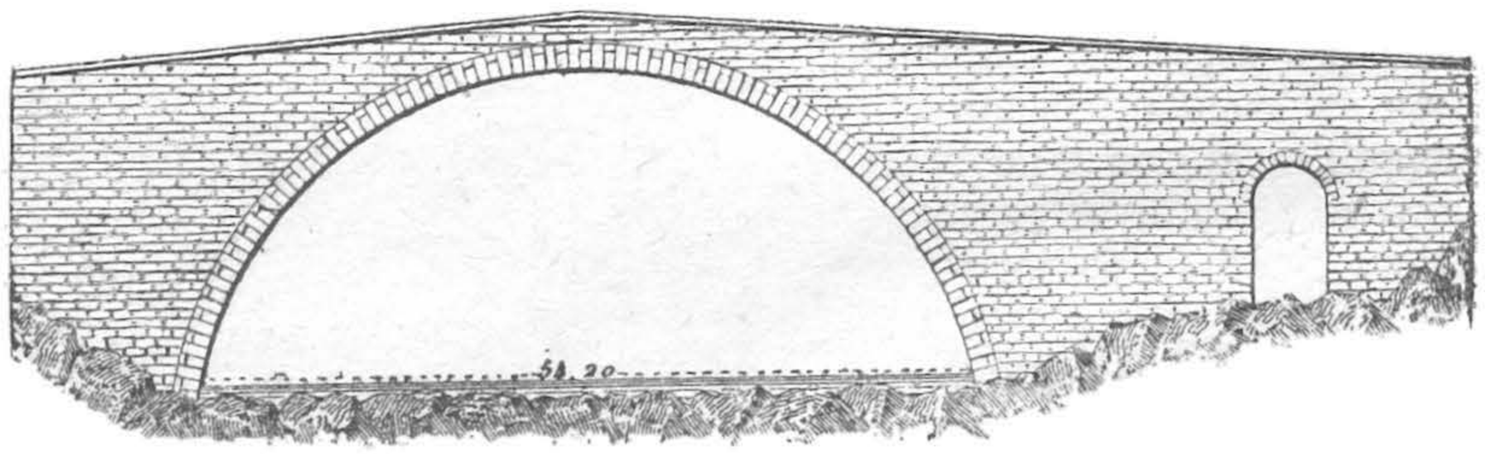
а с другой стороны мост служил для нападающего врага средством преодоления речного барьера. Такой пункт, очевидно, подлежал военной охране и должен был представлять укрепленное место. Нужно сказать и то, что феодалы, заинтересованные в развитии транзитного торгового движения через их владения, строили мост, взимали соответствующую мзду (выкуп за отказ от «права грабежа») и брали на себя охрану купцов и караванов от нападения разбойников, для которых мосты во все времена и у всех народов были излюбленными местами засад. Таким путем экономика налагала свою печать на внешний облик моста.

В 1377 году миланский герцог Bernabo Visconti построил на р. Адде замок Треццо и при нем мост в один пролет величиною 72 *м*. Однако во время осады замка в 1416 г., чтобы отрезать сообщения осаждаемых, мост был разрушен, просуществовав всего лишь 40 лет. На фиг. 5 представлены вероятные очертания моста, восстановленные по остаткам его на берегах реки и по стилю того времени. По своему пролету это был величайший каменный мост; лишь в XX столетии (1903 г.) был построен в Люксембурге инженером Séjourné мост большего пролета.



Фиг. 5. Мост Треццо (1377).

После разрушения моста Треццо первенство по пролету принадлежало до 1822 года французскому мосту Vieille Brioude через р. Алье (фиг. 6), начатому постройкой около 1340 г. и переделанному или реставрированному в 1479 г. Свод очерчен по дуге круга, пролет 54,26 *м*, стрелка 18,8 (около 1:3). Он сложен был отчасти из камня вулканической породы, оказавшегося слабым на выветривание; известковый раствор был весьма хорошего качества. К середине XVIII века мост пришел в ветхость, чему весьма способствовало отсутствие смазки поверх свода, которая могла бы до некоторой степени прикрыть его от просачивания сверху воды. Кроме того пользование мостом стало затруднительным вследствие крутых въездов. Поэтому в 1750 г. приступлено было к постройке другого моста поблизости, с отклонением дороги. Новый мост строился в три пролета, при чем главный свод пролетом 23 *м* был сложен из очень мягкого камня и немедленно по раскружаливании обрушился. Свод возобновили и мост закончили, но затем в 1783 году


Фиг. 6. Мост Vieille-Brioude (1479).

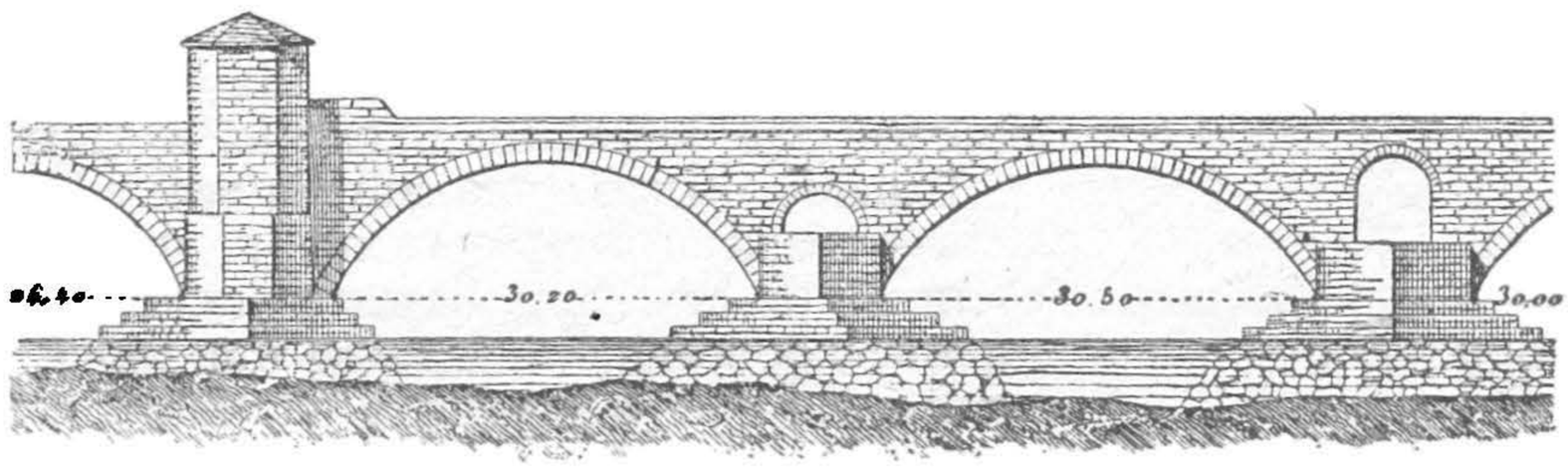
он был снесен половодьем, так как быки были основаны на сваях и не были защищены от подмыва. После этого было решено исправить старый мост, простоявший 40 лет без всякого ухода и грозивший уже обрушением. К 1815 г. работы были исполнены, но усиление моста плохо удалось, а увеличение слоя подсыпки на мосту для смягчения уклонов сделало положение свода еще более трудным. Его собирались снова усиливать, но в 1822 году он неожиданно обрушился, просуществовав около 350 лет.

Мосты, построенные на протяжении Средних веков, следующим образом характеризуются французским профессором Croizette-Desnoyers:

«Средневековые мосты отличаются сочетанием сводов, часто очень неравных по величине пролетов, очерченных по пологой дуге круга, полуциркульных или готических, покоящихся на толстых быках с большими выступами, по крайней мере в сторону против течения; на этих выступах строились крепостные башни или часовни.

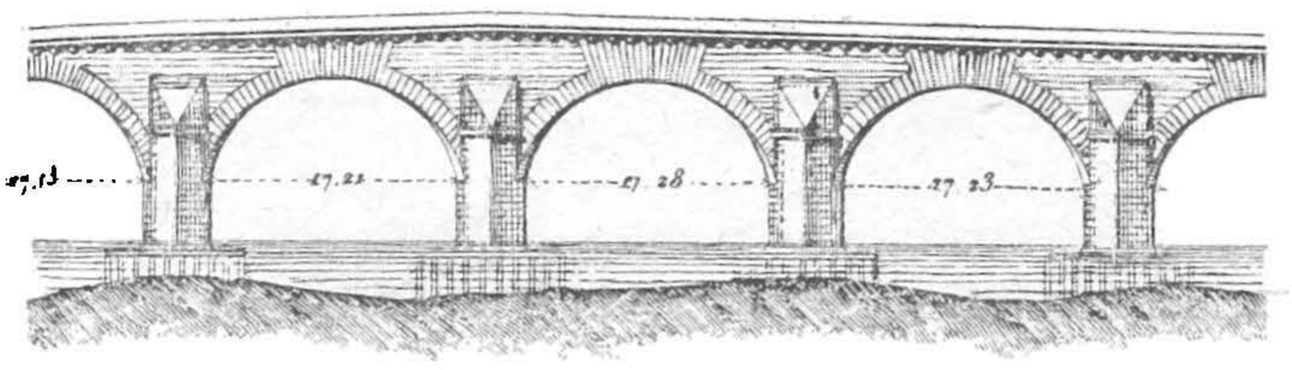
НТБ УДУНТ (ДИТ)

Очертание моста в плане часто изломано, ширина проезда невелика, а въезды почти всегда с крутыми уклонами. Работы производились на некоторых мостах заботливо, но в большинстве случаев — грубо и неправильно, иногда до того, что трудно объяснить себе, как некоторые мосты, построенные шесть-семь столетий тому назад, могут существовать до сих пор. Но некоторые из этих мостов весьма замечательны по большим размерам сводов и по небольшой их толщине в замке. Внешний вид мостов, построенных за этот период, вообще весьма причудлив».



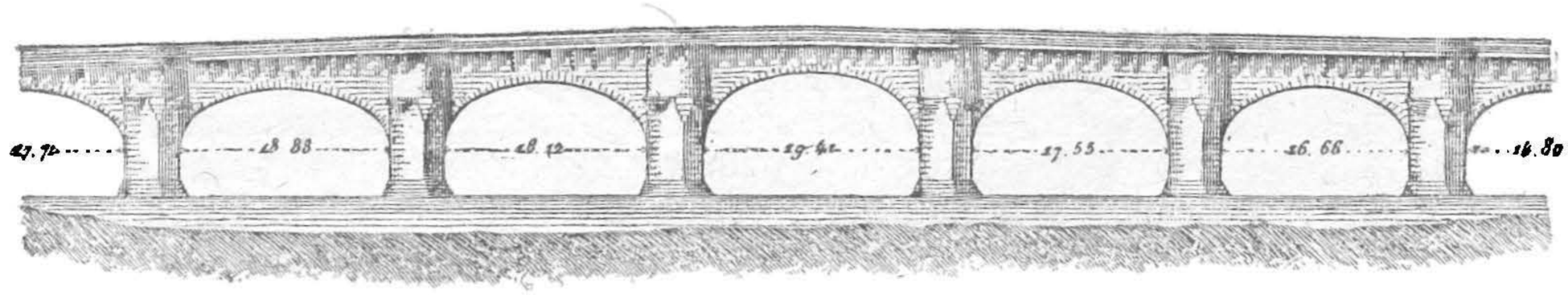
Фиг. 7. Мост St.-Esprit (1265).

Столь ярко выразившееся за это время стремление к увеличению пролетов объясняется трудностью заложения опор в реках; множество мостов было снесено водой. Не будучи в состоянии справиться с этой задачей, самые смелые строители шли на увеличение пролетов. Пример устройства оснований под быками в мостах того времени представляет мост St.-Esprit, построенный на Роне в 1265 — 1307 г.г. орденом мостовых братьев, часть которого приведена на фиг. 7. Толщина быков около 1:3 пролета, фундамент чрезвычайно широк и расположен, как есть основания предполагать, на деревянном ростверке, положенном на каменную наброску. Такая конструкция опор очень стесняет проход воды и создает даже на тихой реке условия, при которых трудно удержать опоры от подмыва и мост от крушения. Мост представлял почти плотину, и прочно его могли построить лишь обладавшие опытом мостовые братья, с затратой больших средств, предоставленных папами, по повелению которых построены старые мосты на Роне. Проекты же многих погибших мостов составлялись случайными архитекторами или просто каменщиками.



Фиг. 8. Мост Notre-Dame в Париже (1507).

Выработка хороших приемов заложения оснований в реках стала очередной задачей и заняла целый ряд поколений строителей на протяжении нескольких веков и вполне разрешена была в XIX столетии. Мы видели уже и еще увидим примеры крушения мостов от подмыва опор даже в XVIII веке, когда во Франции существовала уже знаменитая Школа Мостов и Дорог. Трудности постепенно преодолевались, и строители, удачно справившиеся с задачей постройки моста в одном месте, приобретали славу на весь мир и приглашались для постройки мостов из одной страны в другую. Уменьшение



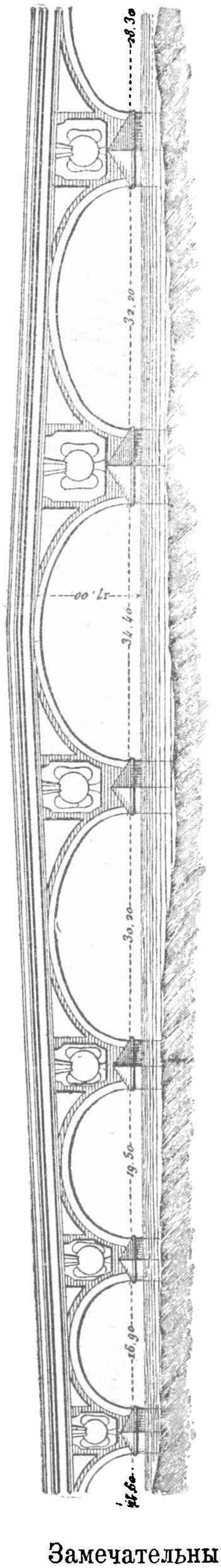
Фиг. 9. Новый мост в Париже (1604).

стоимости речных опор и надежное их заложение дало возможность переходить реки малыми пролетами. Применение же небольших пролетов и пологих сводов сделало возможным постройку каменных мостов в городах, где нельзя было высоко подымать полотно и делать крутые въезды. До этого же времени города строили деревянные недолговечные мосты, которые часто сносило водой или уничтожал огонь, так как на них гнездились лавки и жилые лачужки.

Первые каменные мосты в Париже строились уже весьма большой ширины; это

НБ УДУНТ (ДИТ)

объясняется не только потребностями движения, но и обычаем иметь на мостах торговые помещения и даже жилые и служебные дома. Ширина моста Notre-Dame, построенного в 1507 г. (фиг. 8), равна 23,6 *м*. Здесь применены полуциркульные своды небольших пролетов, хотя пологие круговые своды были уже известны. В XVI и XVII столетиях развитие колесного транспорта заставило строителей мостов заметно смягчить крутизну въездов, в особенности в городских мостах. Это связано с переходом от полуциркульных сводов к пологим сводам коробового очертания, которое получило весьма широкое распространение в мостах и следующего XVIII века.



Фиг. 10. Мост в Тулузе (1542—1632).

Толщина быков устанавливается за это время в 1 : 5 пролета, — правило, которое долго и упорно держалось (до конца почти XVIII столетия). Развитие судоходства по рекам требовало уменьшения толщины быка во что бы то ни стало и она была уменьшена; от применения каменной наброски, обращавшей мост в полуплотину с большим перепадом воды в реке, очень затруднительным для судоходства, — пришлось отказаться. Ростверки свайных оснований стали располагать ниже поверхности воды на 5—6 фут, а затем и на 15 фут. (мост Royal в Париже, 1687 г.). Правило для толщины быка было установлено в соответствии с приемами господствовавшей еще ремесленной техники эмпирически; здесь успех нескольких частных случаев был закреплен в виде «правила», от которого ремесленник не смел отступать, ибо не мог предвидеть последствий такого отступления. Эпоха ренессанса сказалась и в мостах, в особенности в Италии, но отразилась и на некоторых французских мостах большим изяществом в архитектурной обработке, например Pont Neuf в Париже, построенный в 1604 г. (фиг. 9), мост в Тулузе (фиг. 10).

Мост в Тулузе начат сооружением в 1542 г. и окончен 90 лет спустя, в 1632 году. Мост имеет 7 пролетов, расположенных несимметрично, величиною от 14,6 до 34,4 *м*. Очертание сводов *коробовое*, которое, по мнению Gauthey'я, появилось здесь впервые. Надсводные стенки из кирпича четко отделяются от каменных частей; отверстия над быками и их обработка придают мосту большую красоту. Уклон полотна на мосту более 4%.

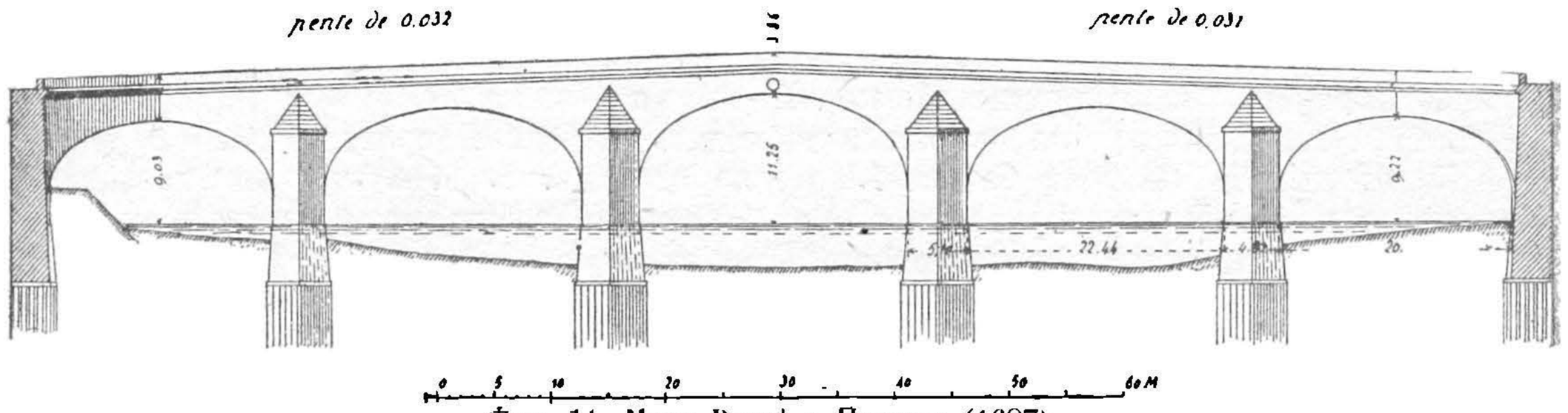
Pont Royal через Сену в Париже (фиг. 11) построен в 1635—1687 гг. доминиканским монахом Ромэном, успешно окончившим постройку моста в Maëstricht, в Голландии. Проект моста составлен архитектором Hardouin Mansard. Мост имеет 5 пролетов, расположенных симметрично; наибольший имеет величину 23.4 *м;* толщина быков 4,55 *м*, или около 1:5 пролета; очертание сводов коробовое, с подъемом в 1:3. Толщина сводов очень большая, до 2 *м* в замке. Она была сильно уменьшена при понижении уровня полотна на мосту в 1838 году. Ширина моста 16,9 *м*, при чем вся она предназначена для потребности движения, лавки строить на мосту не разрешалось. В архитектурном отношении мост замечателен отсутствием орнаментации, введенной под влиянием ренессанса в мосты, построенные много раньше этого. Здесь вся художественная обработка сводится к изяществу очертаний и гармонии отдельных частей сооружения в целом. Основания быков заложены на глубине 15 фут ниже межени на свайном ростверке. Работы произведены в котловине с водоотливом за перемычками толщиною 9 фут. Этот мост как в отношении производства работ по устройству оснований, так и в отношении художественной обработки послужил образцом для многих мостов, построенных во Франции в XVIII веке.

Замечательный каменный мост был построен в XVII веке в Москве через Москва-реку. Он назывался Всесвятским, а затем Большим Каменным мостом. Последнее название сохранилось до сих пор и относится к ныне еще существующему

НБ УДУНТ (ДИТ)

железному мосту, построенному в 1859 году на месте старого Всесвятского моста.[1]

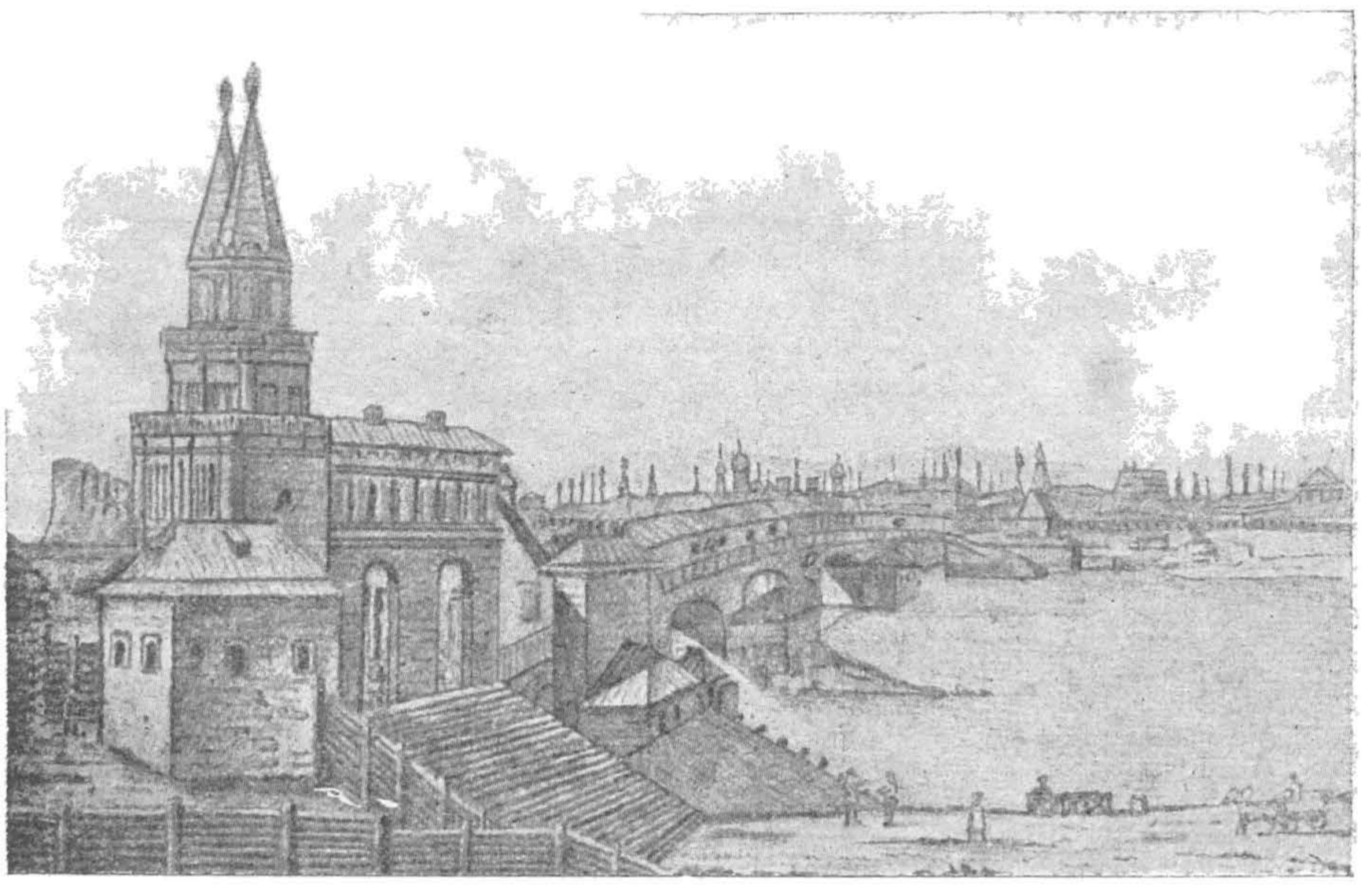
До постройки каменного Всесвятского моста, через р. Москву строили так называемые «живые» мосты из плотов; в половодье их приходилось убирать и прерывать сообщение с берегом. По заселении Замоскворечья стрелецкими слободами нужда в постоянном мосте в XVII веке ощущалась настоятельная. В 1643 г. из Страсбурга был выписан палатный мастер Яган Кристлер с инструментами и строительными



Фиг. 11. Мост Royal в Париже (1687).

приспособлениями, как ворот, блоки и т. п. Кристлер представил царю Михаилу Федоровичу деревянную модель каменного моста.

При рассмотрении модели и сметы в посольском приказе Кристлеру были поставлены москвичами некоторые вопросы, показывающие их большие сомнения в успехе постройки каменного моста через Москва-реку. Так думный дьяк Григорий Львов и Степан Кудрявцев спрашивали: «можно ли будет тому его мосту устоять от льду толщиною два аршина?» — На этот вопрос Кристлер дал такой ответ: «у него будут сделаны



Фиг. 12. Всесвятский (Большой Каменный) мост в Москве (1687).

шесть быков каменных острых, а на те быки учнет лед, проходя, рушиться, а тот рушенный лед учнет проходить под мост между сводов мостовых, а своды будут пространны, порожжего места будет по 40 аршин, а меж порожжих мест у столбов будут же сделаны отлоги острые; и от льду мосту порухи не будет, укрепити его мочно». — На вопрос же «можно ли будет по тому мосту возить большой пушечный снаряд и от большой тягости устоят ли своды?» Кристлер отвечал: «своды будут сделаны толсты и тверды и от большие тягости никакой порухи не будет». — Вскоре и царь Михаил и Кристлер скончались. О постройке моста ничего не слышно. Лишь в правление Софии и князя В. В. Голицына, с 1682 по 1687 г., постройка моста производилась каким-

[1] «Русские достопамятности», вып. II, Москва 1862 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

то монахом. Мост был закончен. Большая сравнительно стоимость его поразила москвичей; вошло в поговорку выражение: «дороже Каменного моста».

Мост представлял собою (фиг. 12) грандиозное по тому времени сооружение и считался в Москве восьмым чудом. Он имел семь речных пролетов и два береговых. На левом берегу к нему примыкали Кремлевская стена и стена Белого города у Всесвятской стрельницы. На правом берегу мост имел огромную башню с двумя верхами и шестью воротами. У быков построены были мельницы с плотинами и сливными порогами. На самом мосту, имевшем ширину 11 саж., стояли палаты, табачная таможня и пивной двор. Находились также деревянные лавки со «щепетным товаром». В башне находилась Корчемная канцелярия и тюрьма. Под ними — кабак.

В 1731 г. мельницы были убраны, чтобы дать свободный проход воде.

К половине XVIII века башня была уже сломана. В 1784 году был предпринят большой ремонт моста; исправляли его в 1809 году. Вообще мост плохо держался и требовал огромных расходов на ремонт. Отсутствие изоляции и плохой камень и раствор давали себя чувствовать. В начале пятидесятых годов решено было его сломать. Москвичи очень жалели о гибели старого моста и были убеждены, что его можно было привести в порядок.[1]

§ 2. МОСТЫ XVIII ВЕКА.

В XVIII веке постройка каменных мостов была значительно усовершенствована, в особенности во Франции, которая в этом деле всегда стояла впереди всех прочих стран и до сего времени занимает первое место, давая все новые и новые образцы инженерного творчества в интересующей нас области. В XVIII веке техника начинает переходить от примитивного строя к научному. Возникают начала строительной механики, техническая мысль освобождается, как и мысль вообще, от средневекового преклонения перед авторитетами и слепого подчинения ремесленным правилам. Рост производительных сил заставляет становиться на путь исследований, исканий новых решений при постройке мостов. Мосты на реках являлись помехой для судоходства. Особенно тяжелы были каменные мосты по сравнению с балочными деревянными мостами. У деревянных мостов балочной системы тонкие быки, а под пролетными частями был наибольший простор. И мы видим, что строители каменных мостов XVIII века ставят себе весьма смелую задачу приблизить каменные мосты к деревянным. И нужно сказать, задачу эту они решили весьма успешно. В некоторых отношениях (как например, в увеличении пологости сводов, в уменьшении толщины быков) дело доведено было за этот век до последнего возможного предела — в мостах, построенных знаменитым инженером Перроне и его учениками. Успеху строительства во Франции много способствовало учреждение в 1716 году особого корпуса инженеров мостов и дорог; при организации корпуса он состоял из главного инспектора, главного инженера, трех инспекторов и двадцати одного инженера. С этого времени проекты мостов составлялись инженерами и рассматривались советом инженеров (инспекторов). Контингент инженеров пополнялся из архитекторов и людей, получивших знания на практических работах. Вскоре была создана специальная школа, а именно знаменитая Школа Мостов и Дорог в Париже, учрежденная в 1747 году и организованная инженером Перроне, который и стоял во главе ее целых 47 лет до конца своей жизни. Будучи выдающимся человеком и инженером, он сумел поставить ее на большую высоту и дать Франции целый ряд блестящих инженеров, построивших множество образцовых дорог, мостов, каналов и т. п. Отметим здесь кстати, что по образцу Парижской школы в 1809 году был организован в Петербурге приглашенными для этого из Франции инженерами Институт инженеров путей сообщения.

Приведем описание наиболее значительных мостов этого века.

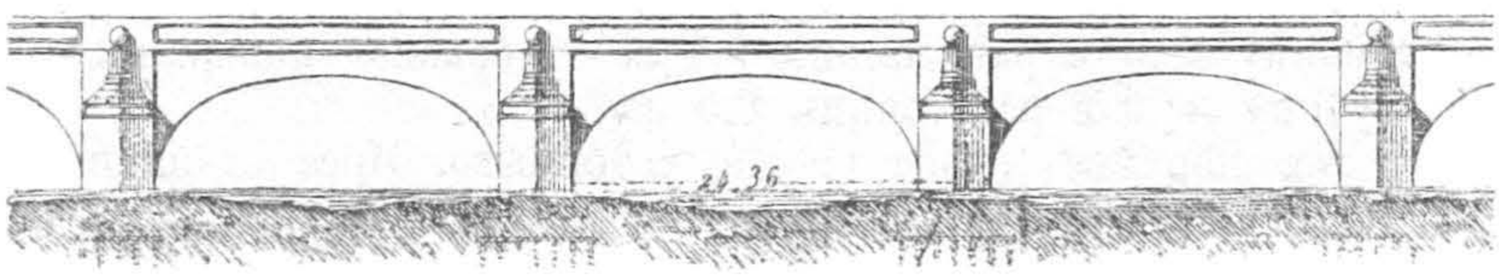
Мост de Saumur на Луаре начат постройкой в 1756 г. и закончен в 1779 году. Девять лет было затрачено на устройство оснований быков и устоев этого моста, имеющего 12 совершенно одинаковых пролетов по 19,5 *м* в свету. Своды очерчены по коробовой кривой с подъемом в $^1/_3$. Быки в горизонтальном разрезе на верховом и низовом концах имеют одинаковое очертание в виде готической арки, толщина быков 3,9 *м*, т. е. 1:5 пролета. Сооружение является типичным для своего времени. Полотно

---

[1] Вид моста в 1839 г. уже без башни приведен в альбоме «Vues pittoresques des palais de St.-Pétersbourg». — См. также Н. Собко, Словарь русских художников, т. I, вып. I, 1893 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

на мосту горизонтальное. Производство работ по устройству оснований на сваях в свое время наделало много шуму и составило славу строителю моста инженеру de Voglie. Сперва были устроены свайные основания под один устой и бык; дно состояло из слоя песка и гравия, толщиною не менее 5 *м*, сваи были назначены длиною 9—10 *м*. Работа производилась принятым в то время способом за перемычками с водоотливом; она оказалась в данном случае весьма трудной, дорогой и малоуспешной. На устой и бык пошло два строительных периода, сваи пришлось срезать на глубине всего 1,3 *м* ниже межени. Строитель решил прибегнуть к применению понтонного ящика, впервые использованного при постройке Вестминстерского моста в Лондоне (1738—1750); ящик имеет толстое непроницаемое дно из брусьев и непроницаемые стенки; опустив ящик на выровненное дно реки, возводят в нем кладку фундамента, а затем бока ящика снимают. Этот весьма ненадежный способ дал на лондонском мосту в одном из быков осадку его на 30 *см*. Строитель Сомюрского моста учел это и поставил себе задачу опустить ящик не на дно, а на головы предварительно забитых свай, срезанных на одном уровне ниже горизонта воды по крайней мере на 1,5 *м*. Возникало затруднение в подводной срезке свай точно под один уровень; была придумана для этой цели особая пила, вполне обеспечившая успешность работы. Заложение оснований по этому способу пошло вполне успешно, а глубина подводной срезки все увеличивалась, и последние опоры имеют подошву фундамента на глубине 3,9 *м*. При этой конструкции свайных оснований было обращено внимание на тщательное заполнение камнем промежутков между сваями и затем между этим заполнением и дном яшика. Для достижения последней цели на каменную наброску между сваями, не доходящую немного до уровня срезки свай, накладывался слой глины немного выше голов свай. При установке ящика глина под давлением заполняла хорошо пустоты под днищем. Этот способ оказался вдвое дешевле применения перемычек и получил после того значительную популярность.



Фиг. 13. Мост в Туре (1765—1809).

Мост de Tours на Луаре (фиг. 13) представляется одним из наиболее монументальных сооружений XVIII века. Строился он с 1765 по 1809 г. Состоит из 15 пролетов по 24,36 *м*, с быками толщиною 4,9 *м* (1:5 пролета), с коробовым очертанием сводов при стреле подъема 1:3. Верхнее очертание моста — горизонтальная прямая. Ширина моста 15,5 *м*. Быки с верховой стороны заострены готическим очертанием в плане, с низовой стороны — кончаются полуциркулем. Въезды на мост представляют в плане воронку, занимающую половину берегового пролета; образующиеся свесы, очерченные четвертью круга, поддерживаются сводчатым односторонним пространственным покрытием. Замечательны длинные береговые крылья, образующие перед мостом широкую площадку.

Сооружение этого моста сопровождалось рядом инцидентов, представляющих большой интерес для инженера.

Все опоры моста имеют свайное основание; на заложение их для 14 быков и двух устоев потребовалось 7 лет. Для 5 быков, находящихся на острове, основание заложено в открытых котлованах, для 4 быков — в перемычках, для остальных 5 быков при помощи понтонных ящиков по способу, примененному на мосту Saumur, с тою лишь разницей, что не было сделано заполнения между сваями и под дном ящика. Своды возводились последовательно один за другим. Когда приступили к замыканию последнего свода в 1776 году, он обрушился вместе с кружалами. Оказалось, что кружала употреблялись уже в четвертый раз и не были достаточно хорошо отремонтированы.

Затем 28 августа 1777 г., когда мост был почти окончен, бык № 8, заложенный в 1771 году, опустился вдруг на 1,12 *м* с верховой стороны и на 1,44 *м* с низовой стороны. Своды № 8 и 9 приняли вид ползучих сводов, потрескались, а на своде № 8 обрушилась облицовка. Перроне, который был командирован в Тур, нашел, что под этим быком на глубине 4,71 *м* от межени, т. е. на 2,41 *м* от дна ящика быка, залегает слой крепкого туфа; сваи быка, пройдя слой песка толщиною 1,20 *м*, упер-

РГВУЗ УГУНТ (ДИТ)

лись в скалу, а между дном ящика и слоем песка была пустота, которую следовало бы заложить камнем. Сваи должны были опрокинуться или поломаться. Бык № 8 был восстановлен; каждый из быков, заложенных при помощи ящиков, окружен был шпунтом и каменной наброской и кроме того разгружен на 400 тонн устройством в пазухе над ним поперечного проема, перекрытого сводиком.

Наконец мост был закончен; оставалось сделать мелкие работы и въезды, когда 25 января 1789 г. во время ледохода вследствие образования затора были подмыты 3 быка № 12 — 14, вследствие чего обрушились 4 свода. Вместо обрушившейся части моста был выстроен временный деревянный мост. К восстановлению моста было приступлено в 1802 г., которое и окончено в 1809 г. Новые опоры приходилось строить на засоренном обломками месте и, чтобы укрепить их, были устроены под тремя последними арками ростверки в виде опрокинутого свода со стрелкою 1,3 *м*, низшая точка которого находится на 1,0 *м* ниже межени.

До 1835 г. все обстояло благополучно. Но в этом году бык № 10 опустился на 0,43 *м*, № 9 тоже опустился на 0,15 *м* с одной стороны и 0,25 *м* с другой. Своды не были при этом повреждены.

Бурением через бык во всю высоту было установлено, что под подошвой быка между сваями имеется пустота, глубиною до 0,80 *м*. Решено было заполнить пустоты раствором гидравлической извести, разжиженным тотчас по гашении; потом оказалось, что известь приняла со временем твердость известняка. Такую же операцию произвели над быками № 9 и № 11; на последнюю опору пошло самое большое количество раствора, — 43,2 $м^3$. Под сводами 9 — 11 построен был общий бетонный ростверк, толщиною 0,70 *м*, защищенный двумя охранными стенками поперек реки; верховая опущена на глубину 4 *м* в расстоянии 9,7 *м* от боковой поверхности моста, низовая опущена на глубину 3 *м* в расстоянии 8,5 *м*.

С тех пор мост стоит вполне устойчиво. Мост стоил первоначально 3,5 миллиона франков, из которых на основания приходится 600 тысяч франков; исправления его обошлись более 2 миллионов. Это показывает, во что может обойтись погоня за экономией при заложении основании.

Дальнейший прогресс в деле постройки каменных мостов в XVIII веке связан с работами инженера Перроне (1708 — 1794).

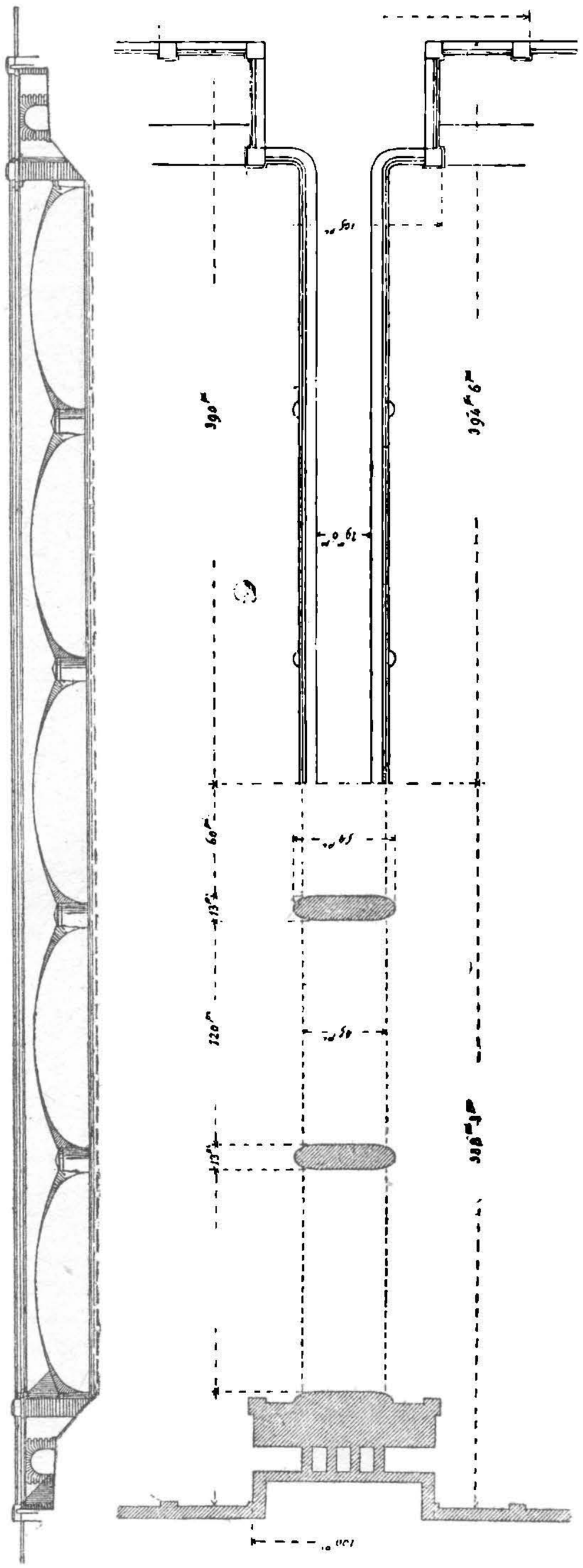
Прежде всего он обратил внимание на правило, по которому считалось необходимым давать быку толщину в 1:5 пролета при сводах коробового очертания со стрелкой в 1:3. Этого правила твердо придерживались строители того времени. Такая толщина, по их мнению, обеспечивала устойчивость быка в том случае, когда на него опирается свод лишь с одной стороны, а с другой — отсутствует, будучи взорван во время военных действий или не будучи еще сложен во время постройки моста. Негодность этого правила очевидна, так как устойчивость быка зависит не только от толщины его, но и от высоты, которая однако правилом не учитывалась. Перроне убедился в недостаточности правила при постройке моста de Mantes на Сене, когда бык немного наклонился от того, что кладка свода с одной стороны быка была почти к концу, а с другой только что начата. Большая толщина быков при малых пролетах стесняет живое сечение реки и, вызывая размыв ложа реки под мостом, угрожает целости мостов: много мостов погибло от подмыва быков. А раз лишняя толщина не достигает непосредственной своей цели, то давать ее быкам не только бесполезно, но и вредно. Быки должны принимать лишь вертикальную нагрузку при уравновешенных распорах, распор от подвижной нагрузки будет передаваться от свода на свод до устоев, которые его и примут на себя; каменные мосты в отношении опор можно и следует проектировать в духе деревянных свайных мостов.

Перроне применил свои соображения к делу в проекте моста через р. Сену в Neuilly (фиг. 14), представленном в Инженерный Совет в 1767 г. По этому проекту мост имеет 5 пролетов по 39 *м*, очерченных по коробовой кривой с подъемом в 1:4, при толщине быков 4,22 *м*, т. е. 1:9,23. Проект встретил большую оппозицию, несмотря на репутацию Перроне, как выдающегося инженера, и высокий пост, занимаемый им в качестве директора Школы Мостов и Дорог и главного инженера корпуса инженеров мостов и дорог. По этому поводу Dartein[1] замечает, что «люди, сделавшие с успехом свою карьеру (попавшие в Инженерный Совет), чаще всего питают отвращение к

[1] Dartein. «Etudes sur les ponts en pierre remarquables par leur décoration antérieurs au XIX siècle». T. II, p. 145. Paris 1907.

НБ УДУНТ (ДИТ)

новшествам. Построено много прекрасных и солидных мостов со сводами с пологостью в 1:3 и с быками толщиною в 1:5 пролета. Зачем изменять? зачем эта легкость, если она опасна для устойчивости моста и мало удовлетворительна в отношении внешнего вида? Они не понимали еще, что уменьшение толщины полезно для устойчивости моста».



Фиг. 14—15. Мост Neuilly на Сене (1767—1773).

Проект был бы отвергнут, если бы высшая власть не приказала осуществить его как он есть. Мост с успехом был построен и открыт для движения в 1773 г. и представляет теперь один из лучших памятников французского строительства.

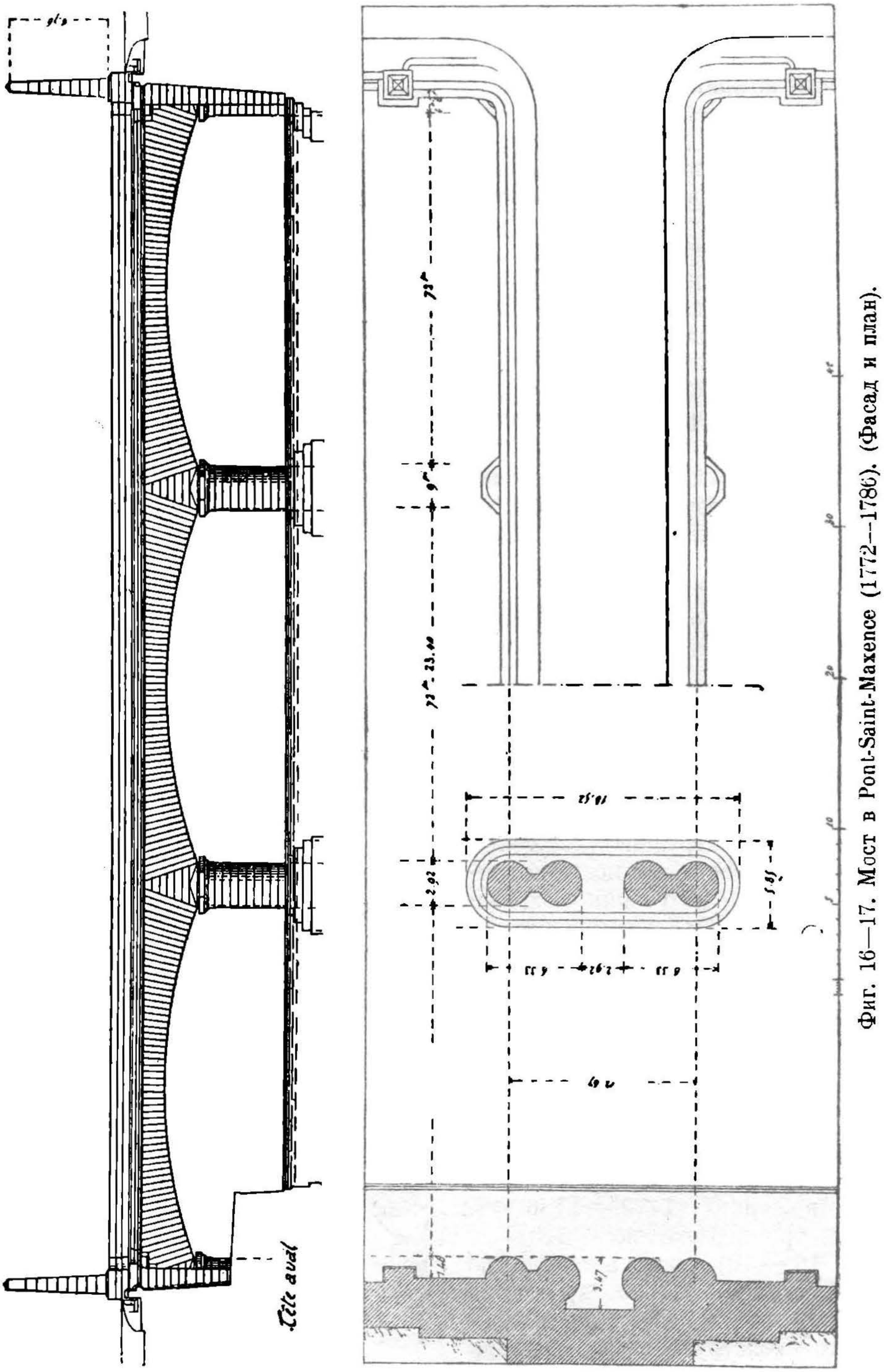
При постройке моста особое внимание было обращено на прочное заложение оснований быков, так как осадка какого-либо быка при небольшой толщине их повлекла бы за собой обрушение всего моста; основания на сваях заложены в открытых котлованах за перемычками с водоотливом. Кладка сводов произведена одновременно во всех пролетах. Раскружаливание произведено одновременно постепенным ослаблением клиньев, идя от пят к замку.

Затем Перроне обратил внимание на то обстоятельство, что с точки зрения свободного протекания высоких вод под мостом коробовое очертание не совсем безупречно. Лучшие условия получатся, если пяты свода будут подняты до горизонта высоких вод. Таким образом он пришел к мысли о целесообразности применения пологих круговых арок, так как, с другой стороны, чтобы не затруднять движения по мосту, не следует полотно моста поднимать высоко ради получения большей стрелки для свода. Идеальным решением в этом отношении было бы плоское покрытие на тонких колоннах, для чего необходимо было бы применение длинных прочных каменных глыб, которые, перекрывая целиком пролеты, могли бы работать как балки.

В этом направлении мыслей был составлен проект моста через р. Уазу в городе Pont-Saint-Maxence в 1771 г., построенный в период 1772 — 1786 гг. Мост имел три пролета по 23,4 *м* в свету (фиг. 16 — 18); своды очерчены по дуге круга, со стрелкой по проекту в 1:12; но вследствие малой осадки и преувеличенного конструктивного подъема кружал в действительности стрелка составляет 1:11,2. До этого времени самые пологие своды имел Старый мост во Флоренции, со стрелкой в 1:7. — На этот раз Инженерный Совет был освобожден от напрасных волнений; проект был представлен ему в 1773 году, когда прошел уже год, как было приступлено к работам с разрешения высшего начальства. Мост представляется сооружением чрезвычайной смелости не только в отношении пологости свода, но и в отношении конструкции быков. Стремясь осуществить идеальную конструкцию в виде плоского покрытия, поддер-

НТБ УДУНТ (ДИТ)

живаемого колоннами, Перроне составил каждый бык (фиг. 18) из четырех колонн, связанных в пары и со свободным промежутком между парами. Колонны опирались на общий фундамент, ширина которого по подошве равна 5,85 *м*. Устой представляет собой массив, шириною 12,67 *м* (ширина сводов) и длиною 14 *м*. Полотно на мосту

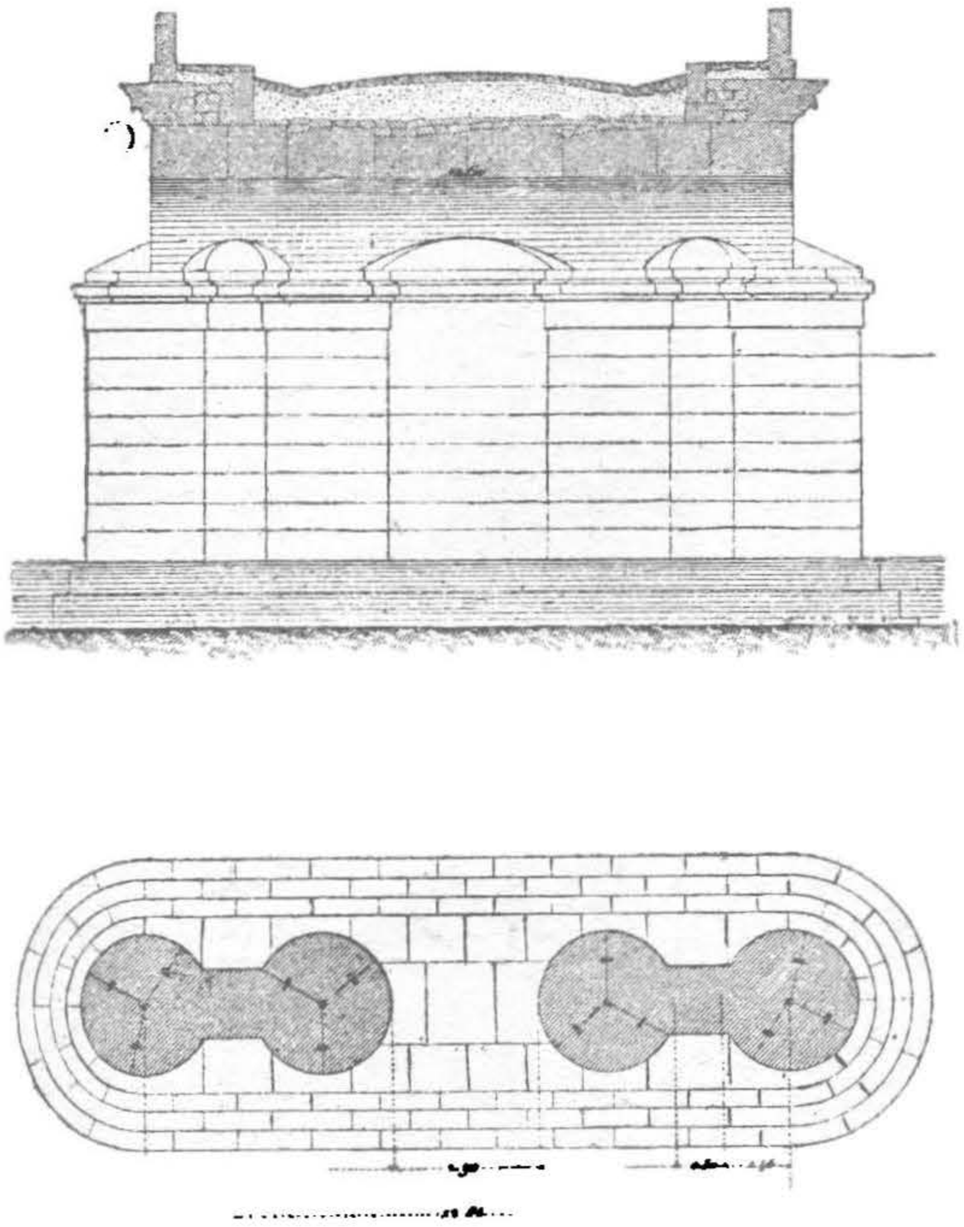


Фиг. 16—17. Мост в Pont-Saint-Maxence (1772—1786). (Фасад и план).

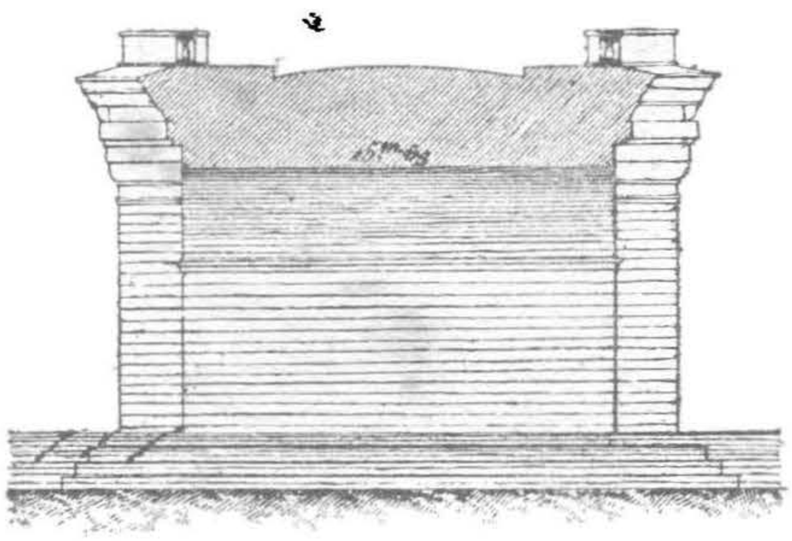
горизонтальное в продольном направлении. Основания заложены на сваях в перемычках. Осуществление проекта требовало весьма тщательного производства работ и применения хороших материалов. Кладка быков-колонн произведена целиком из штучных фасонных камней, соединенных металлическими скобами. Камни свода в некоторых рядах его также связаны между собою. Дороговизна производства работ поглотила всю

НТБ УДИНТ (ДИТ)

экономию, полученную на объеме кладки, но автор проекта предусматривал это и сознательно шел на некоторое увеличение стоимости моста, оправдываемое техническими преимуществами службы моста с возможно меньшим стеснением потока. Кроме того Перроне был инженер-артист, инженер-художник, которому художественные достижения до́роги не менее утилитарных. Он находил, что «архитектура мостов допускает вариации, дающие возможность уклониться от рабского подражания формам старых мостов».



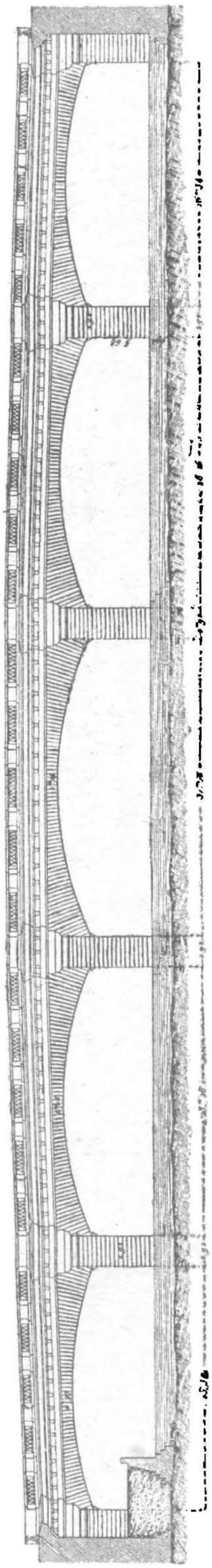
Фиг. 18. Бык.



Фиг. 19.

Следующим и наиболее крупным сооружением Перроне является мост de la Concorde через Сену в Париже. Проект был составлен в 1771 году в том же духе, что и предыдущий мост. Колонны быка сделаны такой же толщины (фиг. 19), но соединены в пары не тонкой перемычкой, а связаны значительным массивом. Наружные колонны быка не кончаются под пятами свода, а возвышаются до уровня полотна моста.

К осуществлению проекта оказалось возможным приступить лишь в 1786 году, когда Перроне было 76 лет, когда его властные покровители сошли со сцены. Инженерный Совет принудил Перроне, к великому его огорчению, сделать ему уступку и дать сплошные быки.

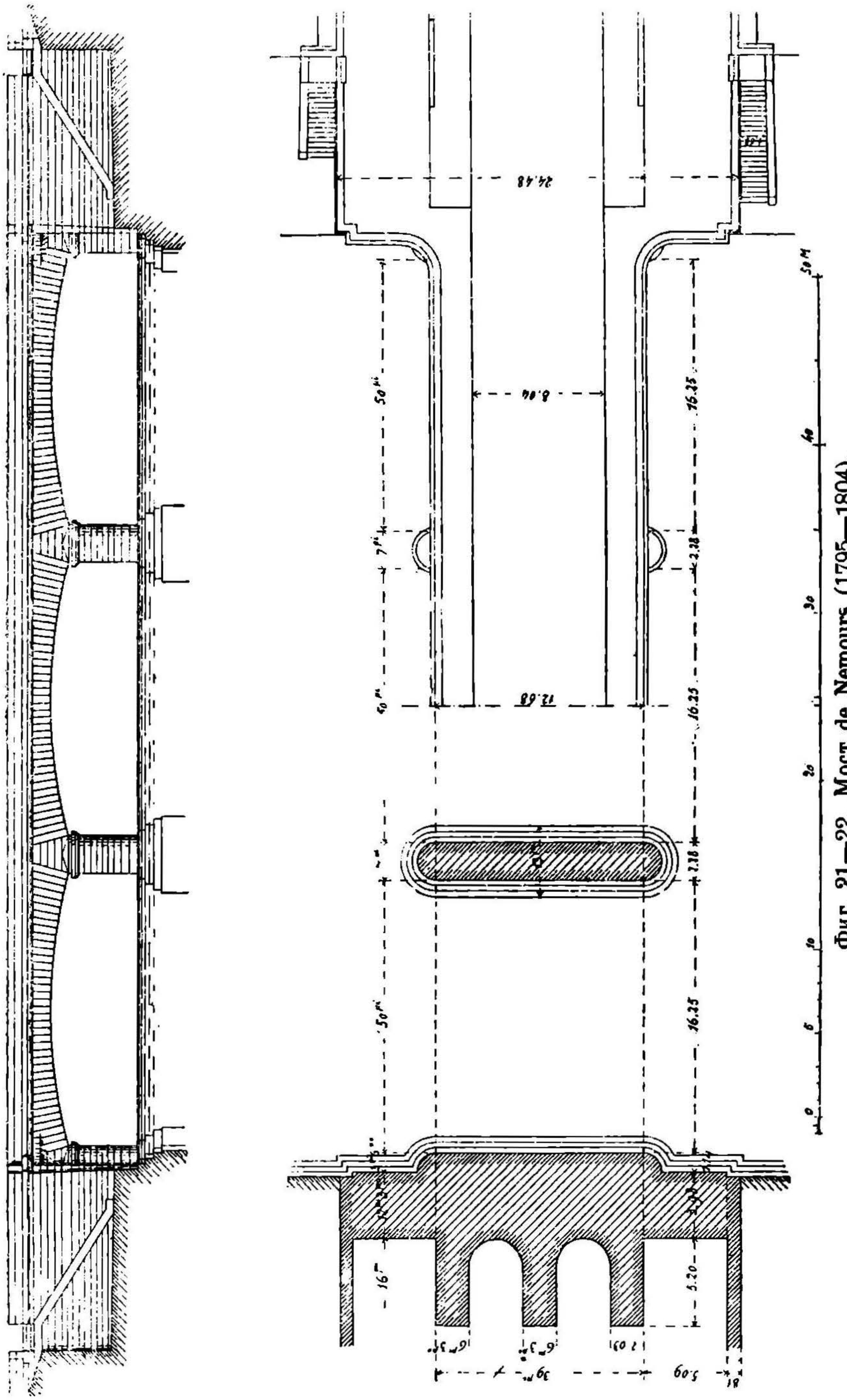


Фиг. 20. Мост de la Concorde в Париже.

Мост (фиг. 20) содержит пять неодинаковых, симметрично расположенных пролетов 25,33 — 28,23 и 31,18 *м*, со стрелками 2,98, 3.69 и 3,97 *м*, так как для увеличения просвета под мостом в среднем пролете нужно было поднять полотно при помощи продольных уклонов в 2,7% от берегов к середине; над средним пролетом полотно горизонтально. Предполагалось сводам, очерченным по дуге круга, придать пологость от 1:10 до 1:13, но на деле вышло от 1/7,8 до 1/8,5, отчасти вследствие излишней конструктивной высоты, приданной кружалам, отчасти вследствие увеличения стрелки в изменение проекта. Ширина моста 15,6 *м*. Быки имеют толщину 2,92 *м*, т. е. менее 1:10 пролета; основания их, как и устоев, заложены на сваях с ростверком на 1,95 *м* ниже межени; четыре нижние ряда кладки дают уширение быка на 6 фут во все стороны.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Наибольшую пологость сводам дал Перроне в проекте моста de Nemours через р. Loing. Проект составлен в 1793 году, работы же были исполнены уже после смерти автора проекта в 1795 — 1804 г.г. Мост перекрывает реку тремя равными пролетами по 16,25 *м* со сводами, имеющими подъем в 1 : 15,6, при толщине в замке 1,06 *м* (фиг. 21 — 22). Быки с вертикальными гранями имеют толщину 2,28 *м*, оба конца



Фиг. 21—22. Мост de Nemours (1795—1804).

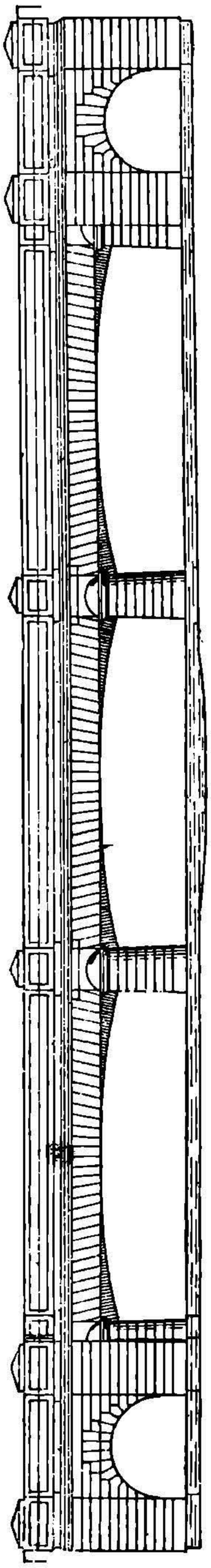
очерчены полукругом. Ширина моста 12,68 *м*. Устой представляет собою массив, толщиною 5,2 *м*, подпертый позади тремя стенками длиною 5,20 *м*. Ширина устоя 24,48 *м* — почти вдвое больше ширины моста. Быки и своды во всю их толщину и все наружные поверхности моста сделаны из камней чистой тески хорошего качества.

Предельной пологостью сводов обладает мост, спроектированный учеником Перроне в 1785 г. и построенный в 1805 — 1821 г. г. Это мост Saint-Dié (фиг. 23), состоящий

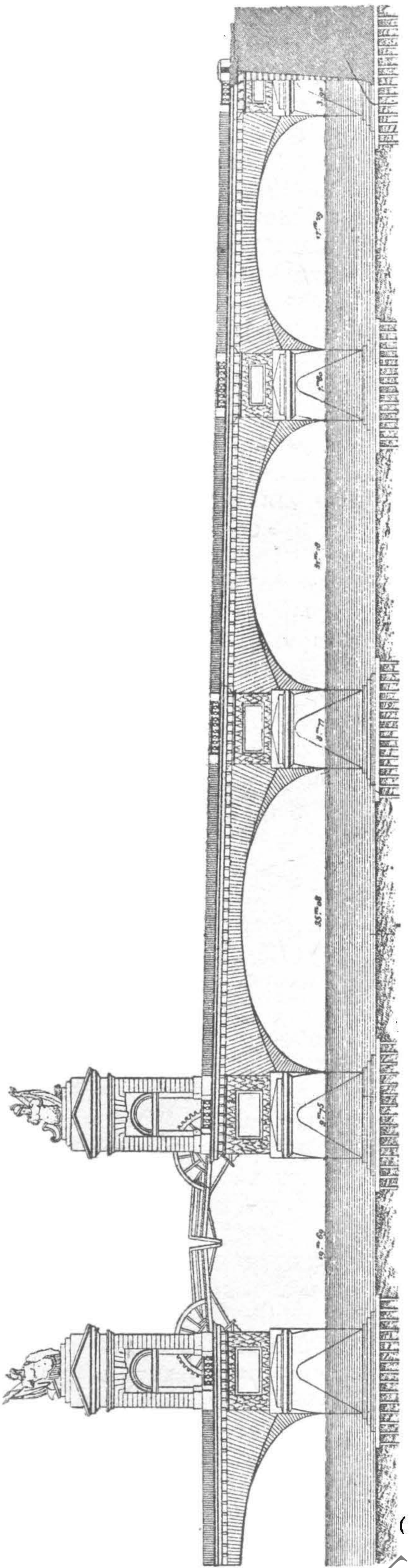
РГБ УДИНТ (ДИТ)

из трех пролетов по 12 *м* со сводами с подъемом по проекту 1 : 18, а в действительности от 1 : 15 до 1 : 17. С фасада своды обрезаны устройством «коровьих рогов» таким образом, что перекрытие имеет вид плоской плиты. Быки имеют толщину на уровне пят 1,45 *м*, боковым граням дан уклон 1 : 32. Мост представляет собою сооружение чрезвычайно оригинальное и является до сих пор единственным в мире. Он достойным образом завершает труды инженеров XVIII века и его славного деятеля Перроне.

В заключение отметим проект моста через р. Неву в Петербурге, составленный Перроне в 1778 г. [1] Мост (фиг. 24) должен был иметь 7 пролетов, из которых средний 19,5 *м* разводный с полотнами, подымающимися вверх на горизонтальной оси вращения. Остальные 6 пролетов перекрывались коробовыми сводами с коровьими рогами и с пролетами 35,1 — 31,2 и 27,3 *м*. Очень толстые быки (9,75 — 8,77 — 7,80 *м*) снабжены ледорезами с наклоном режущего ребра в 45°. Ширина моста 18,2 *м*, из них дано на 2 тротуара по 4,0 *м* и на проезжее полотно около 10 *м*. Башни над быками у разводного пролета, предположенчые в виде триумфальных ворот, стесняют ширину проезжего полотна до 3,0 *м*. Проект нельзя назвать удачным. Глубина воды показана неверно, она вдвое и втрое больше, чем показана на проекте, и принятое по проекту основание невозможно осуществить. Возможное дано на фиг. 199.



Фиг. 23. Мост Saint-Dié (1805—1821).



Фиг. 24. Проект моста через Неву в С.-Петербурге (1778).

[1] Другой проект каменного моста через Неву составлен в 1788 году итальянским архитектором Миноцци. Было намечено 11 пролетов, из них 7 по 22 *м*. По фасаду на мосту предположена галлерея. См. Журнал Гл. Управления Путей Сообщения, 1854 г., т. 20.

НБ УДУНТ (ДИТ)

§ 3. МОСТЫ XIX ВЕКА.

В это столетие техника достигла в интересующей нас области огромных успехов. Достаточно указать на изобретение портланд-цемента, на применение, как материала для постройки мостов, бетона, железа, чугуна, железобетона, на применение опускных колодцев и сжатого воздуха для заложения оснований, на развитие теории сопротивления материалов, на создание статики сооружений. В XIX веке в область строительной техники были привлечены огромные умственные силы и материальные средства в связи с развитием производительных сил человечества, вызвавшим великие научные и технические открытия.

XIX столетие, как известно, характеризуется господством в производстве промышленного капитала, поставившего себе на службу науку и технику, достигших в связи с этим огромного развития и успехов. Развитие международного обмена и внутренней торговли, а также потребности производства в перемещении сырья, топлива и рабочих рук, сказалось на величайшем росте транспорта. Применение пара на транспорте создало железные дороги, на которых мосты являются заметной составной частью. Темпы строительства уже не позволяли длить постройку мостов десятилетиями, нужно было для мостов доставлять материал издалека, требовалось уменьшение веса его частей, нужен был новый материал, более прочный при меньшем весе. Развитие металлургии ответило, между прочим, и этой потребности и появились на сцену сперва чугунные мосты, потом железные. В Соединенных Штатах Америки при постройке пионерных дорог (в незаселенных еще районах), при дороговизне содержания рабочих в безлюдном месте (привозные продукты питания), нашли применение металлические мосты на болтовых узловых соединениях; части готовились на заводе и собирались на месте в кратчайший срок.

С течением времени обнаружилась большая недолговечность железных мостов. Через 20 — 40 лет их приходилось перестраивать, так как с ростом веса паровозов и вагонов подъемная сила мостов становилась недостаточной, а с другой стороны, они страдали сильно от ржавчины. Массивные мосты между тем не чувствительны к изменениям веса нагрузки и к влияниям атмосферных деятелей. Появился еще новый строительный материал — железобетон, более стойкий, чем железо, и не такой тяжелый как камень, (не в единичном весе, а в перекрывающей способности, напр. в весе на погонный метр пролета).

Но каменные мосты обладают весьма ценными положительными качествами, которые не потеряли своего значения и в настоящее время. Как железа, так и цемента, смотря по конъюнктуре экономической жизни страны, может нехватать на все потребности (дефицитный материал). Применение камня, если он близок к месту сооружения, выводит из затруднения. Каменный мост, хорошо построенный, не требует почти никакого ухода, эксплоатационные расходы близки к нулю.

В области постройки *каменных* мостов первая половина столетия дала усовершенствования прежде всего в способах заложения оснований. До этого были известны два способа: заложение основания на материке, обнаженном при помощи водоотлива за перемычками, и заложение на сваях в перемычках с водоотливом или в понтонном ящике. Работы Вика над гидравлическими известями привели его, между прочим, к идее применения подводного бетонирования для заложения оснований без водоотлива, а потом стали применять для этой цели и бездонные ящики.

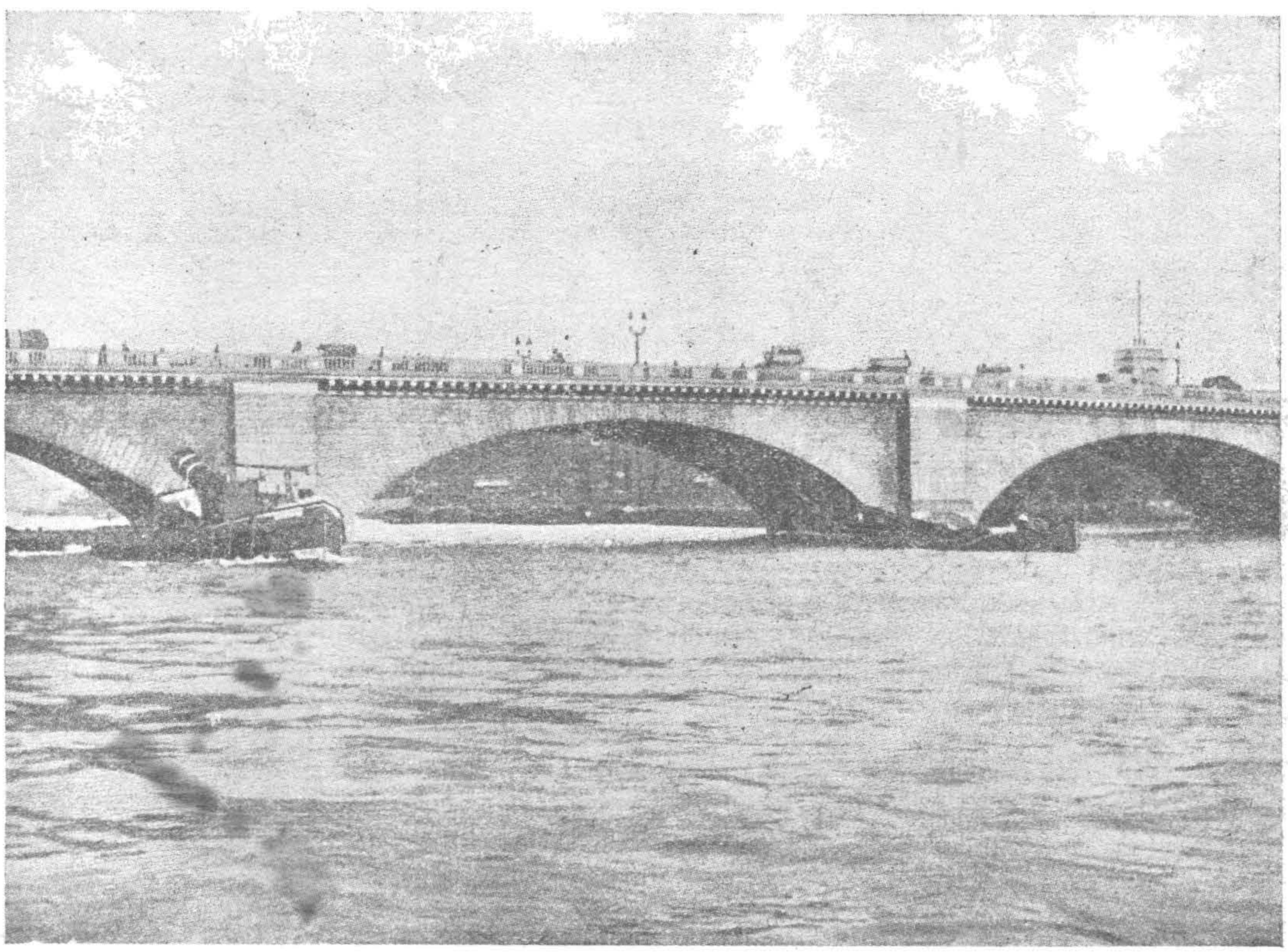
В 1831 г. инженер Триже впервые применил сжатый воздух для прохождения водоносных слоев при опускании шахтных колодцев. В 1851 г. этот способ был применен для заложения оснований опор моста в Rochester'e, а в 1860 г. инженер Прива опустил железный кессон уже современного вида.

Что касается надводной части каменных мостов, то здесь внимание инженеров было сосредоточено на сокращении времени постройки моста, так как при возникшем в это время строительстве железных дорог быстрая постройка мостов имела большое коммерческое значение. При этом приходилось прибегать к применению цемента вместо извести, а в связи с этим возник вопрос о борьбе с трещинами в сводах при их возведении. Были испробованы различные приемы производства работ по кладке сводов и различные системы кружал, и таким образом было подготовлено полное решение вопроса, которое было дано во второй половине века в работах Séjourné, современного нам второго Перроне. В отношении развития перекрывающей способности

НБ УДУНТ (ДИТ)

каменных мостов рассматриваемый период дал сравнительно немного; наибольший пролет доведен до 61 *м*. Это можно объяснить тем обстоятельством, что каменные мосты, с появлением железных, были отодвинуты на второй план. Железными мостами увлекались; понадобилось несколько десятков лет, чтобы найти им свое место и вернуть каменным мостам принадлежащее им значение, как единственному виду мостов, почти не поддающихся разрушительному влиянию времени. Каждый шаг, направленный к расширению области их применения, навсегда сокращает область применения других систем, если дело идет о возведении капитальных сооружений, а не временных.

На массовой постройке железных мостов для железных дорог установилась их своеобразная архитектура. Особенно подчеркивалась «легкость» пролетного строения, его «ажурность», в этом видели успех техники и удовольствие при созерцании. Но легкость скоро обнаружила свои отрицательные стороны в хозяйственном отношении, а поэтому ею в настоящее время перестали увлекаться и в отношении эстетическом.



Фиг. 25. Лондонский мост (1824—1831).

Каждой эпохе и каждой культуре, в зависимости от строя производственных отношений, соответствуют свои эстетические нормы. Египетские храмы нам теперь кажутся чудовищно нелепым нагромождением огромных колонн, выделанных из целого куска сиенита и с величайшими трудностями доставленных на место сооружения.

Но греческие и римские постройки, возведенные в период наличия и процветания меновых отношений, нам уже вполне понятны, доставляют полное эстетическое удовлетворение и могут служить мерилом эстетических достоинств современных сооружений.

Наступающая эпоха коммунизма несомненно даст свои нормы эстетики сооружений, в этом отношении работа уже началась, но до полного выявления потребуется еще много времени. Нам в переходную эпоху может быть и не создать своего долговечного стиля. Но от удовлетворения эстетических требований мы не должны отказываться. Мост должен выглядеть прежде всего сооружением организованным, увязанным. Распределение масс должно быть целесообразно, очертание контуров закономерным и понятным.

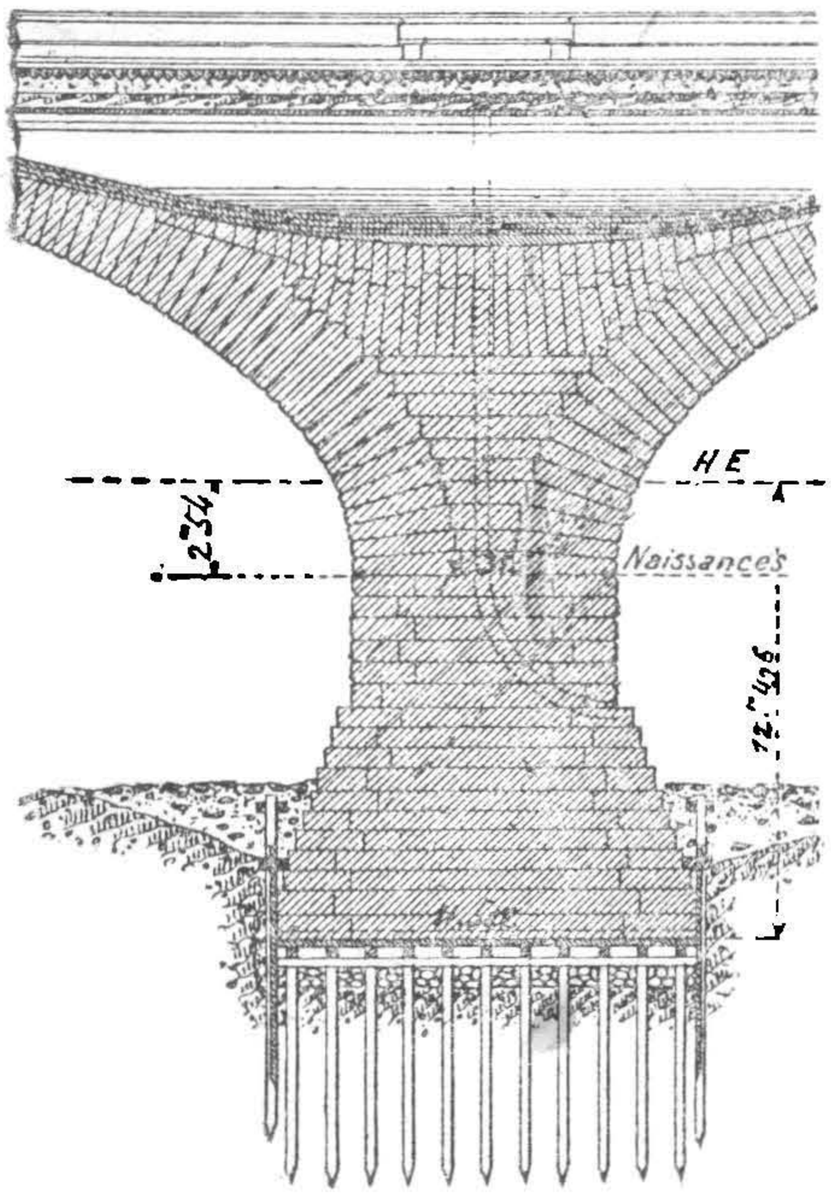
Что касается каменных мостов XIX столетия, то в конце его и здесь инженеры пошли в направлении достижения «легкости» и не без успеха. Построены замечатель-

НВ УДУНТ (ДИТ)

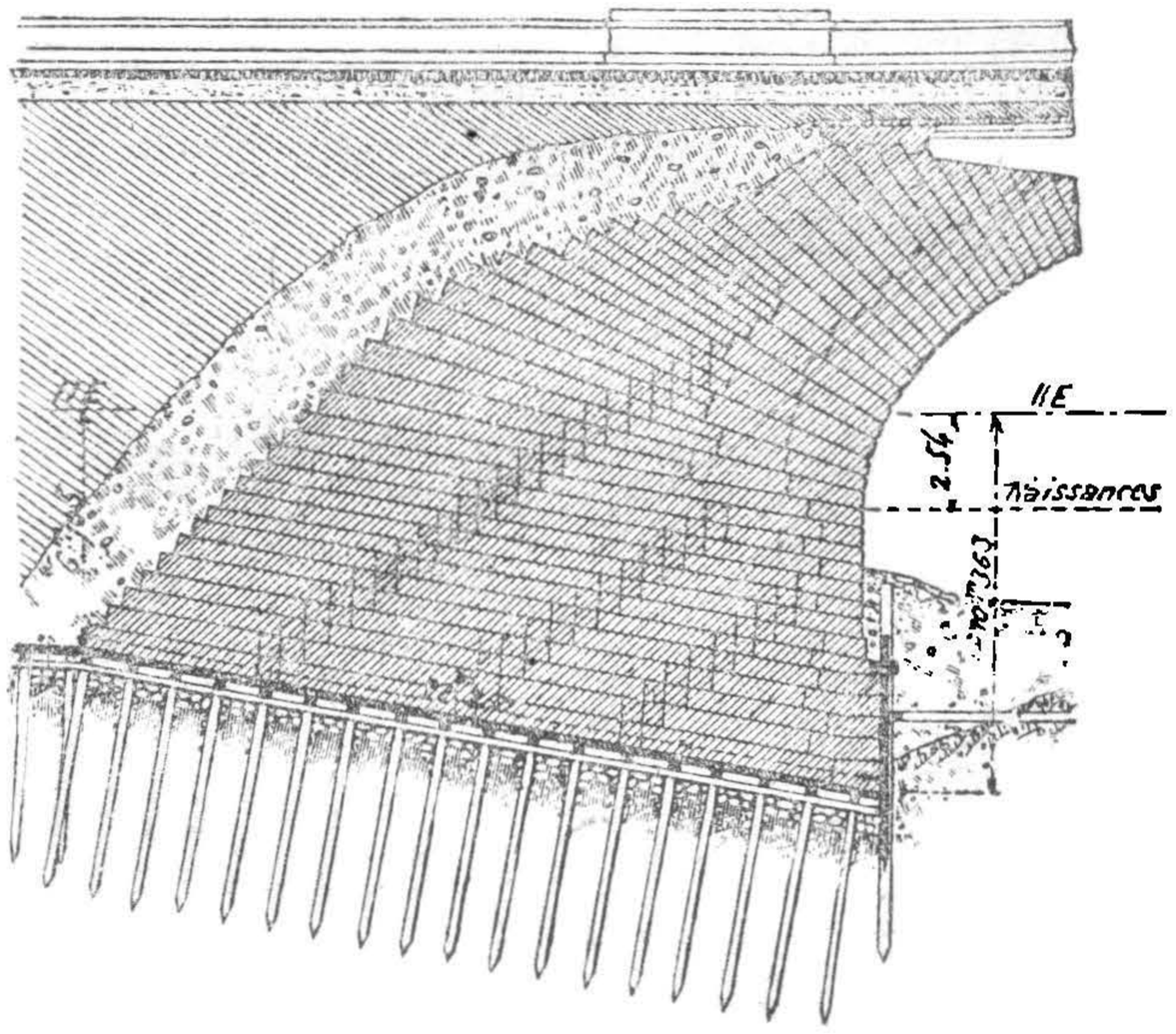
ные каменные мосты, не только легкие, но и удешевленные, что продвинуло их в некоторых случаях для применения вместо металлических.

Приведем несколько примеров каменных мостов, построенных в первую половину XIX века.

Лондонский мост (1824 — 1831). Полотно с уклонами. Имеет 5 пролетов (фиг. 25), из коих средний 42,67 *м*. Очертание сводов коробовое, с подъемом около 1:3. Быки основаны на сваях с деревянным ростверком при расположении подошвы на 12 *м* ниже горизонта воды (фиг. 26); чтобы положить кладку насухо, пришлось устроить перемычку

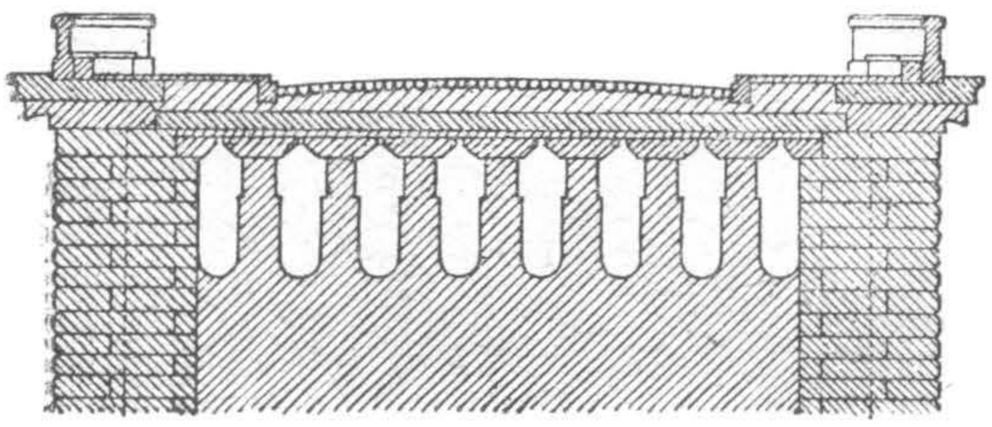


Фиг. 26.



Фиг. 27.

из трех шпунтовых ограждений. Кладка фундамента и верхней части быка из тесаных камней. Подошва устоя (фиг. 27) и сваи под нею наклонны. Для облегчения пазух над быками сделаны продольные проемы, перекрытые каменными плитами (фиг. 28). В 1904 г. мост был уширен при помощи устроиства свесов под тротуарами. В теперешнем виде давление на грунт достигает 6,5 *кг/см*^{2}.



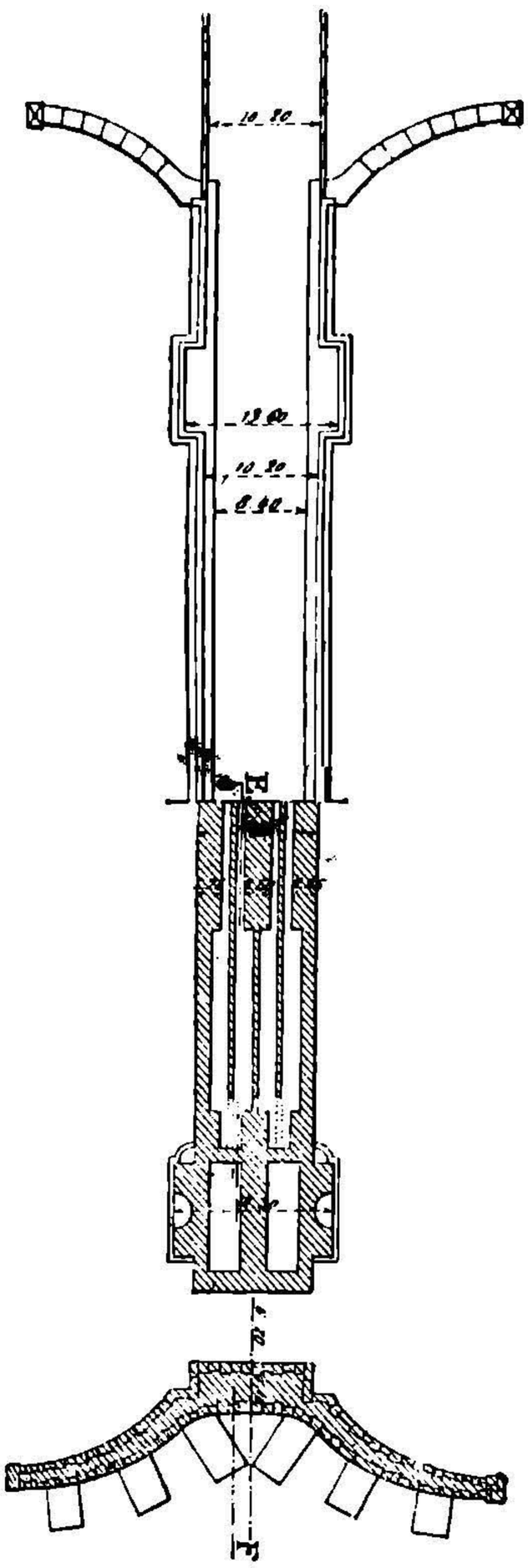
Фиг. 8.

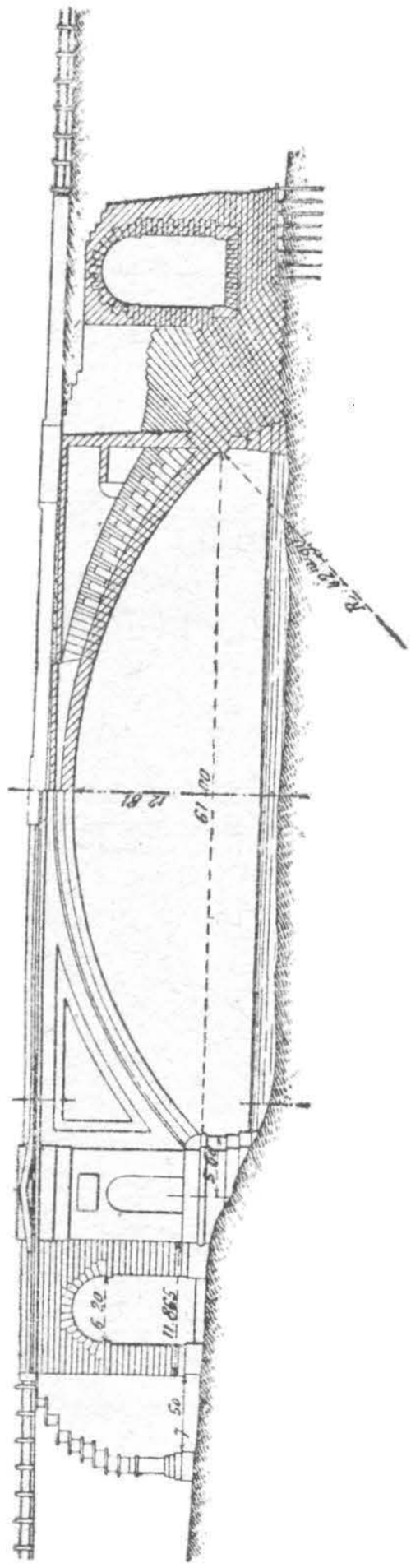
Мост Grosvenor (в Честере) (1833 — 1834). Один пролет в 61 *м*; свод очерчен по дуге круга, при стрелке около 1 : 5 пролета (фиг. 29). Это каменный мост наибольшего пролета в Англии. В мировом масштабе он был наибольшим по пролету до 1862 г., когда был построен акведук Cabin-John близ Вашингтона в Соединенных Штатах С. А. Пролет этого последнего моста 67,10 *м*.

Мост Альмы в Париже (1854 — 1855). Это один из красивейших мостов Парижа (фиг. 31). Имеет 20 *м* ширины между парапетами, состоит из трех эллиптических сводов; средний — пролета 43 *м*, при стрелке 8,2 *м*; береговые — по 38,5 *м*, при стрелке 7,5 *м*. Толщина сводов в замке 1,50 *м*. По щековым стенкам своды имеют вид круговых благодаря устройству так называемых «коровьих рогов» (фиг. 32). Своды сложены из постелистого камня (фиг. 33) с облицовкой из камней чистой тески на романском цементе. Быки имеют толщину 5 *м* и заложены на свайном основании, с расположением подошвы на 1,44 *м* ниже межени. Перед забивкой свай дно было углублено драгированием на 4,5 *м* ниже межени. После забивки свай промежутки заполнены бутовой наброской, прикрытой сверху кладкой на цементном растворе при помощи воздушного колокола. На головы свай был опущен понтонный ящик; по выполнении кладки быка стенки ящика были сняты. Сваи погружены забивкой в глинистый грунт.

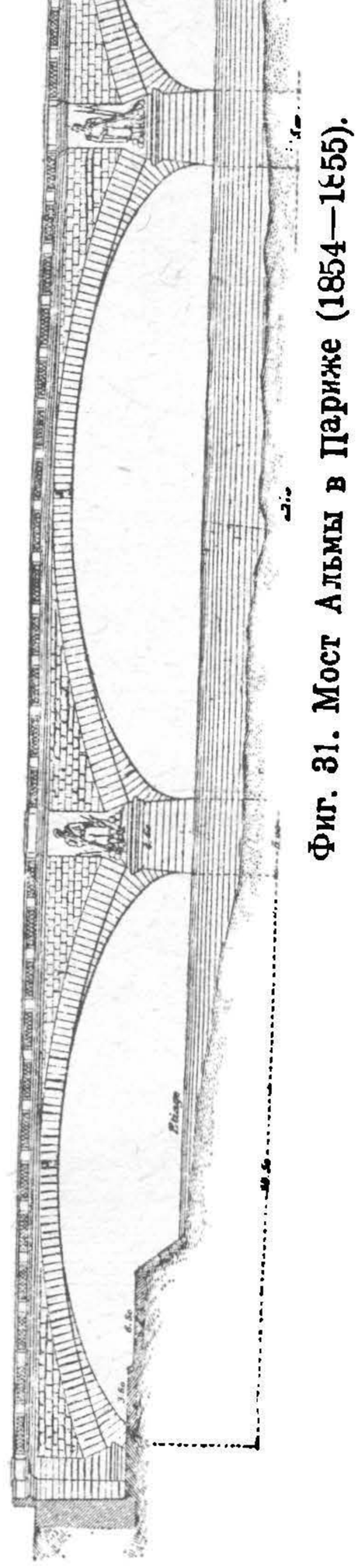
НВ УДУНТ (ДИТ)

Работы были начаты в ноябре 1854 г. К 13 августа 1855 г. средняя часть сводов и стенки для поддержания тротуаров были закончены, а также сделана засыпка пазух, и по мосту было открыто движение. Своды окончены были 14 сентября, а 29 октября было приступлено к раскружаливанию, опусканием кружал на 1,5 — 2 *см* в сутки. Когда опустили кружала на 10 *см*, заметили, что с опусканием кружал опускаются и быки. Сейчас же приступили к удалению мостовой, засыпки и стенок, поддерживающих тротуары, после чего своды раскружалили. В каждом быке сделали по 9 вертикальных отверстий, через которые накачали потом в каменную наброску под быком жидкого раствора из смеси портландского цемента с гидравлической известью. После этого приступили к кладке галлерей, устроенных для облегчения пазух (фиг. 33), и к другим работам по окончанию моста. 2 апреля 1856 г. мост снова был открыт для движения. Но, по мере хода работ к концу, быки снова стали сдавать. 13 апреля найдено, что левый бык осел всего с начала осадки на 37 *см*, а правый — на 51 *см*. Было решено еще убавить нагрузку оснований, для чего сделать стеску сводов у пят между продольными стенками, уменьшая толщину свода (фиг. 33). В это





Фиг. 29—30. Мост Grosvenor (1834).



Фиг. 31. Мост Альмы в Париже (1854—1855).

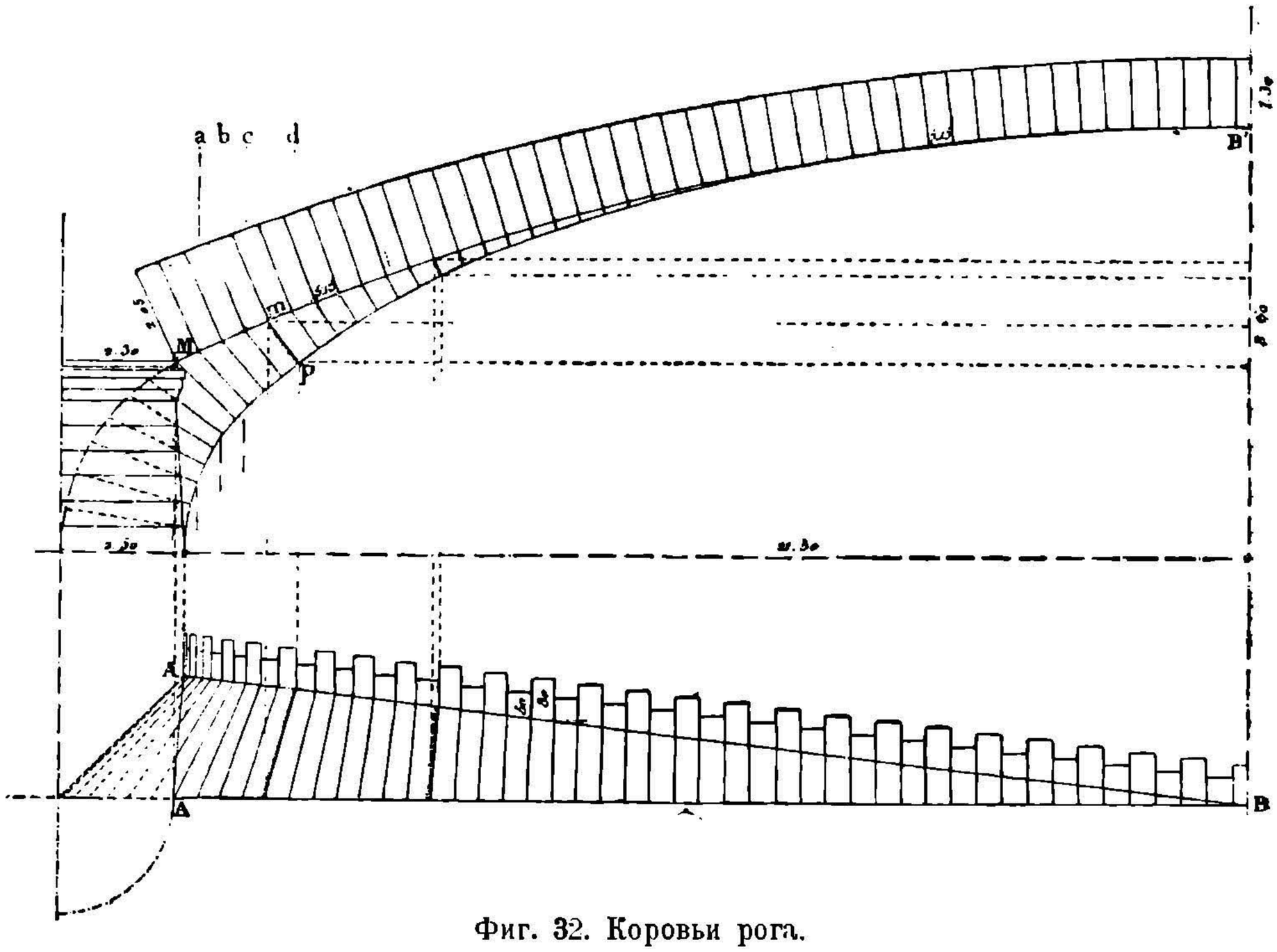
время повышение воды в реке остановило движение быков показало, что надо облегчить бык на 600 тонн (по объему вытесненной воды); это и было сделано съемкой 327 $м^3$ свода над каждым быком. Осадка прекратилась.

До разгрузки быков каждая свая должна была нести до 40 тонн давления. После облегчения моста нагрузка доведена до 32 *т*, что и признано за предел

НБ УДУНТ (ДПТ)

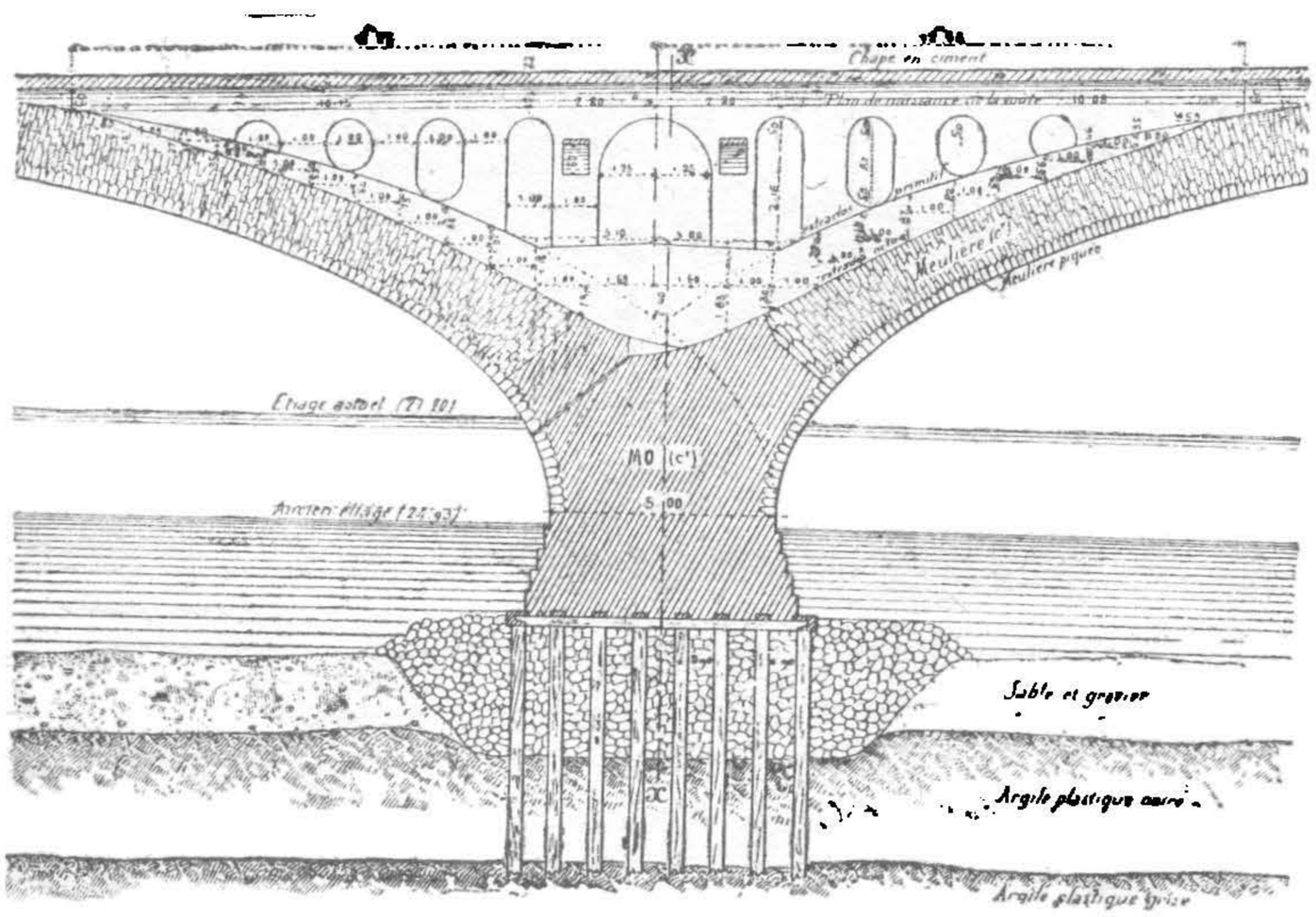
для данного (глинистого) грунта. Сваи — квадратные, 30 *см* в стороне поперечного сечения.

За время осадки своды не получили никаких трещин и не изменили своего очертания.



Фиг. 32. Коровьи рога.

Этот случай поучителен в том отношении, что дает понятие о некоторой эластичности каменных сводов. Иногда можно услыхать мнение, что каменные мосты можно строить только на скале. Это мнение противоречит многовековой строительной практике и основывается только на предположении, что каменный свод — элемент чрезвычайно хрупкий. Оказывается, что и это неверно; довольно много было случаев осадки опор каменных мостов, не вызвавших вредных последствий и доказавших, что своды достаточно эластичны.



Фиг. 33. Кладка свода. Основание быка.

На фиг. 34 представлен вид моста Альмы во время половодья в январе 1910 года.

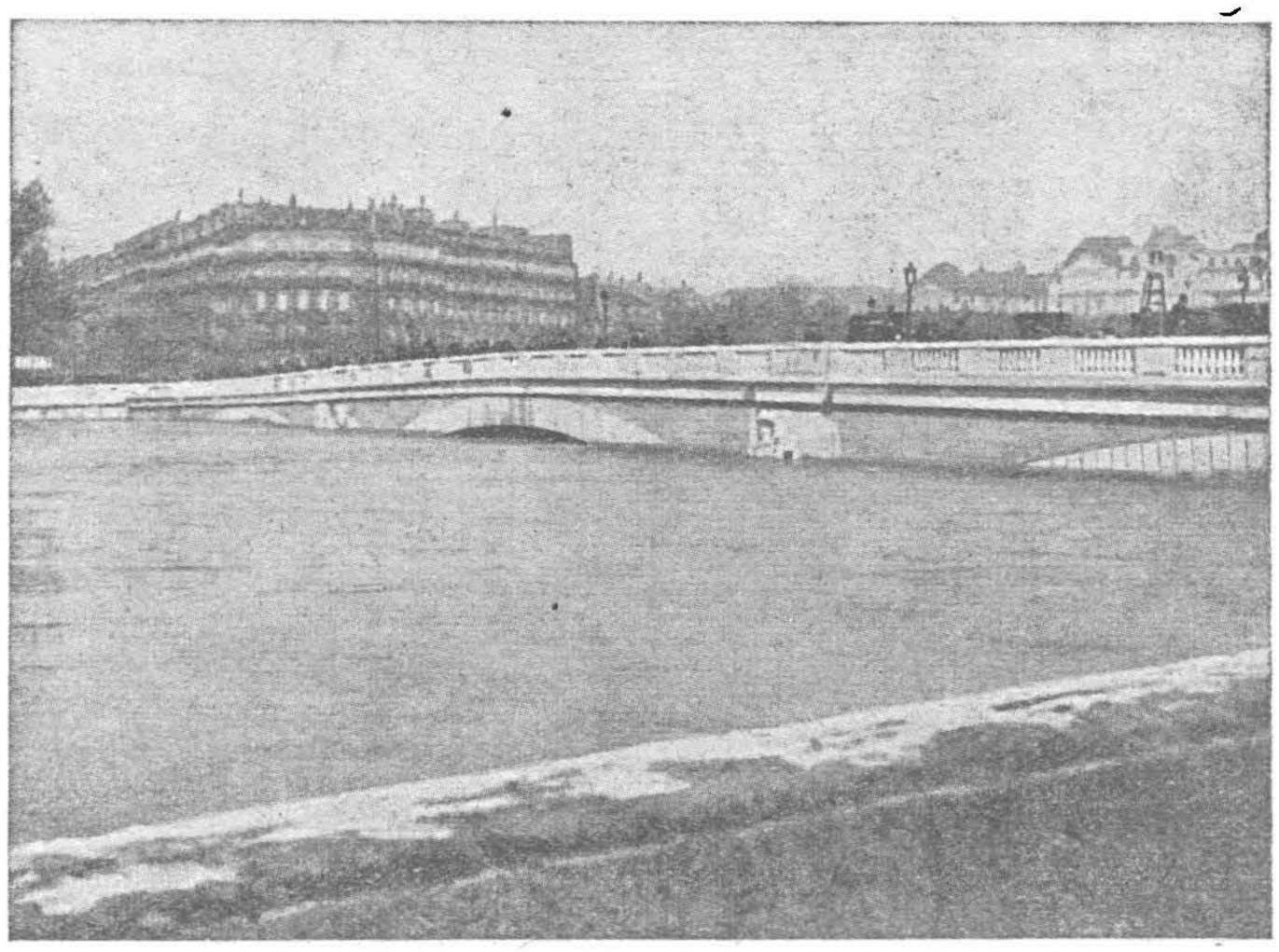
Мост de Montlouis (1846) через р. Луару. Это — железнодорожный мост, послуживший затем образцом для многих других мостов. По первоначальным предположениям здесь должен был быть построен мост на каменных быках с деревянным пролетным строением. Производитель работ, инженер **Morandiere**, впоследствии известный профессор, доказал, что при наличных условиях выгодней было построить каменные своды в качестве пролетных перекрытий, и мост был сделан каменным.

Мост имеет 12 пролетов по 24,75 *м* (фиг. 35) со сводами коробового очертания с подъемом 1 : 3,5. Толщина свода в замке 1,30 *м*. Своды сложены из постелистого

НБ УДУНТ (ДИТ)

камня с прокладкой в каждом своде 9 прокладных рядов, расположенных по образующим на расстоянии 3—4 метра друг от друга; ряды состояли из тесаных камней, соединенных между собою в цепь при помощи шпонок формы бисквитов.

Основания опор заложены непосредственно на материковом грунте или на тонком слое песка (фиг. 36) при помощи подводного бетонирования в шпунтовом ограждении. От подмыва опоры защищены каменной наброской. Устои моста имеют значительное развитие в длину. Мост построен под два пути, ширина сводов 8,60 *м*. Пазухи заполнены бетоном, поверх которого сделана изоляция из исмазок с выпуском просочившейся воды через чугунные трубки, заделанные в замке каждого свода, кроме крайних, через которые вода отведена за устои.



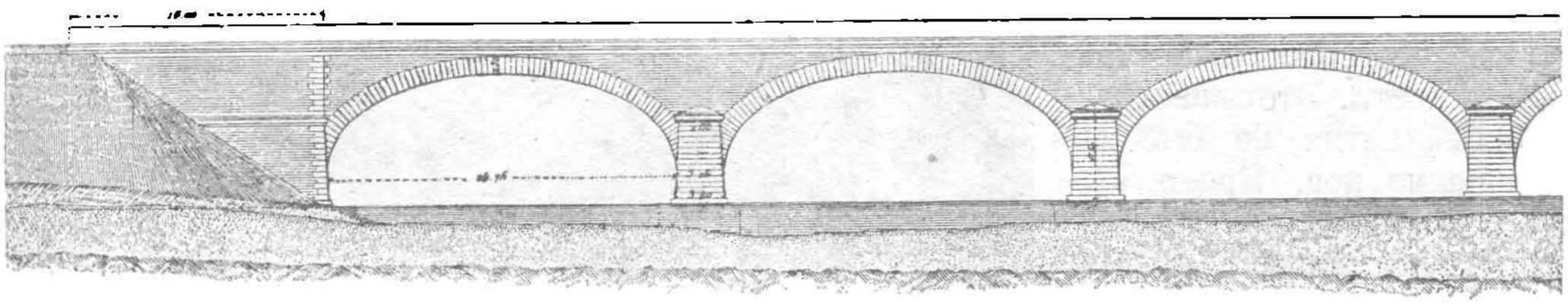
Фиг. 34. Мост Альмы в половодье (1910).

Вторая половина столетия может быть отмечена некоторым поворотом строителей мостов от железных мостов к каменным.

К концу периода строители пришли уже к заключению, что всюду и всегда, где и когда можно построить каменный мост, выгодно, а в других отношениях, например, в отношении эстетическом, — следует строить каменный мост предпочтительно перед другими системами.

Вопрос об устройстве оснований можно уже считать достаточно удовлетворительно решенным. Применение сжатого воздуха дает возможность легко закладывать основания при большой глубине воды или толщине слабых грунтов; предельной глубиной можно считать 30 — 35 *м*. Способ опускных колодцев при благоприятных условиях (однородность грунта) дает возможность достигать какой угодно глубины. Конструкция свайных оснований упрощена заменой деревянных ростверков бетонными. В настоящее время задача инженера при устройстве оснований сводится большею частью лишь к выбору того или другого рода и способа производства работ в зависимости от местных условий.

В отношении расчета сводов — их прочности и устойчивости — дело выяснено также вполне достаточно для решения самых смелых практических задач. К концу



Фиг. 35. Мост Montlouis на Луаре (1846).

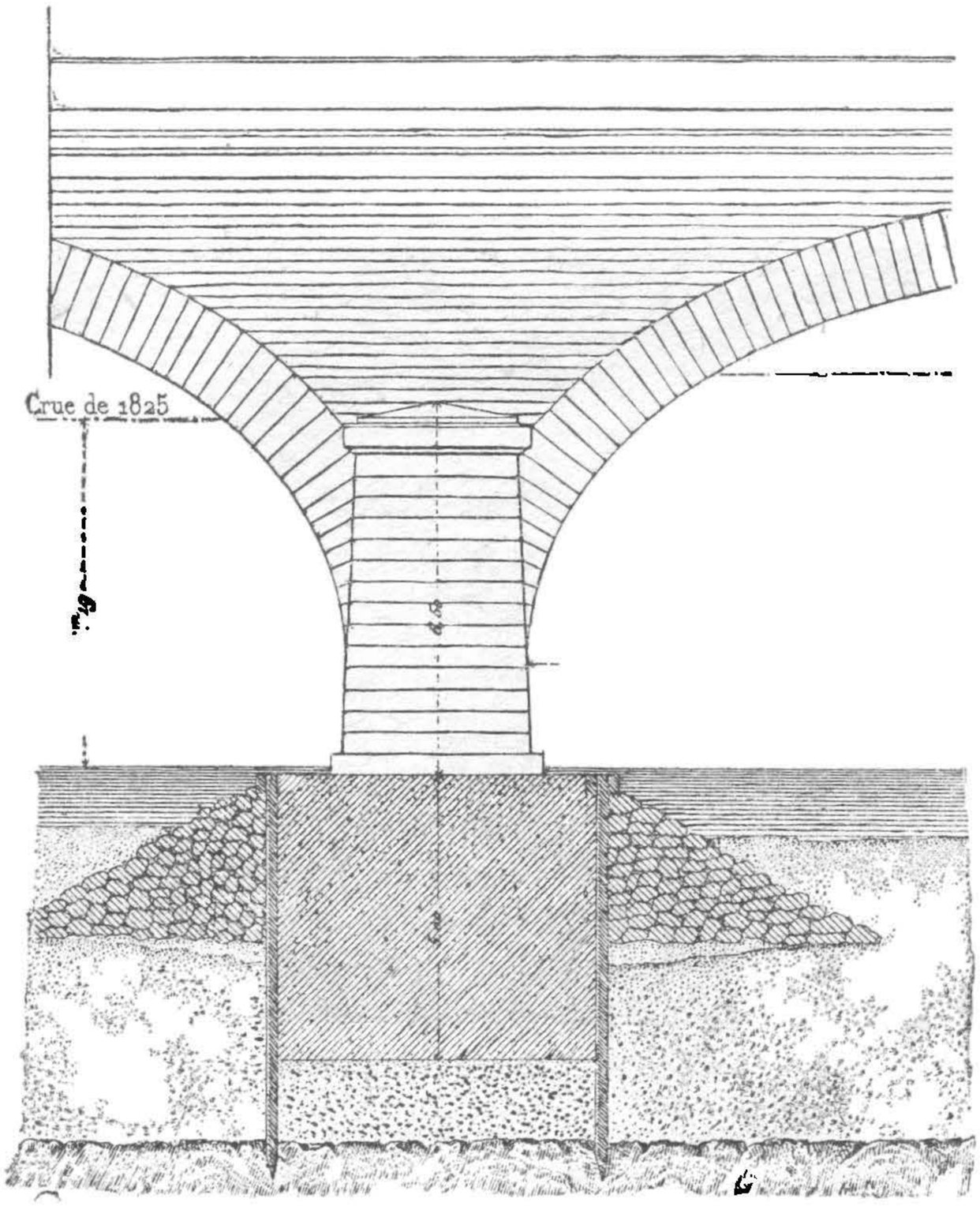
века расчет сводов окончательно поставлен на почву расчета его как упругого кривого бруса.

В конструкцию надземной части моста внесены за этот период весьма крупные усовершенствования; найдены новые формы, новые очертания, дающие вместе с тем большое облегчение нагрузок на главнейшие части моста — на свод и на опоры — и удешевляющие стоимость сооружений.

В отношении производства работ окончательно и блестяще решены важнейшие и труднейшие вопросы о системе кружал, об устранении трещин в сводах, о способах раскружаливания.

НБ УДУНТ (ДИТ)

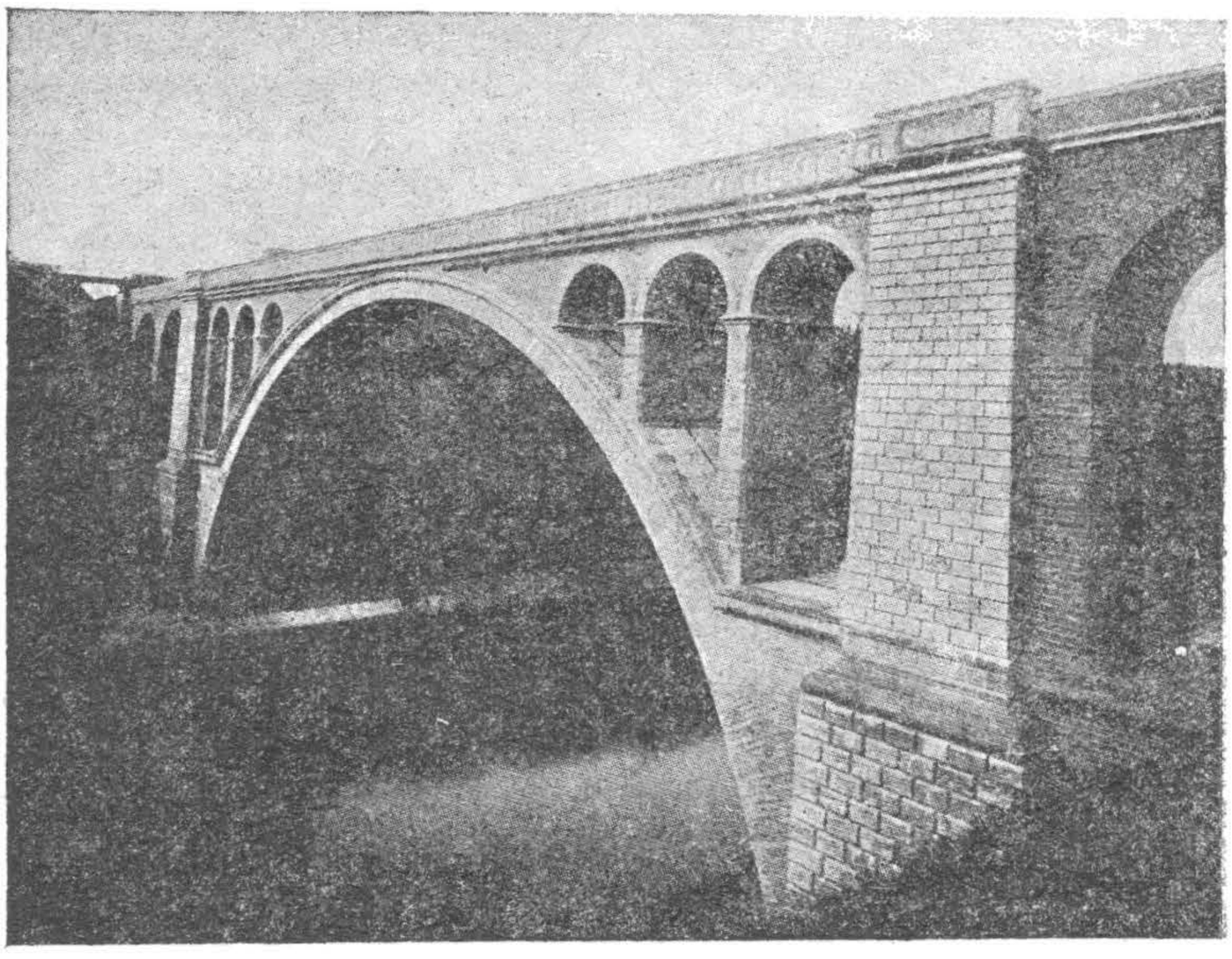
Можно думать, что многочисленные задачи, столь сильно затруднявшие строителей каменных мостов на протяжении двух тысячелетий, преодолены; остается только совершенствовать архитектурные формы и через них придавать сооружениям вид художественных произведений, которые через века понесут будущим поколениям наш вклад в сокровищницу тех ценностей, какими будет удовлетворяться эстетическая потребность человечества.



Фиг. 36. Бык моста Montlouis.

Примеры мостов, построенных за этот период, послужат нам материалом для II главы, в которой мы ознакомимся подробно с современной конструкцией каменных мостов. Там мы и приведем их описание, здесь же ограничимся указанием лишь типичных черт отдельных групп современных мостов.

На фиг. 37 изображен мост Lavaur под железную дорогу, построенный в 1882—1884 г.г. инженером Séjourné одновременно с такого же типа мостами Castelet и Antoinette. Эти мосты как по общей компановке, так и по способу производства работ, по типам примененных кружал создают крупный перелом в области каменных мостов. Они являются родоначальниками большого количества мостов, построенных за последние десятилетия во всем мире, резко отличающихся от мостов, построенных до указанной даты. Особенность моста Lavaur бросается в глаза: это устройство над сводом эстакады, придающей мосту оригинальный, легкий вид и значительно облегчающей нагрузку на свод и на опоры, а следовательно уменьшающей стоимость моста. Этот конструктивный мотив не был совершенно нов. Кроме старых мостов с прикрытыми поперечными проемами были построены во Франции несколько мостов с открытыми проемами. Но значение их не было так подчеркнуто, как в мостах Séjourné. Следующие мосты были построены по этой системе раньше: La Cadène на Truyère 1845, $l = 22{,}1$ *м*, Albi на Тарне, 1886, $l = 27{,}6$ *м*, Courcelles на Сене 1876, $l = 33$ *м*, Pont sur Yonne, 1873, $l = 40$ *м*. Затем следует отметить тщательность обработки моста как в целом, так и в отдельных частях, как в архитектурном отноше-



Фиг. 37. Мост Lavaur (1882—1884).

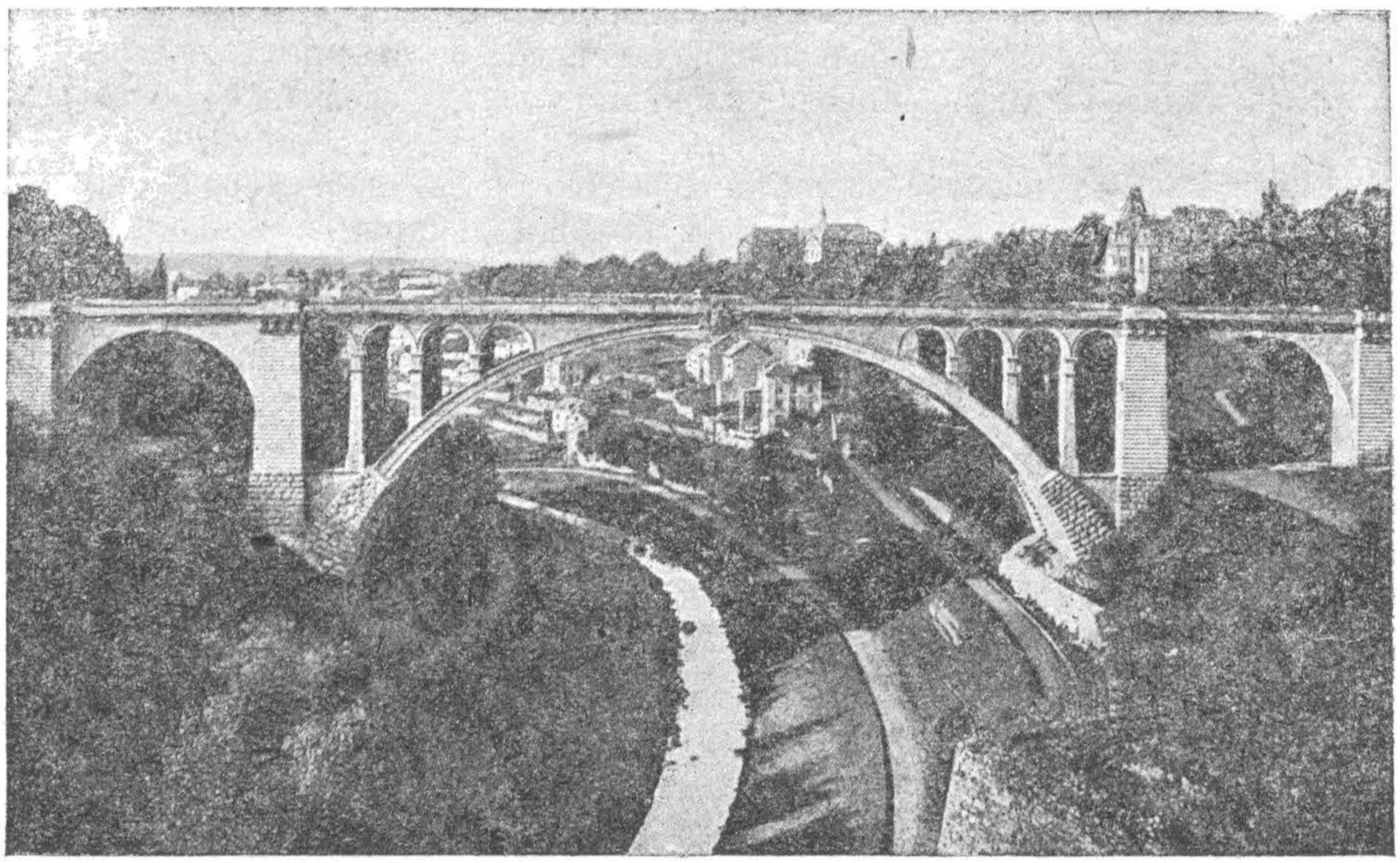
НБ УДУНТ (ДПТ)

нии, так и в техническом. Кратко можно сказать так: все сделано со вкусом и на научных началах.

В отношении способа производства работ здесь впервые было применено усиленное трамбование полусухого цементного раствора при замыкании свода.

Кладка свода производилась кольцами и при этом отдельными секциями с оставлением над узлами кружал пустых швов. Все это вместе привело к исключению всяких трещин в своде, считавшихся некоторыми строителями неизбежными и появлявшихся как во время производства работ, так и во время раскружаливания. Осадка свода во время раскружаливания, у Перроне измерявшаяся десятками сантиметров, здесь выражалась в десятых долях миллиметра.

На фиг. 38 представлен вид моста Адольфа, построенный Séjourne в Люксембурге в 1899 — 1903 г.г. Пролет его 84,65 *м* составляет заметное увеличение перекрывающей способности свода по сравнению с наибольшим пролетом 67,1 *м* американского акведука Cabin-John (стр. 26). Но крупная особенность моста не в этом еще; мост под обыкновенную дорогу, ширина полотна между перилами 16,0 *м*, и поддерживается полотно не сводом такой же, примерно, ширины, как всегда делалось до того, а двумя узкими полосами свода или сводами-близнецами. Ширина каждого свода 5,25 *м*, а



Фиг. 38. Мост Адольфа в Люксембурге (1899—1903).

промежутка между ними — 5,92 *м*. Промежуток перекрыт поперечными железобетонными балками. Смысл этого приема направлен на удешевление каменных мостов, на бо́льшую утилизацию сопротивления камня в своде, который вообще работает главным образом (до 80%) на поддержание мертвой нагрузки в виде собственного веса пролетного строения.

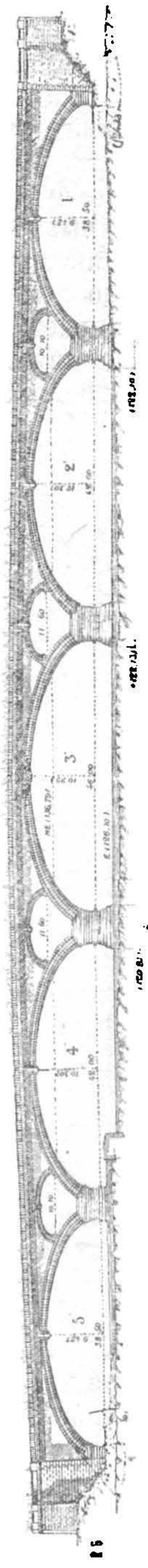
Этот конструктивный мотив также встретил сочувственный прием в мировой технике и применен уже ко многим выдающимся мостам, построенным за последние годы. Сам Séjourné повторил его для городского многопролетного моста des Amidonniers в Тулузе (1904 — 1910), фасад которого приведен на фиг. 39, а расположение арок и полотна показано на фиг. 40; ширина арок в замке 3,25 *м*, ширина промежутка между ними 10,0 *м*. На фиг. 41 изображен вид арок по раскружаливании в высокую воду р. Гаронны.

Последним словом в этом направлении является мост через р. Лот в Villeneuve, построенный из *бетона* в 1914 — 1921 г.г; фасад его показан на фиг. 42, а вид сводов-близнецов — на фиг. 43. Пролет 96,25 *м* при стрелке 15,4 (1:6,3); ширина арки 3,0 *м*, т. е. 1 : 33 пролета. Смелость компановки поразительная.

Наконец во Франции в 1914 г. было приступлено к постройке моста под узкоколейную железную дорогу через долину Bernand (Луара) с пролетом 170 *м* (165 *м* в свету). Схема этого моста представлена на фиг. 44. Ширина свода в замке 4 *м*, в пятах 6,5 *м*. Стрелка 29,65 *м*. Толщина в замке 2,5 *м*, в пятах — 4,0 *м*.

РГВУДУНТ (ДИТ)

Возможность постройки последних двух мостов связана со способом производства работ. Séjourné брал ширину отдельной каменной арки в $^1/_{14}$ пролета. Инженер Freyssinet для моста Villeneuve принял ширину свода 3,0 *м* при пролете 98 *м*, т. е. $^1/_{33}$. При неоднородности материала, при разной его сжимаемости или усадке в разных местах такая арка может получить сперва ничтожное уклонение вправо или влево и затем немедленно же рухнуть. Как сжатый стержень, она уже находится в тех пределах отношения ширины к длине, когда железобетонные стержни подлежат поверке на продольный изгиб (меньше $^1/_{20}$).



Фиг. 39. Мост des Amidonniers в Тулузе (1904—1910).

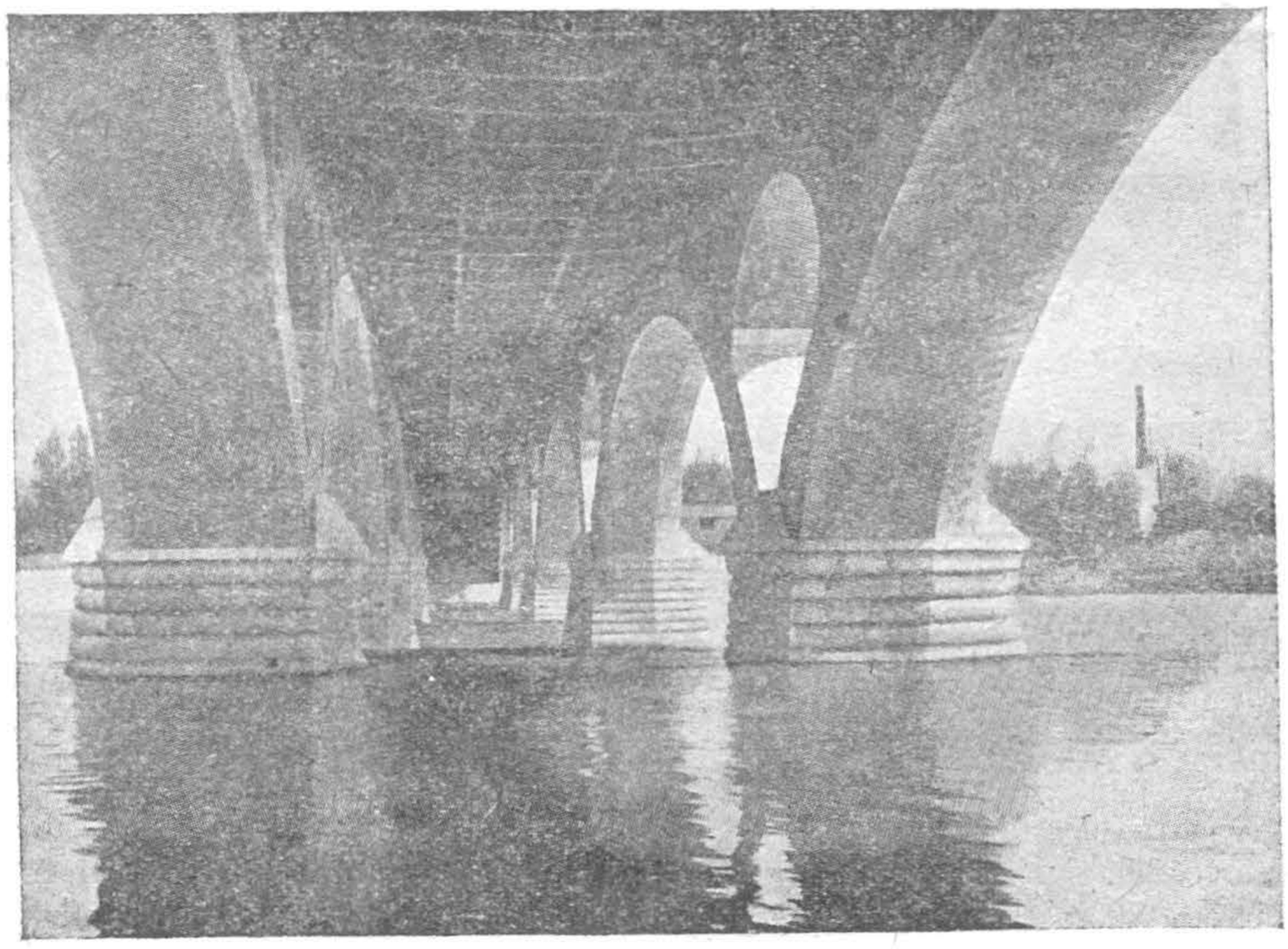
В способе производства работ, и именно в способе раскружаливания, заключается средство предупредить обрушение арок от уклонения в сторону. Для раскружаливания свода были применены домкраты, заложенные в замке в количестве четырех на каждую арку. Работой домкратов своды были приподняты и сняты с кружал, после чего щель в замке была заложена, т. е. своды замкнуты.

Итак на протяжении 5000 лет свод сперва замыкали, а потом раскружаливали; теперь — наоборот, — сперва свод раскружаливается, потом замыкается.

Способ раскружаливания при помощи домкратов дает возможность следить за тенденциями уклонения сводов в сторону от неоднородности кладки, и большей подачей соответственных домкратов парализовать начинающиеся уклонения, когда свод еще не совсем снят с кружал.

Этот способ дает также возможность внести поправку в положение кривой давления. При помощи домкратов можно дать такое начальное положение кривой давления, при котором будущие колебания кривой давления располагаются наивыгоднейшим образом. Мы всегда имеем неодинаковые наибольшие напряжения в сечении свода. Например в пяте для верхнего волокна max в несколько *кг/см* ^{2}, а в нижнем волокне — несколько десятков килограммов. Теперь можно выровнять напряжения.

Вот, например, какие результаты получены Freyssinet для трех сводов:



Фиг. 40. Мост des Amidonniers.

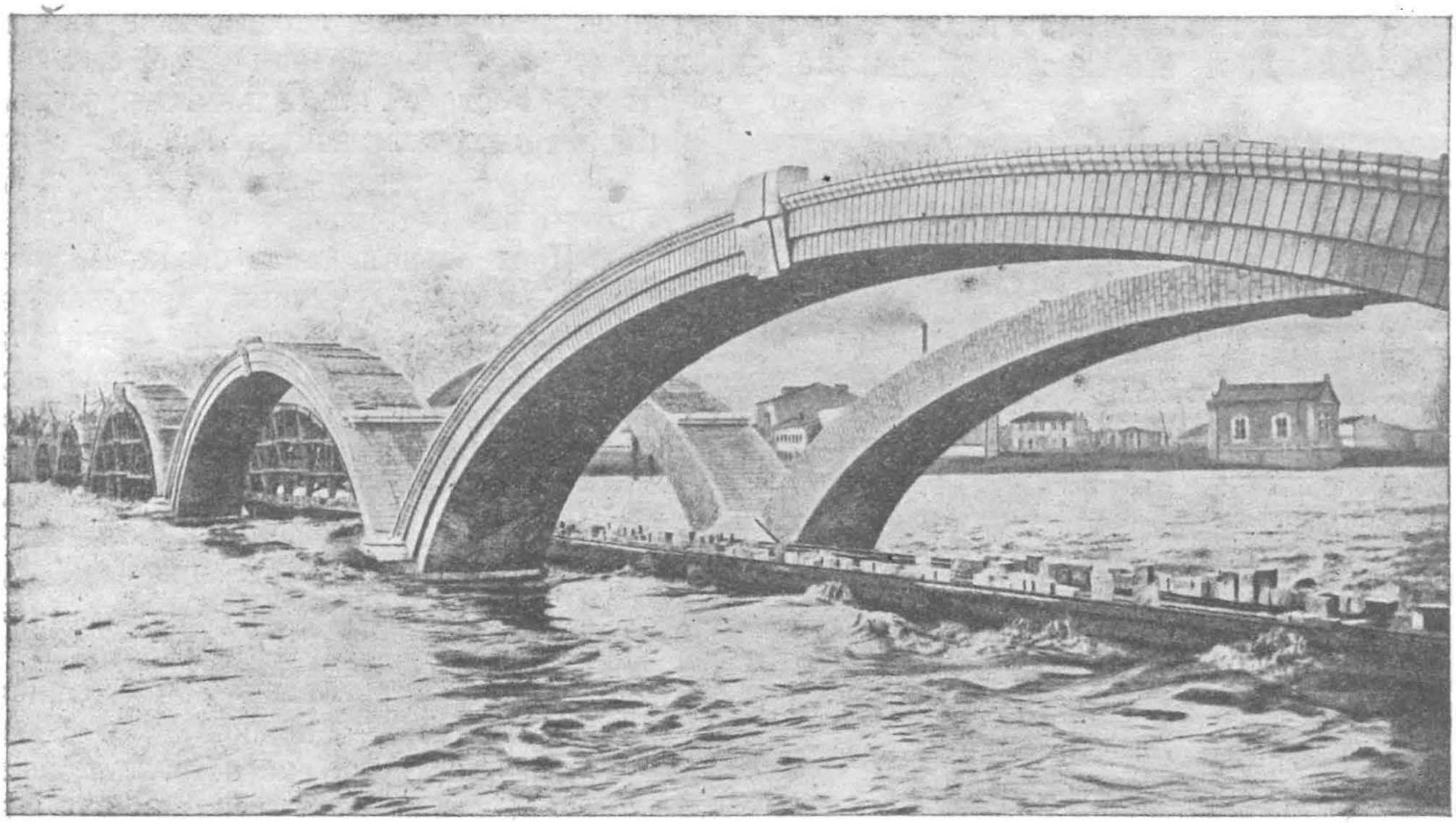
1) В сводах моста Villeneuve при обыкновенном способе раскружаливания наибольшее напряжение было бы:

в замке 26 и 84 *кг/см* ^{2}; в пяте 17 и 76 *кг/см* ^{2};
а теперь » » 55 и 58 » » » 42 и 54 »

НБ УДУНТ (ДПТ)

2) В сводах моста St.-Pierre было бы:

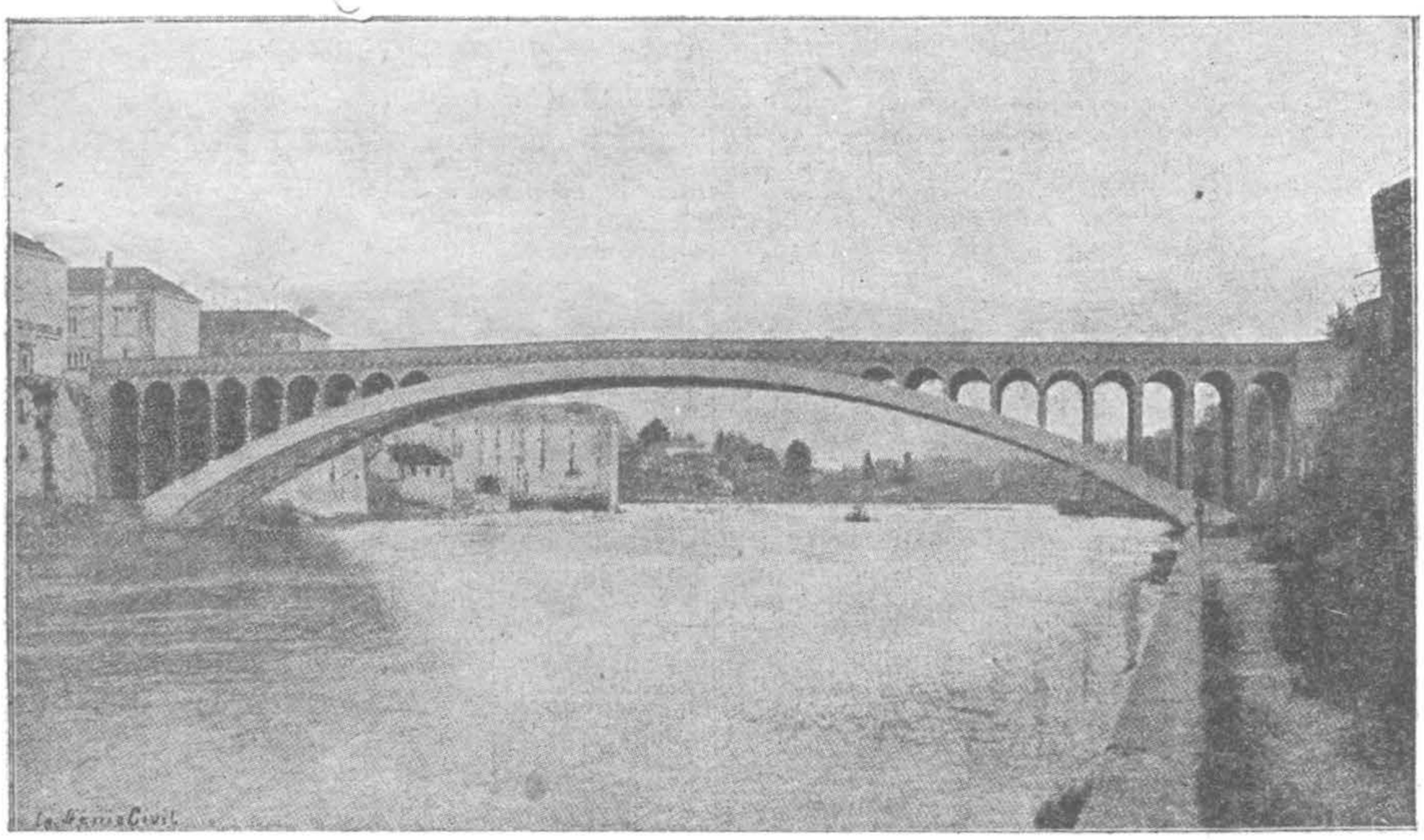
	в замке	25 и 72 *кг/см²*;	в пяте	20 и 65 *кг/см²*;
а теперь	» »	47 и 54 »	» »	42 и 46 »



Фиг. 41. Мост des Amidonniers.

3) В своде моста Bernand, основания которого были заложены в 1914 г., но затем по случаю войны возведение которого было приостановлено, было бы:

	в замке	23 и 92 *кг/см²*;	в пяте	8 и 105 *кг/см²*;
а теперь	» »	67 и 61 »	» »	52 и 69 »



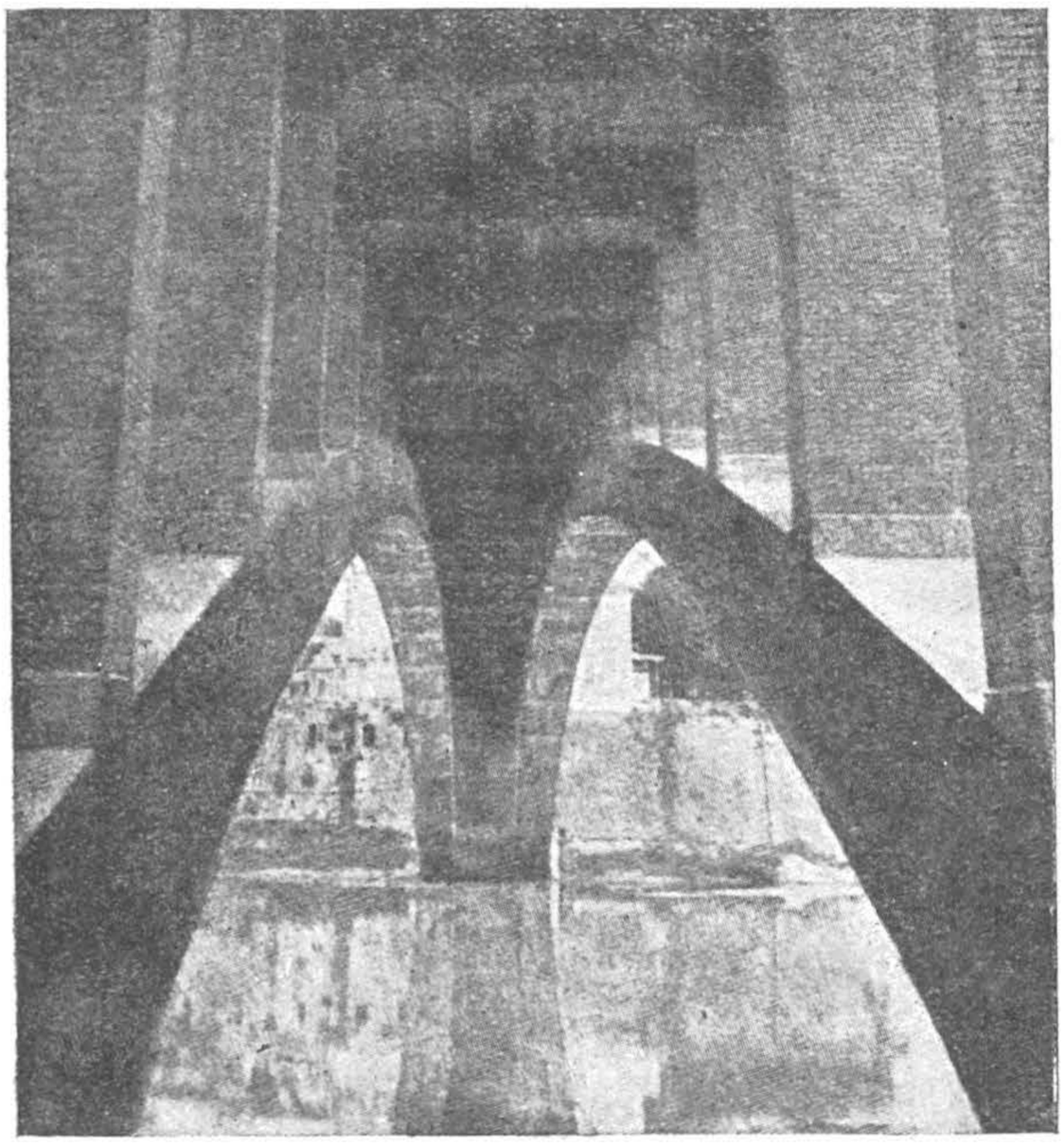
Фиг. 42. Мост Villeneuve (1914—1921).

Таким образом новый прием раскружаливания дает возможность более выгодным расположением кривой давления понизить наибольшие напряжения в своде почти вдвое. А это, в свою очередь, дает возможность значительно еще увеличивать пролет для каменных мостов. Предельным пролетом при допускаемых напряжениях около

НБ УДУНТ (ДИТ)

100 *кг/см*^{2} можно в настоящее время считать 500 *м* при полуциркульном очертании и 300 *м* при подъеме в $^1/_6$.

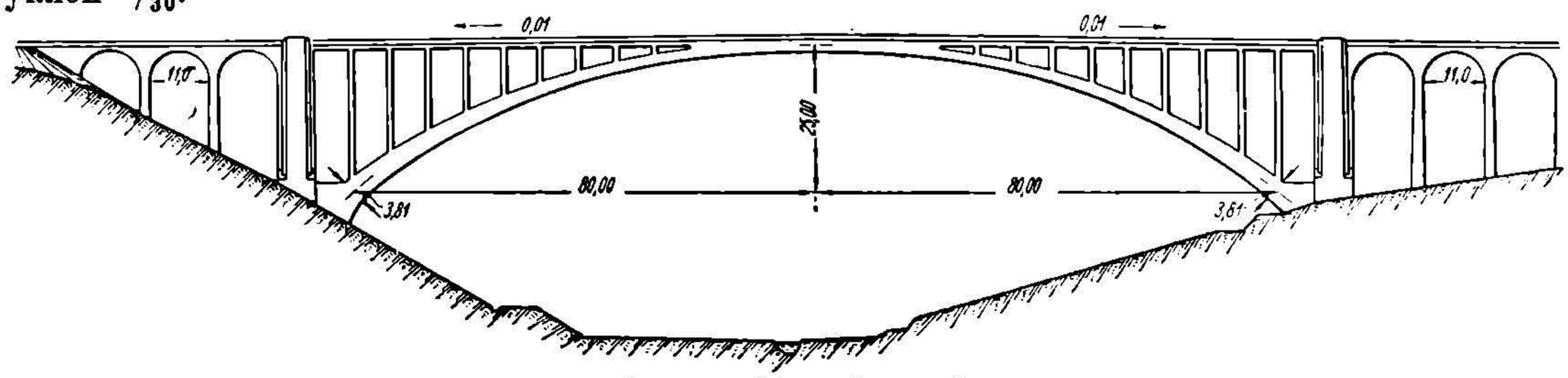
В Германии до последнего полустолетия было очень мало построено каменных мостов; в настоящее время она имеет несколько десятков выдающихся сооружений этого рода. Здесь отметим лишь мост под обыкновенную дорогу в Плауэне (фиг. 45), построенный в 1903—1905 г.г. Он перекрывает проезд по долине, застроенной домами и фабриками, и его пролет ничем не оправдывается, кроме желания. До сих пор, это — мост с наибольшим пролетом, перекрытым каменным сводом. Мост Villeneuve имеет больший пролет, но своды его бетонные.



Фиг. 43. Мост Villeneuve.

Центральная часть свода Плауэнского моста облегчена продольными галереями, перекрытыми сводиками (фиг. 46, 47), на которые насыпан слой коксового шлака. Щековые стенки толстые, облегчены нишами, имеющими вид глухой аркады. Изоляция состоит из плиток асфальта, засыпка — из земли и песка. Свод сложен из камней сланца, толщиною 10—12 *см*, с временным сопротивлением 1580 *кг/см*^{2}; швы раствора составляют до 45% длины свода. Лицевые поверхности одеты слоем цементного раствора, толщиной 7 *см*, состава 1 : 5, при чем поверхность по фасаду обработана под гранитную облицовку из крупных камней. Облицовочный слой клался одновременно с кладкой свода при помощи вертикальных стенок (форм), расположенных по щековым плоскостям; на стенках были укреплены бруски для образования фальшивых швов. Свод опустился при раскружаливании на 82 *мм* в замке. Напряжения в своде, определенные расчетом для средней части свода пролетом 65 *м*, со стрелкой 6,5 *м* как для упругой арки с учетом температуры, достигают величины 69 *кг/см*^{2} на сжатие и 4,5 — на растяжение.

Из железнодорожных мостов укажем на мост через р. Изонцо у Салькано (Австрия), имеющий пролет 85 *м* (фиг. 48). Построен в 1906 г. Щековые грани моста имеют уклон $^1/_{30}$.



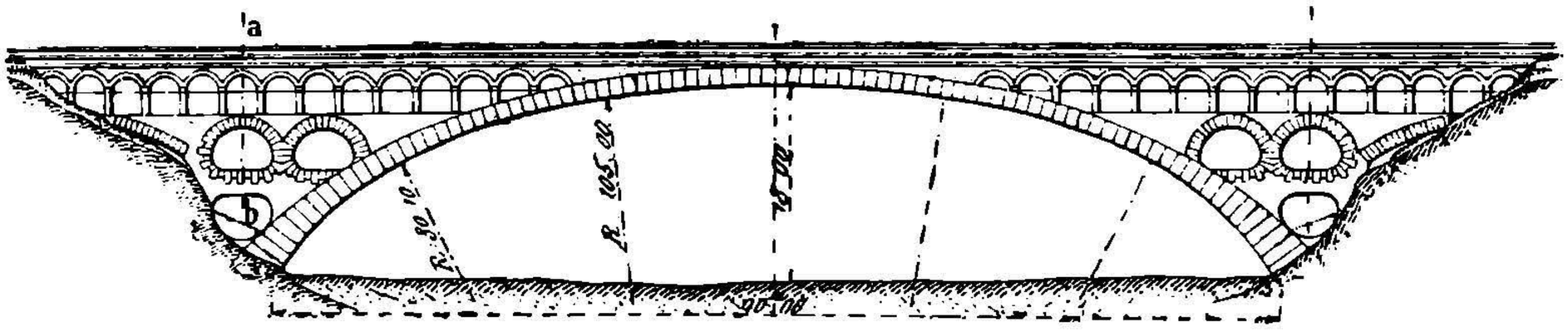
Фиг. 44. Мост Bernand.

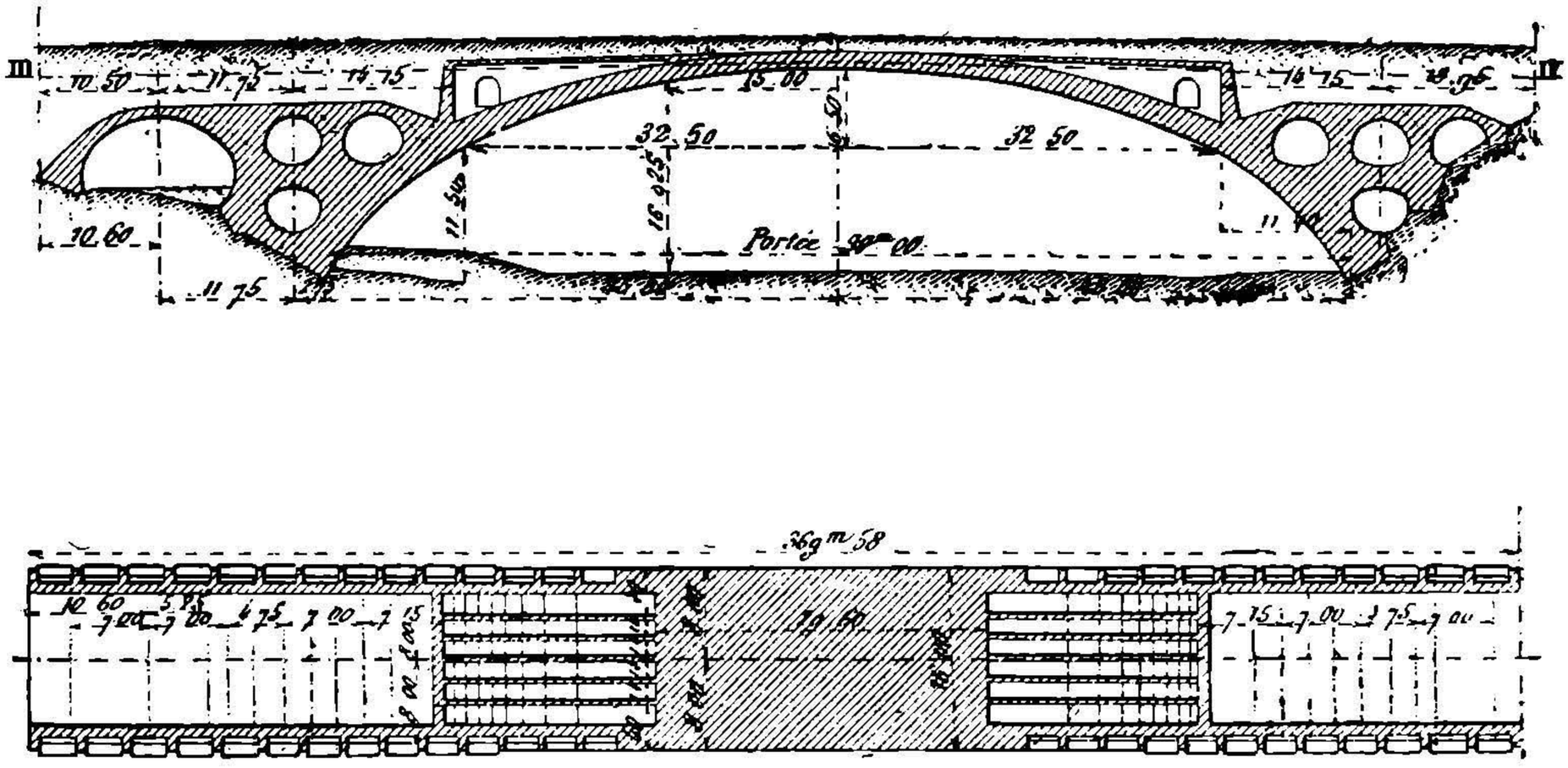
Затем мост через ту же реку близ Canale. Он имеет 3 больших пролета по 40 *м* с пологостью сводов 1 : 5. Мост косой (угол 41°) с прямыми сводами на косо поставленных быках (фиг. 49).

На фиг. 50 приведен вид нового моста в Орлеане; построен в 1904— 1906 г.г. Ширина между парапетами 13,45 *м*. В продольном направлении полотну даны слабые уклоны к берегам. Мост имеет 7 пролетов по 43,85 *м* при стрелке 5,80 *м*. Толщина быков 3,75 *м*. Быки заложены на кессонных основаниях. Надсводное строение кирпичное.

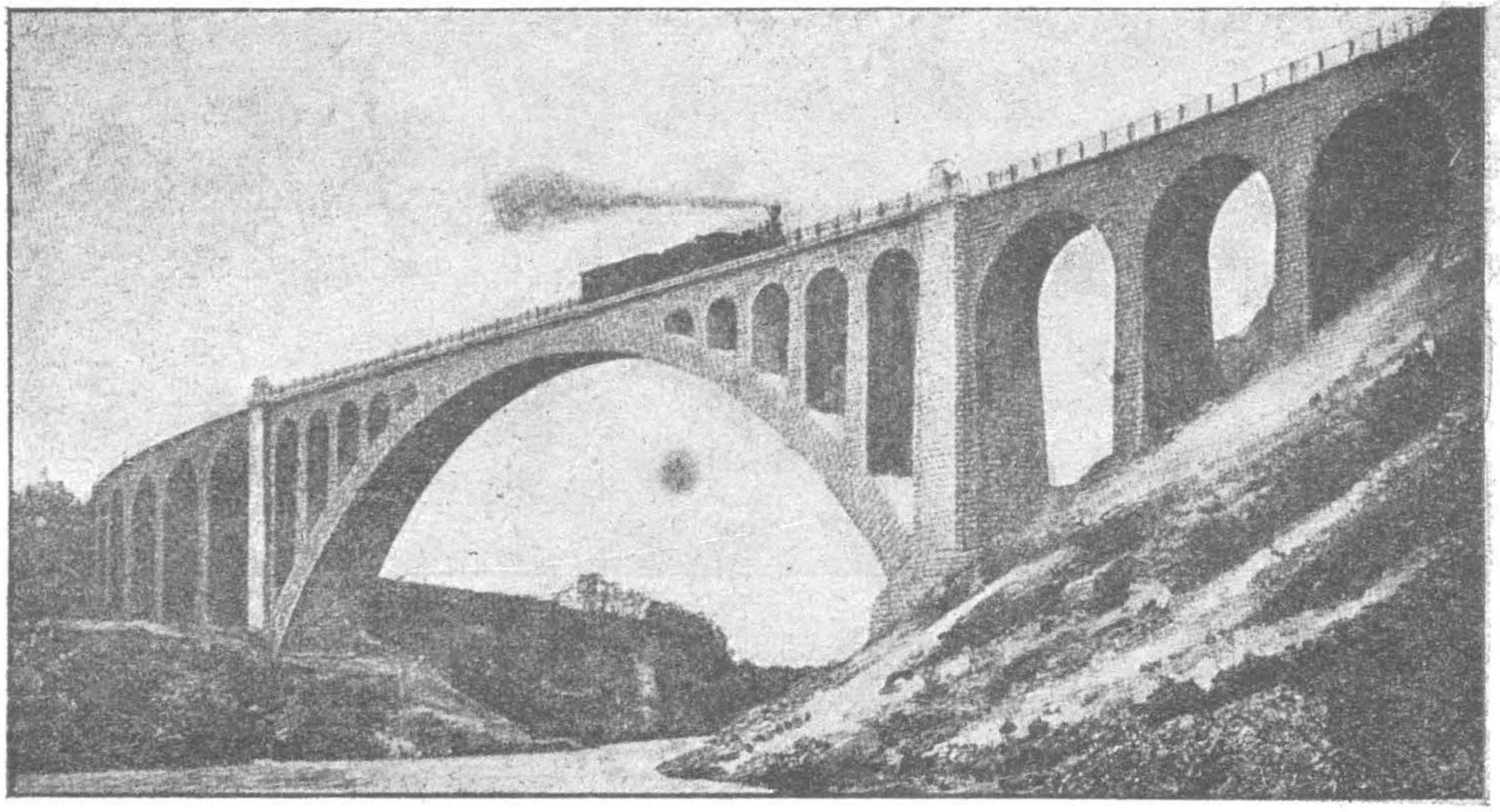
За рассматриваемый последний период времени появился особый вид сводов, никогда ранее не применявшийся: *шарнирные своды*. Идея применения шарниров

НБ УДУНТ (ДИТ)





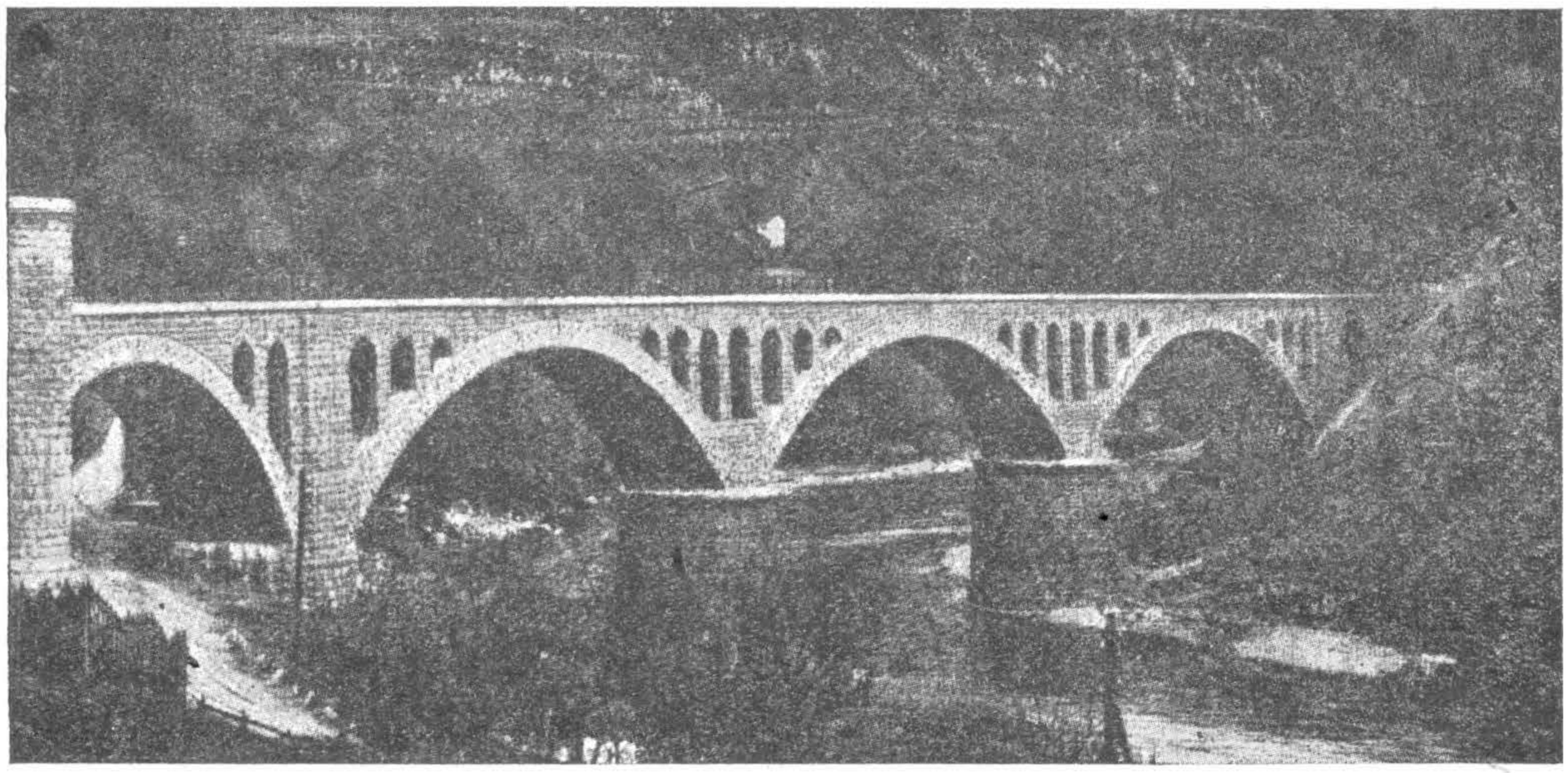
Фиг. 45—47. Мост в Плауэне (1903—1905).



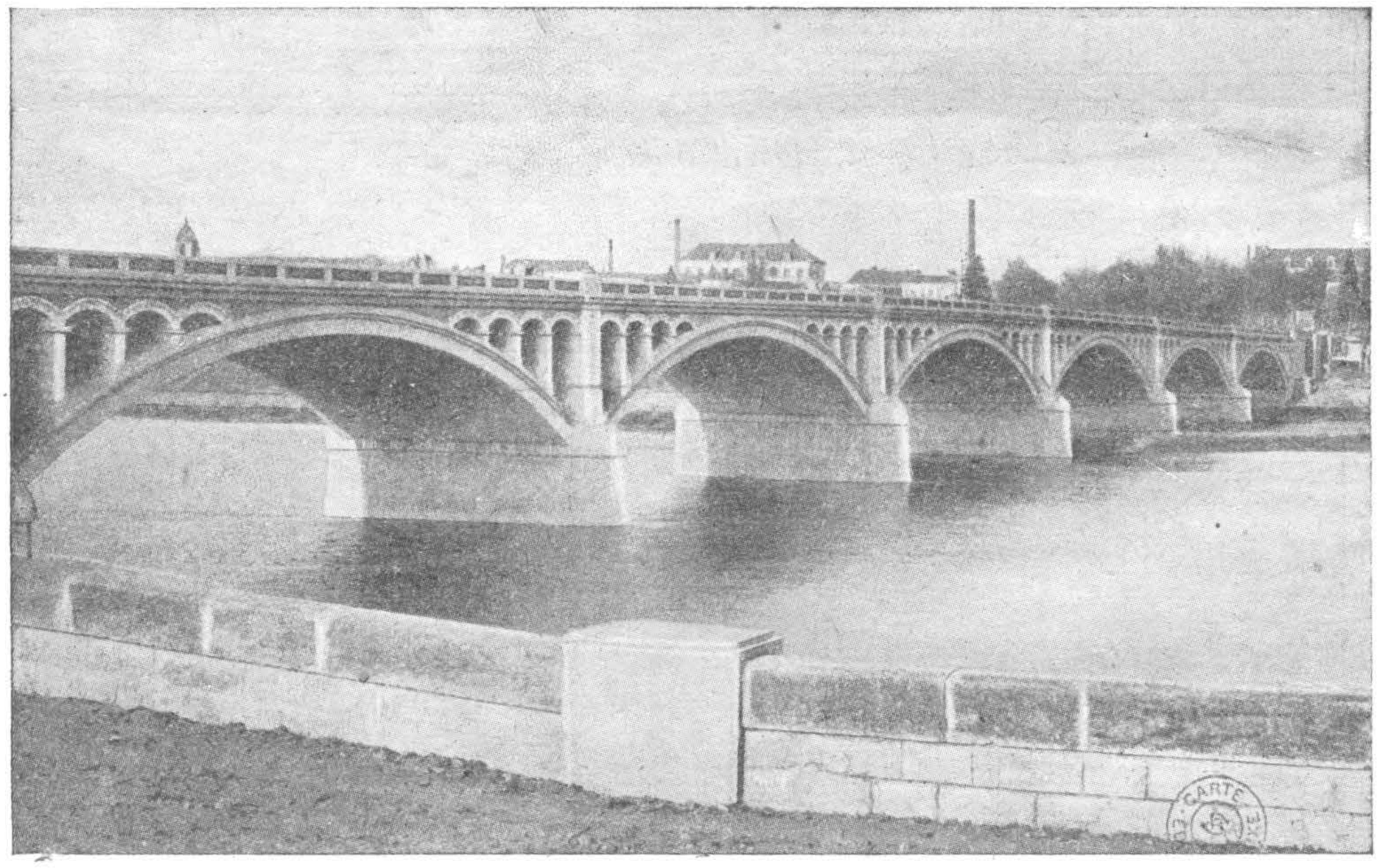
Фиг. 48. Мост через р. Изонцо (1906).

в каменных мостах принадлежит французскому инженеру Dupuit, который в трактате о сводах, вышедшем в 1870 году, подробно мотивирует свое предложение. Он особенно рекомендует шарниры для сводов больших пролетов во избежание трещин и не раз наблюдавшегося при раскружаливании раздробления кромок камня по внутреннему очертанию свода в швах перелома. Применение шарниров рекомендовал еще инженер

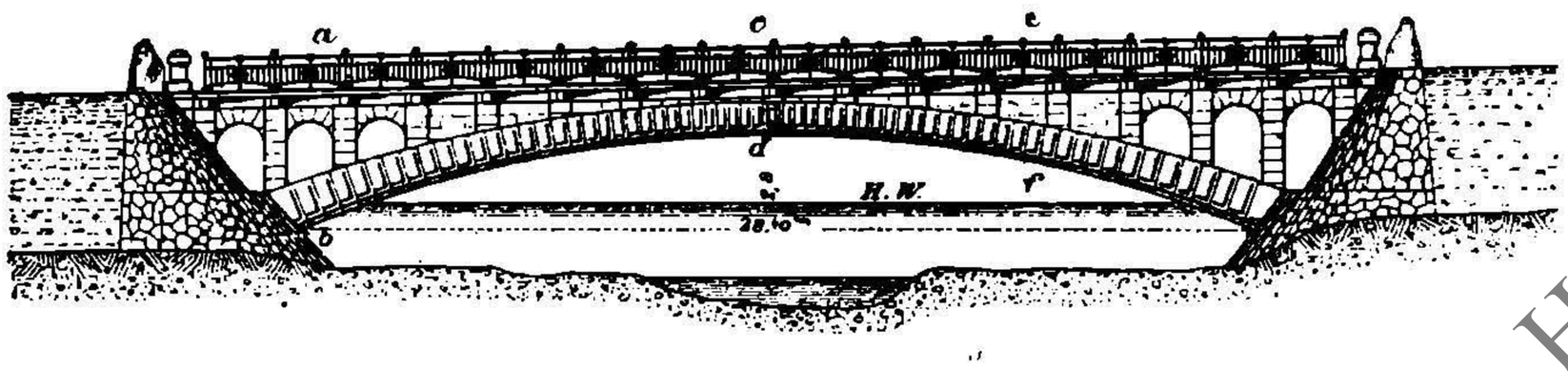
НВ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 49. Мост у Canale.



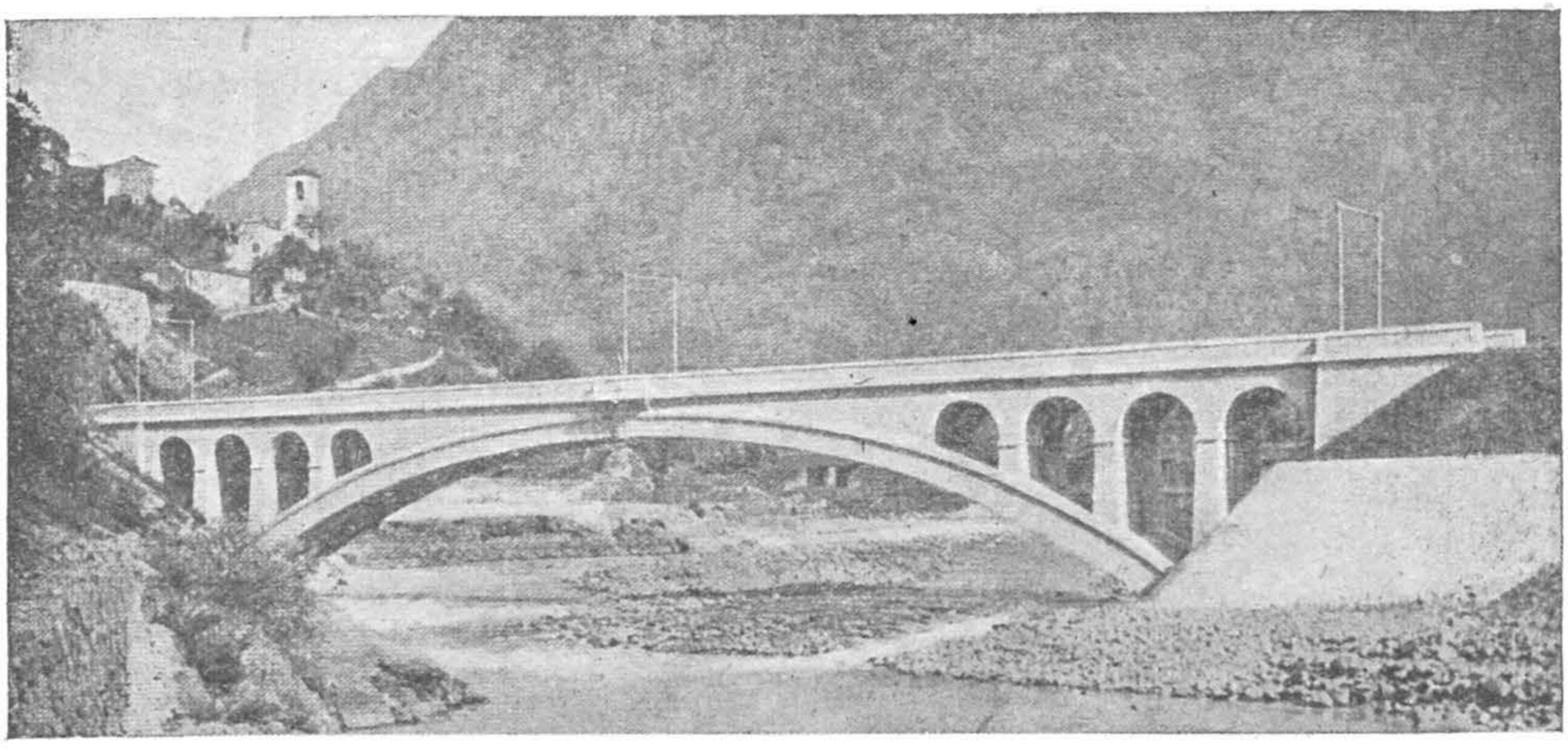
Фиг. 50. Мост в Орлеане (1904—1906).



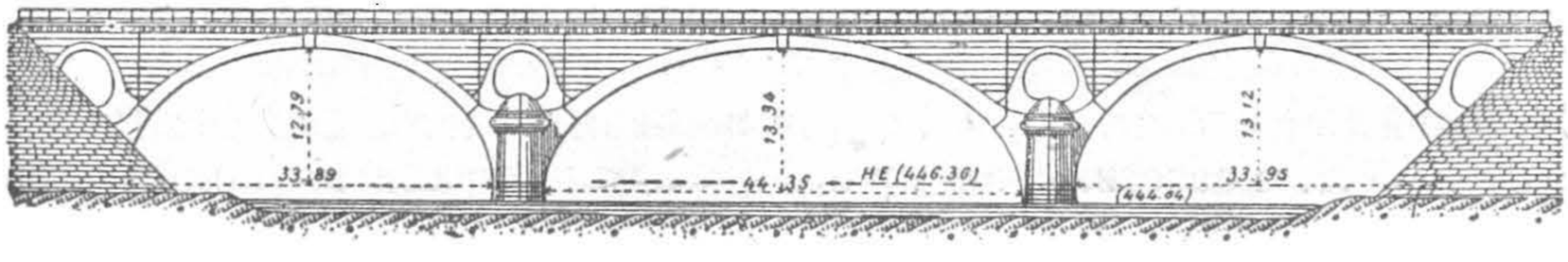
Фиг. 51. Мост в Höfen'e (1885).

НБ УДУНТ (ДНТУ)

Brosselin в 1877 г., предлагая в пятах и в замке делать швы не на всю толщину свода, а на части ее, до 1 : 5, кладя здесь вместо раствора свинцовые или оловянные полоски. Однако французы в лице Séjourné блестяще справились с вышеуказанными явлениями при помощи планомерного производства кладки сводов.



Фиг. 52. Мост Morbegno (1902—1903).

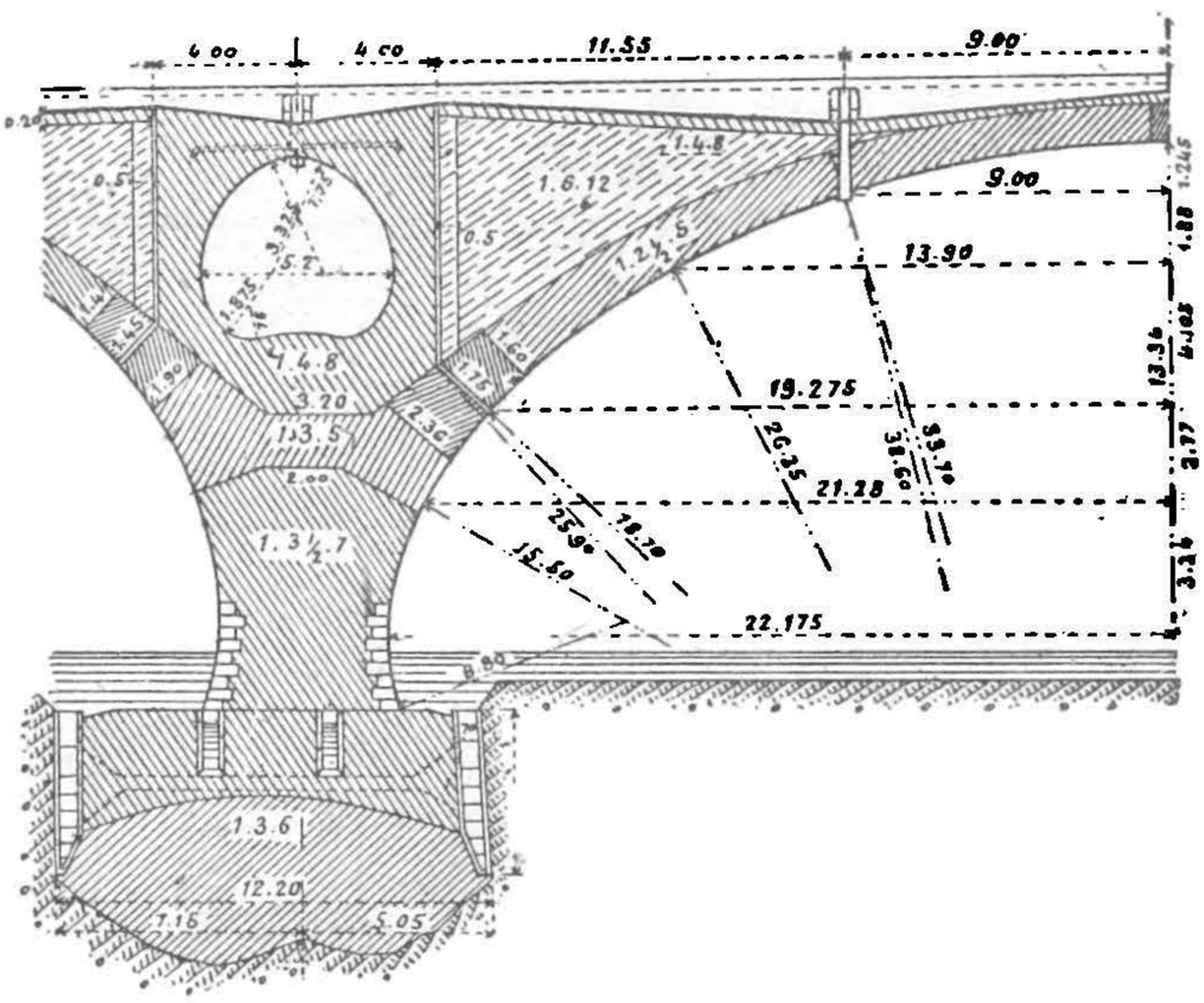


Фиг. 53. Мост в Garching'e (Бавария) (1907—1908).

Идея шарнирных сводов была осуществлена немцами. В 1880 г. Кепке построил небольшой мостик с каменными шарнирами. Затем в 1885 г. Leibbrand построил мост в Höfen'e, пролетом 28 *м* со стрелкой в 1/10 (фиг. 51) с шарнирами в виде свинцовых прокладок; по раскружаливании шарниры были заделаны.

В настоящее время имеется уже много десятков мостов с шарнирными сводами. По конструкции шарниры применяются самых разнообразных систем: свинцовые полоски; каменные, бетонные и железобетонные катучие шарниры; чугунные цилиндрические с балансирами; стальные тангенциальные и плотные и пр.

В виде примера укажем мост под железную дорогу через Адду близ Morbegno (Италия), построенный в 1902 — 1903 г.г. Мост имеет один пролет (фиг. 52) в 70,0 *м* при подъеме свода 1:7. Шарниры стальные на железных клепаных коробках. По раскружаливании шарниры были заделаны.

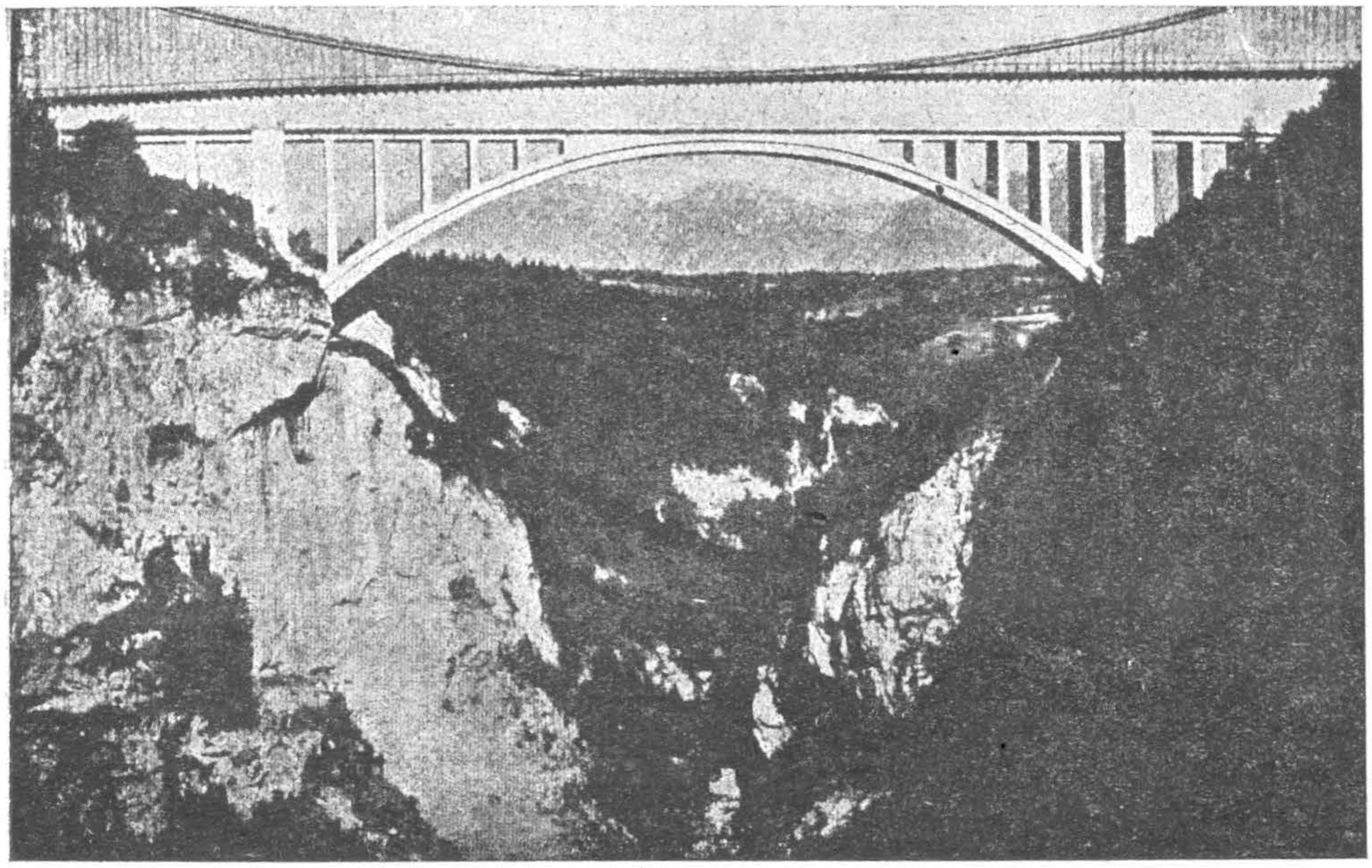


Фиг. 54. Мост в Garching'e.

На фиг. 53 представлен фасад *бетонного* моста под железную дорогу в Garching'e (Бавария). Мост построен в 1907 — 1908 г. г.; имеет три пролета, очерченных по коробовой кривой. Шарниры в виде свинцовых прокладок; над шарнирами сквозные швы поперек всего моста (фиг. 54). Основания опущены на глубину около 8,0 *м* при помощи железобетонных опускных колодцев.

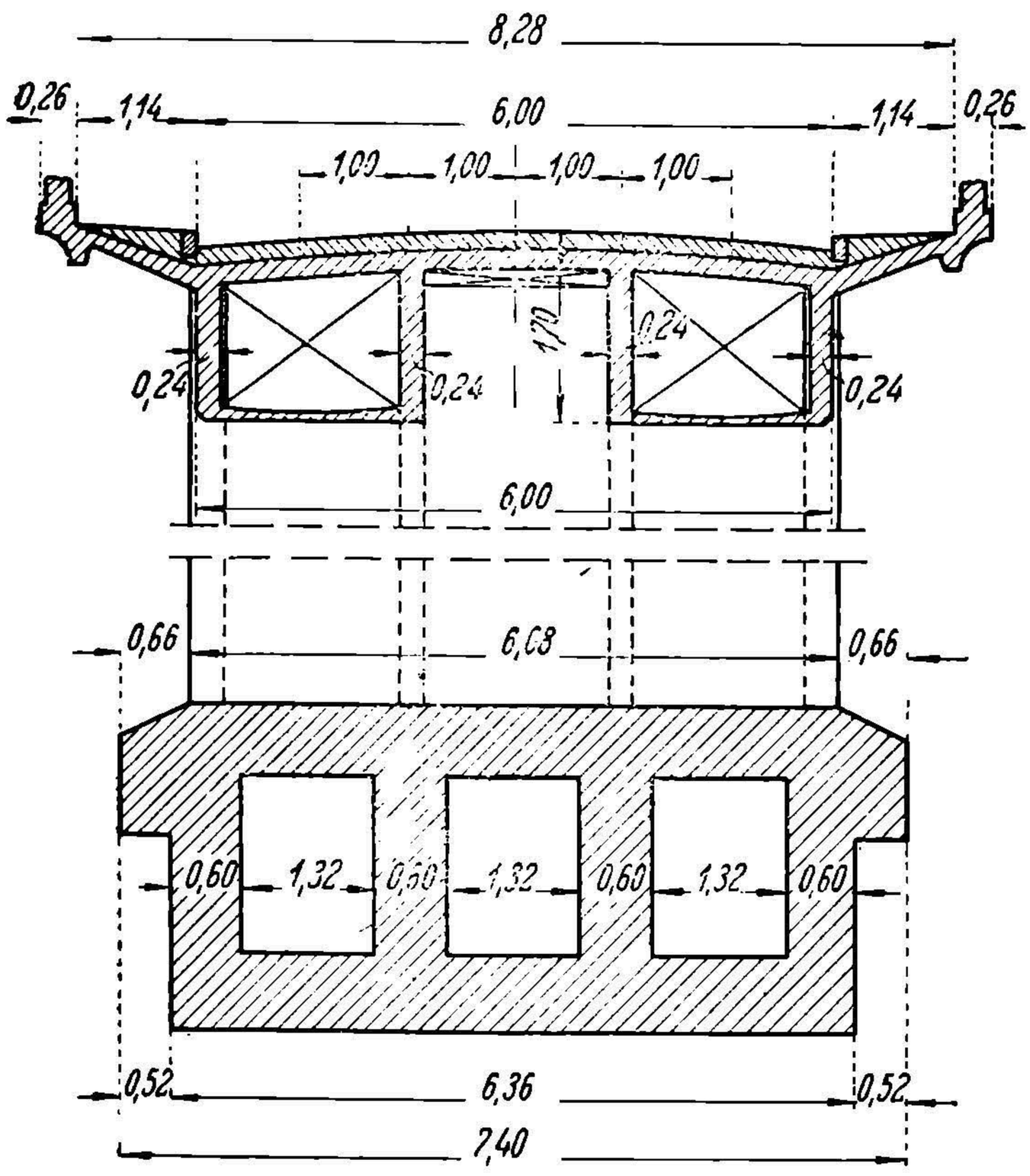
НБ УДУНТ (ДИТ)

В 1928 году закончен постройкой величайший по пролету бетонный мост de la Caille через долину Usses для пропуска шоссе и железной дороги местного значения через



Фиг. 55.

ущелье глубиной 150 *м* (фиг. 55). [1] Ущелье перекрыто одним пролетом 137,5 *м* в свету при стрелке 26,5 *м*. Расчетный же пролет (между центрами пят) 140 *м* при стрелке 27,9 *м*. На каждой половине свода поставлено по 5 пустотелых железобетонных стенок шириною 6,0 *м*, толщиною снаружи 1,4 *м*, поддерживающих проезжую часть моста.



Фиг. 56.

Полотно пути имеет ширину 8,8 *м*. Из них для шоссе отведено 6,0 *м* и на два тротуара по 1,14 *м*. Полотно поддерживается четырь я ребрами высотой 1,54 *м* и толщиной 24 *см* из железобетона. Внизу ребра попарно соединены плитой.

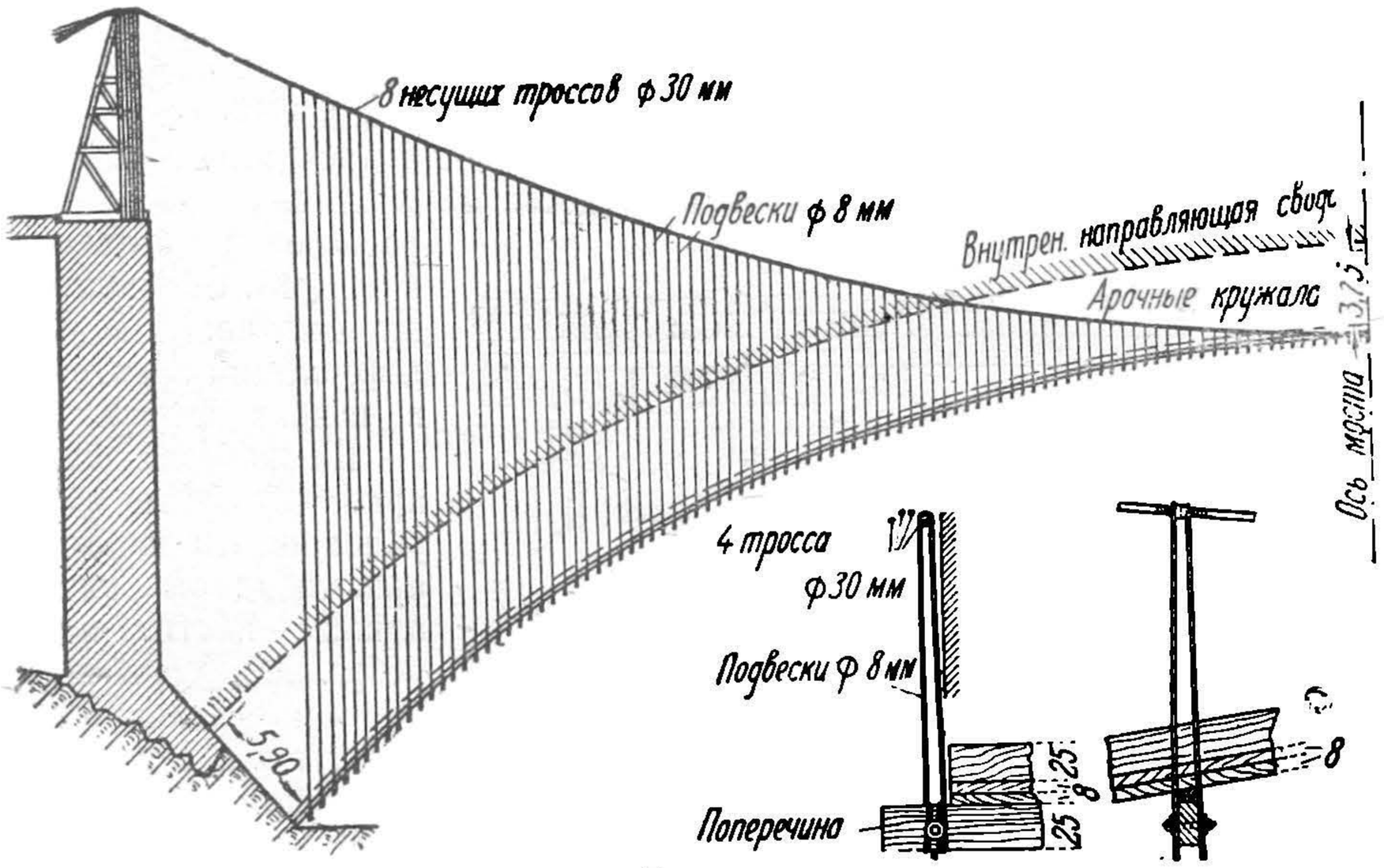
Пустотелый свод имеет ширину 6,36 *м* с уширением в верху сечения до 7,40 *м* (фиг. 56). Толщина свода в замке 2,8 *м* ($^1/_{50}$ пролета), в пятах 4,58 *м*. Свод имеет три продольных канала шириною по 1,32 *м* и высотою 0,565 *h*, где *h* толщина свода в данном его сечении. Перегородки между каналами по 60 *см*. Пустота составляет около $^1/_3$ объема свода.

У пят свода поставлены пилоны, тоже пустотелые, се-

[1] «Génie Civil.» 1928 — «Beton und Eisen», 1928, 2 «Der Bauingenieur», 1928, H. 45. — П. В. Щусев «Отчет о поездке за границу», Изв. МВТУ, № 1, 1929 г.

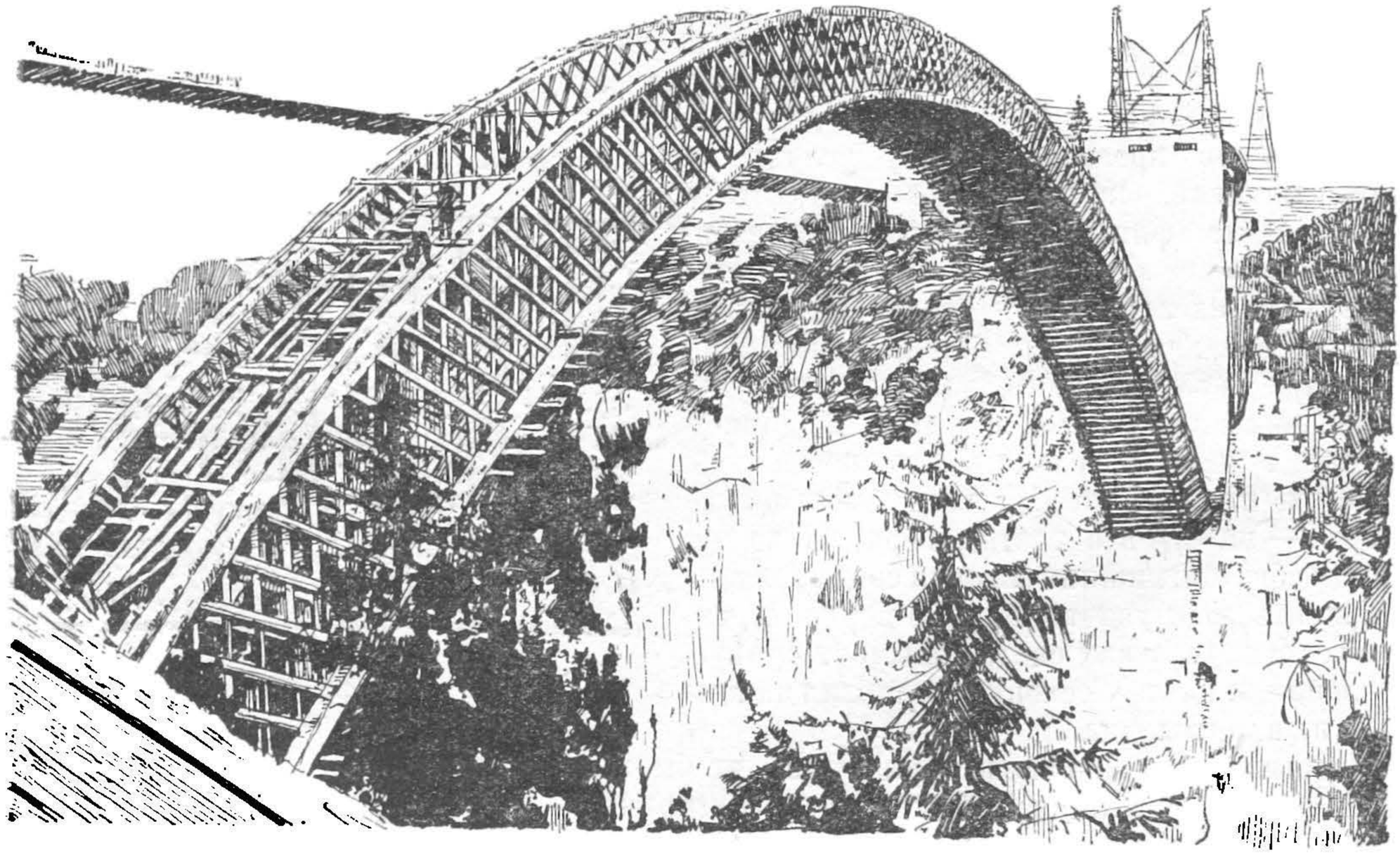
НБ УДУНТ (ДИТ)

чением 4,8 *м* × 9,0 *м*. Их боковые стены имеют толщину 40 *см*, а поперечные 10 *см* (поперек моста) и усилены контрфорсами.



Фиг. 57.

Сооружение моста представляло незаурядные трудности, с которыми однако, великолепно справились, проведя новые приемы работы, новые формы кружал, новые средства борьбы с усадкой бетона. Сперва были возведены береговые участки с пилонами

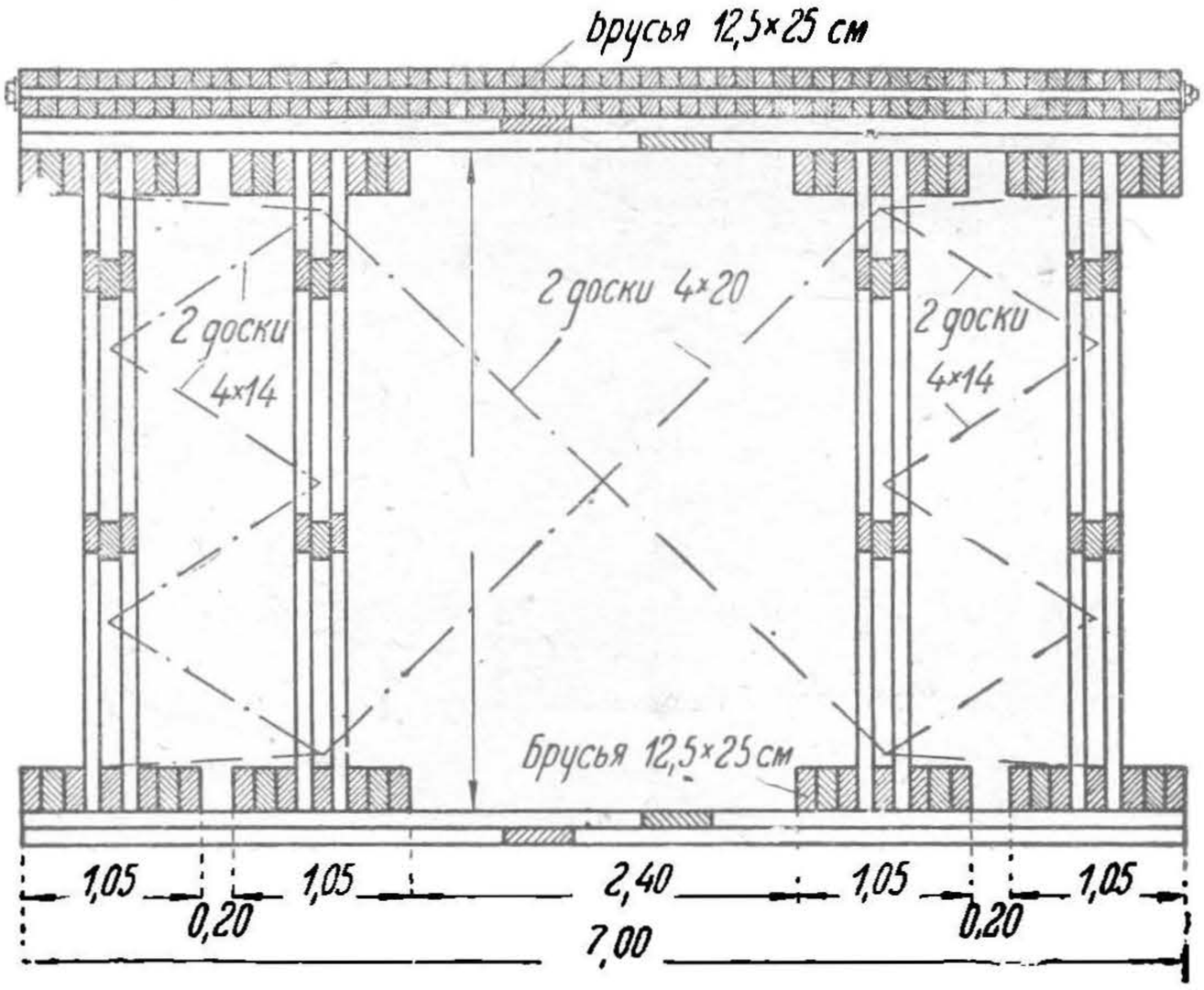


Фиг. 58.

у пят свода. На последних поставлены башни, к которым подвешены проволочные кабели в виде двух групп по четыре кабеля диаметром 30 *мм* (фиг. 57). Кроме того, был установлен кабельный висячий кран пролетом 240 *м* с люлькой для рабочих.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Кружала применены арочной системы из досчатых ферм системы Тауна, их пролет 126 *м* в свету при стрелке 25 *м* (фиг. 58, 59). Для сборки кружал к двум группам упомянутых кабелей подвешено по 140 подвесок поочередно к каждому из четырех кабелей группы. Нижние концы подвесок расположились по нижнему очертанию кружал. К подвескам укреплены поперечины 12 × 25 *см*, по которым положен досчатый настил. На этом настиле возведены четыре арки кружал, каждая арка имеет высоту в замке 3,73 *м*, в пятах 5,1 *м*. Пояса состоят из 6 досок 25 × 12 *см*, стенка из 4 систем раскосов из брусков 14 × 14 и 8 × 14. Оба пояса работают на сжатие. Для уменьшения деформации арок стыки досок в поясах заложены бетоном.

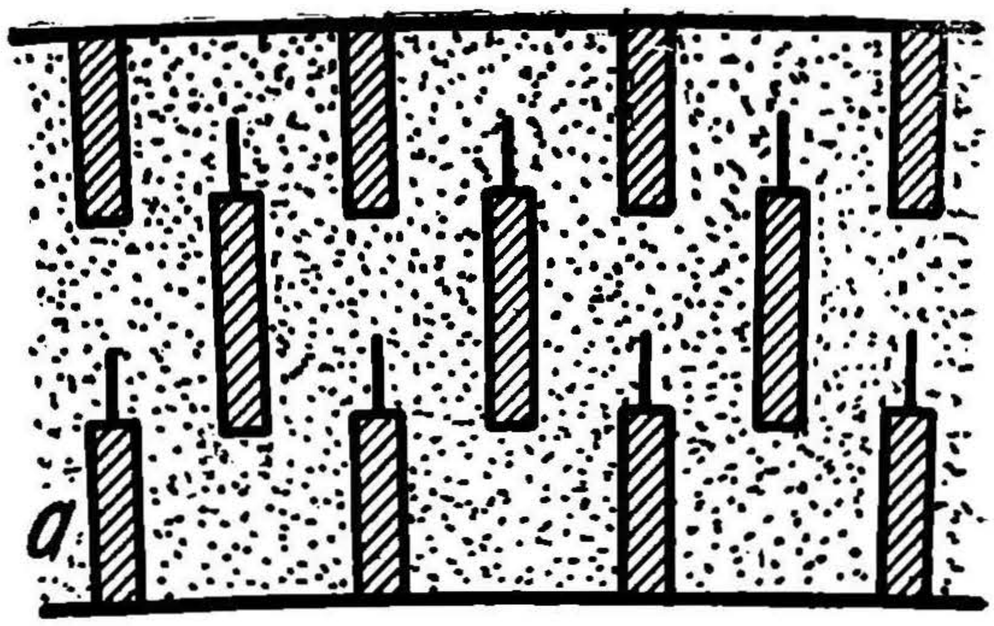


Фиг. 59.

На кабелях собраны две арки, остальные собраны опираясь на эти две арки. Между арками даны связи, а на арках — настил из досок на ребро. Для устойчивости в боковом направлении поставлены 50 оттяжек, заделанных в скалах берегов.

Чтобы обеспечить сжатие обоих поясов арки под нагрузкой весом свода, верхний пояс был в замке разрезан и не должен был поэтому сразу же вступать в работу. Кроме того, пяты поясов были уперты в песочные цилиндры, чтобы регулировать положение кривой давления в пяте. При кладке первого кольца свода шов в верхнем поясе закрылся и пояс вступил в работу при кладке остальной части свода. Полный вес свода 45 *т/м*.

Свод сложен в три приема: сперва нижний слой его весом 12 *т/м*, потом ребра и наконец верхний слой свода. Кладка свода из бетона отличается здесь особенностью, направленной к уменьшению влияния усадки бетона и к регулированию напряжений в своде при помощи изменений в длине волокон свода, связанных с усадкой. Способ изменять по произволу длину усадки волокон свода предложил еще в 1923 году инж. Батикль. Он предложил вставлять в толщу свода (фиг. 60) заранее заготовленные бетонные клинья: чем чаще их поставить в определенной зоне свода, тем меньше будет места для свежего бетона, укладываемого при бетонировании, тем меньше будет сокращение этих волокон свода. В данном случае в первое кольцо было поставлено готовых клиньев на $^1/_3$ длины кольца, во второе — на $^1/_6$ и в третье, верхнее, на $^1/_2$. Таким образом, нижние волокна свода должны сократиться от усадки больше верхних, что в пятовых участках свода подымает кривую давления к центру сечения, ослабляя нажим на нижние волокна.



Фиг. 60.

Клинья были снабжены арматурой, чтобы не поломались при перемещениях (размеры — 0,18 *м* толщины, 4 *м* длины, а ширины — по высоте кольца) и чтобы выпущенными концами стержней создать связь между кольцами.

Свод имеет 2200 $м^3$ объема, на весь мост потребовалось 5500 $м^3$. Давление в пяте достигает 4000 *т*; наибольшее напряжение 70 $кг/см^2$.

В настоящем очерке истории постройки каменных мостов мы следим за развитием форм мостов, за усовершенствованиями конструкции и производства работ. Выбирая примеры, мы имеем также в виду познакомить с поучительными инцидентами, про-

НБ УДУНТ (ДІТ)

исходившими при постройке мостов, с целью извлечь полезные указания опыта на последствия тех или других ошибок, на недостатки того или другого приема работ, на степень выносливости конструктивных частей моста при несовсем нормальных для их работы условиях. Не следует поэтому думать, что почти с каждым каменным мостом происходил какой-нибудь инцидент. Мы умышленно выбрали примеры из сотен благополучно построенных и существующих мостов.

Подводя итоги нашему краткому обзору, мы должны сказать, что гибкость форм каменных мостов поражает человека, впервые делающего обзор существующих мостов. По роду материала каменный мост самого большого пролета может иметь вид легкого, веселого, элегантного сооружения, и мост самого малого пролета может принять форму мощного, сурового сооружения. Каменный мост может высоко перекрывать бездонную пропасть и низко стлаться над поверхностью широкой тихой реки. В архитектурном отношении камень является самым благодарным материалом.

В отношении долговечности каменный мост не оставляет желать ничего больше. По этому поводу Séjourné указывает, что мост Августа существует 19 веков, храм в Фивах — 34 — 37, пирамиды — 54 века. Срок службы железных мостов определяется в 70 — 100 лет.

Каменные мосты не чувствительны к возрастанию подвижной нагрузки, тогда как мосты железные на железных дорогах доставляют много хлопот и требуют значительных расходов на усиление и смену.

Содержание каменных мостов, хорошо построенных из хорошего материала, *ничего не стоит.* Ремонт и содержание моста Montlouis (1844 г.) длиною 378 *м* за 10 лет стоит 6 франков (Séjourné). На содержание 7 больших мостов, стоивших 6.750.000 фр., потрачено за 10 лет 707 фр. — Содержание железных мостов, по соображением Séjourné, стоит в год от 5 до 10% первоначальной стоимости.

Железные мосты получают значение вспомогательных сооружений для различных частных случаев, как например: при недостатке высоты просвета между водой и уровнем пути; при особо значительной величине пролетов; необходимости быстрого исполнения работ.

В заключение приводим таблицу роста пролетов каменных мостов.

Наиб. пролет у римлян	34,8 м.	1862 Cabin-John (акведук) (CACIII)	67,1 м.
1339 Céret (Франция)	45,4 »	1903 Luxembourg	84,7 »
1356 Verona (Италия)	48,7 »	1905 Plauen (Германия) . .	90,0 »
1377 Trezzo (в Ломбардии)	72,0 »	1916 Villeneuve (Франция) .	98,0 »
1479 Vieille Brionde (Франция)	54,3 »	1923 Мост de la Caille	140,0 »
1834 Chester (Англия)	61,0 »		

Наибольший пролет римских мостов удвоился за 2000 лет.
Наибольший пролет начала XX века почти удвоился за 25 лет.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ВТОРАЯ КОНСТРУКЦИЯ.

§ 4. ТИПЫ МОСТОВ И ВИАДУКОВ ПОД ЖЕЛЕЗНУЮ ДОРОГУ.

1. Виадук Lavaur.[1] — Общий вид этого моста приведен на фиг. 37. Он расположен на железной дороге Montauban-Castres через р. Agoût. На фиг. 61—68 показана конструкция моста. Пролет свода 61,5 *м*, стрелка 27,5 *м*, т. е. подъем свода 1:2,24. Свод очерчен по дуге круга, радиус которого для внутренней кривой 31,2 *м* (на протяжении 148°). — Толщина свода в замке 1,65 *м*, в пятах (30° от горизонта) 2,81 *м*. Возвышение рельса над замком свода 0,85 *м*. — Щеки наклонены к вертикали с уклоном 1:25. Это увеличивает площадь сечения арок у пят, увеличивает устойчивость моста против поперечных сил.

Ширина моста между парапетами 4,5 *м*, по замку свода 4,8 *м* и в пятах (30°) — 6,05 *м*.

На раменах большого свода расположен виадук из маленьких полуциркульных арок пролета 4,5 *м* при толщине бычков 1,10 *м*; толщина сводиков в замке 0,45 *м*. Цель этого устройства — уменьшить нагрузку на свод и опоры.

Свод сложен из отдельных камней известняка, околотых в форме клиньев, толщиною около 20 *см*; облицовка такой же толщины. Сопротивление камня раздроблению 720 до 1127 *кг/см*^{2}. Раствор принят в пропорции 650 *кг* на 1 *м*^{3} песку. Опоры малых сводиков опираются на тесаные камни, заложенные в большой свод (фиг. 65) и в этой части сложены из тесаных камней для смягчения неодинакового сжатия низа опоры.

Пазухи сводов были засыпаны промытым гравием до уровня балласта.

Под гравием расположена изоляция, состоящая из слоя смазки в виде раствора тейльской извести, толщиною 3 *см*, и слоя асфальта, толщиною $1^1/_2$ *см*. — Вода с поверхности изоляции отводится трубками.

Швы верхней поверхности свода между опорами малых сводиков были расчищены на глубину 8 *см* и законопачены пенькой, смоченной в смеси асфальтового известняка и битума; на пеньку лили немного битума и посыпали крупным песком, чтобы образовать связь с цементным раствором, который втрамбовывался до отказа в шов сверх пеньки.

Кладка свода произведена на кружалах, поставленных в количестве 5 на расстоянии 1,5 *м* друг от друга Кружала жесткой конструкции, т. е. имеют частые опоры в промежутках между пятами свода (фиг. 66), а именно каждая ферма имеет 9 свайных опор, из которых три двойные. Диаметр свай 30 *см*; чтобы укрепить их в скале при невозможности забивки, были высверлены дыры в камне, глубиною 1,5—2*м*, которые по вставке свай заделывались цементным раствором. Для боковой устойчивости даны подкосы, а кроме того кружала были закреплены при помощи стальных канатов, протянутых от кружал к берегам и там заделанных.

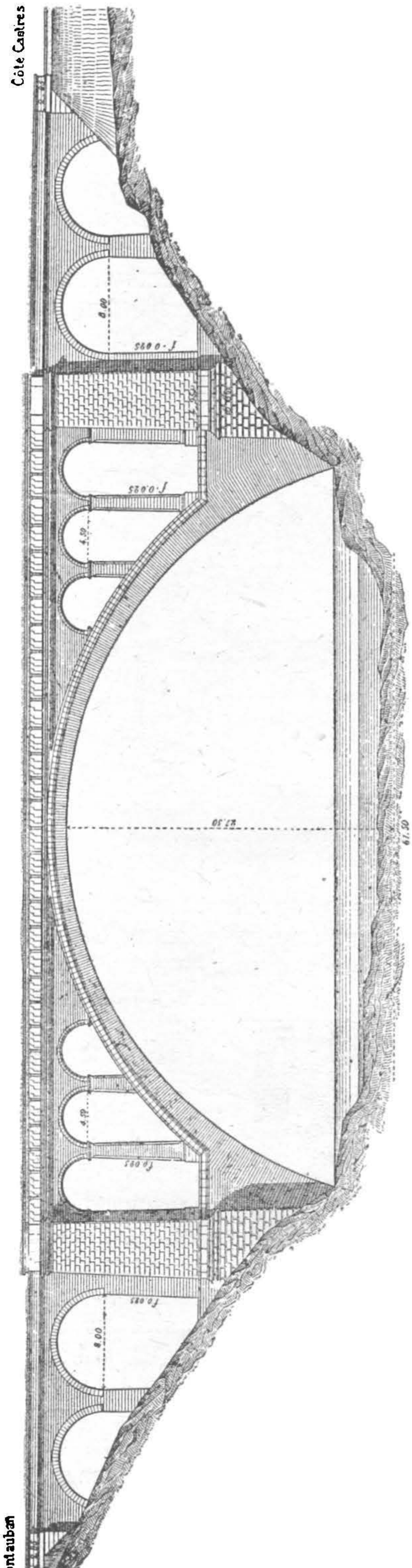
Опалубка на кружалах состояла из двух настилов; нижний из брусков 10×14 *см* с переменным расстоянием между их осями от 25 до 50 *см*, увеличивающимся от замка к пятам. Верхний настил из досок 2,5 *см* толщиной был прибит к нижнему гвоздями и предназначен был для разбивки свода; на нем были прочерчены линии рядов, кривые боков свода (уклон 1 : 25).

Косяки кружал имеют в узком конце ширину 0,46 *м* и сделаны из одного куска дерева. От стыков косяков идут подкосы, поставленные по радиусам (веером). Для сбора давления концов подкосов на меньшее число опор, между ними и песочными цилиндрами находится ярус передаточной конструкции треугольной системы.

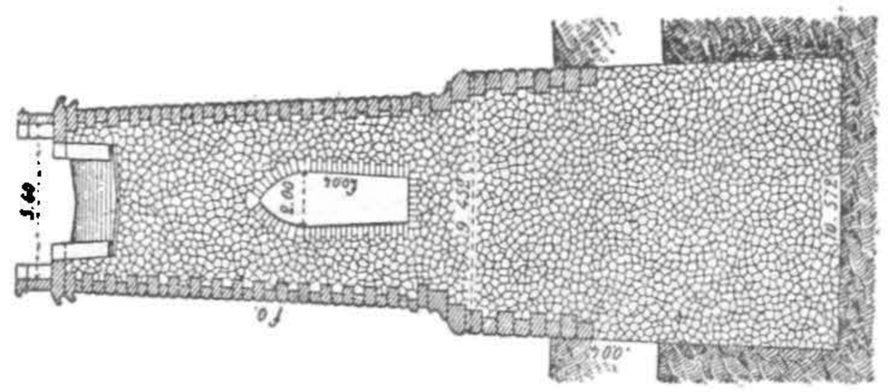
[1] Séjourné. — An. des p. et ch. 1836. II. — Его же «Grandes voûtes». 1913 — 1916.

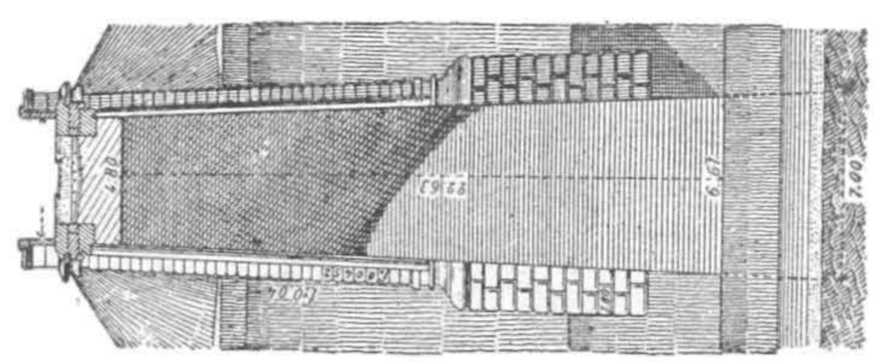
НБ УДУНТ (ДИТ)

Чтобы концы косяков, образующих арку, не вдавливались друг в друга, между ними положены прокладки из цинка, толщиною 1 *мм*. Узлы перекрыты с боков желез-

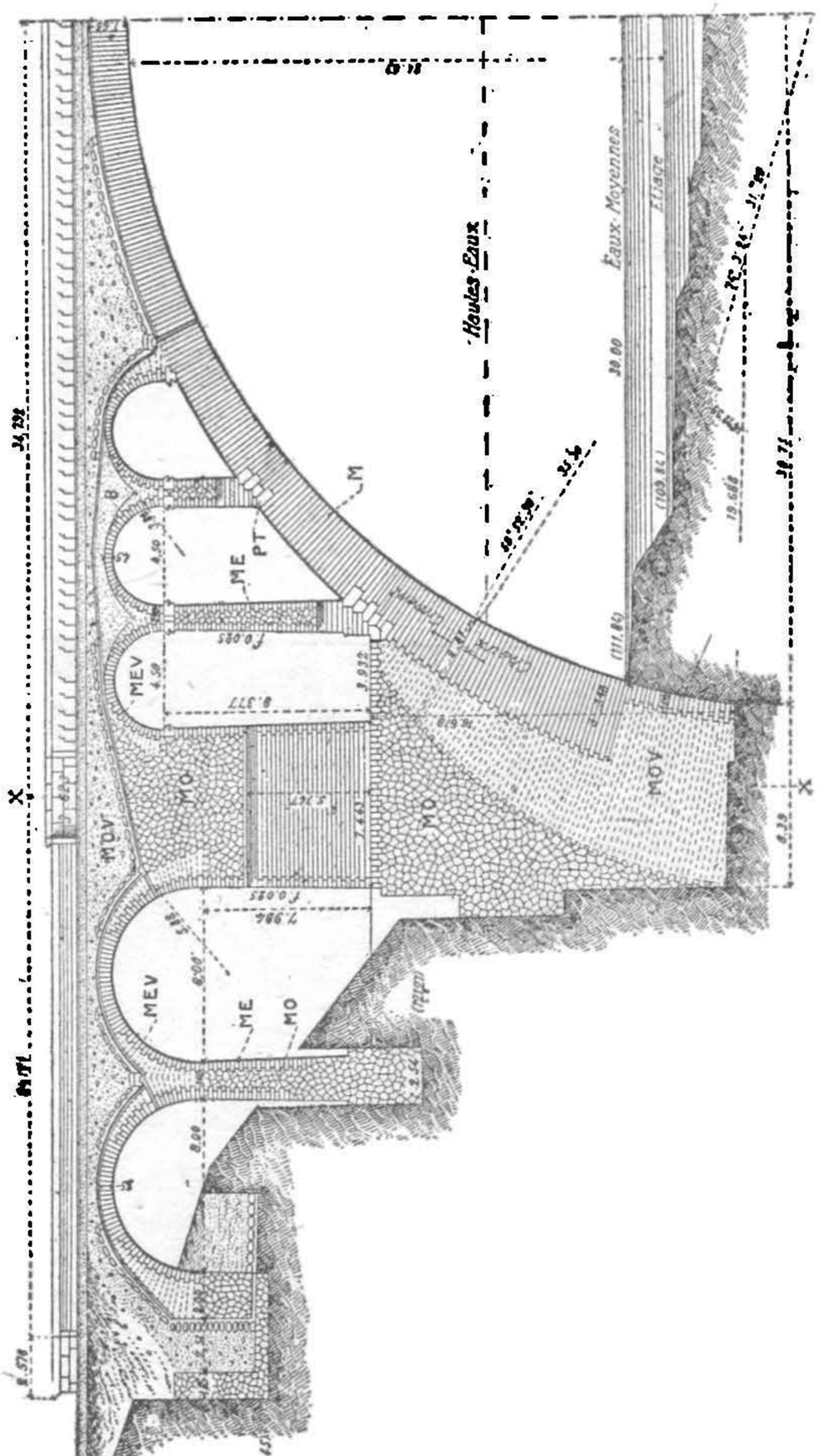


Фиг. 61. Виадук Lavaur (1884). Общий вид.





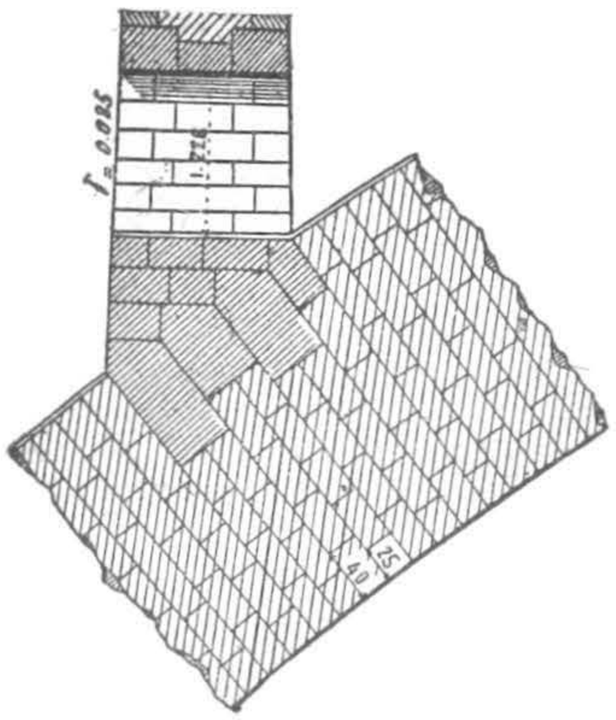
Фиг. 63—64. Поперечные разрезы



Фиг. 62. Продольный разрез.

ными планками, толщиною 7 *мм*, при помощи болтов; при этом подкосы возможно упирать в косяки без врубок. Схватки врублены в подкосы на 3 *см*.

НБ УДУНТ (ДИТ)



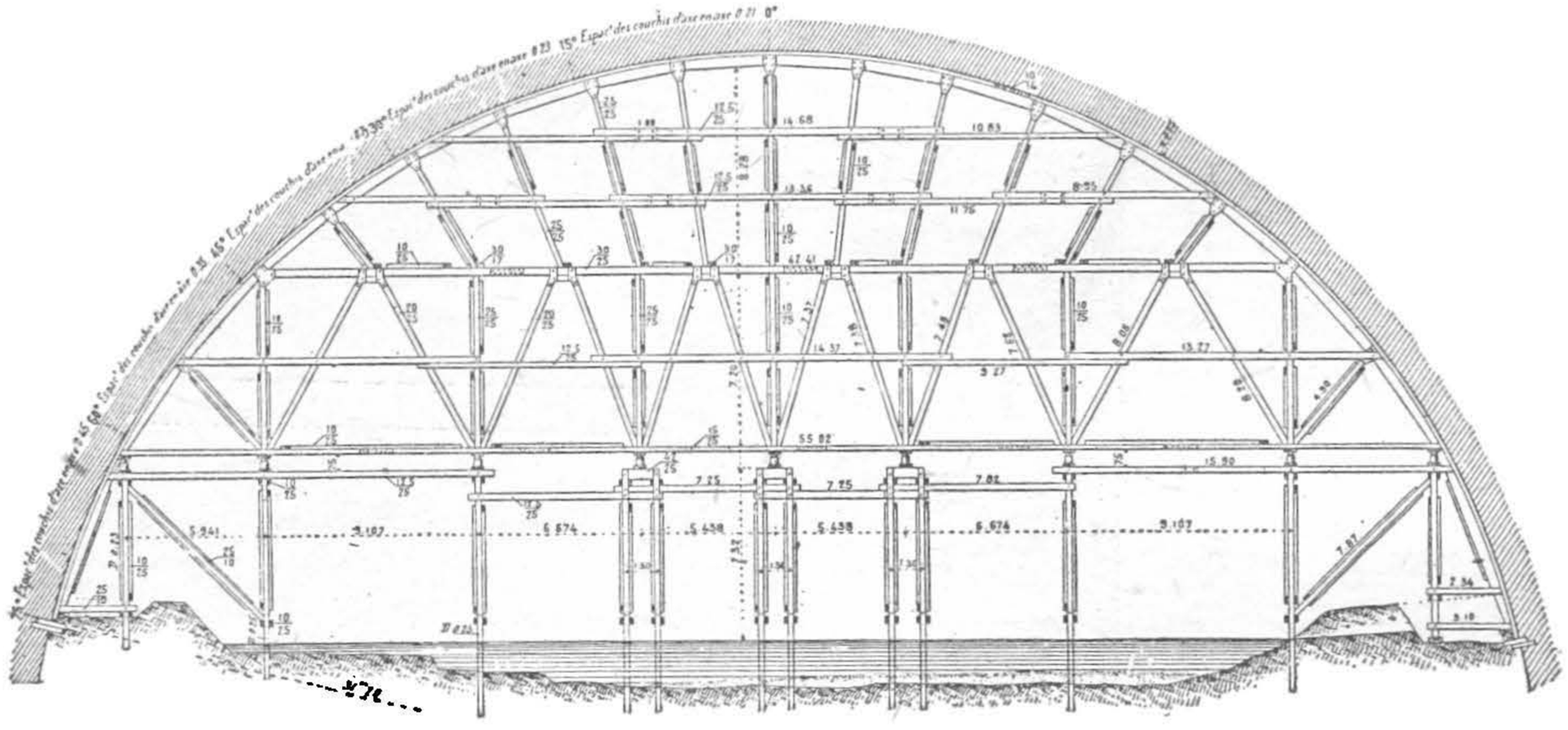
Фиг. 65. Сопряжение бычка со сводом.

Песочные цилиндры были помещены в деревянные ящики, наполненные цементом для поглощения влаги, что оказалось недействительным. Щели ящика были заделаны просаленной паклей.

Лесу на кружала пошло: сосны на опоры 39 *м*³, дуба на подушки 10 *м*³, сосны на фермы 263 *м*³, на настил опалубки 12 *м*³. Железа пошло на кружала 12 тонн; на 1 *м*³ дерева 34,6 *кг* железа. На 1 *м*³ пространства под сводом пошло дерева 0,043 *м*³.

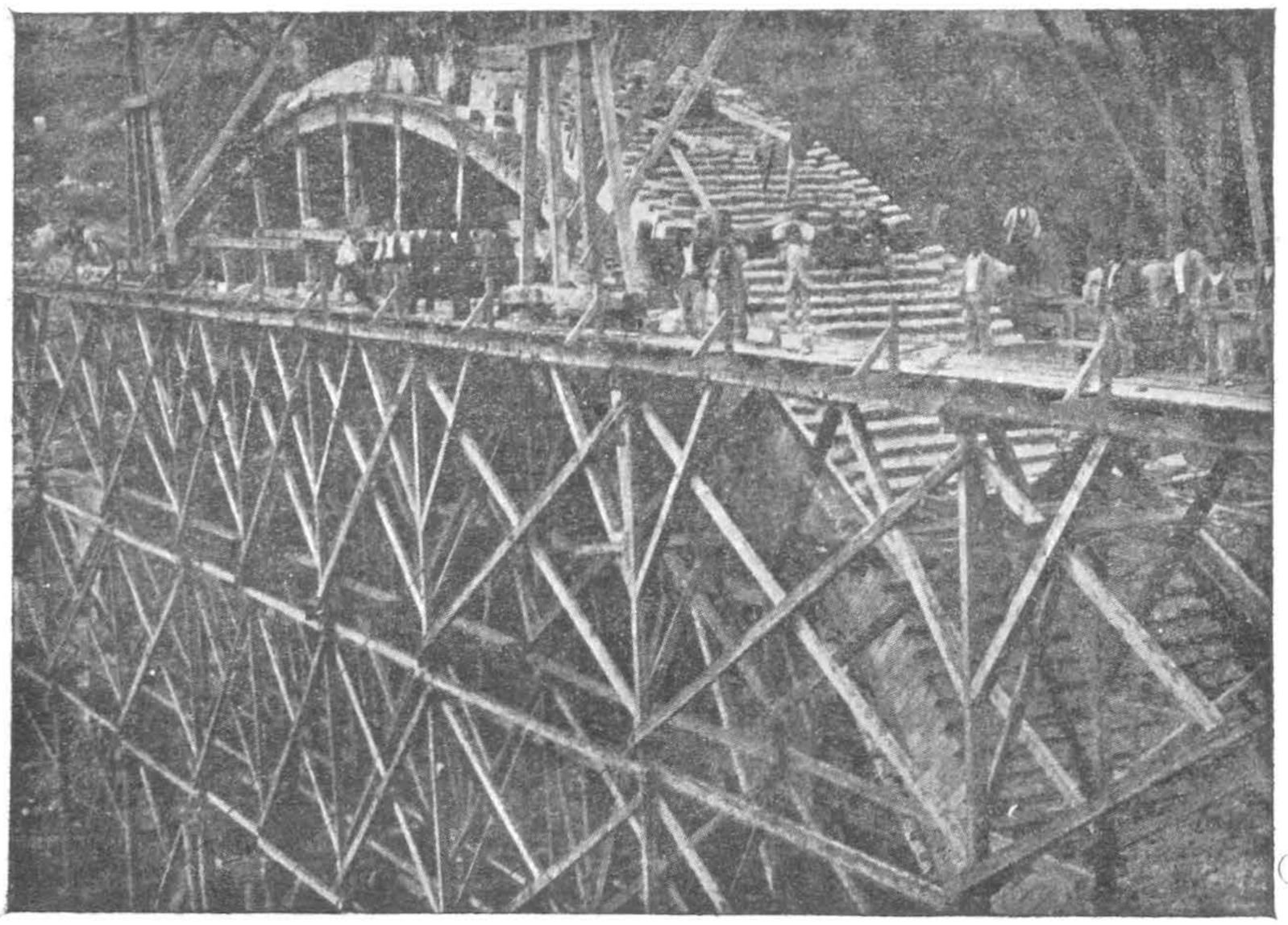
Кроме кружал для кладки свода был устроен временный мост (фиг. 67), на который пошло 213 *м*³ дерева и 2823 *кг* железа.

Кладка свода произведена в 3 кольца; толщина первого кольца была 0,60 *м* в замке, 1,04 *м* в пяте; второго кольца — 0,30 и 0, 70 *м*; третьего кольца — 0,40 и 0,90 *м*.



Фиг. 66. Кружала.

Первое кольцо было подразделено на 8 секций, каждая секция тянется на длину двух смежных косяков, кроме пятовых секций (фиг. 68); нижние две секции опираются друг на друга при помощи распорок; верхние секции опираются на деревянные подпорные стенки, укрепленные на опалубке.



Фиг 67. Временный мост.

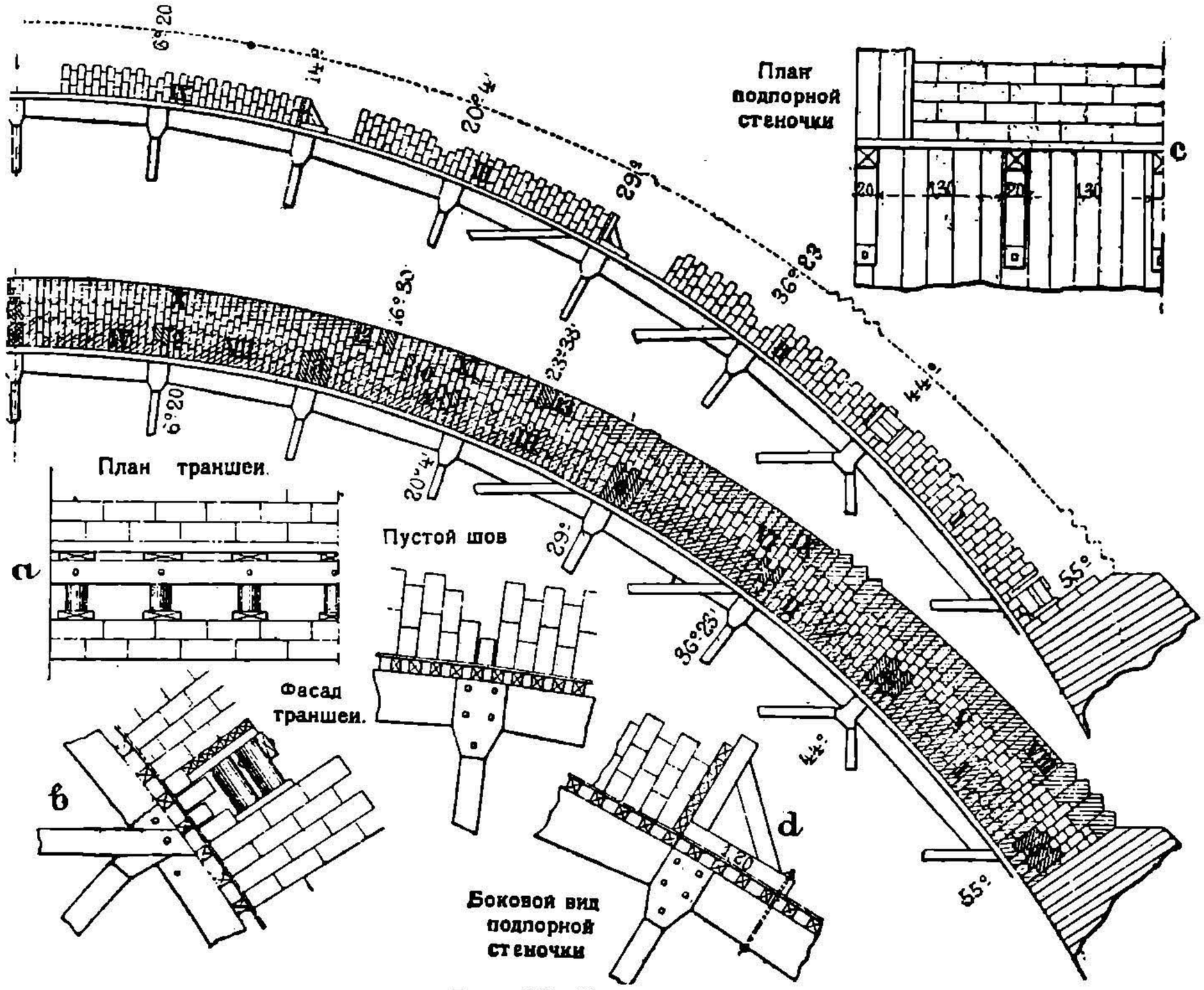
Прежде всего были зажаты кружала в пятах кладкой звеньев 1 и 1′; при этом первые 4 ряда камней уложены на клиньях; для облицовки применялись внизу планки из свинца, толщиною 1 *см*, шириною 4 *см*; вверху дубовые, шириною 3 *см*; для средних камней свода свинцовые полоски имели толщину 1,5 *см*. Так как свинцовые прокладки должны были остаться в кладке, то их отодвинули от краев

ГВУЗ УДУНТ (ДИТ)

камней на 1 *см* при помощи прокладки под ними сосновых реечек: по раскружаливании реечки вынимались и швы заделывались раствором, для чего реечки имели толщину меньше толщины свинцовых прокладок.

Поверх пустых швов в пятах кладка поддерживалась в траншее распорками из круглого леса, диаметра 25 *см*, размещенными через каждые 90 *см* (фиг. 68) и упиравшимися в стойки, сечения 10 × 35 *см*; под стойки подложены бруски 10×14 *см*; распорки соединены продольными схватками 25 × 10 *см* на болтах. Промежутки между распорками были заполнены мешками из-под извести, наполненными сухим песком и хорошо зажатыми между стенками траншеи. Это заполнение было несжимаемое и давало возможность легко освобождать участки траншеи, длиною около 50 *см*, для заполнения кладкой.

По укладке звеньев 1 и 1′ была загружена камнем середина кружал в обе стороны от замка на 22°. После этого было приступлено к одновременной кладке шести остальных секций свода. При этом в каждой секции при переходе над концами под-



Фиг. 68. Кладка свода.

косов кружал камни двух рядов укладывались с пустыми швами, чтобы избежать трещин от изгиба косяков при нагружении их кладкой. Пустые швы образованы были прокладкой внизу свинцовых полос, вверху — дубовых.

К моменту замыкания первого кольца свода оно представляло шарнирный многоугольник. Сперва заклинен был замок, затем последовательно и попарно симметрично были заполнены пустые места в порядке, показанном арабскими цифрами на фиг. 68, т. е. последними были заполнены сечения, приходящиеся в $^1/_4$ пролета.

У подпорных стенок подпорки снимались большими участками, в траншеях же участками около 1 *м*, начиная от краев свода к середине или от середины к краям. Все эти стыки были затрамбованы до отказа полусухим цементным раствором.

Второе кольцо было разделено на 6 секций; верхние секции удерживались перевязкой кладки с нижним кольцом. Сперва были выложены секции V, а потом было приступлено к одновременной кладке секций VI и VII.

Третье кольцо предполагалось сложить по обыкновенному приему с двух фронтов работы, идя от пят к замку. Но в виду позднего времени поставили еще два фронта с сечениями $16^1/_2{}^\circ$. Замок заклинен 16 декабря. После этого пришлось добавить еще два фронта. Последняя заклинка свода произведена в сечении с углом 23°. Для под-

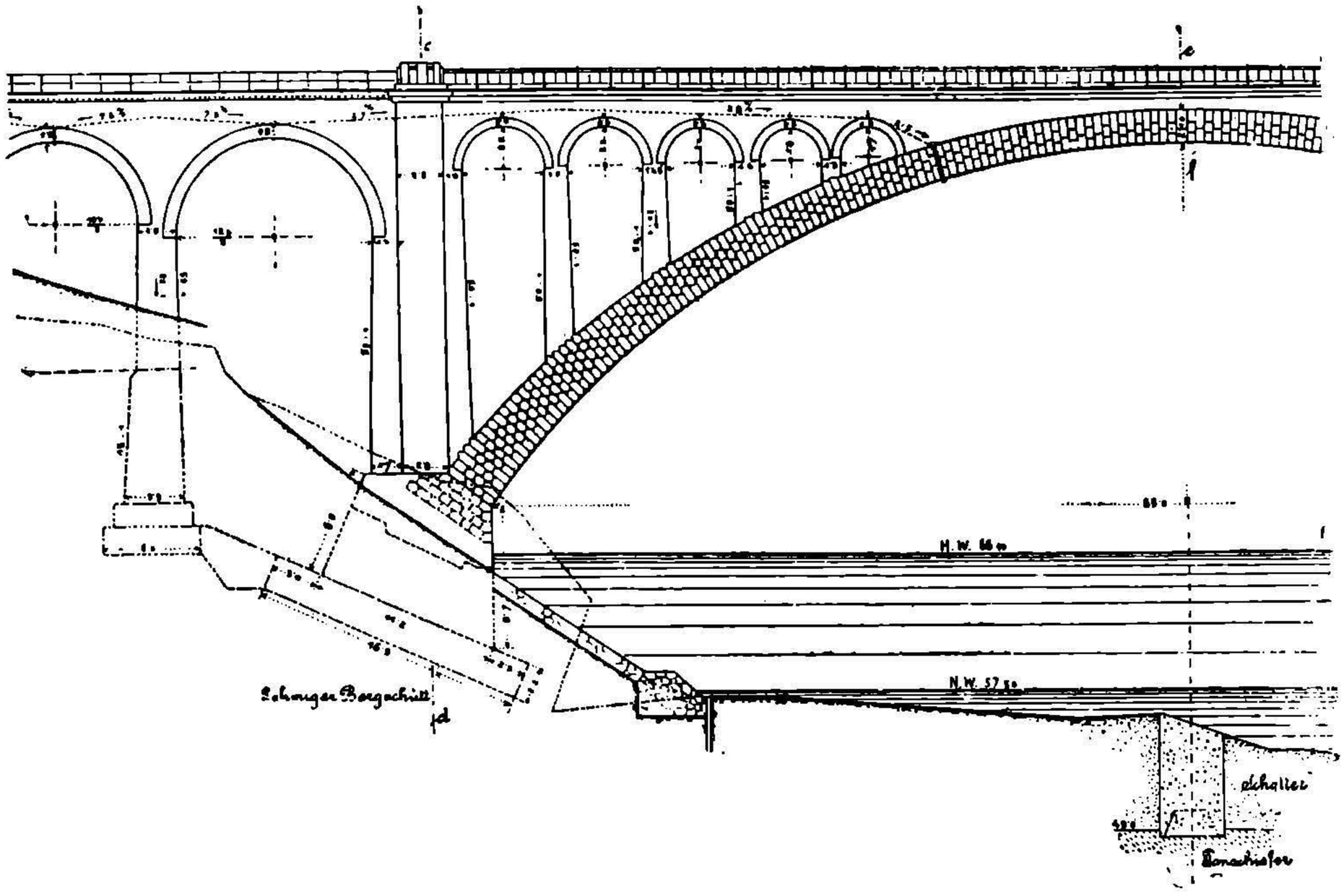
НТБ УДУНТ (ДИТ)

держания кладки третьего кольца никаких мер не принималось, достаточно было перевязки швов.

Осадка кружал при кладке первого кольца была 2 *мм*, при его замыкании — 11 *мм*. Полная осадка по окончании замыкания первого кольца — 20,7 *мм* с одной стороны и 16,8 *мм* — с другой. От кладки второго и третьего колец осадка 0. Свод простоял на кружалах 135 дней.

Осадка свода при раскружаливании оказалась 0,68 *мм*.

2. Виадук Salcano[1] (фиг. 48) через р. Изонцо под железную дорогу Триест-Клагенфурт построен в 1904—1906 годах. К главному своду пролета 85 *м*, перекрывающему р. Изонцо, примыкают виадуки на подходах с пролетами от 8 до 12 *м*. — Главный свод (фиг. 69) имеет ширину в замке 5,80 *м*, в пятах 8,0 *м*. Щековые грани с уклоном 1/30. Толщина в замке 2,1, в пятах 3,5 *м*. Стрелка свода 21,8 *м* (около 1 : 4 пролета); очертание по дуге круга. Над сводом эстакада из полуциркульных сводиков, пролетами от 5 до 3,40 *м*, на бычках толщиною от 1,5 до 1,3 *м*, имеющих уклоны 1/50. Над сводиками эстакады сделано бетонное заполнение пазух с уклонами



Фиг. 69. Впадук Salcano (1906). (Фасад.)

к отводным трубкам, на котором уложена изоляция из асфальта и джутового полотна. Изоляция прикрыта слоем бетона, толщиною 5 *см*, поверх которого идет сухая кладка до балласта. Высшая точка изоляции отстоит на 1,10 *м* от подошвы рельса, низшая на 1,6 *м*.

Для предупреждения трещин в арочках над пятами главного свода при деформации его от колебаний температуры, в них заложены в пятах и в замке вместо раствора упругие швы: в пятах — из асбеста, толщиною 9 *мм*, в замке — из асфальтированного войлока. Изоляция над замковым упругим швом сложена валиком, чтобы при растяжении не порвалась.

Главный свод сложен из грубоотесаных клиньев известняка, объемом от 0,2 до 0,7 $м^3$; временное сопротивление 1200 $кг/см^2$. Швы из цементного раствора 1 : 3, толщиною 14—16 *мм*. Все остальные части виадука сложены из бута на растворе 1 : 5.

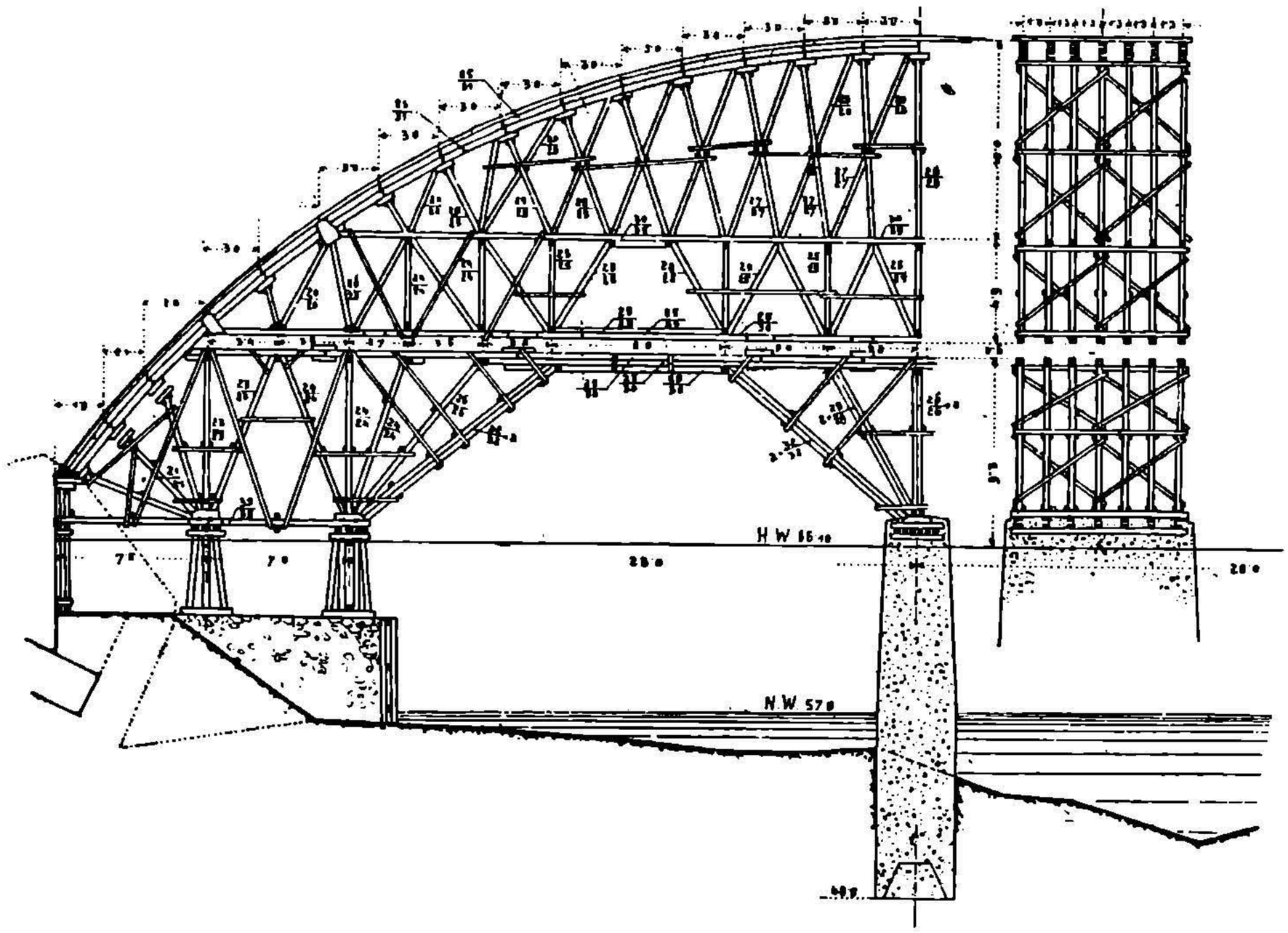
Наибольшее расчетное напряжение в своде 51 $кг/см^2$.

Основания устоев заложены непосредственно на грунте при помощи бетонных подушек с прокладкой 4 рядов двутавровых балок. Под правым устоем грунт состоит из конгломерата; подушка, толщиною 2,2 *м*, имеет площадь 15,4 × 14,5 *м*; бетон состава 1 : 2 : 3. Под левым устоем грунт состоит из глинистого щебня; подушкой с площадью 20,0 × 16,5 *м*, среднее давление уменьшено до 4 $кг/см^2$.

[1] Zeitschrift des Oesterreich. I. und Arch. Ver. 1909, 1910.

НБ УДУНТ (ДИТ)

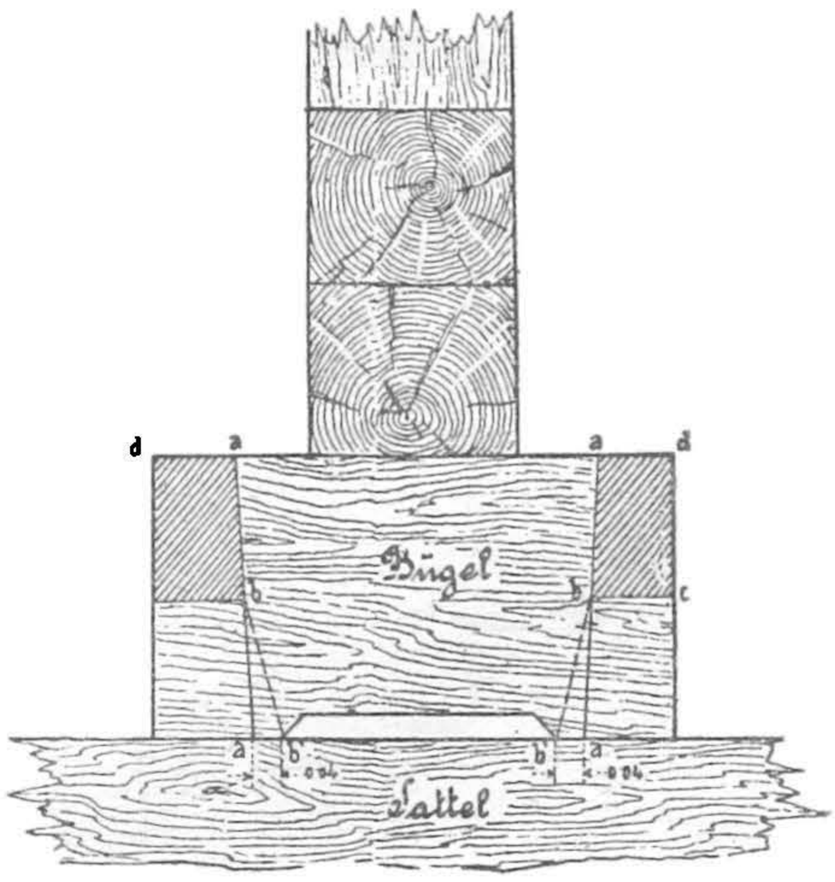
Для поддержания кружал (фиг. 70) в середине реки была устроена каменная опора на кессонном основании, которая по окончании постройки была взорвана. Кружала веерного типа. Для раскружаливания были применены деревянные скамеечки (кобылки)



Фиг. 70. Кружала.

(фиг. 71), предложенные Зуфером. Строительный подъем был дан кружалам в 20 *см*, этого оказалось много: кружала осели всего на 4 *см*.

Клинья свода перед укладкой были доставлены к месту работ, перенумерованы и уложены в три ряда соответственно трем кольцам свода. Погрузка и укладка клиньев производилась помощью кранов. На опалубке из брусьев и досок были расчерчены швы и границы 8 секций, на которые было подразделено первое кольцо. Клинья первого кольца уложены были все на-сухо. Оставляя интервалы между секциями не заложенными, заполнили радиальные швы полусухим раствором состава 1 : 3 с трамбованием. Затем было уложено второе кольцо, при чем раствор клался на касательные швы, а радиальные швы заполнялись с трамбованием по укладке всех камней секции. По укладке второго кольца оба кольца были замкнуты закладкой траншей. Наконец было положено третье кольцо уже без определенного порядка. Через несколько дней по окончании этой работы приступили к кладке бычков над сводом. Через 38 дней по окончании кладки свода он был раскружален.



Фиг. 71. Кобылка для раскружаливания.

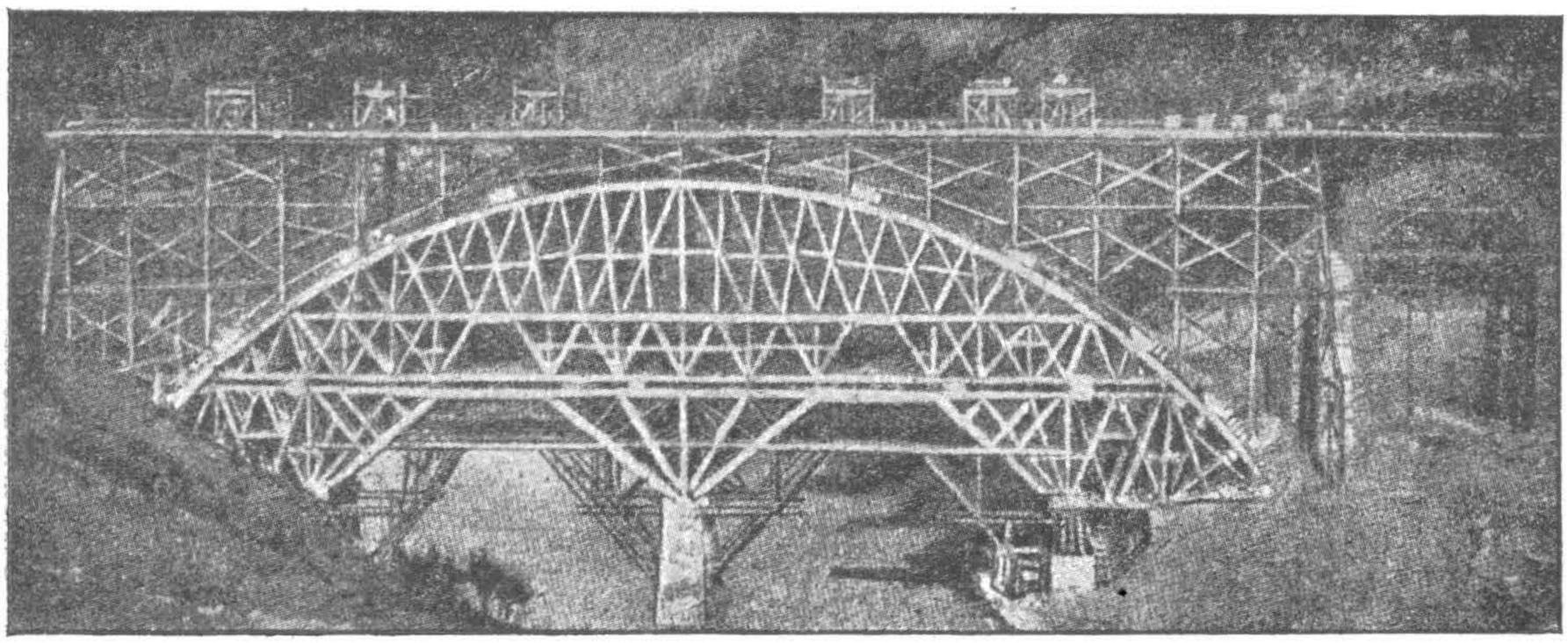
При кладке выяснилось, что швы толщиною 14 — 16 *мм* оказались тесными для глубины трамбования 1,2 *м*, лучше было бы давать 20 *мм*.

Измерение осадки кружал при кладке свода показало, что они просели больше всего в точках над шпренгельными пролетами между их опорами, так что очертание свода заострилось в замке и выпрямилось в раменах. По раскружаливании произошла обратная деформация: замок опустился (на 6 *мм*) и выпрямился, а рамена поднялись на 1 *мм*.

При постройке главного свода пошло материалов: круглого леса для вспомогательного моста (фиг. 72) 510 $м^3$ и пиленого 116. На кружала — круглого леса 120, пиле-

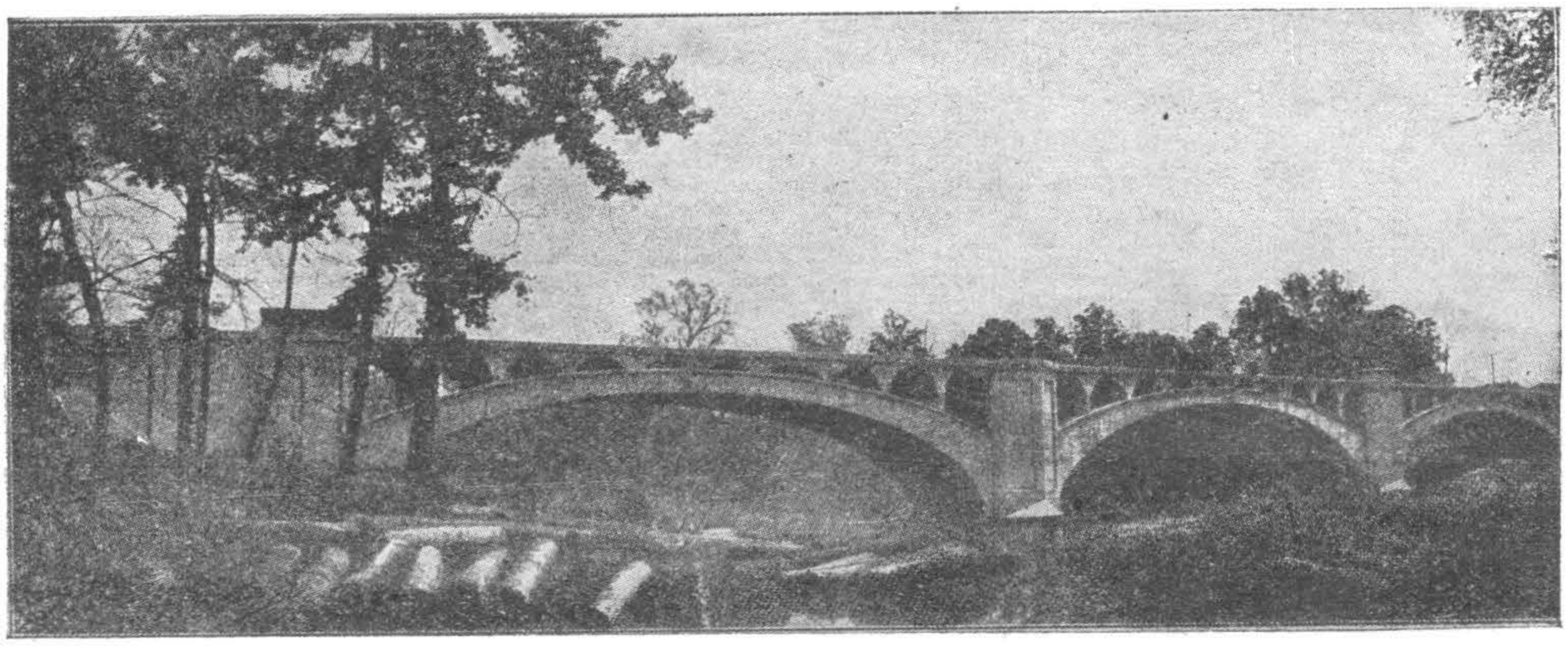
НБ УДУНТ (ДИТ)

ного дуба 23 и сосны пиленой 1036 $м^3$. Железа на скрепления — 10 тонн. Стоимость 1 погон. метра перекрытия большим сводом выразилась суммой 3350 р. (1 крона = 0,4 рубля).



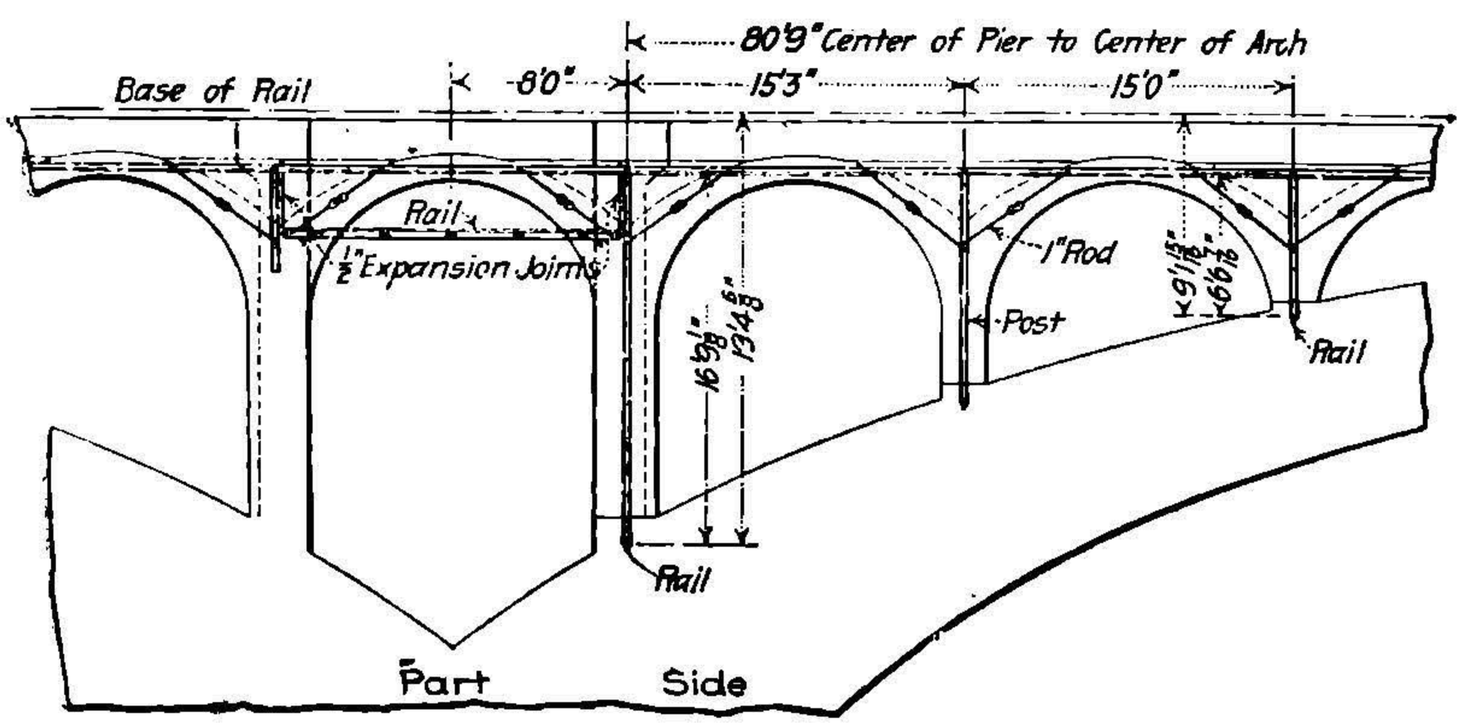
Фиг. 72. Кружала и вспомогательный мост.

3. Мост через р. Big Muddy.[1] Этот мост построен из *бетона* под два пути в 1901 — 1903 гг. на линии Чикаго — Новый Орлеан на месте старого моста; использованы старые опоры, заложенные на сваях, забитых в глину.



Фиг. 73. Мост Big Muddy (1903). Общий вид.

Он имеет (фиг. 73) три пролета по 42,6 *м*, перекрытые сводами эллиптического очертания со стрелкой 1 : 4,6 пролета. Верхняя кривая очертания свода тоже эллипс, охватывающий и быки. Толщина в замке 1,52 *м*. Поперечные проемы над сводом уменьшают давление на сваю на 6 *т* по сравнению с засыпкой между обратными стенками. Поверх сводиков эстакады, засекая их в замке, расположен (фиг. 74) ряд рельсов вдоль моста на расстоянии 1,0 *м* друг от друга; рельсы соединены накладками. В бычках эстакады также размещены посредине их толщины рельсы в вертикальном положении. В сводике над быком, прикрытом с фасада выступом быка, устроены швы расширения. Швы заложены асбестом



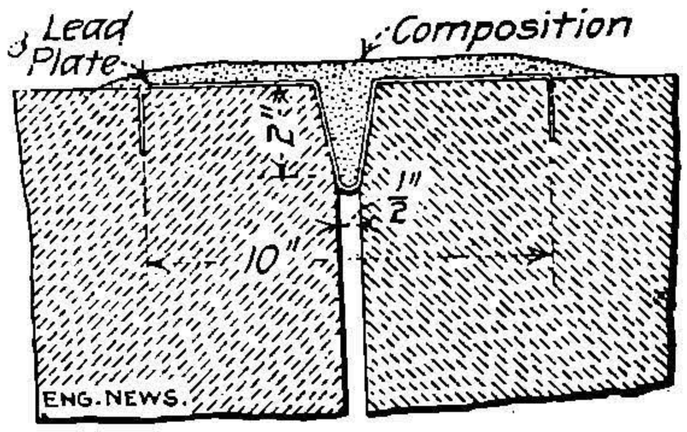
Фиг. 74. Усиление железом надсводной эстакады.

[1] Engineering News, 12 nov. 1903. Parkhurst. — Séjourné «Grandes voûtes».

НТБ УДУНТ (ДИТ)

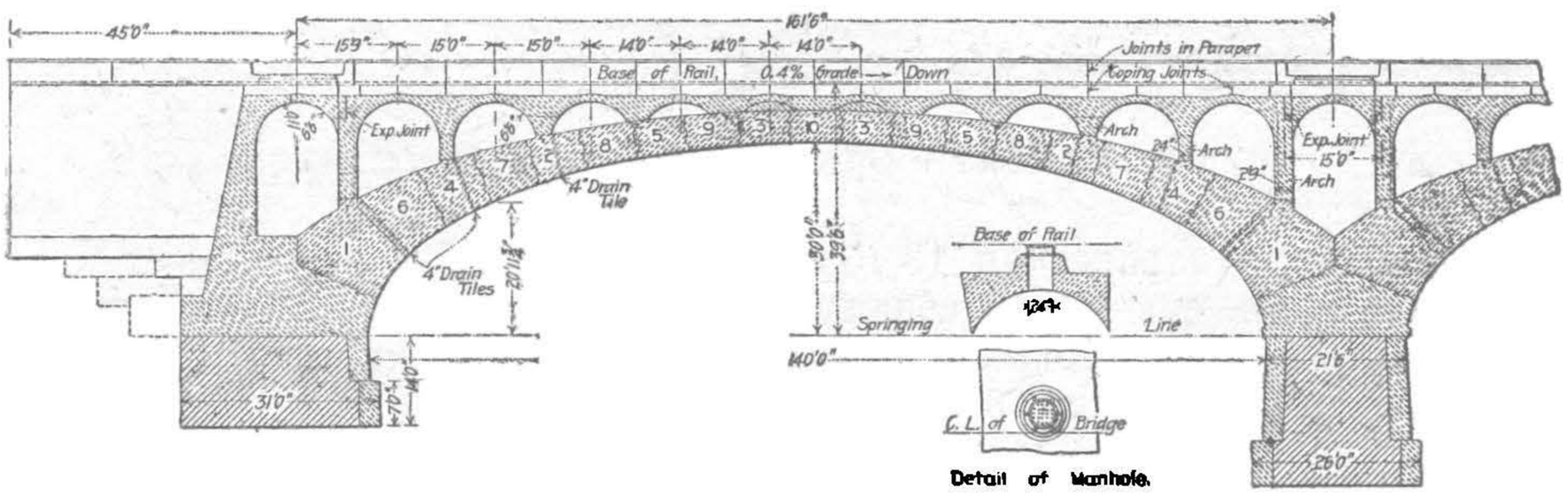
и прикрыты свинцовым листом, как показано на фиг. 75, поверх которого положен слой асфальта. С декабря по май шов увеличился на 2,1 *мм* над устоем и на 1,5 *мм* над быком. Очевидно, от усадки бетона.

Для кладки сводов были установлены в двух крайних пролетах кружала на расстоянии 1,22 *м* друг от друга в количестве 9 систем на ширину свода в 10 *м*. Сперва были сложены секции 1,1 (фиг. 76), затем были установлены поперечные стенки, на которых были набиты выступы для образования в бетоне зубцов. Бетонирование клиньев с *легким трамбованием* было произведено в порядке, показанном нумерацией. По возведении двух крайних сводов из-под них были вынуты кружала через одну систему и поставлены для кладки свода среднего пролета. При этом замечено было легкое отклонение одного из



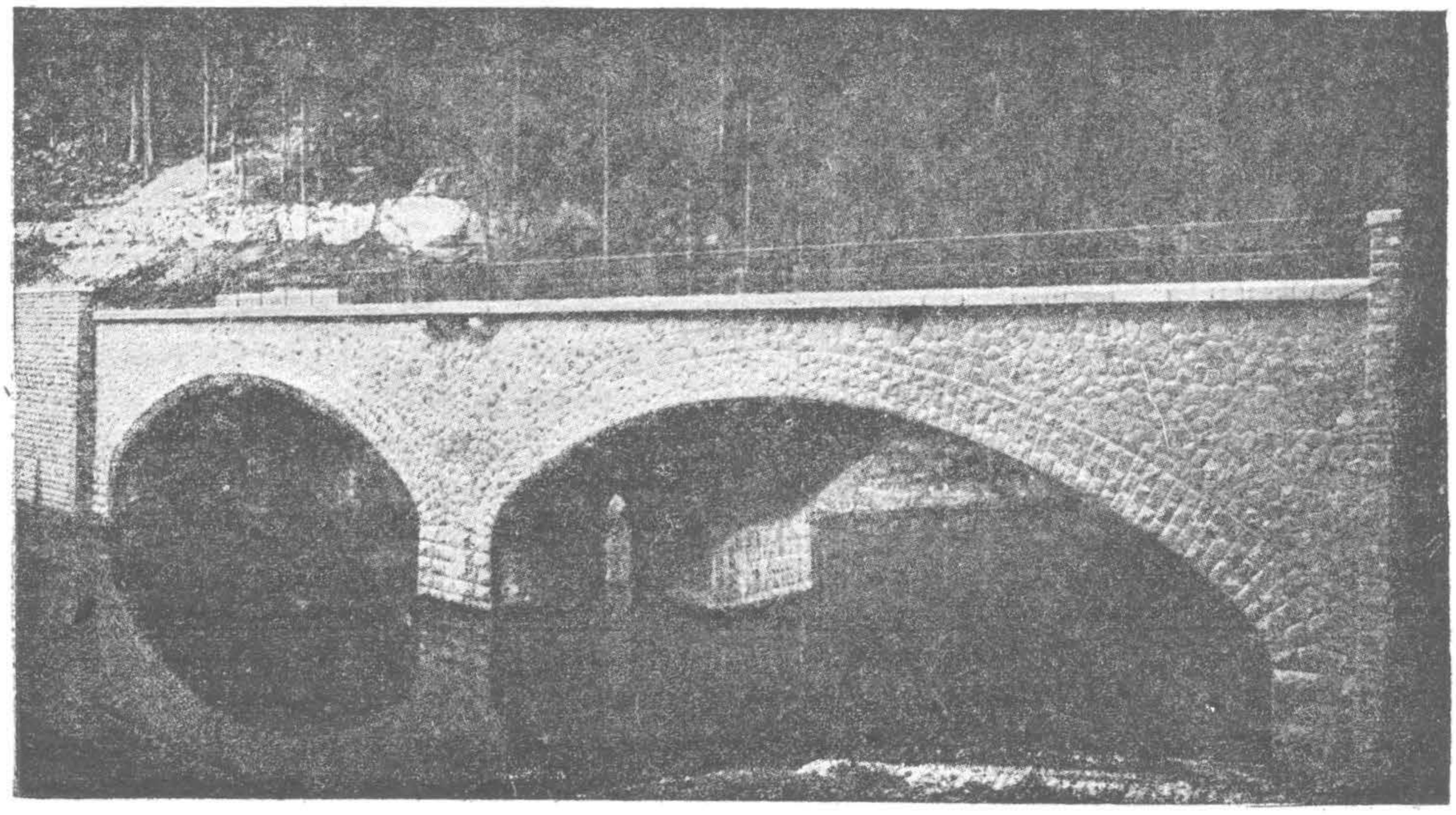
Фиг. 75. Перекрытие шва.

быков. Поверхности свода разделаны фальшивыми швами под кладку клиньями. Осадка кружал в замке во время бетонирования была равна от 33 до 55 *мм*. При раскружаливании осадка свода получена от 21 до 70 *мм*. Полная осадка 67—112 *мм*. Кружалам был дан подъем соответственно 101 и 38 *мм*, т. е. несовсем удачно. На чертеже в основаниях опор не показаны сваи, на которых расположены опоры.



Фиг. 76. Кладка бетонного свода.

4. Мост de la Croix на р. Doubs. — Этот мост (фиг. 77) под железную дорогу Frasne-Vallorbe интересен в двух отношениях: как мост в 2 пролета под жел. дор. с довольно



Фиг. 77. Мост de la Croix.

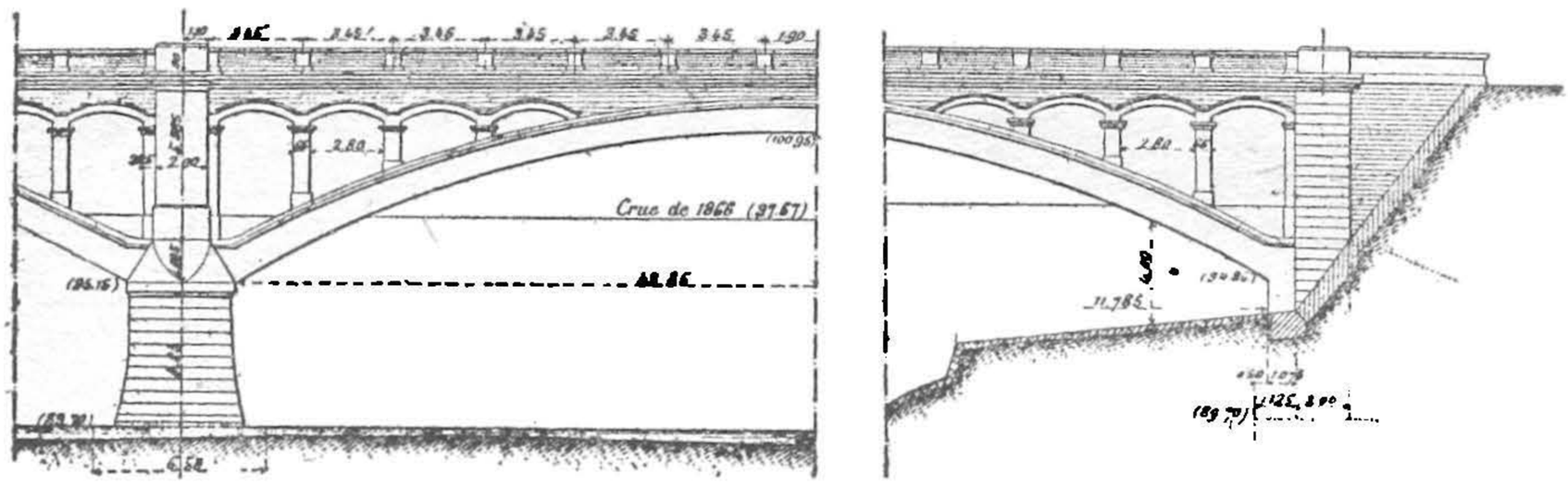
пологими сводами и как мост косой, с косиной 45°. Пролеты по 20 *м* при стрелке 4,35 *м*. Косина его разрешена весьма интересно: прямой мост разделен на две полосы,

НБ УДУНТ (ДИТ)

шириною 4,0 *м*, одна полоса сдвинута относительно другой вдоль моста на 4,21 *м*. Быки под полосами имеют прямоугольное сечение, а по направлению струй представляют два прямоугольника, поставленные друг за другом диагоналями по одной линии; таким образом для воды получается хороший аванбек с углом 90°.

§ 5. ТИПЫ МОСТОВ И ВИАДУКОВ ПОД ОБЫКНОВЕННУЮ ДОРОГУ.

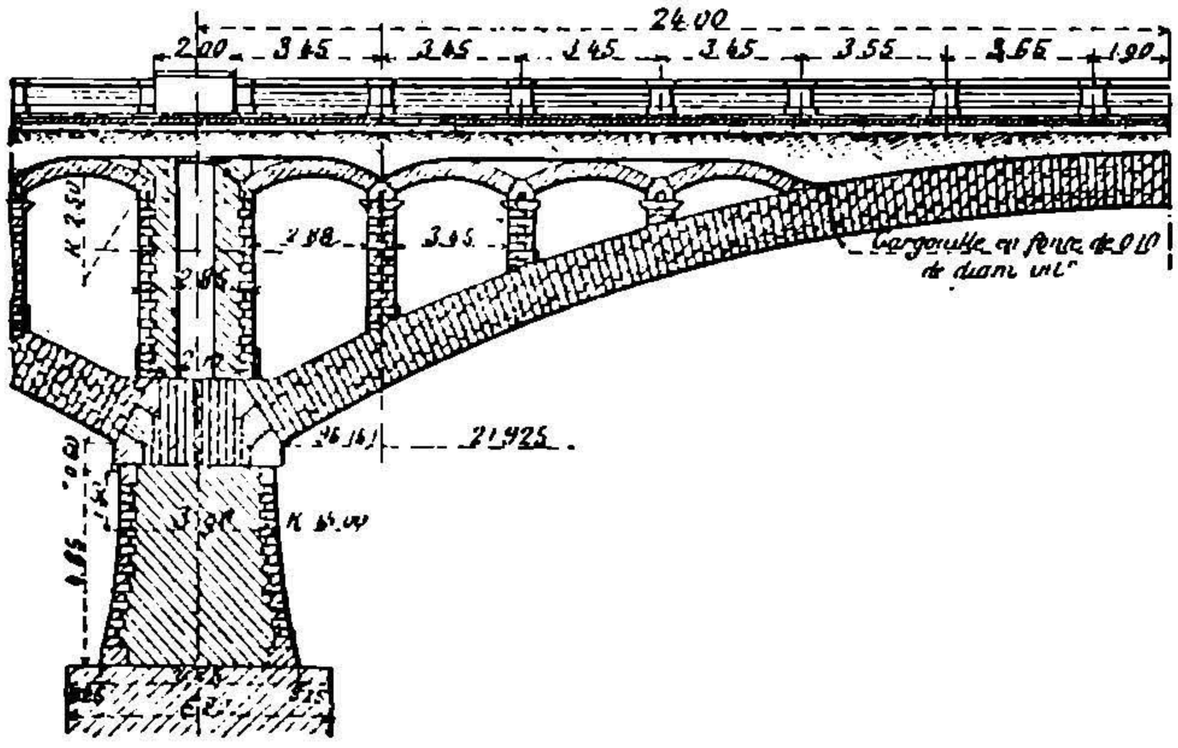
5. Мост в Орлеане.[1] — Мост построен в 1904—1906 гг. Общий вид его представлен на фиг. 53. Он состоит из 7 пролетов (фиг. 78) по 43,85 *м* со стрелкой 5,80 *м* (1 : 7,5).



Фиг. 78. Мост в Орлеане (1906). Часть фасада.

Ширина моста между парапетами 13,45 *м*, полотно шириною 9,5 *м* имеет продольные уклоны к берегам в 1 и в 0,5%, сопряженные над средним пролетом параболой на длине 48 *м*. Пяты сводов находятся на равных уровнях, быки имеют разную высоту, при одинаковой толщине у пят 3,75 *м*.

Основания моста заложены на мергеле при помощи кессонов на глубине от 4,7 до 18,6 *м* от межени. На заложение оснований для восьми опор потребовалось около одного года времени. Концы быка очерчены в плане готическими кривыми. Уклон боковых граней быка 1 : 20, книзу увеличивается. Пяты сводов (фиг. 79) опираются на штучные подпятные камни, выступающие на 0,20 *м* в пролет. Верхняя часть быка между пятами сложена с вертикально поставленными рядами, так как она сжимается горизонтальными распорами сводов.



Фиг. 79. Продольный разрез.

Своды имеют толщину в замке 1,25 *м*, которая увеличивается к пяте обратно пропорционально cos угла наклона радиуса до 1,46 *м*. Внутренняя кривая очертания свода представляет проекцию цепной линии (катеноид), уклоняющуюся от круговой кривой кверху на 127 *мм* maximum. Эта кривая должна представлять собою кривую давления от постоянной нагрузки для свода, если предположить его трехшарнирным. Напряжения в своде от постоянной нагрузки и подвижной достигают 39,5 *кг/см*^{2} на сжатие и 0,32 на растяжение. Если взять толщину свода в замке 1,10, то получается 41,5 и 0,6 *кг/см*^{2}, без растяжения. Толщина 1,25 *м* взята, чтобы свод по внешнему виду не казался слишком тонким.

Над сводом устроена эстакада из сводиков пролета 2,8 *м*, опирающаяся на стенки толщиною 0,65 *м*. Чтобы продвинуть сводики ближе к замку, им придана значительная пологость (около 1 : 8). Крайний сводик над пятой большого свода опирается на стенку толщиною 1,0 *м*. Две такие поперечные стенки составляют продолжение быка вверх над его шапкой; просвет между ними, шириной 0,85 *м*, перекрыт плитой, с фасада они прикрыты фасадными стенками быка. При небольшой жесткости этих

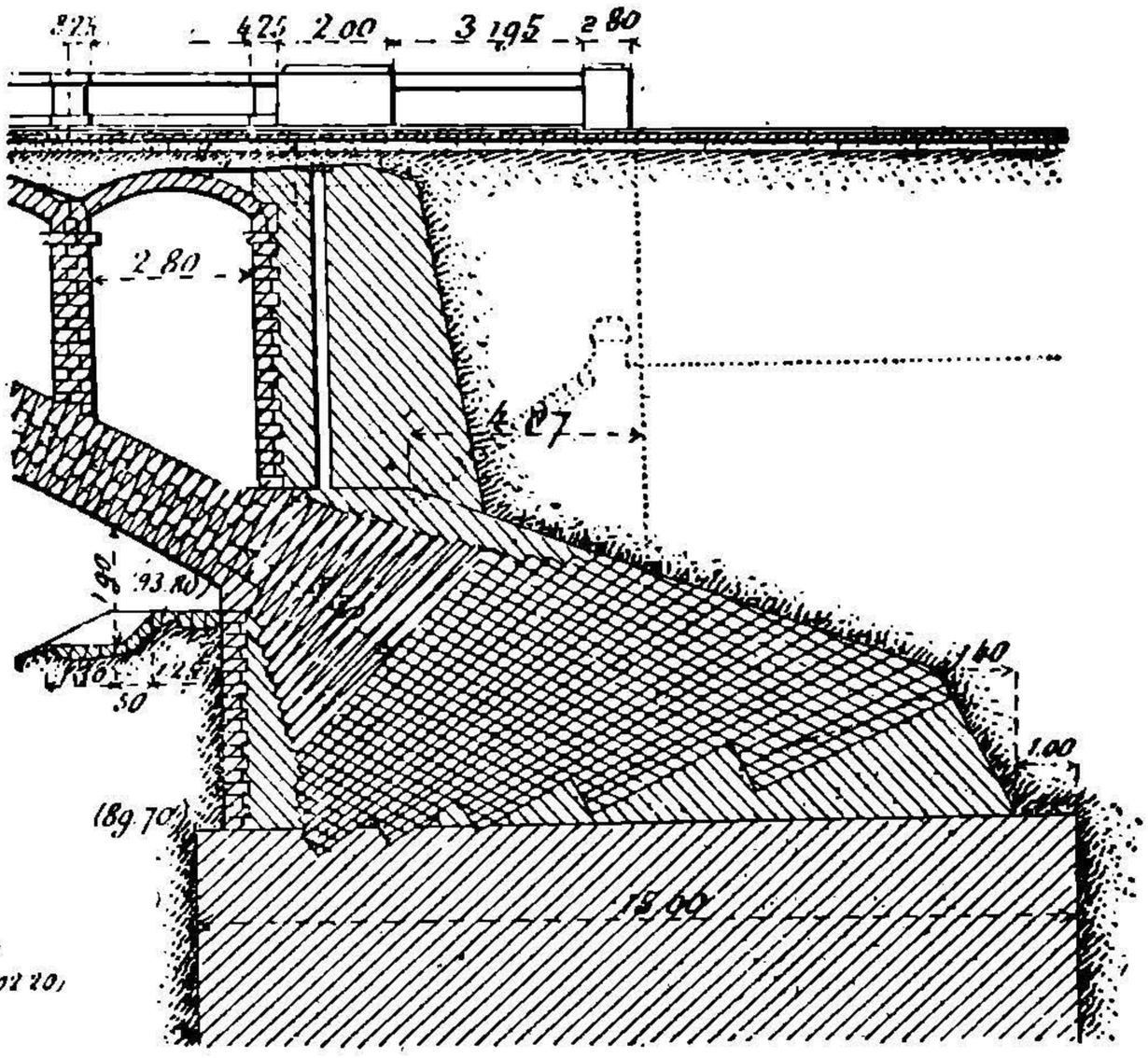
[1] Génie Civil, 1906. Dumas. — Aragon «Ponts et ouvrages en maçonnerie». Paris 1909. — Séjourné «Grandes voûtes». III.

НБ УДУНТ (ДИТ)

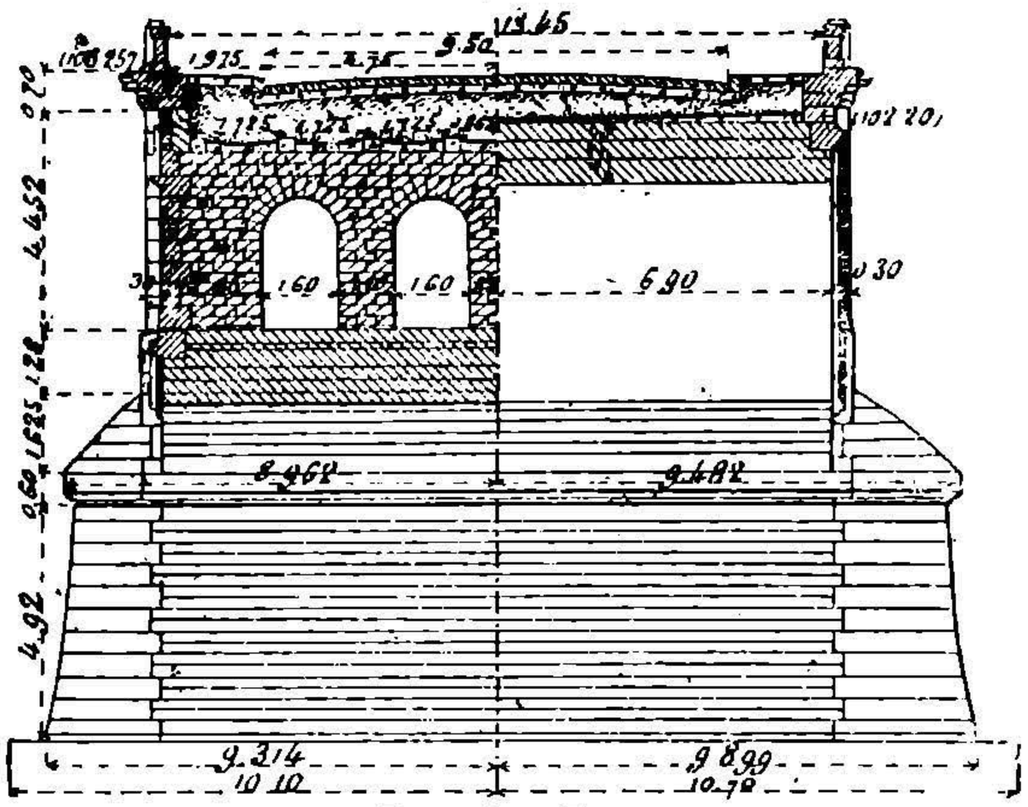
крайних стенок эстакады, эта последняя будет следить за деформациями большого свода без особых затруднений. Но в виду пологости сводиков эстакады и малой толщины бычков, сводики снабжены железными затяжками из круглых прутьев, диаметра 25 *мм*, вделанных группами по 3 штуки (фиг. 82—84) в бетонные полости, вставленные в кладку сводиков.

Кружала из елового леса были поставлены на расстоянии 1,70 *м* друг от друга. Два пролета имели судоходные просветы по 9,0 *м*.

Кладка свода произведена сразу во всю его толщину, при чем свод

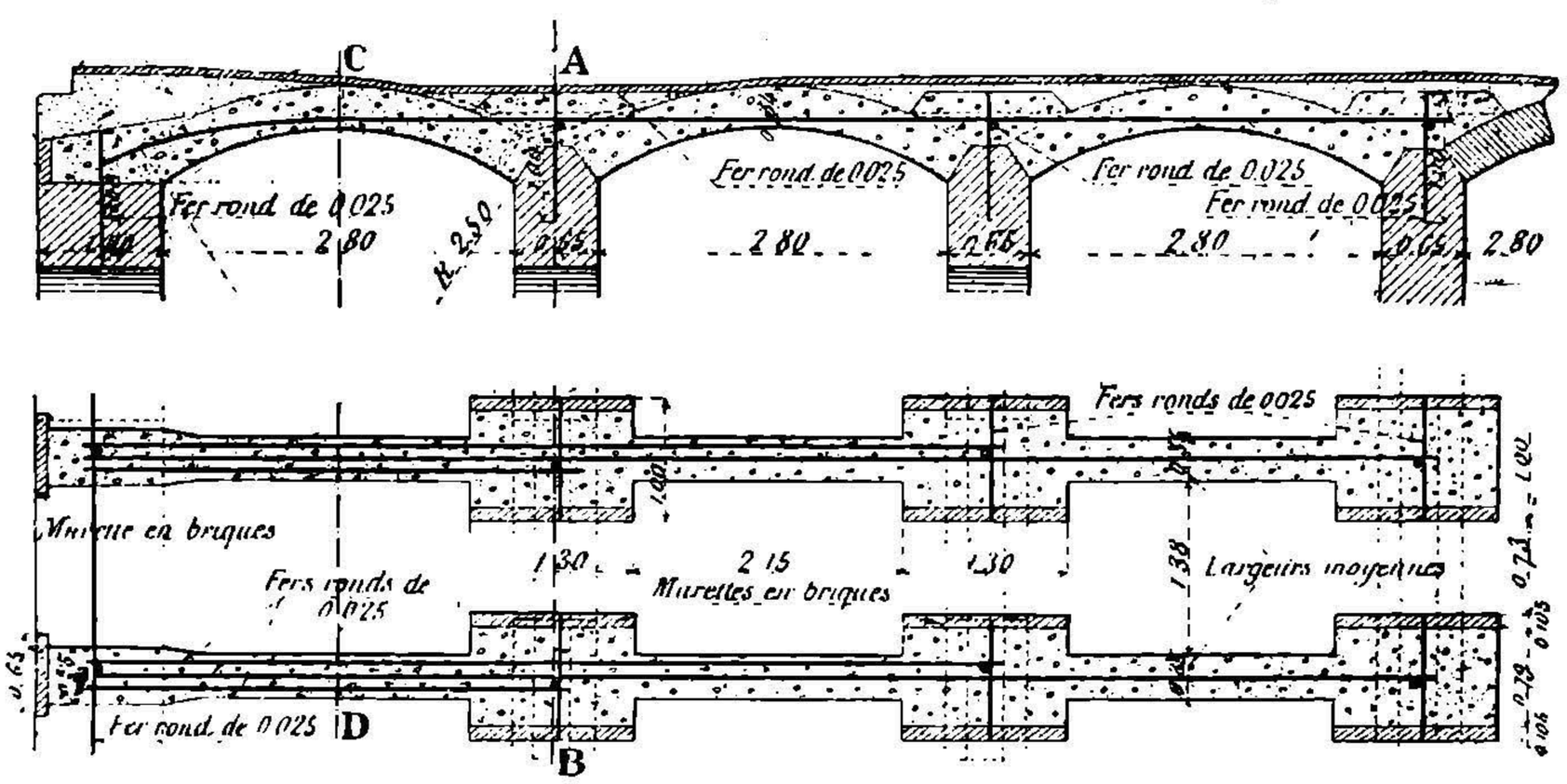


Фиг. 80. Устой.

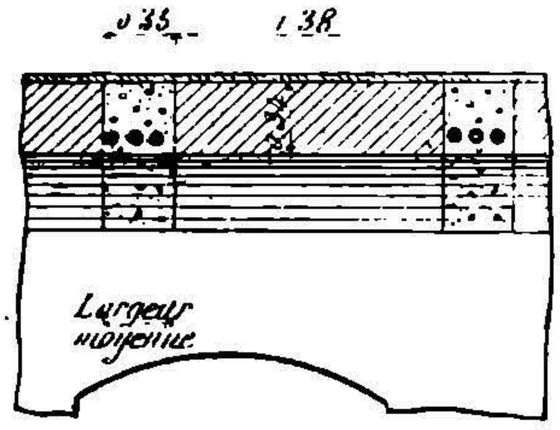


Фиг. 81. Бык.

был разделен на 4 секции с оставлением пустых швов над вершинами стоек кружал. Чтобы не вводить в швы разнородный материал, пустые швы удерживались не свинцовыми прокладками, которые обычно оставляются в своде навсегда, а при помощи маленьких дубовых планок, площадью 30 × 25 *мм*, толщиною 12 *мм*, поддерживаемых еловыми планками, толщиною 8 *мм* и шириною 25 *мм*, укладываемых на опалубку; эти планки по раскружаливании вынимались и швы расшивались.



Фиг. 82—83. Арматура сводиков.

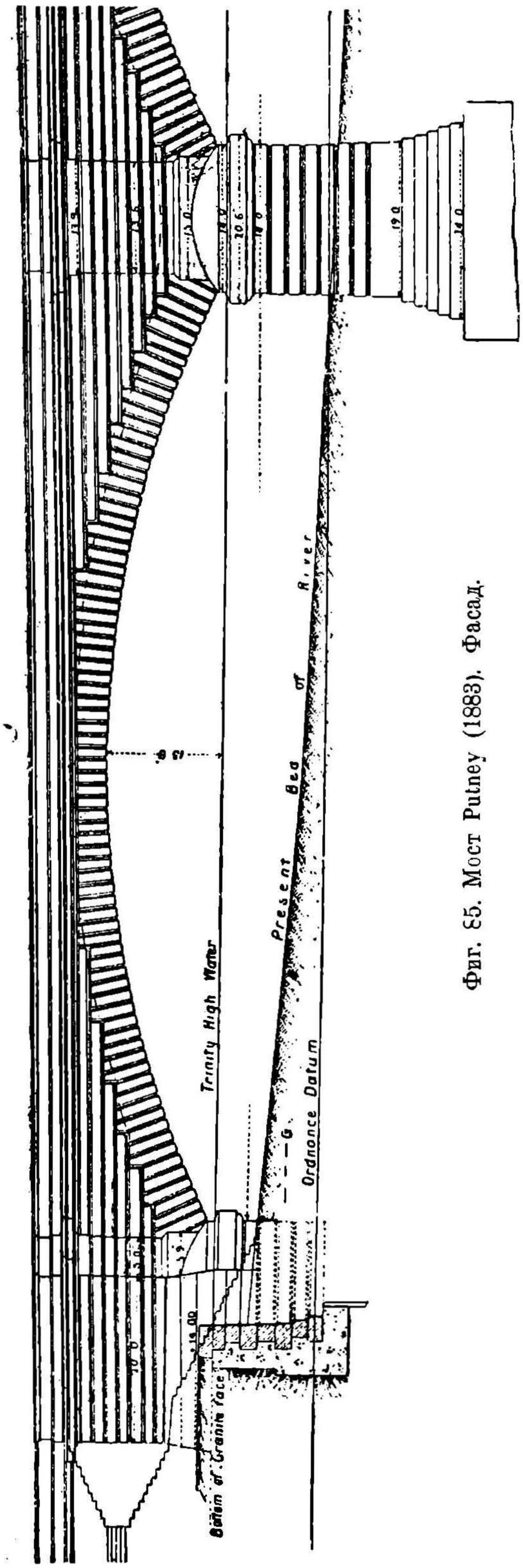


Фиг. 84. Арматура сводиков.

Кладка свода сделана на растворе портландского цемента в пропорции 600 *кг* на 1 $м^3$ песка (около 1 : 2 по объему). Таким же раствором, но с меньшим количеством воды, были затрамбованы пустые швы при замыкании свода. Последними были затрамбованы *пятовые* швы. Своды сложены из известняка с временным сопротивлением от 600 до 1100 $кг/см^2$.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Раскружаливание было произведено сперва трех сводов правого берега с некоторым попусканием сводов 4 и 5 пролетов для противодействия распору, потом были раскружалены 4 свода левого берега. Средняя выдержка кладки сводов на кружалах колеблется от 100 до 340 дней, а считая срок от заделки последнего шва — от 50 до 80 дней. Раскружаливание производилось опусканием кружал в несколько приемов на величину 2, 3, 5, 12 *мм*. Всего опускание дано на 24 — 32 *мм*. Опускание сводов в замке при этом равнялось от 2 до 9 *мм*.



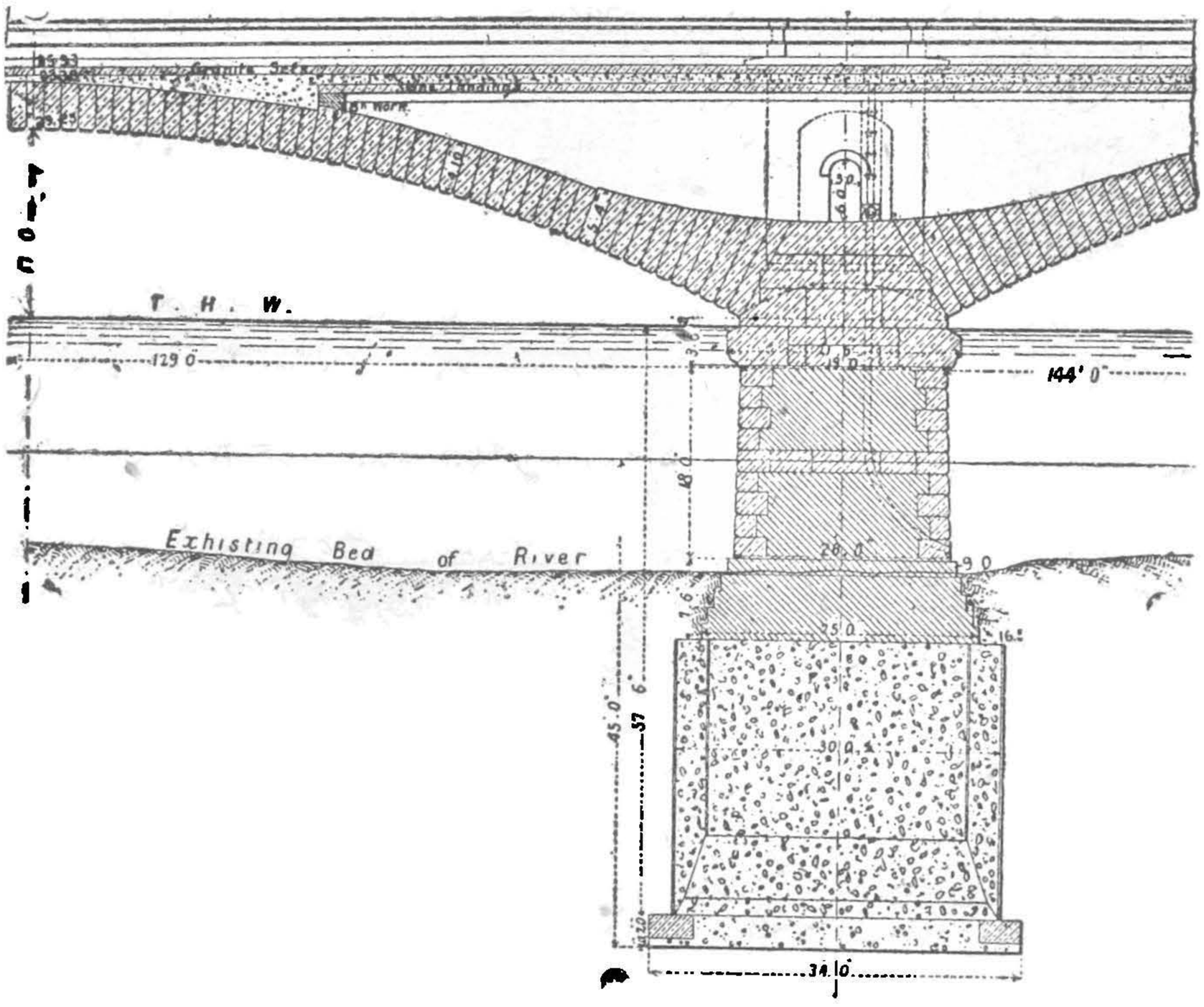
Фиг. 85. Мост Putney (1883). Фасад.

6. Мост Putney через Темзу близ Лондона. [1] Построен в 1882 — 1883 гг. (фиг. 85). Полотно на мосту имеет продольные уклоны около 2%. Ширина его 13,4 *м*. Мост имеет 5 пролетов от 34,1 до 43,9 *м*. Стрелка среднего пролета около 1 : 8. Толщина быков (фиг. 80) 5,79 и 5,48 *м*. — Основания быков заложены в глине на глубину 13,7 *м* от межени при помощи опускных колодцев, сделанных из железных кожухов с заполнением промежутка между ними шириною 1,07 *м* бетоном. Под каждый бык дано по три колодца (фиг. 87). Устои (фиг. 88) заложены в глине при помощи перемычек с двумя шпунтовыми рядами. Устои сделаны из *кирпича* с гранитной облицовкой и с заполнением промежутков между продольными кирпичными стенками бетоном. Пазухи над сводом застроены продольными кирпичными стенками толщиною 0,57 *м* с промежутками между ними 1,07 *м*, перекрытыми каменными плитками толщиною 22 *см*, поверх которых положен слой бетона, а на нем гранитная мостовая. Наружные (щековые) стенки тоже кирпичные с гранитной облицовкой. Отвод воды с поверхности полотна сделан через бык при помощи трубок; решение весьма сомнительного достоинства. В качестве кружал были применены железные арки (фиг. 89); раскружаливание при помощи клиньев.

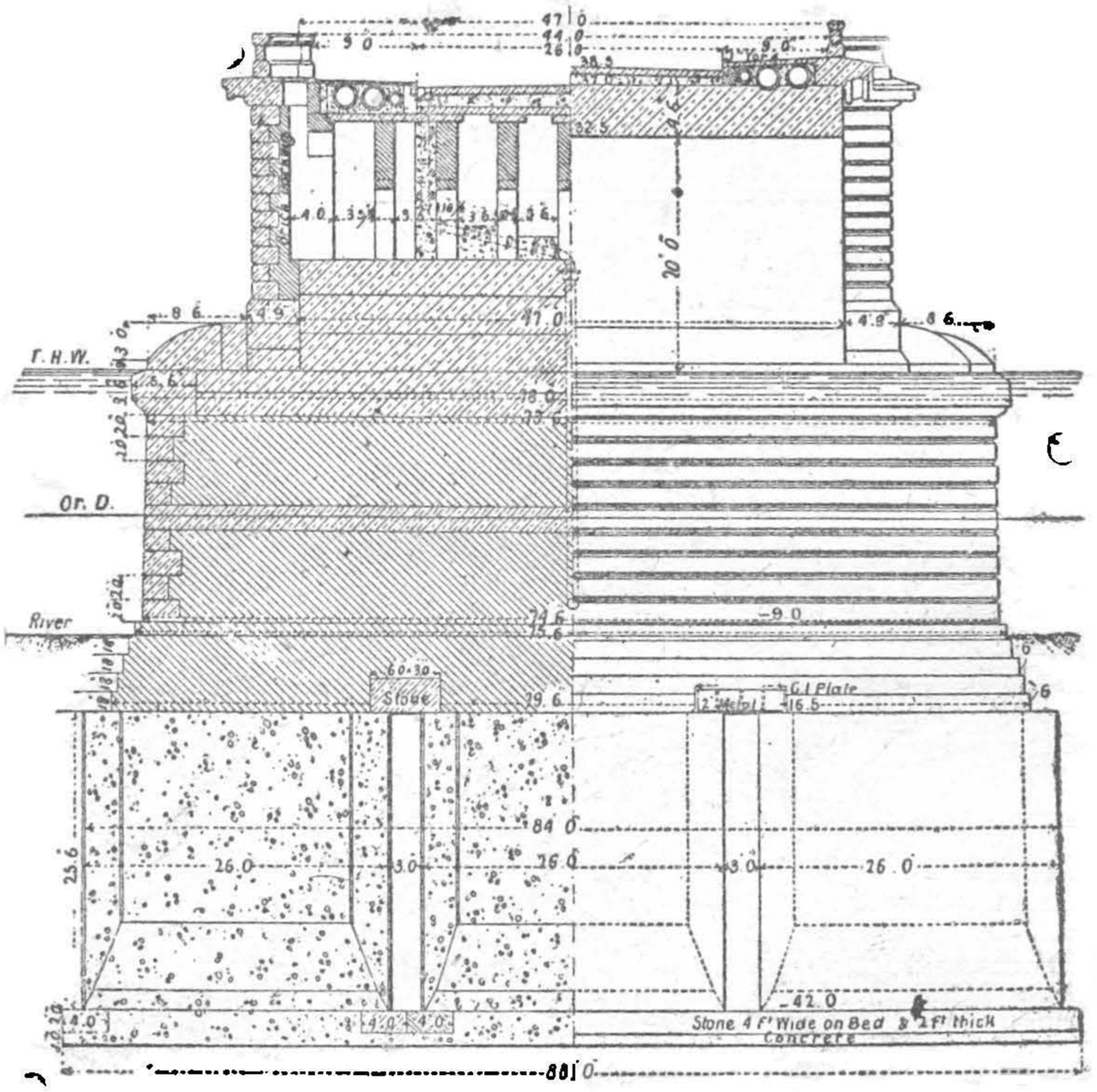
7. Виадук на Connecticut Avenue в Вашингтоне. [2] Построен в период 1899 — 1901 и 1904—1908 гг. Это мост *бетонный* (фиг. 90). Пять пролетов по 45,7 *м*, своды полуциркульные, облицовка свода, углы быков, карнизы и пр. сделаны из бетонных камней толщиною 50—70 *см*, заготовленных заранее. Наружные поверхности из цементного раствора, уложенного одновременно с бетоном. Бык у пят свода имеет толщину 6,1 *м*, выше пят свода — пустотелый (фиг. 91). Сводики через один разрезаны в замке для свободной деформации и армированы железом (фиг. 92). Они представляют собою в статическом отношении консольные балки. Над сводиками засыпка из земли. Мостовая покоится на слое бетона 12 *см*, на

[1] Engineering, 23 июля 1886 г. и 17 мая 1895 г. — Séjourné «Grandes voûtes».
[2] Engineering News, июнь 1905. — Génie Civil, 5 сент. 1908 г. — Engineering Record 1907. — Séjourné «Grandes voûtes»

НБ УДУНТ (ДИТ)

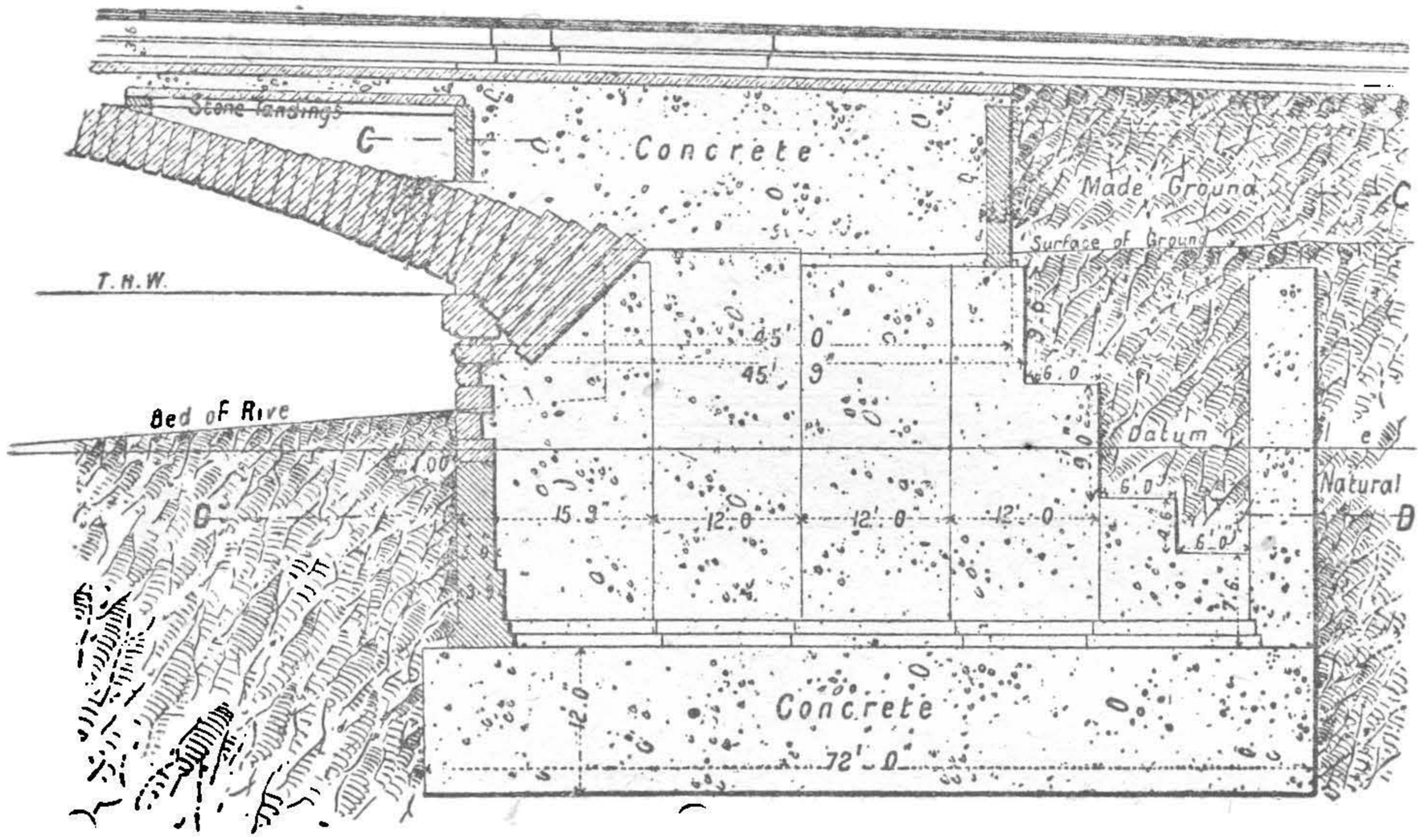


Фиг. 86. Продольный разрез.

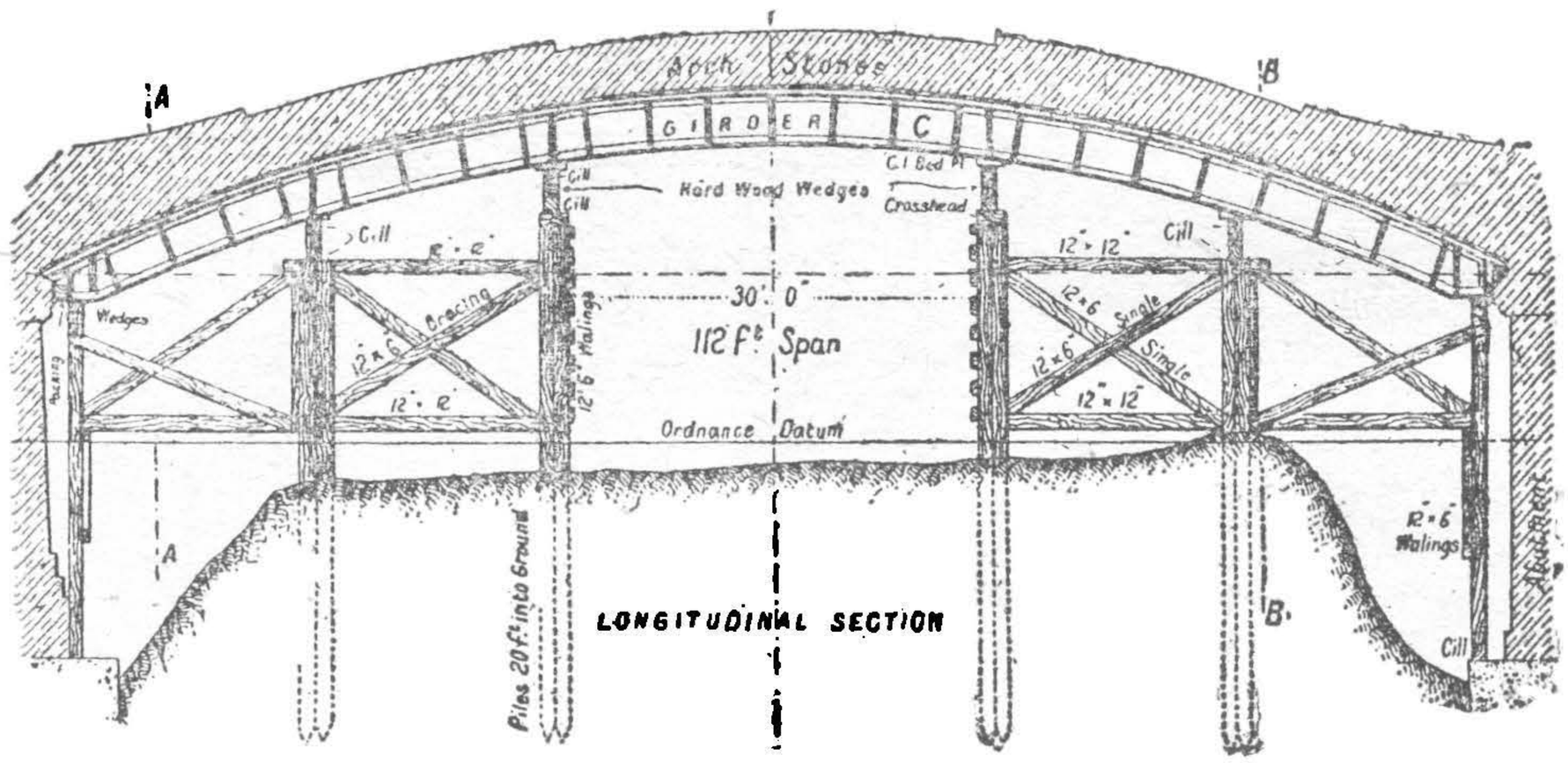


Фиг. 87. Поперечный разрез.

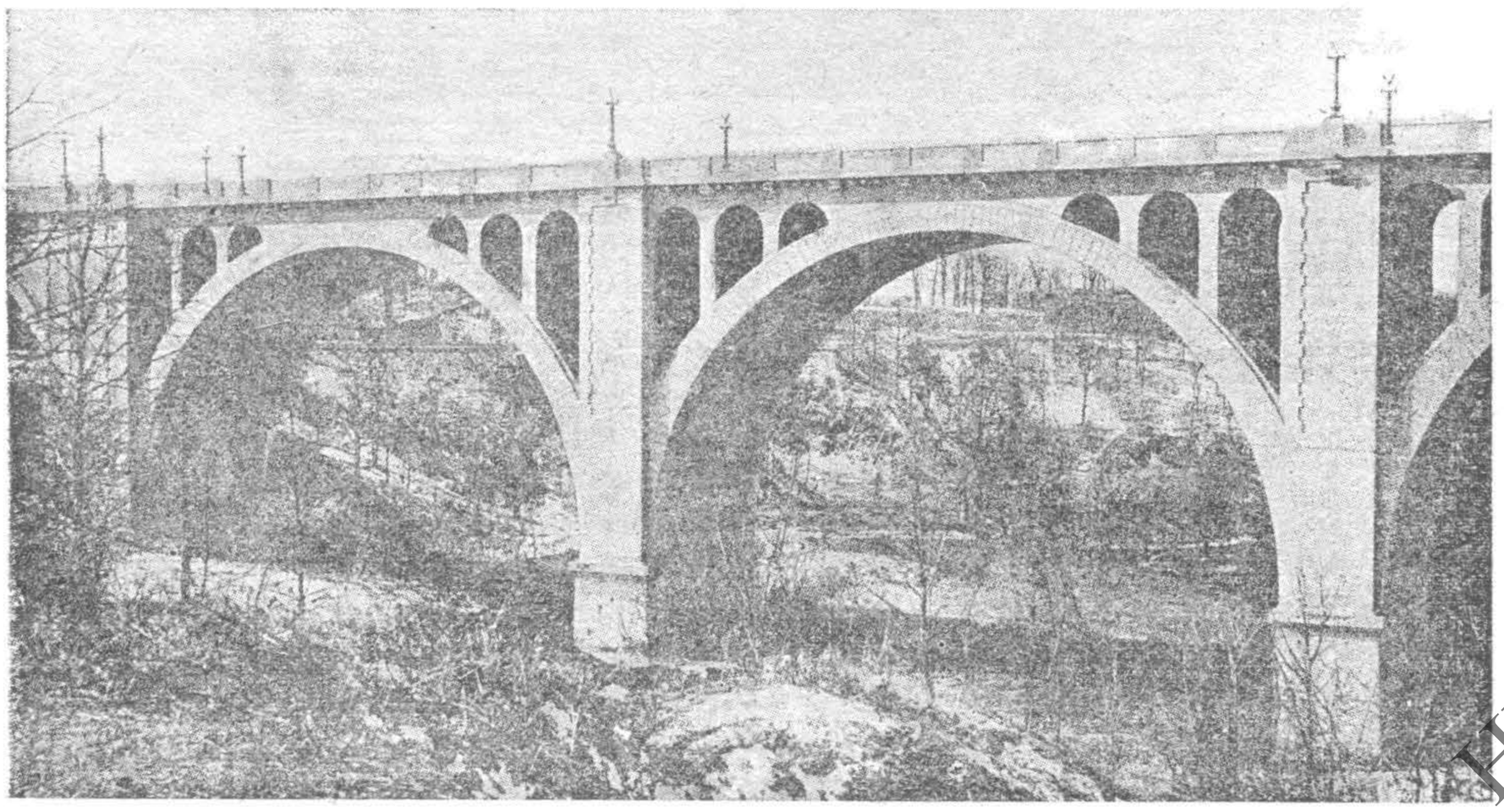
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 88. Устои.



Фиг. 89. Кружала.



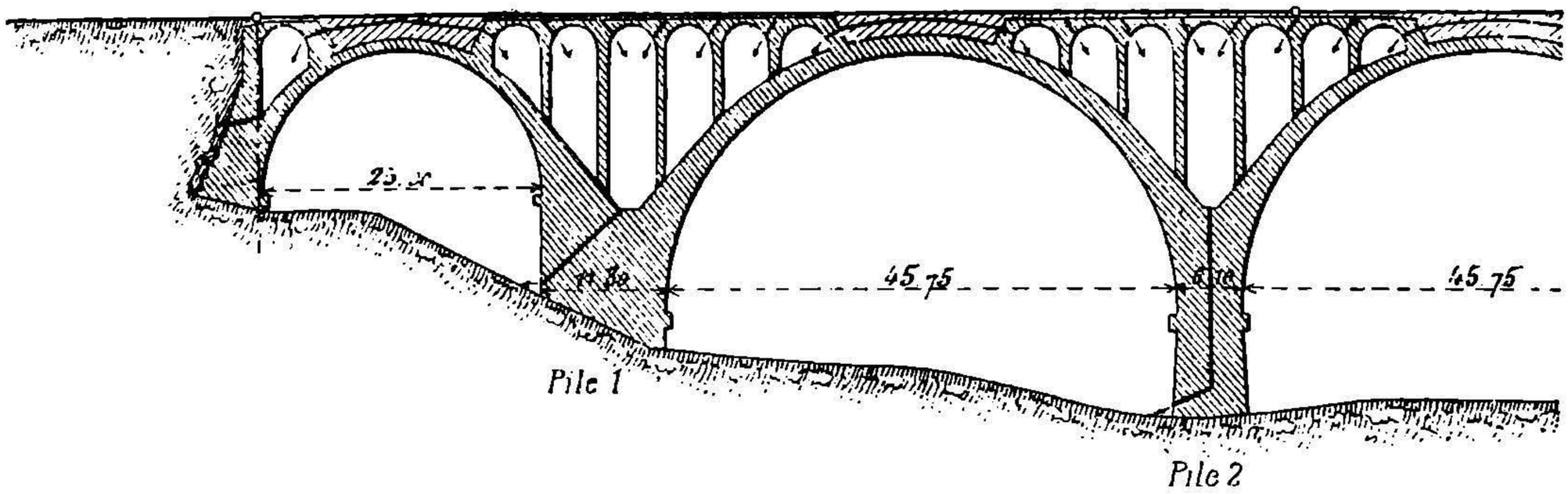
Фиг. 90. Виадук Connecticut Avenue (1908). (Общий вид.)

НБ УДУНТ (ДШТ)

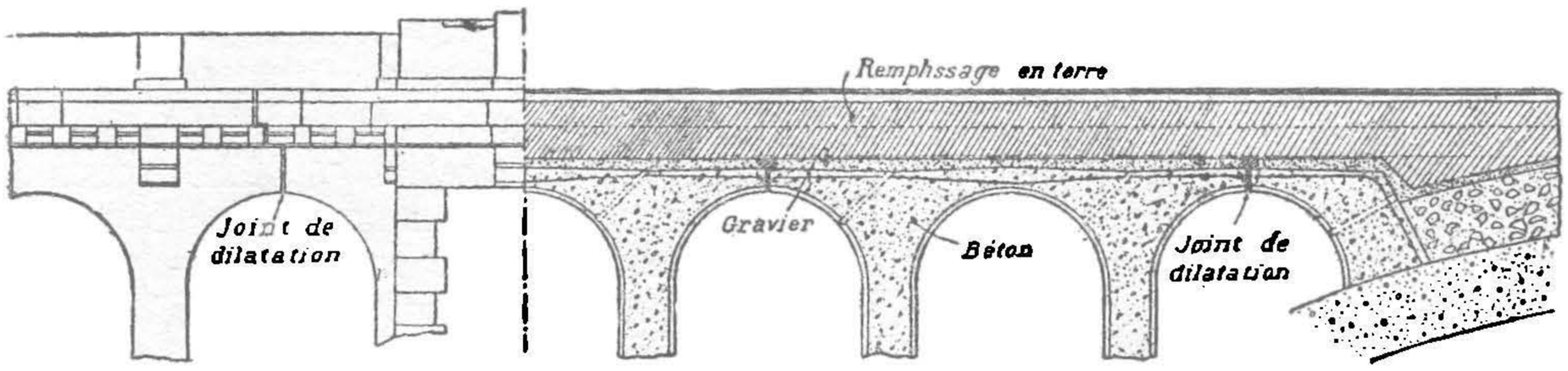
котором положена постель из угольной пыли толщиною 4 *см*. Состав бетона для сводов и сводиков 1 : 2 : 4,5, для стенок 1 : 2,5 : 6 (по объему).

Бетон взят с большим количеством воды, слегка трамбовался.

Бетонирование большого свода производилось секциями, через одну секцию. Каждый день укладывалось 2 секции, лежащие симметрично относительно замка. Объем одной секции 75 $м^3$.



Фиг. 91. Продольный разрез.



Фиг. 92. Деталь.

8. Мост Адольфа в Люксембурге[1] (1899—1903). Общий вид приведен на фиг. 38, конструкция на фиг. 93—95. Ширина полотна 16,0 *м*. Пролет 84,65 *м*, на уровне видимых пят пролет 72,0 *м* при стрелке 16,2 *м*. Ширина каждого из сводов-близнецов в замке 5,34 *м*, к пятам она увеличивается, так как боковые грани свода находятся в наклонных плоскостях с уклоном 1 : 40. Каждый свод имеет на берегах отдельные фундаменты, представляющие продолжение самого свода. Толщина свода в замке 1,44 *м*, в пятах 2,16 *м*, по подошве основания 9,05 *м*. На раменах сводов расположена эстакада из полуциркульных сводиков с пролетами 5,40 *м*. Толщина бычков 1,06, уклон граней их 1 : 40. Толщина сводиков 0,54 *м*. По бокам виадука имеется два береговых пролета по 21 *м*. Промежуток в 5,92 *м* между сводами-близнецами перекрыт железобетонной плитой, поддерживаемой поперечными ребрами (фиг. 95).

Автор проекта говорит, что очертание внутренней кривой свода «ради внешнего вида и ради приближения кривых давления к оси свода» выбрано выгибанием круговой дуги кверху так, что наибольшее удаление от круга составляет 40 *см*. Толщина свода изменяется по следующему закону:

$$e = e_0 + (e_1 - e_0)\left(\frac{y}{16{,}2}\right)^{0{,}6},$$

где e_0 — толщина в замке, e_1 — толщина в пяте для пролета 72,0 *м*, y — ордината внутренней кривой относительно оси, касательной в замке к этой кривой.

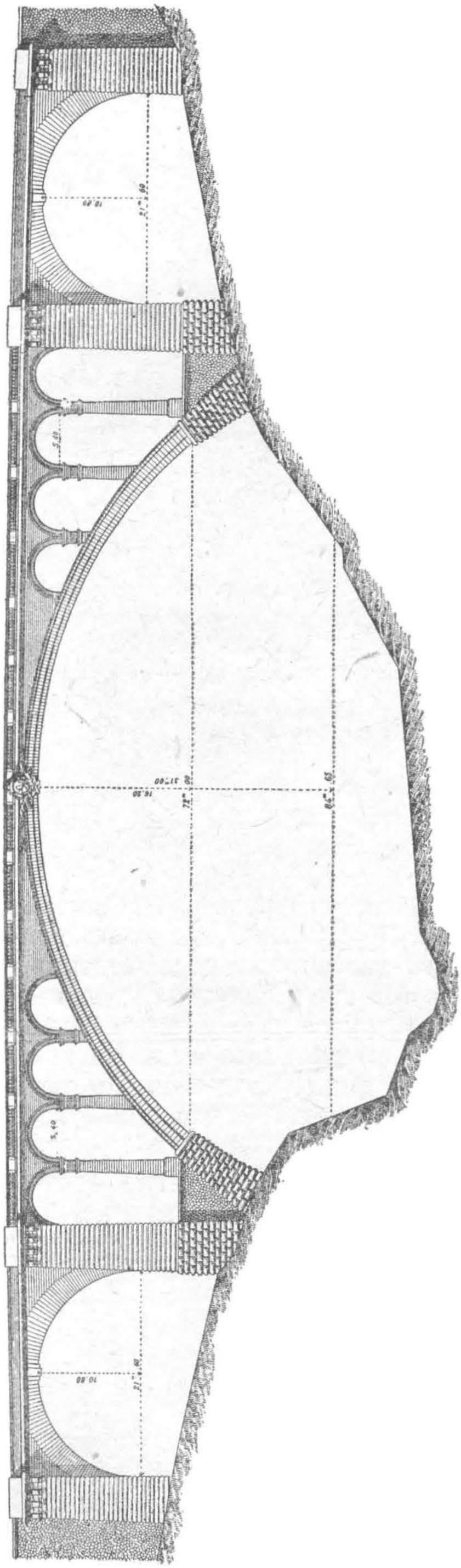
Весь мост сложен из песчаника; для свода — с временным сопротивлением от 1200 до 1600 $кг/см^2$. Основания — из песчаника с временным сопротивлением 540—700 $кг/см^2$. Раствор для свода цементный 600 *кг* на 1 $м^3$ песка.

Изоляция над сводиками и сводом под полотном состоит из слоя 3 *см* раствора тейльской извести и слоя в 1,5 *см* асфальта; над железобетонной плитой по смазке

[1] Séjourné «Grandes voûtes». — Aragon «Ponts et ouvrages en maçonnerie». Paris 1909. — Deutsche Bauzeitung. 1902.

НБ УДУНТ (ДИТ)

положена изоляция Зибеля, состоящая из тонких листов свинца, зажатых между двумя листами просмоленого картона. Открытая поверхность большого свода покрыта слоем асфальта.



Фиг. 93. Мост Адольфа в Люксембурге (1903). (Фасад.)

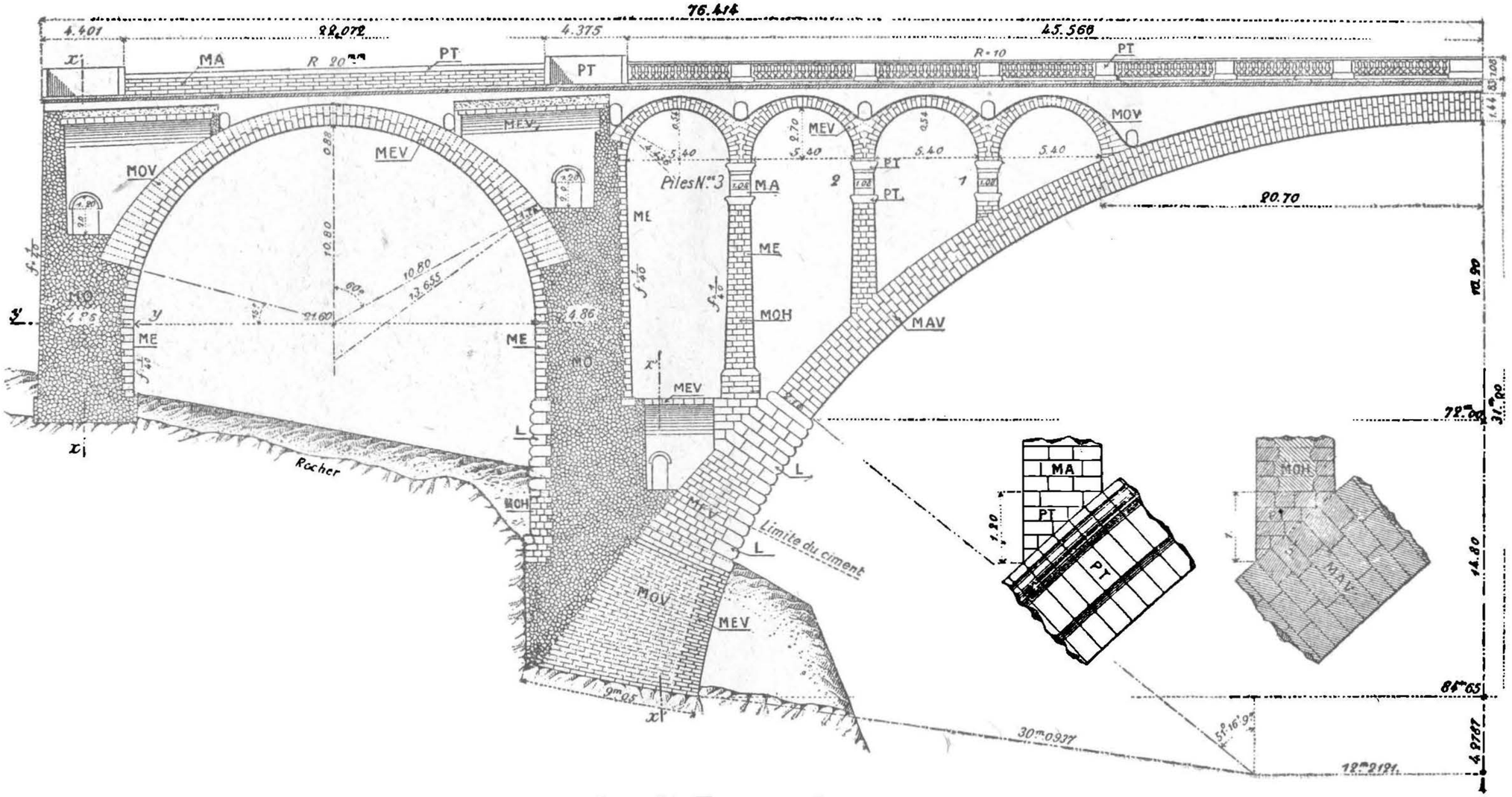
На фиг. 96 представлен вид кружал и вспомогательного мостика. Этот последний имел длину 171 *м* и высоту 41 *м*. По нему при помощи крана можно подавать камни весом до 3,5 тонн. Система кружал приведена на фиг. 97. Было применено 5 кружальных ферм на расстоянии 1,6 *м* друг от друга, дающих ширину для одного свода; потом они были передвинуты по каменным быкам, специально для кружал устроенным, под другой свод. Длина косяков кружал изменяется от 4,45 до 4,60 *м*. В верхней части свода узлы поддерживаются радиальными подкосами, далее попеременно — радиальными и парными треугольными. Все эти элементы опираются на шарнирную деревянную арку многогранник, по сочленениям которой поставлены затяжки из стальных канатов. Под концами этой арки на быках расположены клинья для раскружаливания. Все канаты снабжены приспособлениями для натягивания. Натяжение измерялось по стрелке провисания в середине длины каната, для чего здесь помещены были шкалы. Кроме того, рядом с каждым канатом протягивали тонкий канат того же провеса, на котором устроен был динамометр. Конструкция узлов и закрепления канатов видны из деталей, представленных на фиг. 98 — 101. Кружала были со всею тщательностью соединены связями из диагоналей и, кроме того, при помощи стальных канатов укреплены к берегам долины.

Кружала были рассчитаны на нагрузку кладкой первого кольца, что составляло около 1 : 3 свода. Строительный подъем дан был в 135 *мм*, его очень легко было регулировать подтягиванием затяжек. Задание строительного подъема сделано было на основании опыта при постройке других мостов и оказалось удачным; кружала опустились на 140 *мм*.

Свод клался по правилам и приемам, установленным при постройке моста Lavaur. Свод сложен в три кольца с делением на секции. Кольцо клалось в 8 — 10 дней; один свод — в $1^1/_2$ месяца. При кладке второго кольца затяжки слабо работали, и совсем не работали при кладке третьего кольца. На фиг. 102 показан вид работ в начале кладки первого кольца. На фиг. 103 — вид законченной кладки первого кольца.

Раскружаливание произведено, когда сводики эстакады были сложены и временно замкнуты на клиньях, в следующем порядке: сперва были опущены концы пятовых косяков; потом опущена верхняя часть свода ослаблением верхних канатов, наконец были опущены клинья под пятами арок кружал. Применение клиньев оказалось неудачным их нельзя было сдвинуть. Замок свода опустился при раскружаливании на 5 — 6 *мм*.

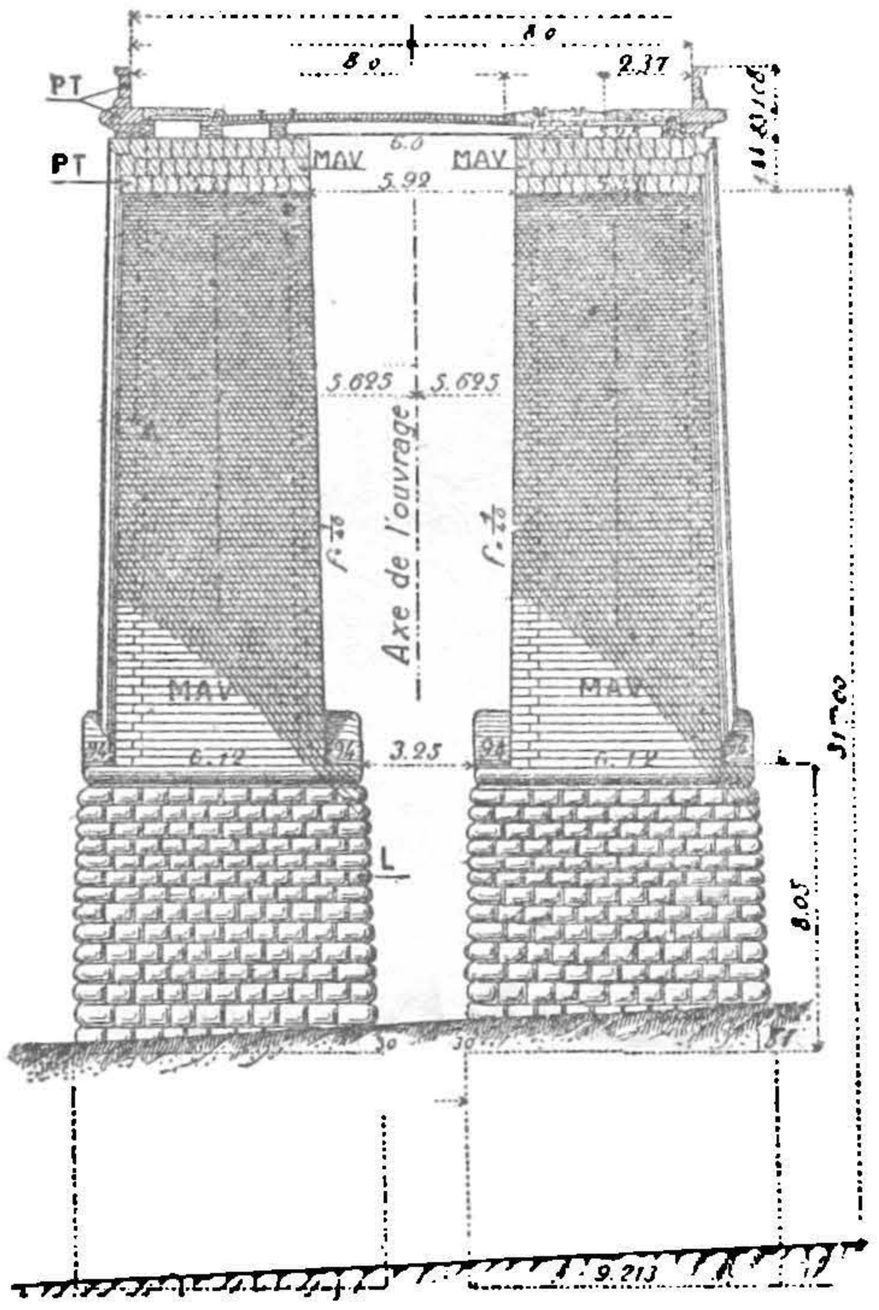
НТБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг, 94. Продольный разрез,

НБ УДУНТ (ДИТ)

9. **Мост des Amidonniers в Тулузе.**[1] На проект нового моста в 1901 г. был объявлен конкурс. Жюри присудило первую премию проекту железного моста с прямолинейными фермами, стоимостью 938 тыс. фр., но для постройки он не был рекомендован вследствие неудовлетворительного внешнего вида. Наиболее дешевый железобетонный мост стоил 1200 тыс. фр., но его опоры не годились для Гаронны, которая, неся валуны, должна скоро разбить бетонную поверхность опор и обнажить арматуру. Каменный же мост по проекту Séjourné должен был обойтись в 900 тыс. фр. На самом деле он обошелся в 1.146 тыс. фр., вследствие применения торцовой мостовой вместо булыжной, уширения моста с 16 *м* до 22, и пр.



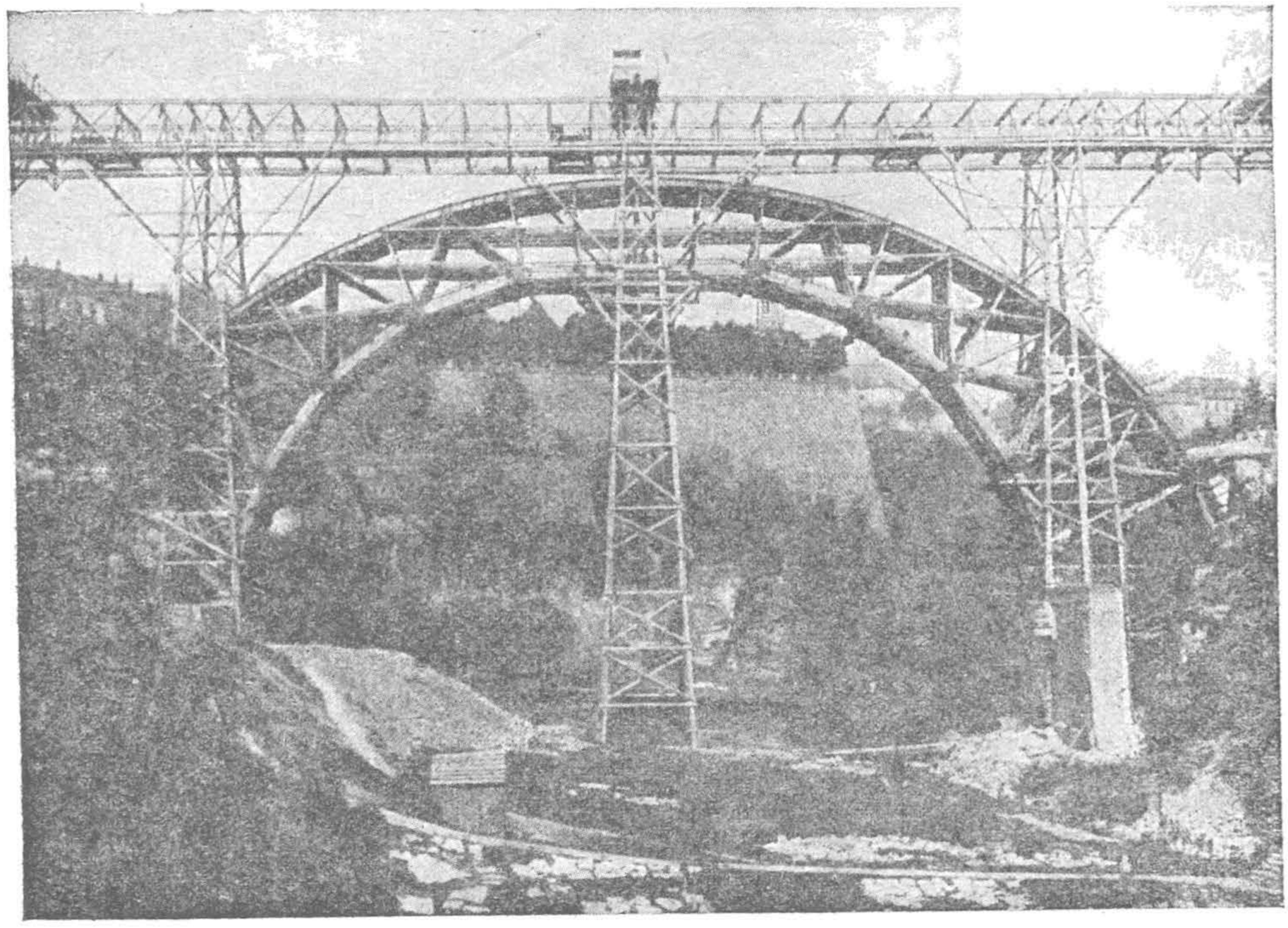
Фиг. 95. Поперечный разрез.

По сравнению с мостом со сплошными сводами во всю ширину моста, этот мост дешевле примерно на 300.000 фр., т. е. около 30%.

Постройка моста в Тулузе затянулась по недостатку средств. К работам приступлено было в 1904 г., своды-близнецы закончены в 1907 г.; железобетонное полотно построено в 1909 — 1910 г.

Полотно шириною 22 *м* поддерживается двумя сводами по 3,25 *м* с просветами между ними 10,0 *м*. Полотно имеет продольные уклоны в 2%.

Мост имеет 5 пролетов от 38,5 до 46,0 *м* (фиг. 104), со сводами, очерченными по эллипсу при подъеме от 1 : 4,17 до 1 : 4,08. Над быками

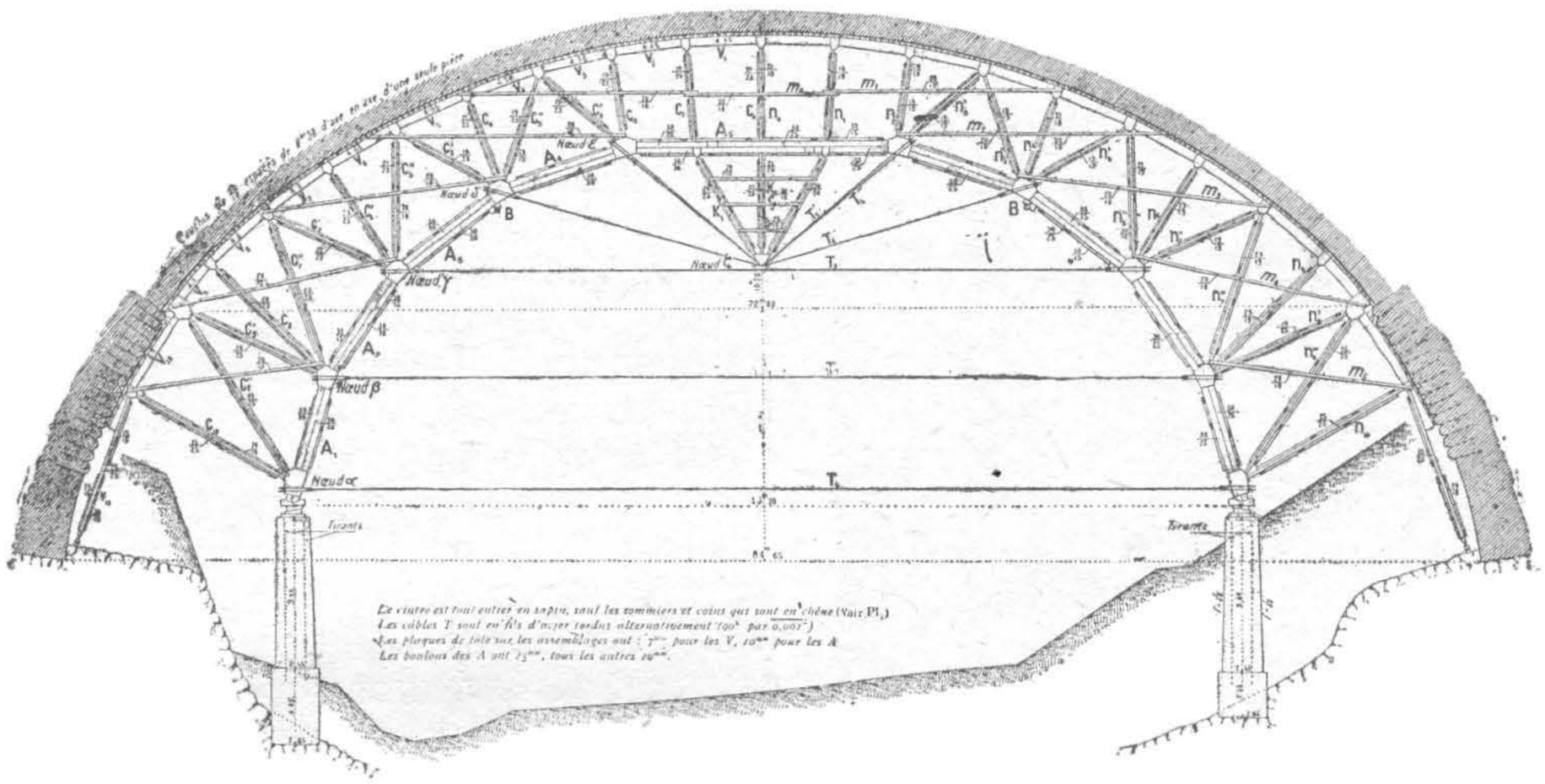


Фиг. 96. — Временный мост и кружала.

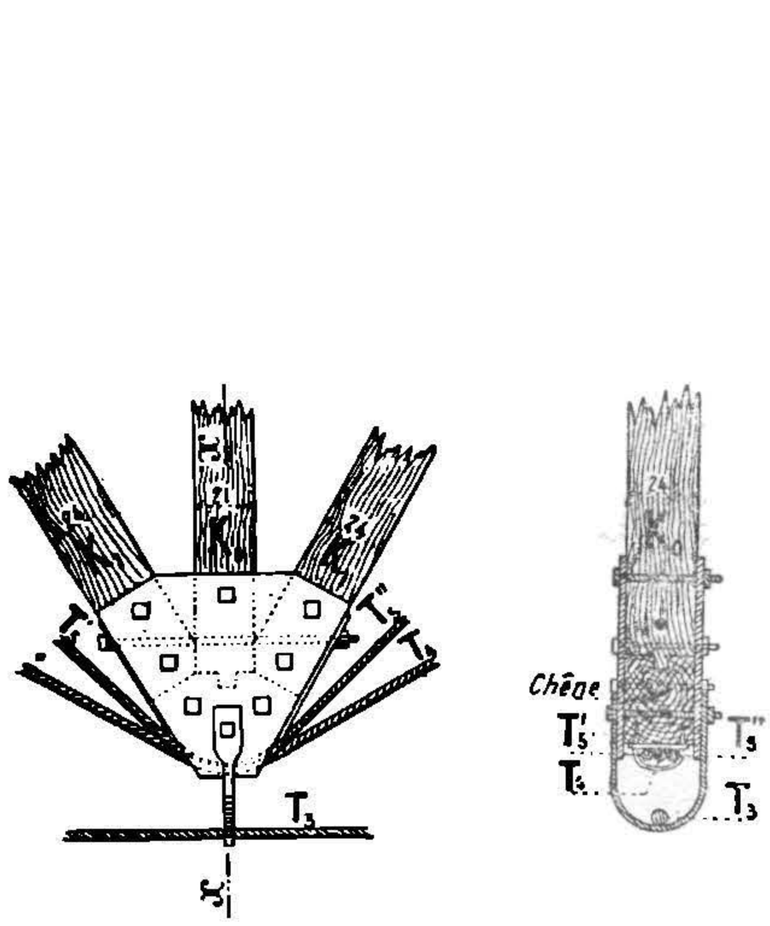
для увеличения отверстия моста в высокую воду и для красоты сделаны просветы, перекрытые сводиками с пролетами 10,1 и 11,6 *м*. Толщина быков 5,25 — 5,75 *м*.

[1] Séjourné «Grandes voûtes». — Séjourné «Revue générale des chemins de fer». 1904, 2 sem.

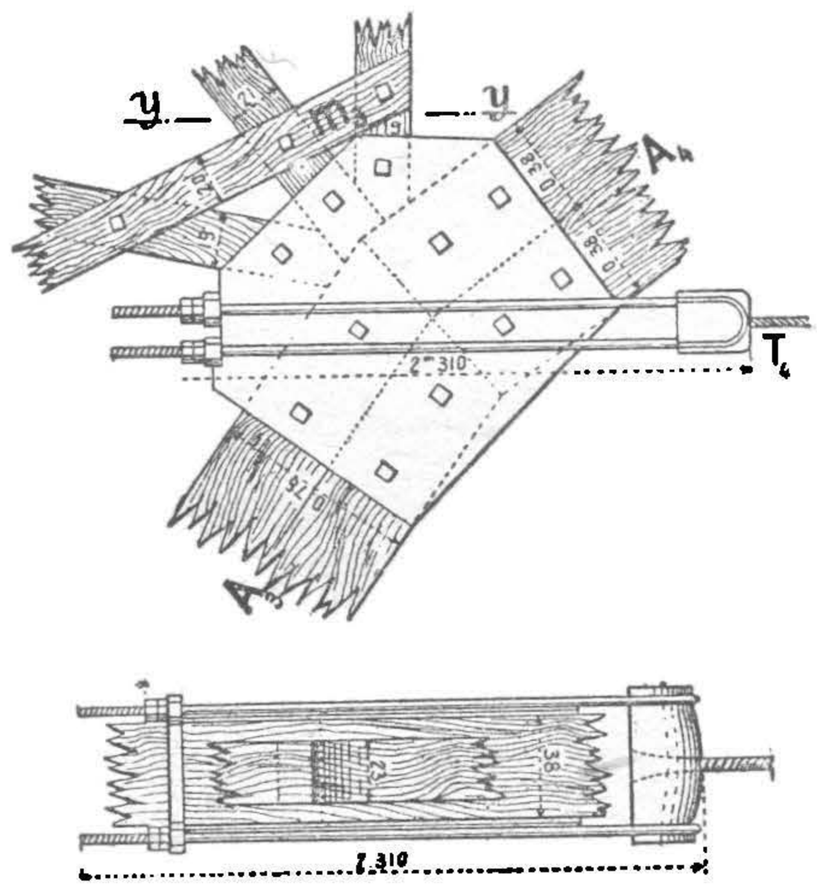
НБ УДУНТ (ДИТ)



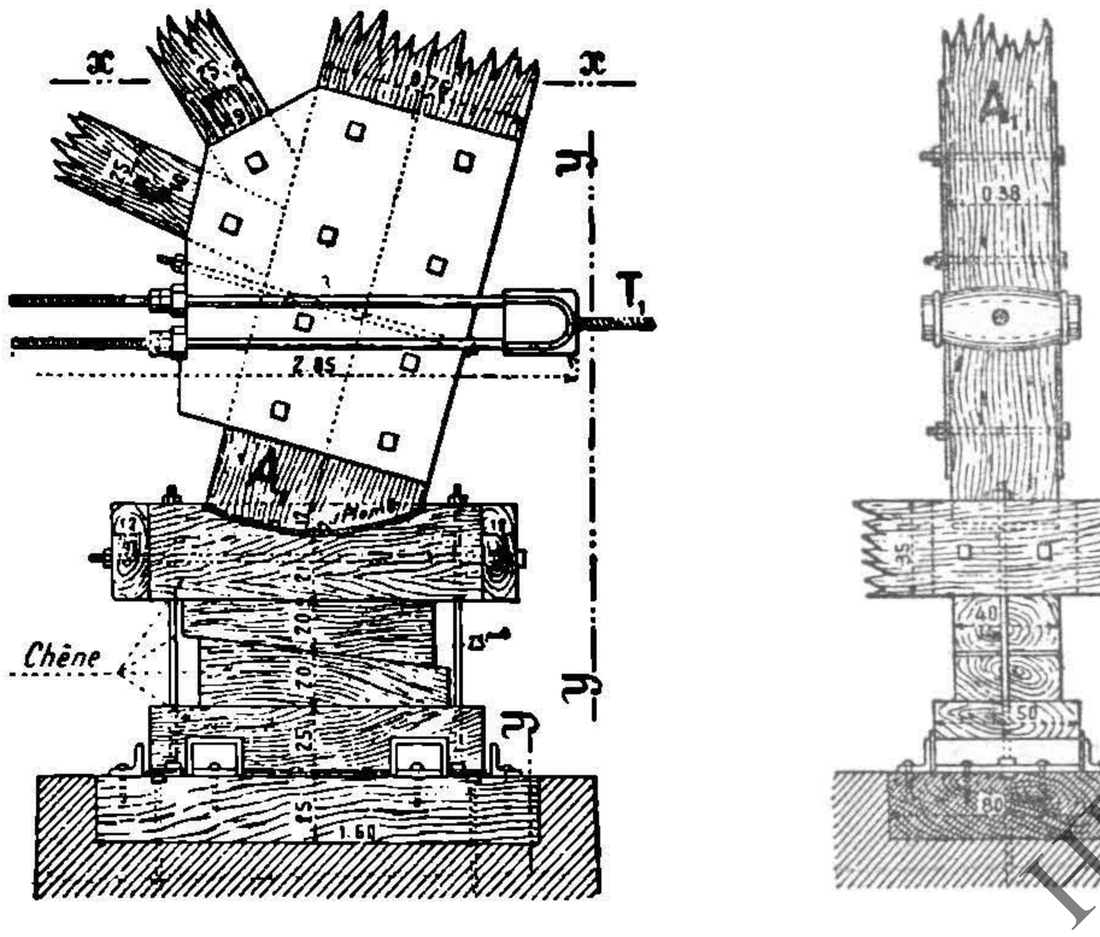
Фиг. 97. Кружала.



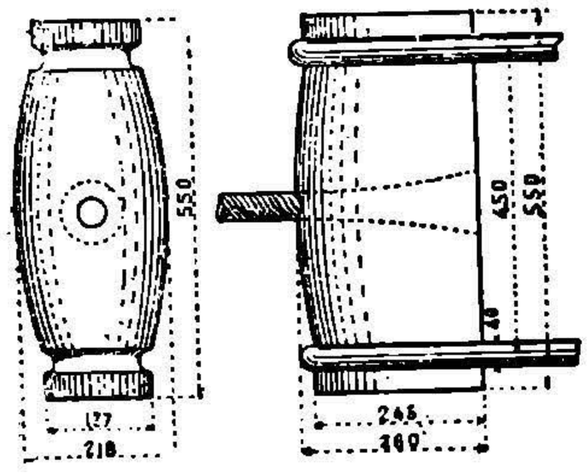
Фиг. 98. Деталь узла.



Фиг. 99. Деталь узла.

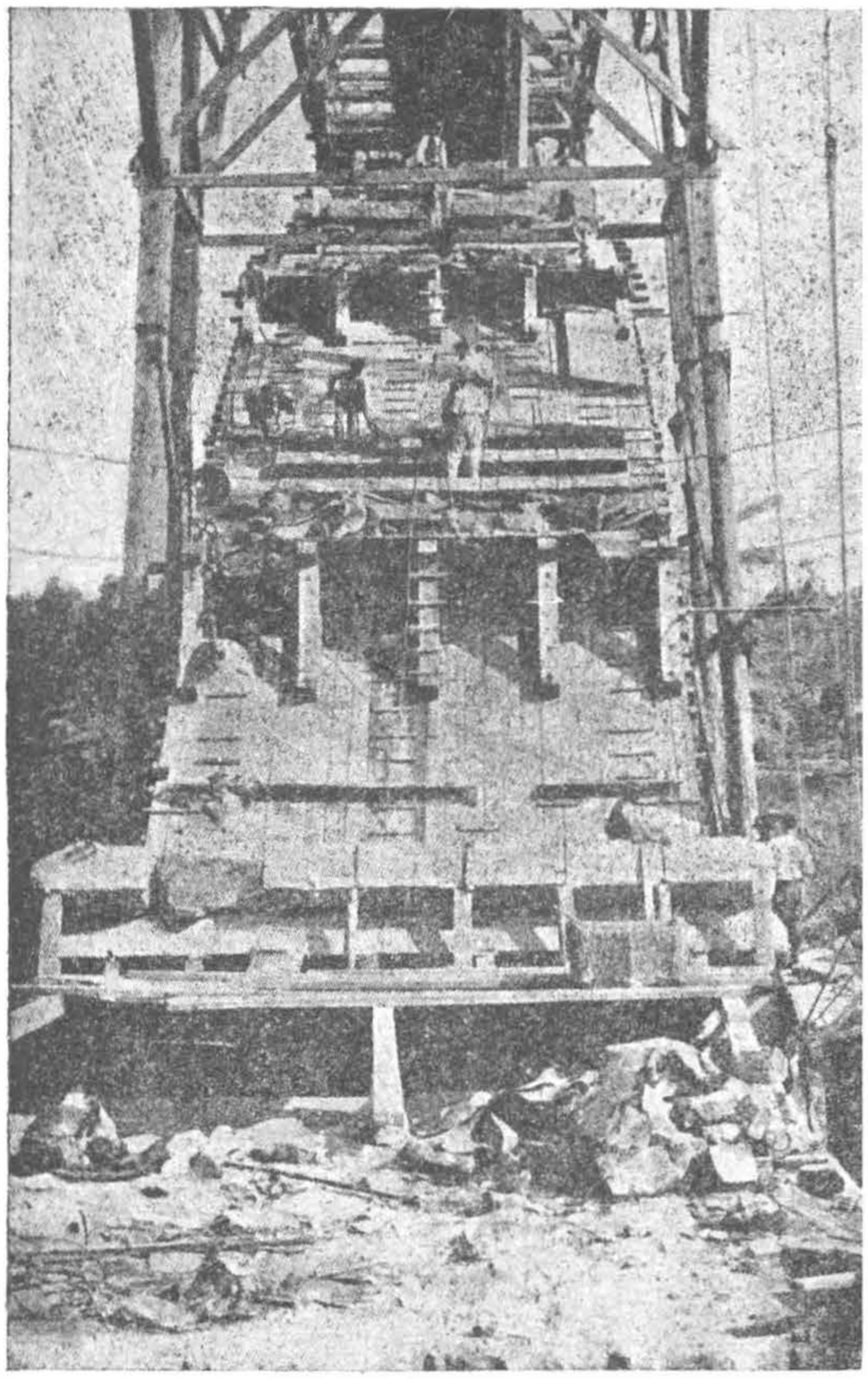


Фиг. 101. Деталь узла.

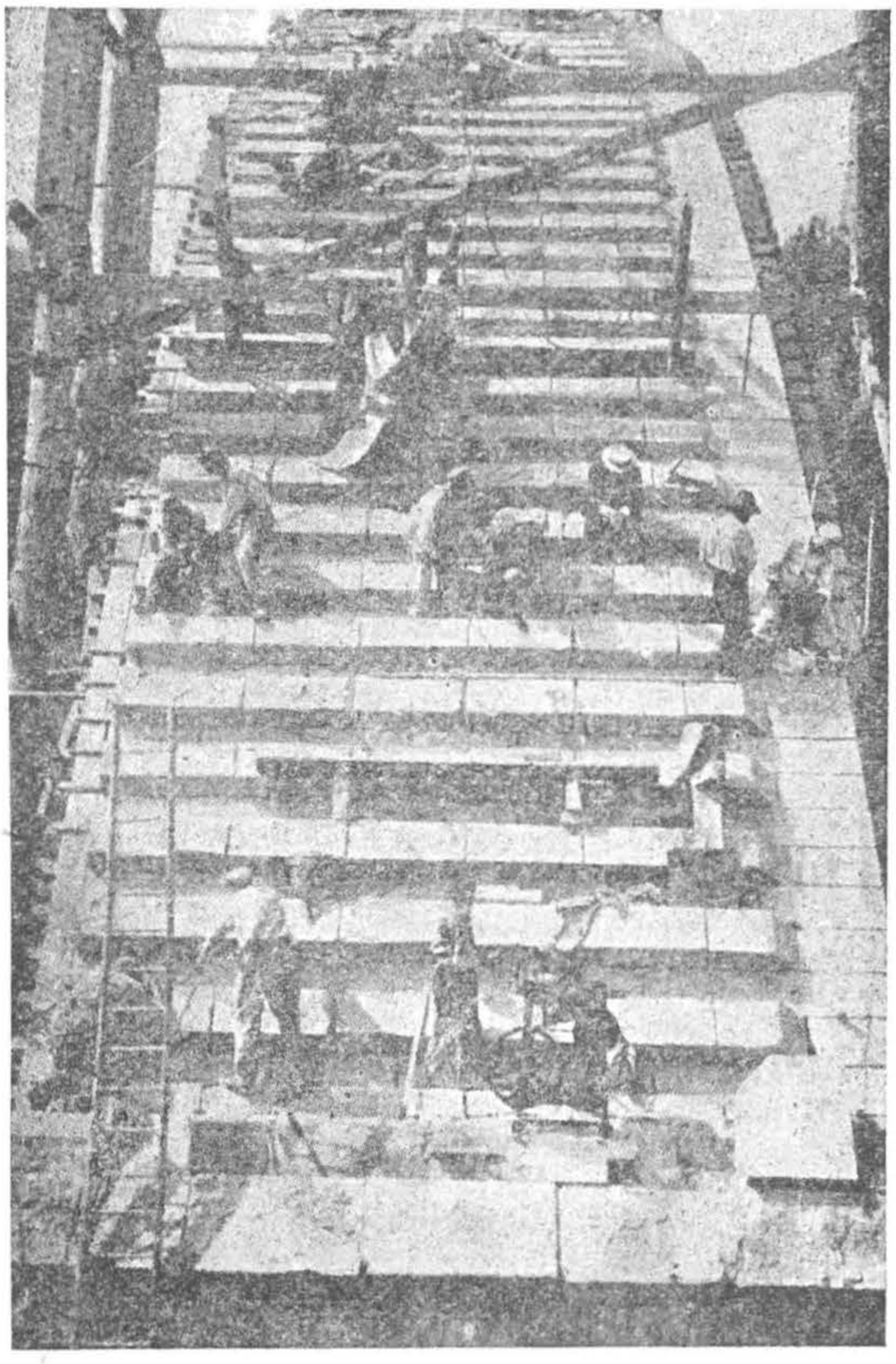


Фиг. 100. Закрепление каната.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 102. Вид работ.



Фиг. 103. Вид кладки первого кольца.

Грунт ложа реки состоит из несжимаемого, водонепроницаемого туфа, медленно размываемого; местами он прикрыт песчаной глиной, мергелем и т. п. Сваи бить нельзя, но заостренные старые рельсы и вообще железные стержни можно вбить, что и было использовано для устройства перемычек. Так как высокие воды Гаронны коротки, то перемычки были устроены затопляемыми. Под защитой перемычек с применением водоотлива основания заложены в туфе на глубину от 3,0 до 5,3 *м* ниже подошвы перемычек (фиг. 105). Под быком № 2 был открыт источник, его заключили в цинковую трубу и заделали кладкой. Под быком № 3 в туфе оказались складки, заполненные гравием, чёрез них проходила сильно вода под перемычками. Их заглушили впрыскиванием через глину перемычки цементного раствора.

Быки состоят из двух совершенно отдельных частей соответственно двум полосам свода (фиг. 106 — 108); туф в промежутке между ними прикрыт ростверком из каменной кладки с защитными поперечными стенками, заложенными на одинаковой глубине с основаниями быков. А вокруг быка № 3 был положен, кроме того, бетонный откос (фиг. 109).

Бык сложен из голышей с облицовкой из известняка. Форма передней части быка в виде носа судна создает в высокую воду перед быком большую волну, которая отбрасывает от него плывущие тела и предохраняет от удара. При этой форме в размываемом туфе за 8 лет не замечено никаких размывов.

Давление на грунт под быками доходит до 6,4 *кг/см*^{2}, под устоями — до 8,9 *кг/см*^{2}.

Конструкция устоя, весьма тщательно и целесообразно разработанная, представлена на фиг. 110 — 113.

Для очертания внутренней кривой свода принят *деформированный* эллипс; кривая проходит несколько ниже эллипса того же пролета и подъема, имея с ним общие точки в замке и пятах. Толщина сводов в замке 1,26, 1,21 и 118 *м*; в пятах — 2,59, 2,52 и 2,42 *м*. Своды сложены из известняка с временным сопротивлением около 1100 *кг/см*^{2}, с коэффициентом упругости около 520.000 *кг/см*^{2}; коэффициент расширения 0,000006 (на 1° С).

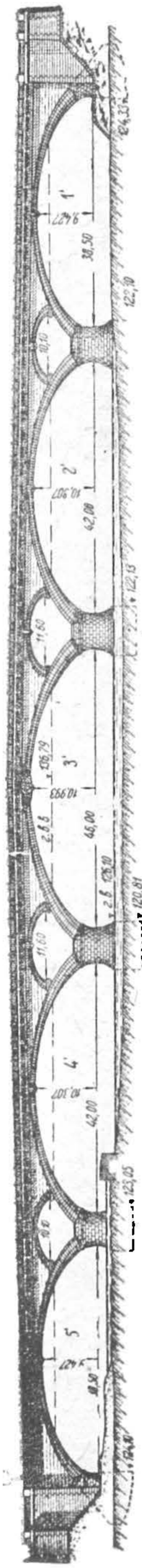
Свод рассчитан на нагрузку в 400 *кг/м*^{2} на тротуарах, на 2 локомотива по 40 *т* у тротуаров и 3 линии повозок по 11 *т*. Напряжения в средней арке достигают следующих величин: от постоянной нагрузки в замке max. 24, в сечении на половине подъема 34, в пяте 17 *кг/см*^{2}; при загру-

НТБ УАДИТ (ДНТ)

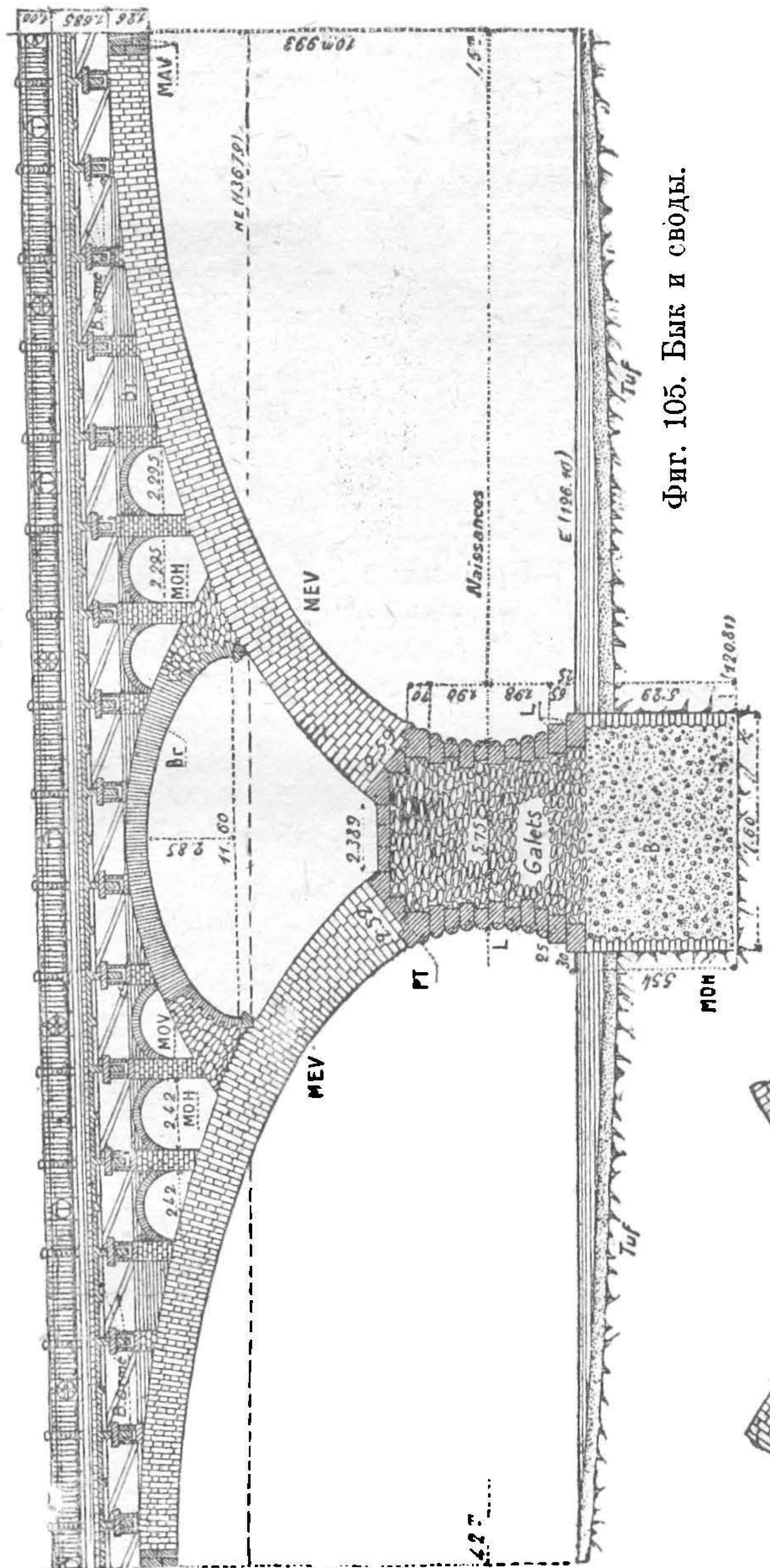
жении всего пролета max. 39, 43 и 20 *кг/см*^{2}; при загружении полупролета max. 40, 34 и 21 *кг/см*^{2}, а наибольшее напряжение 50 *кг/см*^{2} имеет сечение, отстоящее от замка на 60% полупролета; растяжение здесь 2 *кг/см*^{2}.

Над сводами и сводиками щековые стенки до карниза сложены из красного кирпича, а сводики над балками облицованы белым кирпичом.

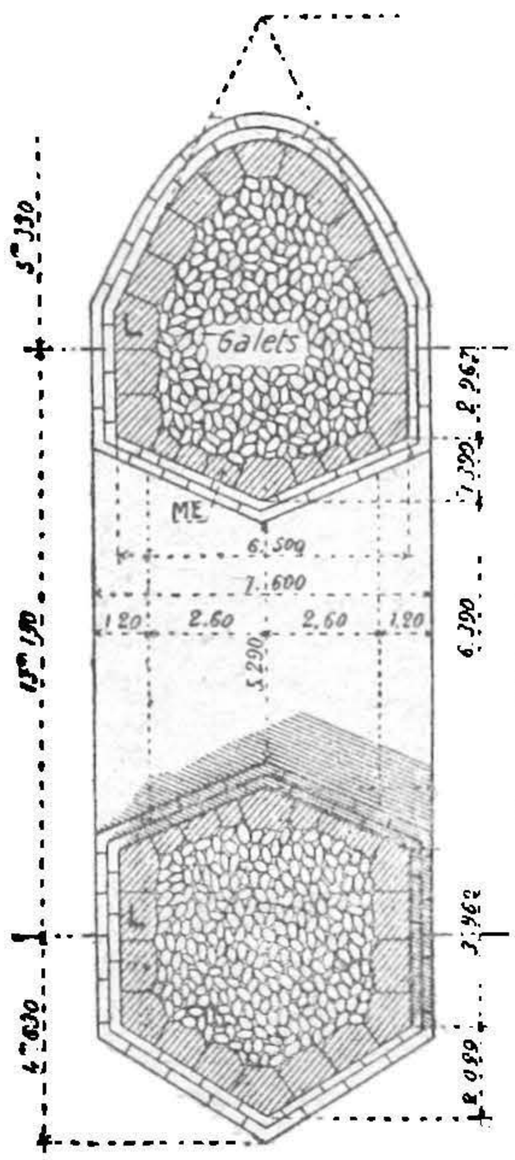
Полотно моста поддерживается большими железобетонными балками (фиг. 108), расположенными через каждые 3 *м*. Балки опираются на своды по их продольной оси и имеют, таким образом, пролет



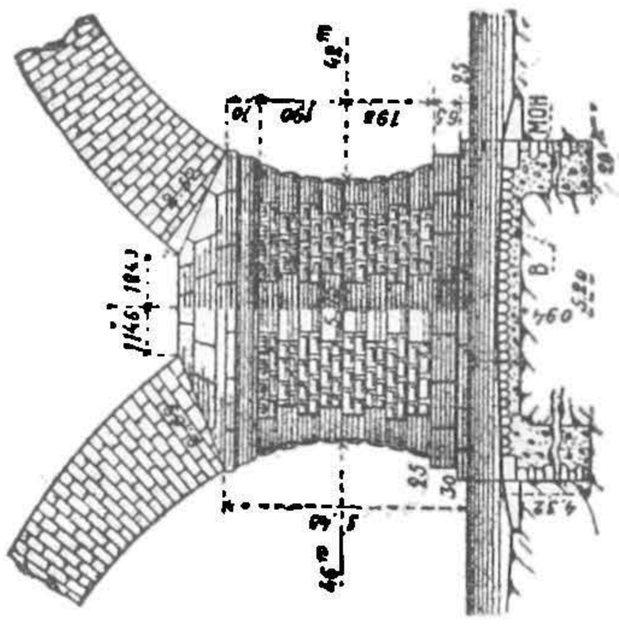
Фиг. 104. Мост des Amidonniers в Тулуз (1904—1910). (Общий вид.)



Фиг. 105. Бык и своды.



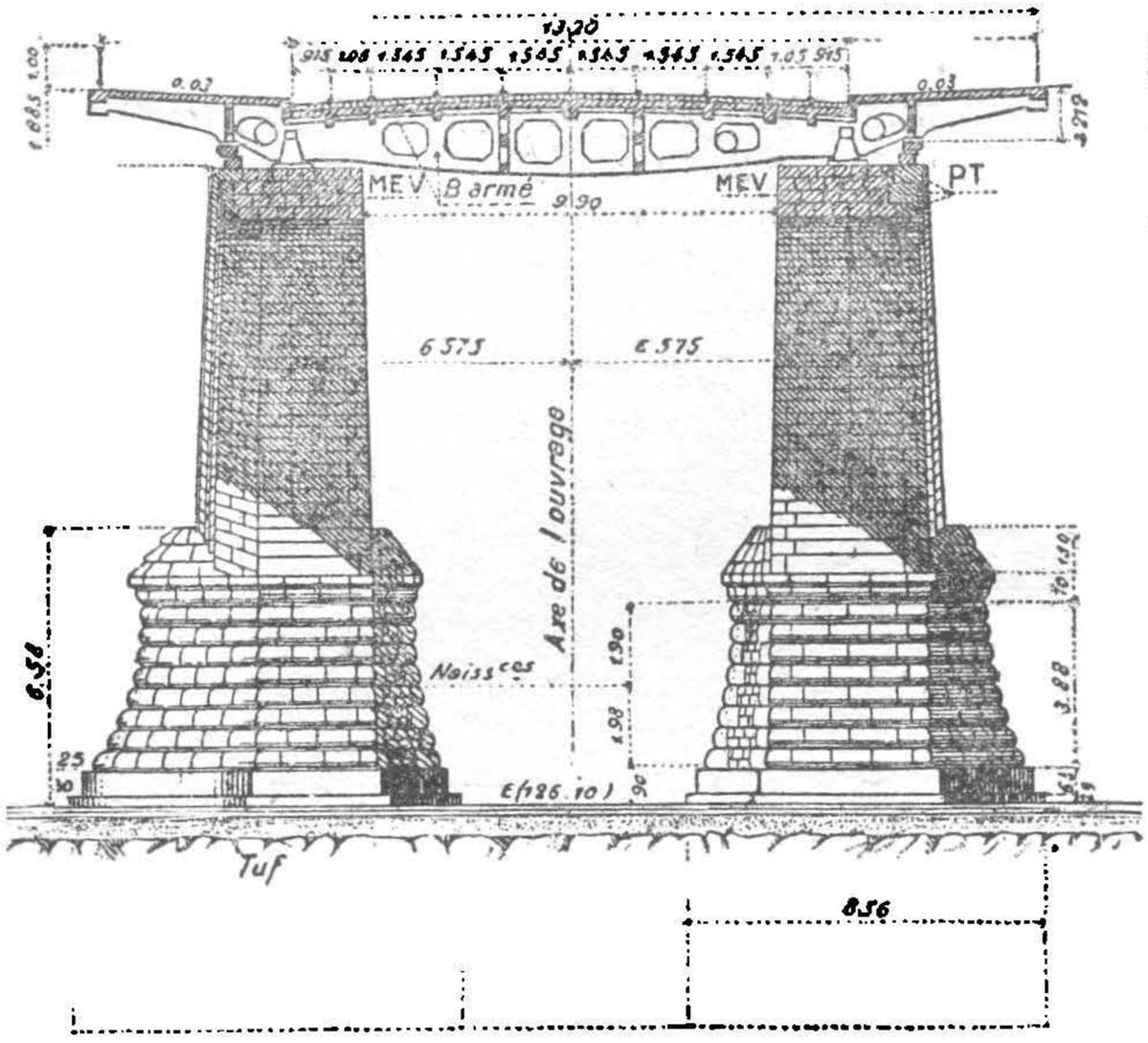
Фиг. 107. Бык в плане.



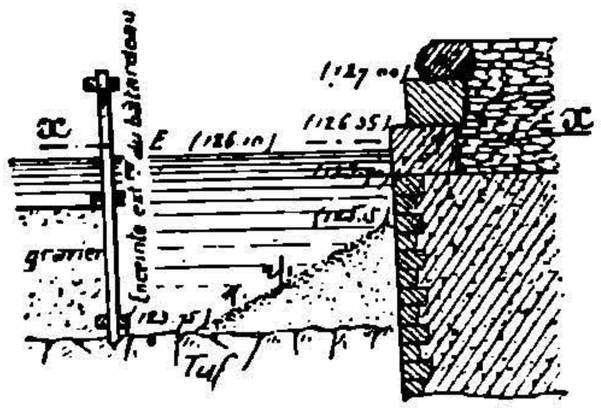
Фиг. 106. Бык с фасада.

13,15 *м*. Тротуары расположены на свесах, длиною 4,72 *м*. Верхнее очертание балки следует очертанию полотна; толщина плиты 12 *см*, на тротуаре 8 *см*, толщина ребра 23 *см*; свесы на сжатие усилены арматурой Консидера (спиральной). В отверстиях балки проложены водопроводные и газовые трубы. На плите, покрытой 6 слоями смолы, положен слой бетона 5 *см*, слой смазки 1 *см* и деревянная мостовая. На плите тротуара положен слой раствора 13 *мм* и слой раствора на карборундуме 7 *мм* (1 часть карборундума на 1 ч. цемента).

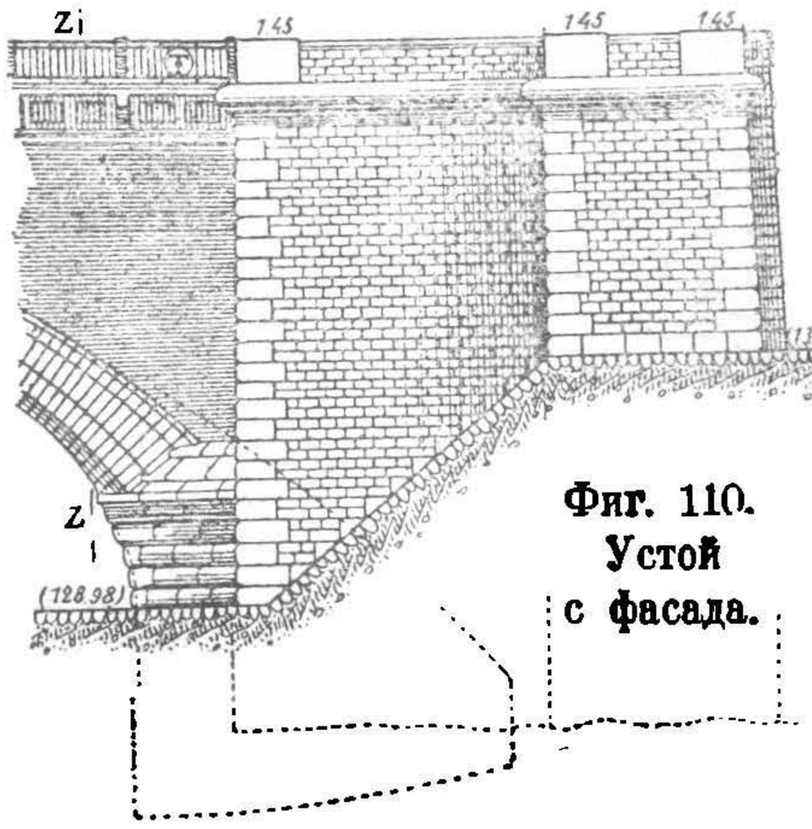
НТБ УДУНТ (ДИТ)



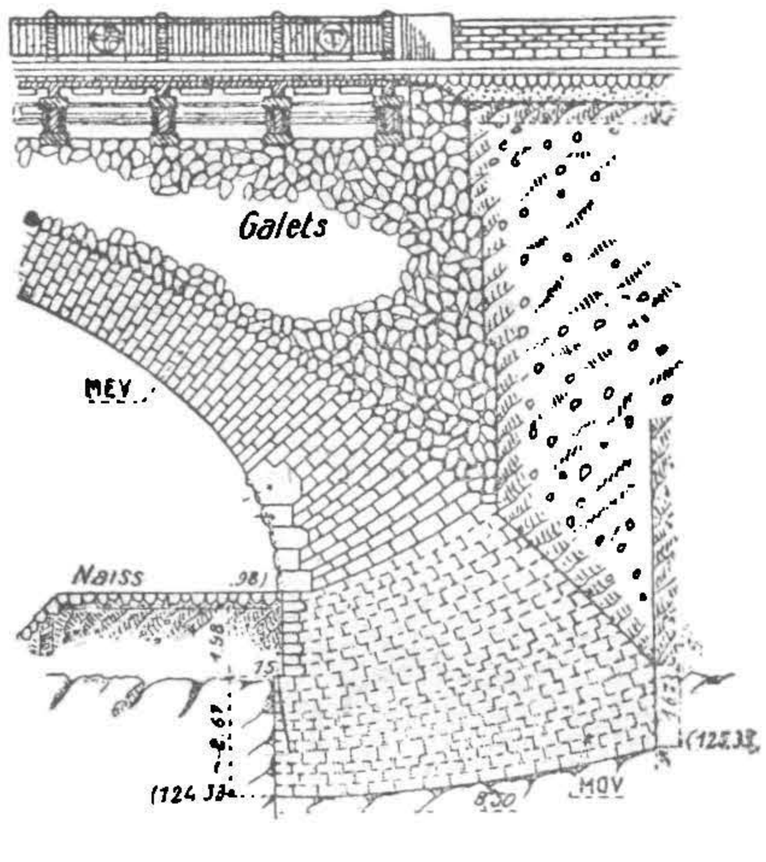
Фиг. 108. Поперечный разрез.



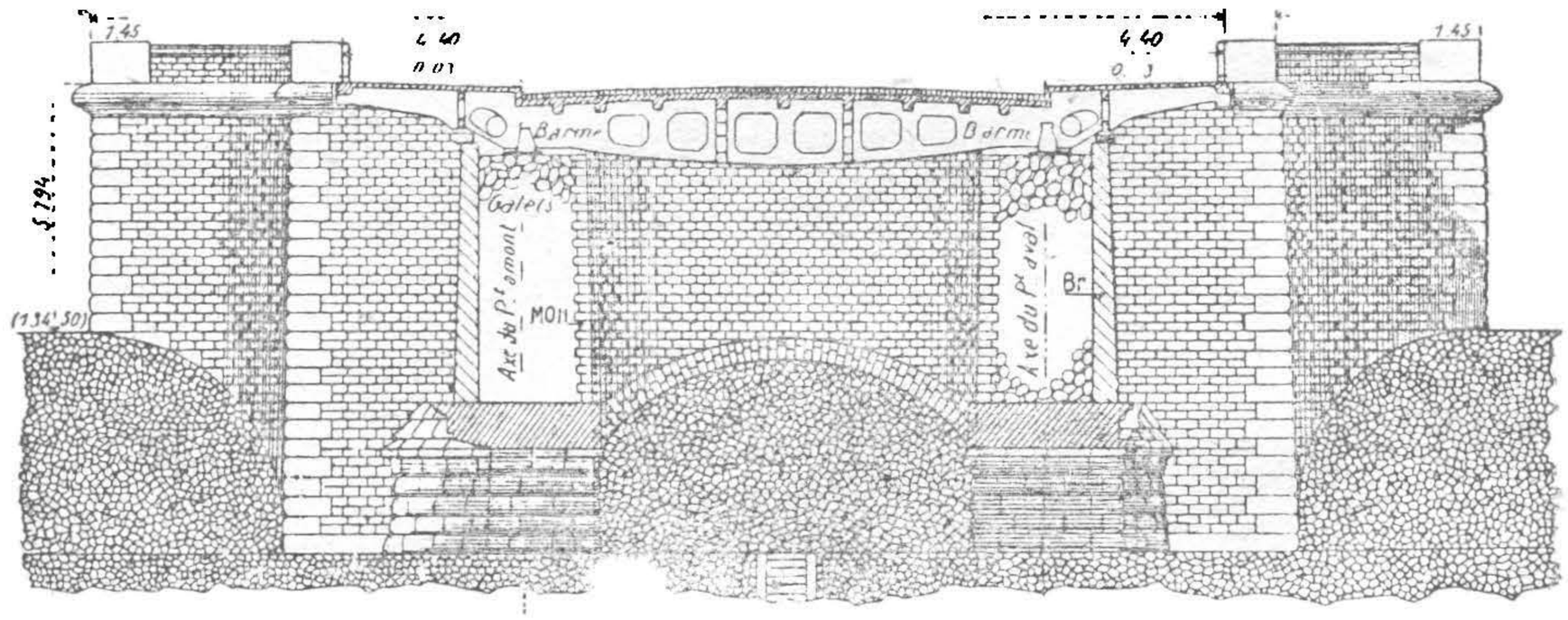
Фиг. 109.



Фиг. 110. Устой с фасада.

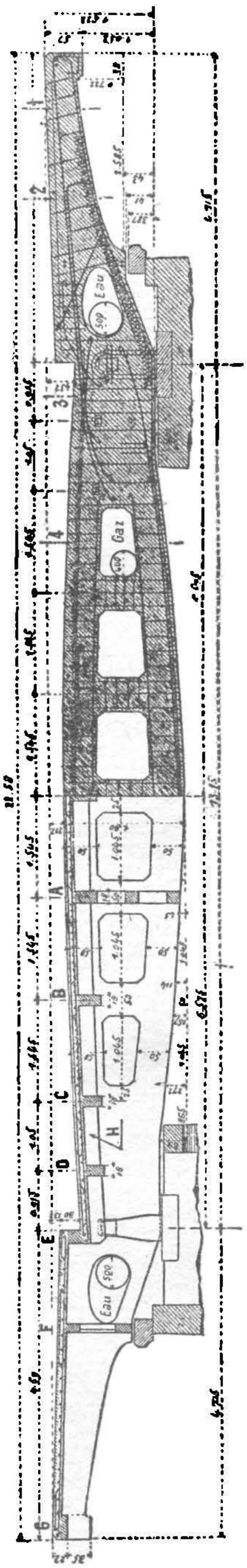


Фиг. 111. Продольный разрез устоя.

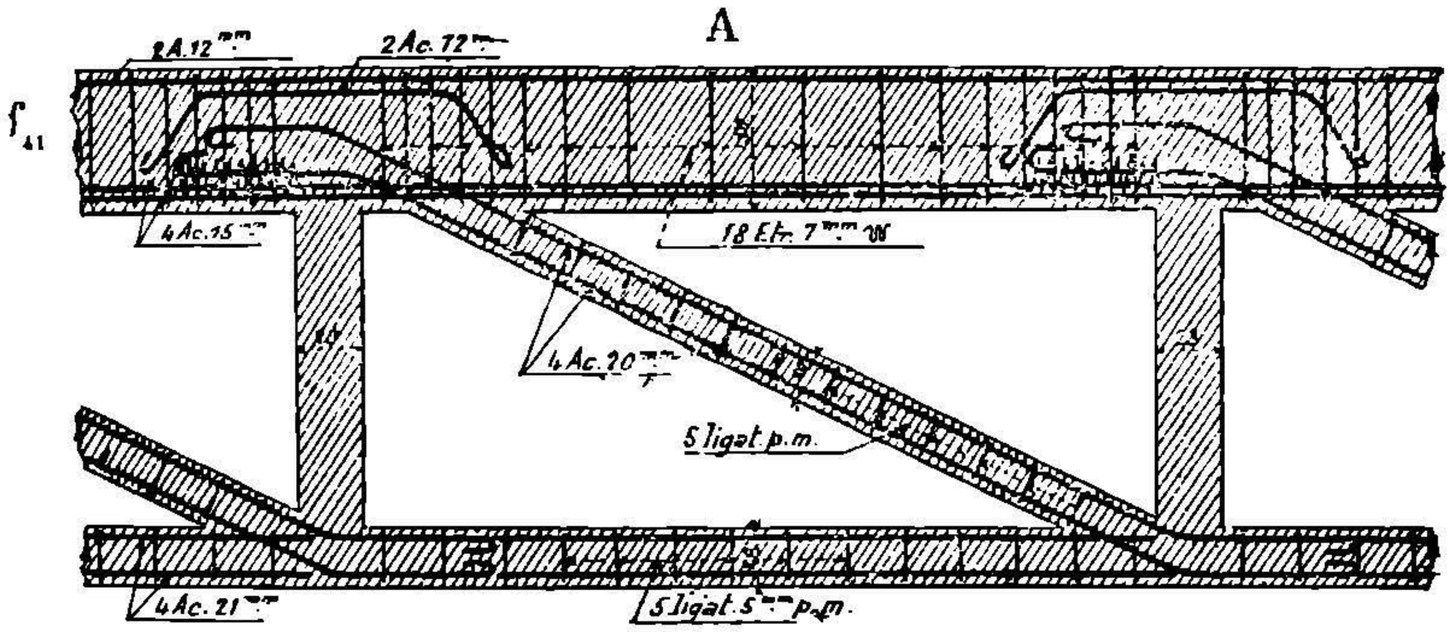


Фиг. 112 и 113. Вид из пролета и план устоя.

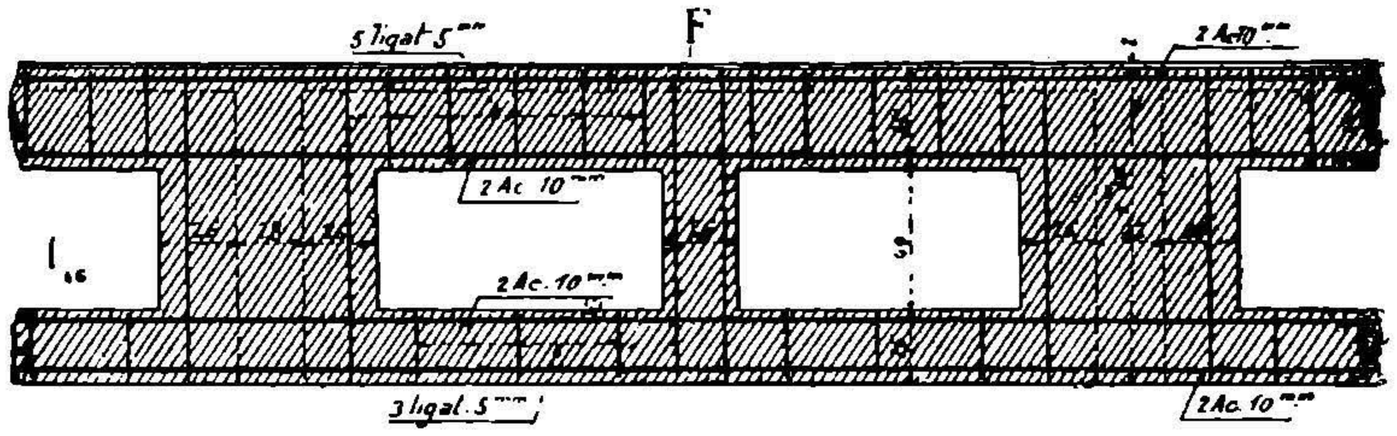
НБ УДУНТ (ДИТ)



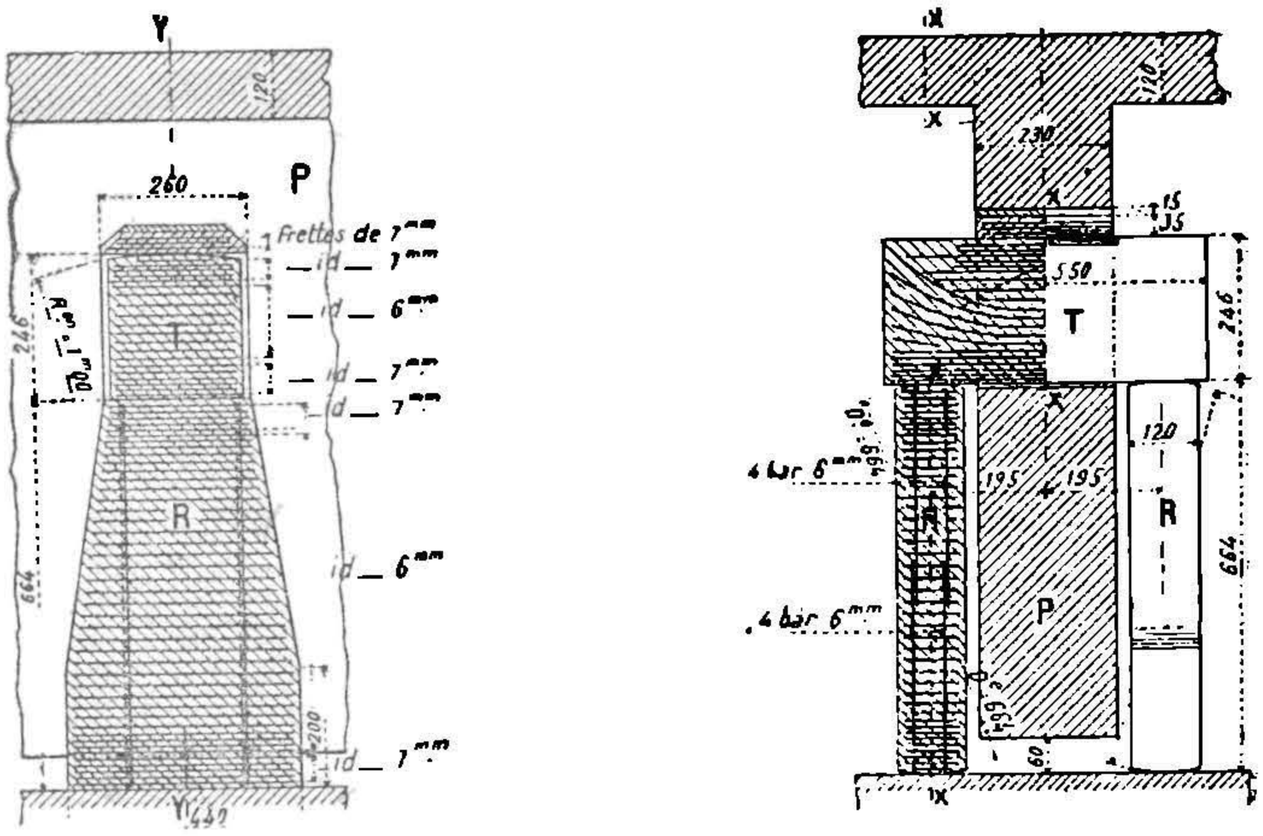
Фиг. 114. Железобетонная балка.



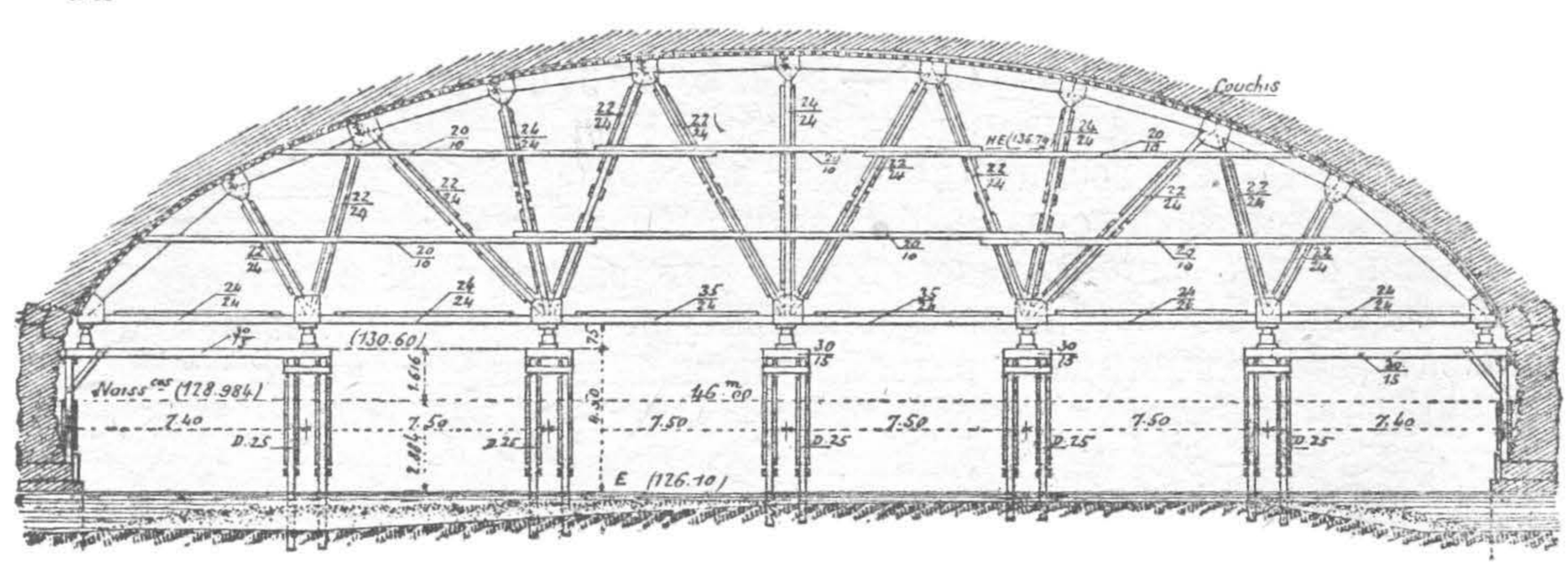
Фиг. 115. Продольная балка.

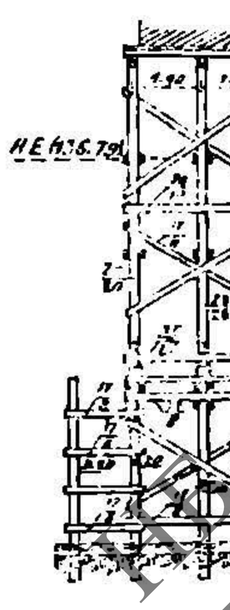


Фиг. 116. Продольная балка.



Фиг. 117—118. Опоры поперечных балок.





Фиг. 119—120. Кружала.

УДУНТ (ДИТ)

В продольном направлении балки связаны друг с другом четырьмя продольными балками A и F. Балка A — раскосной системы (фиг. 115), балка F — безраскосной (фиг. 116),

Для расположения поперечных балок во впадинах пазух сложены поперечные стенки, распертые сводиками третьего порядка (фиг. 105).

На эти стенки балки опираются не непосредственно, так как надо было считаться с удлинениями полотна, шириною 22 *м* и длиною 230 *м*, при колебаниях температуры от — 13° до + 43°. Опоры сделаны качающимися в продольном направлении (фиг. 117 и 118).

На фиг. 113 представлены кружала, для свай которых дыры в туфе были просверлены. Дерева на кружала центрального свода (одна полоса) потребовалось 90 $м^3$, железа 2,3 *т*; на береговой пролет — 63 $м^3$ дерева и 1,9 *т* железа, при чем на часть кружал выше песочных цилиндров потребовалось дерева 62 $м^3$ для среднего пролета и 43 $м^3$ — для берегового (на одну полоску свода). Для кладки 5 пролетов было применено 3 комплекта кружал.

Кладка сводов произведена в таком порядке: сперва сложены были обе арки 1-го пролета, потом 2-го, потом 3-го; арки 1-го пролета и 2-го пролета раскружалены, когда арки 3-го пролета были замкнуты. Кружала перенесены в 4-й и 5-й пролеты, сложены сперва своды 4-го, потом 5-го пролетов. Своды сложены в 3 кольца.

Замок опустился при кладке сводов на 17 — 36 *мм*; при раскружаливании для пяти сводов получился прогиб 0; для остальных пяти — от 0,38 до 2 *мм*.

Как видим из этого описания, мост спроектирован с образцовой тщательностью. Объем всех частей и стоимость их доведены до наименьшей величины. Трудно сделать более легкий каменный мост. И нигде экономия не была получена в ущерб конструкции; напротив, вся она основана именно на применении самой лучшей конструкции.

Единственный упрек можно сделать в отношении арочек над быками. Здесь деформации смежных сводов дают перемещения в противоположные стороны, то сжимая арочку, то растягивая ее. До устройства проезжей части, когда арочки оставались без нагрузки, в них появлялись трещины до 1 *мм* в замке и в пятах, летом — с одной стороны сечений, зимой — с другой стороны.

По загружении сводиков тяжелой проезжей частью, свес которой прикрыл арочки от солнечных лучей, трещины исчезли. Такие сводики требуют применения шарниров и разрезов над ними всего надсводного строения.

§ 6. МОСТЫ С ШАРНИРНЫМИ СВОДАМИ.

10. Мост через р. Адду близ Morbegno (1902—1903).[1] Фотография моста приведена на фиг. 52. На фиг. 121 дан фасад моста и продольный разрез. Мост построен под железную дорогу нормальной колеи. Пролет 70,0 *м*, стрелка 10 *м*, толщина в замке 1,5 *м*, в пяте — 2,2 *м*. От замка к пяте толщина изменяется по формуле

$$e = 1{,}5 + 0{,}000841\,x^2.$$

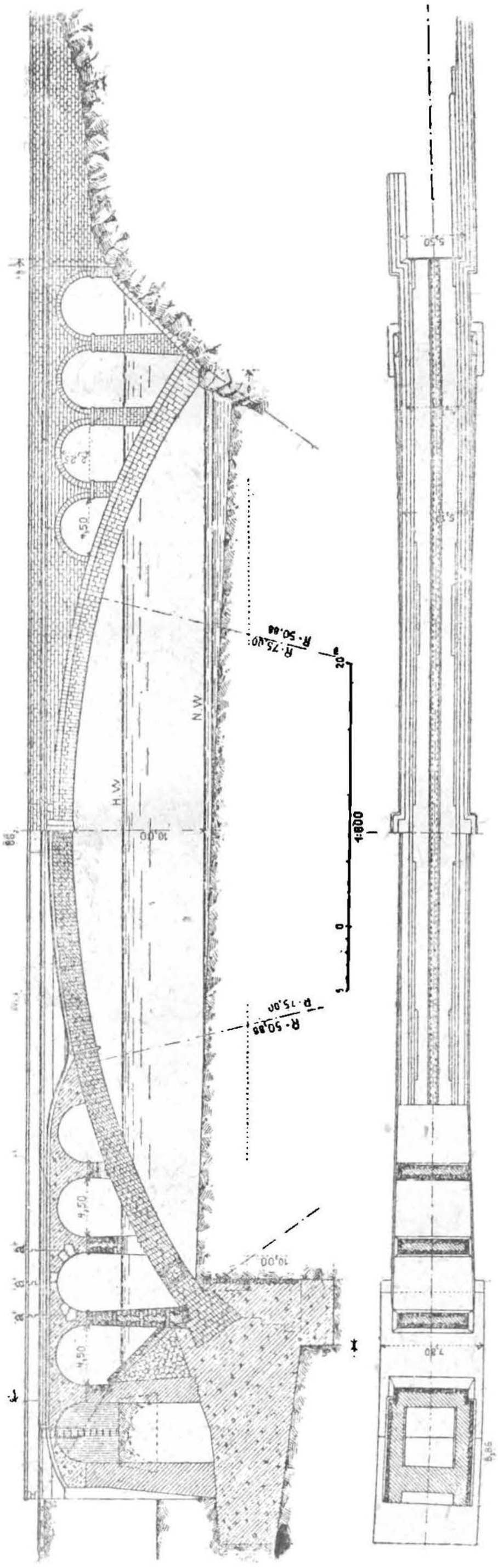
Ось свода очерчена по кривой давления для постоянной нагрузки в виде коробовой кривой в 3 центра. Свод сложен из гранита, раствор цементный, состава 600 *кг* на 1 $м^3$ песку. Шарниры не постоянные; после раскружаливания и возведения надсводного строения они заделаны. Ширина сводов 5,0 *м*; щеки имеют наклон в 1:20. Наибольшие напряжения в своде достигают следующих величин: от постоянной нагрузки 43,8 $кг/см^2$ в раменах; с временной нагрузкой — в замке 4,73, в раменах 55,4, в пяте 46,9 $кг/см^2$. Подвижная нагрузка учтена в количестве 5,75 *т* на 1 погон. *м* моста, в предположении, что мост загружен поездом из одних паровозов, весом 90 *т*, при длине 15,65 *м*. Для постоянной нагрузки свод работает и рассчитан как трехшарнирный. От подвижной нагрузки и колебаний температуры свод работает и рассчитан как бесшарнирный. Наблюдения над колебаниями температуры внутри свода и в воздухе показали, что температура свода равна средней суточной температуре воздуха. На протяжении года температура воздуха колебалась в пределах от + 32° до — 11°, а температура свода — от + 27° до — 8°.

---

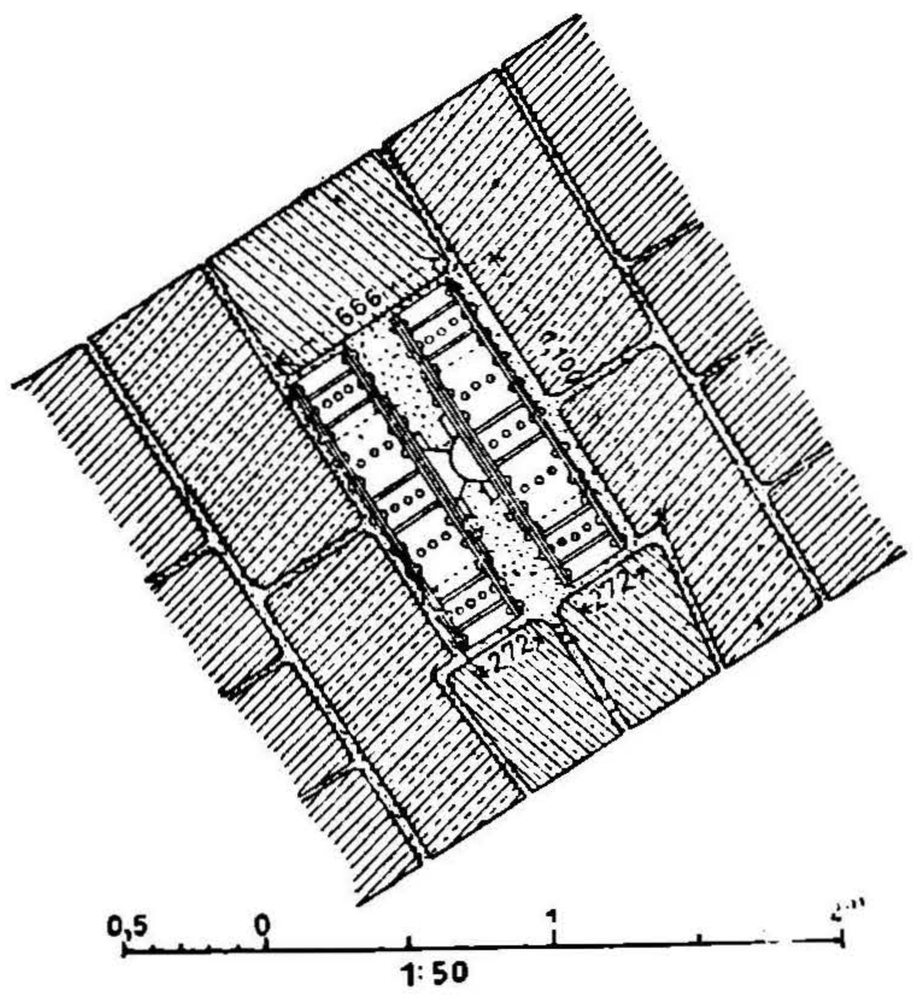
[1] Schweizerische Bauzeitu. 5 Sept. 1903 — Génie civil, 24 oct. 1903. — Il Politecnico, mai 1903, p. 227. — Séjourné «Grandes voûtes», IV, p. 65.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Если бы свод был замкнут при самой высокой температуре, то он претерпевал бы понижение температуры на 34°. Для этого понижения вычислены напряжения: в замке 22 *кг/см*² сжатия и 28 растяжения, в пяте 36 *кг/см*² сжатия и 39 растяжения. От совместного действия вертикальных нагрузок и температуры в пяте получилось бы растяжение 18,1 *кг/см*². Если принять расчетное колебание температуры равным половине колебания температуры воздуха, т. е. в 22°, то растягивающие напряжения будут 4,1 *кг/см*².



Фиг. 121—122. Мост близ Morbegno (1903). Фасад моста и план.



Фиг. 123. Шарнир.

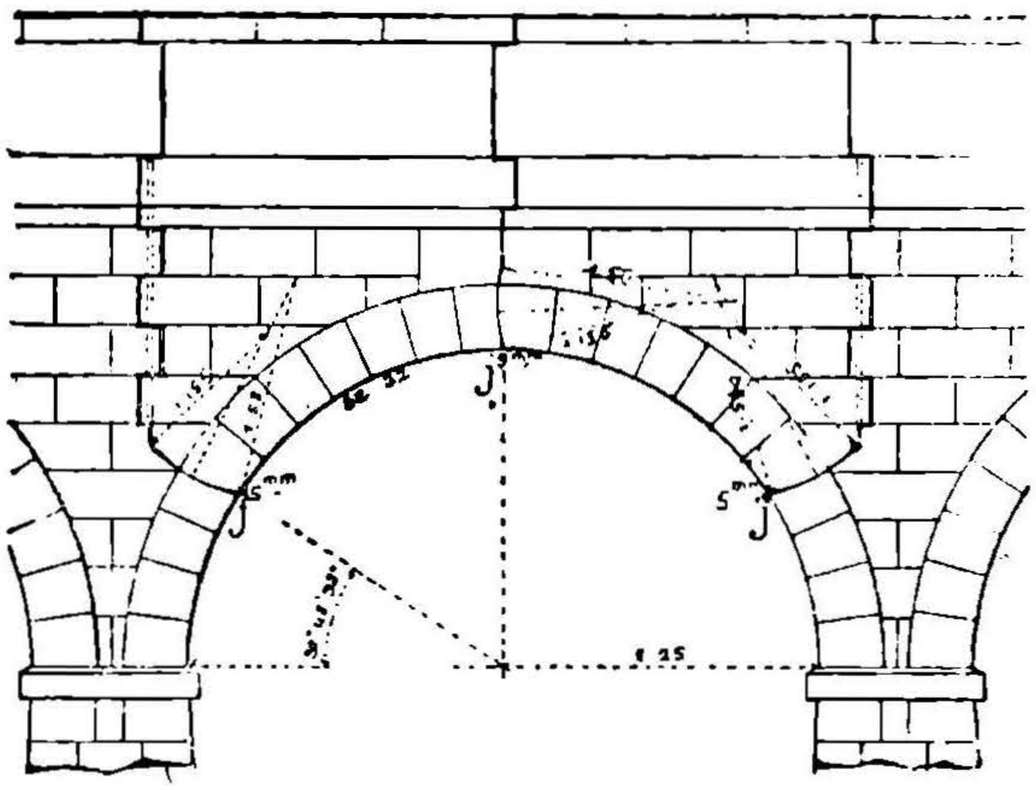


Фиг. 124. Вид пятового шарнира.

При колебаниях температуры колеблется уровень замка; измерения показали, что разности температуры свода в 34° соответствует разница в уровне замка свода в 33 *мм*. По расчету же при коэффициенте расширения (для гранита по опытам Bouniceau) 0,000008, опускание замка равно 37 *мм*, — согласованность вполне удовлетворительная.

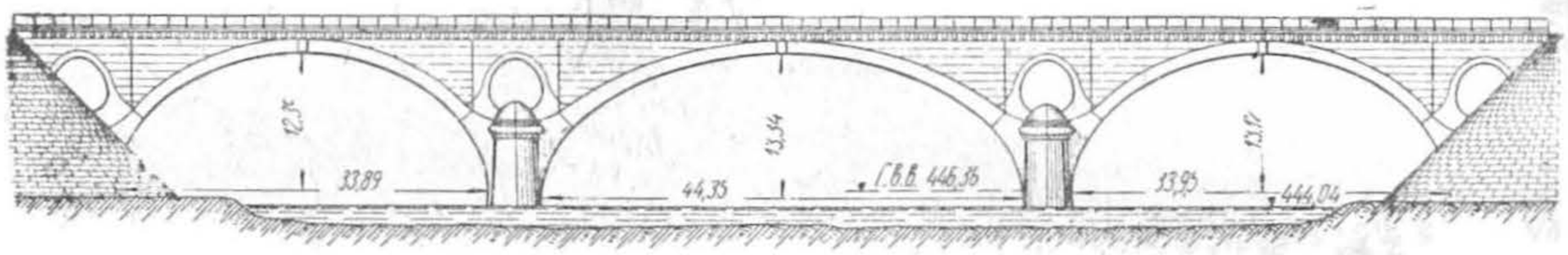
НБ УДУНТ (ДИТ)

Конструкция шарниров показана на фиг. 123; они состоят из двух стальных полос с цилиндрическими поверхностями одного радиуса 82,5 *мм*, шарнир типа суставного; давление от них на кладку передается через посредство клепаных железных коробок. На фиг. 124 приведен вид пятового шарнира до заделки. Сопряжение неподвижных частей моста (над устоями) с подвижными (над сводами), следующими за колебаниями свода, сделано при помощи трехшарнирного сводика над каждой из пят свода (фиг. 121 и 125) и температурных швов над всеми шарнирами. Шарниры сводиков состоят из гранитных камней с цилиндрическими поверхностями касания разных радиусов: 1,56 и 1,58 *м* (катучие шарниры). Все сводики бетонные. Щели шириною 2 *см* перекрыты под балластом железными и свинцовыми листами.



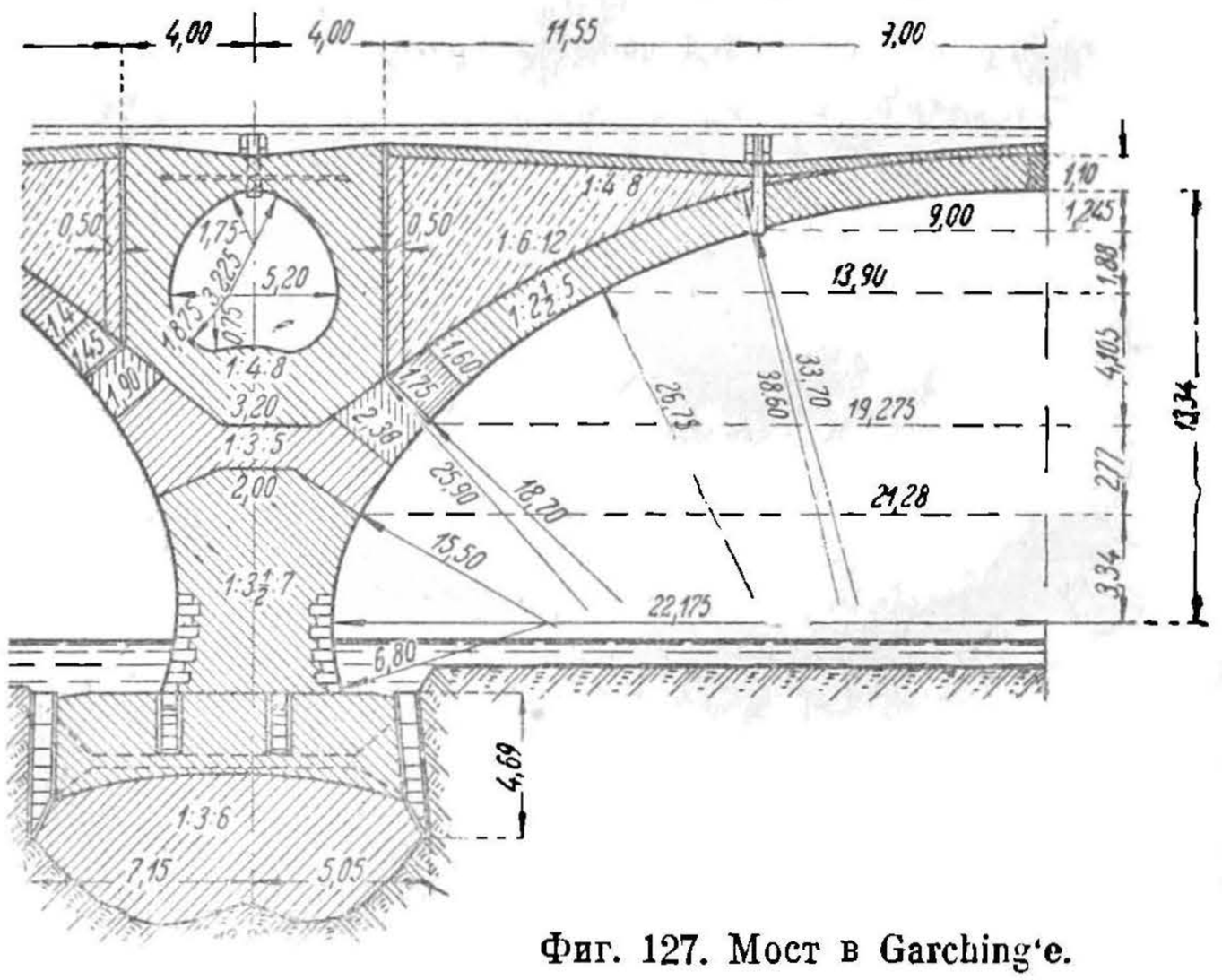
Фиг. 125. Подвижность сводика.

11. Мост в Garching'е (Бавария).[1] Построен под железную дорогу нормальной колеи в 1907 — 1908 г.г. Общий вид его приведен в историческом очерке и здесь на фиг. 126. Мост бетонный, кроме облицовки быков на уровне воды. Имеет три



Фиг. 126. Мост в Garching'е (Бавария) (1907 — 1908).

пролета 33,89 + 44,35 + 33,89 *м*; толщина быков около 5 *м*. Неравенство между пролетами довольно значительное, что не отразилось, однако, на толщине быков. Ширина свода 3,8 *м*, при расстоянии между перилами 4,6 *м*. Щековые грани с уклоном 1 : 30. Очертание сводов коробовое. Большой свод имеет видимую стрелку 13,34 *м* или 1:3,32 = = 0,30. Как во всех сводах эллиптического очертания он не описывает полностью кривую просвета, а составляет лишь ее верхнюю часть, нижняя же образуется быками. Таким образом в действительности большой свод на уровне пятовых шарниров имеет пролет 38,55 *м* и стрелку 7,23 *м*, т. е. 1:5,33. Боковые своды имеют приблизительно такую же пологость, но пяты их расположены значительно выше.



Фиг. 127. Мост в Garching'е.

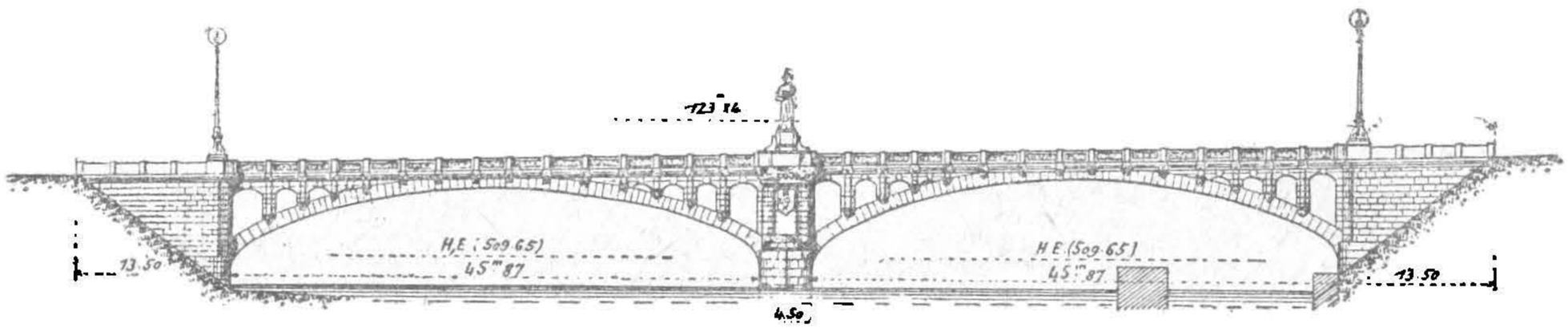
Грунт состоит из гравия. Основания быков заложены при помощи железобетонных опускных колодцев (фиг. 127), давление на грунт 4,3 *кг/см*^{2}; устои заложены на свайных основаниях, давление на грунт 3,2 *кг/см*^{2}.

Толщина большого свода в замке 1,10, в пятах — 1,75 *м*. Шарниры постоянные, т. е. не заделанные по раскружаливании. Они состоят из свинцовой прокладки толщиною 8 *мм*, шириною 0,38 *м* в замке и 0,83 *м* в пятах; подшарнирные камни из бетона,

[1] Séjourné «Grandes voûtes». IV, p. 95.

НБ УДУНТ (ДИТ)

имеющего временное сопротивление 400 *кг/см²*. Давление допущено по всей толщине 50 *кг/см²*, под свинцовой пластинкой — 80 *кг/см²*.



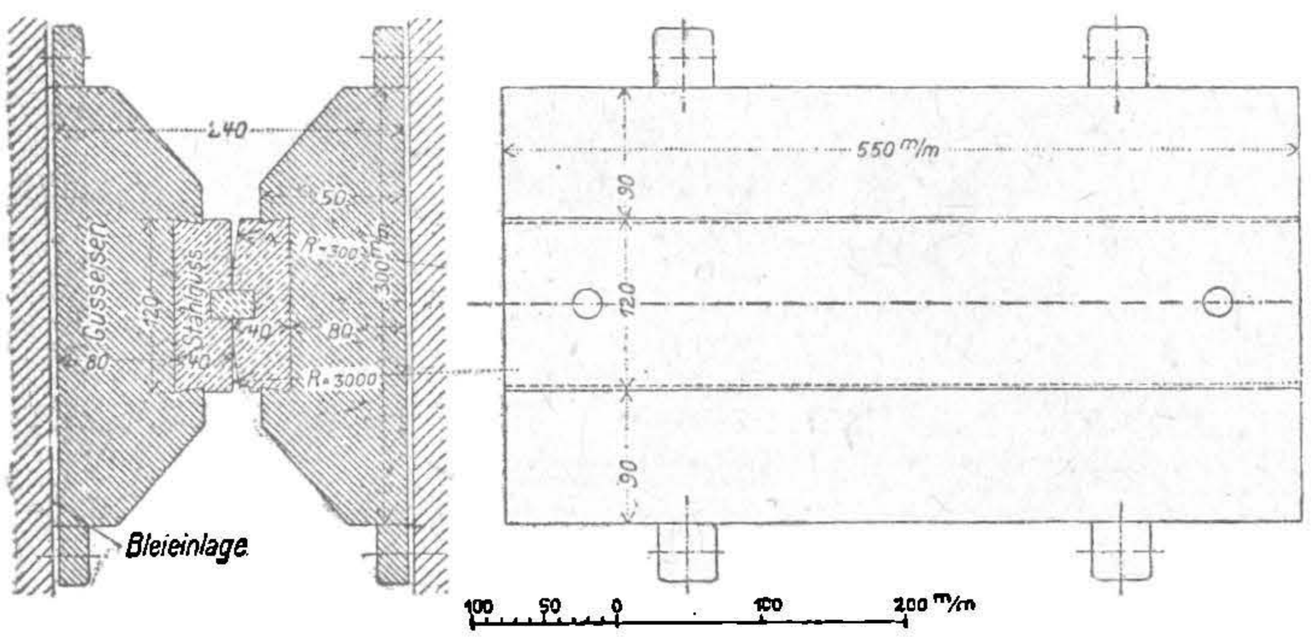
Фпг. 128. Мост Максимилиана в Мюнхене (1905). Общий вид.

12. Мост Максимилиана в Мюнхене.[1] Общий вид моста, построенного в 1903—1905 г.г., приведен на фиг. 128. Мост имеет два пролета по 45,87 *м* в свету, при толщине быка 4,5 *м*. Основания опор заложены на твердом мергеле в открытом котловане за шпунтовым ограждением. Наибольшее давление на грунт 5 *кг/см²*. Ширина моста между перилами 22,6 *м*. Полотно поддерживается рядами колонн, опирающихся на большой свод и соединенных между собой вверху продольными и поперечными бетонными сводиками (фиг. 129), образующими в целом бетонную платформу.

Свод трехшарнирный, между пятовыми шарнирами имеет пролет 44 *м*, при стрелке 4,9 *м* (1 : 9). Толщина в замке 0,80 *м*, в пятах — 1,18 *м*. Свод сложен из известняка с временным сопротивлением 500—800 *кг/см²*; под чугунными подушками шарниров гранитные камни; шарниры стальные типа катучих (фиг. 130); цилиндрических штырей, препятствующих скольжению частей шарнира друг по другу, сперва не было; их поставили после того как раскружаленные своды соскользнули в пятах вниз; один свод задержался на пятовых гранитных камнях, другой — на таких же камнях и на неубранных еще кружалах (фиг. 131). Своды при падении значительно пострадали; на подъемку и исправление их было затрачено год времени. Причина смещения сводов с шарниров заключалась в том, что полированные поверхности соприкасания шарнира были смазаны стеарином, вследствие чего коэффициент трения от 0,24 — 0,22 понизился до 0,022 — 0,005 (опыты Фешпля), и малейшего отклонения давления в шарнирах от нормального к поверхностям соприкасания достаточно было, чтобы произошло скольжение. Это отклонение было вызвано устройством надсводного строения над пятами. Снаружи шарниры прикрыты облицовкой



Фиг 129. Поперечный разрез.



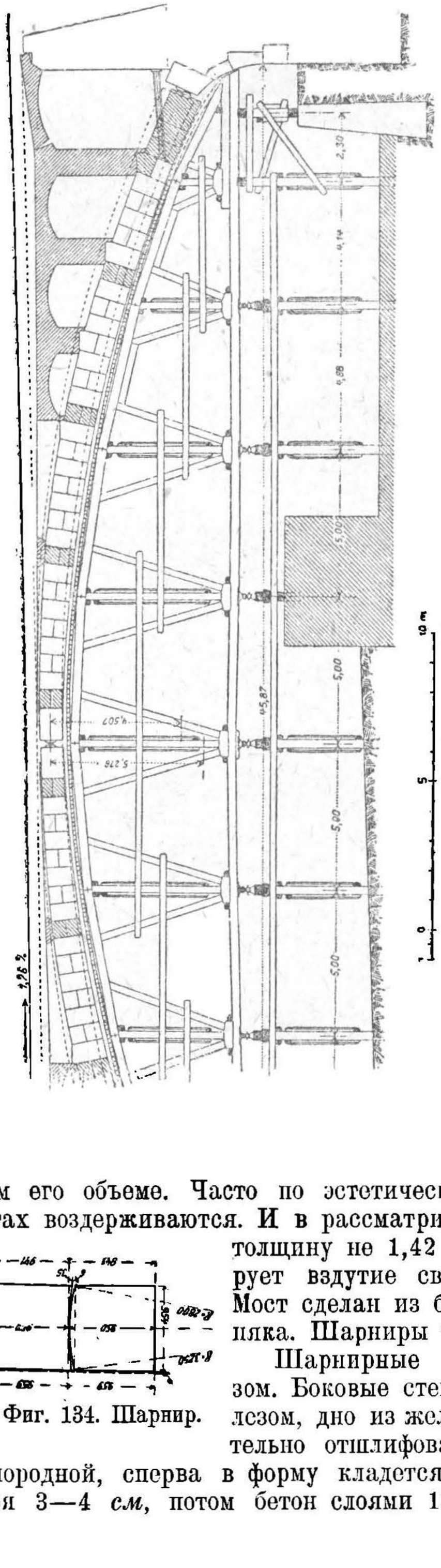
Фиг. 130. Шарнир.

13. Мост близ Moulins-les-Metz.[2] Мост (фиг. 132) построен в 1904 — 1905 г.г. под обыкновенную дорогу. Ширина между перилами 7,0 *м*, тротуары по 0,70 *м*. Продольные уклоны полотна 3%. Мост имеет три пролета 40 — 44 — 40 *м*, пологость сводов 1 : 8 и 1 : 8,5. Толщина быков 3,5 *м* (фиг. 133). Основания опор заложены на твердом мергеле при помощи шпун-

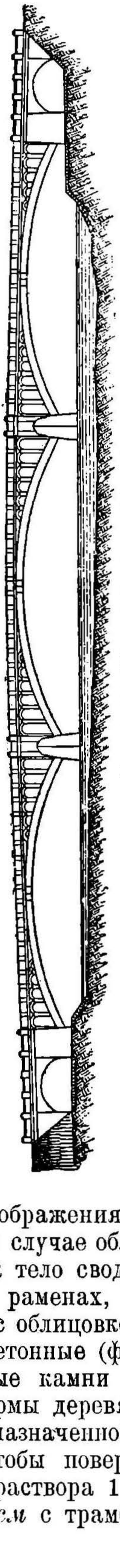
[1] Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure, 1904, II. — Schweizerische Bauzeitung, 13 Mai 1905.
[2] Deutsche Bauzeitung. 1908, Mai.

НВ УДУНТ (ДИТ)

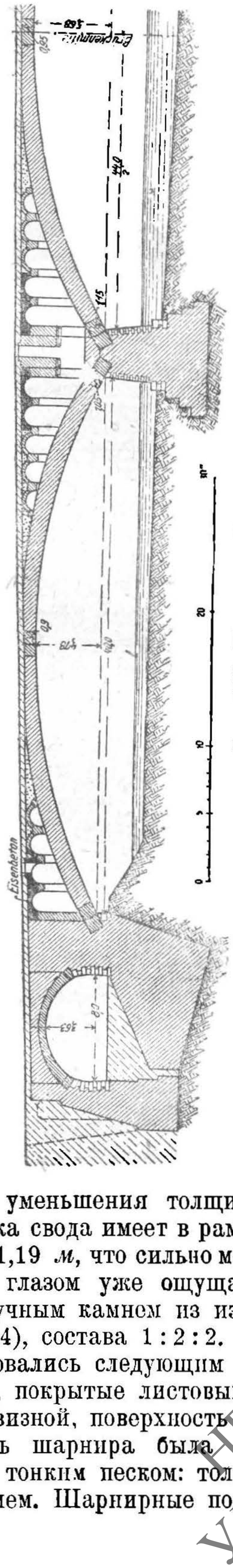
тового ограждения с применением полотняного наружного прикрытия. Свод среднего пролета имеет толщину в замке 0,95, в раменах — 1,42 и в пяте — 1,15 *м*; таким образом здесь форма свода соответствует применению трех шарниров при наимень-



Фиг. 131. Падение свода на кружала.

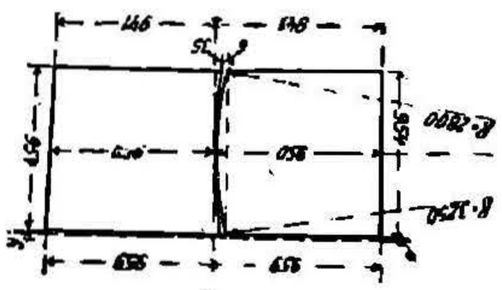


Фиг. 132. Мост Moullns. Общий вид.



Фиг. 133. Продольный разрез.

шем его объеме. Часто по эстетическим соображениям от уменьшения толщины в пятах воздерживаются. И в рассматриваемом случае облицовка свода имеет в раменах толщину не 1,42 *м*, как тело свода, а 1,19 *м*, что сильно маскирует вздутие сводов в раменах, хотя глазом уже ощущается. Мост сделан из бетона с облицовкой штучным камнем из известняка. Шарниры тоже бетонные (фиг. 134), состава 1 : 2 : 2.



Фиг. 134. Шарнир.

Шарнирные бетонные камни формовались следующим образом. Боковые стенки формы деревянные, покрытые листовым железом, дно из железа с назначенной кривизной, поверхность тщательно отшлифована; чтобы поверхность шарнира была более однородной, сперва в форму кладется слой раствора 1 : 1 с тонким песком: толщина слоя 3—4 *см*, потом бетон слоями 10—15 *см* с трамбованием. Шарнирные подпят-

НТБ УДМТ (ДИТ)

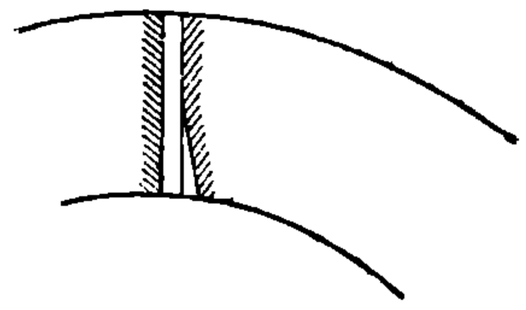
ники в опорах формовались на месте при помощи железной выпуклой стопки, дающей в бетоне вогнутую поверхность для шарнира.

14. Применение шарниров. Идея применения шарниров к каменным мостам принадлежит французскому инженеру Dupuit, который в трактате о сводах [1], вышедшем в 1870 г., подробно мотивирует свое предложение. Дело в том, что уже давно замечено было, что при осадке свода при раскружаливании кривая давлений перемещается к внутреннему очертанию свода в швах перелома, при чем нередко происходило раздробление кромок камней, как, например, по Séjourné это имело место в арках свода моста de Lavaur, также в легком виде в одной из арок моста Boucicaut, которая была раскружалена раньше, чем строитель Tourtay того хотел.

Perronet рекомендует во избежание скалывания кромок камней делать скосы краев в виде рамки на глубину 3 — 4 *см*, что делалось с этою целью издревле. Можно также устранить разрушение кромок при помощи оставления швов у поверхности камней на несколько сантиметров пустыми; пустоты закладываются паклею, которая после осадки вытаскивается и заменяется раствором.

Dupuit указывает, что с тою же целью делали швы у внутренних краев камней шире (толще) чем вверху; при осадке это давало большее обжатие раствора и большую поверхность соприкасания камня с раствором.

Эти меры признаются достаточными для мостов обычных пролетов, но с применением больших пролетов Dupuit считает необходимыми другие, более решительные меры. Указав на то, что в величине пролетов каменных мостов до его времени не было сделано никакого шага вперед по сравнению с эпохой Средних веков, он рекомендует простой прием, который даст возможность с полною безопасностью увеличить пролет каменных мостов.



Фиг. 135.

Во первых, он предлагает в тех местах, где напряжения в своде подымаются, ставить материал более прочный, чем в остальной части свода. Например, для парижских мостов, сооружаемых из известняка, следовало бы в швах перелома ставить гранит.

Но это — лишь паллиатив для устранения неудобств, связанных с приближением кривой давления к внутреннему очертанию свода. И в качестве радикального решения Dupuit предлагает «переместить давления в центр шва устройством (фиг. 192), которое заключается в скашивании шва со стороны внутреннего очертания свода с закруглением точки перелома шва; по этому закруглению свод и будет вращаться при раскружаливании. Этим путем будет получена обязательная для кривой давления точка, которую можно расположить как угодно; можно сделать то же самое и в замке. В таком случае в положении кривой давления свода не останется уже ничего неопределенного; это дает возможность провести ее через средины швов. Не важно, чтобы *эти шарниры* находились непременно в швах перелома; теоретически они везде будут иметь одинаковое значение; но подобно тому, как прямая лучше определяется двумя точками, когда последние дальше отстоят друг от друга, и здесь следует ставить шарниры дальше от замка, и лучше всего, повидимому, располагать их в местах, более доступных после раскружаливания для наблюдений и для заделки сверху и снизу» (p. 195).

«Преимущества расположения давлений в средине швов неоспоримы, и мы уже говорили, что для получения этого математики не отступали пред самыми сложными теориями. Возражения возможны лишь в практическом отношении, но мы верим, что они будут устранены при первом же испытании» (p. 196).

Что касается напряжений в камне при малой площади соприкосновения, то здесь Dupuit указывает на примеры, где камень работает при высоких напряжениях, а затем предлагает ставить чугунные шарнирные части в виде заделанных в камни плит с выпуклостью, а чтобы понизить давление в металле, советует проложить свинцовые листы толщиною 3 — 4 *мм*.

Затем Dupuit говорит: «Мы не предлагаем применять эту систему для всех сводов. Опыт показывает, что в большом количестве случаев обыкновенное устройство не создает никаких неудобств, следовательно нет поводов усложнять конструкцию; но в мостах больших пролетов и когда швы перелома находятся в пятах (пологие своды), а также когда материал слаб, строитель должен употребить одно из пред-

[1] Dupuit «Traité de l'équilibre des voûtes». 1870, p. 193.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ложенных средств, которое должно быть тем радикальнее, чем труднее положение» (р. 197).

Затем в 1877 г., по поводу постройки моста de Tolbiac в Париже, инженер Brosselin предложил ставить в замке и в пятах свода по паре камней из более прочного материала, но зато уменьшать длину шва между ними, чтобы этим удалить кривую давления от очертания свода.

При таком устройстве, говорит он,[1] можно значительно уменьшить толщину свода. «Это уменьшение толщины представляет значительные выгоды: оно дает большую экономию в объеме свода. Оно уменьшает распор и вес, которые должны быть восприняты быками и устоями, что позволяет уменьшить и их размер. Кружала также нагружаются меньше и могут быть легче. Из всего этого получается значительное уменьшение расходов».

Brosselin указывает затем, что уменьшение длины швов, в зависимости от сопротивления материала, может быть доведено до $^1/_5$ нормальной длины шва. Кроме того, он говорит, что сокращенные швы могут быть сложены на цементном растворе или на металлических прокладках из свинца или олова.

Но кроме указанных инженерами Dupuit и Brosselin огромных выгод установки в сводах трех шарниров, имеются еще некоторые, например: простота расчета, устранение влияния колебаний температуры на положение кривой давления, новый прием для устранения трещин в пятах и замке свода от осадки при раскружаливании.

На это последнее следствие и обращено внимание немецкими инженерами Köpke и Łeibbrand'ом, которым и принадлежит честь первого практического применения шарниров в сводах.

В то время как французские инженеры нашли в способе Séjourné верное средство против появления трещин, немецкие инженеры за решением того же вопроса обратились к совету Dupuit, сузив и переиначив его значение. Dupuit имел в виду положение кривой давления и мосты больших пролетов, Łeibbrand боролся с трещинами при пролетах от 15 *м*, однако в большинстве случаев своды были весьма пологи.

Вот что говорит посл дний о целях, преследуемых при употреблении шарниров. [1]

«Появление трещин в сводах при их замыкании, иногда уже в период кладки и нередко после окончания ее, издавна заставляло строителей искать средства против этого. Хотя способ оставления пустыми всех или некоторых швов при кладке свода и быстрое, возможно одновременное его замыкание в отдельных частях дал при постройке целого ряда выдающихся сооружений вполне удовлетворительные результаты, однако эти последние возможны лишь при безусловно надежном грунте, при полной неизменяемости опор и кружал во время кладки, при тщательном произв дстве работ по кладке и раскружаливанию». Кроме того, после опытов общества австрийских инженеров и архитекторов на свод стали смотреть как на упругое тело, что предполагает однородность материала, между тем этому требованию очень трудно удовлетворить. «Уже давно, поэтому, начиная с Dupuit, были предложены другие средства, которые должны были дать в результате возможно меньшее отклонение равнодействующей внутренних давлений на швы от их средины; скашивание швов, прямолинейное или криволинейное продолжение их кнаружи с применением (или без) металлических шипов для устранения перемещений шарнирных камней, снабжение швов постоянными прокладками, допускающими передвижения требуемого вида; установка цилиндрических железных шарниров; введение временных железных шарниров, которые по раскружаливании удаляются, — вот средства, предложенные для устранения трещин и для надлежащей ориентировки кривой давлений». Обращаем внимание читателей на несовсем точную характеристику способа кладки, давшего «при постройке целого ряда выдающихся сооружений вполне удовлетворительные результаты». Для этого способа существенно не только оставление пустых швов, но главным образом усиленное трамбование порошкообразного раствора, уменьшающее последующую осадку, и кладка сегментами, уменьшающая деформации кружал, которые в пределах упругости материала неизбежны.

Неосновательна также оговорка относительно условий успеха при применении французского способа кладки, как безусловно надежный грунт, полная неизменяемость опор и кружал. Полная неизменяемость опор и кружал невозможна, а их безусловная устойчивость и прочность обязательны для всякого сооружения, в том числе и для

---

[1] Leibbrand. «Gewölbte Brücken», S. 41.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

мостов с шарнирами. Безусловная надежность грунта — требование несовсем понятное: если грунт не надежен, его надо укрепить или обойти, на что у современного инженера имеется достаточно технических средств.

Что касается незыблемости кружал, то именно французский способ кладки свода оказался настолько сильным средством, что допускает применение гибких арочных кружал (retrossèes); но вообще требование обязательно тщательного проектирования и исполнения кружал — есть требование относительное при постройке каменного моста, не исключая и трехшарнирного, так как при жидких кружалах появление трещин возможно и между шарнирами во время кладки свода.

Применение шарниров в своде в виде постоянного устройства, а не только для удачного раскружаливания, имеет за себя столь серьезные доводы, что не нуждается в умалении достоинств французского способа кладки сводов. Шарнирам, как усложнению конструкции, должно быть отведено именно то место в области каменных мостов, которое указано их изобретателем Dupuit: это — область больших пролетов и экономических размеров частей моста.

Заслуги Leibbrand'a от этого нисколько не умаляются. Устройство шарниров в каменных мостах в то время, когда к ним относились очень недоверчиво даже в применении к железным мостам (идея возникла еще у Понсле и Стефенсона), не могло не пройти стадии опытов над мостами малых пролетов; но и сам Leibbrand применил уже не раз шарниры к пролетам 50 *м*.

В настоящее же время шарниры применяются к мостам все бóльших и бóльших пролетов, согласно с идеей инженера Dupuit.

На конкурс моста через р. Неккар в Мангейме был представлен проект каменного моста, главный свод которого проектирован из клинкера, пролетом 113 *м*, с тремя шарнирами

Итак, применение шарниров фиксирует кривую давления в своде; ни деформации (упругие) при раскружаливании, ни понижение температуры не влияют на напряжение в частях свода. Отсюда определенность внутренних сил и возможность придать своду самые экономные размеры в зависимости от прочности материала, а через это возможность придать меньшие размеры устоям и быкам, что в свою очередь влечет за собою расширение поля применения каменных мостов и дает им возможность конкурировать в стоимости с мостами железными и железобетонными.

Простейшим типом шарнира в своде, примененного Leibbrand'ом временно, лишь при постройке и раскружаливании свода, является *свинцовая узкая прокладка*; по раскружаливании и устройстве надсводных частей моста шарнирные швы заделываются раствором.

Здесь весьма ясно выражается цель употребления шарниров, именно борьба с трещинами при кладке и при раскружаливании, так как позднейшая заливка шарнирных швов оставляет кривую давления под влиянием колебаний температуры, которыми пренебрегать нельзя, в особенности в мостах больших пролетов в малого подъема.

Leibbrand говорит по этому поводу следующее (стр. 48): «Несомненно было бы правильнее оставить швы окончательно открытыми, потому что при этом для различного вида нагрузок моста кривая давлений колебалась бы в узко-ограниченных пределах (ширины свинцовых листов), и в особенности потому, что напряжения от изменений температуры были бы почти вполне устранены; нельзя опасаться также, что толщина свинцовых листов при полной постоянной нагрузке моста могла бы чувствительно измениться при действии временной нагрузки; тем не менее свинец заделывался цементным раствором, чтобы на веки предохранить его от медленного разрушения».

Несовершенство этого типа шарнира очевидно. Если полоса имеет значительную ширину, например в $^1/_3$ длины шва по радиусу, то при осадке свода давление распространяется не на всю ширину полосы, а лишь на часть ее, как это не раз наблюдалось в мостах, построенных Leibbrand'ом. Например, в своде моста через Murr у Marbach'a шарниры по раскружаливании оказались в положении, изображенном на фиг. 136—138. Это представляет неудобство в смысле уменьшения расстояния между камнями, следствием чего является сокращение длины свода и соответственная его осадка, а затем и в смысле перемещения кривой давления от средины шва.

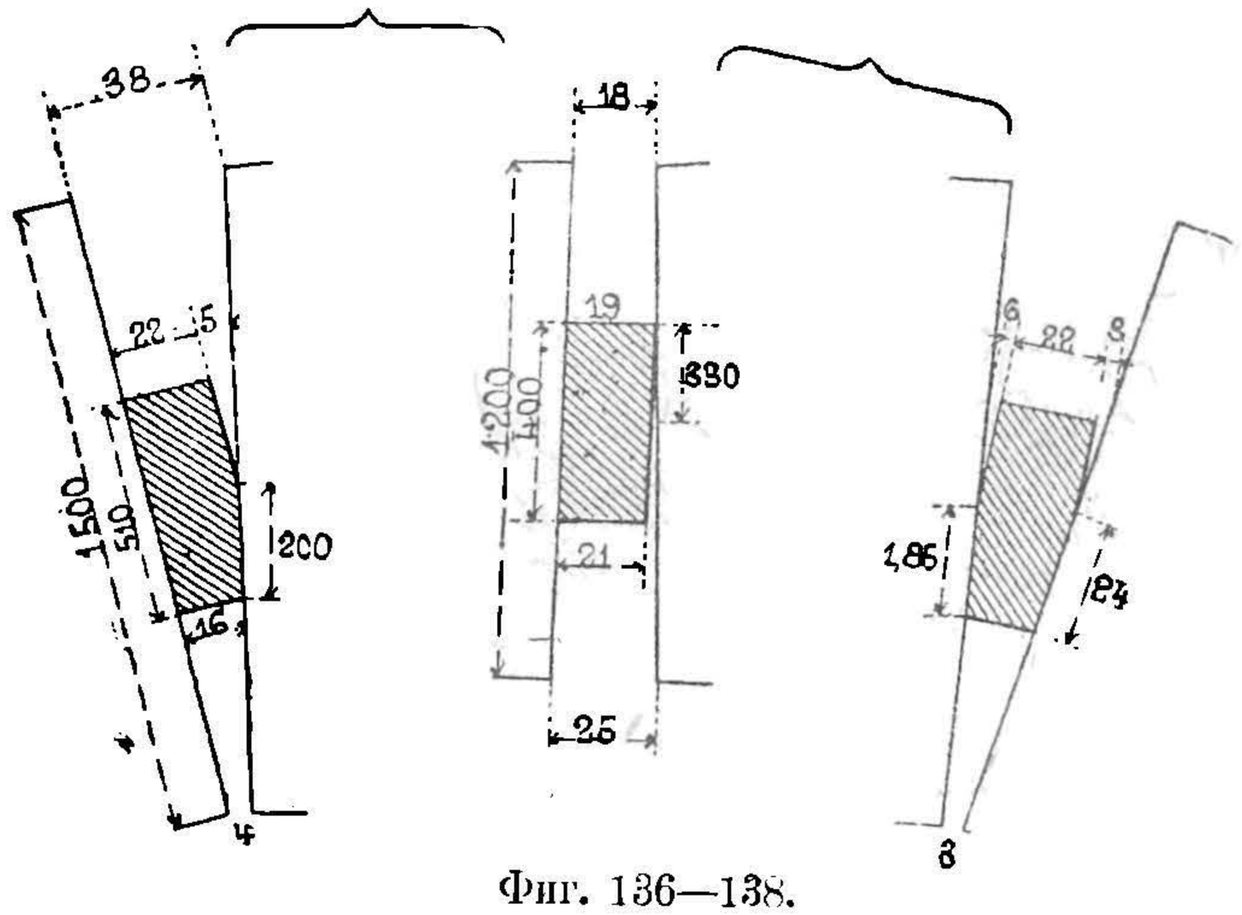
Свинец становится пластичен,[1] когда давление на него доходит до 250 *кг* и выше, хотя сдает уже при давлении 120 — 150 *кг/см*^{2}.

---

[1] Leibbrand. «Gewölbte Brücken», S. 44.

НБ УДУНТ (ДИТ)

По опытам для виадука у Kempten'a [1] пластинки свинца толщиною 8 *мм* начали растекаться лишь под давлением 425 *кг* (Мюнхенская лаборатория).



Фиг. 136—138.

По опытам Штуттгартской лаборатории (1885) пластинка толщиной 15 *мм* выдержала без деформаций давление 103 *кг/см* [1]. Пластинка из свинца с примесью 5% антимония при толщине 25 *мм* выдержала без деформации давление 413 *кг/см*[2].

На фиг. 139 (a, b, c) приведены подобные шарниры некоторых мостов.

В арке бетонного моста через Дунай у Munderkingen'a, построенного Leibbrand'ом в 1893 году, пролет которой равен 50 *м* при подъеме 1:10, шарниры в замке и пятах сделаны *стальными* на железных клепаных подушках (фиг. 140). Мост немного косой. Шарниры расположены в виде 12 пар в каждом пяте по его длине, равной 7,5 *м* (т. е. по ширине моста). Длина шарнира 0,5 *м*. Он состоит из двух стальных полос шириною 70 *мм* и толщиною 25 *мм*, обделанных с одной стороны по дуге радиуса 15 *см* и точно пригнанных друг к другу. Наибольшее напряжение в них доходит до 659 атм. (1 атм.— почти 1 *кг/см*[2]). Эти полосы подвижно укреплены на железных коробках, служащих подушками; последние имеют 50 *см* длины, 80 *см* высоты (вдоль шва по радиусу) и 23 *см* толщины. Передаваемое коробками давление на бетон доходит до 57 атм. Это допущено ввиду большого сопротивления призмы, когда давление воспринимается ею не на всей площади сечения (опыты Durand, Claye'я, Bach'a).

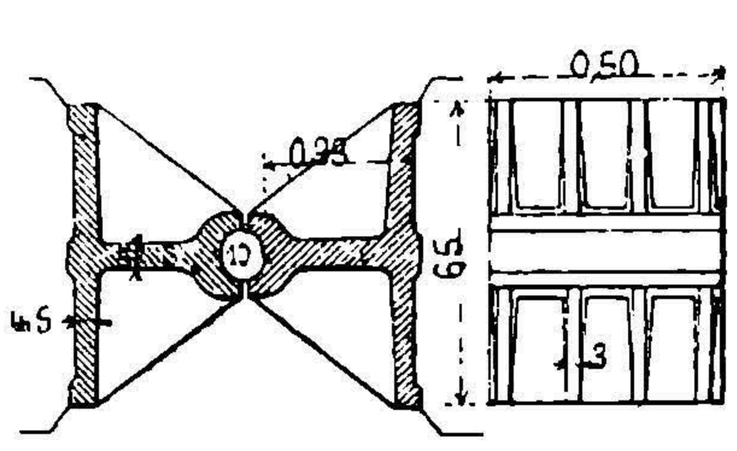


Фиг. 139.

Пятовые шарниры установлены на место перед формовкой свода; каждый шарнир весит 401 *кг*, из которых стали 16 *кг*. Коробки одного и того же шарнира были сболчены друг с другом, чтобы устранить временно их подвижность на шарнире. Замковый шарнир был также свинчен, установлен на место



Фиг. 140.



Фиг. 141.

[1] Die Illerbrücke bei Kempten im Algau. D. B. 1906, № 32.

НБ УДУНТ (ДИТ)

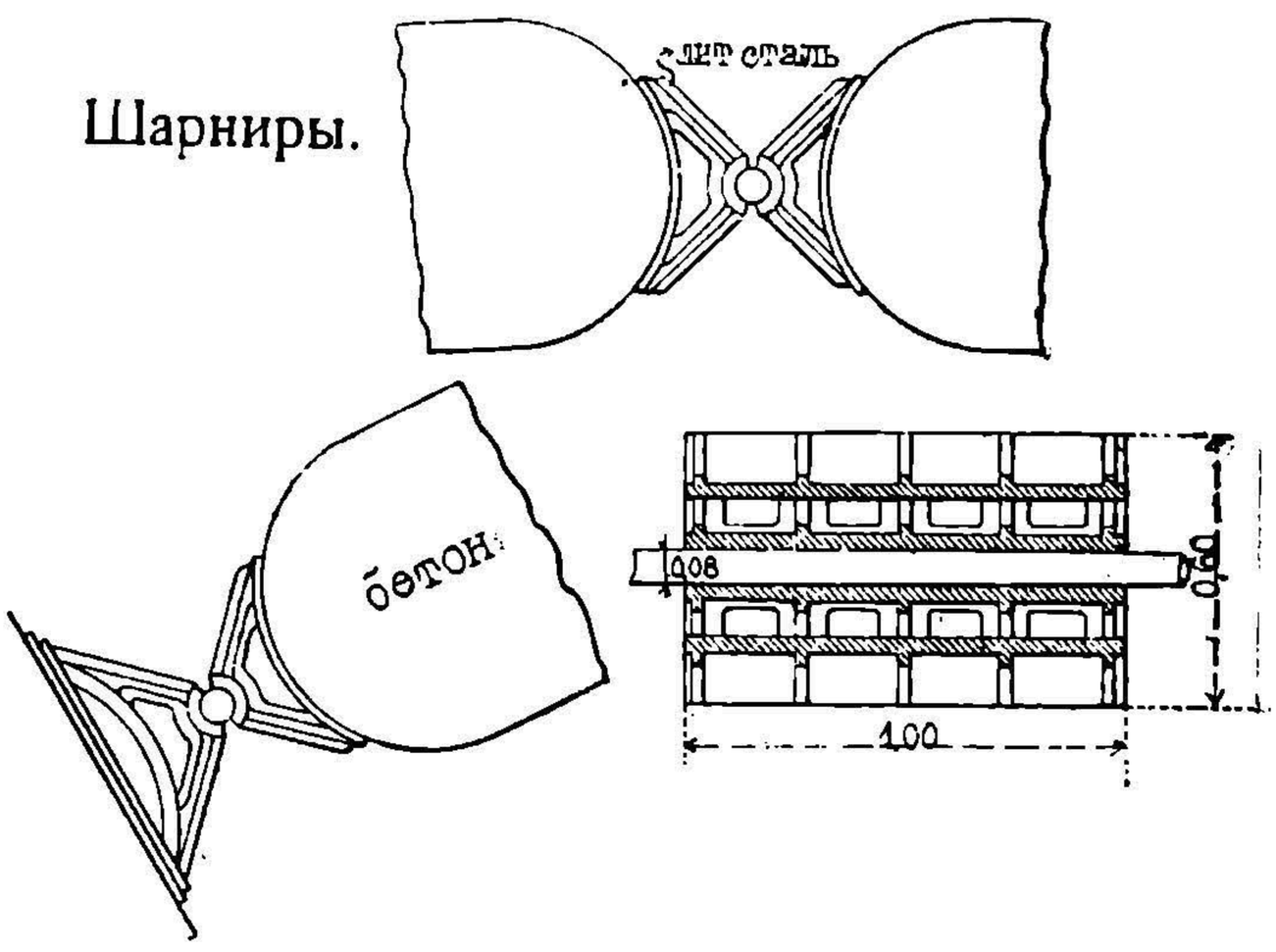
при помощи прикрепленных к опалубке брусьев и точно выверен при помощи железных клиньев. По замкнутии свода болты, соединяющие балансиры друг с другом, были сняты.

По раскружаливании, выждав прекращения осадки свода, шарниры были заделаны цементным раствором, чтобы охранить их от ржавчины, хотя, по мнению Leibbrand'a, было бы полезно оставить их открытыми, чтобы дать свободу деформациям свода от колебания температуры, которые по вычислениям строителя должны выразиться колебаниями замка вверх и вниз на величину 55 *мм*.

Тот же строитель для моста через Дунай у Inzigkofen'a, построенного из бетона в 1895 году, применил чугунные шарниры в виде (фиг. 141) постоянно действующего приспособления. Пролет моста 43 *м*, подъем 4,46 *м*. Ширина свода равна всего 3,6 *м* в замке и 4,6 *м* в пятах. Над замковым шарниром проезжая часть уложена на железе Зоре. Береговые концы проезжей части вместе с последней половиной свадика пазухи поддерживаются на подвижных опорах. Благодаря тому, что шарниры сделаны постоянными, своду можно было придать наименьшие размеры.

Толщина в пятах и замке равна 0,78 *м*, в шве перелома 1,10 *м*. Кривая давлений вычерчена для различного рода возможных нагрузок: толпа 400 *кг* на $м^2$, паровой каток весом 15 тонн, собственный вес моста, полное или одностороннее нагружение. Напряжения допущены 36,5 атм. на сжатие и 1 атм. на растяжение.

Шарниры.



Фиг. 142.

Пятовые шарниры были установлены на кружалах и на них закреплены. Шарнирные подушки снабжены четырьмя ушками для болтов, закрепляющих подушки в правильном положении при бетонировании. Перед раскружаливанием болты были удалены.

Подобные же шарниры, но из литой стали, поставлены в бетонном мосте через Doller бл. Burzweiler'a (фиг. 142), а также в мосте через Neckar у Neckarhausen'a.

Установка шарниров, как видели выше, имеет целью создать для кривой давления три точки, через которые она должна проходить. Свод с шарнирами и рассчитывается в этом предположении, которое было бы совершенно бесспорно, если бы в шарнирах не развивалось трение. Как велико влияние трения, — вопрос, который решается лишь опытным путем. Подобные опыты произведены французским инженером Tavernier[1] над стальными литыми подушками с стальным прокатным шарниром диаметром 70 *мм* и длиною 75 *мм*. Сопротивление металла — 65 *кг* на 1 $мм^2$.

Опыты произведены при нагрузке на диаметральную площадь шарнира 14,4 *кг*, 10 *кг* и 5,8 *кг* на 1 $мм^2$, причем поверхности трения были смазанные, полусмазанные и сухие.

Из опытов оказалось, что коэффициент трения равен:

для поверхностей хорошо смазанных. .	0,08
» » не вполне »	0,12
» » вполне сухих	0,18.

Более разнообразные опыты произведены Фепплем.[2] Шарнир, на котором он делал наблюдения, состоял из двух чугунных балансиров и стального цилиндрического шарнира диаметром 50 *мм*, длиною 400 *мм*. Шарнир ставился в гидравлический пресс, который нажимал на балансиры с силою до 60 тонн; на одном из концов шарнира

[1] Ann. des p. et ch. 1899, 3, p. 104.
[2] Föppl. «Reibung in Brückengelenken», Centralblatt der Bauverwaltung, 1901, № 32.

НБ УДУНТ (ДИТ)

(цилиндра) укреплялся рычаг, который нагружался до тех пор, пока шарнир не поворачивался. Опыты производились при поверхностях не смазанных и смазанных машинным маслом или мазью, тальком, стеарином, парафффином и смесями этих твердых веществ, дающих при больших давлениях весьма скользкие поверхности. Вот результаты:

Коэффициент трения:

1) без смазки при давлении Q от 5 до 20 тонн $f =$ от 0,235 до 0,216.
2) при смазке машинным маслом и при Q от 10 до 20 тонн $f = 0{,}191$ до 0,192.
3) при смазке машинной мазью и при Q от 10 до 30 тонн $f = 0{,}171$ до 0,148,

	при $Q =$	10 *т* —	30 *т* — 60 тонн:
4) при смазке тальком	$f =$	0,015 —	0,0064 — 0,0039.
5) при см. стеарином	$f =$	0,022 —	0,010 — 0,0050.
6) при см. смесью 1 ч. талька и 3 ч. стеарина	$f =$	0,011 —	0,0042 — 0,0033.
7) при см. парафффином	$f =$	0,0062 —	0,0036 — 0,0025.

Смазка делалась в подогретом состоянии смазывающего вещества, причем слой смазки имел толщину около 1 *мм*. При больших давлениях не вся смазка вытекала, оставалось еще до 0,1 *мм* и больше.

В сводах, когда шарниры запылятся и заржавеют, коэффициент трения должен быть, конечно, гораздо выше приведенных величин. Что касается смазки, то ее можно считать действительной лишь в первое время по постановке.

Это необходимо иметь в виду. Leibbrand ввиду трения в шарнирах увеличил толщину свода моста у Munderkingen'а до 0,78 *м* вместо предполагавшейся раньше 0,70 *м*. Инженер Таверньe предлагает определить момент трения и сообразно плечу его переместить шарнир так, чтобы кривая давления прошла через середину шва. Для этого шарнир в замке надо поставить на некоторое расстояние ниже средины шва, а в пятах — выше средины шва.

Чтобы предохранить шарниры от грязи и ржавчины, инженер Bourdelles предлагает[1] заделывать их в свинцовые рубашки с заполнением жирным известковым раствором, гудроном и т. п. полужидкими веществами. Инженер Tavernier предлагает наполнять оболочки тяжелыми массами (Annales, 1899, 3, p. 119). Трудно ожидать, чтобы эти предложения нашли осуществление.

В некоторых мостах шарниры с трением 1-го рода заменены шарнирами с трением 2-го рода; примеры показаны на фиг. 143. Для удержания шарнира от соскальзывания устраиваются шипы, как показано на чертежах; цилиндрические поверхности описаны разными радиусами.

Первый свой мост с свинцовыми прокладками-шарнирами Leibbrand построил в 1885 году, но еще в 1880 году инженер Köpke поставил шарниры в пятах трех арок железнодорожного моста у Langenhemmersdorf'a в Саксонии. Пролеты арок 13 *м*, подъем 3 *м*. Толщина сводов в замке 0,40 *м*, в пятах 0,60 *м*.

Шарниры устроены *из камней*, соприкасающихся по цилиндрическим поверхностям радиусов (фиг. 144). Нижний камень имеет стрелку 40 *мм*, верхний — 45 *мм*, радиусы обозначены на чертеже.

Köpke предположил,[2] что соприкасание камней происходит по ширине от 25 до 14,4 *см*, в зависимости от чего наибольшее давление определено в 12,87 атм.

Из того, что свод имеет всего два шарнира, можно предположить, что Köpke преследовал здесь исключительно предупреждение появления трещин.

Шарниры, устроенные Köpke без предварительных опытов на сопротивление цилиндрически обделанных камней, надо признать смелыми. Но опыт постройки дал удовлетворительные результаты, и тот же тип шарниров применен[3] в 1894 году для железнодорожного моста под четыре колеи на линии Dresden-Altstadt. Мост имеет шесть пролетов от 15 до 31 *м*. построен из бетона.

Конструкция шарниров показана на фиг. 145. Шарниры состоят частью из искусственных (бетонных) камней, частью из естественных (песчаник).

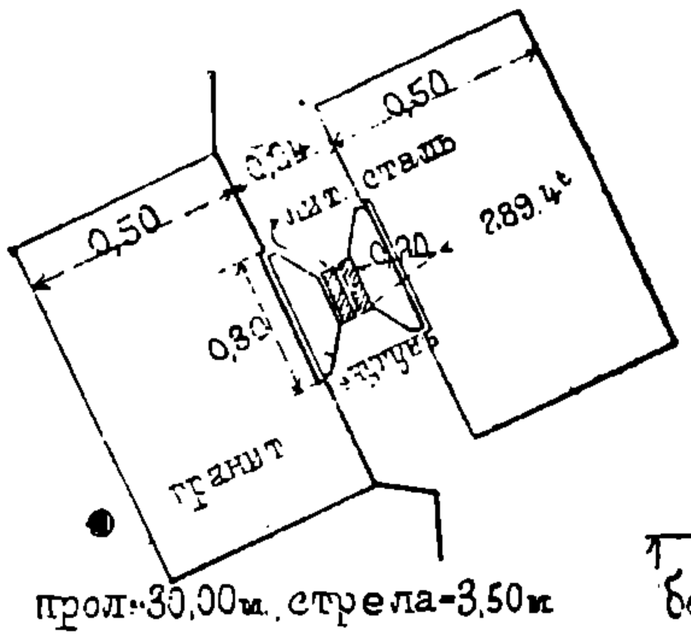
Каменные же шарниры *из гранита* применены Leibbrand'ом в 1896 г. в бетон-

---

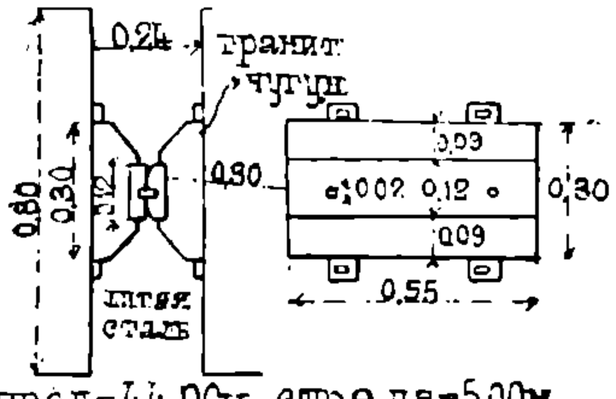
[1] Annales des p. et ch, 1898, 3, p. 51.
[2] Leibbrand. «Gewölbte Brücken». 1897. S. 43.
[3] Idem. S. 73.

НБ УДУНТ (ДИТ)

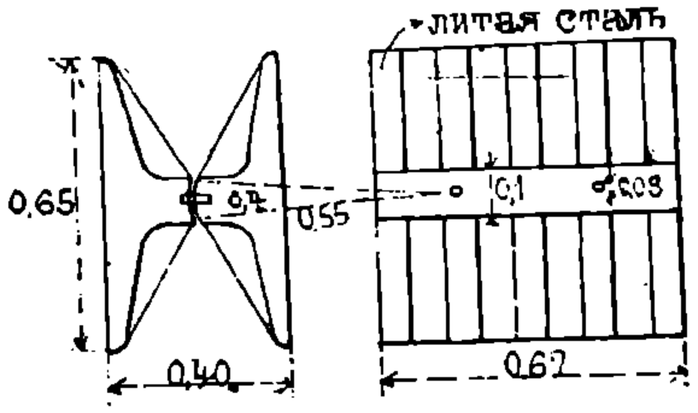
Мост чер. Неккар
в Тюбингене
Длина одного шарнира
700 мм.

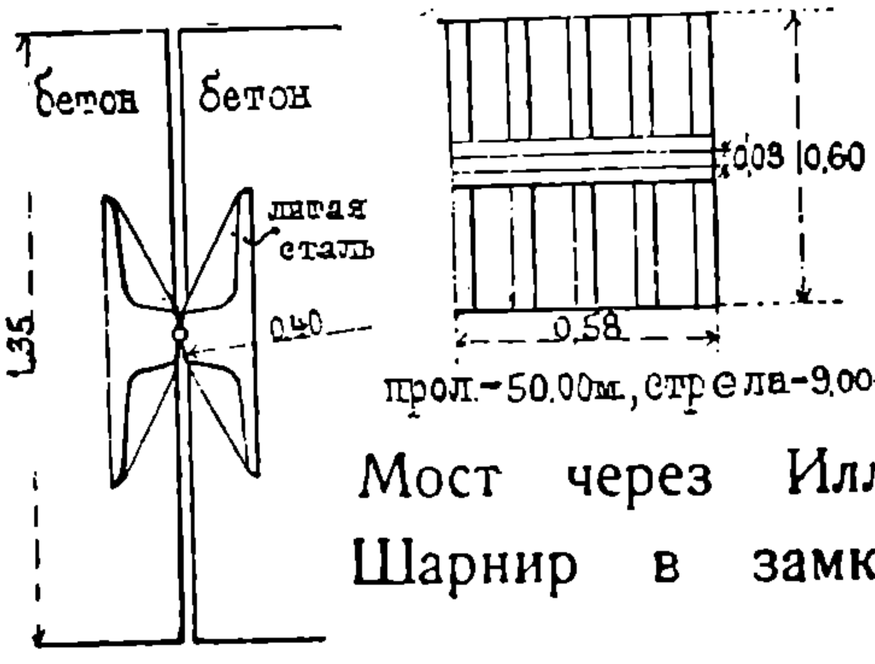


Мост Максимилиана
в Мюнхене



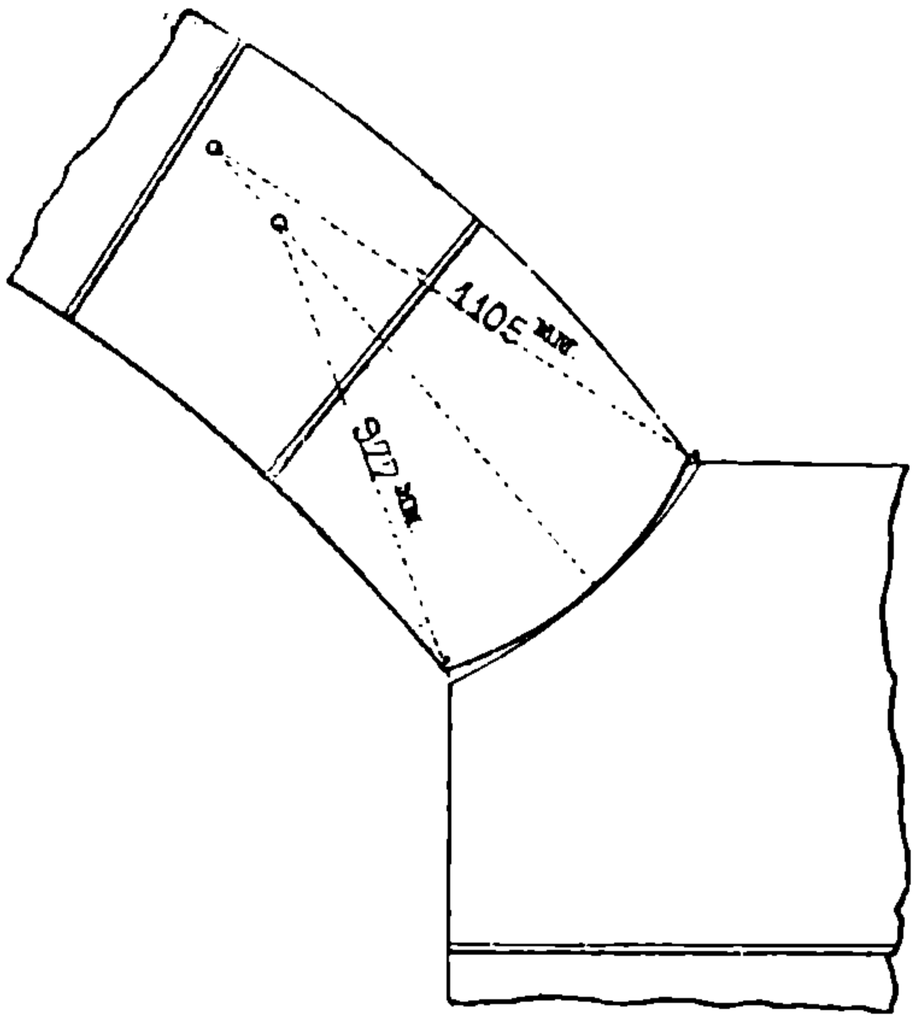
Мост в Ульме
Шарнир в замке.



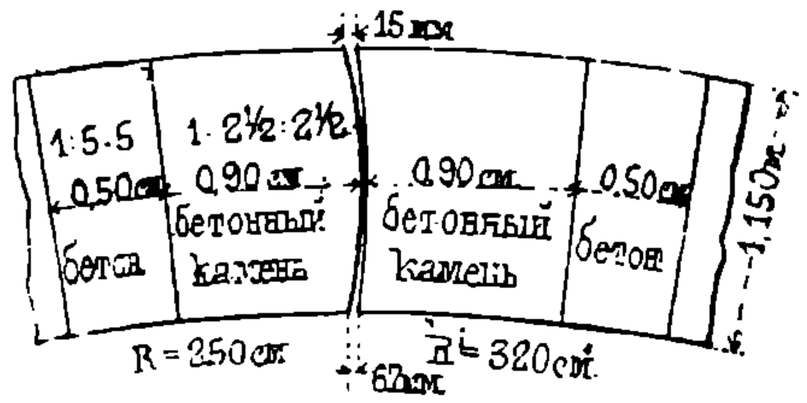


Мост через Иллер
Шарнир в замке

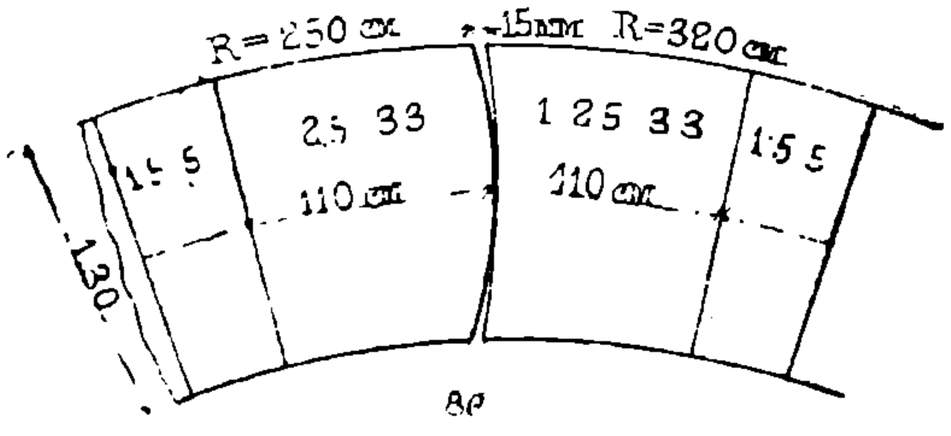
Фиг. 143.



Фиг. 144.



В ПЯТАХ



Фиг. 145.

ном мосте через Eyach близ Imnau. Отверстие моста 30 *м* (фиг. 146). Стрелка 3,00 *м*. Ширина моста в замке 2,50 *м*, в пятах 3,50. Проезжая часть имеет ширину 4,00 *м* (тротуары на весу).

Толщина свода в замке 0,45 *м*, в пятах 0,50, в швах перелома 0,80.

Бетонные устои моста, имеющие ширину 5,40 *м*, длину 5,50 *м* (по продольной оси моста), заложены на левом берегу на свайном основании из 41 сваи, толщиною

НБ УДУНТ (ДИТ)

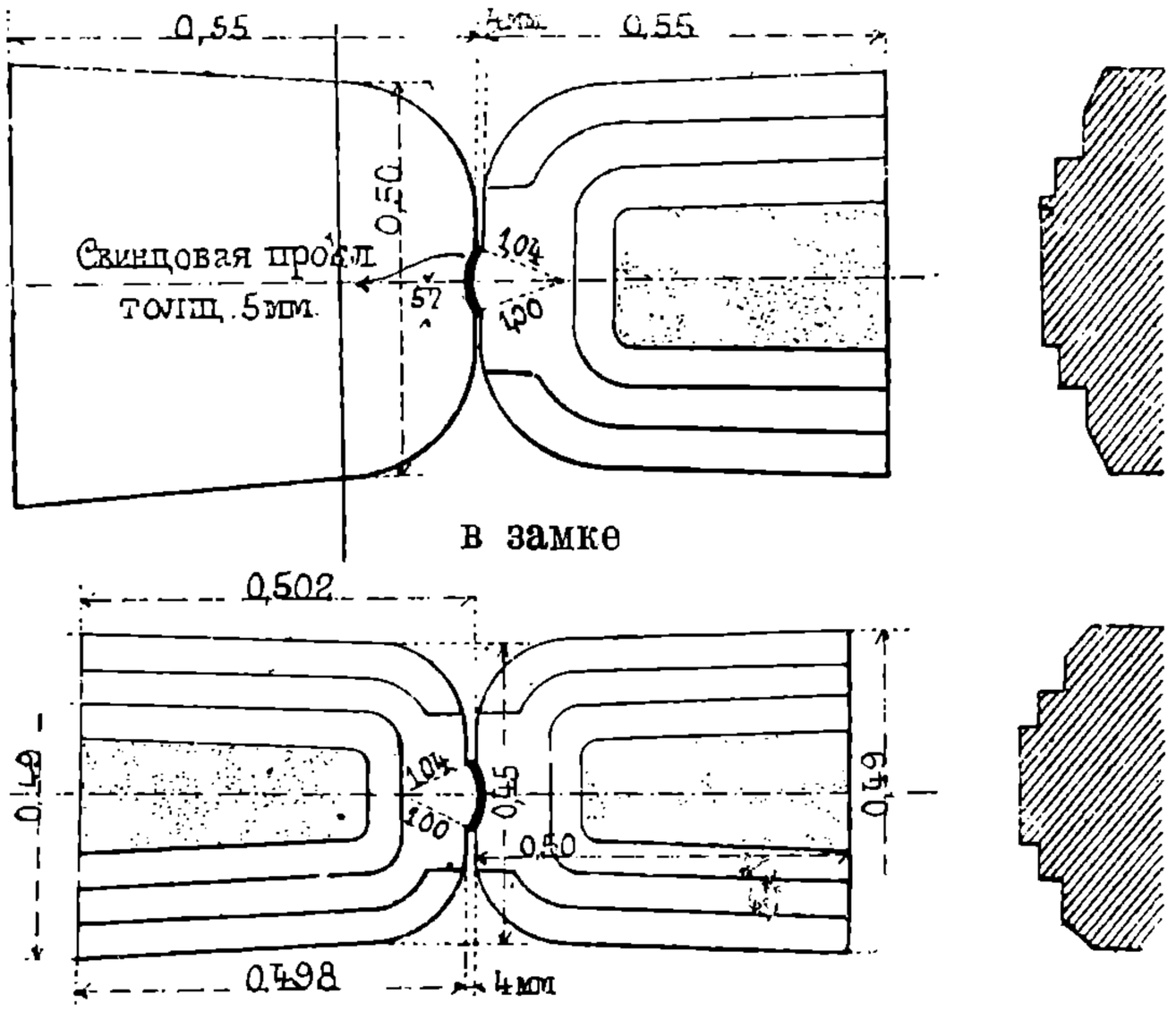
25 *см*, длиною 4 *м*, на правом — непосредственно на скале. Напряжение на ненадежную скалу не превосходит 2,2 атм.; давление на сваю — 15 тонн.

Шарниры поставлены в пятах и в замке. Камни снабжены цилиндрическими отполированными поверхностями шириною 10 *см*, между которыми проложены свинцовые листы толщиною 5 *мм*. Между свинцовыми листами и камнем проложены медные листы для предупреждения проникания свинца в поры камня.[1]

Напряжения бетона допущены на сжатие 34 *кг*, на растяжение — 4 *кг*.

Сопротивление разрыву через 7 дней на образцах было около 15 *кг*, через 28 дней — около 24 *кг*.

Раскружаливание произведено через 24 дня. Осадка в замке при раскружаливании 15 *мм*, которая через 10 дней дошла до 28 *мм*. Устой, основанный на сваях подался на 1,4 *мм* с верховой стороны и на 0,2 *мм* — с низовой. Другой устой с верховой стороны не дал перемещений, с низовой же таковое обнаружено в размере 0,5 *мм*.



Фиг. 146.

Для выяснения работы каменных шарниров были произведены Бахом и Фепплем соответственные опыты, которые показали, что:

Временное сопротивление скалыванию гранита для расчета ширины гранитного цилиндрического выступа равно 77.6 *кг* на *см*². Временное сопротивление раздроблению образцов $6 \times 6 \times 6$ *см* — 1006 *кг*; врем. сопротивление на изгиб бруска 150×150 *мм* длиною 1 *м* около 90 *кг/см*²; на разрыв — 45 *кг*.

Феппль производил исследования над шарниром в натуральную величину по проекту моста imnau. Толщина шарнирных камней (по оси шарнира) взята 0,25 *м*. Площадь шарнирной свинцовой прокладки равна $10 \times 25 = 250$ *см*². Свинец выдерживал давление (при толщине листа 3 *мм*) до 94 тонн, т. е. 376 *кг* на *см*² без вытекания, а как упругое тело; при этом площадь касания не занимала всей площади свинцовой прокладки, следовательно давление еще выше. Между свинцовыми листами и камнем прокладывались медные листы толщиною 0,1 *мм*, или латунные 0,08 *мм*.

Шарнирные камни моста имеют длину по оси шарнира 0,50 *м*. Давление на всю ширину моста в замке (2,5 *м*) равно при невыгоднейшем загружении 350 тонн. На 1 *см*² давление в шарнире равно, поэтому, $\frac{350000}{5 \cdot 50 \cdot 10} = 140$ *кг*.

В 1904 году построен[2] трехпролетный бетонный мост через р. Lenn в Halden'e. Средняя арка имеет пролет 25 *м*, каждая из боковых по 18,5 *м*. Арки с тремя шарнирами, причем в крайних пролетах шарниры в виде свинцовых полос, в среднем же шарниры бетонные по системе Körke (фиг. 147.)

Подъем средней арки 2,75 *м*; толщина свода в замке 0,50 *м*, в пятах 0,50 *м*, в шве перелома 0,67 *м*. Наибольшее напряжение в бетоне 25,6 *кг* в своде, 60 *кг* в шарнирах. Временное сопротивление бетона в своде через 28 дней 172 *кг*, в шарнирах 300 *кг*. Временная нагрузка в виде 20-тонного катка или толпы людей 500 *кг* на 1 *м*².

Состав бетона для шарниров 1 : 2 : 2; смешивание машинное. Содержание воды было взято такое, чтобы по окончании трамбования бетонная масса была немного пластична. Трамбование бетона производилось весьма тщательно слоями по 10 *см*, желез-

[1] «Zeitschrift für Bauwesen» 1898, Heft I — III.
[2] «Deutsche Bauzeitung» 1905, № 12. «Mitteilungen über Zement und Betonbau».

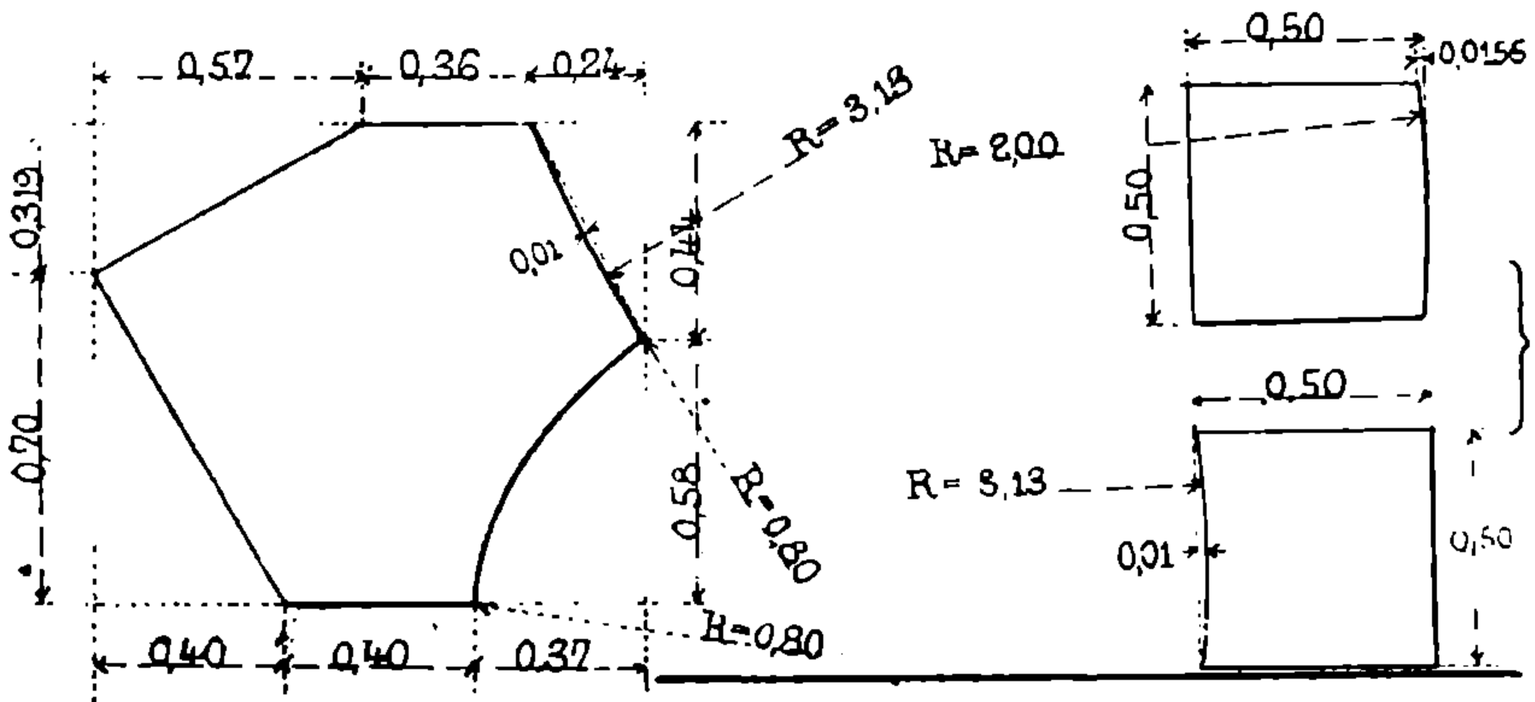
НБ УДУНТ (ДИТ)

ными трамбовками, причем по каждому месту слоя давалось по 12 ударов. Ввиду ограниченности средств пришлось отказаться от чугунных форм для цилиндрических поверхностей шарниров; вместо чугуна употреблен гипс, причем для каждого камня делалась новая форма. От каждой замешки бетона брались образцы для испытания в виде кубиков 0,30 *м* в ребре. Испытания дали через 28 дней сопротивление 360 *кг*, через 100 дней, в каком именно возрасте шарниров был раскружален свод, сопротивление равнялось 360 — 400 *кг*.

При возрасте 125 дней были произведены опыты на раздробление образцов при помощи чугунной подушки с цилиндрической выпуклой поверхностью радиуса 3 *м*, шириною 6 *см*. При давлении 125 тонн камень раздробился по всей высоте, что соответствует напряжению около 700 *кг* на 1 $см^2$ площади соприкосновения.

Для устранения неровностей поверхности касания шарниров был проложен между камнями свинцовый лист толщиною 2 *мм*, шириною 250 *мм*, который отделен от камней латунными листами толщиною 0,08 *мм*.

Действие бетонных шарниров оправдало ожидания. Так как при раскружаливании не имелось возможности делать точные измерения, то ограничились наложением на открытые концы шарнирных швов гипсовых полос. При раскружаливании в замке верхняя полоса раздробилась, а в нижней образовалась волосная трещина. В пятах никаких вращений не обнаружено. Осадка свода в замке при этом была 14,5 *мм*.



Фиг. 147.

Так как каменные шарниры дешевле металлических, менее подвержены действию погоды и более соответствуют общему виду моста, то вопрос о сопротивлении камня в шарнирах типа Кёрре заслуживал внимания.

Гранитные шарниры рассчитываются ныне по формулам теории Герца. Если один камень цилиндрической круговой поверхностью опирается на другой камень с плоскою поверхностью касания, и если

P — полное давление одного камня на другой,
l — длина цилиндрической поверхности,
r — радиус круга цилиндрической поверхности,
b — ширина полосы касания камней,
α — коэффициент удлинения $= \frac{1}{E}$, где E — коэфф. упругости,
σ — напряжение материала в месте касания,
m — Пуассоново число,

то по теории Герца:

$$b = 4\sqrt{\frac{2}{\pi}\,\alpha\left(1-\frac{1}{m^2}\right)\frac{P}{l}\,r}\,. \qquad (1)$$

$$\sigma_{max} = \frac{4P}{\pi \cdot bl}\,. \qquad (2)$$

Исключая из этих уравнений b, получим формулу:

$$P = (\sigma_{max})^2\, 2\,\pi\alpha\left(1-\frac{1}{m^2}\right) lr \qquad (3)$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

по которой по данным a и m и допускаемому σ_{max} часто определяют допускаемую нагрузку P.

Опыты Баха[1] имели целью проверить безопасность употребления этой формулы.

Он испытал 9 пар камней вида по фиг. 148 из гранита

при $r = 250$ *мм*, 1000 *мм*, и 3750 *мм*;
$a = 300$ *мм*, $l = 200$ *мм*, $h = 350$ *мм*

и три цилиндра того же гранита высотою 800 *мм*, диаметром 250 *мм*.

При испытании шарниров определялась площадь соприкасания при различной величине нагрузки и разрушающий груз; по цилиндрам определялись коэффициенты упругости.

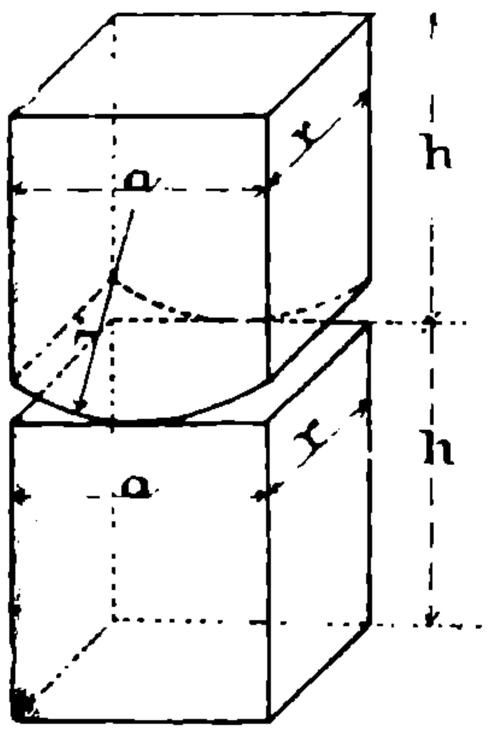
Первая пара шарниров $r = 250$ *мм* разрушилась при давлении 100 *т*.

при $P = 10$ *т* ширина b пл. касания $= 4{,}2$ *мм* — $\sigma_{max} = 1516$ *кг/см²*,
$P = 50$ *т* » » » $= 9$ » — » $= 3537$ »
$P = 95$ *т* » » » $= 13{,}5$ » — » $= 4463$ »

σ_{max}, значения которых выше написаны соответственно P, определены по формуле (2).

Найдено, что $\alpha = \frac{1}{326000}$; принимая $m = 3$, получим по формуле (3) величины σ_{max} соответственно 1078 *кг*; 2411; 3324 *кг/см²*.

Эти величины весьма недостоверны вследствие принятых величин σ и m. По определенные по измеренным площадям касания из форм. (2) величины наибольших напряжений еще больше, чем полученные по формуле Герца. Это преувеличение объясняется не сплошным касанием камней, а по площади в виде островков.



Фиг. 148.

По уравнению (1) площади касания пропорциональны корню квадратному из силы давления, при α и m постоянных; имеем

$$\sqrt{100\ 0} : \sqrt{50000} : \sqrt{95000} = 1 : 2{,}24 : 3{,}08;$$

полученные же ширины площадей относятся как

$$4{,}2 \quad 9{,}0 \quad 13{,}5 = 1 : 2{,}14 \quad 3\ 21,$$

что должно быть признано удовлетворительным в смысле согласования.

Три цилиндра дали коэффициент упругости 357.000, 402.000 и 255.000, в среднем 357.000 *кг/см²*.

На основании полученных результатов Бах делает следующие заключения:

1) Опыты подтверждают зависимость между шириной поверхности касания и грузом P, выражаемую уравнением (1).

2) Данные опытов на разрушение над гранитом не подтверждают герцовскую зависимость между P и r (уравнение 2).

Подобные же заключения можно сделать и из других произведенных опытов, например Берлинской лаборатории, Дрезденской, Парижской.

В таблице на стр. 79 приводим данные о некоторых мостах с шарнирами.

На основании данных о существующих мостах можно прийти к заключению, что для мостов под обыкновенную дорогу толщина сводов с тремя шарнирами на 9—15% меньше, чем для сводов без шарниров.

Что касается характерных размеров шарниров, то наблюдается следующее:

Свинцовые пластинки чаще берутся толщиною 20 *мм*, но в мостах под железную дорогу Kempten и Garching — 8 *мм*.

Ширина пластинки составляет около $^1/_3$—$^1/_5$ длины шва.

По ширине моста пластинки имеют длину 1—1,45 *м*, укладываются с интервалами в 10 *см*.

Стальные катучие шарниры в виде вкладышей в чугунные подушки (Elise) имеют радиус выпуклой поверхности 30 *см*, вогнутой — 300 *см*.

Ширина вкладыша 12 *см*; ширина подушки 30 *см*.

---

[1] Bach «Versuche mit Granitequadern zu Brückengelenken» «Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure». 1903, I, S. 1439.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 1. — **Мосты, имеющие своды с тремя шарнирами.**

Наименование моста	Год сооружения	Под какую дорогу	Пролет по шарн. *м*	Пологость	Толщина свода		Какой шарнир и давление в нем в *кг/см²*
					в замке	в пяте	
Marbach .	1887	об. д.	32	1:10,3	1,2	1,5	Врем., свинцов. пласт. 55.
Kempten (боковая)	1906	ж. д.	17,6	1:3,4	0,7	1,15	Пост., свинц. пласт. 48.
Garching	1908	»	38,55	1:5,3	1,1	1,75	Пост., свинц. пласт. 80.
Maximilien (Мюнхен)	1905	гор.	44	1:8,97	0,8	1,18	Стальной катучий; напр. 3241, в камне 96.
Elise (на Дунае)	1907	об. д.	43,5	1:9,9	0,95	1,20	То же; 2817; 125.
Göhren	1904	»	60,6	1:8,9	1,10	1,20	Катучий гранит. 3850 *кг* на 1 *см* длины шарн.
Chemnitz	1900	ж. д.	43,1	—	1,10	1,25	То же; 3510.
Sauvage (Мозель)	1907	об. д.	34	1:8,3	0,7	0,8	Катучий бетон. 1500.
Grävenеck . .	1912	»	48,4	1:6,2	0,6	0,75	Жел. бет. катуч. 1680.
Morbegno	1903	ж. д.	66	1:7	1,5	2,2	Стальной на жел. коробке; на 1 п. *см* дл. 6000 *кг*.

Для катучих гранитных шарниров радиус выпуклой поверхности имеет величину от 100 до 1000 *см*; чаще около 300 *см*; радиус вогнутой поверхности мало отличается от предыдущего, примерно на 60—70 *см*. Для бетонных радиусы колеблются в разных мостах мало: около 250 и 320 *см*.[1]

15. Парные своды. — Каменные мосты отличаются большим собственным весом; своды их работают, главным образом, на поддержание постоянной нагрузки. Временная нагрузка составляет 5—10% от полной нагрузки. Например, для моста через Москву-реку, при весьма облегченной конструкции пролетного строения длиной 40 *м*, временная нагрузка составляет всего 11% от полной.

Чтобы построить мост наиболее экономно, нужно довести до минимума его массу. Если это требование предъявить к своду, то, казалось бы, его можно удовлетворить уменьшением толщины свода за счет применения для его кладки более прочного материала. Но более подробное изучение вопроса приводит к заключению, что эта мера не действительна.

При проектировании моста Boucicaut с пролетом 40 *м* и пологостью в $^1/_8$, инженер Tourtay нашел, что при толщине свода в замке 1,5 *м*, наибольшее напряжение в замке равно 25,3 *кг/см²*, в пятах 38,4. При уменьшении толщины в замке до 1,05 *м* наибольшее напряжение в замке повысилось лишь до 27,2, а в пяте до 38,5 *кг/см²*. А если принять во внимание, что колебания температуры во втором случае дадут чувствительно меньшие напряжения, то увидим, что уменьшение толщины в данном случае не увеличило напряжения, а наоборот — уменьшило их.

Дальнейшее уменьшение толщины свода может в конце концов дать возрастание напряжений, но здесь мы встречаемся уже с границами наименьшей толщины свода, безопасной в отношении устойчивости формы его. Если бы для моста Boucicaut взять толщину в замке 0,5 *м*, то напряжения увеличились бы значительно, но такая толщина составляет 1 : 80 пролета и соответствует значению коэффициента α в формуле Séjourné 0,06; ни одного моста с таким коэффициэнтом *a* не существует пока, наименьший 0,10. Для моста Boucicaut принята толщина 1,05 *м*, т. е. $\alpha = 0{,}12$, что уже достаточно смело.

Инженер Séjourné нашел другой путь для сокращения объема моста. Не нужно давать свод и опоры моста сплошными во всю ширину проезжей части моста с тротуарами. Тротуары можно сделать на весу, а под проезжим полотном оставить две параллельные полосы моста, удалив среднюю часть его. Мост des Amidonniers в Тулузе имеет тротуары по 4,4 *м* и проезжее полотно 13,2 *м*; полная ширина полотна 22 *м*; оно поддерживается двумя параллельными сводами шириною 3,25 *м* каждый, с просветом между ними 10 *м*. И каждый из быков моста состоит из двух отдельных не-

[1] О железобетонных шарнирах и о расчете шарниров см. наш «Курс железобетонных мостов» 5-е изд. 1931 г., стр. 222 и след.

НБ УДУНТ (ДИТ)

больших массивов. Таким образом из полной ширины свода оставлено лишь около 0,3, остальное удалено. Часть полученной экономии израсходована на устройство проезжей части на системе железобетонных балок, но все же в общем мост обошелся дешевле на 26%. Люксембургский мост такой же системы дал 16% экономии.

Что касается ширины каждого из парных сводов, то Séjourné считает, повидимому, пределом $^1/_{14}$ пролета, не меньше. Здесь интересно припомнить, что железнодорожный Gutachbrücke при пролете 64 *м* имеет ширину свода по замку 4,2 *м*, т. е. $^1/_{15}$ пролета, но щекам его придан уклон $^1/_{30}$, причем в пятах ширина получается 5,4 *м*, т. е. больше $^1/_{12}$. Железнодорожный мост через Прут у Яремши при пролете 65 *м* имеет ширину в замке 4,5, т. е. 1 ; 14,4. Мост в Константине (Алжир), построенный в 1912 г., при пролете 68,8 *м* имеет ширину парных сводов по 4,12 *м*, что составляет 1 16,7 пролета. Наконец мы видим, что в мосту Villeneuve при пролете 96,9 в свету каждая из двух бетонных арок имеет ширину 3,03 *м*, т. е. 1 : 32; при раскружаливании при помощи домкратов замечено было уклонение арок в сторону, которое регулировалось действием домкратов. Принять это последнее отношение для каменных мостов с обычным способом раскружаливания было бы рискованно без проверки опытами.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ТРЕТЬЯ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

§ 6. ИЗЫСКАНИЯ И ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТВЕРСТИЯ МОСТА

16. Быт реки. Река получает свою воду из *горных источников*, порождаемых таянием снегов и ледников; из *ключей* постоянных и перемежающихся, расположенных на пути речного потока; из *атмосферы* в виде осадков, стекающих по склонам бассейна; из *притоков*. Часть получаемой воды река теряет на своем пути через испарение и просачивание в грунт ложа.

Количество воды, как поступающей в реку, так и теряемой ею, представляет собою величину весьма переменную с течением времени и переменой места. Поэтому *расход* реки в данном ее сечении, т. е. количество воды, протекающее в секунду, есть величина переменная; в разных сечениях реки расход тоже различен.

Соответственно изменению расхода в данном сечении реки меняется и *горизонт воды* в реке: с увеличением расхода уровень повышается, с уменьшением — понижается. Водное состояние реки характеризуется в общих чертах прежде всего уровнем воды в ней. В этом отношении различают:

1) *Меженнее состояние*, при котором река не несет воды, поступающей вследствие дождя или массового таяния снегов. В этом состоянии река течет бо́льшую часть своего времени. Меженний горизонт является для реки как бы нормальным горизонтом. Но уровень воды в реке постоянно колеблется на бо́льшую или меньшую величину, и меженний горизонт колеблется. Для характеристики реки важно знать *нормальный* меженний горизонт, т. е. *средний* меженний горизонт, полученный из наблюдений на протяжении ряда лет. Для строителя моста меженний горизонт важен как такой горизонт, при котором будет производиться большая часть работ по постройке моста. Глубина заложения оснований считается от меженнего горизонта; перемычки возвышают на ту или другую величину над меженним горизонтом; обрезы фундаментов располагают на уровне этого горизонта или несколько ниже.

Затем следует знать *самый низкий* горизонт за ряд лет, чтобы с ним сообразовать расположение деревянных частей сооружения (свай). Деревянные части постоянных мостов должны всегда находиться в воде; при этом только условии обеспечивается их вечность. Так как нельзя предполагать, что в будущем горизонт никогда не опустится ниже наблюденного, то все эти горизонты следует считать условными и располагать части с запасом на понижение уровня; запас устанавливается в зависимости от длительности наблюдений от 0,2 до 1 метра.

2) Состояние *паводков*, в которое переходит река во время обильного притока дождевой или снеговой воды. С паводками также приходится считаться при производстве работ; перемычки должны возвышаться настолько, чтобы котлован не был залит во время паводка; строительные материалы и прочее должны располагаться на берегу вне уреза воды в паводок.

3) *Половодье*. Это такое состояние, когда река получает самое большое количество воды, например весной, во время таяния скопившихся за зиму снегов. В половодье большинство рек выходит из берегов и широко разливается, заполняя так называемые *поймы*. Наиболее важное значение для нас имеет определение наивысшего горизонта реки в половодье за целый ряд лет, чтобы установить наибольшее количество воды, которое надо будет пропустить в отверстие моста, без всяких отрицательных последствий как для моста, так и для реки и ее берегов, а также и для условий судоходства.

Из высоких горизонтов следует различать наивысший *исторический* горизонт, который получен за все время наблюдений (иногда сотни лет), и наивысший *расчетный* горизонт, который может случиться за период существования моста и с которым

НТБ УАДИТ (ДГТУ)

надо считаться при возведении моста. По техническим условиям проектирования магистралей (1931 г.) для определения отверстия моста берется такой высокий горизонт, который может повторяться в определенные промежутки времени, а именно:

а) для мостов каменных, бетонных, железсбетонных и металлических период повторяемости горизонта принимается для рек внекатегорных и 1 и 2 категории — 25 лет; для остальных категорий 20 лет; уменьшение расхода при этом против в. и. г. должно быть не более 15—20%.

б) Для мостов деревянных для рек 1 и 2 категории — 12 лет, для остальных рек 10 лет. Уменьшение расхода при этом против в. и. г. должно быть не больше 25—30%.

Если нет данных для выделения расчетного горизонта по срокам повторяемости, то берется расход для наивысшего исторического горизонта и уменьшается на число процентов, указанное выше.

Рекомендуется все же проверять глубину размыва при высшем историческом горизонте и, если она окажется угрожающей, увеличить отверстие моста.

Для рек гористых мест наибольший расход могут давать ливни, так как благодаря крутым скатам, большим уклонам долин, водонепроницаемости грунта, вода быстро собирается в ручьи и быстро повышает горизонт воды в притоках реки и в самой реке. Паводки горных рек не продолжительны: двое, трое суток. Характерной чертой горных рек является отношение между расходами в паводок и в межень. Расход в паводок до 4000 раз может превышать расход в межень.

Что касается равнинных рек, текущих большею частью в бассейнах с водопроницаемым грунтом, то здесь ливни не дают резких подъемов воды, так как бо́льшая часть осадков уходит в почву и течет там по водоносным слоям довольно медленно. Река Сена, например, дает отношение расхода половодья к расходу в межень от 50 до 100. В России же при быстром таянии снегов и мерзлом грунте, не пропускающем воды, половодье наступает иногда очень быстро с весьма резким подъемом воды. Так для рек, текущих с юга на север — Тобол, Ишим, Иртыш — расход при высокой воде в 200 раз больше меженнего. Ока имеет этот коэффициент от 50 в низовьях до 100 в верховьях. Волга от 10 до 20.

Зимой вода в реке на поверхности замерзает; течение происходит под льдом. Лед подымается или опускается в зависимости от увеличения или уменьшения расхода. Если он при этом примерзает к частям сооружений, находящихся в реке, например к опорам моста, то он давит на них своим весом при понижении горизонта или приподымает их давление воды снизу и может даже сорвать сооружение. Если вода подымается в реке настолько, что лед оторвется от берегов, то он получает подвижность под действием течения или ветра и напирает в таких случаях на речные сооружения. Этот момент в некоторых случаях может оказаться опасным для мостов. Таким сбразом состояние и положение ледяного покрова реки имеют большое значение в мостострсении. В этом отношении следует отметить: горизонт *ледостава*, который обычно происходит в межень и дает возможность установить самый низкий горизонт ледохода, знание которого может определить нижнюю границу ледореза; затем горизонт *самого высокого ледохода*, имеющего достаточную мощность, чтобы считаться с ним при определении верхней границы ледореза. На Волге близ Саратова ледоход отмечается при таких горизонтах высокой воды, с которыми считаться не приходится, так как по своей силе такой ледоход не препятствует открытию навигации, а значит не представляет для моста заметного фактора. Во многих случаях большое значение должен иметь *наивысший горизонт первой подвижки* льда, первого его натиска на мост сплошным фронтом.

Вот описание явления у моста через р. Оку под г. Муромом.

Горизонт льда при первых подвижках бывает около 2 *м* выше наинизшего уровня воды. Первая подвижка была небольшая. Вторые подвижки, более значительные, имели место через 1,5 — 2 суток. Двигалось огромное ледяное поле во всю ширину реки, охватывая мост. Мост разрывал лед на две части, нижняя уходила вниз по реке, верхняя же, упершись в быки моста (пролеты 127 *м*), временно задерживалась, ломаясь на куски в течение следующих дней, пока не истрачивалась вся.

В отношении условии прохождения льда по реке необходимо иметь в виду возможность образования *заторов* вследствие постройки моста. Это явление нередко возникает и благодаря естественным причинам.

Оно состоит в следующем. Льдины, встречая на своем пути препятствия, останавливаются и задерживают следующие, которые, напирая на передние, либо натро-

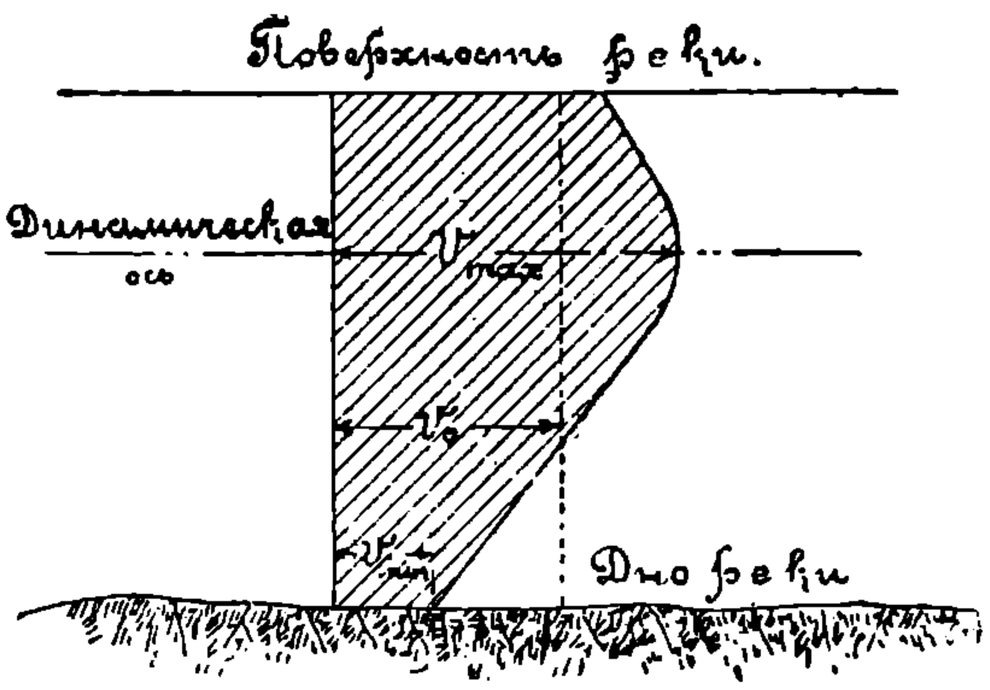
НБ УДУНТ (ДИТ)

можлаются поверх их, либо подплывают вниз; в том и в другом случае ледяная масса растет в толщину, опускается все ниже ко дну реки и наконец образует плотину. Вода поднимается, заливает берега, новый лед наращивает плотину вверх, вода поднимается все выше. Процесс идет до тех пор, пока напор воды и льда на ледяную плотину не прорвет ее. Тогда огромная масса воды и льда с огромной скоростью широким потоком бросается вниз, снося и уничтожая все находящееся на ее пути. При постройке моста необходимо обследовать условия прохода льда в данном месте, не возникают ли заторы при естественных условиях. От постройки моста в таком месте следует воздержаться, а в случае необходимости, надо учитывать возможность в будущем расходов на борьбу с заторами при помощи их взрывов. Собирая сведения о самых высоких горизонтах, необходимо справляться, не обусловливался ли он образованием затора ниже по течению.

Рассмотрим теперь условия движения воды в реке.

Движение водного потока происходит под действием силы тяжести и определяется многими условиями. Движение потока можно считать вполне известным, если известно в любом месте и в любое время количество воды, проходящей через какой-нибудь элемент сечения, и направление движения; иначе говоря, величина и направление скорости движения струи. Для наших целей достаточно знать количество воды, проходящее через данное сечение потока, или его среднюю скорость и ее направление, и скорость и направление в некоторых отдельных местах: по дну, на поверхности.

Частицы водного потока, вследствие трения между собою и о дно, а также о воздушный слой на поверхности, имеют неодинаковые скорости. Этому способствует также и то, что на поверхности особенно сильно развивается беспорядочность движения струй (вихреватость), что замедляет поступательную скорость. А скорости у дна меньше еще и потому, что энергия донных струй тратится на перенос более крупных частиц грунтов, чем струй вышележащих на перенос более мелких частиц. Потеря энергии выражается уменьшением скорости.



Фиг. 149.

Наименьшие скорости имеют струи, соприкасающиеся с ложем реки (фиг. 149); чем выше, тем скорости больше и достигают наибольшей величины для некоторой струи принимаемой за *динамическую ось* потока. Эта ось не приходится на поверхности потока. Исследования показывают, что в каждом живом сечении потока скорости изменяются не только по вертикали, но и по горизонтальному направлению. Закон изменения грубо-приблизительно выражается параболой. Если соединить вершины горизонтальных парабол, то получается вертикальная парабола, изображающая наибольшие скорости по слоям потока; плоскость этой параболы проходит через динамическую ось потока и, — если русло более или менее правильное, — через наиболее глубокое место живого сечения. Динамическая ось или наибольшая из скоростей потока в данном его живом сечении, лежит в верхней трети глубины вертикали и тем выше, чем меньше глубины. Для больших глубин она приходится на 1 : 3 и даже на 2 : 5 глубины, для малых — почти у поверхности воды.

Таким образом скорости всего речного потока в данном живом сечении образуют некоторый параболоид; пересечения этой поверхности с вертикальными плоскостями, параллельными плоскостями живого сечения, дают линии равных скоростей — *изотахи*.

Движение струй речного потока не является поступательным. Вследствие разности скоростей различных струй, обусловливаемой разнообразием препятствий, возникают вихревые движения элементов струи, при которых они катятся по вихревым линиям, имеющим направление, вообще, к динамической оси. Это направление тем устойчивее, чем более сжат поток. Если русло правильное и поток достаточно глубок по сравнению с шириной его, например 1 : 3 — 1 : 4 ширины, то вихревые линии получаются почти параллельными динамической оси и друг другу. В таких случаях стремление струй к динамической оси вызывает легкое поднятие горизонта воды над динамической осью потока. Вертикальное сечение поверхности потока поперечной плоскостью дает

ГПИ УДУНТ (ДИТ)

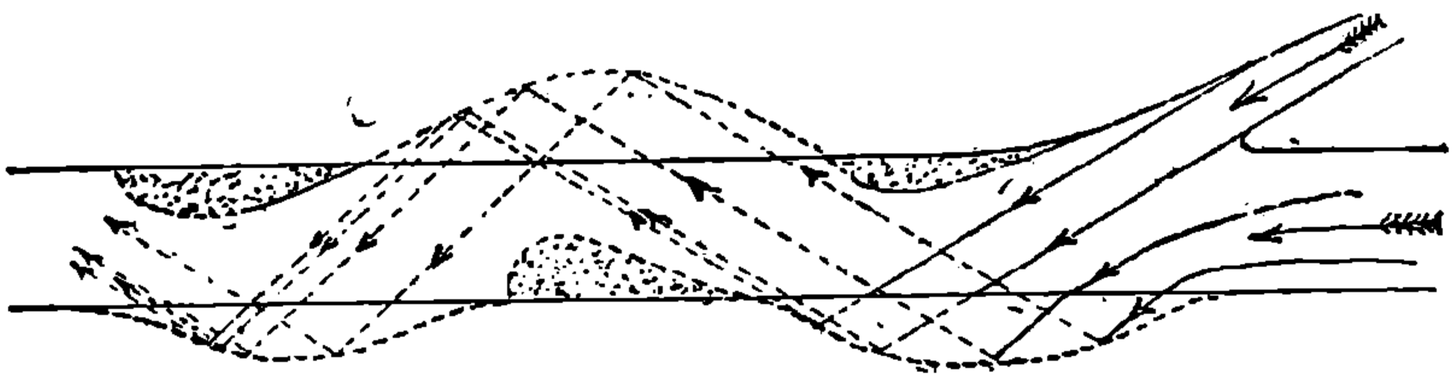
не прямую, а параболу, вершина которой находится над динамической осью. С этим взглядом, впрочем, не все исследователи согласны.

Реки представляют собою потоки, ширина которых в среднем в 40 и более раз больше глубины; поэтому параллелизм струй в них устанавливается труднее, и если почти достигается, то благодаря еще действию центробежной силы, развивающейся на поворотах реки.

Движущая вода производит на встречающиеся тела, а значит и на выступающие в ложе реки частицы грунта, давление, которое предполагается пропорциональным *квадрату скорости* потока и площади тела нормальной к потоку. Из опытов выяснено, что при скорости по дну 0,15 *м* в 1″ переносится по дну грубая муть из частиц диаметра $d=0{,}0004$ *м*;

при скорости по дну 0,20 *м* в 1″ тонкий песок $d=0{,}0007$ *м*;
» » » » 0,30 *м* » грубый песок $d=0{,}0017$ *м*;
» » » » 0,70 *м* » мелкая галька $d=0{,}0092$ *м*;
» » » » 1,20 *м* » галька величиною с яйцо;
» » » » 1,50 *м* » плоская галька.

Частица дна реки прочнее держится благодаря своему весу, нежели такая же частица на откосе русла. Этим объясняется, что реки в землистых грунтах сильно развиваются в ширину в ущерб глубине. Размывающая сила реки в значительной степени зависит также от влекомых ею продуктов разложения пород. Особенно сильно размывают реки, несущие песок, который истирает самые твердые породы камней, так как сам он состоит из кварца, наиболее твердых частиц камней. Особенно сильно истираются песком известняки.



Фиг. 150.

Размывающая способность реки в связи с вихреватостью движений создает извилистость русла реки; этому способствуют также разные препятствия, которые отклоняют реку от прямолинейного движения. Течение сбивается к одному берегу, подмывает его, создается кривизна, центробежная сила, которая еще более способствует перемещению туда динамической оси, сжатию потока, углублению русла и выравниванию струй в параллели. При проходе потока по закруглению происходит поперечная циркуляция воды; вода, вымывшая у вогнутого берега грунт, поперечным течением переносит его на противоположный берег и там отлагает нанос, немного ниже выемки. Здесь образуется выпуклость соответственно впадине другого берега. Вместе с тем происходит образование другой вогнутости, так как струи, отразившись от вогнутого берега, направляются к другому берегу и там образуют впадину, туда же переходит динамическая ось (фиг. 150). Река принимает в плане извилистый вид с попеременным сочетанием кривых участков, обращенных выпуклостью то в одну, то в другую сторону. Подмыв вогнутых берегов происходит до тех пор, пока, вследствие удлинения пути потока, скорости не станут такими, что грунт не будет больше размываться. В таком случае течение у вогнутых берегов является довольно устойчивым и правильным. Если ложе реки слабое, например ил или мелкий песок, то извилистость реки достигает огромного развития.

Река вырабатывает себе русло сообразно местным условиям не только в плане, но и в вертикальной плоскости. Это связано с другой ее способностью: способностью переносить продукты размыва с места на место. Эта способность вытекает из того обстоятельства, что скорости на какой-нибудь вертикали меняются; а именно, от дна к поверхности увеличиваются. Вследствие этого давление воды на верхнюю половину твердой частицы больше, чем на нижнюю, частица подвергается вращению, при котором она как бы вкатывается по жидкости вверх.

Исследования показывают, что подъемная сила потока
возрастает с увеличением скорости потока и падает с уменьшением ее;
возрастает с уменьшением объема частицы;

НБ УДУНТ (ДГТУ)

возрастает с уменьшением глубины потока;

возрастает с увеличением расстояния ее от поверхности потока и падает — с уменьшением его.

Этими выводами объясняются следующие факты.

1) Частица, поднятая потоком со дна, поднимается вверх и на некотором расстоянии от поверхности воды останавливается и несется потоком в этом уровне, во взвешенном состоянии, до тех пор, пока не произойдет изменение скорости потока; если скорость почему-нибудь уменьшится, частица опускается и может упасть на дно. Так образуются наносы в тех местах, где скорости уменьшаются.

2) Потоки, имеющие большую скорость, поднимают более крупные частицы, нежели потоки с меньшей скоростью. По тем отложениям, которые делает река, можно судить о скорости ее течения, т. е. в значительной степени об уклоне реки, влияющем на величину скорости.

С другой стороны, мы видели, что в каждом сечении потока скорости увеличиваются от периметра к динамической оси; в зависимости от распределения слоями струй одинаковых скоростей, влекомые потоком твердые частицы также распределяются слоями сообразно своей крупности и удельному весу. Более крупные или тяжелые частицы держатся ближе к периметру, более легкие увлекаются к динамической оси и держатся тем ближе к ней, чем меньше их объем.

В отношении образования рекой своего продольного профиля можно сказать следующее.

Начало реки и ее конец лежат на разных уровнях, разность уровней величина определенная. Эта разность проходится рекой с различными уклонами на разных ее участках в зависимости от материалов отложения, которые река может производить, т. е. в зависимости от свойств геологических пород бассейна реки с ее притоками. Например Рона ниже Лиона может нести в своих водах лишь продукты распадения известковых каменных пород, дающих крупный гравий, и мелкий, пылеобразный песок. Сообразно с этим и падение реки ясно делится на два участка; один с значительным уклоном, соответствующим скорости реки, несущей гравий, другой с весьма пологим уклоном, соответственно скорости, подымающей мелкий песок. Граница, разделяющая два уклона, лежит близ Арля, где ложе резко изменяется из гравелистого в илистое. Уклон изменяется от 1:3846 до 1:43000, т. е. уменьшается более, чем в 10 раз.

На других реках заметно подобное же явление; оно часто смягчается переходными уклонами соответственно степеням крупности наносов, как продуктов распадения горных пород.

Если приток приносит в реку крупные части наносов, то соответственно их крупности создается и уклон ниже притока. Так например Дунай близ Пассау изменяет свой уклон из 0,00022 в 0,00050 соответственно тяжелым выносам притока Инна, впадающего здесь в Дунай.

Таким образом, в общих чертах, падение реки распределяется на несколько участков с различными, приблизительно для каждого участка постоянными, уклонами соответственно свойствам продуктов распадения горных пород, влекомых рекою.

Уклон Эльбы в Богемии (средний) 0,00035, у Гамбурга 0,0000315; Рейна от Констанца до Страсбурга 0,00114, от Страсбурга до Ротердама 0,00045. Дунай имеет уклоны от Донауэшингена до Вены 0,00049, от Вены до моря 0,00009. Ока от истоков до Орла имеет уклон 0,00055, от Орла до устья 0,0001 до 0,00005.

Уклон водного потока составляет главную характерную черту его. По Зброжеку разные категории рек имеют следующие уклоны:

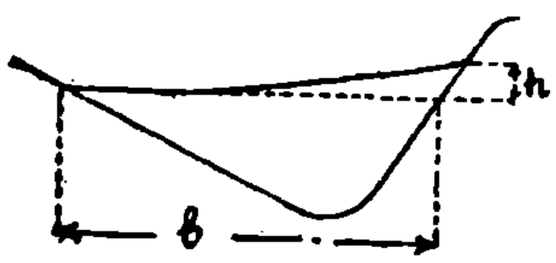
горная река или горный участок реки	от 0,06	до 0,0007
порожистый участок	» 0,001	» 0,005
средние участки рек	» 0,0007	» 0,00001
низменные участки или области	» 0,00001	» 0,000001.

По величине уклона Буссинек делит реки на две категории, резко отличающиеся друг от друга: при уклоне больше 0,0039 река называется *потоком*, при уклоне меньше 0,0039 — *рекой*. В потоках вода стремится по своему пути независимо от того, что происходит впереди, напоминая этим движение твердого тела. Русло «потоков» очень неправильно, извилины резки, без округлых поворотов. Округлость и плавность пово-

РЕПОЗИТОРИЙ УДУНТ (ДИТ)

ротов всегда характеризует «реку», в которой вместе с тем движение в каком-нибудь сечении зависит от движения в ниже следующих сечениях. Всякое явление, происходящее впереди, отражается на всем заднем участке.

Таким образом изменения условий протекания воды в реке, которые может вызвать постройка моста в данном ее месте, отразятся на всем ее верхнем участке. Предусмотреть все последствия невозможно, а потому надо, чтобы постройка моста возможно менее нарушала установившийся режим реки.



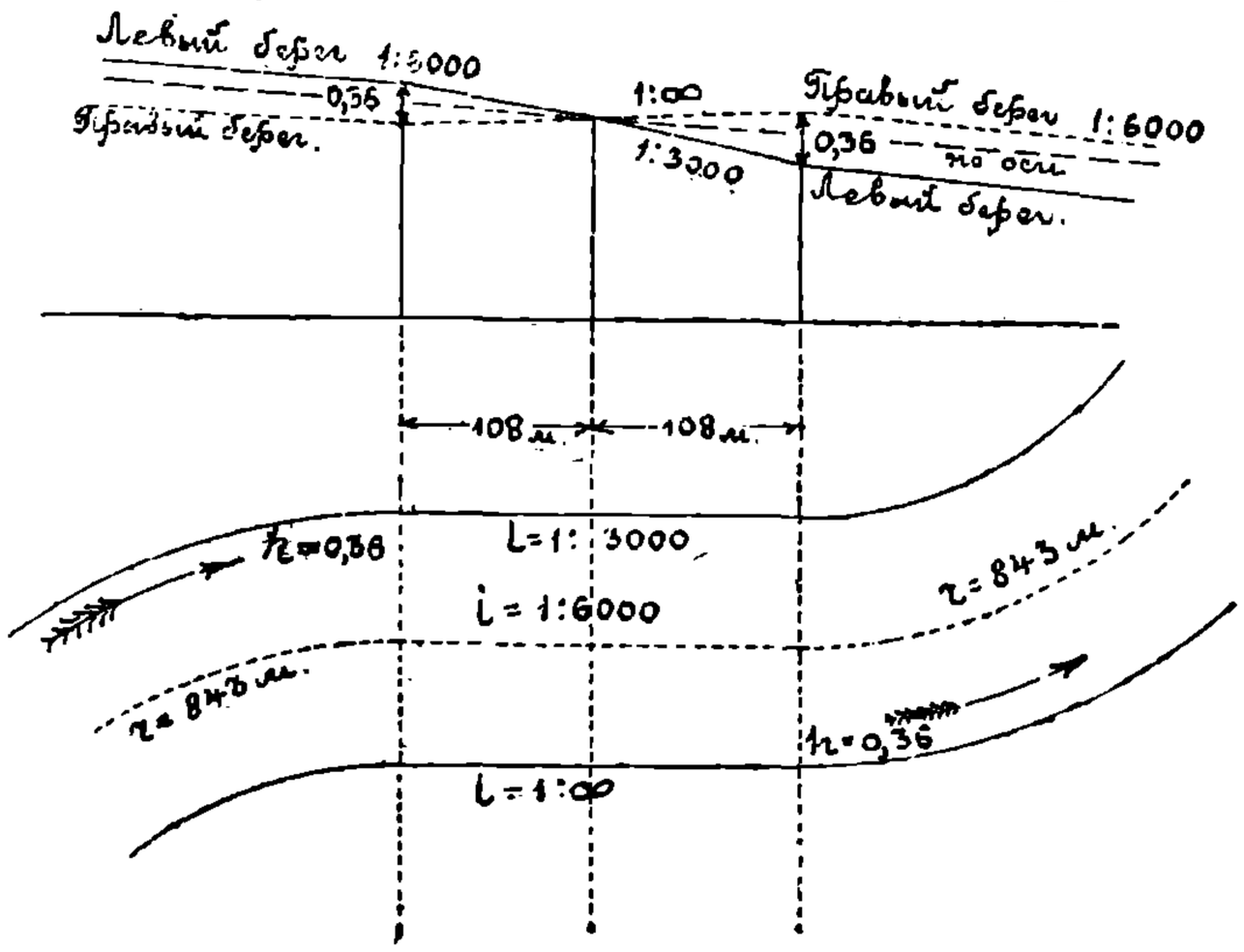
Фиг. 151.

Уклон реки на каком-либо участке ее, вообще говоря, изменяется с изменением горизонта воды в реке; каждому горизонту соответствует определенный уклон.

При меженнем горизонте река ближе следит своей поверхностью за изменениями уклона русла; в этом состоянии на уклонах ее заметней отражаются также сужения и расширения русла. При меженнем горизонте уклоны изменяются сравнительно короткими участками.

При высокой воде неровности дна, сужения и уширения не так чувствительны, и поверхность реки выравнивается в прямую одного уклона на значительном протяжении. Например Рейн между Кёльном и Эммерихом при высокой воде имеет один уклон 0,18‰, тогда как при низкой воде колеблется от 0,20 до 0,13‰. На Оке у Мурома средний уклон при межени 0,00005, а при высокой воде средний уклон 0,00006.

Уклоны в реке зависят также от изменения расхода; когда вода прибывает, горизонт подымается, уклон круче, чом в случае падения воды, понижения горизонта. Так как при одном и том же горизонте реки может происходить и убыль и прибыль воды, то следовательно можем получить разные уклоны. У Мурома местный уклон во время прибывания воды (волна) доходит до 0,00020, а при спаде средний уклон опускался до 0,00004. Отсюда вытекает необходимость определять уклоны при более или менее установившемся течении реки, при более или менее постоянном горизонте.



Фиг. 152.

Необходимо, кроме того, иметь в виду, что уклон, измеренный нивеллировкой на разных берегах одного и того же участка реки, может оказаться неодинаковым. На прямых участках это может происходить как вследствие очертаний дна, так и вследствие влияния прилегающих закруглений реки. Наблюдения показывают, что на повороте реки у вогнутого берега вода, вследствие центробежной силы, поднимается, и поверхность реки в поперечном разрезе представляет вогнутую кривую (фиг. 151). По Грасгофу высота подъема h горизонта у вогнутого берега над горизонтом у выпуклого берега выражается формулой:

$$h = \frac{v^2}{2g} \ln\left(i + \frac{b}{r}\right),$$

где v — средняя скорость сечения; r — радиус закругления потока. В извилинах Дуная h доходит до 8 *см*.

Вследствие образования подъема на переходе из одной кривой в другую, уклон реки вдоль одного берега увеличивается, вдоль другого — уменьшается и может сделаться равным нулю, как показано на фиг. 152.

17. Выбор места для моста. В случае устройства моста через значительный водный поток, вопрос о выборе места становится в полном объеме; решение его дается достижением следующих условий:

НБ УДУНТ (ДИТ)

1) наименьшая длина моста и подходов к нему в виде эстакад и насыпей;
2) надежный грунт для оснований моста и подходов;
3) неизменность ложа реки;
4) положение моста нормально к течению потока;
5) переход через поток в таком месте его, где он течет одним руслом.

Первое условие дает наименьшую стоимость сооружений, устройство которых сопряжено с пересечением реки. На реках с разливом выбирают место с наименьшей шириной разлива и с такой высотой берегов, которая наилучшим образом согласуется с высотой пролагаемого по мосту пути. На реках без разлива придерживаются того же правила, но имеют при этом в виду, что постройка моста уменьшит живое сечение реки, стеснит водный поток быками, следствием чего будет подпор и увеличение скорости течения; если река в наиболее узком месте имеет и без того большую скорость, то, чтобы не создавать препятствий для судоходства, мост устраивается на некотором уширении реки, а не на горловине.

Выбор места с лучшим грунтом для оснований моста и подходов производится иногда на значительном протяжении реки, в зависимости от местных условий. На больших реках стоимость моста может колебаться в значительных пределах; экономия при выборе лучших условий для постройки моста может с избытком окупить отклонение пути и удлинение его не только при постройке шоссейной дороги, но и железной. Плохие грунты увеличивают стоимость оснований, а иногда, несмотря ни на какие меры, не дают надежного положения сооружений во время их службы. В Симбирске подход к мосту через р. Волгу расположен на оползающих слоях грунта. Строители подходной эстакады опустили основания для ее опор при помощи опускных колодцев на глубину до 20 сажен; не успели еще закончить постройки, как часть эстакады сползла вместе с мощным слоем земли. Таким образом выбор надежных грунтов важен не только ввиду уменьшения стоимости постройки сооружения и его эксплоатации, но и ввиду получения надежного пути и обеспечения непрерывности пользования им. При этом правило должно быть распространено на все сооружения перехода: эстакады, насыпи, выемки, и пр.

С другой стороны, стоимость оснований определяет стоимость опоры, а стоимость опоры иногда вполне определяет общий характер моста. Поэтому изыскания для выбора наиболее надежных грунтов имеют особо важное значение. В гористых местностях, где приходится пересекать глубокие долины с небольшой речкой на дне ее, даже отверстие моста определяется не рекой, а выбором места в отношении прочности грунта. При хорошем скалистом грунте и при значительной высоте пути над дном долины выгодно делать возможно больший пролет при возможно меньшей общей длине моста. В таком случае выбирают наиболее узкое место долины, причем склоны должны быть удобны для расположения опор пролетного строения и грунт наиболее надежен. При постройке моста близ Salcano (фиг. 48) сперва пролет намечен был в 80 метров. Когда стали рыть котлованы, увидели, что на одном берегу грунт слабый, а немного дальше от берега залегает достаточно сильный выступ плотного конгломерата. Чтобы заложить устой на этом выступе пролет свода увеличили на 5 метров и проект переделали.

Постоянство ложа реки на месте расположения моста является условием необходимым и вытекающим из того положения, что мост и водный поток должны быть так расположены, чтобы по возможности не стеснять друг друга. Опоры моста надо держать по направлению течения струй; в отверстие моста должна быть направлена срединная часть потока с центральным положением его динамической оси. Если эти условия были соблюдены при постройке моста, то необходимо, чтобы они оставались и на все время существования моста. Так как мост закреплен в своем расположении, то необходимо, чтобы и русло потока было также неизменно.

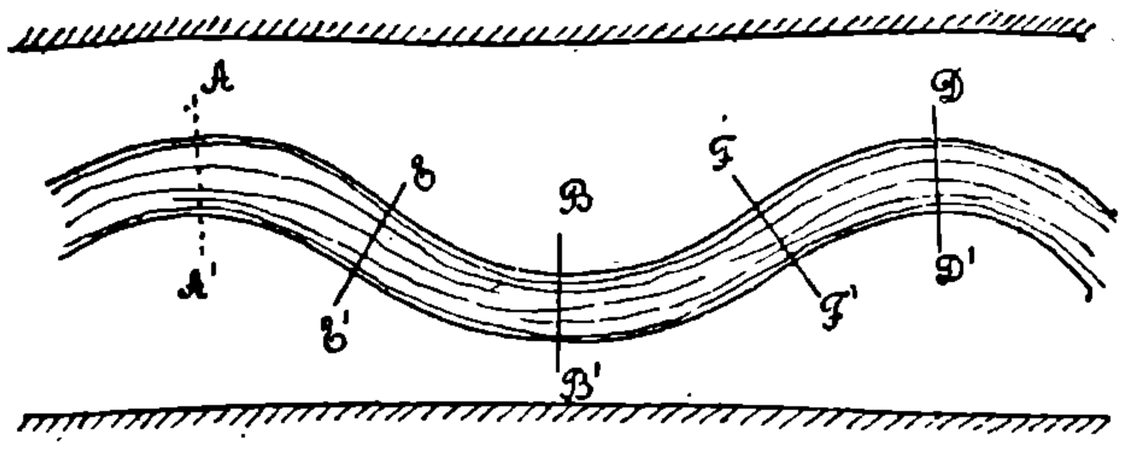
Выше было указано, что река в большинстве случаев течет по змееобразной линии (фиг. 153), образуя выпуклые и вогнутые части берега. Положение моста в сечении AA', BB', DD', будет более обеспечено не только в зависимости от направления течения полых вод, но и в зависимости от постоянства берегов, чем в EE' и DD', где течение может изменить свое направление подмывом соседних вогнутых участков. В таких случаях на вогнутом берегу ставят устой без выступа его в воду и укрепляют берег, а другой устой может быть поставлен где угодно.

Но выбор такого места не всегда возможен. Тогда приходится принимать искусственные меры для закрепления и регулирования течения реки на участке у моста. Это относится к рекам, текущим в легко размываемых грунтах, песчаных или лессовых,

НБ УДУНТ (ДПТ)

при значительной ширине долины, по которой река бродит из стороны в сторону. В таких случаях долина, иногда в несколько верст, даже десятков верст шириною, пересекается насыпью с устройством моста при непременном условии обеспечить его существование устройством струенаправляющих дамб, располагаемых как вверх от моста, так и вниз, и регулированием течения реки на более или менее значительном протяжении.

Иногда река течет при меженнем горизонте между береговыми весьма пологими, едва заметными на глаз продольными гребнями (увалами), создаваемыми самими реками отложениями у берегов большими, чем по дну; река при этом постепенно подымает свое ложе над общим уровнем долины и очень склонна при первом же удобном случае прорвать береговую плотину и выбрать себе другое ложе, иногда на значительном расстоянии от первого, при котором ее равновесие стало слишком неустойчивым. К таким рекам относятся По, Кура, Аракс и др. Для закрепления их русла в определенном месте иногда требуются очень серьезные работы.

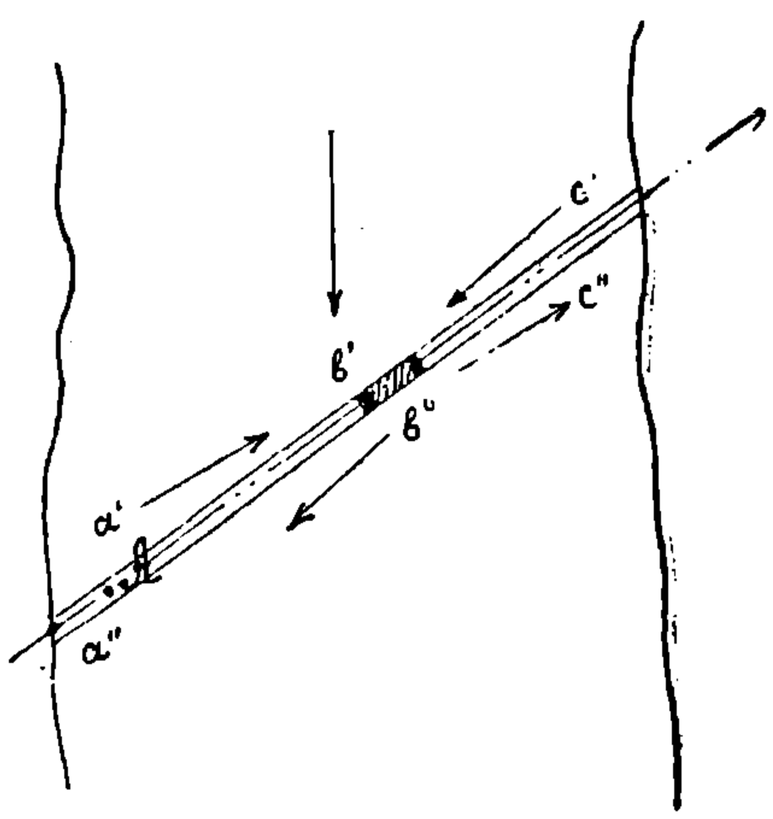


Фиг. 153.

Целесообразность расположения места нормально к оси потока вытекает, как и для малых мостов, из сокращения длины моста и устранения затруднений по устройству косых мостов.

Опоры моста безусловно необходимо ставить по направлению сечения струй, иначе они будут вызывать водовороты, которые могут угрожать подмывом. Даже в тех случаях, когда по свойствам грунта или глубине заложения опор подмыв не может состояться или не опасен (хотя никогда нельзя определить наперед его возможную глубину), они должны быть поставлены по течению, так как всякий большой водный поток является судоходным путем в настоящем, либо в недалеком будущем. Водовороты же у быков создают большую опасность для судоходства.

Большое значение имеет также соблюдение этого условия при пересечении рек с широкими поймами, по которым путь пролагается по насыпи или дамбе. Косое положение дамбы создает значительный перепад воды по ту и по другую стороны дамбы в остром верховом углу A разлива (фиг. 154). Дело в том, что в a вода будет выше, чем у моста в b' и от a' и c' вода направится к мосту вдоль дамбы, имея уклон в этом именно смысле. Перед мостом получается косо засеченная пологая воронка, края которой достигают уреза воды в точках a' и c', а дно располагается по отверстию моста. По выходе же из-под моста вода должна разливаться от b'' к точкам a'' и c'', и в точке a'' она будет ниже, чем в b'' или в b', а значит и подавно ниже, чем в a'. Вследствие этого в A получится разница уровня воды с той и другой стороны дамбы, получится подпор как за плотиной. Насыпь, построенная как простая насыпь, а не как плотина, начнет фильтровать и может не устоять.



Фиг. 154.

Вследствие неудовлетворения условию нормального положения линии перехода произошло не мало обрушений мостов как заграницей, так и у нас в Союзе. Укажем на случай, имевший место с мостом через р. Десну под Черниговом на Киевском шоссе. Здесь именно в верхнем остром углу разлива произошел прорыв дамбы. Разность горизонтов уничтожена была здесь устройством моста отверстием 213 *м*. на месте прорыва, кроме коренного моста отверстием 640 *м*, устроенного на главном русле.

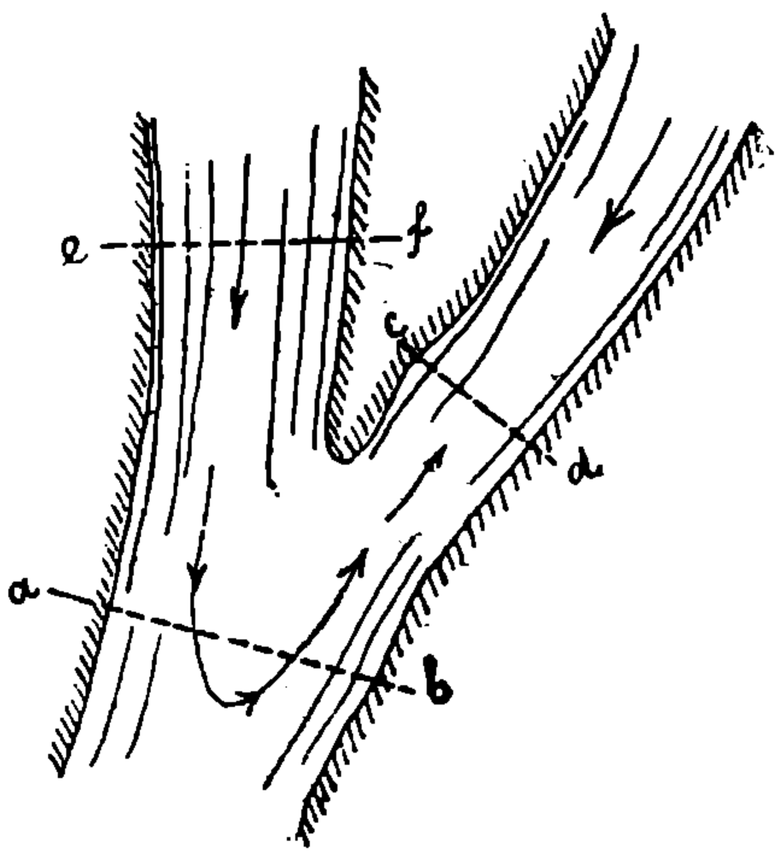
Воронка перед мостом и бугор за мостом, дающие течения вдоль дамбы и разность уровней по ту и другую стороны ее, возникают неизбежно и при нормальном пересечении широких разливов; об этом речь еще впереди. Здесь же указываем на то обстоятельство, что косое пересечение увеличивает разность уровней в верховом остром углу, так как при нем насыпь, как косая плотина, гонит воду в этот острый угол и создает там излишнее поднятие уровня.

НБ УДУНТ (ДИТ)

В большинстве случаев меженние воды текут в данном месте в одном направлении, высокие же воды, протекающие в иных берегах, текут несколько в другом направлении. Надо выяснить направление главной массы воды, текущей в высокую воду, и считаться с этим направлением в отношении образования разности уровней на концах дамбы, в отношении подмыва опор при несколько косом их направлении и в отношении безопасности судоходства, если таковое возможно при самой высокой воде. Если же судоходство совершается при более низком горизонте, надо определить направление течения главной массы воды и при этом более низком горизонте, для выяснения положения вещей при той или другой ориентировке речных опор. Если и при меженнем горизонте поток представляется мощным и годным для судоходства, то надо считаться и с общим направлением его при этом горизонте. Если разница в предъявляемых для ориентировки быков требованиях будет значительна и непримирима, то следует искать другого места для моста. В некоторых случаях косина положения быков по отношению к направлению струй допускается в 5—8°.

При устройстве дорог в гористых местах нередко бывает невозможно устроить нормальный переход; приходится строить косой мост, но при этом надо учесть все последствия и принять все меры к смягчению их вредного действия на дамбы; эти последние на горных реках не могут получить значительной длины, а потому задача может оказаться и нетрудной.

Наконец последнее условие, которое нужно стремиться выполнить при выборе места для моста, а именно переход реки в таком месте, где ее русло концентрировано, основано на том общем соображении, что переход реки одним мостом достигается при меньшей длине моста, чем переход несколькими мостами, построенными на разветвлениях реки, так как суммарная ширина реки, разделившейся на рукава, всегда больше ширины реки, текущей одним потоком. Это соображение чаще всего может оправдываться в применении к рекам, не выступающим в половодье из своих берегов, как например Нева, Волхов. Но и в таком случае возможна такая комбинация условий грунта, глубины воды и других местных особенностей, что постройка нескольких мостов может оказаться более целесообразной.



Фиг. 155.

Для рек, разливающихся по пойме, случаи пересечения реки через остров, незатопляемый высокой водой и вместе с тем твердо закрепленный на своем месте, весьма редки. Гораздо чаще приходится переходить через острова либо затопляемые, либо, если и не затопляемые, то незакрепленные; в этих последних случаях мост строится один; длина его, конечно, значительно увеличивается, и это обстоятельство должно заставить поискать такого места, где река протекала бы возможно более сжатым потоком.

Теперь рассмотрим некоторые особые случаи.

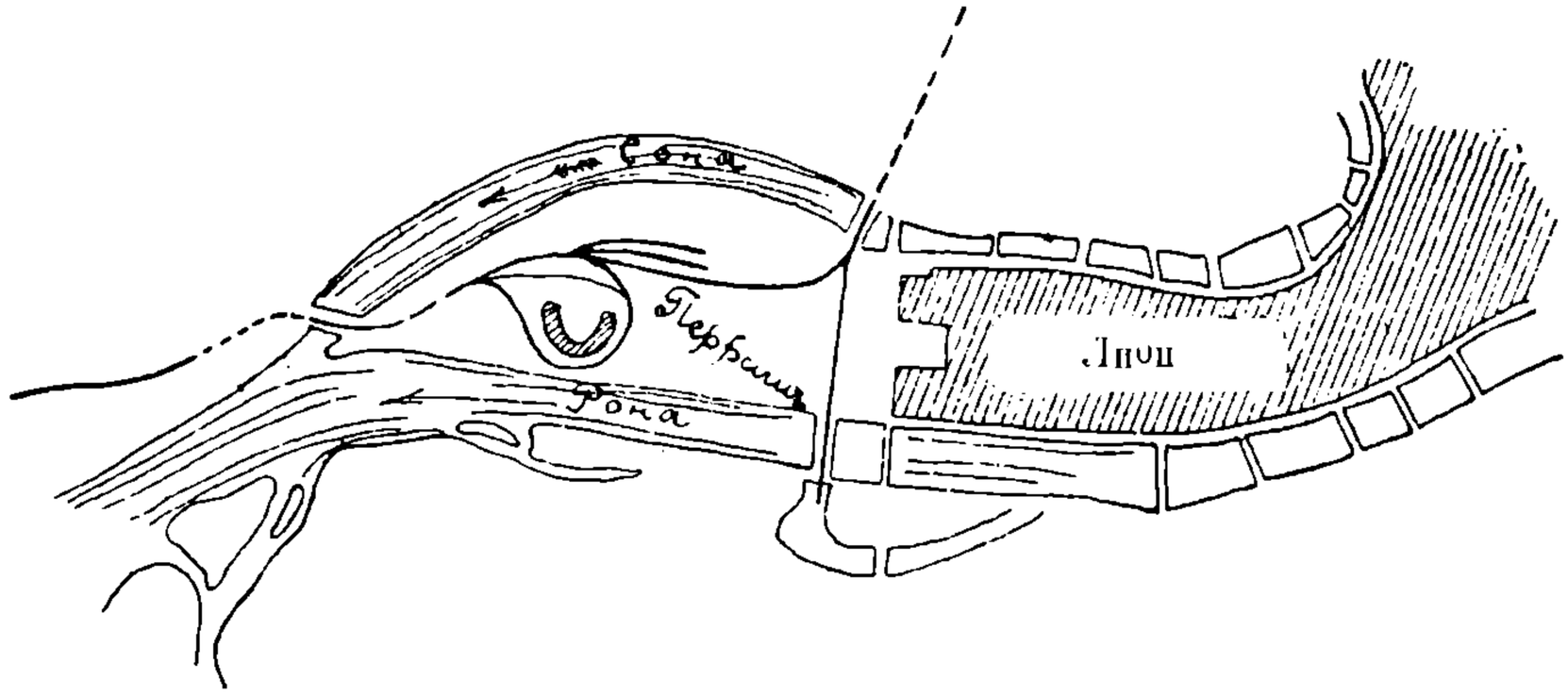
Переход *ниже устья притока* требует некоторого внимания к следующим обстоятельствам. Течение из притока отклоняет струи реки от направления параллельного берегу, стесняет общее течение, создает водовороты. Затем (фиг. 155) при повышении уровня воды в реке над уровнем в притоке, возникает течение по притоку вверх, с поворотом струй в некотором расстоянии от устья. При таких условиях опоры моста в *ab* будут подвергаться подмыву, создается опасность для судов, которые течением могут быть брошены на опоры. Необходимо отступить от устья притока вниз на такое расстояние, при котором изменение течения под влиянием притока делается уже нечувствительным. Но если это по каким-либо причинам невозможно, следует применить возможно большие пролеты, для улучшения условий прохода судов, а основания опор заложить поглубже.

В случае устройства моста *выше устья притока*, например в *ef* (фиг. 155), необходимо принять во внимание, что во время половодья в главном русле, вода из сравнительно узкого места до устья притока будет разливаться по широкому месту, занимая и долину притока; здесь может получиться чувствительная разница горизонтов до устья и в устье; получится место с увеличенной скоростью течения; если мост поставить близко к устью притока, под ним возможны размывы.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Это явление еще в более резкой форме может иметь место при устройстве моста *через приток у устья его*, например в *cd.* Железная дорога Париж — Марсель пересекает устье Саоны в Лионе по выходе из туннеля на полуостров Перраш (фиг. 156). Здесь был построен каменный мост. В 1854 году, когда в Роне вода стояла низко, она быстро поднялась в Саоне на значительную высоту и вливалась в долину Роны с перепадом около 2 метров, т. е. с огромною, совершенно непредвиденною скоростью. Произошел такой размыв русла, что мост обрушился. Мост был возобновлен на том же месте, но в один пролет, перекрытый железной балкой; устои заложены на чугунных колодцах, опущенных на глубину 15 саж. ниже межени.

При расположении мостов через небольшие притоки больших рек недалеко от их устьев надо также считаться с поднятием горизонта воды в притоке во время высокой

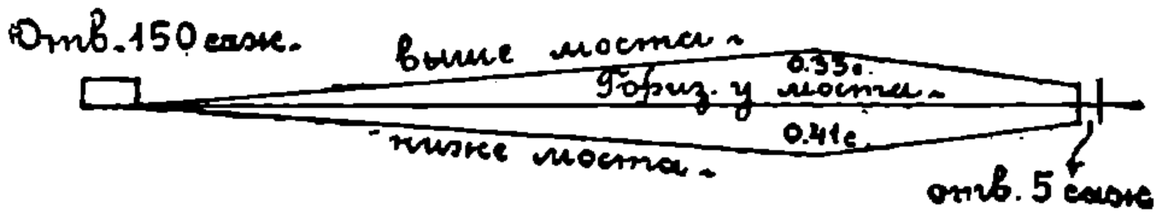


Фиг. 156

воды в главной реке; при этом должно появиться течение воды вверх по притоку. Для таких мостов необходимо иметь сведения о горизонтах не только притока, но и главной реки.

18. Пересечение широких пойм. Мы уже видели, что при пересечении широких пойм больших рек перед мостом образуется обширная воронка стока, а за мостом такой же бугор растяжения воды. Это явление в весьма рельефной форме выразилось у моста через р. Припять Полесских жел. дорог.

«На Полесских жел. дорогах через р. Припять построен мост в 6 пролетов общим отверстием 320 *м*; ширина разлива 20 *км*. В пределах разлива оказались осушительные каналы, которые решено было пропустить через дамбу полотна путем сооружения деревянных мостов отверстием 6,4 *м* на свайных опорах. Мосты эти расположены были в 8 *км* от большого моста. В первое же половодье мосты эти были снесены. На следующий год на месте деревянных мостов возведены были железные на каменных устоях с прочным общим основанием и с отверстием, увеличенным до 10,6 *м*. Следующее же половодье разрушило эти мосты и сильно повредило дамбы. Тогда решено было исследовать причины такого странного явления.



Фиг. 157.

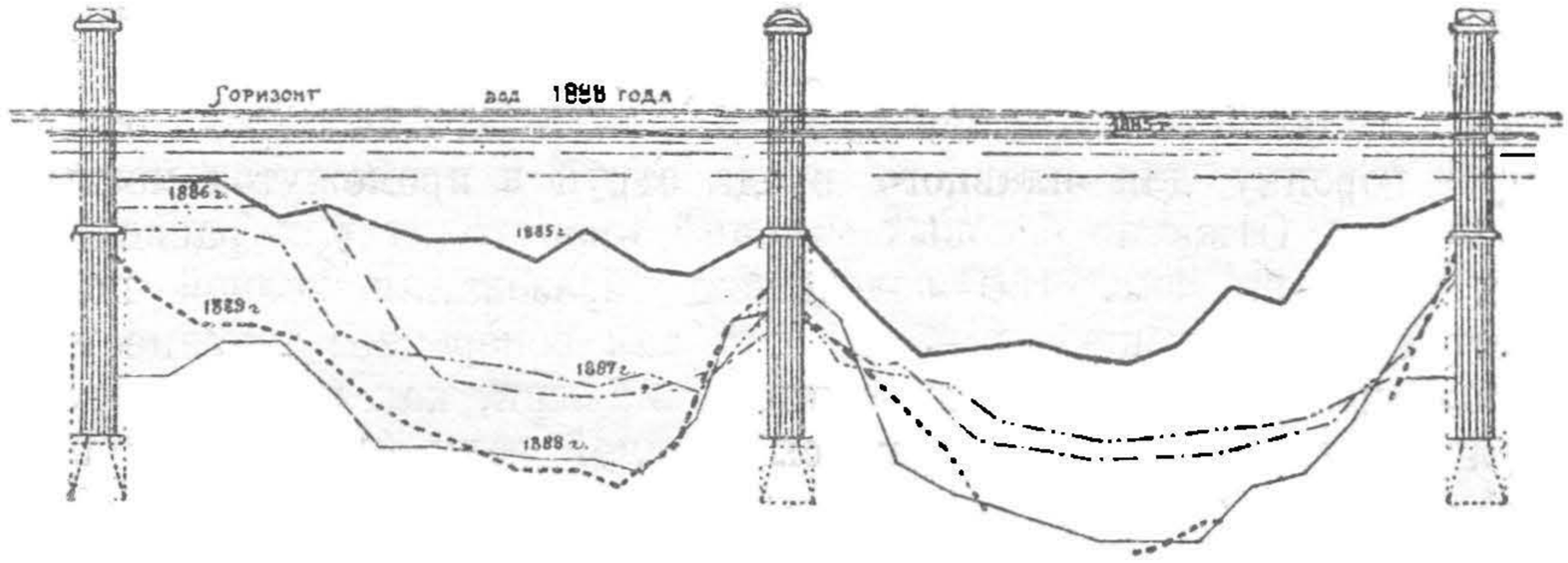
«Точная нивеллировка уровня высоких вод выше и ниже моста показала, что выше моста уровень воды повышался (фиг. 157) с удалением от стрежня к берегам и примерно на 5-м километре достигал maximum'a, возвышаясь на 0,7 *м* над уровнем по стрежню. С низовой стороны обнаружилось обратное явление, — уровень понижался к берегам, и на 5-м километре, против maximum'a подъема с верховой стороны, понижение составляло 0 87 *м*.

«Вследствие этого, при существовании дополнительного деревянного моста сравнительно незначительного отверстия, тут образовался перепад 0,57 *м*, развивавший под мостом такую скорость воды, которую не могло выдержать никакое сооружение. В настоящее время дополнительные мосты уничтожены, а осушительные каналы выведены к реке». [1]

[1] Л. Ф. Николаи. Мосты. Вып. I, 1901 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Здесь же наблюдалось еще следующее явление. Меженнее русло занимало 2 средние пролета; при проходе высоких вод эти два пролета усиленно работали, и грунт в них сильно размывался; несмотря на глубокое заложение кессонных оснований, средним быкам угрожал подмыв (фиг. 158). Чтобы пустить воду и другими пролетами, старались облегчить размыв грунта в них, углубляя реку в этих пролетах искусственно. Но эти меры цели не достигали. Внимательное изучение направления струй показало, что вдоль насыпи существует заметное поперечное течение к отверстию моста, которое и сжимает поток полных вод, сосредоточивая его в двух средних пролетах. Устройство струенаправляющих дамб с верховой стороны уничтожило вред-

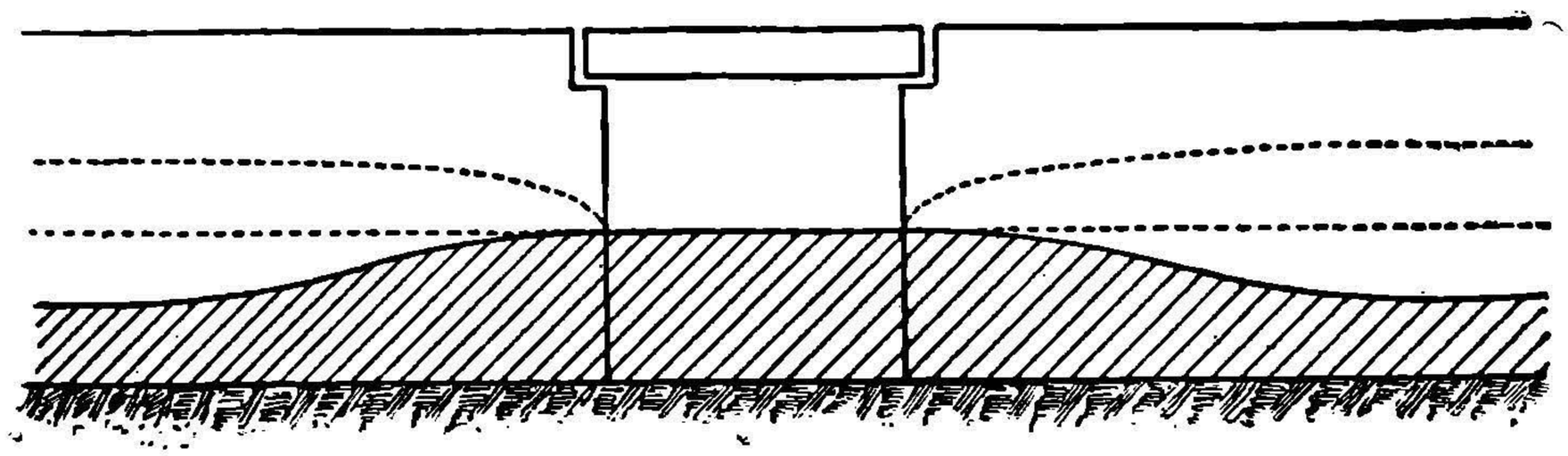


Фиг. 158.

ное влияние бокового течения на поток под мостом, который после этого распределился равномерно по всему отверстию моста.

В настоящее время на русских реках почти ни один значительный мост не строится без струенаправляющих дамб.

В 1843 году в Орлеане через р. Луару был построен железнодорожный каменный мост в 12 пролетов по 25 *м*, т. е. отверстием 300 *м*. Ниже этого моста в расстоянии 1200 *м* существует с 1751 г. каменный мост отверстием 279 *м*. Под старым мостом река течет во время половодья между стенками набережных. У нового же моста с верховой стороны набережных не было, долина реки уширяется, и к мосту ведет насыпь по пойме. Во время высоких вод образовалось течение вдоль насыпи, и благодаря этому боковому течению направление потока под мостом оказалось косым по отношению к первым быкам; они были подмыты и три пролета обрушились. При исправлении мо-



Фиг. 159.

ста добавили еще 2 пролета и кроме того устранили боковое течение устройством продольной струенаправляющей дамбы.

Мост через р. Оку у Мурома имеет отверстие 739 *м* и расположен у самого левого берега (высокого) реки, вся же пойма шириною до 12 *км* лежит на правом берегу и пересыпана на всем протяжении глухой дамбой. Во время высоких вод у берегового конца дамбы (у правого берега поймы) наблюдался перепад в 1,53 *м*. Вдоль дамбы вода течет с верховой стороны со скоростями от 9 до 50 *см* (скорость течения Оки в межень по главному руслу 0,45 *м*), а уклон уреза воды вдоль дамбы увеличивается к мосту: сперва 0,00019, потом 0,00027 и у головы струенаправляющей дамбы 0,00140.

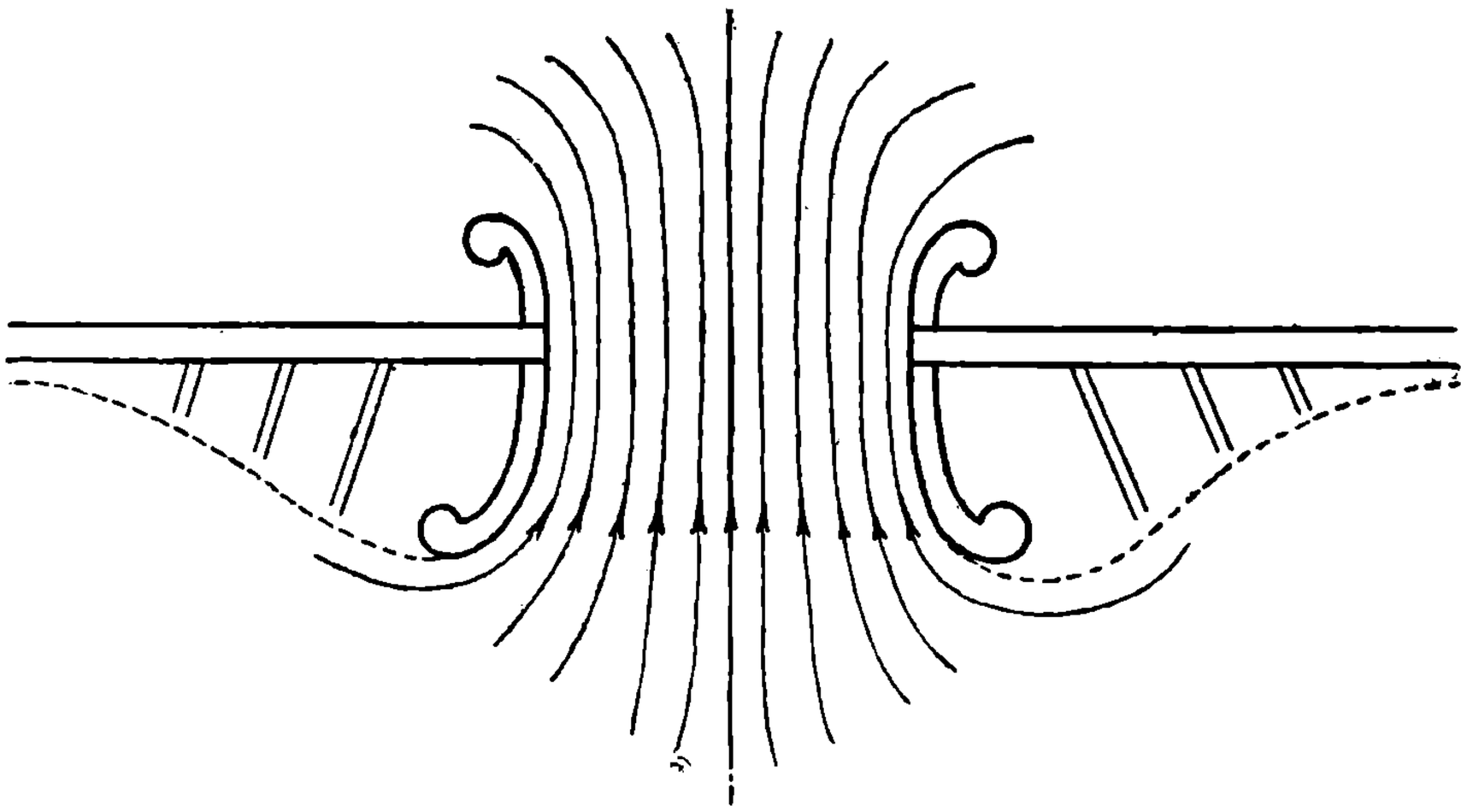
Таким образом воронка не коническая, а имеет выпуклую образующую. Наибольший уклон бугра с низовой стороны был 0,00028 и приходился в средней части длины железнодорожной дамбы. Вид пересечения воронки и бугра дамбою можно рисовать себе по схеме, представленной на фиг. 159.

НВ УДУНТ (ДИТ)

Приведенные факты показывают, что при пересечении рек с широкими поймами необходимо считаться с двумя явлениями: с поперечным течением *вдоль насыпи* по направлению к мосту с верховой стороны, и от моста — с низовой, и с образованием разности горизонтов по ту и другую стороны насыпи.

Течения вдоль насыпи (дамбы) хотя и достигают заметных скоростей, — например до 0,53 *м* у моста через р. Оку близ Мурома, — но для сохранности дамбы от размыва достаточно обычного укрепления откосов дамбы каменной одеждой в плетневых клетках. Гораздо важнее сбой течения под мостом, производимый течениями вдоль насыпи. Мы видим, что с этим сопряжена весьма реальная опасность для моста. Вопрос решается вполне устройством струенаправляющих дамб.

Дамба имеет задачей отжать боковое течение (фиг. 160) вверх от моста и образовать входную воронку для плавного входа струй в промежуток между дамбами и в проход под мостом. Отжатие боковых течений происходит при расположении струенаправляющих дамб по фиг. 160 вследствие образования водной подушки между насыпью и струенаправляющей дамбой, так как поперечное течение преграждено и возможно только на некотором расстоянии от насыпи, как показано пунктиром. Для большей устойчивости подушки как массы стоячей воды (по первому приближению),



Фиг. 160.

вдоль насыпи устраиваются полузапруды или траверсы. Длина струенаправляющих дамб с верховой стороны определяется необходимостью получить под мостом вполне правильное параллельноструйное движение воды. Практика устанавливает эту длину примерно равной половине отверстия моста. С низовой стороны отверстие моста ограждается также струенаправляющими дамбами, но более короткими: от $^1/_3$ до $^1/_2$ длины верховых дамб. Их назначение — устранить резкое изменение течения воды тотчас же по выходе из-под моста, так как это нарушало бы спокойное и правильное течение воды под самым мостом. Низовые дамбы, конечно, должны составлять продолжение верховых. Часть их общей длины, примыкающая к мосту выше и ниже его, должна быть прямой и нормальной к оси моста, при нормальном переходе, а при косом мосте — параллельной основному направлению потока. Этот прямой участок должен соответствовать прямолинейному участку потока под мостом; выше прямолинейного участка входящие в воронку струи выправляются в прямолинейные, а ниже прямого участка струи начинают уже расходиться в стороны. Длина прямого участка должна составлять около $^1/_3 — ^1/_2$ длины дамб. Очертание криволинейных концевых участков должно отвечать идее постепенного выправления вступающих в воронку струй; оно должно быть сделано по кубической параболе или эллипсу, развертке круга и т. п.

Образование разности горизонтов с той и другой стороны железнодорожной насыпи заставляет конструировать насыпь как плотину. Она должна на некоторую высоту подыматься над самым высоким горизонтом, например на 1,0 *м*, с тем, чтобы подпор горизонта ветром, а также волнение, им развиваемое, на широком разливе не достигали балластного слоя. Откосы насыпи должны быть достаточно пологи, например 1 : 2, и

НТБ УДУНТ (ДИТ)

укреплены от размывания мостовой или дерном. Насыпь должна состоять из грунтов, не разжижающихся в воде и не дающих фильтрации.

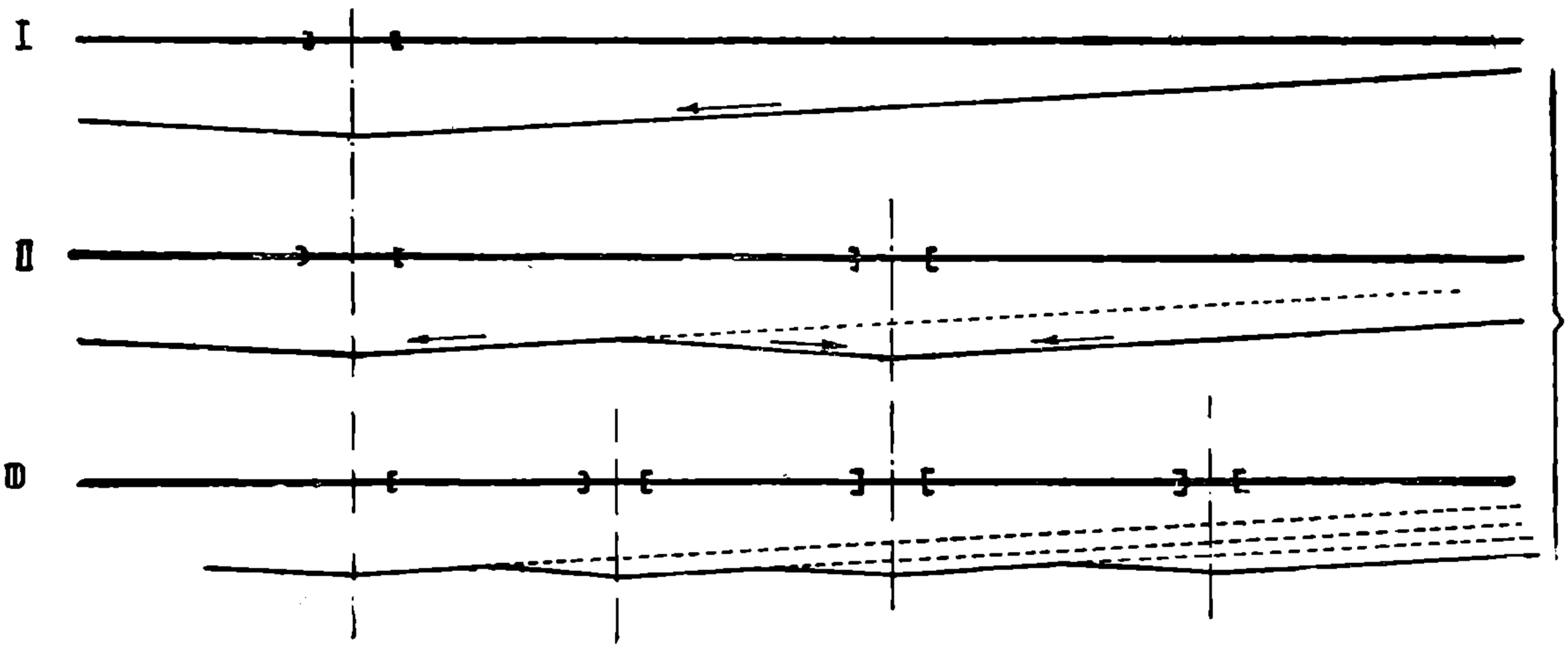
Мы видели, что устройство в железнодорожной дамбе маленьких мостов на пойме невозможно: перепад создает для них такую скорость протекания, при которой они устоять не могут. Когда же является необходимость в устройстве таких отверстий, то на время высоких вод они закрываются щитами.

В большинстве случаев пересечения широких пойм больших рек приходится иметь дело кроме перехода через главное русло, еще с переходом через второстепенные водотоки: староречья, рукава, протоки и т. под. Возникает вопрос, как с ними быть: пересыпать их насыпью или перекрыть мостами? Если перекрыть мостами, то каких отверстий?

Решение этих вопросов должно согласоваться в каждом частном случае со всеми местными условиями; с расположением отдельных водных потоков в плане, с формой и направлением их русла, с мощностью их в высокую воду, с возможными изменениями в рельефе поймы, с устойчивостью этого рельефа, со свойствами ложа поймы в смысле размываемости и отложения наносов, и т. д.

Руководящими общими началами при решении этой задачи должны быть следующие положения:

1) Естественный быт реки в существенных чертах не должен быть нарушен. В Западной Европе, где реки урегулированы, берега и поймы обрабатываются и заняты цен-



Фиг. 161.

ными угодьями, это правило является решающим, и поймы рек проходятся не глухими дамбами, а мостами и эстакадами. В малонаселенных странах, где почти никаких ценных угодий нет на берегах рек и где река не закреплена на определенном месте, где даже судоходство возможно в более или менее отдаленном будущем, естественный быт ее непостоянен и может быть, конечно, в известных пределах нарушен.

2) Закрытие дамбой крупных водных жил (с расходом в высокую воду свыше 10% полного расхода реки) представляет уже довольно трудную и дорогую работу. Устройство моста может оказаться надежней и, принимая во внимание вышеприведенное первое положение, более уместным.

3) При устройстве добавочных отверстий на пойме необходимо устранить в местах расположения отверстий образование перепадов, а для этого, вместо одной воронки с истоком под мост главного русла, надо создать несколько самостоятельных воронок соответственно числу всех отверстий. Если отверстий мало, то каждое отверстие должно быть более мощно по пропускной способности. Чем больше отверстий в дамбе, тем меньше они могут быть по величине.

На фиг. 161 (схема I) показано положение уреза воды с верховой стороны вдоль дамбы при одном отверстии на главном русле. Поперечное течение и разность горизонтов по бокам дамбы имеют наибольшее развитие. На схеме II имеются 2 отверстия одинаково мощных; один общий уклон правой стороны разбился на три с общим понижением уреза воды, следствием чего является сокращение участков одного уклона

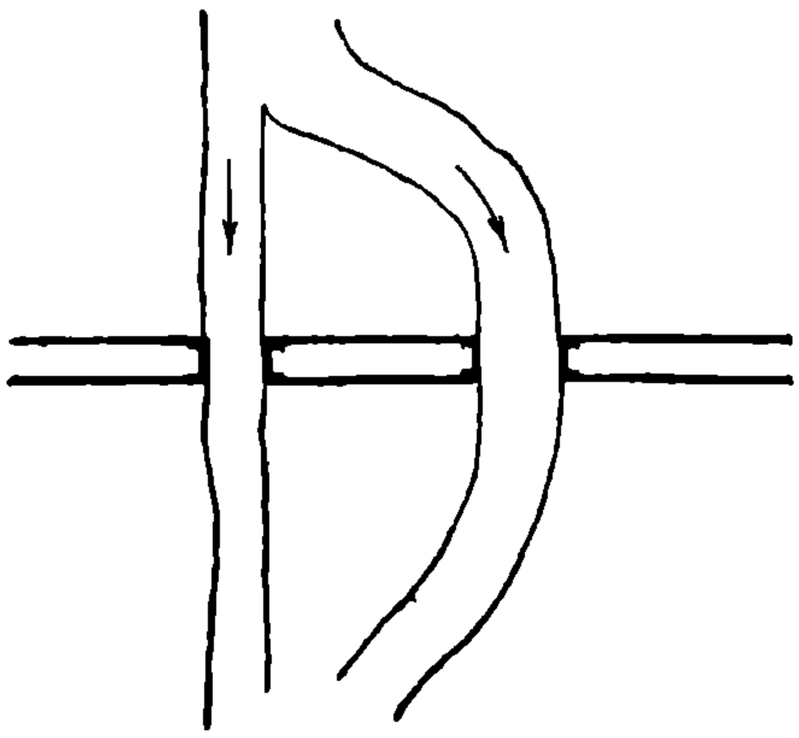
УДУНТ (ДИТ)

и значительное уменьшение перепада. На схеме III показано положение вещей при 4 отверстиях; разность уровней еще более смягчена, а боковые скорости еще более должны уменьшиться. Очевидно, при большом числе одинаковых отверстий, отверстия могут быть и небольшими по величине, никаких вредных явлений не будет.

Но это — предельная, чисто теоретическая схема. На самом деле мощность струй не может быть одинаковой, а значит и отверстия мостов. На главном русле нельзя дать отверстие в несколько сажен, как на пойме.

4) Величина отверстий мостов через отдельные потоки реки должна быть пропорциональна мощности этих потоков, т. е. расходу через их живые сечения. Общий расход реки Q слагается из частных расходов через главное русло Q_1, рукава Q_2, Q_3, и т. д., через мелководные плоские участки поймы Q_0. Задаваясь, в связи с профилем поймы, величиной отверстий на главных жилах, будем получать значения Q_1, Q_2, Q_3,... и остатка Q_0. Остаток и следует распределить между намеченными отверстиями пропорционально их расходам Q_1, Q_2, Q_3...

Если положение в плане главных жил устойчиво, то нет причин опасаться, что вода из главного русла уйдет в проток, размыв его и угрожая сохранности моста. Движущиеся через отверстия потоки обладают по отношению к прибывающей к ним сверху воде как бы притягательной силой, они создают собою естественную тягу, и тяга потока тем больше, чем больше его расход. Без изменения русел главных жил не может произойти перераспределение расходов между отдельным потоками. Для определения устойчивости русел потоков надо считаться с их расположением в плане и со свойствами грунта поймы, с отложениями наносов и, вообще, текущим моментом жизни поймы в смысле изменения ее рельефа.



Фиг. 162.

Если имеем главное русло по извилине (фиг. 162), — а проток по прямой, то надо установить, в каком направлении идет процесс их изменения. Если проток появился недавно и растет, то главное русло имеет тенденцию перейти сюда. Постановка мостов пропорционально расходам потоков должна быть сделана осмотрительно. Первое препятствие дальнейшему росту рукава составит уже мост на нем; надо посмотреть еще возможность закрепления русла протока в его настоящем виде с небольшими сравнительно затратами. Если по свойствам грунта процесс изменений происходил медленно, то мосты можно поставить безопасно. По устройстве мостов необходимо некоторое время следить за процессом изменений, и если он не прекратился, принять надлежащие меры к разделению потоков струенаправляющими дамбами. При значительном развитии петли и слабых грунтах, можно для небольших рек нарушить естественное деление вод в данный момент и итти к конечному результату процесса, закрыть проход по петле и направить весь расход по прямому потоку.

При обратном положении вещей, когда главное русло на прямой, а проток — на излучине, и проток находится в стадии упадка, вопрос может быть решен тем же порядком, но с большею уверенностью.

Рассматриваемое четвертое правило, относящееся к расположению мостов на широкой пойме, должно быть применяемо в связи с третьим. Нельзя дать для оросительной или осушительной канавы небольшое отверстие пропорционально расходу. Необходимо, чтобы воронки были одного порядка по величине, чтобы воронка на добавочном отверстии была самостоятельной, а не являлась частной впадиной на большой воронке. Чем дальше по дамбе от главного моста, тем при меньшем отверстии можно получить самостоятельную воронку, так как меньше будет влияние главного протока.

19. Задачи изыскания. При возникновении вопроса о постройке моста через реку известно, для какого пути мост строится и какие средства, хотя бы в самых общих чертах, для того имеются. Для выяснения дальнейших черт задуманного сооружения необходимо иметь данные о быте реки, свойствах грунта и пр., так как надо выяснить следующие вопросы:

1) о наименьшем отверстии моста,

НБ УДУНТ (ДИТ)

2) о роде и глубине заложения оснований опор,
3) о свободном просвете под мостом, необходимом для пропуска судов,
4) о необходимости и размерах ледорезов,
5) о длине и числе струенаправляющих дамб,
6) о ширине моста,
7) о нагрузках, какие мост должен выдержать.

Для решения этих вопросов необходимо произвести ряд съемок, наблюдений, измерений и подсчетов.

Нужно *снять план реки* с показанием места перехода, захватив в него всю реку по ширине с ее поймами, а в длину — на километр и более, если надо, в каждую сторону от перехода, вверх и вниз. План должен дать возможность выяснить направление динамической оси потока полых вод. На нем должны быть показаны меженние берега реки, староречья, острова, озера и пр., а также берега разлива. Особенно важно иметь на плане расположение динамической оси потока или потоков, если их несколько, и направление ледохода на месте предполагаемого моста.

«Наставление» ЦИС'а НКПСстроя (1931 г.) предлагает снять план в горизонталях на ширину незатопляемых берегов реки плюс еще по 100 *м*, а в длину — выше перехода не меньше ширины разлива и ниже перехода не меньше половины ширины разлива и во всяком случае не меньше двух отверстий моста в одну и в другую стороны от моста.

Нужно *снять поперечные профиля* — в количестве не менее трех: по оси моста, выше моста и ниже моста на расстоянии от 100 до 200 *м* от оси моста. Эти три профиля нужно для определения расхода в реке; если у перехода через реку место для определения расхода неудобно, то таковое выбирают близ моста выше или ниже, и снимают в нем 3 профиля, а также и план. Тогда достаточно у самого моста иметь один профиль по оси его.

Удобным для определения расхода местом можно считать такой участок реки, который представляет больше всего условий, необходимых для правильного течения потока. Такой участок должен быть прямой, возможно более сжат по ширине, с возможно более однообразными глубинами живых сечений. На профилях должны быть показаны горизонты самых низких вод, меженних, самых высоких; горизонты низкого и высокого ледохода горизонт наивысший судоходный. Здесь же необходимо показать (на профиле по оси моста) роды грунта на достаточную глубину, например от 20 до 30 *м* ниже меженнего горизонта, смотря по глубине воды, величине реки, характеру ее и возможных предположениях о роде оснований.

Если над рекой производились систематические наблюдения ранее, нужно собрать данные и построить графики колебаний уровня воды на месте перехода и в других пунктах реки, чтобы выяснить все обстоятельства, относящиеся к уровню воды, при которых придется вести работы, чтобы определить скорость распространения волн прибылей воды и на месте работ знать заранее о предстоящем подъеме горизонта и принять надлежащие меры.

Горизонт меженних вод может быть определен как летом, так и зимой. Для установления горизонта самых низких, как и самых высоких вод, кроме наблюдений, прибегают к опросу местных жителей,

Наблюдения горизонта полых вод в год изысканий производятся по рейке, укрепленной на свае, вбитой в удобном месте; наблюдения производятся регулярно, в одни и те же часы, по крайней мере три раза в день. При этих наблюдениях отмечается начало и конец ледохода, горизонты первых подвижек льда; образование заторов по близости предполагаемого места для моста; определяется толщина и размер льдин, скорость и направление их движения. Вообще отмечаются все явления, характеризующие проход высоких вод.

Если на реке имеются плотины, надо установить их влияние на горизонт высоких вод.

Если наблюдения производятся над притоком у его устья, то возможно распространение полых вод главной реки вверх по притоку; наблюдения должны дать уровень и длину распространения подпорного горизонта по притоку, быстроту спада воды в главной реке и скорость спадающей воды в притоке.

Для определения расхода по эмпирическим формулам необходимо знать *продольный уклон* потока, кроме площади его живого сечения. Для определения уклона поверхности высоких вод забивают по урезу воды колья на протяжении от 2 до 4 *км*

НБ УДУНТ (ДИТ)

вверх и вниз от перехода или на особо избранном участке, если у перехода условия неблагоприятны. Колья располагают через каждые 100 *м*. Колья не вполне забиваются до уровня воды при расстановке, а добиваются потом все сразу по данному сигналу. После такой забивки кольев производится тщательная нивеллировка в 2 нивеллира одновременно, устанавливаемые друг возле друга. На реках шириною более 40 *м* уклон определяется по обоим берегам и берется средний.

Для расчетного высокого горизонта (стр. 72) который наблюдать непосредственно, вообще говоря, не приходится во время изысканий для моста, берется уклон, наблюденный при более низком горизонте.

Затем необходимо собрать сведения о *размерах судов*, глубине их осадки, ширине, высоте такелажа и пр. При устройстве мостов через судоходные и сплавные реки должны быть приняты во внимание требования Народного Комиссариата путей сообщения (см. § 29).

Кроме того, по правилам 1897 г. необходимо удовлетворить следующим требованиям.

а) Оси и боковые грани опор, ограничивающих судо- и плотоходные пролеты, должны быть параллельны направлению течения и осям ходов и, в случае перевала хода выше моста от одного берега к другому, мост должен быть расположен ниже точки начала поворота судов на другой ход на таком от этой точки расстоянии, которое соответствует возможности безопасного перевала сплавных судов.

б) Если требования пункта а) в избранном для постройки моста месте естественными условиями реки не удовлетворяются, то должны быть удовлетворены посредством соответственных выправительных работ в пределах меженних горизонтов и посредством струенаправляющих сооружений для высоких вод выше моста.

в) Для возможности суждения о соответствии моста всем вышеприведенным требованиям проект моста должен сопровождаться планом русла и долины реки на достаточном протяжении с верховой и низовой стороны моста, с показанием на нем: границ коренного русла, линии наибольших глубин в нем, линии судовых и плотовых ходов, весенних протоков, границ разлива, расположения моста и его пролетов.

г) В коренном русле реки, в пределах урезов высоких вод, если воды эти не выходят из берегов, и в пределах всей ширины коренного русла, если высокие воды выходят из берегов, должны быть размещены лишь опоры, необходимые для поддержания моста, и никаких постоянных глухих заграждений для высоких вод не должно быть возводимо.

д) Если река во время высоких вод выходит из берегов коренного русла, то на поемных берегах его должны быть устраиваемы с верховой и низовой стороны моста соответственные струенаправляющие сооружения для правильного направления течения воды под мост и ниже его.

20. Определение наибольшего расхода в реке. Для определения наибольшего расхода в реке нужно знать площадь живого сечения для расчетного высокого горизонта и среднюю скорость течения в этом сечении и при этом горизонте. Площадь живого сечения определяется соответственными промерами, а скорость — различными приемами: измерением ее в натуре или вычислением по эмпирическим формулам, составленным на основании исследования течения воды в руслах.

Для рек, имеющих по межени ширину 40 *м* и более, применение эмпирических формул может дать слишком неточные результаты, как вследствие несоответствия выбранных коэффициентов, так и вследствие разницы в уклоне, полученном при меженнем или другом каком-либо горизонте и перенесенном на расчетный высокий горизонт.

Вместо того для больших рек в России выработан и применяется ныне следующий прием.[1]

Для определения расхода в реке выбирают в месте перехода или близ него участок длиною не менее двойной ширины реки; река на этом участке должна течь более прямолинейно, без нарушения течения крутыми поворотами, мелями и пр.; профиля участка должны иметь более или менее однообразную глубину и правильное очертание. По выборе такого участка должна быть установлена водомерная рейка в удобном и безопасном для рейки месте. Нуль рейки должен быть связан с общей нивеллировкой. На этом участке намечают три поперечных профиля на расстоянии от 100 до 200 *м* перпендикулярно направлению течения, которое определяется предварительно

---

[1] Здзярский. — «Определение отверстий мостов через большие реки». Журн. Мин. Пут. Сообщ. 1908 г., кн. 5.

НБ УДУНТ (ДИТ)

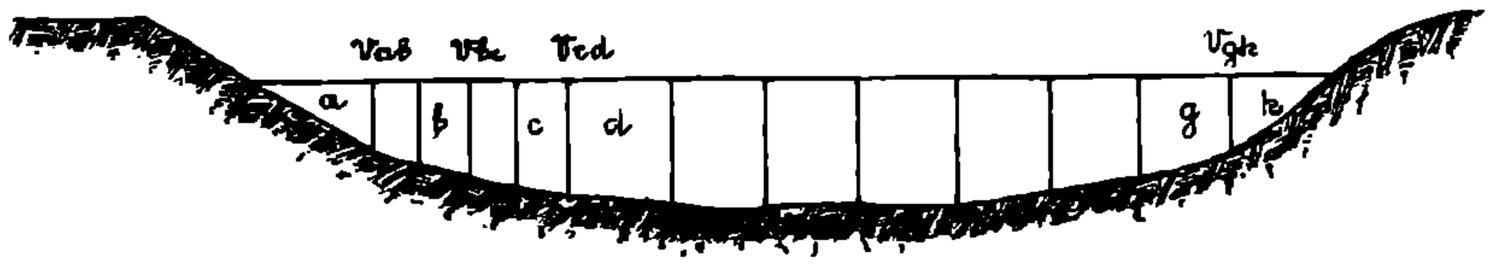
поплавками; перемещение поплавков наносится при помощи угломерных инструментов на план при помощи базы, устроенной на берегу.

Наибольший расход не может быть найден при помощи непосредственных наблюдений, так как наиболее высокие воды только случайно могут иметь место в год производства изысканий. О наибольшем расходе есть, однако, возможность составить довольно точное представление, если в распоряжении имеются расходы для высоких вод в год наблюдений и для других двух-трех различных горизонтов в том же месте реки.

Наиболее точный способ получения расхода *при данном* горизонте заключается в том, чтобы, подразделив живое сечение реки (фиг. 163) на трапеции *вертикалями*, взятыми на равных, если не трудно, расстояниях, найти средние скорости течения по этим вертикалям. Эту скорость можно принять за среднюю для половины двух смежных трапеций, и расход выразится тогда формулой

$$Q = \left(a + \frac{b}{2}\right) v_{ab} + \left(\frac{b+c}{2}\right) v_{bc} + \ldots + \left(\frac{g}{2} + h\right) v_{gh},$$

где a, b, c... площади трапеций между вертикалями; v_{ab}, v_{bc}... средние скорости на вертикалях, разделяющих трапеции.

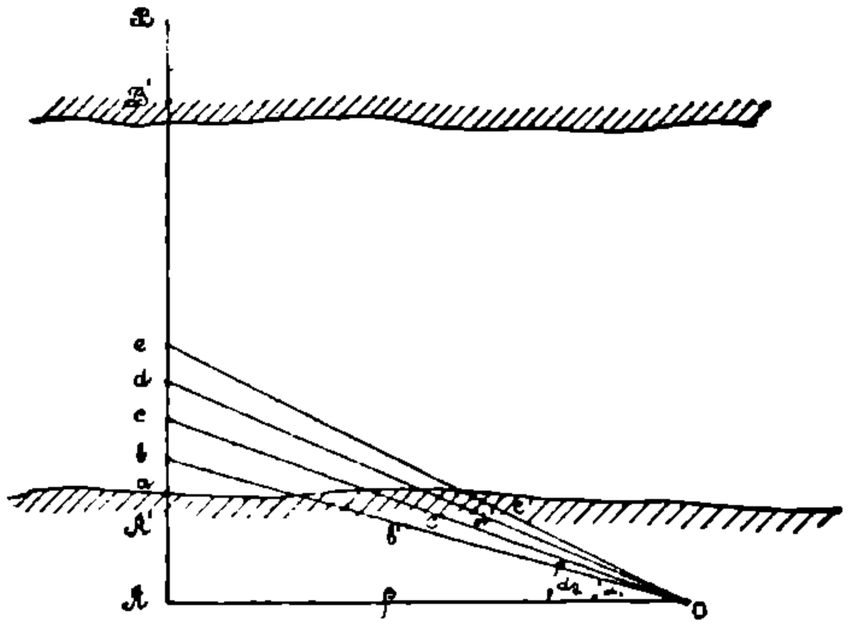


Фиг. 163.

Живое сечение, измеряемое в кв. единицах, получают следующим образом.

Если ширина реки не превосходит 60—80 *м*, то по намеченному профилю протягивают с одного берега на другой проволоку или бечеву, размеченную на определенные промежутки.

Если ширина реки более 60—80 *м*, то под бечеву или проволоку для уменьшения провисания подставляют лодки через каждые 60—80 *м*; лодки устанавливаются на якорях. На лодках проволоку или бечеву можно протянуть и поддерживать при общей длине не более 300 *м*. Свыше этого предела, или когда на реке происходит оживленное движение судов, пользуются створом, по которому передвигается в лодке наблюдатель, а места его стоянок определяются при помощи угломерных инструментов.



Фиг. 164.

Для облегчения вычислений желательно наблюдения производить по профилю через равные промежутки; для этого пользуются угломерным инструментом, по которому и устанавливается наблюдатель по створу, если предварительно вычислить углы, соответствующие желательным точкам (фиг. 164). Вместо того можно заранее дать направление лучей из точки O установкой вехи в O и вешек в соответствующих точках b', c', d',... на берегу: тогда наблюдатель в лодке сам может стать по створу вех на точку O и по профилю. Можно также устроить разбивку по параллелям с установкой вех на одном берегу (фиг. 165) или на обоих берегах (фиг. 166), смотря по местным условиям.

Измерение глубины и скоростей следует производить в тихую погоду, лучше всего с моста, устроенного на двух лодках, связанных между собою на расстоянии в три раза большем ширины одной лодки, чтобы устранить влияние лодок на скорость течения. Помост укрепляется на месте при помощи якорей.

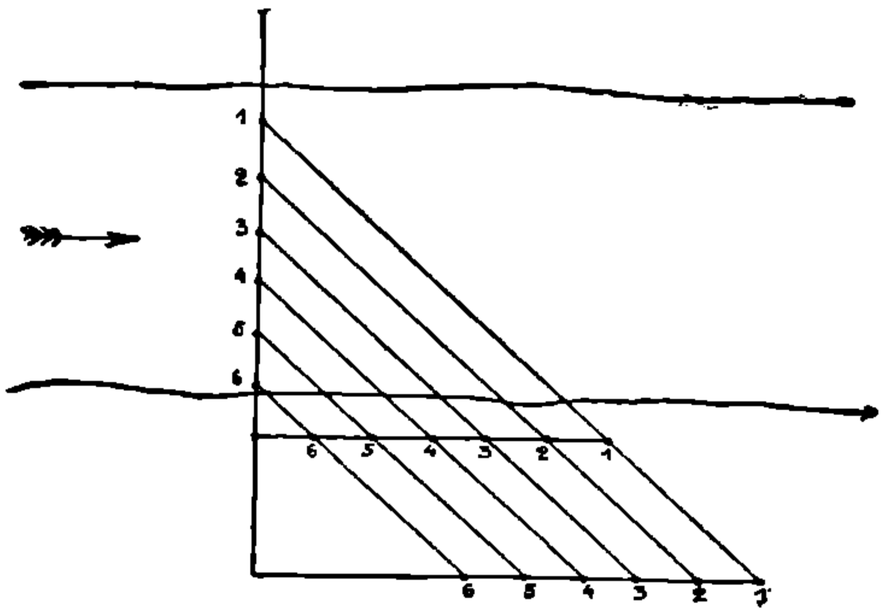
Измерение скорости по одному и тому же профилю должно быть произведено, во всяком случае, в один день, чтобы не получать ошибки вследствие изменения с течением времени обстоятельств протекания воды. Поэтому, если река широка и стоянок много, наблюдения необходимо производить с двух концов профиля. По утверждению инженера Здзярского в продолжение дня можно произвести 15 — 18 определений средней скорости по вертикалям одного профиля при отсутствии бечевы и 30—40 определений с бечевой.

НБ УДУНТ (ДИТ)

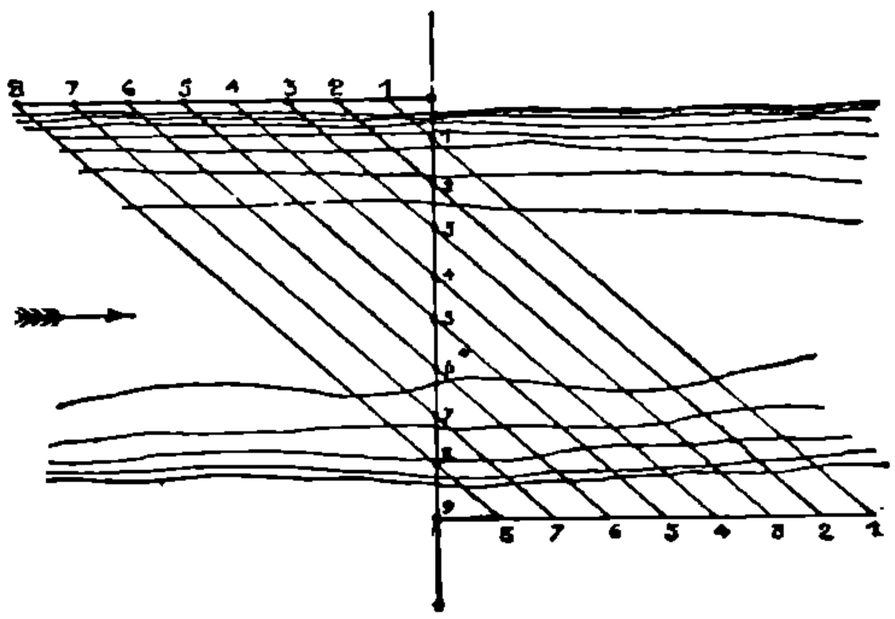
На средних реках вертикали берутся через 20—30 *м*; на больших — через 50 и более *м*, в зависимости от рельефа дна.

Скорости определяются вертушками Вольтмана, Амслера и др. или трубой Пито-Дарси.

По исследованиям Гребенау скорость струи на глубине 0,577 глубины воды по вертикали равна средней скорости на вертикали. На основании этого приближенно можно ограничиваться измерением скоростей на этой глубине и принимать их за среднюю скорость по вертикали.



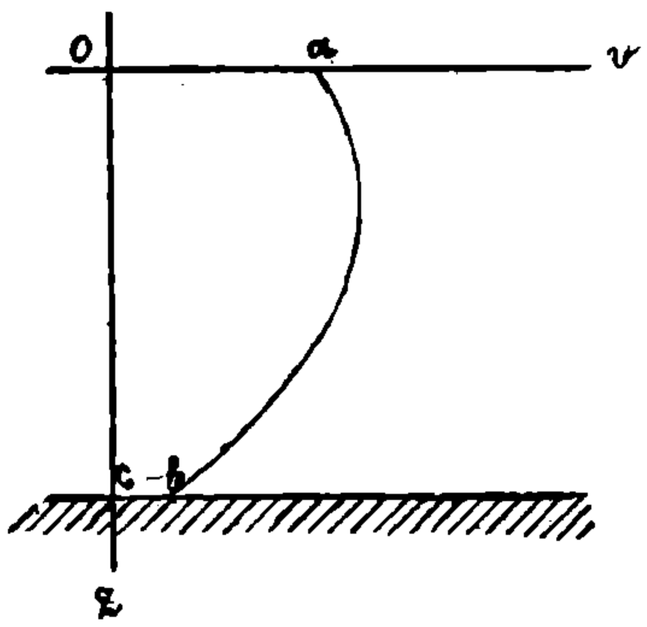
Фиг. 165.



Фиг. 166.

Исследование изменений скорости на одной и той же вертикали с изменением глубины показало, что если по оси OV (фиг. 167), совпадающей с поверхностью воды, откладывать скорости, а по OZ — глубины, то закон изменения выражается, приблизительно, кривой

$$v = A + Bz + Cz^2.$$



Фиг. 167.

Средняя скорость v_m будет равна частному от деления площади $Oabc$ на полную глубину реки по данной вертикали.

Если глубина h, то

$$v_m = \frac{1}{h}\int_0^h (A + Bz + Cz^2)\,dz = A + \frac{1}{2}Bh + \frac{1}{2}Ch^2.$$

Чтобы определить коэффициенты кривой, нужно произвести измерения v для трех значений z: тогда из трех уравнений получим A, B и C, зная которые, найдем среднюю скорость.

Инженер Гнусин рекомендует три скорости определять на следующих глубинах:

если полная глубина h от 0,3 до 0,6 с., то на глубинах $^1/_4\ h$, $^1/_2\ h$ и $^3/_4\ h$;
» » » h » 0,6 » 1,5 » » » » $^1/_6\ h$, $^1/_2\ h$ » $^5/_6\ h$;
» » » h » 1,5 и больше » » » $^1/_{10}\ h$, $^1/_2\ h$ » $^9/_{10}\ h$.

Если употребляется трубка Пито-Дарси, то ввиду того, что ею можно найти скорость лишь на поверхности потока, пользуются формулой Вейсбаха для определения средней скорости на вертикали по скорости v на поверхности $v_m = 0{,}915\ v$.

Определив вышеуказанным путем расходы в данном сечении реки при разных горизонтах, например при высоком, среднем и низком, можно перейти к определению наибольшего расхода при наивысшем горизонте, пользуясь законом зависимости расхода от высоты горизонта.

По исследованиям, произведенным на Заале, Унштруте, Сухоне и Северной Двине, установлено, что зависимость расхода от высоты горизонта выражается параболой (фиг. 168); на этой фигуре вдоль оси x-ов отложены расходы Q, вдоль оси y-ов высоты h горизонта, отсчитываемые от нуля рейки. Нуль же рейки находится в некотором расстоянии δ от вершины параболы O. Если параметр параболы p, то уравнение ее будет

$$h + \delta = \sqrt{p \cdot Q}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для определения постоянных величин p и δ необходимо получить 2 уравнения, т. е. иметь два расхода Q соответственно двум горизонтам h, измеренным как выше изложено. Но для большей надежности результатов лучше иметь большее число измеренных расходов, тогда коэффициенты δ и p найдутся по способу наименьших квадратов по формулам:

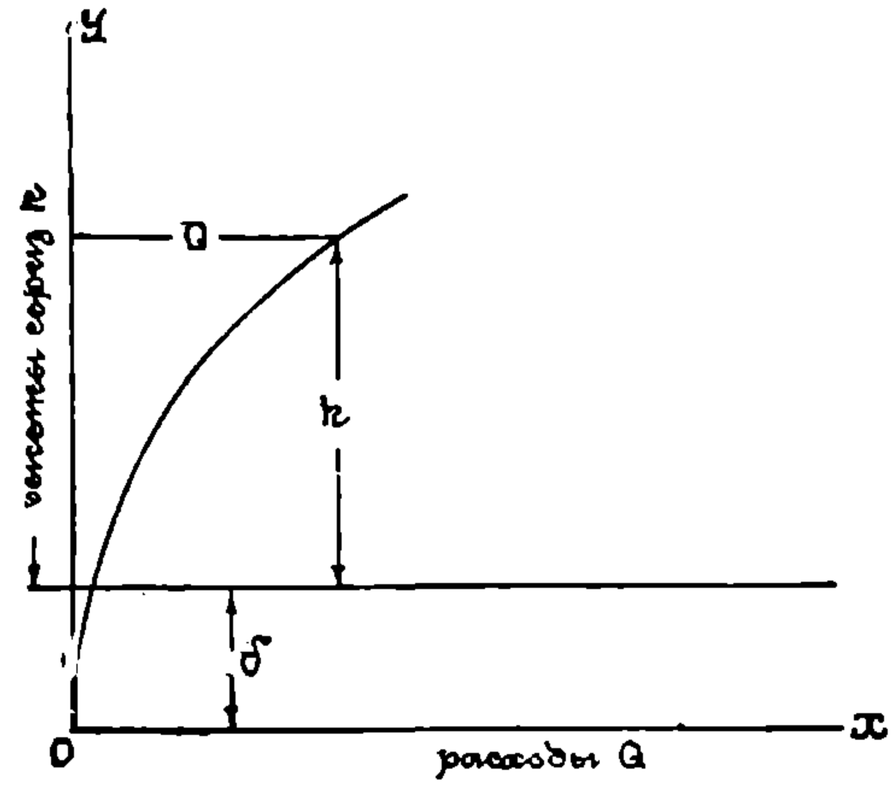
$$\sqrt{p}=\frac{n\Sigma\left(h\sqrt{Q}\right)-\Sigma\sqrt{Q}\cdot\Sigma h}{n\Sigma Q-(\Sigma\sqrt{Q})^2};\quad \delta=\frac{\Sigma h\Sigma Q-\Sigma\sqrt{Q}\cdot\Sigma\left(h\sqrt{Q}\right)}{n\Sigma Q-(\Sigma\sqrt{Q})^2},$$

где n — число найденных значений Q для разных h. Имея p и δ, найдем

$$\max.\ Q=\frac{(H+\delta)^2}{p}.$$

Другой прием определения наибольшего расхода в реке основан на пользовании эмпирической формулой для средней скорости потока в зависимости от уклона его i; уклон находится нивеллировкой, как раньше было указано. Для некоторой гарантии правильности результатов из числа нескольких предложенных формул выбирают одну следующим путем.

При самом высоком горизонте во время изысканий определяют, как изложено выше, расход Q; площадь живого сечения при этом пусть будет ω; средняя скорость потока будет тогда $u=Q:\omega$. Берем теперь различные эмпирические формулы и по имеющимся данным находим по ним среднюю скорость для того же горизонта. Выбираем формулу, которая дает результат наиболее близкий к найденному по измеренному расходу и, если надо, исправляем в ней коэффициенты. После этого вычисляем по избранной формуле среднюю скорость потока при самом высоком горизонте и по ней, наконец, искомый наибольший расход.



Фиг. 168.

Из эмпирических формул наибольшим доверием пользуются для больших и средних рек следующие формулы, в которых буквы обозначают:

u — среднюю скорость потока;

i — уклон поверхности потока;

R — подводный радиус, равный площади живого сечения ω, деленной на подводный периметр p;

b — ширина реки;

1) Формула Гангилье и Куттера (1869):

$$u=\frac{23+\frac{1}{n}+\frac{0{,}00155}{i}}{1+\left(23+\frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n}{R}}\sqrt{Ri}\ \text{(в метрах)},$$

или

$$u=\frac{23+\frac{1}{n}+\frac{0{,}00155}{i}}{1{,}4607+\left(23+\frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n}{R}}\sqrt{Ri}\ \text{(в саженях)};$$

коэффициент n берется в зависимости от степени шероховатости русла, а именно:

для земляных русел . . $n=0{,}025$; $\frac{1}{n}=40$;

для русел, покрытых гравием или зарослями . . $n=0{,}030$; $\frac{1}{n}=33$;

НБ УДУНТ (ДИТ)

для стенок из бутового камня . $n = 0{,}017$; $\frac{1}{n} = 59$.

2) Формула Гумфрейса и Аббота (1867):

$$u = \left[\sqrt{0{,}0025m + \sqrt{68{,}62R_1\sqrt{i}}} - 0{,}05\sqrt{m}\right]^2 \text{(в метрах)},$$

где

$$m = \frac{0{,}933}{\sqrt{R + 0{,}457}}; \qquad R_1 = \frac{\omega}{p + b};$$

для больших рек

$$R_1 = \frac{R}{2},$$

или

$$u = \left[\sqrt{0{,}00117m + \sqrt{23{,}209R_1\sqrt{i}}} - 0{,}342\sqrt{m}\right]^2 \text{ (в саженях)},$$

где

$$m = \frac{0{,}639}{\sqrt{R + 0{,}214}}; \qquad R_1 = \frac{\omega}{p + b}.$$

3) Формула Гребенау (1867), предложенная как упрощение предыдущей формулы:

$$u = 5{,}86\,\gamma\sqrt{R\sqrt{i}} \text{ (в метрах)},$$

$$u = \gamma\sqrt{16{,}10R\sqrt{i}} \text{ (в саженях)},$$

где в обоих случаях

$\gamma = 0{,}9223$ при ω от 20 до 400 кв. метров,
$\gamma = 0{,}9459$ при ω больше 400 кв. метров.

Последние две формулы считаются особенно пригодными для больших рек с уклоном меньше 0,0001.

Для малых рек, имеющих по межени ширину до 40 *м*, расход желательно, вообще говоря, определять с такою же тщательностью, как и для больших рек. Но за неимением достаточного количества времени, часто ограничиваются: 1) съемкой живых сечений в количестве трех: по оси моста, на 100 *м* выше и на 100 *м* ниже моста; 2) определением уклона реки нивеллировкой берегов на протяжении 1 — 2 *км*, и 3) наблюдением скоростей на поверхности потока для поверки коэффициентов эмпирических формул, применяемых для определения средней скорости реки при наивысшем горизонте.

Измерение скорости на поверхности производится при помощи поплавков, устраиваемых в виде крашеных дощечек или закупоренных бутылок с флажками. На берегу, через определенные промежутки, например 20 — 50 *м*, на протяжении 100 — 200 *м* устанавливаются при помощи вешек створы, перпендикулярно к направлению течения. У створов становятся наблюдатели с часами, предварительно сверенными, которые отмечают время прохождения поплавков через створ. Поплавки бросаются в речку с лодки или с берега, смотря по ширине ее, выше первого створа, стараясь пустить их по динамической оси. Зная расстояние между створами и время прохождения поплавка от створа к створу, находим скорость движения на поверхности. Поплавков выпускают не менее трех, и берут среднюю арифметическую из всех найденных скоростей.

Для перехода от наибольшей скорости v на поверхности к средней скорости u потока, пользуются одной из следующих формул:

По Вейсбаху

$$u = 0{,}837\,v.$$

По Прони

$$u = \frac{2{,}372 + v}{3{,}153 + v} \text{ (в метрах)},$$

или

$$u = \frac{1{,}11 + v}{1{,}48 + v} \text{ (в саженях)}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Более точные результаты дает формула Базена:

$$u = v - 14\sqrt{Ri}.$$

Вычислив, таким образом, среднюю скорость u, вычисляют ее же по приведенным выше эмпирическим формулам и выбирают формулу, дающую наиболее близкие результаты. Исправив, если надо, коэффициент, применяют ее для определения средней скорости потока при самом высоком горизонте в зависимости от уклона i и подводного радиуса R; уклон берется одинаковым с измеренным при производстве изысканий, а R находится из поперечного профиля живого сечения при наивысшем горизонте.

Иногда при помощи вертушки определяют скорости на поверхности для разных вертикалей живого сечения. Для перехода к средней скорости *по вертикали* применяют формулу Вейсбаха:

$$v_{ср} = 0{,}915\, v_{пов}.$$

По средним скоростям для вертикалей находят расходы через трапеции живого сечения, потом по всему живому сечению. Разделив найденный расход на площадь живого сечения, найдем среднюю скорость для живого сечения, и по ней можно проверить коэффициент эмпирической формулы.

Для небольших рек чаще всего применяется формула Гангилье и Куттера, имеющая всего один коэффициент n, который и можно проконтролировать как выше сказано.

Для рек с большим уклоном акад. Н. Н. Павловский рекомендует упрощенную формулу Гангилье и Куттера [1]

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23\,n}{\sqrt{R}}}\sqrt{Ri}\ \text{(метра)},$$

или формулу Базена

$$v = \frac{87}{1 + \frac{\alpha}{\sqrt{R}}}\sqrt{Ri}$$

при коэффициенте α для главного русла 0,85 (стенки канала в плотных з млистых грунтах, весьма хорошо содержимых) или 1,30 (землистые стенки в обычном состоянии, или мощены, но несколько заросшие; для пойм 1,75 (земляные русла при плохом содержании, значительных водорослях).

Если живое сечение реки по своему очертанию подразделяется на несколько отдельных потоков с одинаковыми, примерно, г у инами, то расход определяется для каждого потока отдельно. О ыкновенно получаются три части живого сечения: главное русло, правая пойма, ле ая по м Если в формулу Гангилье и Куттера для главн го русла беру $n = 0\,025$, то для пойм неровных и покрытых зарослями принимают $n = 0{,}030$. Расход равен сумме расхо ов отдельных потоков данного жив го сечения.

21. Расчет отверстия моста. — Определение отверстия моста является довольно трудной задачей для инженера. Он должен принять при этом во внимание не только наличные условия места и времени, но и условия, которые м гут возникнуть в будущем. Но даже в пределах наличных условий задача сложна; подсчеты здесь могут иметь лишь вспомогательное значение, так как они основаны на довол но шатких д нных. Но во многих с учаях, за неимением других данных, решение получается исключительно на основании подсчетов.

Отверстие моста должно быт таково, чтобы самое большое возможное количество воды в реке могло пройти под мостом без вреда для него и без убыточных последствий для берегов, как выше моста, так и ниже его, а также без отягчения условий судоходства.

В предположении, что место для моста выбрано правильно, влияние величины отверстия моста может сказаться в подпоре, создаваемом перед мостом и в связанном с ним увеличении скорости течения под мостом,

[1] Н. Н. Павловский, «Гидравлический справочник». Ленинград, 1924 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Увеличенная скорость может угрожать основаниям опор и вызывает затопление таких площадей берегов, которые без моста остались бы не затопленными.

Идеальным отверстием для моста было бы такое, при котором быт реки остался бы без изменения. На реках, не выходящих из берегов, или берега которых окаймлены набережными или продольными береговыми плотинами, отверстие моста берется равным расстоянию между берегами за вычетом места, занимаемого опорами. Если река широко разливается в половодье, то устройство моста во всю ширину пойм было бы сопряжено с огромными затратами. Отверстие моста берется во много раз меньше ширины разлива. При этом опоры надо строить с тем более глубоким заложением, чем сильнее сжимается поток. А такие системы мостов, как деревянные на сваях, ставят в этом отношении определенные границы для сжатия отверстия. Таким образом, кроме гидравлических и судоходных условий, на величину отверстия оказывает влияние и задуманная система моста. На железных дорогах бывали случаи, когда деревянный мост с 200-метровым отверстием перестраивался в постоянный с каменными опорами 100-метрового отверстия. Но возможны и случаи обратного характера: отверстие моста диктует применение определенной системы его. Например, случай, когда река стеснена уже до предела естественными берегами или набережными, и стеснять ее постановкой опор невозможно; приходится строить мост в один пролет; при значительной его величине и низких берегах число применимых систем моста будет весьма ограничено.

Итак, при определении отверстия моста нужно знать, хотя бы в общих чертах, тип моста, допускает ли он глубокое заложение опор или не допускает, дешевый ли это мост или дорогой, так как чем дороже погонная единица моста, тем экономней надо назначать его длину, т. е. отверстие. Затем, надо руководствоваться соображениями:

1) относительно скорости по дну, от которой зависит размыв, а следовательно глубина заложения опор, а значит и стоимость моста;

2) относительно скорости на поверхности реки при наивысшем судоходном горизонте ее, которая может оказаться столь значительной, что затруднит движение судов;

3) относительно величины подпора выше моста, который может оказаться весьма убыточным даже при ничтожной величине.

Задача о выборе отверстия решается ощупью, пробами.

По тем или другим соображениям задаются определенным отверстием моста и определяют скорости по дну, на поверхности и ожидаемый подпор у моста и сопоставляют результаты с местными условиями. Если нужно, изменяют отверстие в ту или другую сторону до полного согласования ожидаемых последствий с допускаемыми по местным условиям в границах разумной экономии.

Предварительную величину отверстия можно взять совершенно произвольно, но иногда ею задаются, исходя из величины отверстий мостов, уже существующих на той же реке выше или ниже нового моста. Так как количество воды для сечения нижележащего больше, чем для сечения вышележащего, вследствие впадения новых притоков и, вообще, вследствие увеличения площади бассейна, то, вообще говоря, отверстие моста нижележащего должно быть больше отверстия моста вышележащего. Если площадь бассейна для верхнего моста ω_1, а живое сечение под существующим мостом s_1, то при бассейне ω_2 для нижнего моста площадь s_2 живого сечения под ним найдем из пропорции $s_2 : s_1 = \omega_2 : \omega_1$ Зная горизонт высоких вод и имея профиль живого сечения для нового моста, можно подобрать такое отверстие, которое давало бы под мостом площадь s_2.

Этот прием назначения отверстия самостоятельного значения иметь не может, т. е. ограничиться им никоим образом нельзя. Для того, чтобы он не дал грубой ошибки, необходимо, чтобы весь комплекс местных условий существующего моста повторился на месте нового моста, что, конечно, бывает крайне редко.

Местные условия могут вызвать назначение значительно большего отверстия для верхнего моста, и наоборот. Таких случаев существует множество.

Причины этого становятся вполне ясными из нижеследующего примера, приводимого Dupuit.

В широкой долине протекает (фиг. 169) река, имеющая в межень ширину 500 *м*. Во время половодья затопляемая площадь *GDKEFCH* покрывается слоем воды около 3 *м* толщины, между тем как часть *DBEK* образует незатопляемый остров. Нужно пересечь долину дорогой из города *A* по направлению *C* на незатопляемом берегу. Предположим, что ниже этого места существует мост с отверстием в 400 *м*, вполне доста-

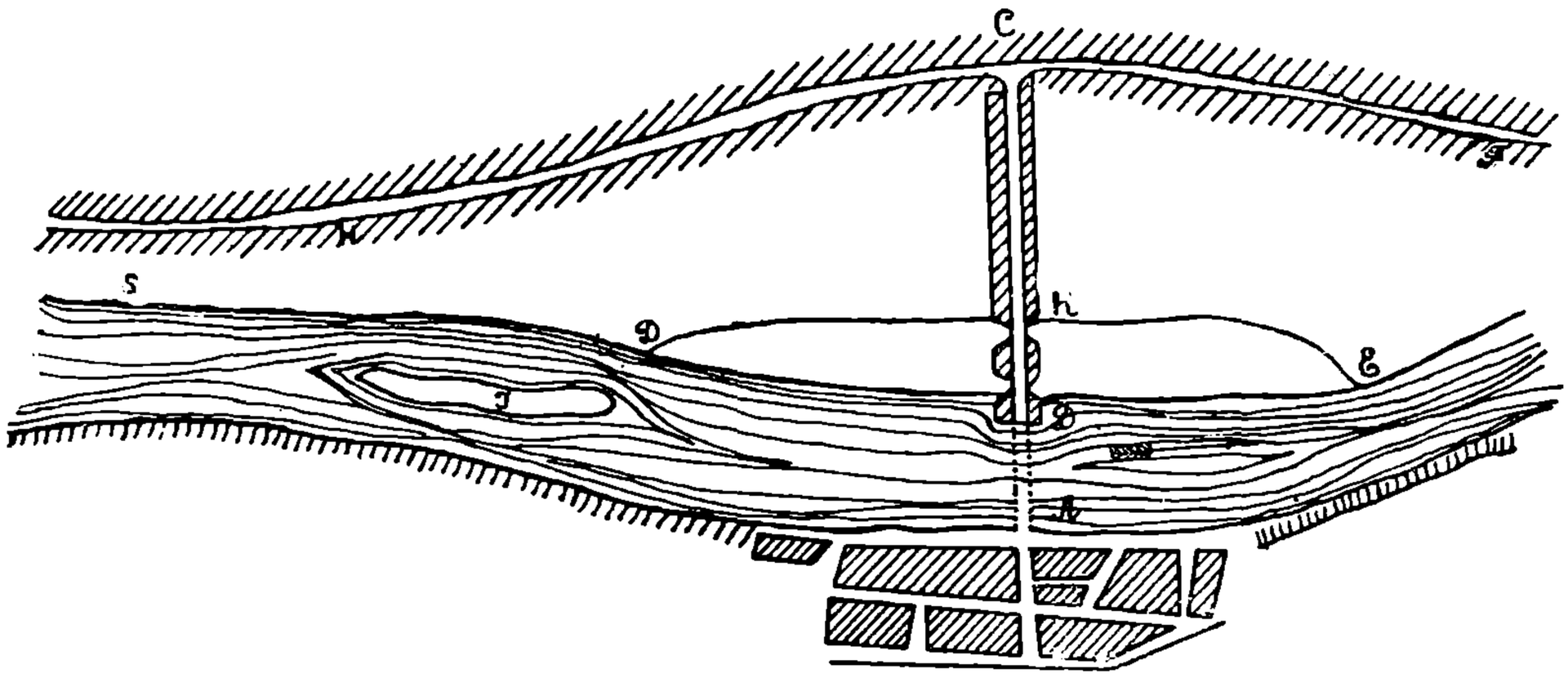
НБ УДУНТ (ДИТ)

точным. Казалось бы, что 400 *м* отверстия будет достаточно для моста в *AB*, а от *B* до *C* можно устроить незатопляемую дамбу. Но по коренному руслу проходила далеко не вся полая вода, и если дать мосту отверстие даже в 500 *м* (ширина главного русла), то и тогда должен будет образоваться подпор, который увеличит площадь затопления берегов и может повлечь затопление низких улиц города.

Для понижения подпора можно применить несколько приемов. По одному можно устроить дополнительный мост на пойме, в который направится второй поток реки в половодье. По другому приему можно уширить реку срезкой части или всего острова. Второй прием следует предпочесть. Таким образом на новом месте мост должен иметь отверстие больше 500 *м*, т. е. значительно больше моста нижележащего.

Если убытки от затопления левого берега будут значительны, то решение можно дополнить устройством защитной плотины по линии *GDKE* с проведением ее к незатопляемому берегу. Плотина направит всю воду под мост, а левая пойма станет незатопляемой. При этом, однако, городской берег потребует укрепления, а остров *I* может быть смыт.

Задавшись отверстием моста, определяем прежде всего скорость по дну. В этом отношении у нас различают два случая: 1) размыв ложа не допускается и 2) размыв ложа допускается. Каждому из этих случаев соответствует свой прием подсчетов; рассмотрим их.



Фиг. 169.

1) *Размыв не допускается.* Это — случаи слабого устройства оснований опор; при современных средствах заложения оснований этот случай вряд ли применим для постоянных, не деревянных опор. Но сюда относятся и случаи, когда *размыв невозможен* по свойствам грунта, например в случае скалистого ложа реки в месте перехода или в случае плотного глинистого грунта при сравнительно слабом стеснении русла. Слабое стеснение русла возможно для рек неразливающихся или протекающих в набережных. Для таких рек стеснение происходит лишь от постановки опор; его можно считать в 10—15% живого сечения.

Задавшись отверстием моста, располагают его на профиле перехода и находят площадь живого сечения под мостом, приняв во внимание возможную срезку берегов до уровня несколько выше меженного (на 0,20—0,40 *м*) горизонта; обозначим ее через ω_0; скорость потока под мостом пусть будет v_0, наибольший расход Q. Течение под мостом будет несколько сжато вследствие обхода струями потока опор; коэффициент сжатия зависит от очертания быков в плане: для прямоугольного принимается 0,85, для закругленного 0,90 и для остроугольного 0,95—0,97. Чем больше пролеты моста, тем меньше коэффициент сжатия потока, для пролетов свыше 100 *м* можно считать равным 1.

Обозначим его через μ. Тогда имеем $Q = \mu\omega_0 v_0$, откуда находим v_0.

Это есть средняя скорость потока.

Для скорости по дну по Вейсбаху имеем $v_д = v_0$.

Для наибольшей скорости на поверхности по Вейсбаху имеем $\max v_п = \frac{v_0}{0{,}83}$.

Теперь остается только произвести оценку этих скоростей с точки зрения размываемости грунта и судоходства.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Что касается величины скорости, которую могут выдержать разные грунты ложа реки, то твердо установленных данных не имеется.

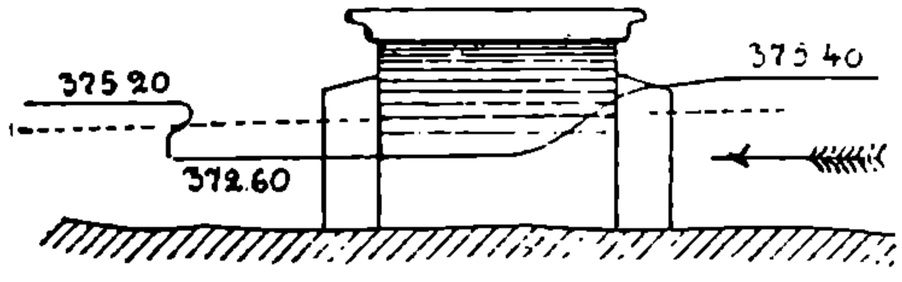
Если в живом сечении реки есть заметно глубокий участок, например в виде главного русла, отделяющегося своей глубиной от поймы, то средняя скорость для этого участка может быть взята за среднюю наибольшую скорость, при которой русло еще не размывается. Это, повидимому, для многих случаев наиболее надежный способ оценки грунта с этой точки зрения.

По Morandière'y, на основании работ Gauthey'я, следующие скорости начинают размывать ложе реки:

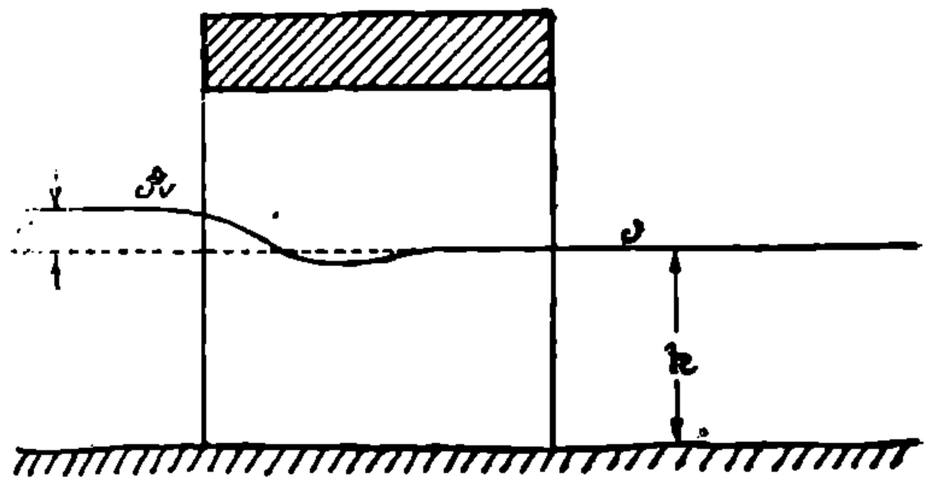
глинистое русло	0,15 *м* в сек.	валунное . .	1,50 *м* в сек.
песчаное .	0,30 » » »	слабая скала	1,80 » » »
гравелистое	0,60 » » »	твердая скала	3,00 » » »

На реке Ariège (во Франции) существуют мосты, под которыми скорость достигает величины от 7 до 12 *м* без всяких повреждений русла. Но и при скорости 3,0 *м* получается подпор 0,46 *м*, не всегда допустимый.

По сведениям, относящимся к русским железнодорожным мостам, глинистое ложе не размывается, если скорость не превосходит 1,5 — 1,8 *м*. Чем короче по времени стояние высокой воды, тем большую скорость по дну можно допустить. В Ростове-на-Дону для твердо-глинистого грунта была допущена скорость почти 3 *м*.



Фиг. 170.



Фиг. 171.

Инженер Голиневич на основании литературных источников предложил следующие величины допускаемых скоростей по дну.

Иловатая земля	0,10 *м*	Плотная глина или галька . . .	1,00 *м*
Слабая глина	0,20 »	Дно, покрытое крупным камнем	1,60 »
Мелкий песок	0,50 »	Слоистые горные породы	2—3 »
Обыкновенный песок или глина	0,80 »	Скалистый грунт	4 »

Что касается скорости на поверхности, то взводное судоходство становится затруднительным, если скорость достигает 1 *м* в секунду; сплавное же судоходство затрудняется при скорости 1,7 *м* (Debauve). Эти скорост зависят и от движущих средств судоходства. На Волге в настоящее время судоходство справляется со скоростями до 2 *м*.

Вопрос об определении подпора, вызываемого мостом, весьма сложен и решается лишь приблизительно при некоторых допущениях. Приводим здесь решение, предложенное Брессом. На основании наблюдений над протеканием воды под существующими мостами, вызывающими большие подпоры (например мост de Foix через Ariège образует перепад 2,8 *м*, фиг. 170), некоторые инженеры полагают, что после перепада уровень потока подымается выше горизонта свободной реки, образуя обратный уклон к мосту. Это явление получается и теоретически из закона Бернулли, но Бресс, вместе с другими ученымп, принимает обратный перепад равным нулю ввиду того, что закон Бернулли в данном случае парализуется образованием водоворотов и потерями на трение, учесть которые невозможно. Наблюдение же этого явления очень затруднительно, вследствие чего указания на существование обратного уклона подвергаются сомнению. Он предполагает, что за мостом в точке *S* (фиг. 171) горизонт воды такой же, какой был до постройки моста.

Пусть расход равен Q;

y — величина подпора в сечении *A* выше моста над уровнем воды до постройки моста;

μ — коэффициент сжатия;

L — ширина реки до моста;

НБ УДУНТ (ДИТ)

l — отверстие моста;
h — средняя глубина воды под мостом.

Площадь живого сечения A равна $L\ (h+y)$, так как средняя глубина воды перед мостом будет $h+y$.

Скорость течения A будет

$$w=\frac{Q}{L\ (h+y)}.$$

Точно так же площадь живого сечения в S равна μlh, а скорость

$$v=\frac{Q}{\mu lh}.$$

На основании теоремы Бернулли имеем, пренебрегая трением о ложе реки, так как расстояние между сечениями A и S невелико:

$$y=\frac{v^2-w^2}{2g}=\frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\mu^2 l^2 h^2}-\frac{1}{L^2(h+y)^2}\right).$$

Здесь g — ускорение силы тяжести $=9{,}81$ *м*.

Уравнение 3-ей степени относительно y проще всего решается пробными подстановками; для первого приближенного значения во второй части можно положить $y=0$; вычисленное при этом y будет первым значением; подставляя его во вторую часть уравнения, получим второе приближенное значение и т. д. до тех пор, пока два смежные значения y будут мало отличаться друг от друга.

При суждении о последствиях подпора, создаваемого мостом, необходимо выяснить длину вверх по реке, на которой вызванный подпор ощущается. Наблюдения показывают, что для пологих рек длина эта весьма значительна. Но практическое значение подпора сказывается лишь на длине

$$D=\frac{3y}{i},$$

где i — уклон реки.

По французским нормам возможно допустить подпор на 0,20 *м* для случаев затопления небольших площадей и недорогих; на 0,10 *м* — для широких и плодородных долин; на 0,05 *м* — для очень широких долин и дорогих угодий.

На реке Оке у Мурома русло стеснено мостом на $50-60\%$, так как вся вода должна была проходить фронтом, через который до моста проходило 0,6 — 0,7 расхода. Пойма шириною до 12 *км*, отверстие моста 739 *м*. До постройки моста уклон реки был 0,00007; после постройки уклон перед мостом на протяжении 2 *км* найден 0,00019. Образуется воронка. Разность уклонов дает $(0{,}00019-0{,}00007)\ 2000=0{,}24$ *м*. Следовательно подпор, созданный мостом, не меньше этой величины. С другой стороны, бытовая скорость в главном русле была 1,36 *м*, а под мостом до размыва 2,30 *м*. Подпор

$$y=\frac{2{,}30^2-1{,}36^2}{2\cdot 9{,}81}=0{,}17\ м.$$

В затопляемых городах повышение горизонта не должно быть сколько-нибудь заметно.

Если принятое отверстие вызывает такие скорости или подпор, которые не могут быть допущены, то отверстие увеличивается и подсчет скоростей и подпора производится заново.

Если же скорость сама по себе невелика и подпор умеренный, но русло не выдерживает вследствие слабости грунта, то, вместо увеличения отверстия, можно укрепить русло под мостом. Укрепление производится или посредством фашинных тюфяков, или шпунтовыми рядами, расположенными поперек реки выше и ниже моста с устройством каменной наброски между ними.

2) *Размыв ложа допускается.* Если отверстие моста l, площадь живого сечения под ним в начале протекания полой воды ω_1, то средняя глубина воды под мостом $h_1=\omega_1:l$. Затем происходит размыв русла, который остановится лишь тогда, когда средняя скорость под мостом упадет до того значения ее v_0, которое она имела в главном русле до постройки моста. Площадь под мостом стала ω_2 и находится из выражения

$$\omega_2=\frac{Q}{\mu v_0}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Средняя глубина под мостом после размыва будет $h_2 = \omega_2 : l$.

Средняя глубина размыва будет равна $h_2 - h_1 = a_2 = (w_2 - w_1) : l$.

Но естественно предположить, что размыв не будет одинаков по всей ширине дна, а будет пропорционален первоначальной глубине данного места на профиле. Так что, если наибольшая глубина до размыва была $h_1^1 = k \cdot h$, то глубина наибольшего размыва будет здесь $= k \cdot a$.

Найдя линию размыва, остается посмотреть, может ли она осуществиться в действительности по свойствам пластов грунта. Возможно, что на меньшей глубине залегает неразмывающийся грунт. В таком случае размыв остановится на поверхности нового слоя грунта. Тогда под мостом будет иметься площадь ω_3; найдем соответственную ей скорость $v_3 = Q : \mu\omega_3$ и подпор

$$y = \frac{v_3^2 - v_0^2}{2g},$$

после чего делаем соображения, как в случае определения отверстия без допущения размыва.

Допускаемая в практике глубина размыва колеблется в значительных пределах: от 0,5 до 4 саж. Значительные размывы допускать опасно, так как нельзя быть уверенным, что он распределится по всей ширине реки под мостом более или менее правильно и не сосредоточится в одном участке, где может достигнуть непредвиденной глубины. В большинстве случаев у нас довольствуются размывом до 1,0 саж. При этом основания должны иметь достаточную глубину заложения. Если основания свайные в шпунтовом ограждении, то безопасность от подмыва надо соображать по нижнему концу шпунтовой стенки; она не должна быть подмыта.

Получив отверстие, составляют эскиз моста с вариантами в числе и величине пролетов, округляя пролеты до целых метров, и для каждого приемлемого варианта находят глубину размыва, если отверстия заметно отличаются. Сравнением стоимости вариантов и технических и эстетических свойств устанавливают окончательную схему моста и его отверстие.

22. Пример. *Расчет отверстия моста через р. Волгу у г. Мологи.* Расход р. Волги у г. Мологи определен по двум профилям, взятым в расстоянии 2 *км* от моста, так как русло на месте перехода неправильное. Профили удалены друг от друга на 213 *м*. Уклон поверхности высоких вод, по наблюдениям весной 1916 г., определен равным 0,0001. Кроме того, по профилю II при горизонте 90,16 были определены при помощи вертушки скорости у поверхности реки и уклон ее при этом, равный 0,00004. От скоростей на поверхности сделан переход к средним скоростям на вертикали по формуле Вейсбаха $v_{ср} = 0{,}915 v_{пов}$ *м*/сек.

Располагая ими, можно определить расход реки при горизонте наблюдения скоростей. Подсчет приводится в таблице 2.

Таблица 2. — Расход по профилю II при гориз. 90,16 (в метрах).

№ вертикали	Скор. на поверхн.	Средняя на вертик.	Глубины	Расстояния	Средние глубины	Площадь трапеций	Слагаемые расхода
0	—	—	0				$\left(112{,}15 + \frac{149{,}13}{2}\right) 1{,}13 = 210{,}98$
1	1,23	1,13	6,21	36,06	3,11	112,15	
2	1,25	1,15	6,74	23,05	6,47	149,13	$\frac{149{,}13 + 150{,}42}{2} 1{,}15 = 172{,}25$
3	1,25	1,15	6,57	22,62	6,65	150,42	170,19
4	1,28	1,17	6,36	22,41	6,47	144,99	
				6,30	0,62	3,91	51,97
16	1,06	0,98	0				

НБ УДУНТ (ДИТ)

Площадь живого сечения 2371 $м$.

Расход 2746 $м^3$.

Средняя скорость для всего сечения $\frac{2746}{2371} = 1{,}16$ $м$.

Подводный периметр 514 $м$.

Подводный радиус $R = \frac{2371}{514} = 4{,}61$ $м$.

По формуле Гангилье и Куттера имеем для этого случая

$$1{,}16 = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{0{,}00004}}{1{,}0 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{0{,}00004}\right)\frac{n}{\sqrt{4{,}61}}}$$

$$\sqrt{4{,}61 \cdot 0{,}00004},$$

откуда коэффициент шероховатости для главного русла

$n = 0{,}017$, принят 0,02.

Для пойм принято $n = 0{,}03$.

Применяя теперь принятые значения для n находим по формуле Гангилье и Куттера средние скорости реки при горизонте 90,44 по профилям I и II. Для сокращения места приводим здесь на фиг. 172 один из профилей и к нему расчет расхода. Сечение разбито на три части: левая пойма, правая пойма и главное русло. В таблицах приведены данные для определения площади живого сечения и подводного периметра для одного из участков живого сечения.

Таблица 3. — Левая пойма.

Отметки грунта	Глубины	Средние глубины	Расстояния	Частные площади
96,44	0	0,53	15,0	7,95
95,37	1,07	1,38	42,7	58,93
94,75	1,69	2,07	107,0	221,49
93,98	2,46	2,72	107,0	291,04
93,47	2,97	2,96	64,0	189,44
93,49	2,95	2,72	42,7	116,14
93,96	2,48	2,37	64,0	151,68
94,17	2,27	2,70	42,7	115,29
93,32	3,12	3,27	42,7	139,63
93,02	3,42	3,44	64,0	220,16
92,98	3,46	2,57	42,7	109,74
94,75	1,69	2,03	47,0	95,41
94,07	2,37			
			$\rho = 681{,}5$	$\omega = 1716{,}9$ $м^2$

Подводный радиус $\frac{1716{,}9}{681{,}5} = 2{,}52$ $м$.

Средняя скорость для левой поймы

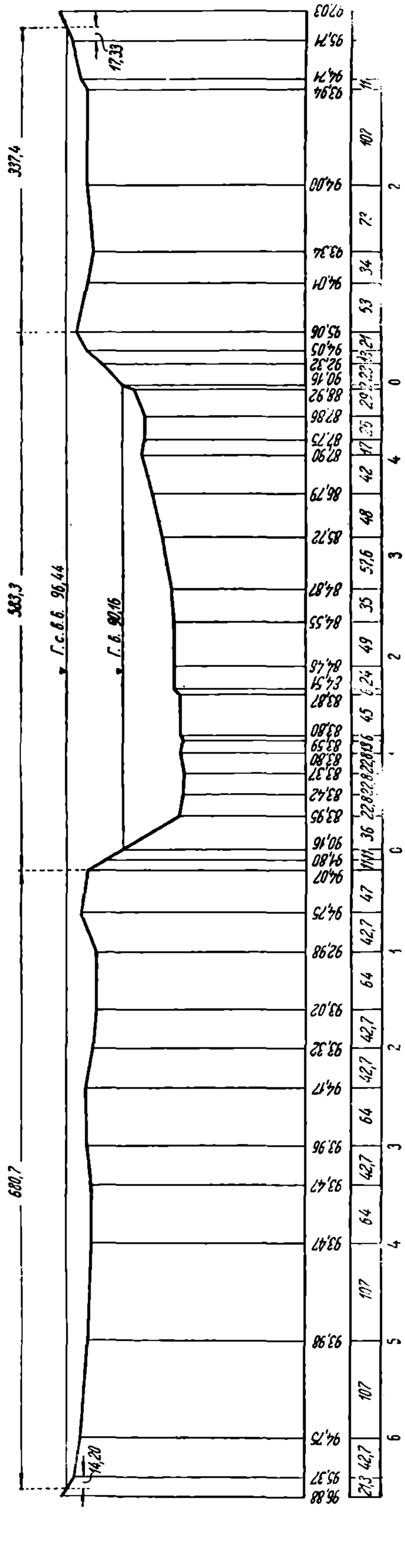
$$v_1 = \frac{23 + 33{,}33 + \frac{0{,}00155}{0{,}0001}}{1{,}0 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{0{,}0001}\right)\frac{0{,}03}{\sqrt{2{,}52}}}\sqrt{2{,}52 \cdot 0{,}0001} = 0{,}66 \text{ } м.$$

Расход на левой пойме $Q_1 = 1716{,}9 \cdot 0{,}66 = 11{,}33$ $м^3$.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Совершенно таким же путем находится для правой поймы

$$\omega_2 = 719{,}08 \ м^2; \ R_2 = 2{,}13 \ м.$$



$$v_2 = 0{,}58 \ м.$$

$$Q_2 = 719{,}1 \cdot 0{,}58 = 417 \ м^3.$$

и для главного русла при $n = 0{,}02$

$$\omega_3 = 5847 \ м^2; \ R_2 = 10{,}01 \ м$$

$$v_2 = 2{,}26 \ м$$

$$Q_2 = 5847 \cdot 2{,}26 = 13214 \ м^3.$$

А полный расход через профиль II $Q_{II} = 1133 + 13214 + 417 = 14764 \ м^3$. Таким же образом по I профилю было найдено $Q_I = 15591 \ м^3$. За вероятный наибольший расход принят средний из двух

$$Q = \frac{15591 + 14764}{2} = 15178 \ м^3.$$

Скорость потока в главном русле тоже принимается средней из двух, найденных по двум профилям

$$v = \frac{2{,}33 + 2{,}26}{2} = 2{,}30 \ м.$$

Отверстие моста принято в 534 *м*; мост намечен в 5 пролетов по 107 *м*. Площадь живого сечения год мостом, учитывая срезку берегов (фиг. 173), 6048 $м^2$, а за вычетом быков

$$\omega_0 = 5780 \ м^2.$$

Средняя скорость сечения под мостом до размыва русла при коэффициенте сжатия $\mu = 0{,}95$

$$v_0 = \frac{Q}{\mu\omega_0} = \frac{15178}{0{,}95 \cdot 5780} = 2{,}76 \ м.$$

Предполагая, что размыв русла прекратится при средней скорости потока 2,30 *м*, будем иметь при этом живое сечение под мостом

$$\omega'_0 = \frac{15178}{0{,}95 \cdot 2{,}30} = 6962 \ м^2.$$

Средняя глубина до постройки моста

$$h_0 = \frac{6048}{553} = 10{,}93 \ м.$$

Средняя глубина после размыва

$$h'_0 = \frac{6962}{534} = 13{,}04 \ м.$$

Наибольшая глубина русла под мостом до размыва 14,36 *м*; отношение ее к средней глубине $14{,}36 : 10{,}93 = 1{,}31$ *м*.

Тогда наибольшая глубина после размыва будет

$$\max h'_0 = 1{,}31 \cdot 13{,}04 = 17{,}08 \ м.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Наибольшая глубина размыва $17{,}08 - 14{,}36 = 2{,}72$ *м*.
Подпор у моста до размыва

$$\Delta h = \frac{v_0^2 - v^2}{2g} = \frac{2{,}762 - 2{,}30^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}12 \text{ м}.$$

23. Способ гидравлических эквивалентов (инж. Каншина).[1] По этому весьма простому способу определения отверстия моста не надо знать ни величины расхода в реке, ни величины скоростей, а значит не надо знать уклона реки при наивысшем горизонте воды, который (уклон) трудно установить точно, за неимением возможности наблюдать его непосредственно. Достаточно иметь профиля живых сечений реки при наивысшем горизонте.

Если w, w', w''', — площади живых сечений главного русла и пойм; v, v', v', — скорости бытового потока для них, то наибольший расход

$$Q = vw + v'w' + v''w''.$$

При удержании под мостом бытовой скорости v в главном русле, площадь живого сечения под мостом должна быть

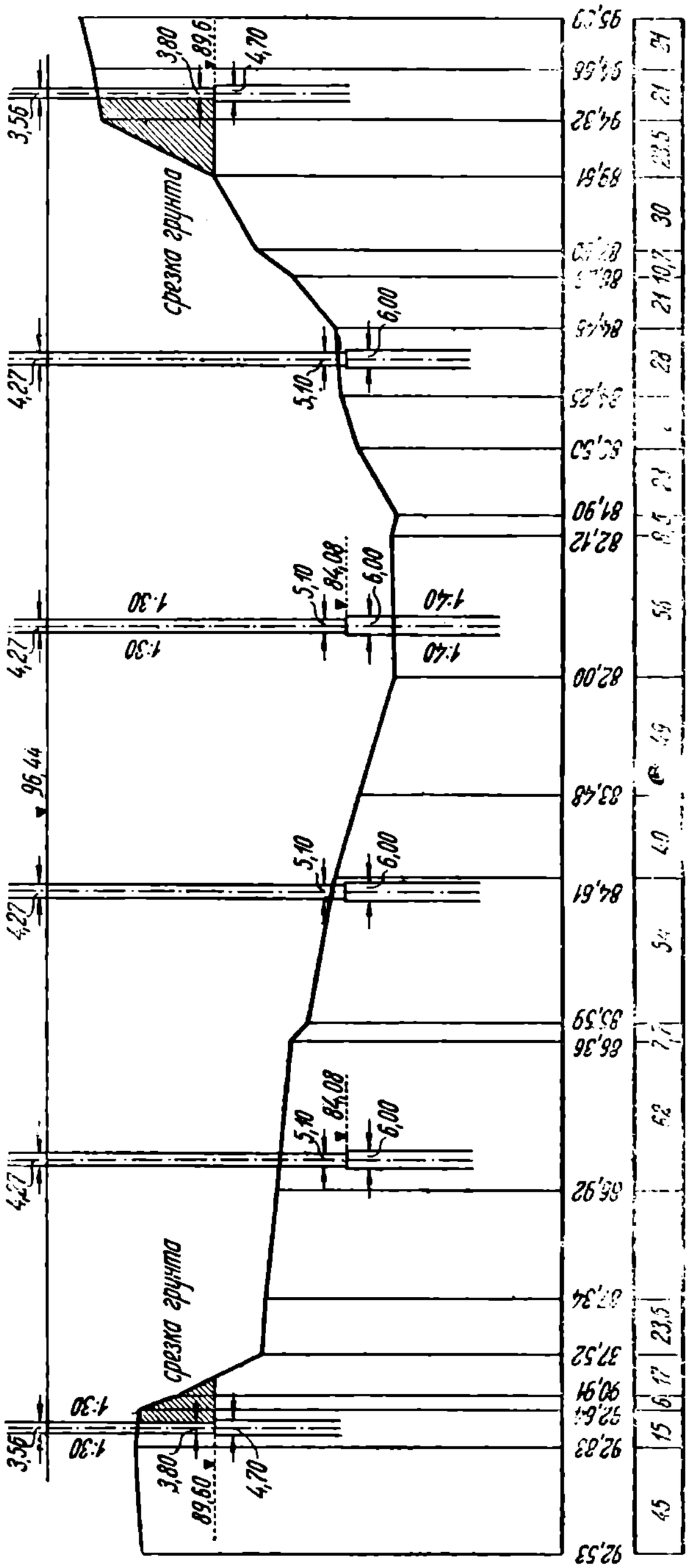
$$\Omega = \frac{Q}{\mu \cdot v} =$$

$$= \frac{w + \nu' w' + \nu'' w''}{\mu} . \qquad .(\alpha)$$

где

$$\nu = \frac{v'}{v}; \quad \nu'' = \frac{v''}{v}$$

суть коэффициенты удельной ценности сечений пойм в гидравлическом отношении; весь числитель формулы (α) представляет приведенную площадь живого сечения реки, гидравлически эквивалентную реальному сечению с поймами и имеющему свойство главного русла (одинаковые скорости v).



Фиг. 173.

Коэффициент ν можно определить, исходя из формулы Базена для скоростей:

$$V = \frac{87\sqrt{Ri}}{1 + \frac{\alpha}{\sqrt{R}}} = \frac{87 R \sqrt{i}}{\alpha + \sqrt{R}}$$

[1] «Журнал Мин. Путей Сообщения», 1916, кн. I и II.

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$V' = \frac{v'}{v} = \frac{\alpha + \sqrt{R'}}{\alpha + \sqrt{R}} \quad \frac{R'}{R}$$

Значение величины α для русла и пойм (стр. 90) или по упрощенной формуле Гангилье и Куттера (стр. 101).

Таким образом из (α) получим площадь Ω под мостом после размыва, когда под мостом установится скорость v — бытовая в главном русле. Если первоначальная площадь под мостом была Ω_0, то средняя глубина размыва

$$\alpha = \frac{\Omega - \Omega_0}{l},$$

где l отверстие моста. Наибольшая глубина размыва будет $k \cdot a$, где k отношение наибольшей глубины h' до размыва к средней глубине h до размыва.

Если же размыв не допускается, а под мостом вместо необходимой площади Ω будет дана меньшая площадь Ω_0, отвечающая предположенному отверстию l, то устройство моста создаст подпор. Величину подпора можно найти по вышеприведенным формулам (стр. 100), если известны скорости. Если вести изыскания, имея в виду применение способа Каншина для определения отверстия, то скоростей знать не будем. Инж. Каншин дает грубо приближенное указание для этого случая, что подпор не будет больше 0,29 *м*.

В своей работе инж. Каншин обращает внимание на случай, когда сечения реки берутся в двух, трех местах и при этом получаются разные площади живого сечения, разные гидравлические радиусы и разные расходы. Какой из них выбрать? Получение разных расходов противоречит принципу равенства расходов для близких сечений реки, а потому результаты указывают, что течение реки неравномерное (формула $V = c \cdot \sqrt{iR}$ получена и применима для равномерного движения). Указателем на наличие равномерного движения может служить равенство эквивалентных площадей и гидравлических радиусов R в главном русле.

При расчете отверстий необходимо убедиться в равномерности движения воды на избранном участке, а потому надо брать при изысканиях несколько сечений. Одного недостаточно.

Но если все же окажется, что движение неравномерное, то автор способа доказывает, что, в случае отсутствия поймы, надо исходить из наименьшей площади живого сечения и дать под мостом

$$\Omega = \frac{\min w}{\mu}.$$

Применение в таких случаях обычных формул для скоростей и расходов даст неверный результат.

В случае же наличия пойм нужно, чтобы по крайней мере поток в главном русле протекал при равномерном движении. Тогда будем иметь чувствительно равные эквиваленты в двух смежных сечениях. Если сечений несколько, то нужно взять попарно смежные сечения и определить для них гидравлические эквиваленты; для определения необходимой площади под мостом берется наименьший из средних, попарно взятых эквивалентов.

Для моста через р. Енисей у Красноярска обычный способ при расходе 26750 $м^3$ и скорости 2,53 *м* дает:

$$\Omega = \frac{Q}{\mu v} = \frac{26750}{0{,}9 \cdot 2{,}53} = 11710 \ м^2.$$

По способу Каншина $\gamma' = 0{,}38$

$$\Omega = \frac{w + \gamma' w'}{\mu} = \frac{9601 + 0{,}38 \cdot 2466}{0{,}9} = 11710 \ м^2.$$

Разницы никакой

Здесь инж. Каншин отмечает интересное обстоятельство. При изысканиях для нахождения уклона при самом высоком горизонте был произведен целый ряд наблюдений с целью установить зависимость между уклоном и горизонтом воды. Между тем, если бы уклон был взят в 30 раз больше принятого, то результат изменился бы ничтожно мало: $\Omega = 11737$ вместо 11710 $м^2$.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

§ 8. основания мостовых опор.

24. Предварительные замечания. — После величины отверстия моста, очередным крупнейшим вопросом проектирования является вопрос о системе основания для опор моста. Основаниям и фундаментам вообще посвящается обычно особый курс, тем не менее мы считаем необходимым напомнить здесь конструктивные системы оснований исключительно в применении к мостам, ограничиваясь лишь кратким изложением сущности решений: конструктивные детали и подробности производства работ не входят в нашу задачу.

Под *основанием* опор мы разумеем самую нижнюю их часть, при помощи которой давление от сооружения передается на землю. Это понятие несколько шире понятия *фундамент*, которое мы относим к случаям неглубокого заложения с непосредственным расположением подошвы опоры на грунте, как обычно это имеет место в гражданских сооружениях. В случае применения свай, основание составляют нижняя часть кладки опоры и совокупность свай.

Плоскость, которая отделяет основание опоры от нее самой, от видимого в большинстве случаев тела опоры, называется обрезом основания или фундамента. Эту плоскость располагают на уровне поверхности земли, если опора стоит на сухом месте, или на горизонте самой низкой воды, если опора в реке, и даже в запас, несколько ниже этого горизонта. До этой плоскости, следуя сверху, опора конструируется как каменная призма, подверженная действию определенных сил; ниже обреза фундамента опора конструируется как массив, при помощи которого давление распределяется на большую или меньшую площадь земли, в зависимости от допускаемых давлений на грунт. Очертания этого массива в исполненном виде, в зависимости от условий производства работ, и даже положение его, в случае применения глубокого опускания без сжатого воздуха или с помощью сжатого воздуха, не могут быть наперед точно определены, а потому на возможные отклонения полагается запас в размерах основания по плоскости обреза. Здесь, поэтому, всегда получается больший или меньший уступ в контуре опоры.

При составлении проекта моста прежде всего необходимо наметить род основания, выбор которого всецело зависит от напластования грунтов и глубины воды, при меженнем горизонте, при котором придется производить работы по заложению оснований.

Данные о напластовании грунтов получаются исследованиями предполагаемого места постройки моста. Исследования производятся во время изысканий при помощи открытых колодцев или при помощи бурения в обсадных трубах.

В интересующем нас отношении грунты подразделяются на следующие категории:

1) Грунты *несжимаемые* и *неразмываемые*: сплошная скала при достаточно большой толщине слоя. Тонкий слой может проломиться под давлением опоры.

2) Грунты *несжимаемые*, но *размываемые*: песок, гравий, галька, тонкие слои твердой глины, плотные туфы и мергели, слоистые известняки, сланцы.

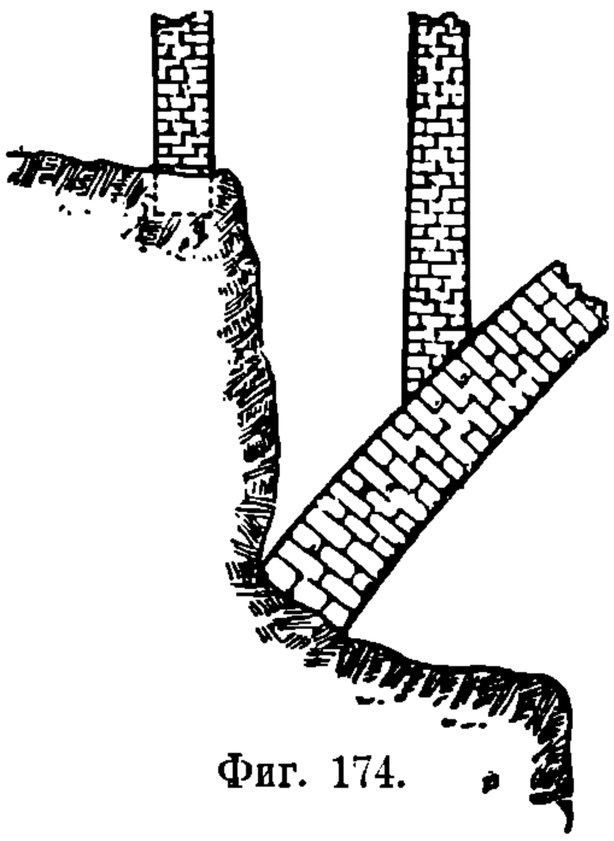
3) Грунты *сжимаемые* и *размываемые*: растительная земля, ил, торф, глинистый песок, песчаная глина, мягкая глина.

Несжимаемость грунтов, кроме скалы, понятие относительное; в известных пределах нагрузки могут считаться несжимаемыми почти все грунты, кроме таких слабых, как растительная земля, ил, торф, мягкая глина. Сжимаемость грунта определяет осадку опор, которая в мостах должна быть ничтожна, в особенности в мостах каменных, где она может вызвать трещины; хотя трещины редко бывают опасными, но все же они весьма нежелательны как дефект в серьезном сооружении.

В связи с размываемостью грунта находится выбор глубины заложения основания и мер ограждения опоры от подмыва. В отношении большей или меньшей трудности производства работ по заложению оснований имеет значение *водопроницаемость* грунта. Иногда от этого зависит не только способ производства работ, но и вид основания. Водонепроницаемыми считаются: плотная скала, туф, глина и плотный ил. Песок, гравий, галька, каменная осыпь, трещиноватая скала считаются водопроницаемыми грунтами.

25. Основания вне воды. Меньше всего трудностей представляет выбор основания, которое нужно заложить вне воды. Такие случаи имеют место при устройстве виадуков в гористых местах через ущелья, а также возможны при постройке виадуков через суходолы вместо высоких насыпей или в мостах через реки для опор, расположенных на пойме.

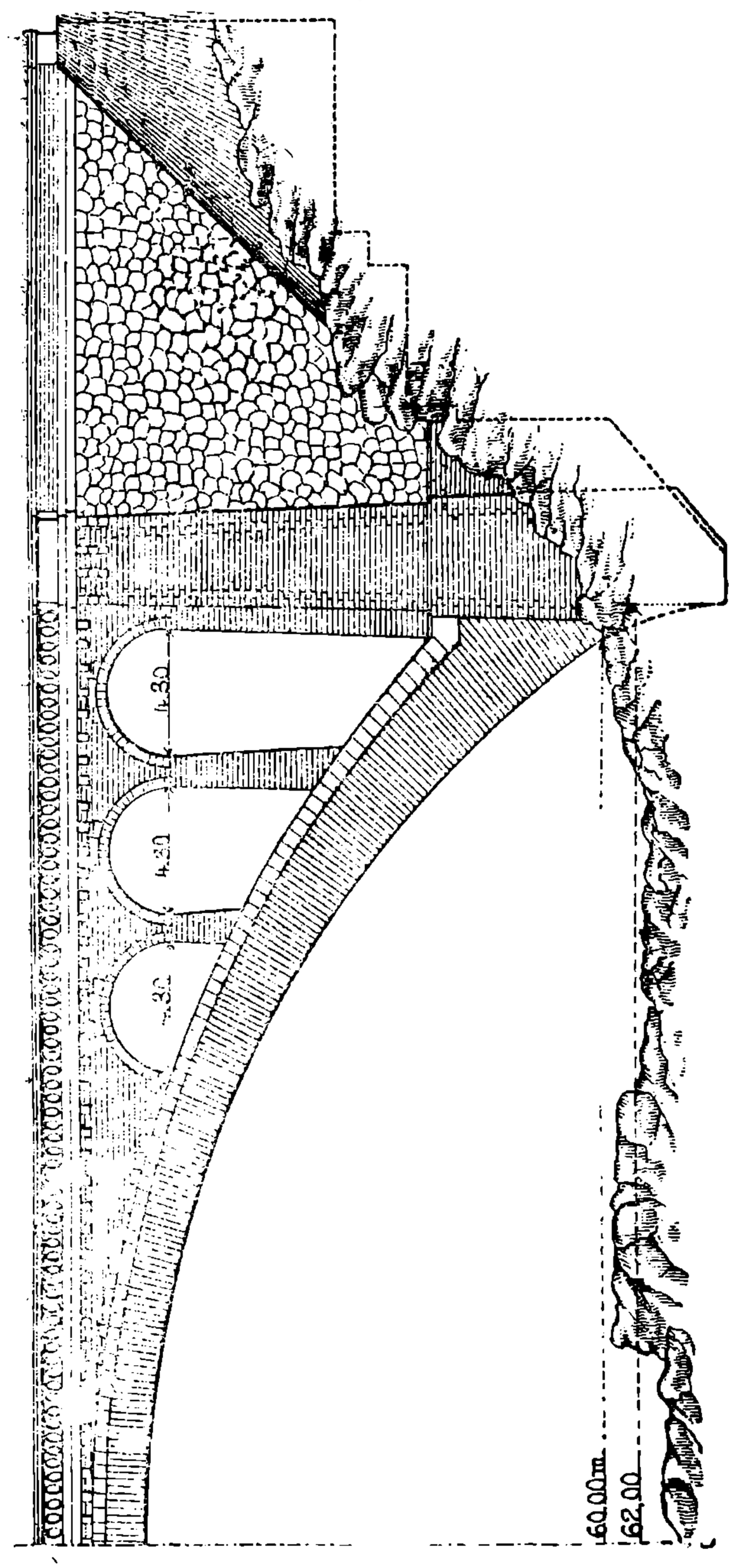
НБ УДУНТ (ДИТ)



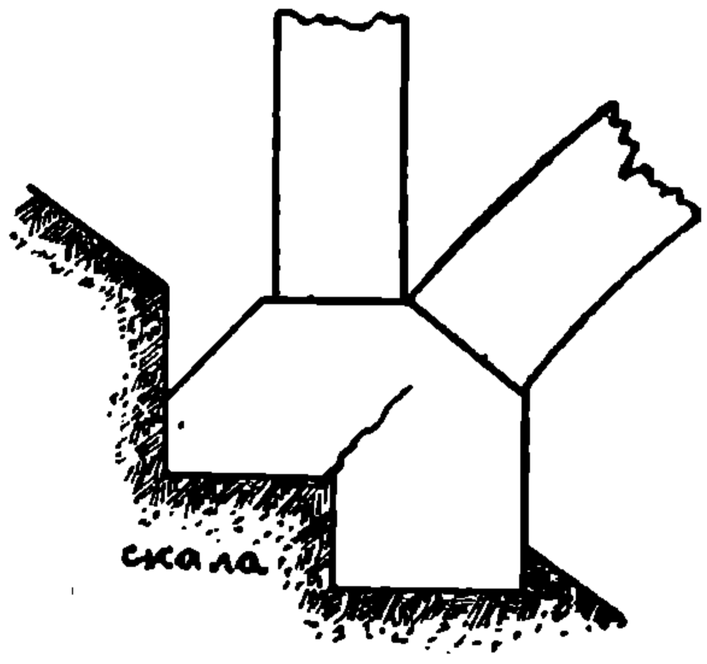
Фиг. 174.

Простейший случай имеем, когда прочная скала выходит на поверхность. На фиг. 174 имеем такой случай; здесь приходится лишь расчистить место для опоры, снять выветрившийся слой и дать подошве основания требуемую площадь и положение. На фиг. 175 (виадук Cour Noir) в трещиноватой скале образован настоящий котлован, чтобы расположиться с подошвой на прочной скале. Подошве придан уклон соответственно направлению давления.

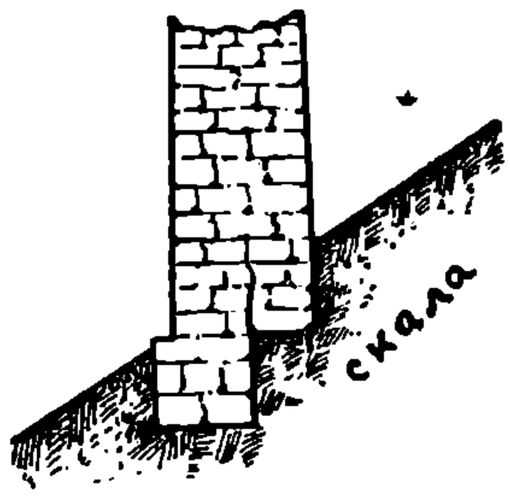
При расположении на скале, ради экономии в выемке скалы, часто делают подошву уступами. Это следует делать крайне осторожно, отдавая себе полный отчет в положении вещей. Дело в том, что фундамент с уступом представляет тело различной сжимаемости в различных своих частях (фиг. 176, 177) и легко может дать трещины в кладке. В ответственных фундаментах, на которые передаются большие давления, не



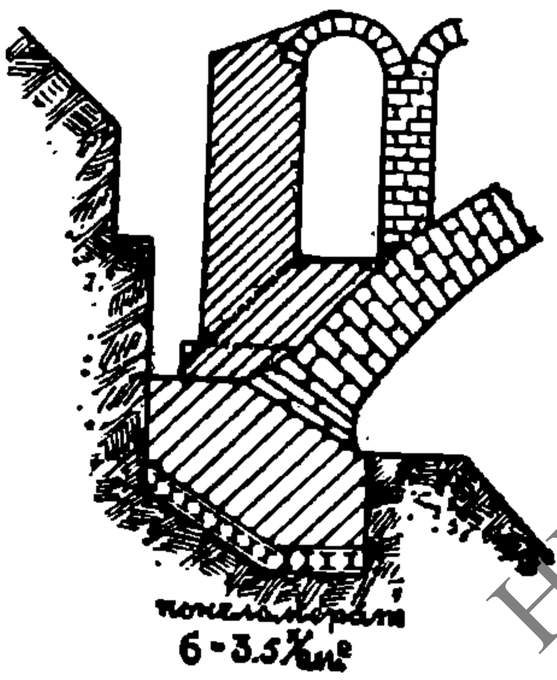
Фиг. 175.



Фиг. 176.



Фиг. 177.

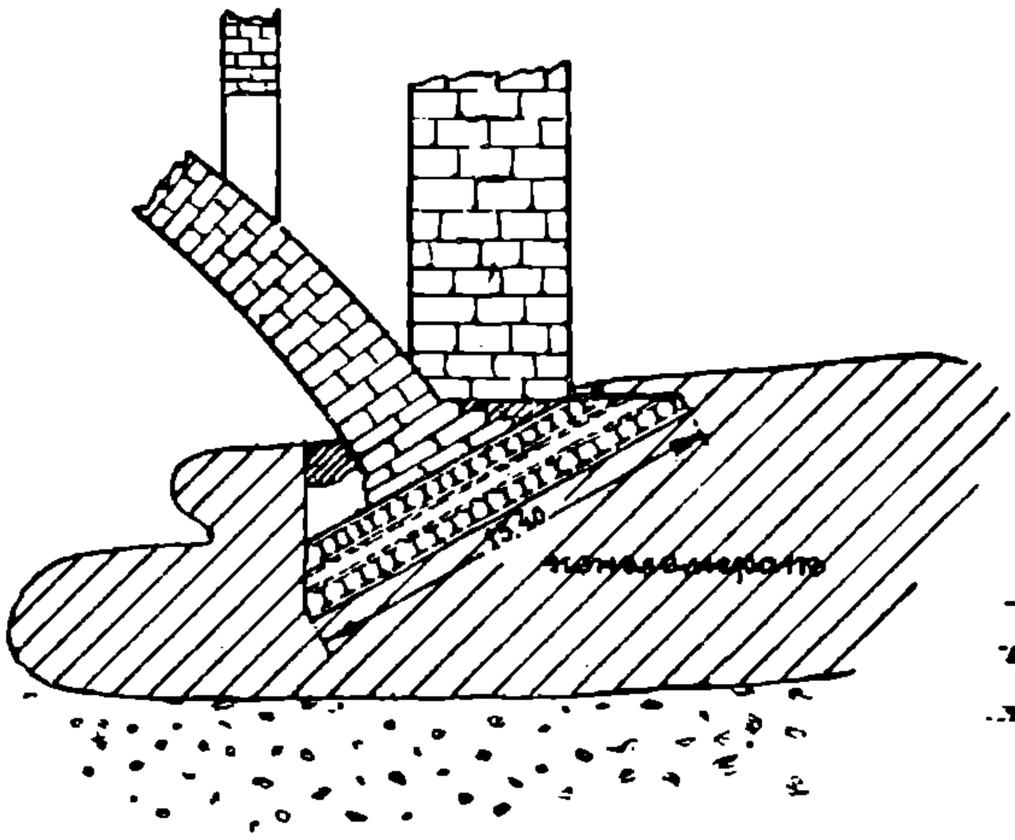


Фиг. 178.

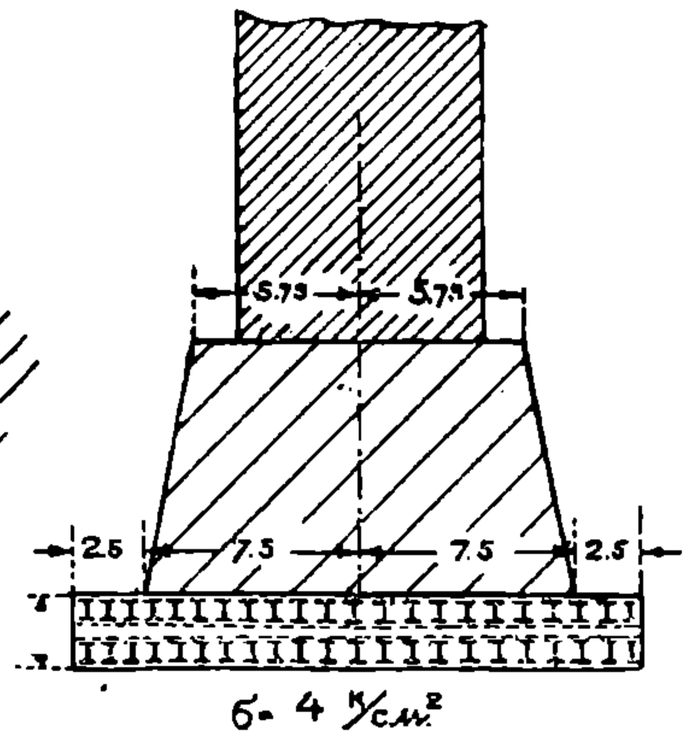
НБ УДУНТ (ДИТ)

следует делать уступы в подошве фундамента. В крайнем случае, допускать лишь мелкие уступы для значительных массивов фундамента; нижние ступени уступов закладывать кладкой особенно тщательно, с приколом, и давать ей затвердеть, прежде чем продолжать дальше кладку массива. Более допустимы уступы во второстепенных частях моста, например в фундаментах обратных стенок устоев (фиг. 175).

Когда у поверхности грунта расположена слабая скала или гравий, хрящ, галька, голыши, то основание в этом случае располагается тоже непосредственно на грунте.



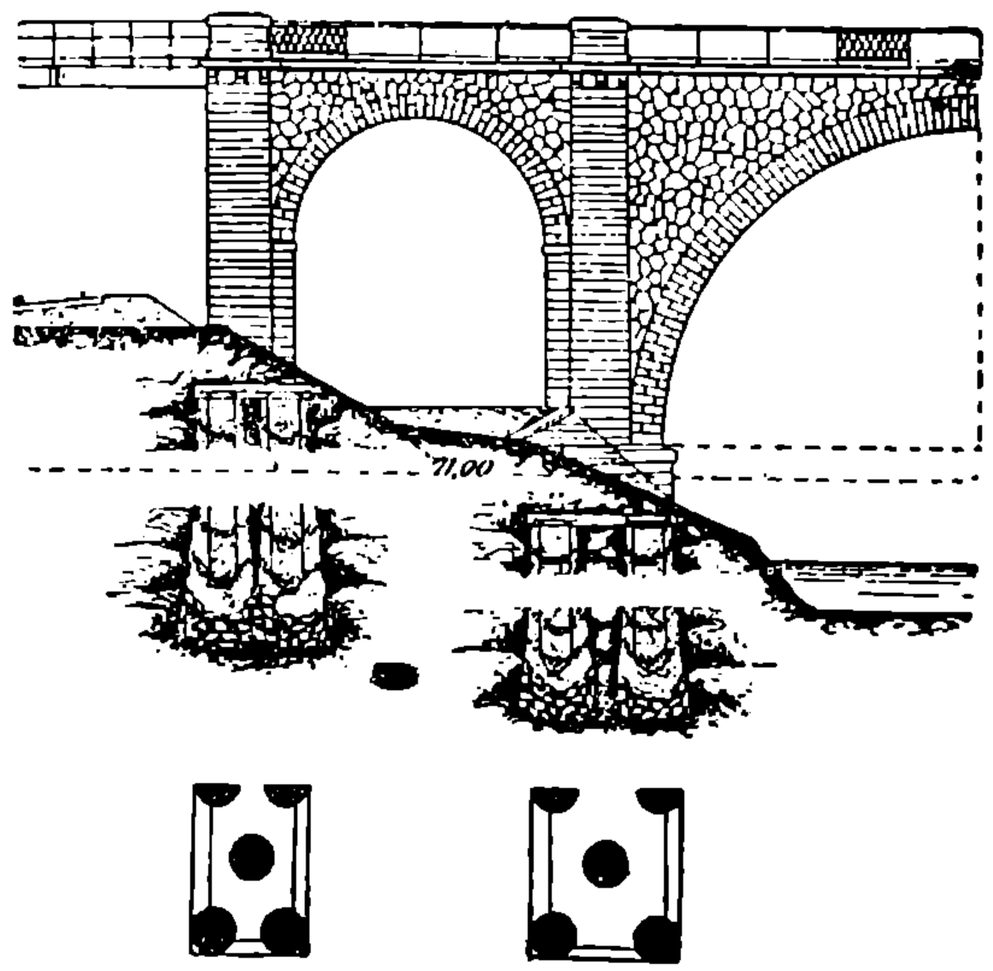
Фиг. 179.



Фиг. 180.

Если при этом по подошве фундамента грунт неоднородный, устраивают под фундаментом железобетонную плиту (фиг. 178). На фиг. 179 — 180 представлено основание устоя моста Salcano. Грунт — каменистая осыпь (конгломерат); давление на подошву понижено до 4 *кг/см*² обширной железобетонной подушкой.

Если у поверхности расположен мощный слой сухой твердой глины или песка, то основание закладывается на этом слое в открытом котловане, на глубине не менее глубины промерзания грунта (2,0 *м*). При этом давление на грунт от постоянной нагрузки должно быть распределено равномерно и по величине доведено до умеренного значения соответственным развитием подошвы. На величину допускаемого напряжения на грунт, даваемую в справочниках и в нормах, не следует смотреть как на предел, к которому всегда безопасно подходить. Грунты слишком разнообразны. Необходимо стремиться к наименьшему давлению на грунт без форсировки размеров подошвы, если грунт хороший, и при помощи подушек, если грунт сомнительный.



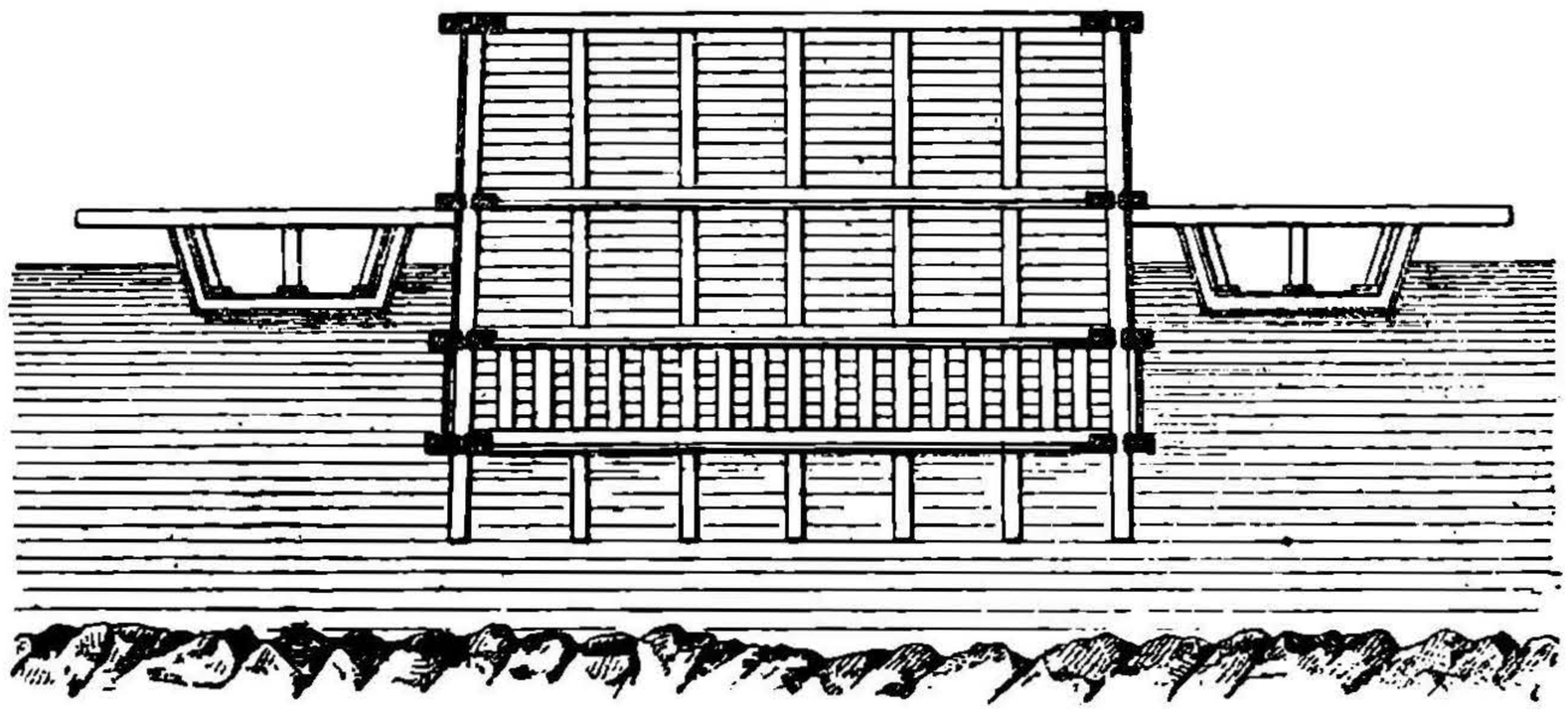
фиг. 181.

Наконец, если у поверхности земли залегают слабые слои наносных грунтов, основание укрепляется сваями. Так как горизонт грунтовых вод может стоять очень низко или колебаться с течением времени, а деревянные сваи можно считать негниющими лишь при постоянном их погружении в воду, то в рассматриваемых случаях необходимо применять бетонные или железобетонные сваи. Железобетонные сваи забиваются копром подобно деревянным сваям; они могут быть забиты вертикально и наклонно. Что касается бетонных свай, устраиваемых по способу Страуса, Компрессоль, Симплекс и т. п., то по самому способу их изготовления они могут быть только вертикальными. На фиг. 181 приведен пример основания на бетонных сваях Компрессоль.

26. Основания в грунтовой или неглубокой речной воде. Если у поверхности грунта или дна находится плотная водонепроницаемая скала, то могут найти место следующие приемы устройства оснований с водоотливом.

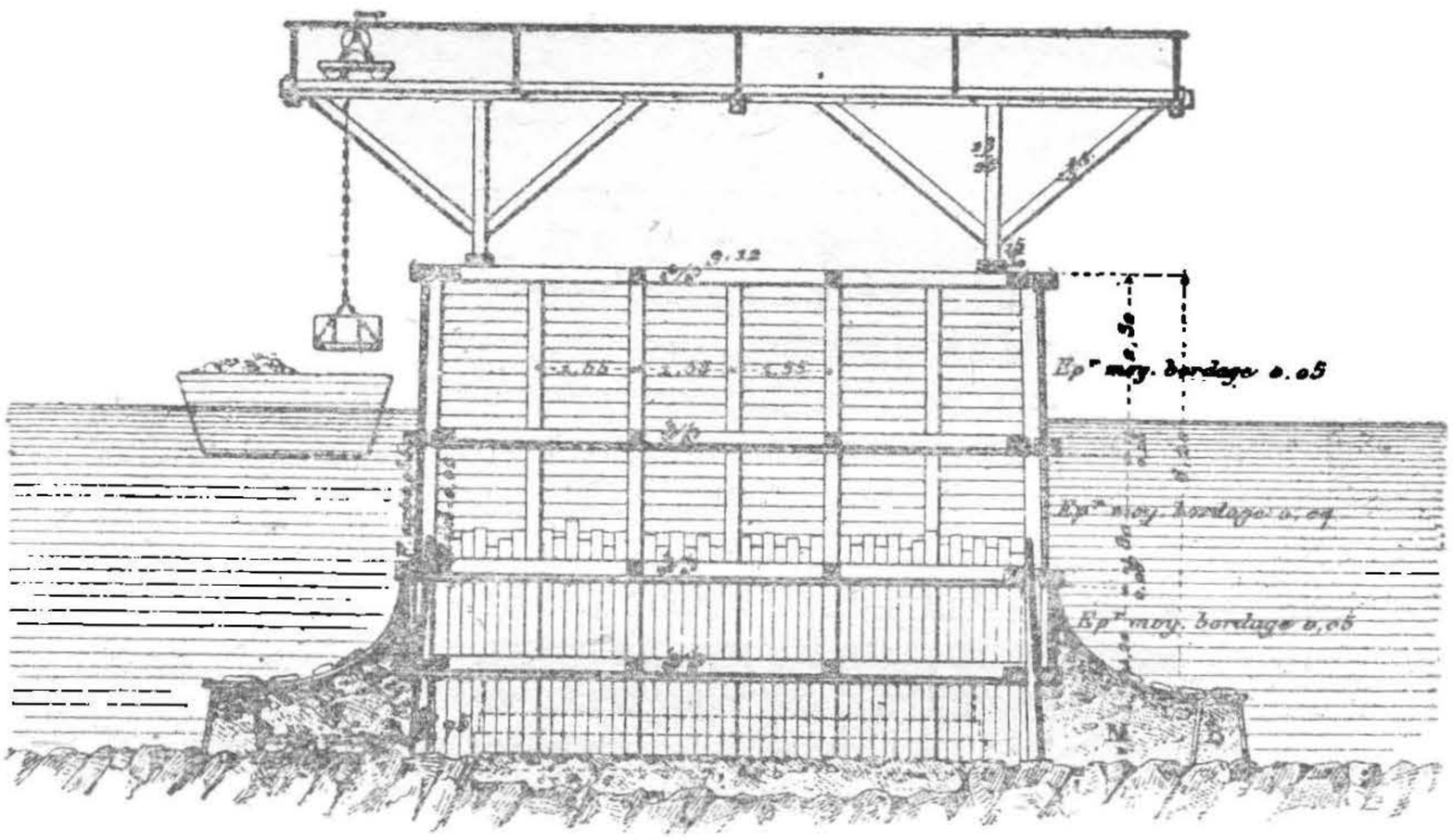
УДУНТ (ДИТ)

1) С достаточной площади намеченного места удаляют при помощи подводного черпания рыхлый грунт и наносы до поверхности скалы. На очищенное место опускают бездонный ящик. Для лучшего прилегания стенок ящика к неровному скалистому дну ящик устраивается с горизонтальной досчатой обшивкой не во всю высоту (фиг. 182). По опускании на дно на стойки ящика, обшивка дополняется внизу вертикальными короткими досками (фиг. 183). Водонепроницаемость в рассматриваемом случае достигнута была обкладкой глиной нижней переборки, с прикрытием брезентом, поверх которого уложены камни. При постройке виадука du Scorff та же цель была достигнута при помощи внутренней бетонной перемычки (фиг. 184, 185).

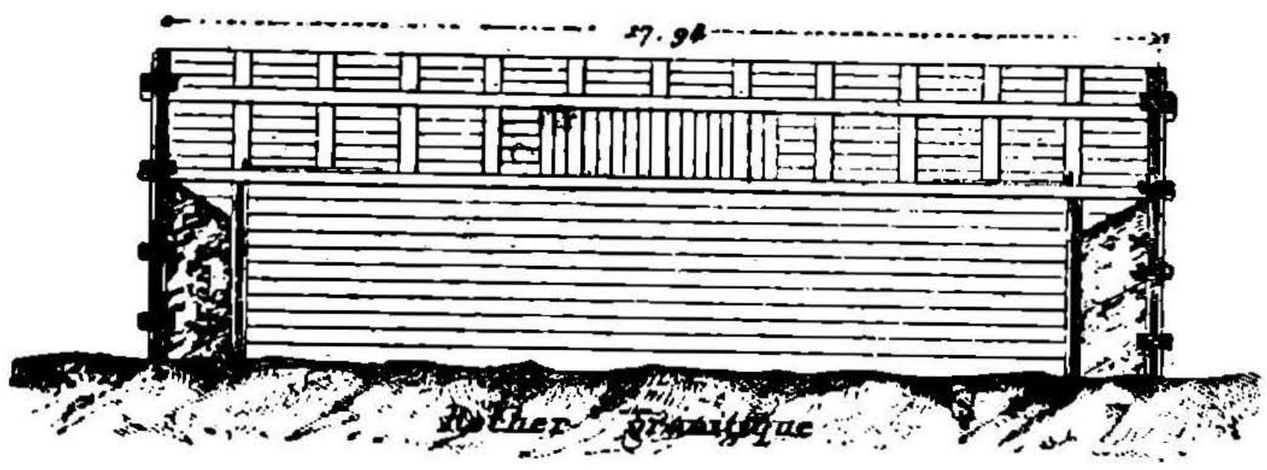


Фиг. 182.

2) В слой, прикрывающий скалу, забивают шпунтовые стенки до скалы. Если вода не глубокая (до 2,0 *м*), прикрывают шпунт снаружи отсыпкой глины и песка. Если вода значительной глубины, устраивают перемычку из двух шпунтовых рядов. По мере откачки воды или углубления в грунт, стенки котлована распираются при помощи обвязанных брусьев и распорок. На фиг. 186 представлено устройство основания для быка виадука Hennebont. Скала прикрыта плотным слоем гравия. Перемычка толщиною 3,0 *м* забита в гравий. Вода меняет горизонт вследствие морских приливов и отливов. Для высокой воды внутренняя шпунтовая стенка приконопачена и обшита горизонтальными досками снаружи. Для низкой воды перемычка не держалась, забит внутри третий шпунт из досок. Грунт вынимался по частям с водоотливом и заменялся бетонным слоем, на котором затем была произведена бутовая кладка.



Фиг. 183.



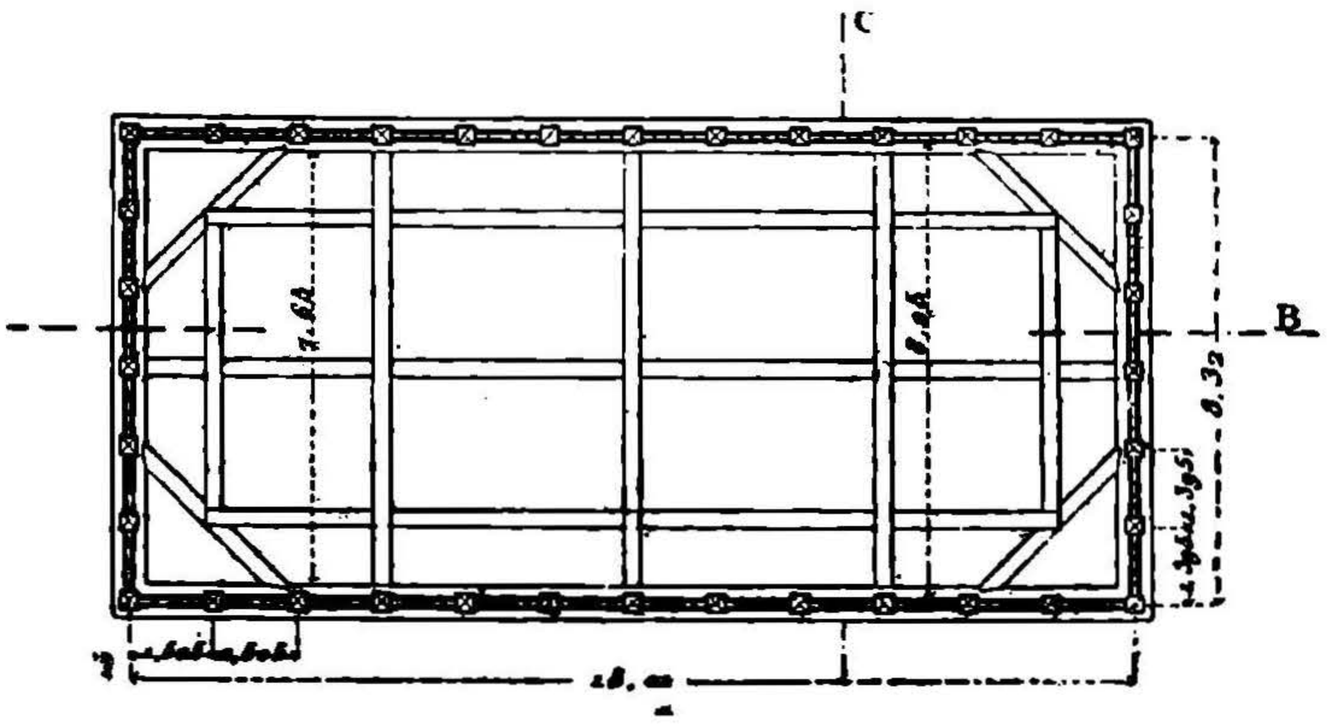
Фиг. 184.

Если у поверхности грунта или дна залегает водопроницаемая порода, например трещиноватая скала, гравий, хрящ, голыши, галька, то удаление воды из котлована может быть неуспешным, а может быть успешным. При возможности откачки воды применимы способы предыдущего случая. Основания быков моста des Amidonniers заложены в туфе при помощи перемычек, устроенных с применением забивки в скалу

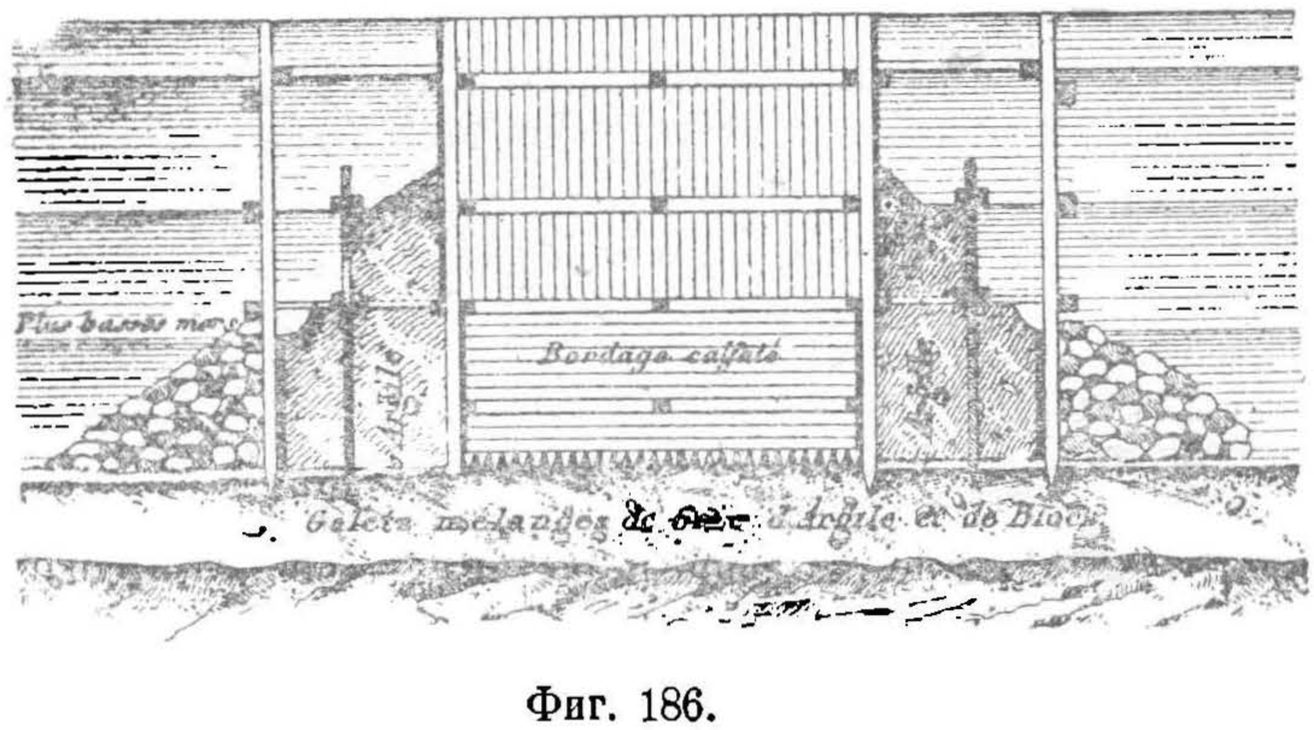
ГПУ УДУНТ (ДИТ)

заостренных рельсов в качестве маяков. Водоносные прожилки в скале заглушались нагнетанием цементного прыска, отдельные источники закладывались кладкой.

В случаях невозможности осушить котлован применяют довольно часто шпунтовое ограждение, из которого вынимается грунт без водоотлива до проектной отметки, а затем на дно котлована кладется толстый слой бетона по способу так называемого *подводного бетонирования* (фиг. 187). Подводная укладка бетона должна быть произведена с ясным пониманием дела, самым тщательным образом, чтобы цемент не вымывался на пути подачи; в противном случае бетон получается весьма рыхлым, а основание очень ненадежным. Кроме того, опасно оставлять между бетоном и, например, скалой тонкий, размываемый слой грунта, например песка. Слой может быть вымыт, и основание даст осадку; такие случаи бывали в жизни. По истечении достаточного срока для затвердения бетона производится откачка воды и дальнейшая кладка опоры моста.



Фиг. 185.

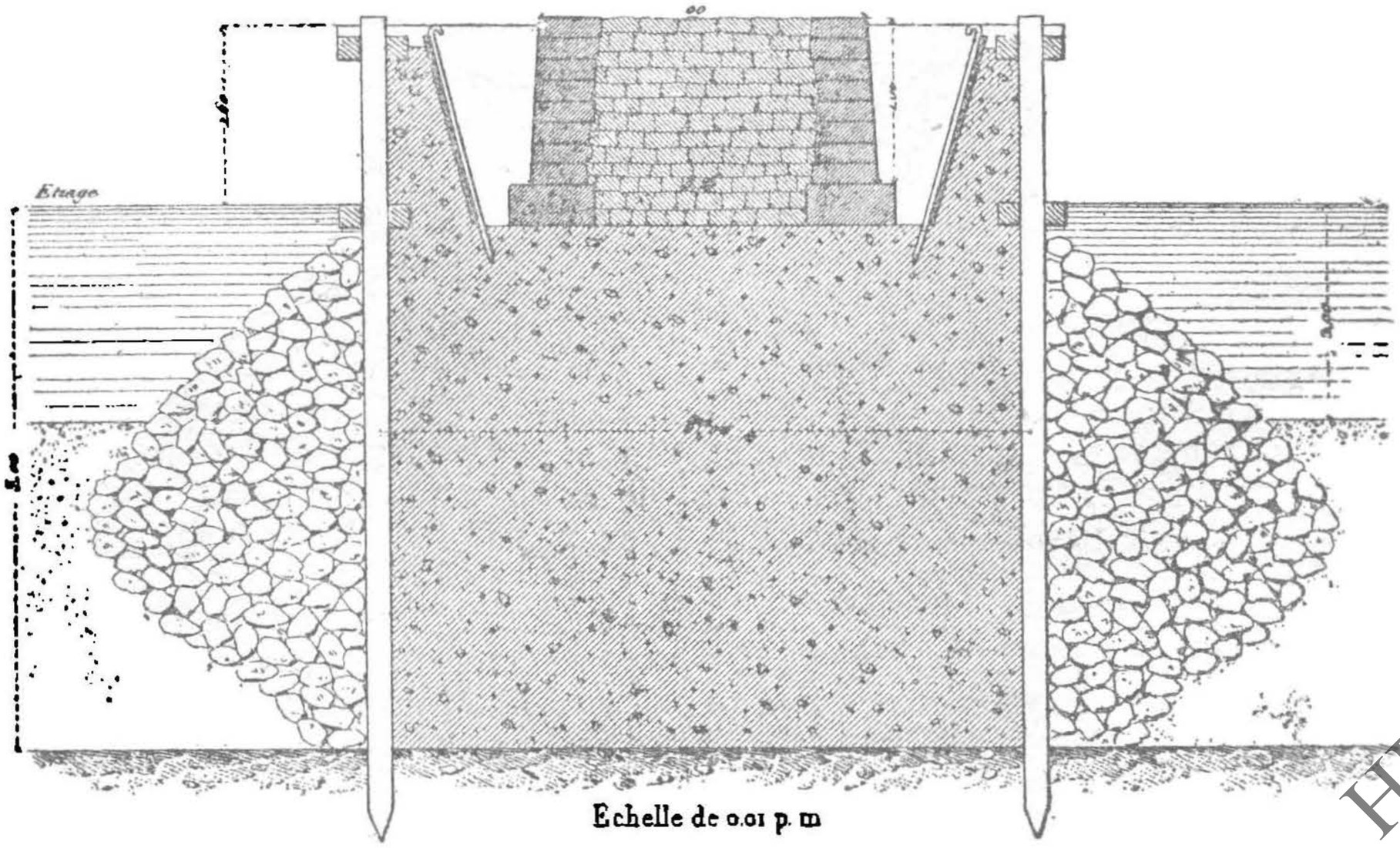


Фиг. 186.

При невозможности забить шпунтовые рялы применяются бездонные ящики с предварительной расчисткой места и подводным бетонированием (фиг. 188).

Очень хорошим решением в таких случаях является применение опускных колодцев.

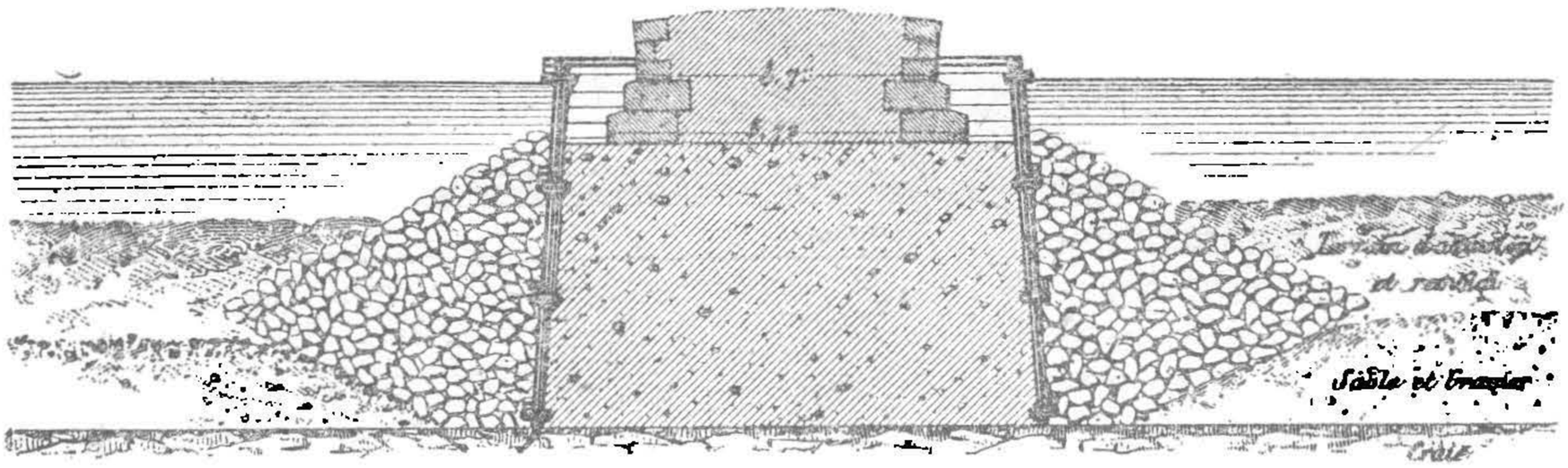
Когда на глубине 5—6 метров от межени залегает мощный слой песка или глины, можно расположить фундамент на этом слое, но ради осторожности в отношении под-



Фиг. 187.

НБ УДУНТ (ДИТ)

мыва в случае песка или для предупреждения чувствительных осадок — в случае глины, необходимо прибегнуть к *забивке свай*. Кладка основания ведется с водоотливом за шпунтовым ограждением или за перемычкой. Глубина заложения подошвы в перемычках при средних условиях может быть осуществлена в пределах до 5 *м*, считая от межени. В глине перемычка давала возможность заложить подошву в открытом котловане до 10 *м*. Примером этого могут служить опоры Лондонского моста (фиг. 26). Раньше на головках свай располагался ростверк из брусьев и досок (фиг. 30), теперь же применяется бетонная подушка, в которую головы свай погружаются на 0,3—0,5 *м* (фиг. 189, 190).

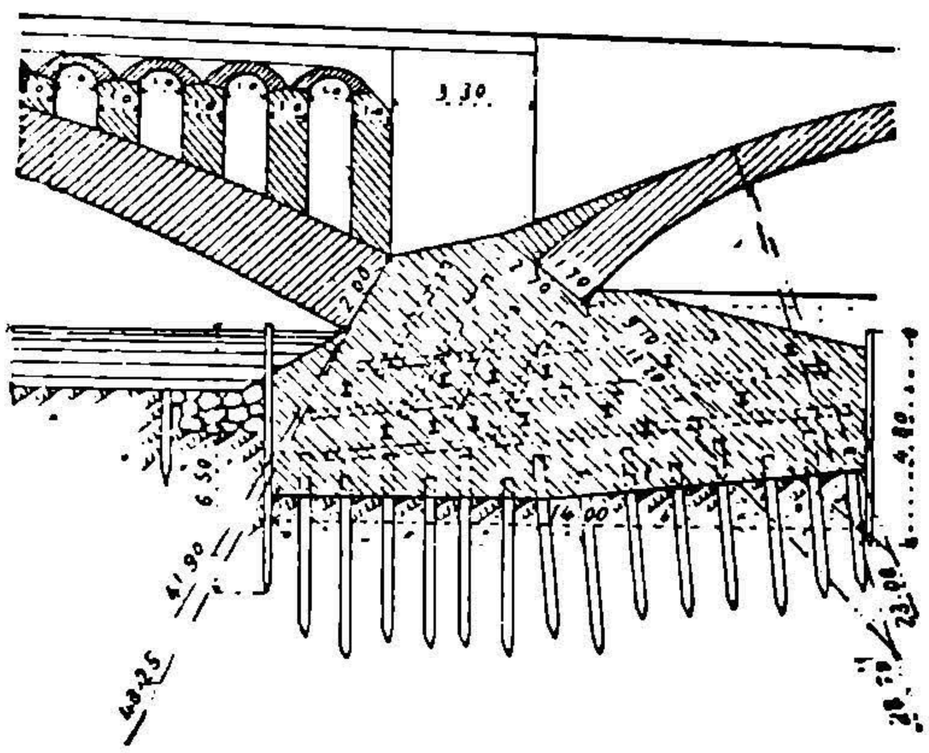


Фиг. 188.

Если глина достаточно плотная, малосжимаемая, то основание можно расположить на ней без свай, как то сделано при постройке тяжелого Чортова моста в Италии (фиг. 191) с пролетом 55 *м*. Шпунт не показан на чертеже.

Но быки моста Putney близ Лондона через р. Темзу при пролетах 43—34 *м* в глине же заложены на опускных колодцах на глубину 13,7 *м* от ординара (фиг. 192). Колодец с двойными железными стенками, между которыми укладывался бетон по мере опускания колодца. Под кладкой быка дано 3 колодца 7,9×9,1 *м*.

В глубоких легко-размываемых песках на многоводных реках, где возможны при неблагоприятных условиях глубокие размывы русла, при недостаточной глубине забивки шпунтовых стенок или при значительных давлениях опоры, например опоры высокого виадука, — следует применить опускной колодец, с углублением его настолько, чтобы подмыв опор был невозможен, или чтобы давление на подошву соответствовало уплотненности грунта на глубине.



Фиг. 189.

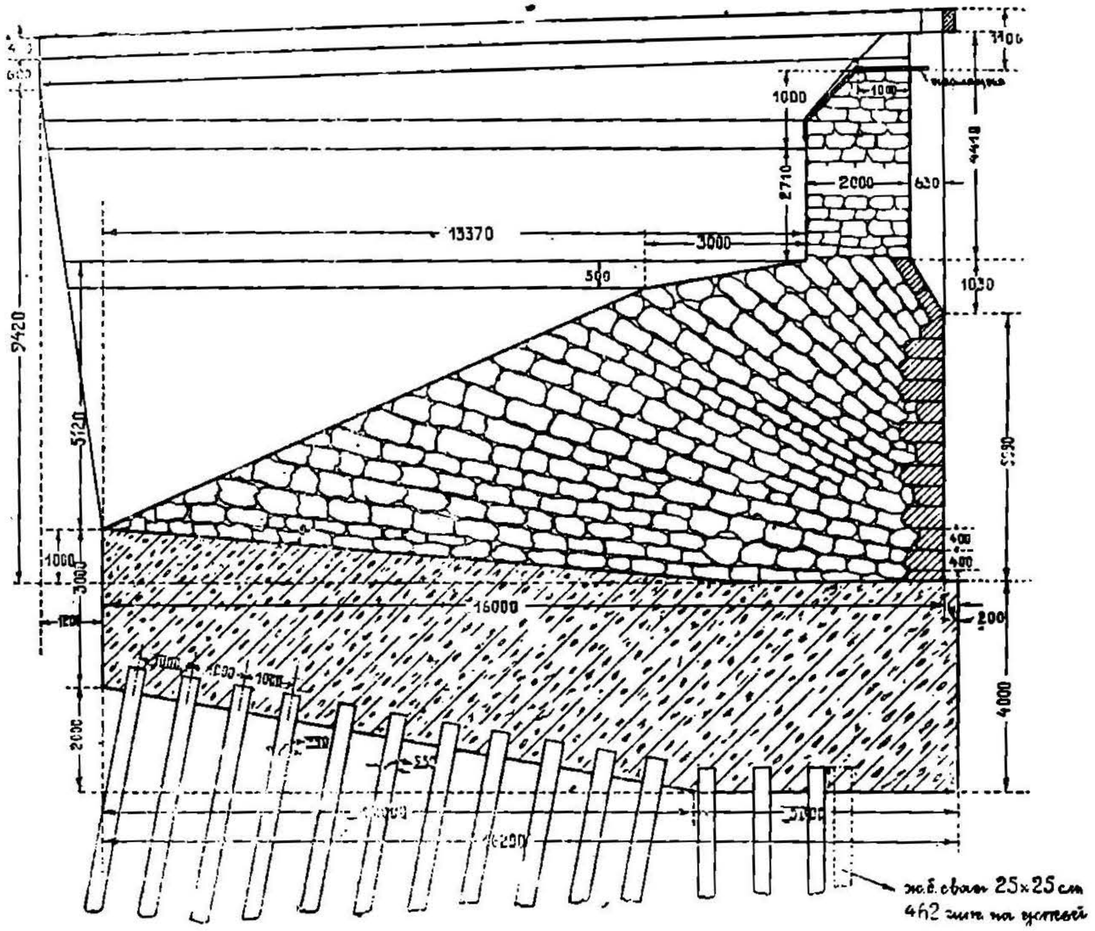
Если есть основания думать, что на значительной глубине могут встретиться крупные камни, стволы деревьев и т. п. препятствия для опускания колодцев, вместо этих последних применяют *кессоны*.

Если грунты расположены нетолстыми слоями и вперемежку идут слои суглинков, песков, глины, плывуна и т. п., то при возможности получить невысокие давления по подошве основания, например не свыше 4 — 5 *кг/см*^{2}, можно применить *свайные основания* с бетонной или мощной железобетонной подушкой. Устройство железобетонной подушки возможно лишь при кладке бетона насухо, т. е. в котловане, свободном от воды. Осушение котлована может быть произведено за шпунтовой стенкой при небольшом давлении столба воды и при плотных грунтах или за перемычкой при напорах воды до 4—5 *м*.

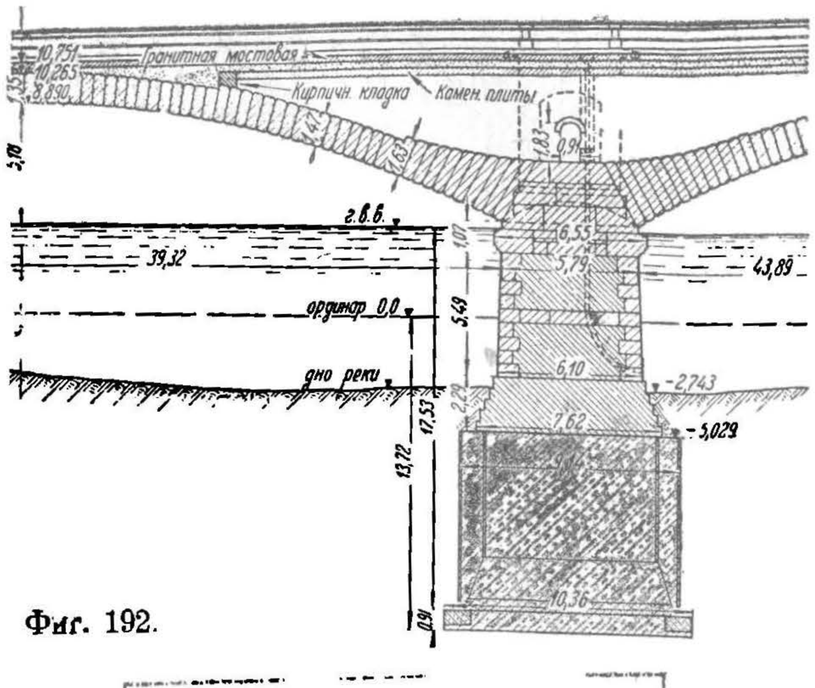
Если откачаться не удается, производят подводную срезку свай на проектном уровне, вычерпывают грунт между сваями до проектного же уровня (подчищают котлован) и бетонную подушку кладут подводным бетонированием. По достаточном затвердении бетона откачивают воду и производят дальнейшую кладку насухо.

На фиг. 193 изображено основание моста через р. Вислу в Диршау. Забиты шпунтовые стенки, вычерпан грунт, забиты сваи, срезаны на проектном уровне. На них положен слой бетона толщиною 3,14 *м*, на котором по контуру шпунтового огражде-

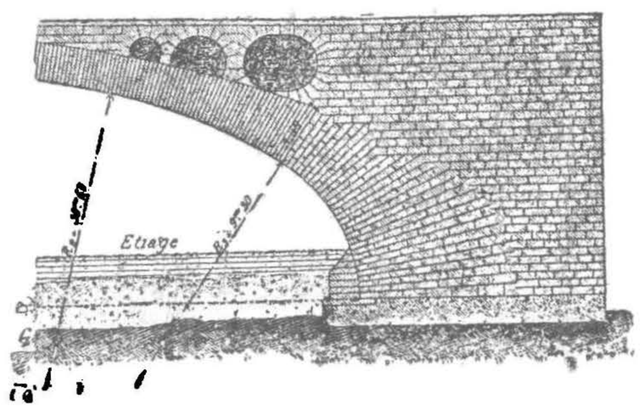
НБ УДУНТ (ДИТ)



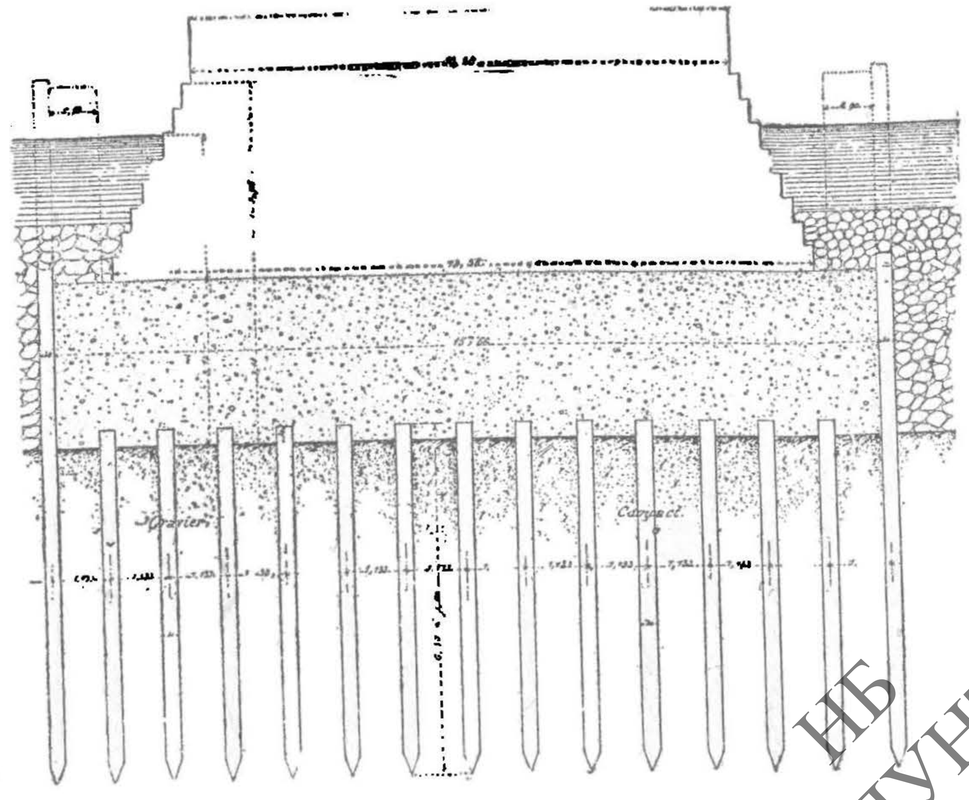
Фиг 190.



Фиг. 192.



Фиг. 191.

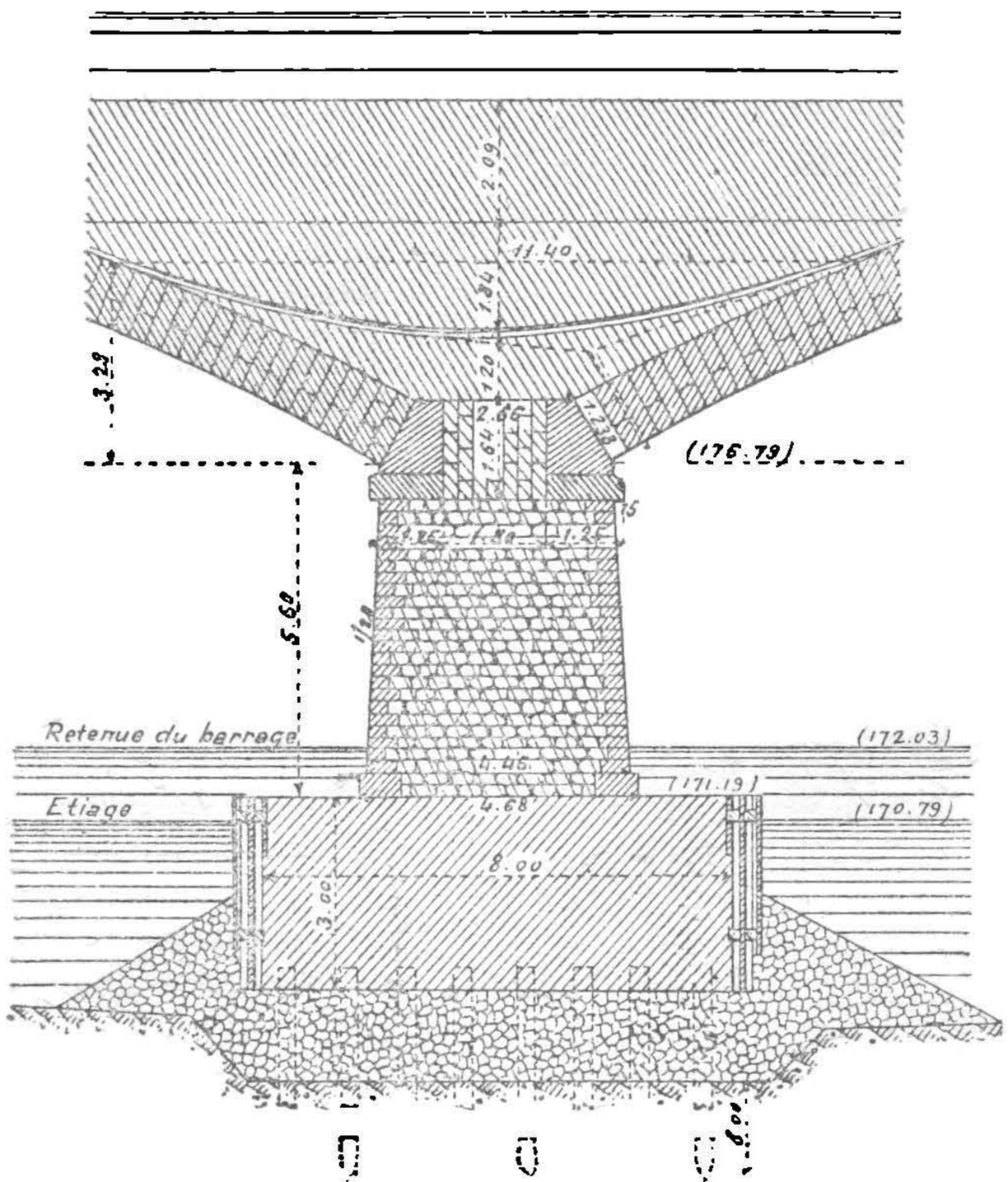


Фиг. 193.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ния выложены бетонные стенки выше уровня межени (пунктиром показаны). Это дало возможность произвести откачку воды на глубину до 3,0 *м*, с которой начата кладка опоры.

При более значительных давлениях на грунт применяют опускные колодцы или кессоны с более или менее глубоким заложением подошвы основания.

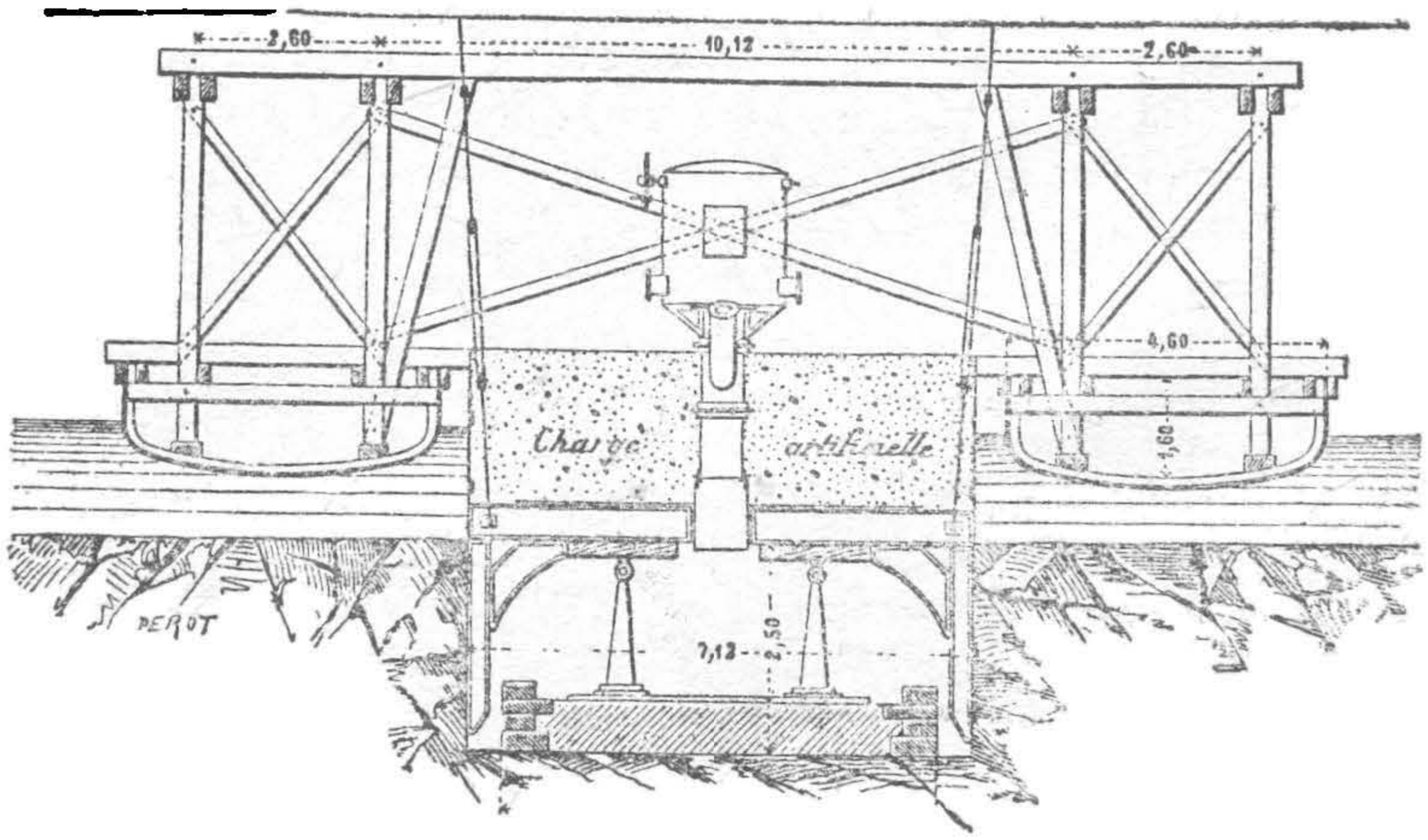


Фиг. 194.

Основание быка моста Boucicaut 1890 г. устроено следующим образом (фиг. 194). На месте заложения вычерпан грунт на глубину до 6 *м* от горизонта подпертого плотиной. Затем забиты сваи диам. 35 *см* на глубину не меньше 8 *м* от дна выемки грунта (отказ 4 *мм* от 10 ударов бабы). Сваи срезаны на высоте 2,5 *м* над дном выемки; промежутки между ними заполнены каменной наброской до уровня на 0,5 *м* ниже верхушек свай, На наброску опущен бездонный ящик, проконопаченный лишь в верхней части. В нижнюю часть помещен бетон по способу подводного бетонирования. По откачке воды доложен слой бетона и возведена дальнейшая кладка быка в осушенном котловане.

27. Основания в глубокой воде. Если при глубокой воде дно реки образует плотная скала, то для кладки фундамента наиболее целесообразно будет применение *съемного кессона*.

На фиг. 195 представлена схема производства работ по этому способу, примененному на мосту через р. Дордонь на линии Монтобан-Брив. Глубина опускания до 6 *м* ниже межени. При плотной скале углублялись в нее на 0,5 *м*, при трещиноватой — на 2,5 *м*. По этому способу кессон опускается при нагнетании в камеру сжатого воздуха. Когда опускание доведено до проектной глубины, нож кессона плотно заделывается в грунте, после чего потолок кессона снимается и кладка производится в свободном котловане. Если грунт — плотная глина, то достаточно погрузить в нее нож кессона при помощи резкого понижения давления воздуха. На водопроницаемых же грунтах производится в сжатом воздухе кладка подушки достаточной толщины по всей площади основания. После ее затвердения снимается потолок камеры. На фиг. 195 кладка производится в сжатом воздухе с постепенным приподыманием кессона.



Фиг. 195.

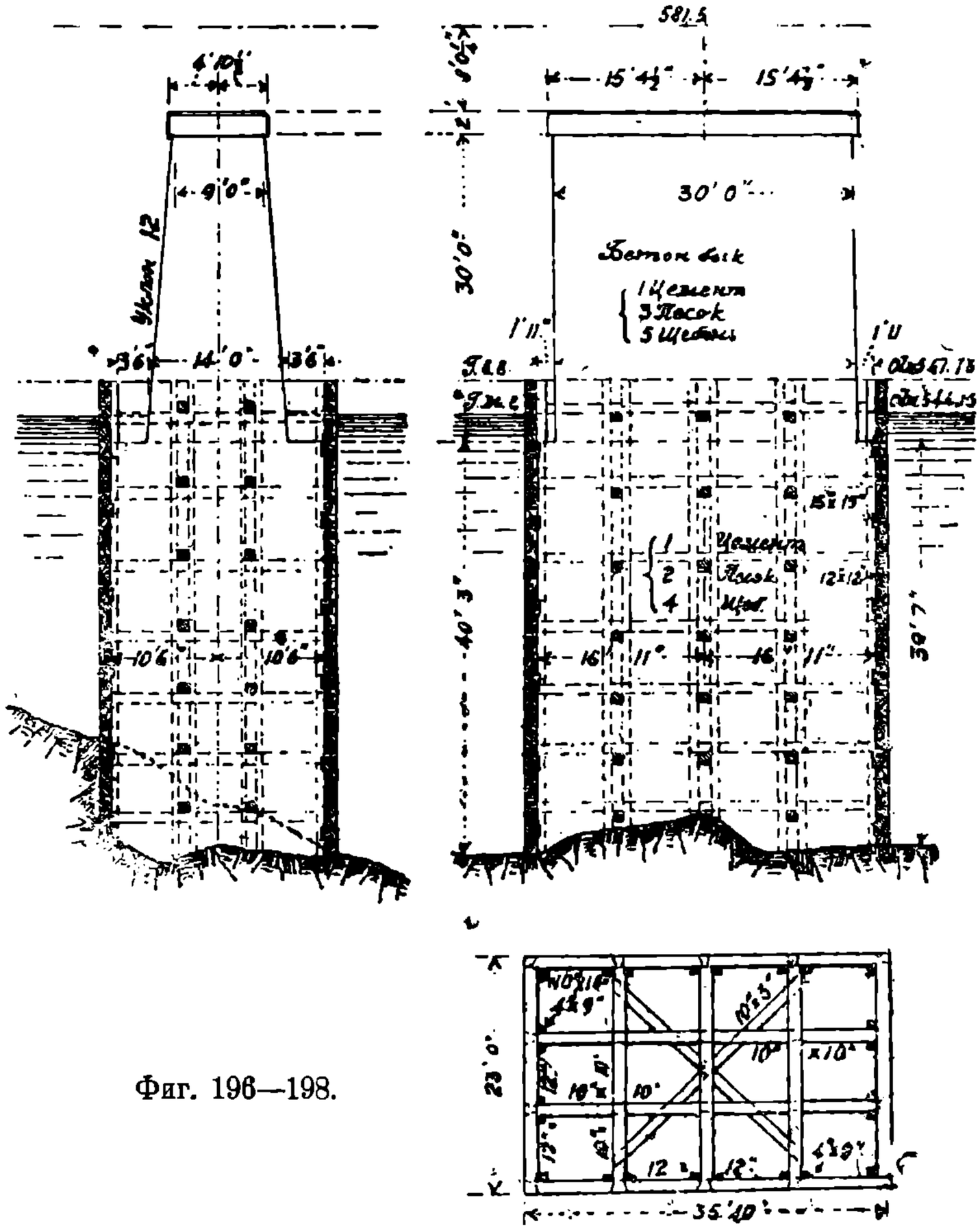
Этот способ оказался на 20 — 25% дешевле обыкновенных кессонов.

Но еще более дешевым способом при малом числе опор будет применение *опускных колодцев* или *бездонных ящиков*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

На фиг. 196, 198 приведен бездонный ящик, примененный при постройке моста через р. Френч-Ривер (Канада). Дно скалистое, глубина воды около 15 *м*. Бездонный ящик сделан из горизонтально положенных друг на друга деревянных брусьев сечением 12×12″. У нижней кромки ящика вдоль его стенок изнутри были подвешены свернутые брезенты. Когда ящик стал на дно, брезенты при помощи водолазов были развернуты, чтобы прикрыть просветы между дном и стенками ящика, на них положены мешки, а затем произведено подводное бетонирование.

Если скалистое дно прикрыто нетолстым слоем наносов, то перед опусканием ящика наносы удаляют черпанием. Ящик опускается на дно при помощи нагрузки старым железом, цепями, камнем и пр.



Фиг. 196—198.

Бездонные ящики делались также из железа, железобетона.

При постройке опор моста через р. Днепр в Екатеринославе для линии Мерефа-Херсон при скалистом дне реки были применены *кессоны*.

При глубокой воде во всех случаях напластования грунтов в ложе реки применение кессонов со сжатым воздухом является вполне уместным. Этот способ универсален; при нем легко преодолеваются всякие местные препятствия.

Границы применения этого способа заложения оснований определяются, во-первых, стоимостью производства работ: если местные условия допускают применение более дешевых видов оснований, кессон исключается. Во-вторых, — глубиною опускания. С увеличением глубины опускания растет давление воздуха в камере кессона, затрудняющее производство работ вредным действием на организм человека. Предельная глубина опускания кессона 30 *м* от межени.

Наиболее глубокое кессонное заложение основания в России имеет бык № 2 моста через Бузан, проток Волги у Астрахани. Глубина воды 9,3 с. = 19,8 *м*. Глубина опу-

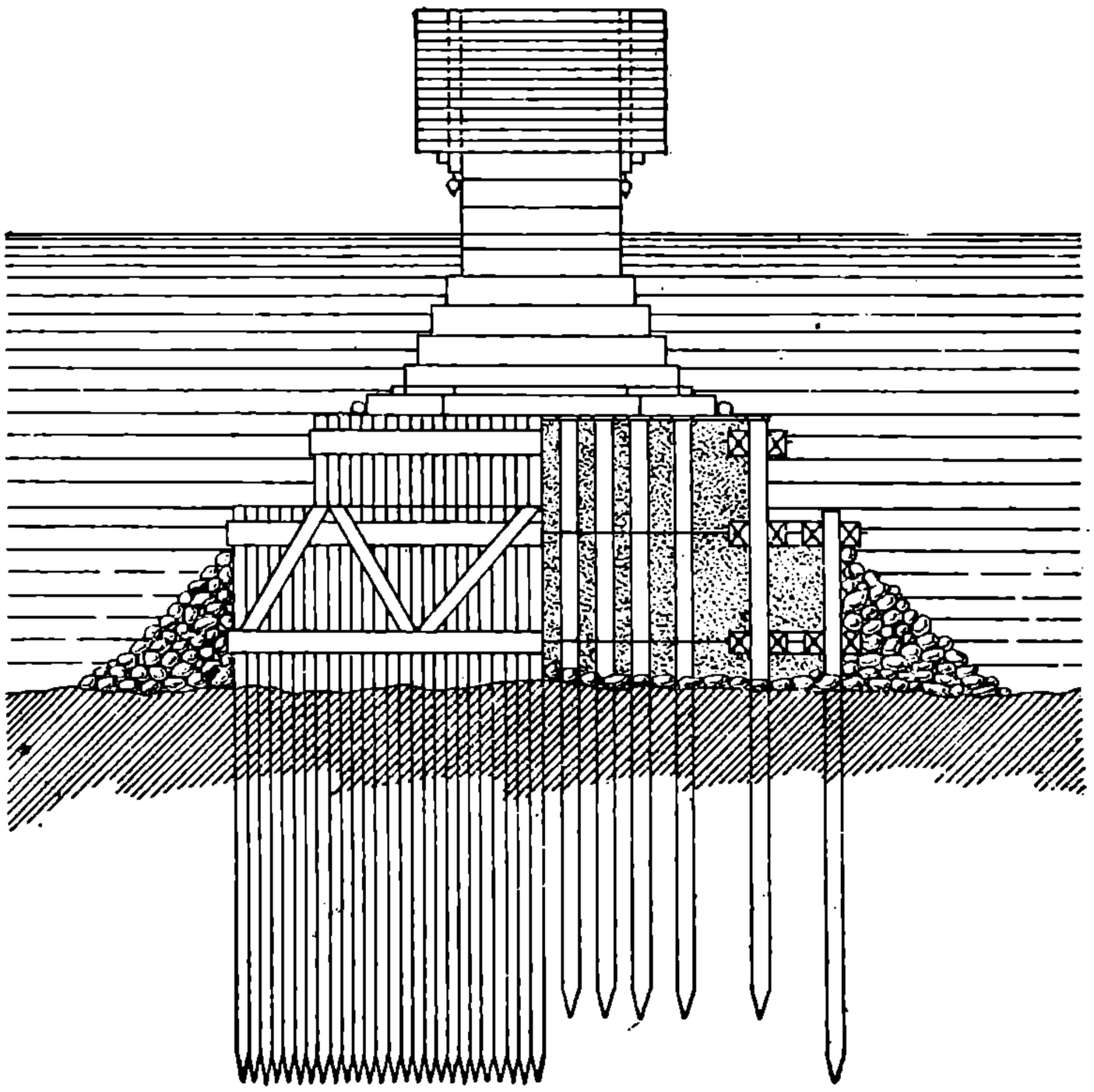
НВ УДУНТ (ДИТ)

скания 30 *м*. Давление воздуха в камере достигало величины 49 ф. ($3^1/_4$ атмосферы добавочных); при давлениях свыше 26 ф. рабочие сменялись через каждые 2 часа.

При опускании кессонов для городского моста в С.-Луисе (С.-А. С. Ш.) наибольшая глубина опускания была 34,5 *м*. Добавочное давление воздуха доходило до 50 ф. (3,4 атм.).

Мост Лейтенанта Шмидта в Ленинграде (б. Николаевский) построен в период 1842 — 50 гг., когда применение кессонов не было еще известно. Глубина воды в этом месте достигает 10,7 *м*.

Основание свайное. Сваи забиты в грунт на 3,5 с. ниже дна реки и спилены на глубине 4,25 *м* ниже ординара. Свайное основание окружено двумя шпунтами на расстоянии 1,5 *м* один от другого (фиг. 199). Промежутки между сваями и шпунтами заполнены бетоном. Верх бетонного слоя прикрыт бутовой кладкой, уложенной при помощи водолазного колокола. На сваи был опущен понтонный ящик, внутри которого



Фиг. 199.

возведена кладка тела быка. Основания стоили очень дорого; применение кессонов было бы значительно дешевле, но тогда они еще не были в применении.

Вместо кессона с работой в сжатом воздухе во всех рассматриваемых случаях может быть применено заложение оснований при помощи *опускных колодцев*. На глубокой воде применимы опускные колодцы такой конструкции, при которой они могли бы плавать; сюда относятся деревянные, железобетонные и железные опускные колодцы. Общая идея их конструкции заключается в устройстве стенок в виде полых футляров, при опускании заполняемых бетоном.

Глубина опускания колодцев не ограничена.

Деревянный опускной колодец для одного из быков моста через р. Фрезер (С. Америка) представлен на фиг. 200; он был опущен на глубину 41 *м* ниже межени. Площадь колодца 11,3 × 6,7 *м*. Для вычерпывания грунта оставлено две шахты. Нож составлен из стопы брусьев, расположенных в 12 рядов, конструкция весьма дорогая.

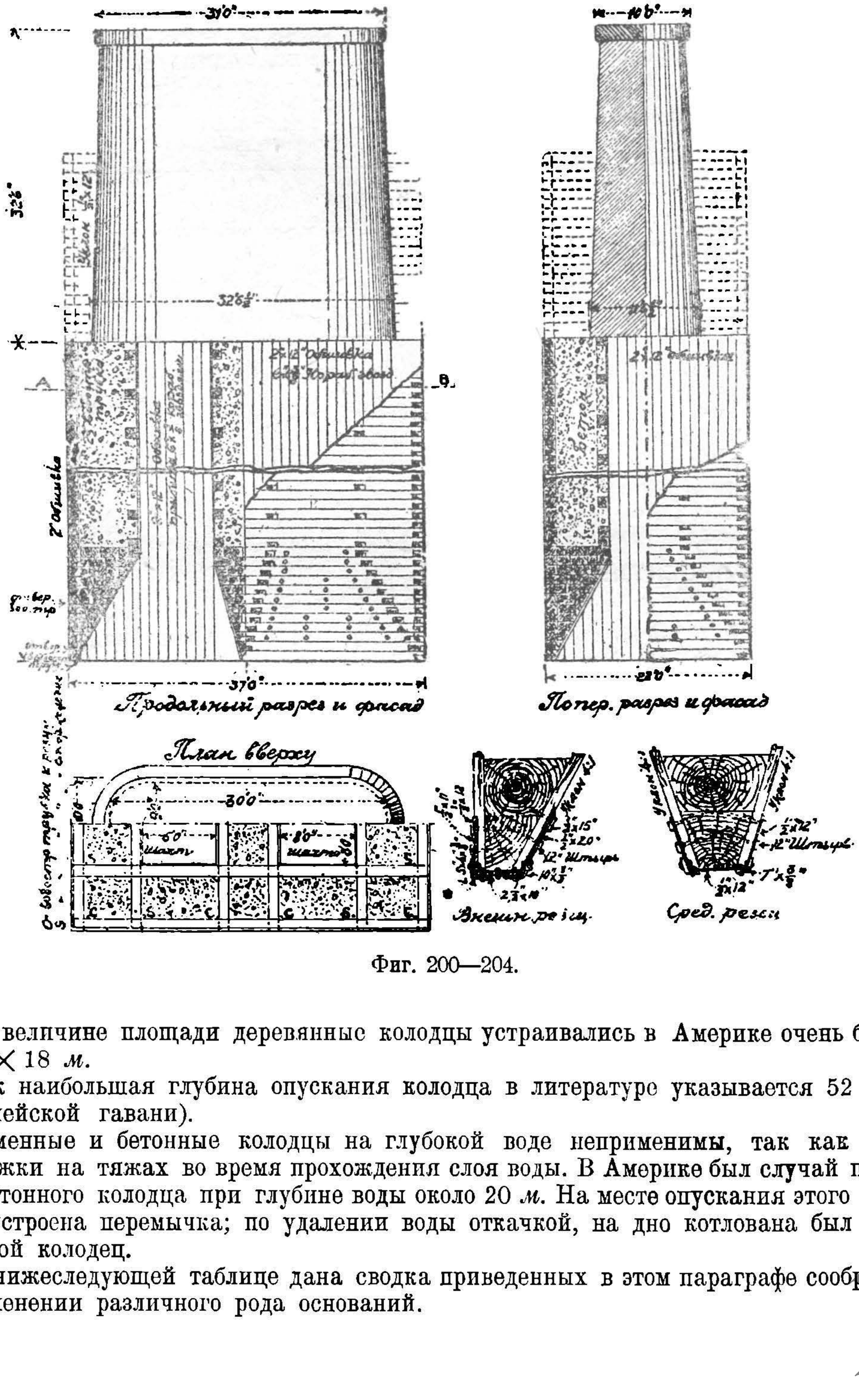
Наружные стенки составлены из брусьев 30 × 30 *см*, положенных друг на друга сплошь; внутренние стенки из брусьев с просветами. Все стенки и нож обшиты дос-

НБ УДУНТ (ДИТ)

ками 5 *см*. Промежутки между стенками заполнялись бетоном по мере опускания колодца.

Колодец был построен на берегу на высоту 4,3 *м*, спущен на воду и отведен на место опускания, где глубина воды была сперва 15 *м*, а потом при паводке 20,0 *м*. Колодец удерживался на месте и направлялся при опускании длинными сваями. Грунт состоял из песка и ила и был извлекаем при помощи эжектора, а отчасти разрыхлялся водоструйными трубками. Бетон на глубину 21 *м* был опущен в воду; остальная масса — насухо.

Чтобы обрез колодца не выступал из воды, его наружная стенка продолжена, и за ней, как за перемычкой, начата кладка быка.



Фиг. 200—204.

По величине площади деревянные колодцы устраивались в Америке очень большие, до 30 × 18 *м*.

Как наибольшая глубина опускания колодца в литературе указывается 52 *м* (мост в Сиднейской гавани).

Каменные и бетонные колодцы на глубокой воде неприменимы, так как требуют поддержки на тяжах во время прохождения слоя воды. В Америке был случай применения бетонного колодца при глубине воды около 20 *м*. На месте опускания этого колодца была устроена перемычка; по удалении воды откачкой, на дно котлована был заложен опускной колодец.

В нижеследующей таблице дана сводка приведенных в этом параграфе соображений о применении различного рода оснований.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Напластование грунтов у поверхности или у дна	Основание вне воды	Основание в грунтовой или неглубокой речной воде	Основание в глубокой воде
Скала плотная водонепроницаемая.	Непосредственно на скале при помощи открытого котлована.	а) Бездонный ящик. б) Опускной колодец. в) Перемычка просторная.	а) Бездонный ящик б) Опускной колод. в) Кессон съемный. г) Кессон обыкнов.
Трещиноватая скала, гравий, хрящ, голыши.	Непосредственно на грунте в открытом котловане.	а) Бездонный ящик. б) Перемычка. в) Опускной колодец.	а) Бездонный ящик б) Опускной колод. в) Кессон.
Мощный слой сухой твердой глины или песок.	Непосредственно на грунте в открытом котловане.	—	—
Мощный слой песка или глины на глубине не больше 5—6 *м* от межени.	—	а) Перемычка с водоотливом или с подводным бетонированием. б) То же со сваями. в) Для больших давлений опускной колодец или кессон.	—
Перемежающиеся слои суглинков, песка, глины, плывуна.	а) Бетонные или железобетонные сваи. б) Опускные колодцы.	а) Свайное основание в перемычке. б) Замораживание, открытый котлован, сваи. в) Опускной колодец. г) Кессон.	а) Опускной колод. б) Кессон.

§ 9. УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

28. Технические условия, — В дополнение к данным и соображениям, изложенным в IV главе I части «Курса Мостов» (5-е изд.), приводим здесь еще следующее:

По техническим условиям для проектирования и возведения каменных мостов, составленному Научно-техническим Комитетом НКПС при участии автора, *веса строительных материалов* фиксированы в следующем виде. [1]

Вес кубического метра в килограммах.

Кладка тесаная из гранита . .	2.700	Бетон шлаков доменных печей . .	1.600
» » из известняка	2.500	» угольного шлака или пемзы .	1.200
» » из песчаника обыкновенного	2 400	» коксовый . .	1.100
» » то же, очень плотного . .	2.600	Железобетон	2.400
Кладка бутовая из гранита	2.400	Щебень гранитный и гравий, сырые	2.000
» » из тяжелого известняка . .	2.300	» » » » сухие .	1.800
» » из легкого известняка	2.000	» кирпичный	1.200
» » из песчаника .	2.200	Растительная земля, сырая	1.700
Кладка кирпичная из клинкера	1.900	» » сухая	1.500
» » » обыкновенного кирпича	1.800	Песок, глина, сухие	1.600
» » » пустотелого кирпича .	1.300	» » сырые .	2.000
» » » пористого кирпича .	1.200	Шлак гранулированный .	900
» » » пористого, пустотелого кирпича	1.000	Асфальт литой	1.500
Бетон из гравия или щебня естеств. кам. пород	2.200	» с крупным щебнем или прессован.	2.000
» кирпичного щебня	1.800	Железо литое .	7.850
		Чугун	7.250
		Сосна	750
		Дуб	900

[1] Нижеприводимые нормы веса материалов и допускаемых напряжений приняты по обсуждении довольно богатого материала, собранного инженером В. А. Гастевым в особом докладе.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Допускаемые напряжения. — По Т. Усл. НКПС 1925 г. напряжения в кладке не должны превосходить:[1]

а) Для кладки из штучного камня получистой тески с временным сопротивлением сжатию не меньше 1000 *кг/см*², при толщине шва не больше 15 *мм* и толщине камня не меньшей половины его длины на цементном растворе состава не ниже 1:3 . . . . . 80 *кг/см*². (100)

б) Для кладки из штучного камня получистой тески с временным сопротивлением сжатию не меньше 800 *кг/см*², при толщине швов не больше 15 *мм* и толщине не меньшей одной трети длины его на цементном растворе состава не ниже 1:3 . . . . . 65 *кг/см*². (75)

в) Для кладки из грубо-околотых в правильную форму камней с отношением размеров 3:1 и с временным сопротивлением сжатию не меньше 600 *кг/см*², на цементном растворе состава не ниже 1:3 . . . . . 50 *кг/см*². (60)

г) Для постелистой бутовой кладки с приколом из отборного камня толщиной не меньше 20 *см* и не меньше $^1/_4$ длины, с временным сопротивлением сжатию не меньше 400 *кг/см*², на цементном растворе состава[2] не ниже 1:4 . . . . . 35 *кг/см*². (40)

д) Для постелистой бутовой кладки из камня с временным сопротивлением сжатию не ниже 400 *кг/см*², на цементном растворе состава не ниже 1:4 . . . . . 25 *кг/см*². (30)

е) Для обыкновенной бутовой кладки из камня с временным сопротивлением сжатию не меньше 300 *кг/см*², на цементном растворе состава не ниже 1:4 . . . 15 *кг/см*².

ж) Для кладки из клинкера на цементном растворе состава[3] не ниже 1:3 . . 30 *кг/см*². (40)

з) Для кладки из обыкновенного кирпича с временным сопротивлением сжатию не меньше 150 *кг/см*², на цементном растворе состава[3] не ниже 1:4 . . . . . 15 *кг/см*². (20)

Для кладки из кирпича с временным сопротивлением сжатию меньше 150, но не меньше 100 *кг/см*² — не более $^1/_{10}$ временного сопротивления кирпича сжатию.

и) Для бетона с врем. сопротивлением не менее 200 *кг/см*² . 40 *кг/см*².

» » » » не менее 150 » . . . . . 30 »

При применении бетона с врем. сопротивлением менее 150 *кг/см*², но не менее 120 допускаемое напряжение применяется в $^1/_5$ временного сопротивления бетона сжатию.

к) Для частей сооружения, поверяемого на равномерное сжатие под действием центрально приложенных сил, допускаемое напряжение, взятое по вышеприведенным нормам, должно быть понижено на 20%.

Допускаемое напряжение *в шарнирах* из свинцовых пластинок с примесью сурьмы не должно превосходить 120 *кг/см*².

Для *гранитных шарниров* допускаемые напряжения должны быть определены на основании лабораторных испытаний, произведенных специально для данного сооружения, при чем для предварительного задания не свыше 300 *кг/см*² для напряжений, вычисленных по формуле Герца при $E = 300\,000$ *кг/см*².

Для *бетонных шарниров* — допускаемые напряжения устанавливаются на тех же основаниях, как для шарниров из гранита, при чем для предварительного задания размеров можно исходить из величины допускаемого напряжения 150 *кг/см*² при составе бетона не ниже 1:2:2 для напряжений, вычисленных по формуле Герца при

$$E = 210\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Для *стальных шарниров* при неплотном касании и определении напряжений по формуле Герца при $E = 2\,100\,000$ *кг/см*² допускается 5 000 *кг/см*².

Для *чугунных шарниров* при неплотном касании и определении напряжений по формуле Герца при $E = 1\,000\,000$ *кг/см*² допускается 3 000 *кг/см*².

Для *стальных шарниров* плотного касания допускается 400 *кг/см*² диаметрального сечения шарнира.

Формула Герца для определения напряжений в цилиндрических шарнирах при неплотном касании имеет следующий вид:

$$\sigma = 0,418 \sqrt{pE\left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2}\right)} \text{ кг/см}^2,$$

где p — давление в шарнире в *кг* на 1 погонный *см* его длины,

» E — модуль упругости в *кг/см*²,

» r_1 и r_2 — радиусы кривизны цилиндрических соприкасающихся поверхностей шарнира в *см*.

---

[1] В скобках поставлены величины, которые можно допустить по мнению автора.

[2] По «Единым нормам СТО» 1930 г. для неравномерного сжатия на бутовую кладку допускается: для камня с врем. сопр. около 200 *кг/см*² и при цементном растворе 1:3 — 20 *кг/см*², а при растворе 1:4 — 15 *кг/см*². Для постелистого камня с врем. сопр. около 350 *кг/см*² и с раствором 1:3—30 *кг/см*², 1:4—25 *кг/см*². Для постелистого камня в прикол соответственно 40 и 35 *кг/см*².

[3] По «Единым нормам» — 35 *кг/см*².

НБ УДУНТ (ДИТ)

Наибольшие *растягивающие* напряжения от действия одних вертикальных сил не должны превосходить для каменной кладки 2 *кг/см²*, для бетона 5 *кг/см²*.

На срезывание для каменной кладки 2 *кг/см²*, для бетона 4 *кг/см²*.

Давление на грунт при неглубоком заложении основания (до 2,5 *м* от поверхности грунта) не должно превосходить (Т. Усл. 1925):

для плотного глинистого сухого грунта и мергеля	5	*кг/см²*
» » » влажного »	4	»
» слабого » » »	1	»
для гравия и крупного песка . .	6	»
» сухого песка, плотно слежавшегося	4	
» сухого чистого песка	2	»

При углублении фундамента в грунт, считая от его поверхности, а если есть вода, то от межени, допускаемые давления на его подошве увеличиваются с увеличением глубины следующим образом:

при углублении до	5	*м*	на	0,10	*кг/см²*	на	каждый	метр	глубины		
» » »	15	»	»	0,20	»	»	»	»	свыше	5	*м*
» » »	20	»	»	0,25	»	»	»	»	»	10	»

Для *скалы* независимо от глубины заложения основания, при условии снятия выветрившегося слоя, допускается давление:

а) для твердой сплошной скалы — 30 *кг/см²*,

б) для скалы среднего качества — 15 *кг/см²*,

в) для слабой скалы — не больше 8 *кг/см²*.

При устройстве *основания на сваях*, забитых полностью в грунт, допускаются следующие нагрузки, причем сопротивление грунта в расчет уже не вводится:

на одну сваю	диаметра	26	*см*	17,0	тонн.
» » »	»	28	»	19,5	»
» » »	»	30	»	22,5	»
» » »	»	32	»	25,5	»
» » »	»	34	»	29,0	»
» » »		36	»	32,5	»

При проектировании каменных мостов должны быть выяснены напряжения от *колебаний температуры*, а для бетонных сводов, кроме того, и от усадки бетона. Учет влияния колебаний температуры обязателен для пролетов свода 15 *м* и более.

Вводимые в расчет колебания температуры должны составлять не меньше половины колебаний средней суточной температуры воздуха данной местности, выведенных по многолетним наблюдениям. При этом расчетную разность Δt температуры следует определять в зависимости от предусматриваемой температуры замыкания свода. Например, наибольшая суточная температура воздуха летом $+30°$, наименьшая зимой $-20°$; замыкание предположено при $+5°$. Расчет следует провести на колебание температуры свода от $+15$ до $-10°$, а в расчет вставить $\Delta t = -15$ и $+10°$.

Выбор момента замыкания по состоянию температуры следует произвести так, чтобы отрицательная Δt была наименьшая. Кроме того, за температуру замыкания для каменного свода надлежит принимать среднюю недельную температуру воздуха в момент замыкания. Для бетонных сводов температура замыкания применяется на 10° выше средней недельной температуры воздуха в момент замыкания. Если же по окончании бетонирования до замыкания прошло не меньше 1 месяца, то прибавку в 10° делать излишне.

Усадка бетона в воздухе учитывается введением в расчет добавочного понижения температуры свода на 10—15° в зависимости от условий бетонирования. В случае, если замыкание свода произведено не менее, как через 3 месяца после бетонирования, усадка учитывается понижением температуры на 5°.

По Техническим Условиям 1925 г. для каменных и бетонных сводов расчетная разность температур определяется в зависимости от размера свода, климата местности и температуры замыкания свода. В зависимости от средней январской температуры места службы моста по приводимой ниже табличке определяется низшая темпе-

НТБ УДУНТ (ДИТ)

ратура оси свода, а по июльской средней температуре места определяется наивысшая возможная температура свода.[1] Если первая $t_1°$, вторая $t_2°$, температура замыкания $t°$, то понижение температуры свода равно

$$-\Delta t = t_1° - t°.$$

Повышение температуры свода будет

$$+\Delta t = t_2° - t°.$$

В эти формулы t вставляется с их знаками, т. е. если, например,

$$t_1 = -10°;\ t_2 = +18°;\ t = +5°$$

то

$$-\Delta t = -10° - 5° = -15°$$

$$+\Delta t = +18° - 5° = +13°.$$

Температура замыкания определяется как сказано выше.

При определении полных напряжений от вертикальной нагрузки, колебаний температуры и усадки бетона допускаемые напряжения на неравномерное сжатие могут быть повышены не более, чем на 30% от основных (приведенных выше по Т. У. 1925 г.), а допускаемые напряжения на растяжение в каменных сводах до 5 *кг/см²* и в бетонных до 8 *кг/см²* при учете добавочного действия одной температуры, и до 10 *кг/см²* при учете добавочного действия температуры и усадки одновременно.

Таблица 4. **Температура по оси свода с забуткой, толщиной 1 *м***

Изотермы	Толщина свода в метрах				
	до 0,8	1,2	1,6	2 0	3,0
— 30	— 28,8	— 28,2	— 27,5	— 26,4	— 24,1
— 25	— 24,0	— 23,2	— 22,4	— 21,5	— 19,4
— 20	— 19,9	— 18,8	— 18,2	— 17,4	— 15,4
— 15	— 15,5	— 13,8	— 13,2	— 12,5	— 11,0
— 10	— 10,6	— 9,2	— 8,7	— 8,2	— 7,0
— 5	— 6,0	— 5,0	— 4,2	— 3,7	— 3,0
— 0	— 1,7	— 1,3	— 0,9	— 0,7	— 0,3
+ 15	+ 14,6	+ 13,3	+ 13,2	+ 12,5	+ 11,0
+ 20	+ 19,2	+ 18,8	+ 18,3	+ 17,6	+ 16,1
+ 25	+ 24,0	+ 24,7	+ 23,3	+ 23,0	+ 21,4
Ташкент	+ 26,7	+ 26,4	+ 25,9	+ 25,5	+ 23,6

Модуль упругости для кладки из естественных камней 60000 *кг/см²*.
» » » » кирпича 30000 *кг/см²*.

Коэффициент линейного расширения кладки (на 1°С) 0,000008.

В упомянутых Технических Условиях Н.К.П.С. приняты, между прочим, следующие *конструктивные* требования.

В потоках со спокойным режимом допускается расположение пят свода ниже горизонта высоких вод. В горных потоках, способных увлекать посторонние предметы со значительной скоростью, опускание пят свода ниже горизонта высоких вод не допускается.

В случае применения бетонных сводов не допускается располагать пяты свода ниже горизонта ледохода.

В случае применения каменных сводов с расположением пят ниже горизонта ледохода, должны быть устроены «коровьи рога», независимо от устройства ледореза.

С целью придать своду наиболее *рациональное очертание*, по Т. У. 1925 г. положение действительных пят свода должно быть так выбрано, чтобы радиус очертания осевой кривой, проведенный к центру пяты, имел наклон к горизонту не меньше 25° при круговом и эллиптическом (лежачий эллипс) очертании свода.

Толщина свода от замка к пяте может оставаться постоянной при пролетах до 15 *м*.

[1] Значение январской и июльской средних температур для разных мест СССР приведены в Техн. Усл. для каменных мостов НКПС, 1925 г., а также в Техн. Усл. для железобетонных мостов НКПС 1926 г. и в других справочных книгах.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Это положение объясняется тем обстоятельстом, что при малых пролетах прочность кладки не может быть полностью использована за отсутствием достаточно сильной для того нагрузки при наименьшей толщине свода, которую допускает опыт; а при таких условиях утолщение к пяте не имеет смысла.

При пролетах свыше 15 *м*, если отношение стрелки к пролету равно или меньше 1 : 4,5, толщина свода к пяте увеличивается таким образом, что вертикальная проекция толщины свода в каком-нибудь сечении его равна толщине в замке ($d = d_0 : \cos\varphi$). Для сводов более подъемистых, чем 1 : 4,5, толщина в пяте берется 1,5 до 1,7 толщины в замке; в промежуточных сечениях толщина плавно изменяется от замка к пяте. Можно рекомендовать изменение толщины от замка (d_0) к пяте (d_1) по параболическому закону:

$$d = d_0 + (d_1 - d_0)\frac{s^2}{S^2},$$

где s — длина дуги по оси свода от замка до рассматриваемого сечения,
S — длина дуги по оси свода от замка до пяты.

Изменение толщины по закону прямой дает в замке перелом очертания свода.

Ось свода рекомендуется принимать по кривой давления, построенной для постоянной нагрузки в предположении, что свод снабжен тремя шарнирами (в замке и пятах), с применением поправки Кеглера (см. *n*° 33, стр. 150).

При поверке предварительно выбранного очертания свода, отклонением вышеуказанной кривой давления от оси свода до $^1/_{20}$ толщины свода можно пренебречь. При большем отклонении рекомендуется за ось свода взять кривую давления, заменив ее коробовой кривой, составленной из дуг кругов, описанных из нескольких должным образом подобранных центров.

Если в проекте предусматриваются надсводные эстакады из сводиков, параллельных главному своду, то кривую давления для поверки очертания можно строить по сосредоточенной нагрузке, передаваемой бычками эстакады, или по нагрузке сплошной, равномерно распределенной по всему объему надсводной части моста и равной в сумме действительной нагрузке свода.

Ширина свода, по соображениям устойчивости и его формы как сжатого тела, не должна быть меньше $^1/_{15}$ пролета, если она сохраняется постоянной по всему пролету. При уширении свода в пятах до $^1/_{10}$ пролета, ширина в замке не должна быть меньше $^1/_{20}$ пролета. Во всяком случае, ширина свода должна удовлетворять условиям прочности и устойчивости.

Толщина балласта, считая до подошвы шпалы, не должна быть меньше 35 *см*. Толщина заполнения над замком до подошвы рельса должна быть не меньше 1 *м*.

Пазухи сводов можно заполнять тощим бетоном, сухой кладкой, щебнем, гравием, шлаками и т. п. В исключительных случаях допускается крупный песок. Не допускается заполнение глинистыми грунтами и вообще материалами, способными задерживать воду, разбухать и пр.

Все внутренние доступные воде поверхности должны быть покрыты непрерывным слоем изоляции, запущенным под карнизные камни. Изоляция должна обладать полной водонепроницаемостью, эластичностью и прочностью. Можно рекомендовать применение джутового просмоленого полотна, руберойда. В наиболее серьезных случаях можно применять свинцовые листы с отделением их от цементного раствора толем или осмолкой. Сверх изоляции кладется защитный слой пористого бетона или слой кирпича плашмя с промежутками и т. п.

Попадающая на мост *вода собирается и отводится* в определенные места, для чего поверхностям стока дается уклон не менее 0,01, лучше 0,03—0,05. Вода отводится либо за устой либо через кладку свода трубками в пролет моста. Над каждой выпускной воронкой следует устроить смотровой колодец.

При слабом продольном уклоне рекомендуется собрать воду поперечными скатами с уклоном 0,03—0,05 и для облегчения стока вдоль моста устроить дренажный канал.

Для мостов с бетонными щековыми стенками при пролетах свыше 15 *м* и для мостов с каменными щековыми стенками при пролетах свыше 25 *м* необходимо устраивать *температурные швы*, расположенные над пятовыми сечениями свода.

Относительно проектирования опор Технические Условия рекомендуют, между прочим, следующее:

НБ УДУНТ (ДИТ)

Устоям и быкам придаются такая форма и размеры, чтобы при постоянной нагрузке равнодействующая всех сил проходила через центр тяжести подошвы фундамента, чтобы видимые части опор отвечали требованиям эстетики и чтобы опора в целом и в частях удовлетворяла требованиям прочности и устойчивости на сдвиг.

При устройстве свайного основания следует привести в совпадение центр давления при постоянной нагрузке с центром тяжести сечений свай.

При заложении оснований опор моста на грунтах глинистых и вообще на грунтах сжимаемых, забивка свай обязательна.

При заложении оснований непосредственно на грунте не рекомендуется стремиться к осуществлению наибольших допускаемых по настоящим нормам давлений на данный грунт; следует, напротив того, использовать все недорого стоющие средства для возможно большего уменьшения давления.

Выступы фундамента из-под тела опоры не должны превышать следующих величин:

при давлении на грунт до 3 *кг/см*^{2} — $^1/_2$ высоты слоя фундамента.
» » » » 3 » 6 » — $^1/_3$ » » »
» » » » 6 » 10 » — $^1/_4$ » » »

Обрез фундамента шириной не менее 20 *см* располагается ниже уровня низких вод на 0,5 *м*, а в сухих местах — на уровне поверхности грунта.

Наклон фундамента для уменьшения сдвигающей силы достигает цели, если грунт скала и если под фундамент забиваются наклонные же сваи (нормально к подошве).

В отношении видов кладки, размеров камней и т. п. проект норм дает следующие указания:

Для сводов может быть применена бутовая кладка правильными радиальными рядами, кладка из грубо-околотых камней, кладка из камней получистой тески, бетон и наконец кирпичная кладка.

Наружные поверхности всех частей моста должны быть облицованы кладкой из морозоупорного камня.

Облицовка свода и кладка тела не должны резко отличаться по размерам камней и их твердости.

Толщина камней должна быть не меньше 0,15 *м*; длина камня должна быть от 1,5 до 2,5 раз, а ширина от 1 до $1^1/_2$ раза больше его толщины. Наибольший объем камней должен соответствовать породе их, характеру карьера и силе предполагаемых при производстве работ подъемных средств; нормальным объемом камней для кладки больших сводов можно считать 0,05—0,06 *м*^{3}. Объем 0,06 *м*^{3} имеет, например, камень 0,25 × 0,40 × 0,60 *м*.

Кладку высоких тонких опор надлежит вести правильными, тщательно уложенными горизонтальными рядами из однородного по величине, отборного бутового камня; облицовка не должна по толщине отличаться от толщины сводов кладки.

Прокладные ряды применять не следует.

29. Судоходные условия. Потребный подмостный габарит определяется габаритом судов, как обращающихся на реке, так и запроектированных на ближайшие годы (не больше 5 лет). В таблице 5 приведены габариты под мостом для рек разной категории. По согласованию с Наркомводом допускается уменьшение указанных габаритов.

При применении разводных частей, возвышение низа разводной части в поднятом состоянии над расчетным судоходным горизонтом должно соответствовать высотам, указанным в таблице 5. В этом случае возвышение низа ферм в неразводных пролетах, если они имеются, должно быть не менее высоты неразбираемых частей самосплавных судов, плотов и буксируемых караванов, увеличенной на 1 *м*.

Отметка судоходного расчетного горизонта согласовывается с Наркомводом и местными заинтересованными организациями. По разъяснениям «Наставления» ЦИС'а (1931 г., стр. 18) расчетный судоходный горизонт берется ниже наивысшего исторического горизонта настолько, чтобы вызываемая этим убыточность задержки судоходства покрывалась экономией на затратах по устройству моста и подходов.

Что касается величины разводных пролетов в свету, то в зависимости от категории реки, скорости течения и косины струй они берутся по таблице 6.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 5. — Судоходные габариты.[1]

Устойчивая глубина на перекатах в *м*	Род судоходства	Категория реки	Судоходные пролеты в свету по судоходному горизонту		Возвышение низа ферм над судоход. горизонтом		
			При 1 пролете	При 2 и более пролетах	По середине пролета	На протяжении	У опор
не < 2	Морские и речные трехэтажные паротеплоходы	Вне кат.	По особому соглашению с Наркомводом				
1,80	Большие двухэтажные паротеплоходы	I	150	120—110	11—12,5	50	3,5
1,40	Двухэтажные теплоходы . .	II	120	100— 80	9—10	40 (30)	3,0 (2,0)
0,90	Одноэтажные и полутораэтажные паротеплоходы . . .	III	80	50	5— 7	30 (20)	2,0 (1,5)
0,60	Одноэтажные паротеплоходы и моторные плоскодонные суда	IV	50	30	3— 5	20 (10)	1,5 (1,0)
—	Сплав мелкими плотами. .	V	30 (12)	20	2,5	10 (6)	1,0 (0,75)
—	Сплав молем .	VI	15 (6)	10	1,0	5	0,75 (0,50)

ПРИМЕЧАНИЯ: 1) В несудоходной части реки пролеты назначаются по экономическим соображениям. 2) Числа в скобках соответствуют мостам на деревянных опорах.

Таблица 6. — Пролеты разводных частей в свету.

Категория реки	Скорость до 1 *м*/сек.		От 1 до 2 *м*/сек.	
	0° — 5°	5° — 10°	0° — 5°	5° — 10°
Вне категории	По особому соглашению с Наркомводом			
I	40	50	50	60
II	30	40	40	50
III	20	30	30	40

§ 10. СОСТАВЛЕНИЕ СХЕМАТИЧЕСКИХ ВАРИАНТОВ И ЭСКИЗНОГО ПРОЕКТА.

30. Данные о существующих мостах. — Когда выяснена величина отверстия моста, даны горизонты воды и ледохода, судоходные требования и уровень пути, можно приступить к составлению проекта.

Работа по составлению проекта распадается на три стадии. 1) Составление схематических вариантов. В этой стадии производятся поиски решения в общих чертах. Опытный проектировщик, способный «на-глаз» более или менее удачно задавать приблизительные размеры главных частей сооружения, набрасывает в масштабе $^1/_{200}$ — $^1/_{500}$ один вариант за другим, меняя число и величину пролетов, размещение их, очертание быков и устоев, выясняя попутно технические трудности каждого варианта, художественные и технические достоинства, устраняя недостатки и т. д. В продолжение нескольких часов он может рассмотреть десятки схем моста и наметить из них две-три наиболее удачных для более пристального изучения и сопоставления.

2) Составление эскизных проектов и требуется для более детального освещения намеченных решений. Эскизный проект есть такой беглый проект, по которому можно достаточно полно составить представление о задуманном сооружении. Осуществимость сооружения по этому проекту должна быть доказана соответственными соображениями и подсчетами. Размеры сооружения должны быть здесь даны более или менее близкие к окончательным, чтобы стоимость моста, сосчитанная по эскизному проекту, обладала неточностью не больше $5^0/_0$. Ясно, что эскизный проект требует подсчетов и подсчетов беглых, возможно более коротких, хотя бы за счет некоторой неточности. По эскизным проектам можно сделать уже более детальное изучение и сопоставление избранных вариантов, наметить более подробно конструкцию моста и в результате выбрать одно окончательное решение, которое и подвергается затем детальной разработке, составляющей третью стадию работы по составлению проекта.

[1] «Техн. Условия» Цудортранса. Москва, 1931 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

3) Составление детального проекта имеет целью дать окончательные размеры всех частей сооружения до последних мелочей, показать их конструкцию, указать материалы, назначить способы обработки материалов, их свойства и прочность. Должны быть указаны все данные, необходимые для разбивки сооружения и его частей на месте и в мастерских. Изредка лишь в дополнение к детальному проекту приходится прибегать к постройке моделей в виде шаблонов.

Чем меньше личного опыта, тем важнее в работе над схемами располагать материалом из практики, чтобы быстрее и точнее назначать главнейшие размеры, чтобы на возникающие все время здесь вопросы: осуществимо ли это? пригодно ли это? — можно было давать быстрые и достоверные ответы.

В нижеследующих трех таблицах мы приводим данные о важнейших и типичнейших мостах. Эти данные, в связи с данными, приводимыми в главе о конструкции (глава II), и должны послужить необходимым материалом для начинающих.

При составлении схем важнейшие вопросы суть следующие:

1) Какой величины пролеты могут быть перекрыты сводами, какие размеры приходится при этом давать сводам?

2) Какие пологости сводов доступны в деле?

3) Какие основания под опоры надлежит принять для данного случая?

4) Какими мерами можно облегчить свод и нагрузку на него, какими приемами можно добиться равновесия распоров от постоянной нагрузки для сводов, опирающихся на бык?

Из исторического очерка мы знаем, что в настоящее время осуществляются мосты с пролетами до 170 *м*; теоретически осуществимыми можно считать пролеты до 300 — 500 *м* в зависимости от пологости (от $^1/_6$ до 1:2). Таблицы 7 и 8 дают употребительные размеры пролетов в пределах до 100 *м*, примененные пологости, размеры сводов и напряжения в них (показанные без учета влияния колебаний температуры).

Наибольшая пологость в мостах под железную дорогу $^1/_{10}$. Пологие своды отзываются здесь значительными размерами быков и устоев. Быки будут получаться слишком толстыми, устои — тяжелыми и требующими особого внимания для устранения скольжения. В мостах в один пролет, со скалистыми берегами, когда пяты можно упереть непосредственно в берега, пологость может быть дана и больше $^1/_{10}$. Такие условия редки в жизни, а потому и пологих мостов сравнительно мало.

В мостах под обыкновенную дорогу дело обстоит гораздо легче, так как временная нагрузка менее значительна. Здесь мы видим уже много мостов с пологостью в $^1/_{10}$. Предельной пологостью является $^1/_{18}$—$^1/_{20}$.

Что касается толщины сводов в замке и в пятах, то в пределах пролетов до 100 *м* данные современной практики настолько богаты, что толщины можно задавать без поверки расчетами совершенно уверенно и на разные характеры строителей: осторожно, нормально и смело, и даже очень смело. Нормальные толщины приведены в таблице 7; наименьшие — в таблице 9.

Для задания толщины сводов давно уже предложены эмпирические формулы. В настоящее время необходимо пользоваться формулой Séjourné, для которой коэффициенты получены на основании рассмотрения 562 мостов с количеством отдельных сводов около 3300.

Это формула имеет следующий вид:

$$e_0 = \alpha (1 + \sqrt{2a})\mu$$

e_0 — толщина свода в замке;
$2a$ — расчетный пролет свода;
α — коэффициент, зависящий от рода пути, смелости и т. п.
μ — коэффициент, учитывающий пологость свода.

Если отношение стрелки к пролету обозначить через δ, т. е. $f : 2a = \delta$, то

для полуциркульных сводов $f : 2a = {}^1/_2$ . . . $\mu = 1$;

для лежачего эллипса[1] . . . $\mu = \dfrac{4}{3 + 2\delta}$;

для кругового пологого очертания . . . $\mu = \dfrac{4}{3}(1 - \delta + \delta^2)$.

[1] Для эллипса δ есть отношение малой полуоси к большой оси эллипса.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 7. — Данные для наиболее замечательных каменных мостов.

Наименование моста	Год сооружения	Род дорог	Пролет м	Стрелка м	Пологость	Толщина свода		Род кладки	Основания				Ширина между перилами	Наклон щек	Надсводные сводики	Наиб. напряжения в своде кг/см².
						в замке м	в пятах м		Устои		Быки					
									Грунт	Род основ.	Грунт	Род основ				
Ворохта . .	1894	ж. д.	40	10	1/4	1,40	2,20	т. песч.	скала	—	—	—	4,5	1/20	3,0×6	21,4 пост. нагр.
Boucicaut .	1890	об. д.	40×5	5	1/8	1,05	1,24	ок. изв.	песок.	сваи	песок	сваи	8,0	—	—	20 ср.
Авиньон .	1909	об. д.	40×10	5	1/8	1,05	1,24	ок. изв.	скала	кессон	грав.	кессон	10,0	—	—	37,2
Castelet .	1883	ж. д.	41,2	14	1/2,9	1,25	2,25	ок. грап.	скала	—	—	—	5,65	1/10	4,0×7	—
Альмы в Париже . . .	1855	гор.	43	8,6	1/5	1,50	1,70	ок. кам.	песок	сваи	глина	сваи	20,0	—	7 прод.	—
Орлеан .	1906	гор.	43,9×7	5,8	1/7,6	1,25	1,46	ок. изв.	глина	кессон	глина	кессон	13,45	—	2,8×8	39,5 (—0,3)
Ямна	1894	ж. д.	48	12	1/4	1,70	2,60	т. песч.	скала	—	—	—	4.5	1/20	3,50×6	25,1 пост. нагр.
Yalence .	1905	гор.	49,2×4	10,6	1/4,65	1,60	1,90	ок. изв.	гравий	кессон	глина	—	8 8	—	продольн.	—
Antoinette	1884	ж. д.	50	15,9	1/3,15	1,50	2,28	ок. гран.	туф	—	—	—	4,5	1/25	4,0×10	—
Amidonniers .	1907	гор.	46—42	11	1/4,2	1,25	2,59	ок. изв.	туф	—	—	—	22,0	1/40	11,6×1	50
Chester . . .	1834	гор.	60,96	12,8	1/4,8	1,22	1,83	песч.	песок	сваи	—	—	10,2	—	прод. 2 эт.	—
Lavaur	1884	ж. д.	61,5	27,5	1/2,2	1,65	2,81	ок. изв.	туф	—	—	—	4,5	1/25	4,5×6	—
Gour-Noir . .	1889	ж. д.	62(60)	16,1	1/3,7	1,70	4,20	ок. гран	скала	—	—	—	8,0	1/20	4,3×6	16,6 сред.
Яремча . .	1894	ж. д.	65	17,9	1/3,6	2,10	3,10	т. песч.	скала	—	—	—	4,5	1/20	3,60×8	27,5 пост. нагр.
Constantine	1912	об. д.	63,76	25	1/2 8	1,50	2,85	ок. изв.	скала	—	—	—	12,0	1/40	4,75×8	—
Morbegno (3 шарн.) . .	1903	ж. д.	70	10	1/7	1,50	2,20	т. гран.	скала	—	—	—	4,5	1/20	4,5×8	70 (с темп.)
Montange .	1910	об. д.	80,3	20,5	1/3,9	1,50	2,50	ок. изв	скала	—	—	—	6,20	—	5,3×11	50
Salcano .	1927	ж. д.	85	21,8	1/3,9	2,10	3,50	т. извест	конгломер.	подушка	—	—	5,50	1/20	(3,4—5,0) 10	51
Rocky-River .	1910	об. д.	85,34	24.6	1/3,4	1,83	3,35	бетон.	скала	—	—	—	17,07	1/40	6,4×8	44 (зам.)
Luxemburg .	1903	гор.	84,65	31	1/2,7	1,44	2,16	ок. песч.	скала	—	—	—	16,0	1/40	5,4×8	48
Plauen	1905	гор.	90	18	1/5	1,5	2 0 (врам)	сланец.	скала	—	—	—	17,0	—	—	69 (—4,5)
Villeneuve	1916/21	гор.	96,25	15,5	1/6,2	1,45	2,0	бетон.	скала	—	—	—	10,9	—	3,35	57
Blaibach	1928	ж.д.	70	8,2	1/8,5	1,74	1,8	бетон.	—	—	—	—	—	—	—	3 шарнира

НЕ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 8. — Мосты с наиболее пологими сводами.

Наименование моста	Год постройки	Пролет в метрах	Стрелка	Полость	Толщина		Основания				Напряжения в своде кг/см²
					в замке м	в пяте м	Устои		Быки		
							грунт	основ.	грунт	основ.	
Под об. дорогу.											
Boucicaut . .	1890	40 × 5	5,0	1/8	1,05	1,24	песок	сваи	песок	сваи	20 ср.
Avignon	1909	40 × 10	5,0	1/8	1,05	1,24	скала	кессон	грав.	кессон	37,2
Gross-Kunzendorf .	1906	20 + 40 + 20	4,2	1/9,52	0,90	1,35	глина	сваи	глина	сваи	—
Orléans .	1906	43,9 × 7	5,8	1/7,6	1,25	1,46	глина	кессон	глина	кессон	39. 5(—0,3)
Putney .	1883	43,9 +	5,86	1/7,5	1,37	1,68	глина	непоср.	глина	непоср.	—
	—	+ 2 × 39,3	—	1/7,9	—	—	—	—	—	—	—
	—	+ 2 × 34,1	—	1/8,6	—	—	—	—	—	—	—
Mehring . .	1904	46,0 × 4	6,17	1/7,46	1,0	1,30	скала	—	скала	—	31,4
Schweich .	1906	46,0 × 3	6.17	1/7,46	1,0	1,30	скала	—	скала	—	33,8
Krappitz .	1905	25 + 50 + 25	6,0	1/8,33	1,2	2,0	—	сваи	—	сваи	—
Teinach .	1882	33,0	3,3	1/10	1,0	1,6	скала	—	скала	—	—
Ziegenhals .	1905	40,0	4,2	1/9,5	1,85	1,7	—	сваи	—	сваи	—
Nemours	1894	16,25 × 3	—	1/15,6	1,06	—	—	—	—	—	—
Saint-Dié	1891	—	—	1/18	—	—	—	—	—	—	—
Munderkingen (шар.)	1893	50,0	5,0	1/10	1,0	1,10(1,4)	грав.	сваи	—	—	39,2
Cornelius (шар) .	1903	38 + 44 + 38	3,12	1/12	0,8	0,9 (1,2)	глина	непоср.		—	36
Mannheim (шар.) . . .	1908	58,5	5,52	1/10,6	1,07	1,12(1,47)	грав.	непоср.	—	—	37
Brookside Park (шар.)	1906	26,33	—	1/16,5	0,61	0,91	—	—	—	–	—
Под жел. дорогу.											
Chemnitz (шар.) . . .	1900	40	7,0	1/5,7	1,10	1,25(1,5)	грав.	—	—	—	—
Ille beuren (шар.) .	1904	57,16	9,82	1/5,8	1,10	1,4 (1,65)	мергель	непоср.	—	—	—
Morbegno (шар.)	1903	70,0	10,0	1/7	1,5	2,2	скала	—	—	—	70 *
Sinigaglia (шар.) . .	1901	22,0	2,2	1/10	0,80	1,0	—	—	—	—	—
Bellows Falls .	1899	42,7	6,1	1/7	0, 2	1,22	скала	—	—	—	76
Blaibach	1928	70,0	8,2	1/8,5	1,74	1,80	—	—	—	—	—

* С температурой.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Таблица 9. — Мосты с наиболее тонкими сводами.

Наименование моста	Год сооружения	Под какую дорогу	Пролет $м$ $2a$	Толщина в замке		Пологость $\frac{f}{2a}$	Материал свода	Примечания
				e_0 $м$	$\frac{e_0}{2a}$			
Boucicaut .	1890	об. дор.	40	1,05	1 : 38	$^1/_8$	ок. изв.	Свайные основания, 5 прол.
Mehring . .	1904		46	1,0	1 : 46	$^1/_{7,5}$	бетон 1 : 3 : 5	
Ziegenhals . .	1905		40	0,85	1 : 47	$^1/_{9,5}$	камень	Свайное
Kupferhammer . .	1907		48	0,90	1 : 53	$^1/_{8,3}$	»	Свайное основ.
Luxembourg .	1903		84,6	1,44	0 : 59			
Plauen .	1905		90	1,5	1 : 60	$^1/_5$	камень	Наиб. напр. 69.

Применяя эту формулу к построенным мостам Séjourné нашел, что коэффициент α колеблется в пределах от 0,10 до 0,35. Отбросив крайние случаи и взвесив целесообразность прочих, он дает следующие значения коэффициента α.

α	Мост под обыкновенную дорогу	Мост под железную дорогу	Примечания
0,12	Нижний предел		Верхний предел — робко
0,13			Еще выше — трусливо
0,14			Нижний предел — смело
0,15	Среднее	Нижний предел	Еще ниже — дерзко
0,16			Формула годна для пролетов от 0,6 $м$ до 100 $м$
0,17			
0.18	Верхний предел	Среднее	
0,19			
0,20			
0,21		Верхний предел	

По формуле Séjourné наименьшая толщина свода (смелая), примененная при высоких качествах материала кладки, для полуциркульного очертания, получается такая:

для пролетов 40 $м$	60 $м$	80 $м$	100 $м$	
$e_0 = ^1/_{46}$	$^1/_{57}$	$^1/_{67}$	$^1/_{76}$	для моста под обыкн. дорогу
$e_0 = ^1/_{37}$	$^1/_{46}$	$^1/_{54}$	$^1/_{66}$	для моста под железн. дорогу

При увеличении пологости от $^1/_2$ до $^1/_8$ для эллипса и $^1/_{12}$ для дуги круга толщина увеличивается от 0 до 20% введением коэффициента μ.

Когда задана толщина в замке, то назначение толщины его в пяте можно произвести по указаниям Технических Условий (n° 28, стр. 126).

Затем для многопролетных мостов нужно установить *толщину быка*, которая зависит от величины пролетов и пологости прилегающих сводов от величины подвижной нагрузки и от высоты быка. Влияние высоты быка можно покрыть приданием утолщений быку книзу, для чего боковым граням дается соответственный уклон от $^1/_{40}$ до $^1/_{20}$ и даже $^1/_{12}$. При желании ради стиля сохранить одинаковую толщину быка по всей его высоте, придется брать бык тем толще, чем он выше.

В таблице 10 приведены данные из существующих мостов, для которых распоры смежных сводов от постоянной нагрузки почти уравновешены.

В XVIII веке во Франции, как мы знаем, для сводов эллиптического очертания с подъемами $^1/_{3,5}$ до $^1/_5$ толщину быка брали в $^1/_5$ пролета. Уже Перроне ушел от этого правила и убавил толщину быков до $^1/_{10}$. В настоящее время под контролем более или менее достоверных расчетов толщина быка у пят сводов доводится в мостах под обыкновенную дорогу до $^1/_{14}$ пролета. Удовлетворительной для многих случаев можно считать толщину в $^1/_{10}$ для мостов под обыкновенную дорогу и $^1/_8$ под железную дорогу.

Назначая толщину быка, следует считаться не только с условиями прочности, но и с требованиями эстетики. Мощность быков должна отвечать тяжести пролетного

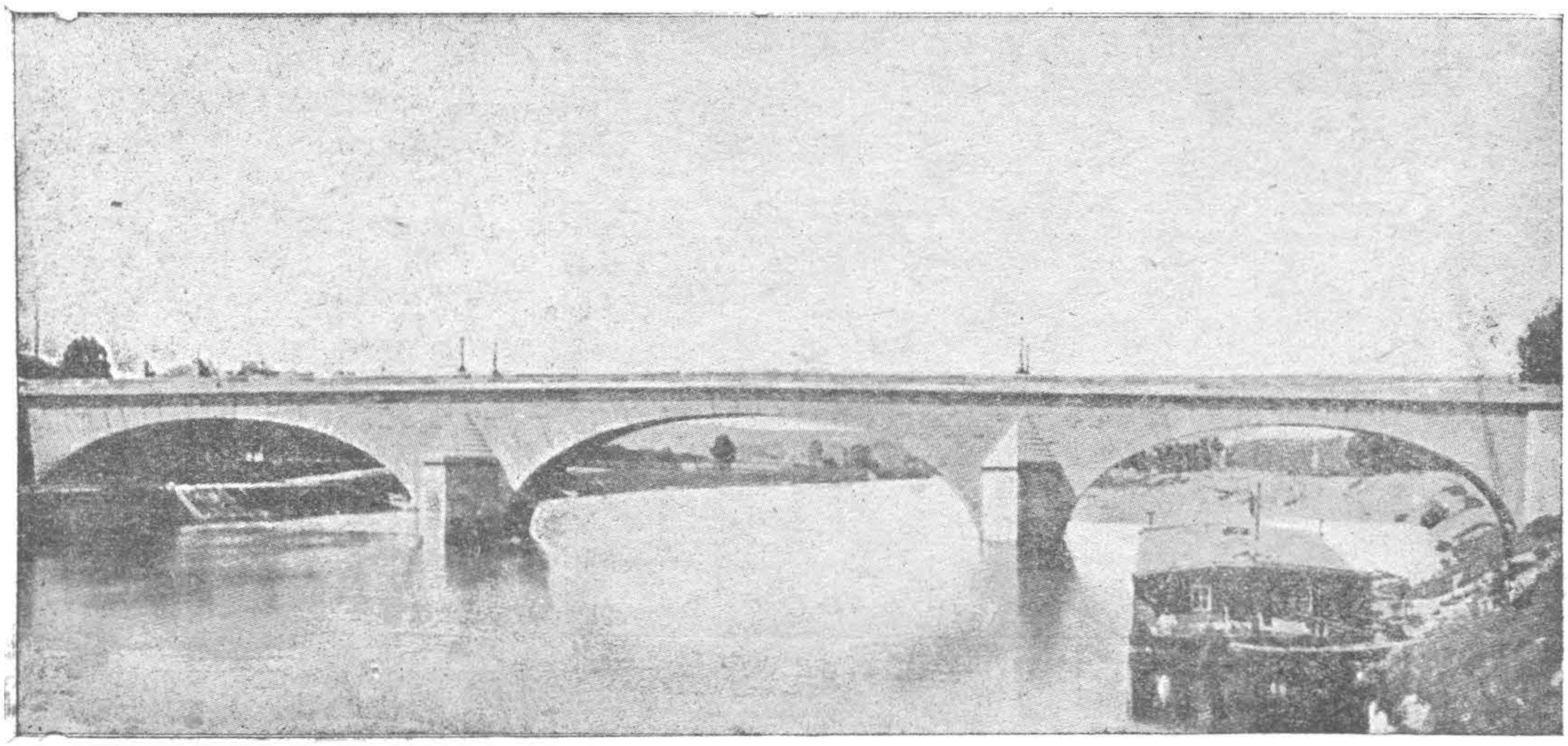
НБ УДУНТ (ДИТ)

строения. Для других надсводных стен нужно дать большую толщину, для ажурных меньшую. Художественные требования прежде всего должны быть удовлетворены в гармоничном подборе основных размеров: пролета, просвета под мостом, толщины быка, его высоты, очертания свода и очертания быка, а также массивности устоев, т. е. при составлении схем моста.

Таблица 10. — Толщина быка.

Наименование моста	Год сооружения	Под какую дорогу	Пролет $м$	Пологость $\frac{f}{2a}$	Толщина быка d в метрах	$\frac{d}{2a}$	Примечание
Nogent-Sur-Marne	1856	ж. д.	50	1 : 2	6,0	1 : 8,3	
Victoria . .	1838	»	48,8	1 : 2.22	7,24	1 : 6,5	
Chemnitz	1900	»	43,1	1 : 5,7	5,1	1 : 8,6	
Garching (Бавария) . .	1908	»	44,35	1 : 3,3	5,0	1 : 8 8	
Лондонский .	1831	об. дор.	46	1 : 4	7,3	1 : 6,5	
Putney . . .	1883	»	43,9	1 : 7,5	5,8	1 7,6	
Boucicaut	1890	»	40	1 : 8	4,0	1 : 10	
Verdun sur le Doubs .	1897	»	41	1 : 4,7	4,0	1 : 10	Эллиптич.
Hochberg .	1903	»	40	1 : 7	3,2	1 : 12	
Mehring . . .	1904	»	46	1 : 7,5	3,5	1 : 13	
Neckargartach .	1905	»	40	1 · 9	2,9	1 : 14	
Orléans .	1906	»	43,9	1 : 7,6	3,75	1 :12	
Avignon . .	1909	»	40	1 : 8	4,0	1 ; 10	
Amidonniers .	1910	»	46	1 : 4,2	5,75	1 : 8	Эллиптич.

31. Разбивка на пролеты и уравновешивание быков. Наметив на профиле перехода через реку верхнюю границу полотна моста, задав при этом подходящие продольные уклоны, а также горизонты воды и ледохода, и вычертив судоходные габариты, ставят вопросы о разбивке отверстия моста на пролеты, о величине пролетов, положении быков, устоев и т. д. Чтобы намеченная величина пролета могла быть осуществлена, необходимо располагать достаточной высотой моста для задания соответственной

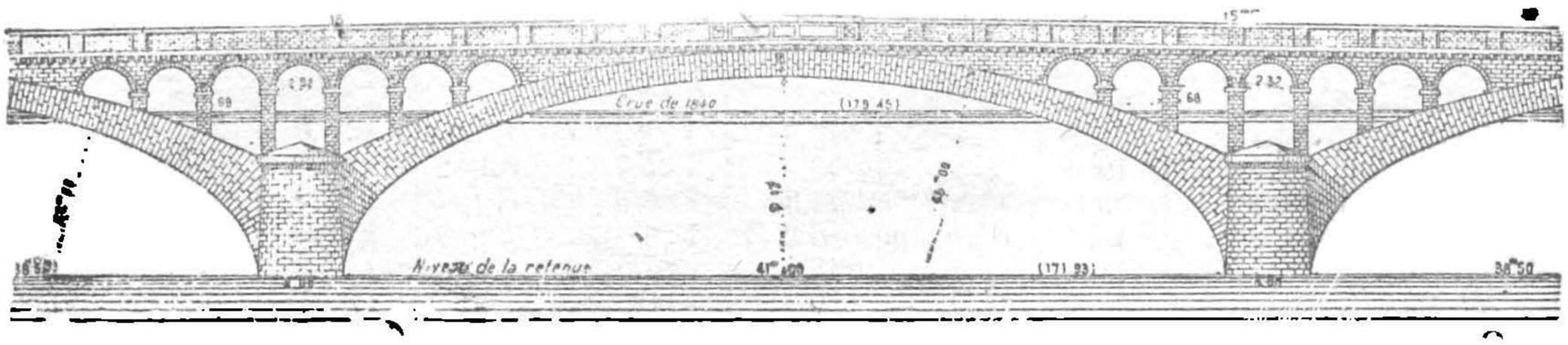


Фиг. 205. Эллиптическое очертание сводов.

стрелки свода. Положение замка определяется уровнем полотна моста. Если нужно, полотно моста приподымают над берегами, и иногда на очень большую высоту. Например полотно Охтенского моста через Неву в Ленинграде приподнято не менее, как на 5 метров; для этого конечно, должны быть налицо соответственные местные условия. Поднятие берега у моста на 1—2 метра возможно даже в столичных городах при наличии зданий на берегу. К судоходному пролету полотно можно поднять еще приданием продольного уклона.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Затем положение *пят свода* назначается конструктором по соображению с местными условиями. При применении эллиптического очертания, видимые пяты свода, т. е. сечения его, расположенные на горизонтальной оси эллипса, — помещаются на уровне наиболее длительного стояния вод (фиг. 205). Эллиптическое очертание красиво, когда полуэллипс виден весь. При применении пологого кругового очертания пяты свода назначаются возможно ниже, ниже горизонта высоких вод, с таким, однако, расчетом, чтобы при высоком горизонте не слишком стеснялось живое течение реки. В таких случаях над быком и концами сводов делают отверстие, как то показано для эллиптического очертания на фиг. 206, изображающей мост в Verdun sur le Doubs.

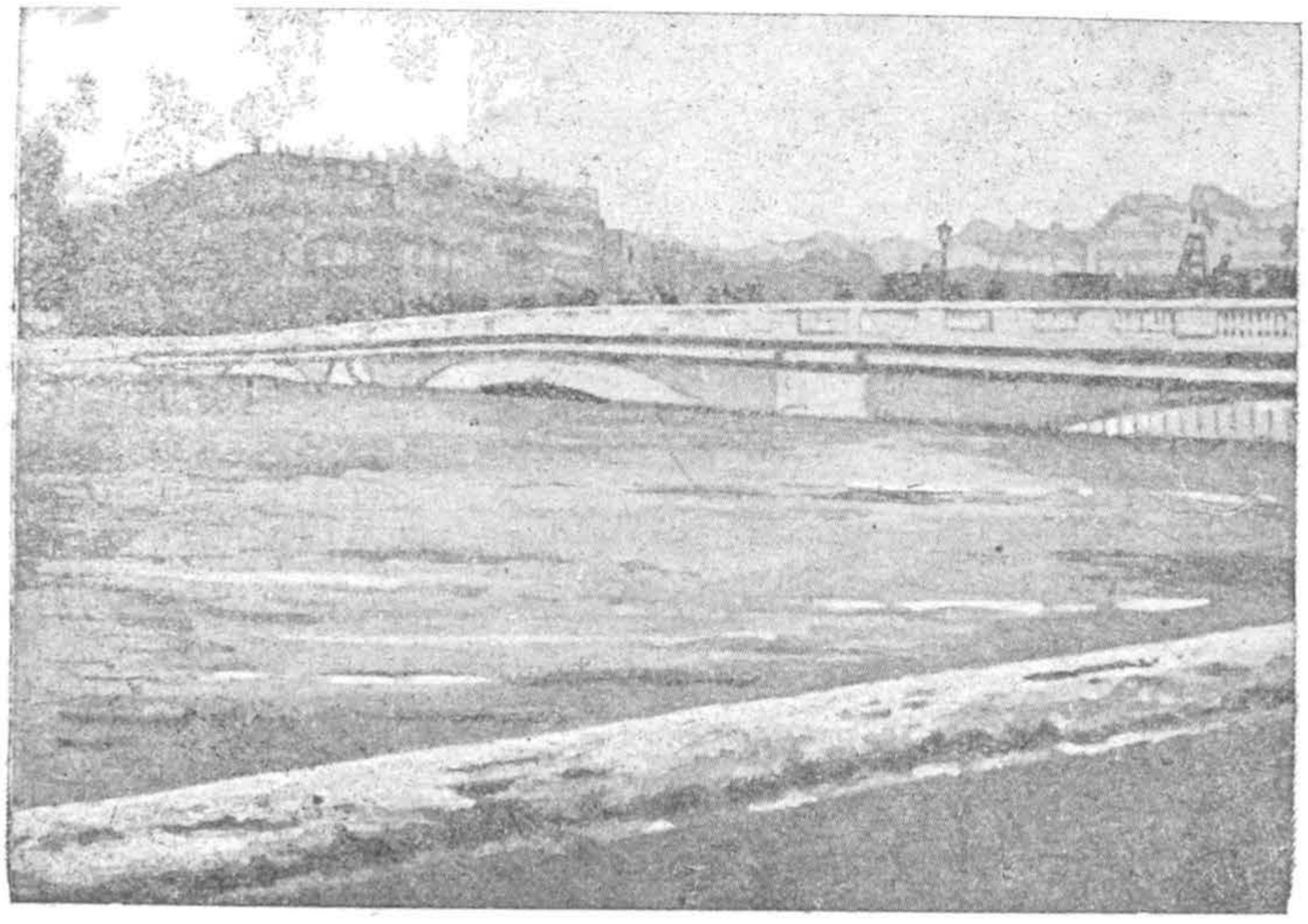


Фиг. 206. Мост в Verdun sur le Doubs.

Каменные мосты, как сооружения весьма тяжелые, обладают большой устойчивостью при незначительной высоте, что обычно, например, для городских мостов через значительные реки. Поэтому, при условии предоставления достаточной площади живого сечения под мостом, мост можно безопасно для него погрузить в высокую воду почти до замка. На фиг. 207 изображен мост Альмы в Париже во время чрезмерно высокого половодья 1910 года. Но такое положение дела может стать опасным, если вода снесет какие-нибудь тяжелые суда и бросит их на мост. Указать границы погружения сводов в высокую воду трудно. Здесь проектирующему в каждом частном случае приходится решать вопрос по своему усмотрению.

В таблице 11 мы приводим данные о погружении пят сводов в высокую воду для некоторых из европейских мостов. В мосте у Schwusen'a в Силезии (1907) погружение доходит до 5 *м* с оставлением под замком просвета в 1 *м*.

Когда же, как у нас в СССР, приходится при решении вопроса считаться еще с ледоходом, то трудности возрастают. Уверенно можно действовать, когда собраны подробные данные о ледоходе: при каком наивысшем горизонте лед идет наибольшей массой, какова его жесткость и т. п. В большинстве случаев эти данные будут отсутствовать.



Фиг. 207. Мост Альмы в половодье (1910).

Желательно, во всяком случае, чтобы при недостаточной высоте моста пяты свода располагались не ниже уровня высокого сплошного ледохода. А если с этим условием трудно дать мост, можно заложить пяты ниже этого горизонта, но устроить вместе с тем «коровьи рога», которые дадут возможность льдине направиться в пролет.

При достаточной высоте просвета под мостом над горизонтом высоких вод, пяты располагают так, чтобы получить возможно большую стрелку, и вместе с тем, чтобы пролетное строение и мост не были слишком грузны. Здесь придется составить целый ряд вариантов, чтобы глазом уловить наиболее подходящую компановку.

Выделив судоходные пролеты, остальные пролеты назначают свободно, подчиняя

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 11.—Положение пят ниже горизонта высокой воды.

Наименование моста	Река	Год постройки	Величина пролета *м*	Пологость	Пята ниже в. в. на *м*	Под какую дорогу
Clais	Drac (Изер).	—	52	1 : 6,5	3,0	обык. дор.
Gour-Noir . . .	—	1889	62	1 : 3.7	2,0	ж. д.
Pouch (Corrèze) .	Be ер.	189)	47	1 : 3,7	3,4	»
Freyssinet (Corrèze) . .	Везер.	1891	45	1 : 4	3,5	»
Chemnitz	Хемниц.	1902	45	1 : 5	3,5	»
Lusserat	Charente.	1910	45,7	1 : 4,6	4,0	»
Ziegenhals . . .	—	1905	40	1 : 5	3,0	обык. дор.
Michelau (Силезия)	—	1906	42	1 : 8	4,2	»
Schwusen (Силезия)	—	1907	48	1 : 8 3	5,0	»
Orléans . . .	Луара.	1906	43,9	1 : 7,6	2,5	гор.
Авиньон	Рона.	1909	40	1 : 8	3,6	гор.

их величину прежде всего эстетическим соображениям, затем соображениям технической целесообразности и, наконец, соображениям стоимости. В техническ м отношении здесь может возникнуть вопрос об уравновешивании распоров от постоянной нагрузки на каждом быке, когда к нему примыкают неодинаковые своды. Распор зависит, главным образом, от пролета, стрелки и нагрузки. Выбирая по произволу пролеты, можно удерживать распор без изменения, меняя соответственно *стрелку* или *нагрузку* или то и другое. Можно брать произвольно стрелку и пролет и уравнивать распоры нагрузкой. В этом же направлении можно решать задачу, располагая пяты с меньшим распором на большей высоте от обреза фундамента, чтобы кривая давления в быке в ответственных сечениях проходила удовлетворительно.

Наконец, возможно допустить и неравенство распоров. Это может вызвать утолщение быка; в более благоприятном случае бык останется таким же, но фундамент придется сделать односторонним, чтобы от постоянной нагрузки давление на грунт получить равномерным.

На фиг. 208 приведен один из вариантов проекта Большого Каменного моста через Москву-реку в Москве, составленный в 1921 году автором в сотрудничестве с академиком-архитектором А. В. Щусевым.

Мост должен был иметь продольный уклон в сторону башни (Замоскворечье) в 1% на протяжении трех пролетов и в сторону Кремля — в $^1/_2$% на протяжении одного берегового пролета. Большой пролет (судоходный) равен 42,7 *м*, стрелка свода 5,5 ($^1/_8$), толщина в замке 1,0 *м*, в пятах 1,2 *м*. Малые пролеты по 25 *м* перекрыты сводами со стрелкой 3 59 ($^1/_7$); толщина свода такая же, так как малый свод имеет примерно такой же распор, как и большой. Толщина быка 4,5 *м*.

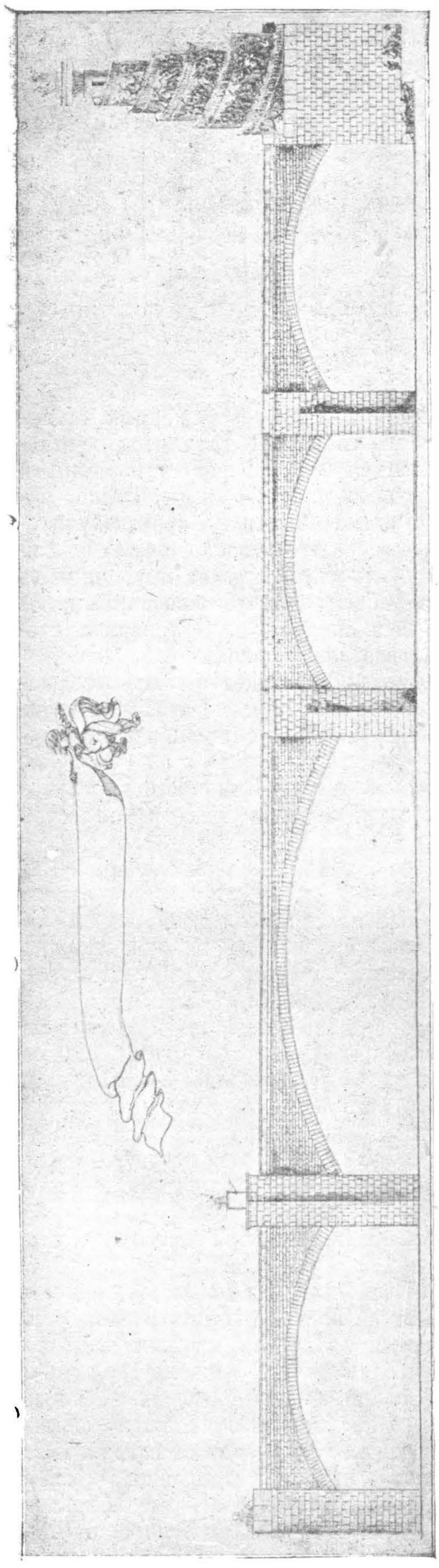
Для уменьшения распора большого свода, надсводное строение в пазухах состоит из продольных кирпичных стен толщиною 0,7 *м*, размещенных с промежутками 2,10 *м* одна от другой; промежутки по стенам перекрыты железобетонной плитой, на которой расположено полотно моста. Для увеличения распора малого свода, замок приспущен на 1,0 *м*, и над сводом помещен сплошной массой шлаковый бетон.

Большой свод имеет распор от постоянной нагрузки 173 *т* на 1 *м* ширины моста; малый свод дает распор 164 *т*. Пята малого свода приподнята над пятой большого свода на 0,5 *м*.

В результате равнодействующая по обрезу фундамента в быке при невыгоднейшем загружении пролетов не выходит из средней трети, а для подошвы фундамента, сдвинутого в сторону малого пролета на 0,24 *м*, равнодействующая от постоянной нагрузки проходит через центр тяжести подошвы; давление распределяется равномерно.

Свободная, иногда причудливая разбивка отверстия моста на пролеты нередко наблюдается у старых средневековых мостов, когда сводам давали большие подъемы, а быкам очень большую толщину. В новое время, с применением пологих сводов и тонких быков, необходимо было держаться одинаковых пролетов; это не только облегчало сооружение моста, но и удешевляло его. В последнее время стали встречаться случаи применения резко разных пролетов либо с целью выделить судоходный пролет и удешевить остальную часть моста, либо для придания виду моста большей живописности, как в вышеприведенном случае с Московским мостом. Это течение в направлении предоставления большей свободы для художественной компановки в насто-

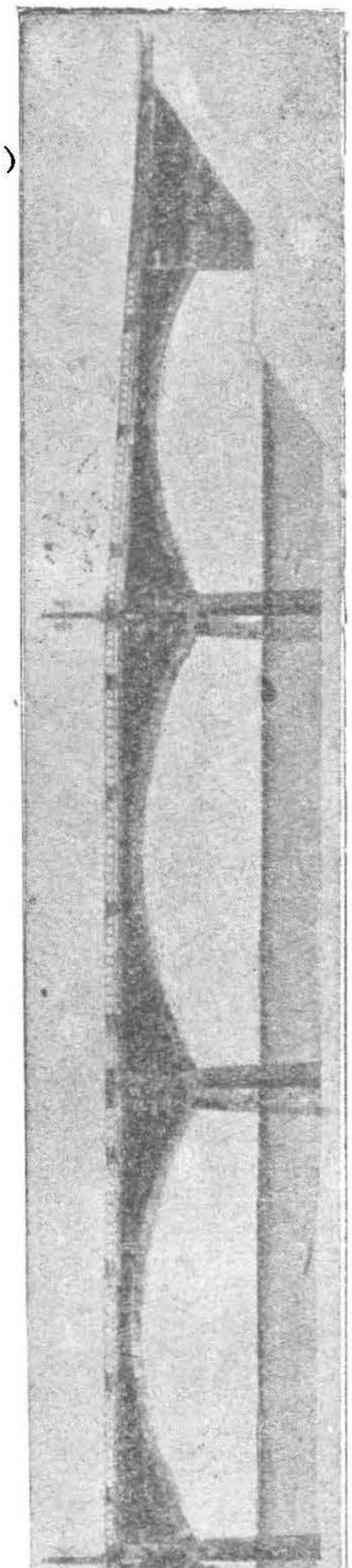
РЕПОЗИТОРИЙ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 208. Проект Большого Каменного моста в Москве.

ящее время только намечается, и приведенный на фиг. 208 опыт является одним из первых.

В 1919—20 гг. теми же лицами был составлен детальный проект каменного моста через р. Тверцу в гор. Твери с четырьмя пролетами 27 + 37 + + 37 + 27 *м* (фиг. 209).



Фиг. 209. Мост в Твери через р. Тверцу (проект).

Обычно же отверстие длинных низких мостов разбивается на равные пролеты при горизонтальном положении полотна или на мало-разнящиеся.— в мостах с уклонами, чтобы посредством уменьшения пролета соответственно уменьшению стрелки удержать распоры одинаковыми (ч. I, стр. 418 «Курса Мостов» изд. 5-е, 1931 г.)

32. Очертание сводов. — Способ Legay. Научное исследование условий равновесия свода началось около 200 лет тому назад, когда La Hire опубликовал (в 1712 году) свой мемуар о сводах, послуживший основанием для расчетов, применявшихся затем инженерами на практике около 100 лет. Изучение производилось, исходя из заданного очертания свода; требовалось проверить его устойчивость и размеры. На свод смотрели, как на собрание клиньев, не связанных другом с другом сцеплением раствора и даже трением друг о друга. La Hire изучал равновесие свода с точки зрения скольжения клиньев друг по другу (без трения), а Couplet (1729 — 30) исходил из условий вращения клиньев около их ребер и искал уже наименьшей толщины свода, причем решение находил, предполагая, что шов перелома во всяком своде находится в середине полусвода.

УДУНТ (ДИТ)

Вскоре после этого Danizy сделал опыты со сводами, которые показали, что своды разрушаются действительно вращением клиньев, но шов перелома не всегда находится в середине полуарки. Повидимому, эти опыты послужили материалом для исследований Coulomb'a, который (1773 г.) дал способ находить распор в замке и шов перелома. Но знаменитый физик изложил свою теорию в столь общей и неопределенной форме, что очень долгое время эта теория не имела никакого практического применения.

Dupuit [1] приписывает этот факт еще и тому обстоятельству, что в то время математические познания были мало распространены, и строители были больше архитекторами, чем инженерами, и потому вполне довольствовались формулами La Hire'a, не стремясь к лучшему.

Потом, основываясь на опытах Boistard, теорией сводов занимались Gauthey и Navier, затем Audoy (1820), исходивший из теории Кулона. Но формулы получались все сложные и вследствие этого не находившие применения в практике. С формулами Audoy совпали формулы Ламе и Клапейрона (1823 г.), выведенные также на основании теории Кулона. Вместе с тем усилия направляются к тому, чтобы упростить поверку устойчивости свода и сделать ее практически доступною. Но в это же время Ламе указал на важное значение определения напряжений в своде, которые в замке и швах перелома могут достигать опасных размеров, и на необходимость распространения их по всей площади швов. Навье делал допущение, что нажатие действительно происходит по всему шву, изменяясь от нуля до двойной величины среднего давления. Это вело к требованию, чтобы *кривая давления*, введенная в теорию сводов инженером Мёгу (1827), проходила в швах перелома и в замке в расстоянии $^1/_3$ шва.

Введение кривой давления очень упростило поверку сводов, благодаря чему практические расчеты стали в уровень с теоретическими исследованиями Кулона. Но к этому же времени инженеры пытаются сделать еще один решительный шаг в теории сводов. Так как положение кривой давления в своде зависит и от очертания свода, то был поставлен вопрос о таком очертании свода, при котором кривая давлений прошла бы в нем наивыгоднейшим образом, т. е. по срединной его кривой; при этом во всех сечениях свода напряжения распределятся равномерно, и подбором толщины свода сообразно с величиною давления свод можно будет обратить в тело равного сопротивления.

Первым эту задачу решает Yvon Villarceau [1] в предположении, что внешние силы, действующие на свод, приложены к нему по нормалям, как было бы в случае давления **жидкости.**

Исследования Villarceau не обратили на себя внимания практиков, так как не чувствовалось еще настоятельной необходимости в этом нововведении; кроме того, применение его требовало определенного очертания свода, что ограничивало средства строителей в достижении эстетических результатов. В том же направлении действовала, и сложность предложенного решения задачи. В тех рамках, в каких производились постройки сводов, вполне достаточно было держаться теории Кулона и иметь полную свободу в выборе очертания свода.

Но когда стало охладевать увлечение железными мостами и возник вопрос о наименьшей стоимости каменных мостов, то вопрос о наименьшей толщине свода приобрел первостепенное значение, и с этого времени появляется целый ряд работ, в которых делаются попытки его решения при условиях, более отвечающих действительности, чем принято Villarceau. Одновременно с этим в умах инженеров происходило коренное изменение взгляда на конструкцию, представляемую сводом: старое представление о собрании абсолютно твердых клиньев уступило место взгляду на свод, как на упругую арку, благодаря чему устранено недоразумение, по которому инженер Dupuit, автор упомянутого выше трактата о сводах,[2] не допускал возможности, чтобы кривая давления находилась всеми точками внутри толщины свода, не касаясь внутреннего очертания его; Dupuit отрицал смысл даже в постановке задачи Villarceau и удивлялся, что работа последнего встретила в Академии наук очень лестный прием.[3] Ее приветствовал, между прочим, Ламе, который указал, что хотя деформация свода при раскружаливании сместит кривую давления в своде Villar-

---

[1] См. Dupuit «Traité de l'équilibre des voûtes» Paris 1870. P. 108. — Legay «Mémoire sur le tracé et le calcul des voûtes en maçonnerie». Annales des p. et ch. 1900. 1 p. 141.

[2] Equilibre des voûtes en berceau cylindrique. Revue générale de l'Architecture et des Travaux Publics. 1844, p. 58.

[3] Dupuit, p. 123, 125.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ceau, но все же эксцентричность давлений будет гораздо меньше, чем в швах кругового свода, обычно употребляемого в практике.

В 1853 г. в Annales des Ponts et Chaussées был напечатан мемуар Carvalho, который решал задачу о форме свода, исходя из вертикального действия нагрузки и задаваясь очертанием внутренней кривой свода.

В условиях, близких к действительности, задачу о форме свода в полном ее объеме впервые решал Denfert-Rochereau в мемуаре, напечатанном в Révue d'Architecture в 1859 г. Он поставил себе целью отыскать свод такого очертания и таких размеров, чтобы, при заданной вертикальной нагрузке, ограниченной сверху горизонтальной прямой, кривая давления прошла через средины швов нормально к их направлению, и чтобы во всех швах напряжения были одинаковые, равные наибольшему, допускаемому для материала свода.

Он начинает с точного решения задачи для бесконечно тонкого свода; полученные уравнения распространяет затем по аналогии на свод конечной толщины. Получив кривую среднего волокна свода, он вычерчивает швы по нормалям к ней и берет их длину, откладывая по половине в обе стороны, пропорционально нормальному давлению. Решение, таким образом, дается приблизительное, а поправки предложены автором в сложном виде.

Инженер Łegay указывает на следующее недоразумение, в которое впал D. Rochereau. Он был убежден, что решает задачу, не делая никаких гипотез о распределении напряжений в плоскости швов. Но известно, что кривая давлений статически определима лишь тогда, когда известны три ее точки; ее можно получить, предположив свод с тремя шарнирами или введя уравнения деформации свода на основании предположений теории сопротивления материалов. Эту неопределенность D. Rochereau обошел без гипотез только лишь потому, что распространил на свод конечной толщины уравнения, полученные для бесконечно тонкого свода, в котором скрыто сколько угодно шарниров.

В последнее время задачу решали Tourtay, опубликовавший работу «Etude sur le calcul des arches surbaisseés en maçonnerie» в Révue générale de l'Architecture et des Travaux Publics, XLIII т., 1886 г., и Łegay в упомянутой в начале этого параграфа статье.

Tourtay рассматривает свод состоящим из бесконечно большого числа бесконечно тонких сводов, наложенных друг на друга, между которыми нагрузка распределяется одинаково и которые работают независимо друг от друга каждый на свою нагрузку. Давая волокнам очертание равного сопротивления, непосредственно получаются уравнения внутренней и внешней кривых очертания свода. Эти кривые имеют вид проекции цепной линии на плоскости разного наклона. В Annales des p. et ch. 1888 г. Tourtay дает затем исследование действительных напряжений в его своде после раскружаливания, при изменениях температуры и т. п.

Хотя метод Tourtay'я и проверен на опыте постройки моста Boucicaut, признаваемого за один из наиболее смелых каменных мостов, однако основания его не могут считаться удовлетворительными; представление о своде, как о совокупности тонких независимых слоев, не вяжется с современным пониманием упругого тела и представляет собою явную натяжку, имеющую в виду упрощение задачи. Этого одного уже достаточно, чтобы не считать задачу решенной и чтобы ожидать новых решений с попытками устранить всякие искусственные меры к упрощению решения. Tourtay доказывает, что при его допущениях распределение напряжений в шве близко к закону трапеции, но Łegay утверждает, что это так лишь для пологих сводов, для которых вопрос об очертании свода достаточно хорошо решается применением дуги круга, т. е. не представляет еще особой важности.

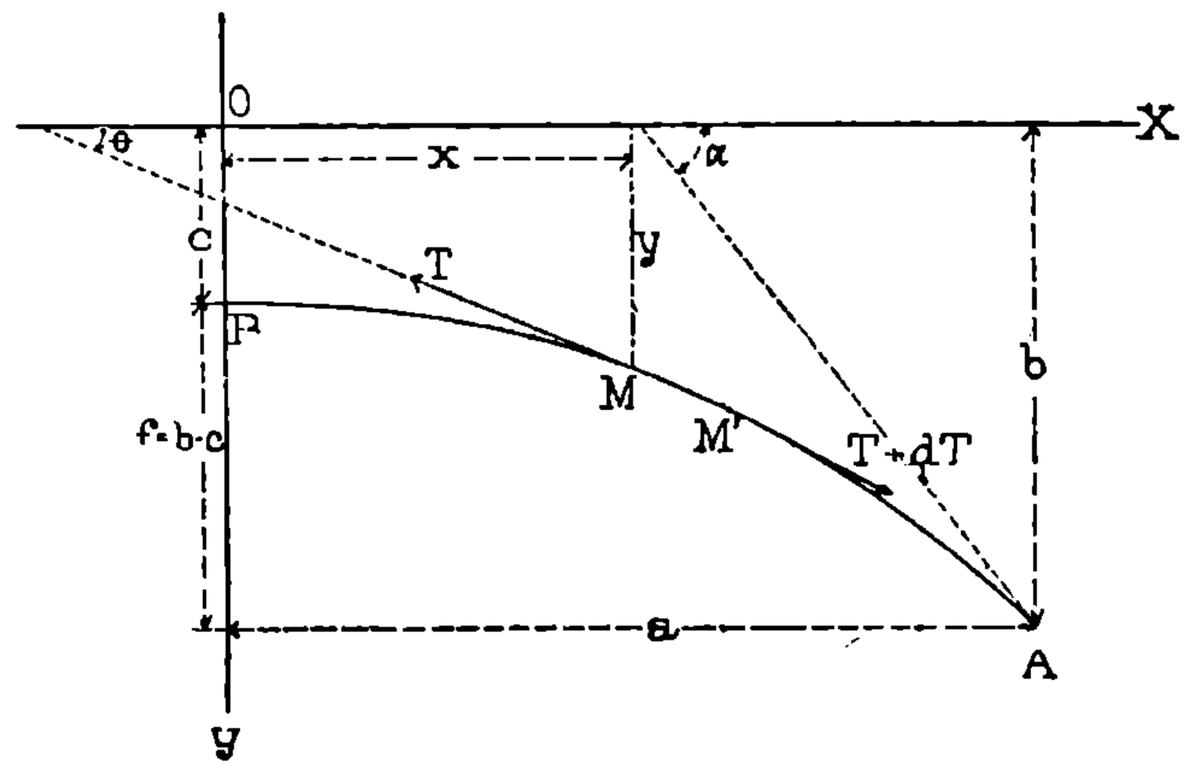
Инженер Łegay дает решение вопроса, исходя из обычных представлений теории сопротивления материалов, рассматривая свод как упругую арку. Он говорит, что вопрос о сводах отличается от вопроса о металлических арках лишь тем, что благодаря преобладанию в каменных арках постоянной нагрузки над подвижною, представляется весьма выгодным уменьшить до возможной степени напряжения от постоянной нагрузки. Но если достичь совпадения кривой давления с средним волокном арки, то моменты будут равны нулю, что и будет наивыгоднейшим решением; отсюда и возник рассматриваемый вопрос, так как обычный прием расчета свода дает напряжение от момента такое же, как от нормальной силы. Решение вопроса дает возможность уменьшить напряжения вдвое, т. е. значительно уменьшить толщину свода, его вес, распор на опоры и размеры этих последних.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Łegay начинает с исследования бесконечно тонкого свода; затем рассматривает трехшарнирный свод и преобразованием нагрузки приводит этот случай к фиктивному случаю бесконечно тонкого свода, уравнение которого и берет за срединную кривую шарнирного свода для заданной нагрузки. При этом получается довольно близкое совпадение кривой давления с кривой осью свода.

Так как для больших пролетов напряжения материала по необходимости должны быть высоки, а для малых пролетов и средних нет особого интереса добиваться наибольшей утилизации материала, то решение задачи дается при определенной, наперед заданной толщине свода в замке. В остальном задача остается в объеме D. Rochereau.

Задача о форме сводов без шарниров не может быть решена в том смысле, чтобы получить кривую ось свода, совпадающую с кривой давления. Это было бы возможно в случае свода из абсолютно твердого вещества; упругий же свод деформируется потом (при раскружаливании), причем, в силу геометрических свойств его, деформация невозможна без изменения кривизны, а следовательно, без изгибающих моментов. Но в случае абсолютно твердого свода, когда совмещение указанных кривых возможно, ни в одном сечении свода не было бы изгибающих моментов, а следовательно в любом сечении можно предположить существование шарнира, и решение вопроса для бесшарнирного свода заключалось бы в решении того же вопроса для трехшарнирного свода. Инженер Łegay так и решает вопрос, т.-е. очертание оси свода берет как для шарнирного свода, а затем определяет напряжения в таком своде от упругой деформации его при нагрузке. Из исследований выяснилось, что в сводах, очерченных по катеноиду, как называет Łegay кривую для бесконечно тонкого свода, кривая давлений наиболее отклоняется от оси в пятах, где дополнительные напряжения от изгиба могут даже превышать среднее нормальное давление в шве, т. е. кривая может выходить из средней трети; это, по утверждению Łegay, возможно для весьма пологих сводов со стрелой меньше $^1/_8$—$^1/_{10}$ пролета в зависимости от толщины свода.



Фиг. 210.

Теорию бесконечно тонкого свода в предположении шарниров в пятах и замке Legay приводит по Denfert-Rochereau, который дал точное решение задачи.

Рассмотрим отрезок свода шириною 1 метр, вырезанный вертикальными сечениями. Пусть AB (фиг. 210) — сечение свода; OX — горизонтальная прямая, ограничивающая нагрузку на свод. Предполагаем, что забутка между сводом и касательной в замке однородна; если есть сводики, облегчающие забутку, то предполагаем, что надсводная кладка, размещенная не сплошь по своду, приведена к фиктивному материалу, распределенному сплошным образом по пространству между сводом и касательной в замке. Затем, если верхний слой нагрузки выше касательной в замке отличается от нижележащего материала, то предполагаем, что он приведен к плотности последнего соответственным изменением его толщины. Таким образом вся нагрузка между сводом и OX однородна и непрерывна.

За ось x-ов возьмем OX, полученную вышеуказанным образом; для y-в возьмем за ось вертикаль вниз от замка.

Пусть a — полупролет свода или абсцисса точки A;
b — ордината точки A;
c — ордината вершины или высота приведенной нагрузки в замке свода;
$f = b - c$, стрела свода;
ω — вес 1 куб. метра заполнения пазух (приведенного материала);
θ — $\operatorname{arctg}\frac{dy}{dx}$, угол наклона касательной в точке x, y к горизонтали;
α — частное значение этого угла для пят;
Q — распор свода в замке.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Нагрузка на какой-нибудь элемент свода ds, горизонтальная проекция которого dx, будет $\omega y dx$. Так как ось свода совпадает с кривой давления, то по концам отрезка ds будут приложены лишь силы T и $T+dT$, направленные по касательным.

Условия равновесия дают: для горизонтальных проекций

$$d\ (T\cos\theta)=0,$$

для вертикальных

$$d\ (T\sin\theta)=\omega y dx.$$

Из первого уравнения следует, что горизонтальная слагающая нормальной силы T — величина постоянная для сечений свода, т. е.

$$T\cos\theta=Q.$$

После этого второе уравнение можно писать в виде:

$$d\ (Q\cdot\operatorname{tg}\theta)=\omega y dx,$$

или

$$d\left(Q\frac{dy}{dx}\right)=\omega y\ dx,$$

или

$$\frac{Qd^2y}{\omega\, dx^2}=y.$$

Общий интеграл этого дифференциального уравнения будет, полагая:

$$m=\sqrt{\frac{x}{\frac{Q}{\omega}}}$$

$$y=Ae^m+Be^{-m}.$$

Значения постоянных A и B получаются из условий, что при $x=0$, $y=c$ и что для этой точки касательная горизонтальна.

В окончательном виде:

$$y=\frac{c}{2}\left(e^m+e^{-m}\right) \qquad .(1)$$

Из этого уравнения при $x=a$, $y=b$ можно вычислить распор Q. Вводя для удобства вычислений гиперболические функции,[1] получим:

$$y=c\cos h\sqrt{\frac{x}{\frac{Q}{\omega}}} \qquad .(1\ bis)$$

---

[1] Гиперболические функции идентично имеют выражения:

$$\operatorname{Sin} h\ u=\frac{e^u-e^{-u}}{2}=\frac{\sin\sqrt{-1}\cdot u}{\sqrt{-1}}$$

$$\operatorname{Cos} h\ u=\frac{e^u+e^{-u}}{2}=\cos\sqrt{-1}\cdot u$$

$$\operatorname{tg} h\ u=\frac{\sin h\ u}{\cos h\ u}=\frac{e^u-e^{-u}}{e^u+e^{-u}}=\frac{\operatorname{tg}\sqrt{-1}\cdot u}{\sqrt{-1}}.$$

Обратные гиперболические функции (аргумент, гиперболический синус которого x) выражаются так:

$$\operatorname{Arg}\ \sin h\ x=\log\ (x+\sqrt{x^3+1})$$

$$\operatorname{Arg}\ \cos h\ x=\log\ (x+\sqrt{x^2-1})$$

$$\operatorname{Arg}\ \operatorname{tg} h\ x=\frac{1}{2}\log\frac{1+x}{1-x}\ \text{(логарифмы здесь натуральные).}$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

откуда для $x=a$, $y=b$ получаем следующую формулу для определения распора:

$$\sqrt{\frac{Q}{\omega}}=\frac{a}{\operatorname{Arg}\,\cos h\,\frac{b}{c}} \qquad (2)$$

Уравнение (1*bis*) выражает кривую, очень похожую на цепную линию, но это, вообще говоря, не цепная, уравнение которой:

$$y=c\,\cos h\,\frac{x}{b}.$$

Уравнение кривой свода можно рассматривать, как проекцию цепной линии на некоторую наклонную плоскость. Łegay называет ее *катеноидом*, она имеет два параметра c и $\sqrt{\frac{Q}{\omega}}$. Когда $c=\sqrt{\frac{Q}{\omega}}$, катеноид обращается в цепную линию; это будет при

$$\frac{b}{c}=\cos h\,\frac{a}{c}.$$

Если известна высота c приведенной нагрузки в вершине свода, полупролет которого a и ордината пяты b, то по уравнению (2) при помощи таблиц гиперболических функций[1] определяем $\sqrt{\frac{Q}{\omega}}$, а затем по уравнению (1 bis) ординаты катеноида.

Например, пролет 48 *м*, подъем $^1/_8$ пролета, или 6 *м*; $c=4$.

$$\frac{b}{c}=\frac{4+6}{4}=2{,}5.$$

По таблицам (Hütte), аргумент, гиперболический косинус которого 2,5, равен 1,5668, т. е.

$$\sqrt{\frac{Q}{\omega}}=\frac{24}{1{,}5668}=15{,}320,$$

после чего уравнение катеноида получает вид;

$$y=4\,\cos h\,\frac{x}{15{,}32}.$$

$x=2$	$x=4$	$x=6$
$\varphi=\frac{x}{15{,}32}=0{,}13055$	$\varphi=0{,}2611$	$\varphi=0{,}39165$
$\cos h\,\varphi=1{,}0085$	$\cos h\,\varphi=1{,}0343$	$\cos h\,\varphi=1{,}0776$
$y=4\cdot 1{,}0085=4{,}034$	$y=4{,}1372$	$y=4{,}3104$
$y-c=0{,}034$	$y-c=1{,}1372$	$y-c=0{,}310$ и т. д.

Таким образом получим все ординаты $y-c$, т. е. отнесенные к касательной в замке, по которым можем построить кривую ось свода. Пользуясь вычислениями Łegay, приводим ординаты $y-c$ (от касательной в замке) для пролета 48 *м* при подъемах $^1/_4$ и $^1/_8$ и при $c=2$ *м* и 4 *м*.[2]

---

[1] Таблицы имеются в спр. кн. Hütte; затем в «Recueil de formules tables numeriques» Hoüel'я (1885 г.); Ligowski «Tafeln der Hype belfunktionen». Berlin, 1890. — А. Н. Крылов: «О расчете балок лежащих на упругом основании». 2 изд 1931. Ленинград.

[2] В книге «Бесшарнирные арочные мосты» Каменцева и Дучинского (Москва, 1928), представляющей переложение книги Strassner'a, имеется (стр. 60) таблица ординат оси свода, очерченной по катеноиду для различных величин пролета, стрелки и постоянной нагрузки.

НВ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 12

Абсциссы в *м*	$f = 1/4$		$f = 1/8$	
	$c = 2$ *м*	$c = 4$ *м*	$c = 2$ *м*	$c = 4$ *м*
$x = 2$	0,0484	0,0592	0,0296	0,0344
4	0,1958	0,239	0,1195	0,1372
6	0,4496	0,5444	0,2722	0,3107
8	0,8217	0,9841	0,4920	0,5581
10	1,3304	1,5718	0,7859	0,8830
12	2,000	2,3246	1,1623	1,2915
14	2,8633	3,2652	1,6326	1,7903
16	3,9614	4,4218	2,2104	2,3878
18	5,348	5,825	2,913	3,095
20	7,090	7,522	3,761	3,922
22	9,272	7.561	4,780	4,885
24	12,00	12,00	6,00	6,00

Как упомянуто было в предыдущих строках, очертание как 3-шарнирных сводов, так и сводов обыкновенных делается согласно Łegay по катеноиду, определенному при некоторой фиктивной величине c, о которой будет сказано ниже; поэтому интересно познакомиться с некоторыми свойствами этих кривых.

Катеноид всегда идет выше параболы, а для подъемов около $^1/_3$ и меньше — также выше и круга.

Для данного подъема $\left(\frac{f}{2a}\right)$ кривая понижается, когда c возрастает, и при $c = \infty$ совпадает с параболой. При $c = 0$ кривая обращается в прямую линию.

Разница между двумя кривыми с различными последовательными значениями c при прочих равных условиях быстро уменьшается по мере возрастания c. Например, при подъеме $^1/_6$ отношение растояния между кривыми по нормали к разнице c составляет:

при c от 2 *м* до 3 *м* 0,13
» c » 3 » » 4 » 0,04

В общем, величина c имеет значительное влияние на очертание катеноида, но c может быть принимаемо тем с большей ошибкой, чем оно больше и чем положе свод.

При малых или средних подъемах свода, например при $\frac{f}{2a} = {}^1/_4$, катеноид проходит ниже дуги круга лишь при высоких значениях c, редко встречающихся в практике.

Практические катеноиды идут выше цепной линии, которая всегда ниже круга.

Наименьший радиус кривизны вообще находится в раменах. Чем положе свод, тем этот радиус ближе к пятам. При данном же подъеме он тем ближе к вершине свода, чем более c.

В предыдущем случае мы имели пропорциональность между нагрузкой на свод в данном .его сечении и ординатой этого сечения, или кривой оси свода. В случае свода конечной толщины мы этого уже не имеем, благодаря тому, что прибавляется собственный вес свода, изменяющийся в зависимости от x по некоторому особому закону. Если аналитическое выражение этого закона ввести в дифференциальное уравнение, то решение становится сложным, и инженер Łegay считает излишним искать его этим путем.

Он находит более удобный путь, но ведущий к приблизительному решению, а именно, он задается целью видоизменить нагрузку, т. е. величины c и ω, таким образом, чтобы она, оставаясь сверху ограниченной горизонтально, снизу ограничивалась искомой осью свода; в таком случае задача сводится к предыдущему случаю, и осью будет катеноид, исчисленный для фиктивных c и ω, которые здесь будут уже не наперед заданными величинами, а параметрами, определяемыми так, чтобы катеноид возможно меньше отличался от кривой давления.

Для сводов с подъемом $^1/_4$ и меньше решение получается с достаточной для практики точностью. Для сводов же со стрелой больше $^1/_4$, получаемую кривую можно рассматривать как первое приближение. Для полученного очертания свода строят тогда веревочный многоугольник и его принимают за окончательную ось свода.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

К принятым в предыдущем случае обозначениями прибавим еще следующие:

e^0 —толщина свода в замке;

e' —толщина свода в пятах;

e —толщина свода или длина шва для точки x, y оси свода; так как в идеальном случае кривая давлений должна проходить через средины швов, и швы будут к ней нормальны, то нормальное полное давление на какой-нибудь шов будет иметь горизонтальную проекцию, равную распору Q, а следовательно это давление равно $\frac{Q}{\cos\theta}$; если толщина для Q в замке e_0, то толщина e для какого-нибудь шва всегда будет $\frac{e_0}{\cos\theta}$. Такой закон изменения толщины мы и примем для нижеследующих рассуждений;

ω_m—вес 1 $м^3$ кладка свода;

ω_r —вес 1 $м^3$ надсводный нагрузки между верхней поверхностью свода и горизонтальной плоскостью касательной к ней;

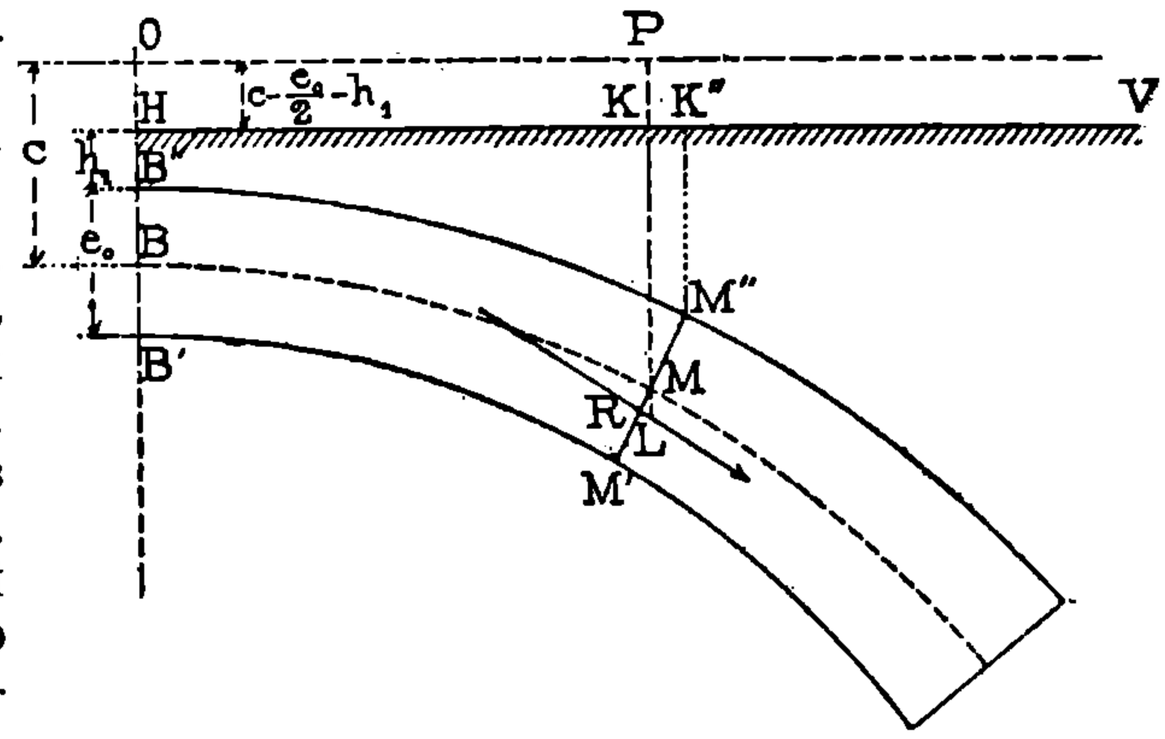
ω_s — средний вес 1 $м^3$ засыпки, мостовой и т. п. над этою горизонтальною плоскостью;

h — высота этого верхнего слоя;

$h_1 = h \cdot \frac{\omega_s}{\omega_r}$ — высота этого слоя, приведенная к материалу ω_r.

Положим, что имеем свод, ось которого очерчена по катеноиду с некоторым параметром c.

Пусть $M'M''$ (фиг. 211) — шов, проходящий через точку M средней кривой свода, координаты этой точки x, y. Прямая HK ограничивает нагрузку на свод, приведенную к материалу засыпки с плотностью ω_r, так что $HB' = h_1$. Затем OX — ось x-ов, проходящая в расстоянии c от средины замкового шва.



Фиг. 211.

Для определения кривой давлений требуется знать момент относительно вертикали MP вертикальных сил, приложенных к участку свода $BB''M'M''$, т. е. момент собственного веса свода и нагрузки $HB''M''K''$.

Объем нагрузки равен $OBMP$ (площади катеноида) — прямоугольник $OPHK$ + трапеция $MM'K'' - BB''MM''$.

1) Площадь катеноида (приводим окончательные формулы):

$$OBMP = \frac{Q}{\omega}\operatorname{tg}\theta = \sqrt{\frac{Q}{\omega}} \cdot \sqrt{y^2 - c^2} \quad (3)$$

или

Момент этой площади относительно точки M:

$$M_x \text{ площ. } OBMP = \frac{Q}{\omega}(y - c). \quad (4)$$

2) Площадь V_0^x отрезка свода $BB'M'M''$:

$$V_0^x = e_0\left(x + \frac{y}{2}\operatorname{tg}\theta - \frac{x}{2}\frac{c^2}{\left(\frac{Q}{\omega}\right)}\right). \quad (5)$$

Момент этой площади относительно точки M:

$$M^x V_0^x = e_0\left(\frac{x^2}{2} - \frac{x^2c^2}{4\left(\frac{Q}{\omega}\right)} + \frac{y^2 - c^2}{4}\right) - \frac{e_0^3}{24}\operatorname{tg}^2\theta \quad (6)$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

3) Момент части свода $BB''MM''$:

$$M^x \text{ площ. } BB''MM'' = \frac{e_0}{2}\left(\frac{x^2}{2} - \frac{x^2c^2}{4\left(\frac{Q}{\omega}\right)} + \frac{y^2 - c^2}{4}\right) -$$

$$- \frac{e_0^2}{24\frac{Q}{\omega}}(y^3 - 3yc^2 = 2c^3) - \frac{e_0^3}{48}\operatorname{tg}^2\theta \qquad (7)$$

4) Момент прямоугольника $OPHK$ равен $\left(c - \frac{e_0}{2} - h_1\right)\frac{x^2}{2}$.

5) Момент трапеции $MKM''K''$ равен:

$$-\frac{e_0^2}{8}\operatorname{tg}^2\theta\left(y - \frac{e_0}{3}\right) + \frac{e_0^2}{8}\operatorname{tg}^2\theta\left(c - \frac{e_0}{2} - h_1\right).$$

Искомый момент вертикальных сил будет:

$$M_x = \omega_m M_x V_0^x + \omega_r \ (M_x \text{ площ. } OBMP - \text{мом. прям. } OPHK +$$
$$+ \text{момент трапеции } MKM''K'' - M_x \text{ пл. } BB'MM'').$$

Если y' — ордината точки L пересечения равнодействующих давлений на шов $M'M''$ с вертикалью точки M, то из равновесия отрезка свода имеем:

$$M_x = Q(y' - c).$$

Для пятового шарнира, т. е. для $x = a$, $y = b$, имеем:

$$M_a = Q\ (b - c).$$

Исключая Q из этих двух равенств делением их друг на друга, получим уравнение:

$$\frac{M_x}{M_a} = \frac{y' - c}{b - c}.$$

Заменяя моменты M_x и M_a аналитическими выражениями по вышеприведенным формулам, получим:

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{Q}{\omega}(y - c) + \left(\dfrac{x^2}{2} - \dfrac{x^2c^2}{4\dfrac{Q}{\omega}} + \dfrac{y^2 - c^2}{4}\right)e_0\left(\dfrac{\omega_m}{\omega_r} - \dfrac{1}{2}\right) - \\ - \dfrac{y^3 - c^3}{12\dfrac{Q}{\omega}}e_0^2 - \dfrac{\operatorname{tg}^2\theta}{24}\left(\dfrac{\omega_m}{\omega_r} - \dfrac{3}{2}\right)e_0^3 - \dfrac{x^2}{2}\left(c - \dfrac{e_0}{2} - h_1\right) + \\ + \dfrac{\operatorname{tg}^2\theta}{8}\left(c - \dfrac{e_0}{2} - h^1\right)e_0^2 \end{array}\right\} = \frac{y^1 - c}{b - c}. \qquad (8)$$

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{Q}{\omega}(b - c) + \left(\dfrac{a^2}{2} - \dfrac{a^2c^2}{4\dfrac{Q}{\omega}} + \dfrac{b^2 - c^2}{4}\right)e_0\left(\dfrac{\omega_m}{\omega_r} - \dfrac{1}{2}\right) - \\ - \dfrac{b^3 - c^3}{12\dfrac{Q}{\omega}}e_0^2 - \dfrac{\operatorname{tg}^2\alpha}{24}\left(\dfrac{\omega_m}{\omega_r} - \dfrac{3}{2}\right)e_0^3 - \dfrac{\alpha^2}{2}\left(c - \dfrac{e_0}{2} - h_1\right) + \\ + \dfrac{\operatorname{tg}^2\gamma}{8}\left(c - \dfrac{e_0}{2} - h_1\right)e_0^2 \end{array}\right\}$$

Входящие в первую часть величины y и θ даны уравнением (1 *bis*) катеноида и следующим:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{dy}{dx} = \frac{c}{\sqrt{\frac{Q}{\omega}}}\sinh\frac{x}{\sqrt{\frac{Q}{\omega}}} = \sqrt{\frac{y^2 - c^2}{\left(\frac{Q}{\omega}\right)}}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

в виде функций x. Остальные величины известны, в том числе и $\sqrt{\frac{Q}{\omega}}$ — второй параметр катеноида, определяемый выражением (2) через a, b и c.

Таким образом уравнение (8) представляет кривую точек L. Но эта кривая очень близка к кривой точек R, так как RL почти совпадает с другой последней кривой, но кривая точек R есть кривая давлений. Если RM или RL принять за величины первого порядка малости, то разница между y' и ординатами кривой давлений будет второго порядка малости; следовательно, когда кривая давлений мало отступает от кривой оси свода, уравнение (8) можно считать уравнением кривой давлений.

Имея уравнение катеноида и кривой давлений для произвольного параметра c, можно определить последний из условия, чтобы обе кривые имели кроме шарниров еще одну общую точку в каждом полусводе между шарнирами. Инженер Legay на основании предварительных подсчетов выбирает эту точку для $x = \frac{2a}{3}$, при этом кривые расходятся наивыгоднейшим образом, например для свода $2a = 48$ *м*, $e_0 = 1{,}50$ *м*, $h_1 = 0{,}324$ *м*, $\omega_m : \omega_r = 1{,}30$ так, что расстояние между кривыми в одну и другую сторону составляет лишь 0,005 толщины свода в данном месте, при чем от замка до $x = \frac{2a}{3}$ кривая давления идет ниже оси свода, а затем от $x = \frac{2a}{2}$ до пяты — выше оси свода. При других положениях общей точки наибольшее расхождение в одну сторону и в другую было бы не одинаковое: уменьшалось бы в одной части и увеличивалось бы в другой.

Искомую величину параметра можно получить из уравнения (8), подставив вместо x величину $\frac{2a}{3}$, а вместо y и y' — соответственную x ординату катеноида. Во избежание сложного решения полученного уравнения, инженер Legay дает это уравнение в виде:

$$\frac{c}{a} = \frac{\frac{e_0}{2} + h_1}{a} + M\frac{e^0}{a}\left(\frac{\omega_m}{\omega_r} - \frac{1}{2}\right) + N\frac{e_0^2}{a^2} - G\frac{e_0^3}{a^3}\left(\frac{\omega_m}{\omega_r} - \frac{1}{2}\right) + J\frac{e_0^3}{a^3}\left(\frac{\omega_m}{\omega_r} - \frac{3}{2}\right). \quad (9)$$

где коэффициенты M, N, G и J зависят от $\frac{f}{2a}$ и $\frac{c}{a}$, так что c можно найти подбором.

Упомянутые коэффициенты имеют следующие выражения:

$$M = \frac{A}{D} \quad \text{где } A = \frac{x^2}{2} - \frac{x^2 c^2}{4\left(\frac{Q}{\omega}\right)} + \frac{y - c^2}{4} - \frac{y - c}{b - c}\left(\frac{a^2}{2} - \frac{a^2 c^2}{4\left(\frac{Q}{\omega}\right)} + \frac{b^2 - c^2}{4}\right)$$

$$N = \frac{B}{D} \quad \text{» } B = -\frac{a(y^3 - c^3)}{12\left(\frac{Q}{\omega}\right)} + \frac{y - c}{b - c}\cdot\frac{a(b^3 - c^3)}{12\left(\frac{Q}{\omega}\right)}$$

$$G = \frac{AE}{D^2} \quad \text{» } C = -\frac{a^2 \operatorname{tg}^2\theta}{24} + \frac{y - c}{b - c}\cdot\frac{a^2 \operatorname{tg}^2\alpha}{24}$$

$$J = \frac{C}{D} \quad \text{» } D = \frac{x^2}{2} - \frac{y - c}{b - c}\cdot\frac{a^2}{2}$$

$$\text{» } E = -\frac{a^2 \operatorname{tg}^2\theta}{8} + \frac{y - c}{b - c}\cdot\frac{a^2 \operatorname{tg}^2\alpha}{8}$$

В равенства второго столбца вместо x и y подставляются указанные выше значения.

Для облегчения расчетов Legay дает следующие таблицы коэффициентов M, N, G, J в зависимости от $\frac{c}{a}$:

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 13. — Подъем $\frac{l}{2a} = \frac{1}{4}$.

$\frac{c}{a}$	M	Разн.	N	Разн.	G	J
0,06	0,7854		0,473		0,67	0,28
0,07	0,7633	221	0,490	17	0,65	0,28
0,08	0,7414	219	0,506	16	0,62	0,28
0,09	0,7197	217	0,522	16	0,60	0,28
0,10	0,6982	215	0,539	17	0,58	0,28
0,11	0,6768	214	0,555	16	0,56	0,28
0,12	0,6557	211	0,570	15	0,54	0,28
0,13	0,6346	211	0,586	16	0,52	0,27
0,14	0,6137	209	0,602	16	0,50	0,27
0,15	0,5929	208	0,617	15	0,49	0,27
0,16	0,5722	207	0,633	16	0,47	0,27
0,17	0,5515	207	0,648	15	0,45	0,27
0,18	0,5309	206	0,663	15	0,43	0,27
0,19	0,5104	205	0,679	16	0,41	0,27
0,20	0,4898	206	0,694	15	0,40	0,27
0,21	0,496	21	0,71		0,38	0,27
0,22	0,449	20	0,72		0,36	0,27
0,23	0,428	21	0,74		0,34	0,27
0,24	0,408	20	0,76		0,32	0,27
0,25	0,387	21	0,77		0,32	0,27

Таблица 13 (прод.). — Подъем $\frac{f}{2a} = \frac{1}{6}$.

$\frac{c}{a}$	M	Разн.	N	Разн.	G	J
0,06	0,8752		0,155		0,33	0,12
0,07	0,8611	141	0,162	7	0,32	0,12
0,08	0,8470	141	0,169	7	0,31	0,12
0,09	0,8330	140	0,176	7	0,30	0,12
0,10	0,8191	139	0,183	7	0,30	0,12
0,11	0,5053	138	0,189	6	0,29	0,12
0,12	0,7916	137	0,196	7	0,28	0,12
0,13	0,7779	137	0,203	7	0,28	0,12
0,14	0,7642	137	0,210	7	0,27	0,12
0,15	0,7506	136	0,217	7	0,27	0,12
0,16	0,7370	136	0,224	7	0,26	0,12
0,17	0,7235	135	0,230	6	0,26	0,12
0,18	0,7099	136	0,237	7	0,25	0,12
0,19	0,6964	135	0,244	7	0,25	0,12
0,20	0,6829	135	0,251	7	0,24	0,12
0,21	0,669	14	0,26		0,24	0,12
0,22	0,656	13	0,26		0,23	0,12
0,23	0,643	13	0,27		0,23	0,12
0,24	0,629	14	0,28		0,22	0,12
0,25	0,616	13	0,28		0,22	0,12
0,30	0,548	68	0,32		0,19	0,12
0,35	0,482	66	0,35		0,17	0,12
0,40	0,415	67	0,38		0,14	0,12

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 13 (прод). — Подъем $\frac{f}{2a} = \frac{1}{7}$ [1] — Подъем $\frac{f}{2a} = \frac{1}{8}$.

$\frac{c}{a}$	M	Разн.	N	M	Разн.	N
0,06	0,898		0,10	0,914		0,07
0,07	0,886	12	0,11	0,904	10	0,08
0,08	0,874	12	0,11	0.893	11	0,08
0,09	0,862	12	0,12	0,883	10	0,08
0,10	0,850	12	0,12	0,873	10	0,09
0,11	0,838	11	0,13	0,862	11	0,09
0,12	0,827	12	0,13	0,852	10	0,09
0,13	0,815	11	0,14	0;842	10	0,10
0,14	0,804	12	0,14	0,832	10	0,10
0,15	0,792	12	0,15	0,822	11	0,11
0,16	0,780	11	0,15	0,811	10	0,11
0,17	0,769	12	0,16	0,801	10	0,11
0,18	0,757	11	0,16	0,791	10	0,12
0,19	0,746	12	0,17	0,781	10	0,12
0,20	0,734	58	0,17	0,771	10	0,12
0,25	0,676	57	0,20	0,721	50	0,14
0,30	0,619	57	0,22	0,671	50	0,16
0,35	0,562	56	0,25	0,620	51	0,18
0,40	0,506		0,27	0,570	50	0,20

Рассчитанные по изложенному приему своды имеют тем большее совпадение кривой давления с кривою осью, чем своды положе при одном и том же c, или чем больше c для одного и того же подъема.

Способ пригоден почти до подъемов $^1/_3$.

Величина c определяется следующим образом по формулс (9) и таблице 9:

В уравнении (9) пренебрегаем сперва членами с $\frac{e_0^3}{a^3}$ и $\frac{e_0^2}{a^2}$, получим

$$\text{прибл. значение } \frac{c}{a} = \frac{\frac{e_0}{2} + h_1}{a} + M\frac{e_0}{a}\left(\frac{\omega_m}{\omega_r} - \frac{1}{2}\right) \qquad (10).$$

M необходимо взять из таблицы в зависимости от $\frac{c}{a}$, но по таблице видно, что, начиная с $\frac{c}{a} = 0{,}10$ табличная разность почти постоянна; для M можно взять, поэтому, линейную функцию $\frac{c}{a}$, дающую точные значения, например для $\frac{c}{a} = 0{,}10$ и $\frac{c}{a}$ 0,20. Тогда уравнение (10) можно будет разрешить относительно $\frac{c}{a}$, получим:

[1] Для подъемов $^1/_7$ и $^1/_8$ дробь $\frac{e_0^3}{a^3}$ весьма мала; пренебрегая ею, коэффициенты G и J уравнения (9) не нужны.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Приближ. значение $\frac{c}{a} = \frac{\frac{c_0}{2} + h_1}{a} + K\frac{e_0}{a}\left(\frac{\omega_m}{\omega_r} - \frac{1}{2}\right)$. (11)
$$1 + K'\frac{e_0}{a}\left(\frac{\omega_m}{\omega_m} - \frac{1}{2}\right)$$

Величины K и K' вычислены инженером Legay и приведены ниже для различных подъемов; для $\frac{f}{2a} = \frac{1}{5}$ получены интерполяцией.

Из (11) непосредственно

прибл. значение: $c = \frac{\frac{e_0}{2} + h_1 + K e_0\left(\frac{\omega_m}{\omega_r} - \frac{1}{2}\right)}{1 + K'\frac{e_0}{a}\left(\frac{\omega_m}{\omega_r} - \frac{1}{2}\right)}$. (11')

Получив по (11) и таблице 10 приближенную величину $\frac{c}{a}$, можно по ней взять коэффициенты для уравнения (9) и точнее найти $\frac{c}{a}$. Чаще всего эта поправка является излишней. Legay нашел, что для сводов небольших пролетов, когда $\frac{e_0}{a}$ равно 0,08 или 0,10, полезно применять формулу (9). Для пологих сводов, например $^1/_8$, величину c достаточно найти с точностью 0,05 *м* или 0,10 *м* (при пустотах в пазухах свода), так как с изменением c катеноид слабо изменяется. При подъемах $\frac{f}{2a} > {}^1/_6$ полезно применить формулу (9).

Таблица 14. — Значение величин K и K'.

$\frac{f}{2a}$	K	Разности		K'	Разности	
		первые	вторые		первые	вторые
$\frac{1}{4}$	0,9065			2,08		
		+0,0309			−0,42	+0,12
$\frac{1}{5}$	0,9374		−0,0129	1,66		
		+0,0180			−0,30	+0,10
$\frac{1}{6}$	0,9554		−0,0077	1,36		
		+0,0103			−0,20	+0,05
$\frac{1}{7}$	0,9657		−0,0021	1,16		
		+0,0082			−0,15	
$\frac{1}{8}$	0,9739			1,01		

Пример: Пролет в свету 15 саж. = 32 *м*; пролет, считая между шарнирами = 32,50 *м*; следовательно:

$2a = 32{,}5$ *м*

$a = 16{,}25$ *м*

$\frac{f}{2a} = \frac{1}{6}$

$f = \frac{32{,}5}{6} = 5{,}417$ *м*

$\frac{\omega_m}{\omega_r} = 3$

$h_1 = 3{,}37$ *м*

e_0 берем $= 0{,}50$ *м*

$\frac{e_0}{a} = \frac{2}{65}$

НБ УДУНТ (ДИТ)

По формуле (11′), беря $K = 0{,}9554$ и $K' = 1{,}36$ для подъема $^1/_6$:

$$\text{приближ. значение } c = \frac{0{,}25 + 3{,}37 + 0{,}9554 \cdot 0{,}50 \left(3 - \frac{1}{2}\right)}{1 + 1{,}36 \frac{2}{65} \cdot 2{,}5} = \frac{4{,}814}{1{,}105} = 4{,}356,$$

приближ. значение $\frac{c}{a} = \frac{4{,}366}{16{,}25} = 0{,}268.$

По таблице 9 для $\frac{c}{a} = 0{,}27$ имеем:

$$M = 0{,}59;\ N = 0{,}30;\ G = 0{,}21;\ J = 0{,}12.$$

Подставляя в (9), получаем:

$$\frac{c}{a} = \frac{0{,}25 + 3{,}37}{5{,}5} + 0{,}59 \cdot \frac{2}{65} \cdot 2{,}5 + 0{,}30 \frac{4}{65^2} - 0{,}21 \frac{8}{65^3} \quad 2{,}5 + 0{,}12 \frac{8}{65^3} 1{,}5;$$

$$\frac{c}{a} = 0{,}2228 + 0{,}0454 + 0{,}0003 - 0{,}00002 + 0{,}0000007 = 0{,}2685.$$

Здесь видно, что члены при коэффициентах G и J весьма малы и теряются в подсчете. Совершенно достаточно ограничиться приближенным подсчетом по формуле (11′).

Получив c, продолжает расчет:

$$b = f + c = 5{,}417 + 4{,}36 = 9{,}78.$$

$$\frac{b}{c} = \frac{9{,}78}{4{,}36} = 2{,}243.$$

$$\sqrt{\frac{Q}{\omega}} = \frac{c}{\operatorname{Arc\,cos} h\, 2{,}243} = \frac{16{,}25}{1{,}45} = 11{,}21,$$

Вычисляем ординаты катеноида, как указано в предыдущем параграфе.

Если пазухи свода облегчены сводиками, то ω_r находится делением всего веса строения между верхней поверхностью свода и горизонтальной касательной к ней плоскостью на геометрический объем этого пространства. Необходимо облегчение проводить возможно дальше к замку, а крайний поперечный свод у опор ставить так, чтобы его замок приходился над пятою главного свода.

Получив кривую ось свода, очерчиваем верхнюю и нижнюю кривые свода, исходя из принятого выше условия, что толщина радиального шва равна

$e = \frac{e_0}{\cos \theta}$, где

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{c}{\sqrt{\frac{Q}{\omega}}} = \sin h \frac{x}{\sqrt{\frac{Q}{\omega}}} = \sqrt{\frac{y^2 - c^2}{\left(\frac{Q}{\omega}\right)}}$$

и откладывая по нормалям в обе стороны по половине e.

Катеноид, как видим, представляет собою одно из приближенных выражений кривой давления для постоянной нагрузки мостовых сводов. Вместо него можно взять кривую давления, полученную графическим или аналитическим (по способу v, w, например) путем для трехшарнирного свода. Этой кривой мы можем воспользоваться для подбора коробовой кривой с несколькими центрами. Преимущество катеноида заключается в том, что эта кривая имеет аналитическое выражение и обладает непрерывным изменением кривизны, чего нет в случае коробовой кривой. Для сводов обычных размеров это преимущество катеноида и других функциональных кривых (см. след параграф) вряд ли имеет какое-нибудь значение.

При выборе очертания по кривой давления нужно иметь в виду следующие обстоятельства, на которые указал проф. Тимошенко (см. стр. 168).

1) Пологие и толстые своды, имеющие очертание по кривой давления, от действия постоянной нагрузки имеют растягивающие напряжения в замке и в пятах; раньше это было отмечено Legay'ем.

УГЛУНТ (ДИТ)

2) В бесшарнирном своде, вообще говоря, распор меньше, чем в своде с тремя шарнирами, в тех же условиях находящемся. Но в тонких и непологих сводах распор может быть и больше, чем распор трехшарнирного свода.

3) Если ось свода очертить выше кривой давления в предположении трех шарниров, то вследствие этого действительная кривая давления бесшарнирного свода поднимается выше, чем при совпадении оси с кривой давления трехшарнирного свода. Этим путем можно за счет увеличения эксцентриситета в замке уменьшить эксцентриситет в пятах и устранить растягивающие напряжения в пятах, если они были, или уменьшить их.

33. Наилучшее очертание оси. На основании последнего пункта предыдущего параграфа проф. Kögler разработал прием, при помощи которого можно несколько урегулировать напряжения в своде, прежде всего от постоянной нагрузки. Расчеты сводов показывают, что в окончательном итоге наибольшие напряжения верхнего волокна в замке сильно отличаются от наибольшего напряжения нижнего волокна. То же самое и еще резче имеет место для пяты.

Мост Villeneuve с пролетом 98 *м* по расчетам должен был иметь в замке для верхнего волокна 84 *кг/см*^{2}, для нижнего 26 *кг/см*^{2}, в пяте 17 и 76 *кг/см*^{2}. Было бы очень выгодно выравнять напряжения в своде, например, в замке до 55 *кг/см*^{2} как в нижнем, так и верхнем волокне. Это понизило бы требование на высокую прочность кладки. Это же дало бы возможность увеличивать пролет свода, располагая кладкой, выдерживающей давление 84 *кг/см*^{2}.

Регулирование напряжений в своде впервые было применено во Франции в 1914 г. (см. стр. 32) при помощи домкратов, заложенных в замке свода для его раскружаливания (стр. 192).

В том же направлении можно достичь некоторых результатов при помощи искажения оси свода относительно кривой давления от постоянной нагрузки, что и предложено Kögler'ом.[1]

Когда свод при раскружаливании вступает в работу от постоянной нагрузки, то, вследствие сжатия оси свода от нормальных сил, возникает некоторый добавочный распор ΔH (стр. 153), который приложен в центре упругих сил (точка c) и определяет моменты изгиба в своде, вызывающие неравномерную работу сечений свода.

Момент изгиба в замке будет $M_0 = + \Delta H \cdot c$

в пяте $M_n = - \Delta H (f - c)$.

От изменения оси свода изменится положение упругого центра на dc и момент в замке на

$$dM_0 = - dH \cdot c - H \cdot dc,$$

а в пяте на

$$dM_{00} = + dH(f - c) - H \cdot dc.$$

Если подобрать изменения оси свода (по отношению к кривой давления от постоянной нагрузки) так, чтобы было $de = 0$, тогда для замка будем иметь

$$M_0 + dM_0 = + H \cdot c - dH \cdot c = c(\Delta H - dH),$$

т. е. если еще при этом получить $dH = - \Delta H$, то момент изгиба в замке будет уничтожен, в пяте произойдет то же самое. Это будет означать равномерное давление в сечениях.

Нужно заметить, что на другие статически неопределимые величины изменение ординат оси на Δy почти не влияет.

Kögler устанавливает, что удерживая на месте центры замка и пяты, следует на верхней половине полусвода ось опустить на Δy, а на нижней половине приподнять на Δy. Величины смещения определяются с одной стороны по условию $\Delta c = 9$, с другой стороны по условию $dH = - \Delta H$. Для их вычисления даны формулы и вспомогательные таблицы.

На примере Kögler показывает, что для свода с пролетом 72 *м* и стрелкой 11 *м* смещение по ординате в $^1/_4$ полупролета равно 16 *см* вниз и по ординате в $^3/_4$ полупролета равно 20 *см*.

---

[1] Prof. K ö g l e r. Die Formgebung der eingespannten Brückengewölbe. «Der Bauingenieur» 1928. H. 6 и 7. В русском переводе дано в таблицах Кеглера, см. указание на стр. 154.

НБ УДУНТ (ДИТ)

34. Очертание свода по внутренней кривой. Французские инженеры, имеющие вековые традиции в деле постройки каменных мостов, задаются очертанием свода не по оси его, а по внутренней направляющей. Это объясняется тем, что художественное впечатление кривой свода определяется именно этой кривой, а не воображаемой линией — осью.

Для сводов небольших пролетов (до 20 — 25 *м*) и достаточно подъемистых, можно, действительно, не стеснять себя при подборе очертания свода требованием, чтобы ось была очерчена по кривой давления. Можно взять любую кривую по эстетическим соображением и дать своду соответствующую толщину и положение действительных пят.

Полуциркульное очертание дает благоприятные результаты, если видимые пяты располагаются выше обычного горизонта воды на достаточном расстоянии, в противном случае мост будет слишком тяжел.

Эллиптическое очертание может давать прекрасные результаты: видимые пяты должны располагаться невысоко над водой и высота просвета должна гармонировать с величиной просвета. Хорошие результаты получаются при отношении малой полуоси (стрелка) к большой оси (пролет в свету), как 1 : 3,5 до 1 : 5.

В многопролетных мостах хорошие результаты получаются, когда видимые пяты находятся ниже шапки быка; когда пролет $2a$ сообразован с высотой H моста над меженью. Рекомендуется держаться $2a = 2{,}5\ H$ и стрелку полуэллипса брать при этом 1 : 4.

Дуга круга. Это очертание Séjourné находит некрасивым, если не дана достаточная пологость. Лучшим подъемом он считает $^1/_{7,5}$ или $^1/_8$. Пяты должны быть достаточно приподняты над водой; хорошо дать расстояние их от воды равным половине расстояния замка от воды или несколько больше.

Во всех ответственных случаях, т. е. для сводов больших пролетов, или очень пологих, или тонких—ечертание свода подбирается по кривой давления от постоянной нагрузки. При этом французские инженеры ориентируются по внутренней кривой свода, а ось получают, откладывая от нее по радиусам половину толщины свода. Впрочем, в виде исключения, инженер Freyssinet для моста Villeneuve (пролет 98 *м*) задавался осью свода. При этом они избегают подбирать кривую в виде коробовой из дуг кругов разного радиуса, так как замечают отсутствие плавности в очертании когда кривизна меняется скачками. Они подбирают *уравнение* подходящей кривой.

В мостах Orléans и Avignon внутренняя кривая очерчена по катеиноиду. Мост Boucicaut имеет своды, внутренняя кривая которых выражается уравнением

$$y = 1{,}006486\left[e^{\frac{x}{10{,}41608}} + e^{-\frac{x}{10{,}41608}} - 2\right]$$

при оси y, расположенной по оси симметрии свода, оси x — по касательной в замке.

Для моста Luxembourg та же кривая выражается уразнением

$$y = 141{,}2981\ (1 - \sqrt[6]{1 - 0{,}0004\ x^2}),$$

а толщина свода здесь меняется по закону

$$e = e_0 + (e_1 - e_0)\ \left(\frac{y}{16{,}2}\right)^{0{,}6}$$

где e_0 — толщина в замке, e_1 — в пяте; 16,2 — стрелка свода.

Для моста des Amidonniers в Тулузе внутренняя кривая дается уравнением:

$$y = 441{,}13\left[1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{441{,}13}}\right] + 10\,4\left[1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{23}}\right],$$

наружная кривая:

$$y = 51{,}7825\,(1 - \sqrt[7]{1 - 0{,}0011849\,x^2}).$$

Для моста Villeneuve ось свода выражается уравнением:

$$y = 0{,}47619\left(\frac{x}{10}\right)^2\left[1 + 0{,}00681819\left(\frac{x}{10}\right)^2 + 0{,}0000161006\left(\frac{x}{10}\right)^4\right].$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Эти уравнения подбираются посредством деформирования той или иной обыкновенной кривой, например эллипса (des Amidonniers) или цепной линии, или дуги круга.

При осях, указанных выше для моста Boucicaut, обозначая стрелку через b, полупролет через a, будем иметь следующие уравнения:

Для эллипса:

$$y = b\left(1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{a^2}}\right)$$

Для дуги эллипса, проходящего через пяту ($x = a$, $y = b$) и через некоторую промежуточную точку ($x = x_1$, $y = y_1$) уравнение будет:

$$y = b'\left(1 - \sqrt{1 - \frac{x^2}{a'^2}}\right),$$

где:

$$a' = \frac{b^2x_1^2 - a^2y_1^2}{2\sqrt{y_1b(b - y_1)\ (bx_1^2 - y_1a^2)}};\ b' = \frac{b^2x_1^2 - a^2y_1^2}{2\,(bx_1^2 - y_1a^2)}.$$

Таким образом можно на кривой давления, построенной графически или аналитически, взять какую-нибудь точку близ середины полудуги, кроме замка и пяты, и попробовать дугу эллипса.

Можно для той же цели применить параболу

$$y = Ax^2 + Bx^4 + Cx^6 + \ldots$$

По числу коэффициентов задаются числом точек, через которые кривая должна проходить. Одна из этих точек — в пяте, остальные промежуточные, целесообразно выбранные.

Для справок приведем еще следующие уравнения:

Дуга круга:

$$y = R\left(1 - \sqrt{\frac{x^2}{R^2}}\right); \qquad R = \frac{a^2 + b^2}{2b}.$$

Для катеноида приближенное уравнение по Séjourné будет:

$$y = \frac{b\,(n^2 - a^2)}{a^2} \cdot \frac{x^2}{n^2 - x^2},$$

где n определяется по условию, чтобы кривая проходила через какую-нибудь промежуточную точку $M\ (x_1y_1)$:

$$n^2 = \frac{a^2x_1^2\,(b - y_1)}{bx_1^2 - a^2y_1}.$$

35. Приближенные расчеты. Для сокращения расхода времени и труда при довольно кропотливой работе по поверке напряжений в своде предложены различные упрощающие приемы и таблицы. В этом отношении обширная работа произведена инженером Штрасснером в результате которой им предложен ряд таблиц.[1]

Очертание оси свода Штрасснер принимает по кривой давления для трехшарнирного свода от постоянной нагрузки, т. е. по катеноиду, определяемому уравнением (ось y-ов направлена по оси симметрии свода, ось x-ов касательна к оси свода в замке):

$$y' = \frac{f}{m - 1}\left(\cos h\,\xi\,\mathrm{k} - 1\right) \qquad \text{при } k = \ln\,(m + \sqrt{m^2 - 1}).$$

Величина m характеризует нагрузку свода. Если g_k постоянная нагрузка свода на единицу длины в пяте, g_s то же в замке (измерения берутся по вертикали как в своде, так

[1] Strassner, «Der Bogen und das Brückengewölbe». Berlin, 1921 (1927). Издано на русском языке в переложении Каменцова и Дучинского: «Бесшарнирные прочные мосты». Москва, 1928 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

и в забутке), то: $m=\frac{g_k}{g_s}$, в практике изменяется от 1 до 10. Величина $\xi=\frac{x}{l_1}$, где x — абсцисса сечения, l_1 — полупролет свода.

В уравнение катеноида величина пролета не входит, а потому ординаты катеноида для всех пролетов зависят только от стрелки свода f (кроме параметра m и абсциссы). Штрасснер дает таблицу ординат для 12 делений полусвода, которую здесь приводим. Для промежуточных значений m ординаты берутся интерполяцией.

Дальнейшие данные Штрасснер приводит для сводов, толщина которых изменяется по определенному закону. Если d_s толщина свода в замке, d_k — в пяте, φ_k — центральный угол пятового сечения с вертикалью, то, приняв

$$n=\frac{d^3{}_s}{d^3{}_k\cdot\cos\varphi_k}$$

для толщины свода в сечении $x=\xi l_1$ получим

$$d=d_s\cdot c\ \sqrt[6]{1+\operatorname{tg}^2\varphi}\ ;$$

где

$$c=\frac{1}{\sqrt[3]{1-(1-n)\xi}}\ .$$

Отношение n в практике чаще всего встречается от 0,20 до 0,60. Им задаются так, чтобы получить подходящую толщину свода в пяте.

Таблица 15 — Штрасснера для очертания оси свода по катеноиду.

Даются $y':f$ для различных значений $m=\frac{g_k}{g_s}$ и для $f=1$

сечения \ $m=$	1,000	1,347	1,756	2,240	2,814	3,500	4,324	5,321	6,536	8,031	9,899
0 пята	1,0	1,0	1,0	1 0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
1	0,8403	0,8331	0,8256	0,8180	0,8101	0,8019	0,7935	0,7849	0,7758	0,7664	0,7567
2	0,6944	0,6831	0,6714	0,6595	0,6473	0,6348	0,6221	0,6090	0,5955	0,5816	0,5673
3	0,5625	0,5493	0,5359	0,5223	0,5085	0,4944	0,4801	0,4656	0,4507	0,4356	0,4200
4	0,4444	0,4312	0,4179	0,4044	0,3908	0,3771	0,3632	0,3491	0,3349	0,3205	0,3059
5	0,3403	0,3284	0,3163	0,3042	0,2920	0,2798	0,2675	0,2552	0,2428	0,2303	0,2177
6 четв.	0,2500	0,2400	0,2300	0,2200	0,2100	0,2000	0,1900	0,1800	0,1700	0,1600	0,1500
7	0,1736	0,1660	0,1584	0,1508	0,1432	0,1357	0,1282	0,1208	0,1133	0,1060	0,0986
8	0,1111	0,1059	0,1007	0,0955	0,0903	0,0852	0,0802	0,0751	0,0701	0,0652	0,0603
9	0,0625	0,0594	0,0563	0,0532	0,0502	0,0472	0,0443	0,0413	0,0384	0,0356	0,0327
10	0,0278	0,0264	0,0249	0,0235	0,0221	0,0208	0,0194	0,0181	0,0168	0,0155	0,0142
11	0,0070	0,0066	0,0062	0,0059	0,0055	0,0052	0,0048	0,0045	0,0041	0,0038	0,0035
12 замок	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

ПРИМЕЧАНИЕ: Сечения взяты на равных расстояниях по полупролету, не по оси свода.

Для вычисления d даются таблицы для $\operatorname{tg}^2\varphi$ и для c.

Основная величина распора от постоянной нагрузки H_g определяется без учета упругого обжатия (как для трехшарнирного свода) по формуле:

$$H_g=g_s\cdot\frac{l_1^2\,(m-1)}{f\cdot k^2}\ .$$

Вертикальная составляющая опорной реакции

$$V_g=g_s\cdot l_1\,\frac{\sqrt{m^2-1}}{k}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Эти величины даются в таблицах. Затем в таблицах даются величины y_s или, в других обозначениях, c — расстояние упругого центра от замка свода. Приводятся также значения $\int y^2 \frac{ds}{EJ}$ под видом $\int y_0\, y dw$ и

$$\int \frac{\cos\varphi \cdot dx}{EF} = \frac{l}{EF_m},$$

где F_m среднее значение сечений свода. Интеграл нужен для учета обжатия свода.

Наконец даются ординаты линий влияния для статически неопределимых величин и некоторых моментов (в замке, в пяте, в четверти пролета) без учета влияния на деформацию нормальных сил.

Влияние упругого обжатия свода на распор от постоянной нагрузки учитывается по формуле:

$$\triangle Hg = Hg \cdot \mu;$$

где

$$\mu = \frac{\int \frac{\cos\varphi}{EF} dx}{\int y_0 y dw} = \frac{l}{EF_m \int y_0 y\, dw}$$

Здесь Штрасснер и русские последователи его выводов сделали ошибку, обнаруженную проф. Завриевым.[1] Для величины μ вместо интеграла, стоящего в числителе нужно взять $\int \frac{dx}{EF \cdot \cos\varphi}$, так как нормальная сила при наличии вертикальной нагрузки выражается через $N = \frac{H}{\cos\varphi}$, а не $H\cos\varphi$.

При определении изгибающих моментов от постоянной нагрузки ошибка достигает величины 20% и более. Что касается временной нагрузки, то для нее принятые Штрасснером величины μ приемлемы, так как в общем итоге ошибка здесь будет невелика.

Таким образом для постоянной нагрузки вместо μ надо взять

$$\mu_1 = \frac{\int \frac{ds}{EF \cdot \cos\varphi}}{\int y_0 y\, dw} = \frac{l}{EF_n \int y_0 y\, dw}$$

где F_n — среднее значение величины $F\cos\varphi$. Полагая $F_n = uF_s$ можно дать соответственный график или таблицу вместо графика VIII Штрасснера. Проф. Завриев дает такую таблицу, которую здесь приводим

Таблица 16 — проф. Завриева — Словинского для значений $u = \frac{F_n}{F_s}$

n \ f/l	0,10	0,14	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38
0,2	1,19	1,18	1,16	1,13	1,11	1,08	1,06	1,04
0,3	1,15	1,14	1,12	1,09	1,07	1,04	1,02	1,00
0,4	1,12	1,10	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96
0,5	1,09	1,07	1,05	1,03	1,01	0,99	0,96	0,94
0,6	1 06	1,05	1,03	1,01	0,98	0,96	0,94	0,91
0,8	1,02	1,01	0,99	0,96	0,94	0,92	0,90	0,87
1,0	0,98	0,97	0,95	0,93	0,91	0,89	0,86	0,84

Мы видим, что таблицы Штрасснера даны для постоянной нагрузки, ограниченной сверху горизонтальной прямой, что редко встречается в практике (речь идет о нагрузке приведенной к кладке свода или к весу надсводного строения). Затем, таблицы составлены для сводов с определенным законом изменения толщины их. Ось свода предполагается очерченной по кривой давления, тогда как полезно брать ее несколько выше кривой давления. Линии влияния даны приближенно, без учета влияния нормальной силы.

[1] «Известия Полит. Инст. Грузии им. В. И. Ленина», 1929, т. I. Вып. I.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 17. — Кеглера. — Ордината $y' : f$ веревочной кривой и проч. от постоянной нагрузки. (Сечения взяты на равных расстояниях по горизонтальной оси.)

сечен. \ φ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0,0100	0,0092	0,0085	0,0080	0,0075	0,0070	0,0068	0,0066	0,0064	0,0062	0,0060	0,0058	0,0056
2	0,0400	0,0369	0,0342	0,0321	0,0304	0,0289	0,0277	0,0267	0,0257	0,0249	0,0242	0,0235	0,0228
3	0,0900	0,0834	0,0775	0,0732	0,0695	0,0663	0,0637	0,0614	0,0592	0,0574	0,0558	0,0542	0,0528
4	0,1600	0,1490	0,1394	0,1320	0,1260	0,1208	0,1164	0,1123	0,1087	0,0159	0,1031	0,1005	0,0978
5	0,2500	0,2347	0,2211	0,2105	0,2021	0,1948	0,1882	0,1826	0,1771	0,1729	0,1689	0,1649	0,1611
6	0,3600	0,3407	0,3242	0,3110	0,3003	0,2908	0,2826	0,2750	0,2683	0,2630	0,2578	0,2526	0,2476
7	0,4900	0,4692	0,4507	0,4361	0,4241	0,4137	0,4042	0,3952	0,3878	0,3818	0,3758	0,3698	0,3639
8	0,6400	0,6206	0,6034	0,5895	0,5780	0,5677	0,5586	0,5504	0,5429	0,5366	0,5311	0,5255	0,5187
9	0,8100	0,7968	0,7853	0,7760	0,7677	0,7606	0,7541	0,7481	0,7428	0,7383	0,7345	0,7300	0,7249
9,5	0,9025	0,8947	0,8882	0,8826	0,8780	0,8740	0,8701	0,8663	0,8633	0,8607	0,8583	0,8556	0,8526
10	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
a	0,500	0,370	0,311	0,273	0,2505	0,2348	0,2204	0,2081	0,1984	0,1901	0,1828	0,1766	0,1716
b	0,2500	0,2303	0,2148	0,2033	0,1948	0,1878	0,1815	0,1762	0,1714	0,1677	0,1646	0,1620	0,1597
a, *b*	0,1250	0,0852	0,0669	0,0555	0,0488	0,0441	0,0400	0,0367	0,0340	0,0319	0,0301	0,0286	0,0274
a	0,2500	0,165	0,1234	0,0992	0,0846	0,0742	0,0661	0,0583	0,0539	0,0499	0,0462	0,0429	0,0398

НБ УДУНТ (ДГТ)

Все это в конечном результате вносит в иных случаях большую или меньшую неточность в расчеты, что зависит от пологости свода и от толщины его.

Более точное очертание кривой давления от постоянной нагрузки дает своей таблицей Kögler. Таблица его (стр. 155) получена не вычислением из аналитической формулы, а построением сводов разных пролетов и стрелок при разных нагрузках, вычислением для них статических моментов постоянной нагрузки и т. д., всего, что требуется для определения кривой давления для конкретно заданного свода. Так как $y' : f$ почти не зависит от пролета и пологости свода, те полученные для разных пологостей ординаты взяты в таблицу в виде средних значений. Пологости охвачены от $^1/_4$ до $^1/_{12}$. Приводим здесь сокращенную таблицу Кеглера. Полусвод разбивается на 10 частей, равных по горизонтальной оси, для каждой точки дается ордината оси свода в виде отношения $y' : f$ для разных значений φ — величины, характеризующей постоянную нагрузку свода:

$$\varphi = \frac{z - z_0}{6\, z_0}$$

где z_0 — ордината грузовой линии в замке, z — в пяте. Нагрузка приведена к единичному весу свода.

При помощи этой таблицы можно получить кроме оси свода еще следующие величины: 1) вес полусвода с постоянной нагрузкой на нем — в тоннах на 1 *м* ширины:

$$R = azl\gamma,$$

где l — пролет в *м*, z — ордината нагрузки в пяте в *м*; γ — вес материала свода в $m/м^3$, a — дано в таблице.

2) Плечо силы R относительно центра пяты: $r = b.l$; величины b даны в таблице.

3) Распор H_g на 1 *м* ширины свода от постоянной нагрузки.

$$H_g = \frac{R.r}{f} = \frac{abzl^2\gamma}{f}$$

4) Опорное давление в пяте $K_g = \sqrt{H_g^2 + R^2}$

5) Угол β наклона пяты к вертикали $\operatorname{tg}\beta = \frac{R}{H_g} = \frac{f}{bl}$

6) Вес части свода с постоянной нагрузкой от замка до сечения в $^1/_4$ пролета

$$R_5 = a_5 zl\gamma.$$

Затем в таблицах Кеглера даны ординаты линий влияния для статически неопределимых величин и для моментов в замке и пяте, но при допущении, что действиями сжимающей силы можно пренебречь. Это же, как мы знаем, для пологих и толстых сводов приводит к чувствительным неточностям расчета. Ошибка смягчается, когда имеем тяжелый мост и легкую подвижную нагрузку и применяем линии влияния только для подвижной нагрузки.

Влияние обжатия свода учитывается для постоянной нагрузки определением добавочного распора ΔH, как у Штрасснера, но без его ошибки.

36. Художественная обработка. В идеале было бы желательно, чтобы при проектировании каменного моста (а вообще — всякого моста) инженер и художник совмещались в одном лице, что, однако, возможно лишь в виде исключения. Художник без инженера, вообще говоря, не может составить проекта моста; инженер без художника — может. В результате инженеры построили большое количество мостов совершенно безвкусных, иной раз просто уродливых. Мы не можем здесь взять на себя задачу дать инженерам какие-нибудь руководящие указания по вопросу о способах получения красивого моста, это — дело художников. Мы считаем лишь долгом настойчиво указать здесь, что при проектировании значительного количества даже маленьких мостов на железных дорогах, не говоря о мостах больших, в особенности городских, инженер должен прибегать к сотрудничеству художника в первой же стадии работы, при составлении схем и эскизов. В этой стадии работы художественную ценность мосту можно придать без добавочных расходов иным размещением пролетов, иным очертанием сводов, иным устройством надсводного строения и т. д. И наоборот, неудачное

[1] Kögler, Gewölbetabellen.—Имеется русский перевод: Ф. Кеглер. «Таблицы для расчета сводов» Госиздат, 1931.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

размещение главных масс сооружения, неудачный выбор основных форм и размеров нельзя уже затем поправить какими-либо архитектурными деталями, которые действительно лягут в таких случаях добавочным расходом и, что хуже всего, расходом совершенно бесполезным. Но во многих случаях постройки городских мостов для придания сооружению монументальности и для обогащения художественной обработкой следует итти и на добавочные расходы по мере средств.

Но центр тяжести художественного впечатления от сооружения заключается в пропорциях его основных размеров. Историки архитектуры отмечают, что в художественных сооружениях египтян, построенных 40—50 веков тому назад, ясны твердые правила придания пропорций. Все размеры их кирпичных зданий выражались кратно длине кирпича; каменных зданий — в целых числах единицы меры. А затем соотношение между частями выражалось отношением целых, простых чисел. Или они вводили в пропорции размеров геометрические соотношения; им был известен прямоугольный треугольник со сторонами 3, 4 и 5. Например, в основу очертания свода по коробовой кривой они клали равнобедренный треугольник, составленный из двух египетских, беря его три вершины за центры коробовой кривой.

Чтобы придать сооружению единство, нужно ввести в компановку какой-либо закон размещения частей и выбора размеров. «Мы чувствуем присутствие этого закона, даже не зная его формулы: независимо от какой-либо теории, в музыке ложный аккорд, а в архитектуре неправильные пропорции оскорбляют нас, как нарушение законов гармонии». «Закону простых отношений в музыкальных аккордах подчинено число вибраций, в мелодии это — такт, в версификации это — ритм». [1]

В греческих сооружениях также в основе размеров лежит некоторая длина (модуль), которой все размеры кратны. Этой основной мерой была средняя толщина колонны. В качестве отношений размеров они предпочитали прежде всего числа квадратные, затем нечетные, неохотно применяя четные числа, как «неугодные богам».

Вот в какой плоскости лежат прежде всего элементарные требования художественной обработки. В высокой степени некультурно и для человека с высшим образованием непозволительно не отдавать должное эстетике в наших постройках. Жалкие ссылки на лишние расходы, будто бы с этим непременно связанные, указывают лишь на круглое невежество и первобытное культурное состояние инженера.

37. Стоимость каменных мостов. Стоимость каменного моста при эскизном проектировании подсчитывается не детально, как при детальном проекте, а более или менее суммарно по главнейшим видам работы, по объему работ и по единичным ценам их.

В качестве примера приводим подсчет стоимости моста через р. Тверцу в гор. Твери (проект).

1) Вынуть земли в котлованах под устои без водоотлива $\left(\frac{14\cdot14-17\cdot17}{2}6{,}5\right)2=3153$ *м*³ по 1,5 руб. . .	4 729 р.
2) Изготовить и забить шпунтовых рядов из бревен диам. 22 *см*., длиною до 8 *м* (формулу подсчета количества дальше пропускаем для сбережения места), 144 п. *м* по 120 р.	17 280 »
3) Изготовить и забить железобетонных свай длиною около 8 *м*, сеч. 25×25 *см*, штук 556 по 130 р.	72 280 »
4) Устройство оснований для быков в виде опускных колодцев, 1495 *м*³ по 80 р. . .	119 600 »
5) Сделать кладку быков и устоев с облицовкой, 6758 *м*³ по 40 р. . .	270 320 »
6) Сложить своды с учетом стоимости кружал, 1716 *м*³ по 100 р.	171 600 »
7) Сложить кирпичной кладки надсводных стен средних пролетов и боковых стен крайних пролетов, 1480 *м*³ по 40 р.	59 200 »
8) Сделать заполнение пазух тощим бетоном, 1080 *м*³ по 20 р.	21 600 »
9) Сделать железобетонных плит объемом 116 *м*³ по 80 р.	9 280 »
10) Насыпать песку под мостовую и за устоями 1940 *м*³ по 6 р. .	11 640 »
11) Положить изоляции 1660 *м*² по 5 р.	8 300 »
12) Уложить бетон над плитами 116 *м*³ по 40 р. .	4 640 »
13) Устроить булыжной мостовой 1245 *м*² по 5 р. .	6 225 »
14) Уложить тротуар из плит 460 *м*² по 5 р. . .	2 300 »
15) Уложить бордюров 330 *м* по 5 р.	1 650 »
16) Изготовить и поставить перил 10 *т* по 700 р.	7 000 »
17) Установить парапетов гранитн. 26 *м*³ по 200 р. .	5 200 »
18) Поставить фонарей на обелисках 4 шт. по 2500 р.	10 000 »
19) Спланировать берег на протяжении 100 *м* — 7700 *м*³ по 1,0 р.	7 700 »
20) Замостить откосы реки у моста 3900 *м*² по 2,5 р.	9 750 »
Итого (кругло).	820 000 р.

[1] Choisy. История архитектуры. Перевод с франц. М. 1906 г., т. I.

НВ УДУНТ (ДИТ)

В каждом частном случае цены должны быть сообразованы, конечно, с условиями места и времени.

Стоимость каменных мостов по сравнению с железными и с железобетонными может быть установлена в каждом частном случае по эскизным проектам одного и того же моста. Интересно отметить, что наиболее дешевая система каменных мостов на параллельных сводах даже по единовременным затратам может состязаться в стоимости с железными мостами. Инженер Séjourné дает следующие данные о сравнительной и абсолютной стоимости моста des Amidonniers в Тулузе.

Проект моста был предметом конкурса в 1901 году. Жюри под председательством Резаля присудило первую премию проекту металлического моста в 7 пролетов, как самому экономному (938 673 фр.), но не советуя строить по этому проекту, вследствие некрасивого вида сооружения; приведение моста в благообразный вид оценивается в сумму 200 000 фр.

По наиболее экономному из проектов железобетонных мостов, его стоимость определялась в 1 200 000 фр. Но бетонные быки нельзя допустить в Гаронне вследствие того, что река несет валуны, которые скоро разбили бы бетонную поверхность и обнажили бы железо. Остановились на проекте каменного моста с параллельными сводами. Мост должен обойтись при заложении основания опор на 1 метр глубже, чем в представленных на конкурсе проектах, не более 900 000 фр.

С деревянной мостовой и опорами, опущенными на 3 метра в грунт, этот мост дешевле железного балочного моста с прямыми балками, при пролетах 35 *м*, с щебеночной мостовой и с опорами, опущенными в грунт всего на 2 *м*, — наиболее дешевого из представленных на конкурс проектов.

По принятому проекту стоимость моста на 1 кв. метр горизонтальной проекции моста между парапетами определяется в 215 фр., тогда как из 23 каменных мостов в Париже, построенных после 1800 г., 21 мост стоил от 304 до 578 фр., Pont-National — 746 фр., Pont au Double — 752 фр.

Новые стальные арочные мосты через Рону в Лионе дали: du Midi — 445 фр., Lafayette — 630 фр., Morand — 660 фр., мост в Руане — 822 фр.

Три последние каменные моста через Гаронну под железную дорогу в одну колею стоили на кв. метр: мост de Port S. Marie — 777 фр., de Marmande — 695 фр., de Belleperche — 318 фр.

Новая конструкция каменного моста дает возможность мост des Amidonniers уширить на 6 *м*, израсходовав еще 70 000 фр., после чего один кв. метр будет стоить 171 фр.

У Morandiere находим[1] описание следующего случая. Для моста Montlouis через Луару на железной дороге Orléans-Tours был представлен в 1843 году проект каменного моста из 15 арок по 20 метров, очерченных по дуге круга с подъемом 3 *м*. Высшая администрация отказалась принять его, так же как и проект чугунного моста. В то время находились под влиянием старой мысли, что каменные мосты значительно дороже деревянных; желая избежать излишних расходов и ускорить постройку, министерство предписало строить мост с деревянными арками во всех 12 пролетах, величина которых 25 *м* при подъеме $^1/_7$. Устои и быки каменные.

Во время кладки опор было предпринято Morandière'ом сравнительное изучение каменного моста. Так как опоры были в обоих случаях одинаковые, то вопрос сводился к выяснению стоимости одного пролета моста. Оказалось, что тот и другой тип стоят по 68 000 фр. При этом подрядчик, заготовивший уже много леса для деревянных арок, соглашался за ту же цену и в тот же срок построить каменный мост. Министерство под давлением факта приказало строить из камня не только мост Montlouis, но, акже мосты: d'Orléans, de Cinq-Mars на Луаре, d'Auxon через Vienne близ Châtelleroit, расположенные на других дорогах.

Инженер Bouffet, сообщая данные о виадуках на линии Quillan-Rivesaltes, говорит: «постройка больших каменных мостов на этой линии приводит к некоторым интересным заключениям, ввиду того, что ныне как будто существует тенденция проектировать металлические пролетные части и там, где каменные арки были бы предпочтительней как с точки зрения расходов на сооружение, так и с точки зрения долговечности красоты. Виадук de Rebuzo сперва проектировался с металлическою пролетною частью в 40 *м* и должен был стоить, не считая оснований, но уже со скидкой, — 87 000 фр., тогда как замена металлического пролетного строения каменной аркой понизила

[1] P. 344.

НЕ УДУНТ (ДИТ)

стоимость сооружения до 80 000 фр., причем сюда входят и две боковые арки по 13 *м* пролетом».[1]

Итак, каменные мосты ныне выдерживают с успехом конкуренцию с металлическими мостами в таких странах, как Франция, Америка, где железо дешевле, чем в СССР, а рабочие руки дороже. В СССР, следовательно, условия более благоприятны для постройки каменных мостов предпочтительно перед железными, чем в упомянутых стр: нах. Но сравнивая первоначальные затраты, необходимо учесть также разницу в содержании мостов, которая также в пользу каменных: железные мосты требуют возобновления окраски через каждые 4—5 лет и полной замены через 40—50 лет, как это произошло в недавнее время при усилении наших железнодорожных мостов, когда часто оказывалось выгоднее совершенно заменить пролетное строение вместо усиления его; каменные же мосты могут существовать сотни лет без всякого ремонта. Нужно обратить также внимание и на то, что при каменных мостах путь имеет непрерывное однообразное устройство, так как и на мосту рельсы укладываются на балласте. С увеличением веса паровозов каменные мосты не потребуют никаких усилений, так как мы видели, что временная нагрузка весьма мала по сравнению с постоянной. Увеличение временной нагрузки на 20% увеличит напряжение в своде на 4% для малых пролетов, а для больших на 2—3%. Это совершенно ничего не значит, причем не надо забывать и того преимущества каменных мостов, что с течением времени прочность, их, зависящая от прочности раствора, возрастает, тогда как железные мосты теряют свою прочность как вследствие ржавления частей моста и расстройства соединений, от сотрясений так и вследствие изменения свойств металла.

Таблица 18. — **Расценочная ведомость по данным НКПС.**

	Наименование работ	Стоимость в рублях			Примечания
		Работа	Материал	Всего	
1	Устройство шпунтового ограждения из досок 10-*см* при глубине забивки 5 *м* . п. *м*	40,0	40,0	80,0	
2	То же из брусьев толщиною 20 *см* . п. *м*	40,0	66,0	106,0	
3	Заполнение между двойными шпунтовыми стенками мятой глиной с предварительной выборкой грунта и доставкой глины . . *м*³	3,0	—	3,0	
4	Рытье котлована в перемычках с водоотливом в обыкновенном грунте . . . . *м*³	1,4	1,4	2,8	К № 4. В стоимость входит стоимость водоотлива за все время работы, как по копке котлована, так и по забивке свай, бетонированию.
5	Забивка свай диам. 27 *см* в котловане на глубину 6 *м* механическим копром при грунте средней твердости . . . шт.	13	12	25,0	
6	То же, при твердом грунте . . шт.	22	14	36,0	
7	То же, при мягком грунте . . . . . шт.	7,0	10	17,0	
8	Изготовление и забивка паровым копром ж. б. свай Консидера диам. 35 *см* с содержанием арматуры 140 *кг* на *м*³, состав бетона 1 : 1,5 : 3 . . п. *м*	6,5	9,5	16,0	К № 8. Стоимость камня для щебня 6 р. *м*³. Стоимость цемента 50 р. за *т*. В случае иных цен расценка изменяется: 1) в зависимости от стоимости камня на 0,1 разницы в стоимости. 2) В зависимости от цены цемента на 0,05 разницы цены.
9	Бетонная кладка состава 1 : 3 : 6 фундамента или потолка кессона при отсутствии подмостей . . . . . *м*³	7,0	17,5	24,5	К № 9—17. Цена камня 40 р. *м*³, цемента 50 р. *т*. В случае иных цен расценки изменяются: 1) В зависимости от цены камня при составе 1 : 2 : 3 на
10	То же состава 1 : 2 : 3 . . *м*³	6,5	25,0	31,5	
11	» » 1 : 2 : 4 . . . . *м*³	7,0	22,5	29,5	

[1] Bouffet. «Construction de grandes arches en maconnerie sur la ligne de Quillan à Rivesaltes». Annales des p. et ch. 1899, 3, p. 30[1].

НБ УДУНТ (ДИТ)

	Наименование работ	Стоимость в рублях			Примечания
		Рабсила	Материал	Всего	
12	Бетонная кладка кольцевой части опускных колодцев с деревянными формами и железными стержнями, состава 1 : 2 : 4 . $м^3$	10,0	28,0	38,0	0,81 разности цен, при составе 1 : 2 : 4 на 0,94, при 1 : 3 : 6 на 0,96.
13	То же состава 1 : 3 : 6 . . . . . $м^3$	10,0	23,0	33,0	2) В зависимости от цены цемента — для сост. 1 : 2 : 3 на 0,41; для состава 1 : 2 : 4 на 0,36 и для состава 1 : 3 : 6 на 0,25 разности цены.
14	Бетонная кладка по заполнению шахтных колодцев в кессоне, опускных колодцев и консолей кессонов, состава 1 : 2 : 4. . $м^3$	9,0	22,5	31,5	
15	То же состава 1 : 3 : 6	9,0	17,0	26,0	
16	Бетонная кладка в камере кессона ниже его потолка состава 1 : 2 : 4.	12,0	22,5	34,5	
17	То же состава 1 : 3 : 6 . $м^3$	12,0	17,5	29,5	
18	Надводная бутовая кладка и кладка в котлованах на растворе 1 : 3 . . $м^3$	5,0	15,0	20,0	К п° 18—21. Цена камня 40 р. $м$ — цемента 50 р. за $т$. В случае иных цен расценка изменяется:
19	То же на растворе 1 : 4 . . $м^3$	5,0	13,5	18,5	1) В зависимости от цены камня на 1,2 разности цен.
20	Бутовая кладка в камере кессона на растворе 1 : 3 . $м^3$	9,0	15,0	24,0	2) В зависимости от цены цемента для раствора 1 : 3 на 0,15 и для раствора 1 : 4 на 0,12 разности цен.
21	Кольцевая бутовая кладка опускного колодца с вертикальными жел. стержнями и деревянной обшивкой снаружи на растворе 1 : 3 . . . . $м^3$	8,0	18,0	26,0	
22	Облицовка из гранита в ленту с получистой теской и расшивкой швов, считая камень, изготовление и полную стоимость укладки на растворе 1 : 2 . . . . . $м^2$	33,0	16,5	49,5	К п° 22—24. Предполагается твердый гранит. В случае средней твердости стоимость уменьшается на 20%.
23	То же, но считая только доплату к бутовой кладке . . . . . $м^2$	30,0	8,0	38,0	Количество прямолинейной и криволинейной облицовка предположено одинаковое. В случае одних прямых плоскостей стоимость облицовки на $м$ будет меньше на 7 р. для получистой и чистой тески, и на 2 р. для грубой.
24	Облицовка чистой тески, изготовление и укладка на растворе 1 : 2, считая только доплату к бутовой кладке . . . $м^3$	34,0	8,5	42,5	
25	Изготовление и укладка кордонных и карнизных камней . . . . $м^3$	85,0	17,0	102,0	
26	Изготовление и укладка подферменных камней на растворе 1 : 1 . . $м^3$	175,0	25,0	200,0	
27	Кладка в тепляках, дополнительная плата за $м^3$ кладки				
	а) за устройство тепляка . . . . . $м^3$	1,0	5,0	6,0	
	б) за содержание тепляка, обогревание материала . . $м^3$	0,5	1,0	1,5	
28	Железный кессон с изготовлением, доставкой и сборкой без надкамерной обшивки . . . . . $т/м^3$			450 250	К п° 28. Принято железа 550 $кг/м^2$ площади по ножу. При большем весе указанную стоимость надо соответственно увеличить.
29	То же с заполнением потолка и консолей бетоном 1 : 2 : 4 . . . . . $м^2$ (толщина потолка 1 $м$)			288	
30	Железный нож для дерев., бетон. кессонов и кам. и бетонных опускных колодцев на 1 $м^3$ основания			29,0	
31	Изготовление дерев. кессона с ножем, заполнением потолка и консолей бетоном 1 : 2 : 4 . . . . . $м^2$ основания			129	
	1 $м^3$ лесоматериалов	37	50	87	
32	Изготовление железобетонного кессона с ножем . . на $м^2$ основ.			189	
33	Надкамерная обшивка дерев. толщ. 180 $мм$ с распорками . . $м^2$	8	14		
		общи	вки	22,0	

НБ УДУНТ (ДИТ)

	Наименование работ	Стоимость в рублях			Примечания
		Рабсила	Материал	Всего	
34	То же при толщине 90 *мм*	6,5	9,5	16,0	
35	Опускание кессона с устройством подмостей, отвозкой грунта, содержанием станции при глубине опускания до 8 *м* . . *м*³	11,0	24,5	35,0	
36	То же при глубине опускания свыше 8 *м* . . . *м*³	9,0	19,5	28,0	
37	Опускание колодцев с выемкой и отвозкой грунта, с подмостями глубины до 8 *м* за *м*³ опускания	12,0	24,0	36	
38	То же при глубине пуск больше 8 *м*.	10,0	20,0	30	
39	Устройство железных перил на устоях . . . . . 1 *m*	220	210	430	
40	Изготовление и сборка с доставкой и окраской железных пролетных строений . . *m*	—	—	400	

Общие накладные расходы кроме того составляют: 36 % от стоимости рабсилы и 12 % от стоимости материалов.

§ 11. СОСТАВЛЕНИЕ ДЕТАЛЬНОГО ПРОЕКТА.

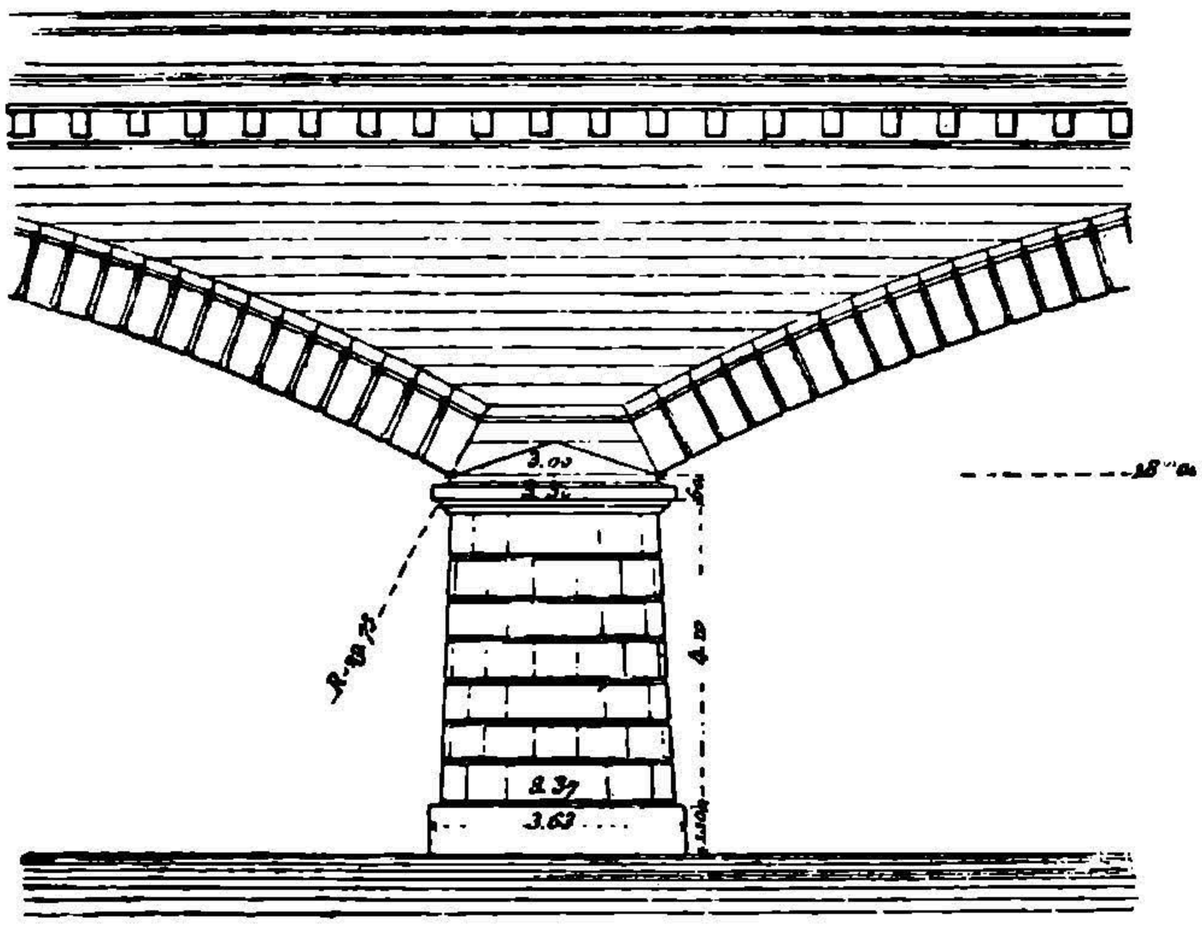
38. Важнейшие детали. В детальном проекте даются исчерпывающие указания о конструкции и размерах всех составных частей моста с обозначением материала, его обработки, состава и т. п. В пояснительной записке, прилагаемой к проекту, приводятся необходимые пояснения. К проекту прилагаются также подробные поверочные расчеты, доказывающие прочность и устойчивость всех частей сооружения при тех размерах, какие даны в проекте.

Данные же в проекте размеры назначаются: а) по эмпирическим правилам, например толщина свода, принимая во внимание вид нагрузки и род материала кладки; б) по соображениям наименьшей и безопасной осадки оснований, например назначение ширины подошвы фундаментов; в) по эстетическим соображениям, например иногда толщина и уклон граней быков, величина подъема сводов, разбивка отверстия на пролеты и т. д. Лишь сравнительно немногие размеры, свободные от других требований, могут быть целесообразно установлены по прочности, выясняемой вычислением напряжений.

Широкое применение железа, дорогого материала, и полное игнорирование эстетических требований свело проектирование железных частей к подбору размеров по условиям прочности, что выясняется расчетом. Отсюда сложилось убеждение, что инженер устанавливает размещение частей и задает размеры сооружения расчетом: кто умеет рассчитывать, тот умеет и проектировать. Это чрезвычайно вредное заблуждение, вычеркивающее из кругозора инженера важнейший элемент работы по конструированию сооружений — творчество, проникло в старые школы и доведено было здесь до полного абсурда. Такие курсы, как «мосты», сводились к изучению способов расчета различных элементов моста в разных комбинациях их. Это направление наложило на проекты инженеров печать безжизненности конструкций, полнейшей духовной зависимости от творчества иностранцев. До каких степеней нелепости дошло дело, видно хотя бы по таким ответам студентов одной из высших школ: нужен ли бетонный слой в фундаменте? или: нужно ли забить сваи под фундамент сооружения? — это он узнает при помощи расчета; это ему внушено таким-то из пройденных курсов. Инженер с таким пониманием основ своего дела представляет собою не более, не менее, как искалеченного школой техника.

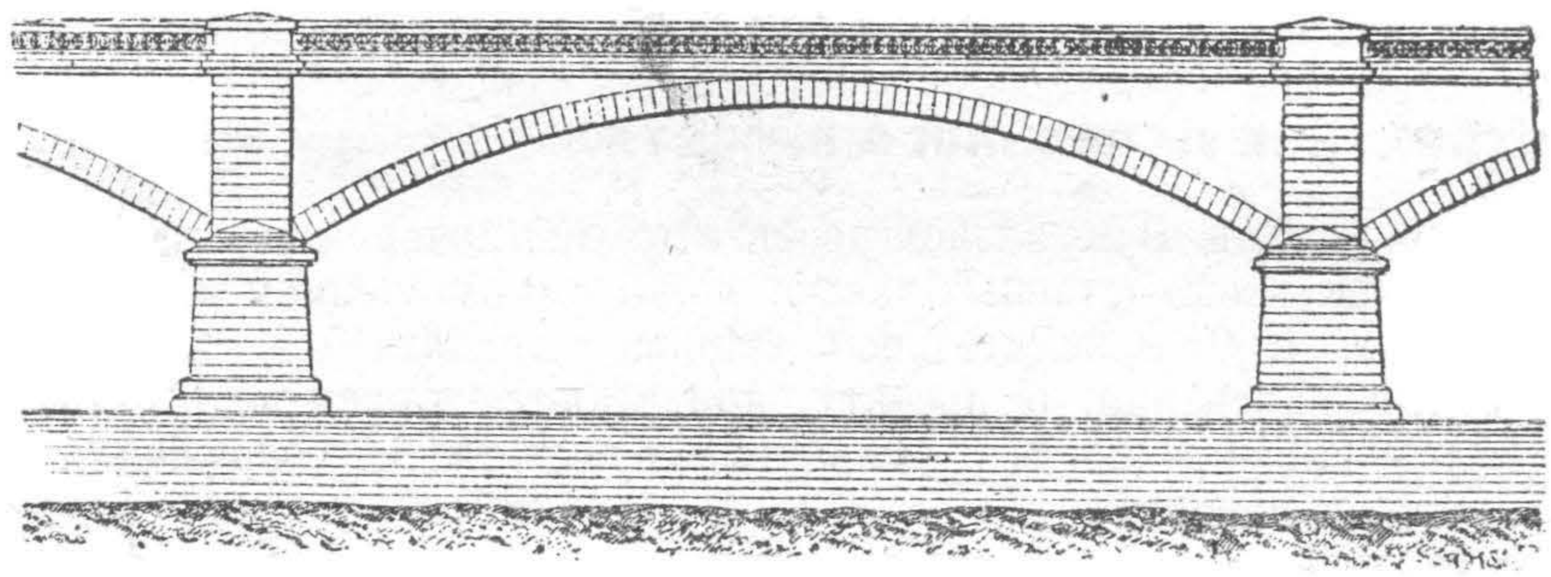
Уметь рассчитывать надо инженеру, понимать игру сил в сооружении надо, но это — не все, и не в этом дело. Дело в творчестве, в соображениях общего характера, в понимании общего положения и всего сооружения и его частей в отношении наи-

НБ УДУНТ (ДИТ)



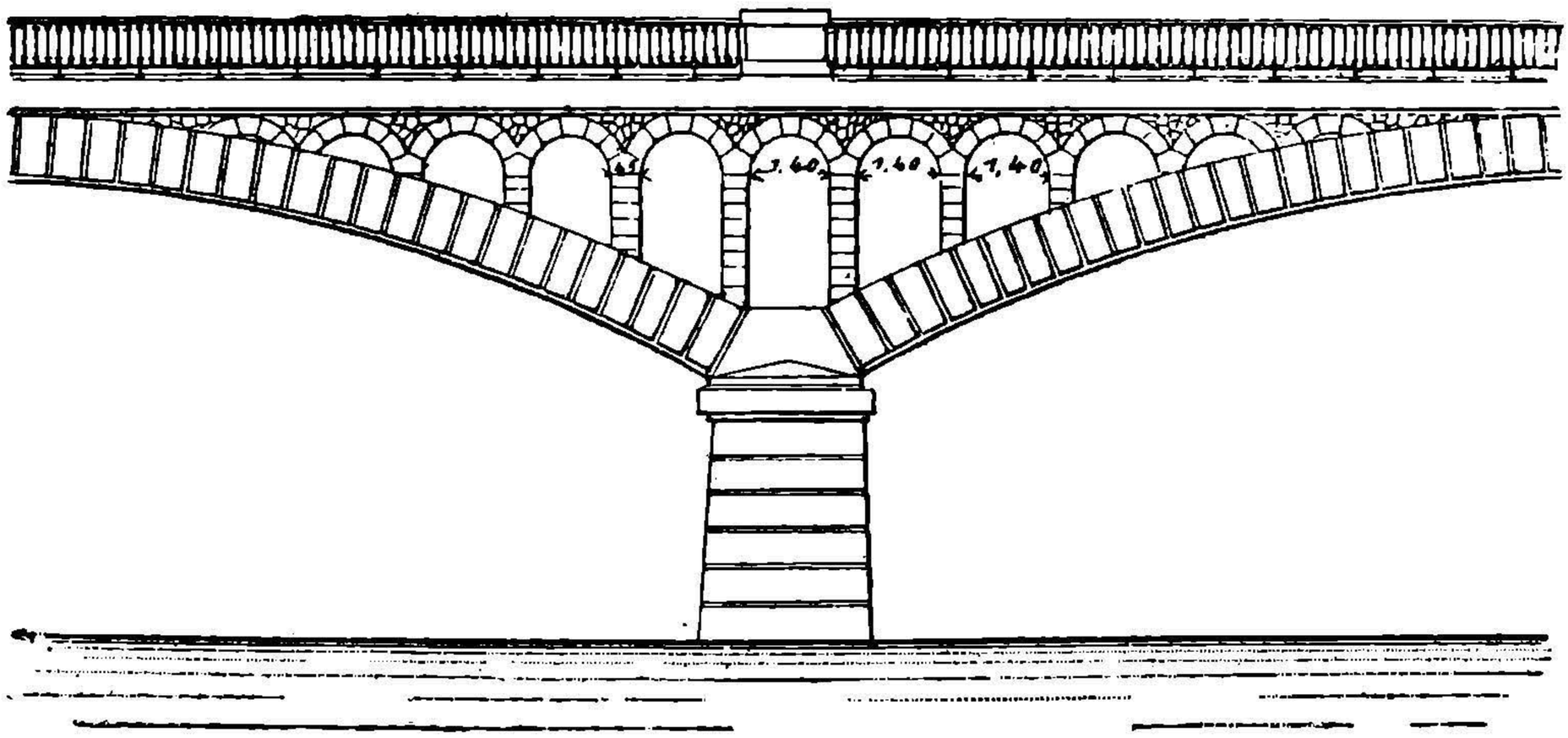
Фиг. 212.

лучшего удовлетворения той потребности, которой сооружение должно отвечать в связи с местными условиями. Уменье рассчитывать, знание статики сооружений даст действиям инженера лишь сознательность, уверенность в успехе результата. Или, иначе, это — великолепный инструмент, которым можно, умеючи, сделать прекрасное сооружение, а не умеючи — нелепое. А взять в руки такой инструмент — еще не значит стать мастером: надо научиться им владеть. А научившись владеть, надо направить его действие в сторону наилучшего и целесообразного решения задачи, что и определяется пониманием общих положений дела до тонкости и работой творчества. Нужно, например, понимать, где можно довести экономию до предела, допускаемого величиной напряжений, а где не следует. Раз-



Фиг. 213.

меры железной части следует задать так, чтобы она получилась наиболее легкой, а напряжение — наивысшим допускаемым; к этому можно почти всегда стремиться.

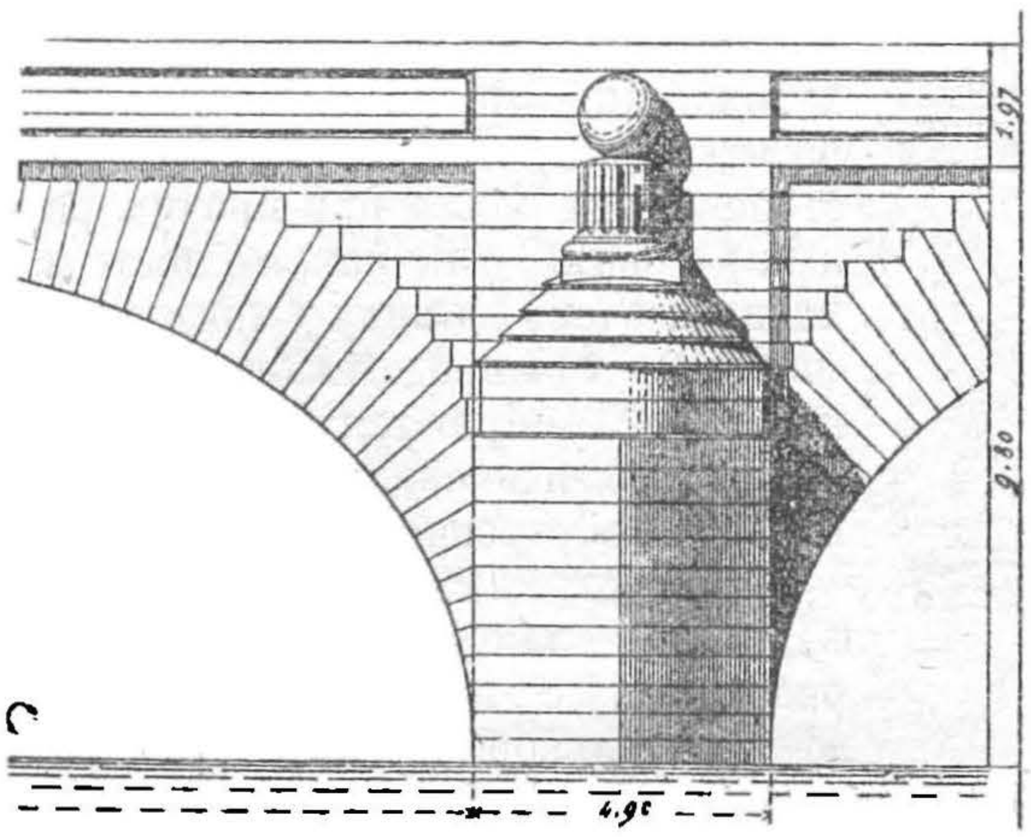


Фиг. 214.

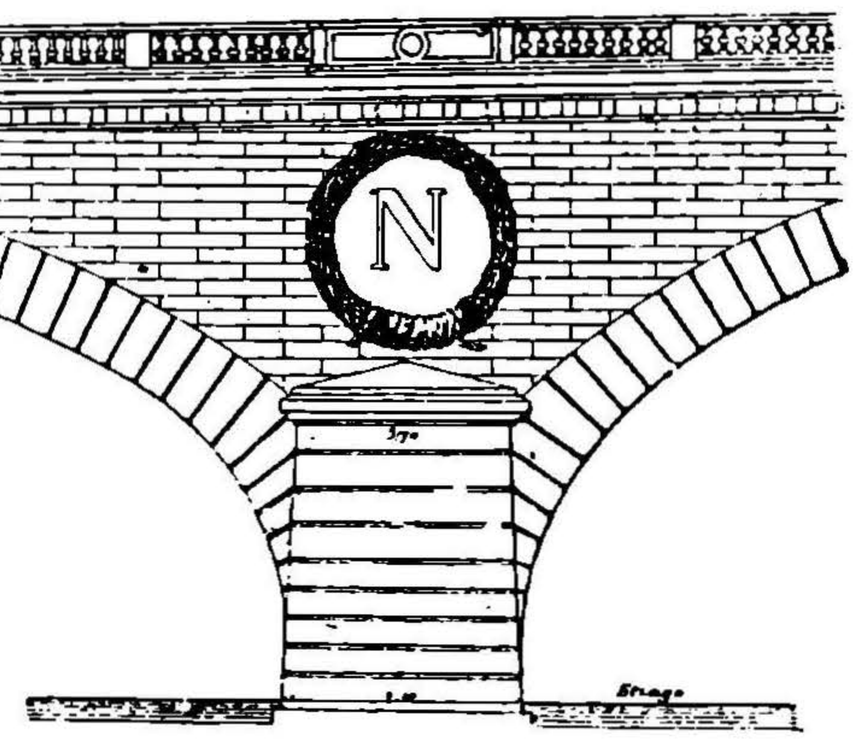
Но было бы ошибкой всегда стремиться к получению наибольшего давления на грунт из за грошовой экономии в кладке фундамента; наоборот, в отношении давления на грунт нужно стремиться к возможно меньшей его величине, так как грунт в боль-

НБ УДУНТ (ДИТ)

шинстве случаев — «темный» материал по своим механическим свойствам, а указываемые в справочниках пределы допускаемых напряжений на него весьма условны. По-



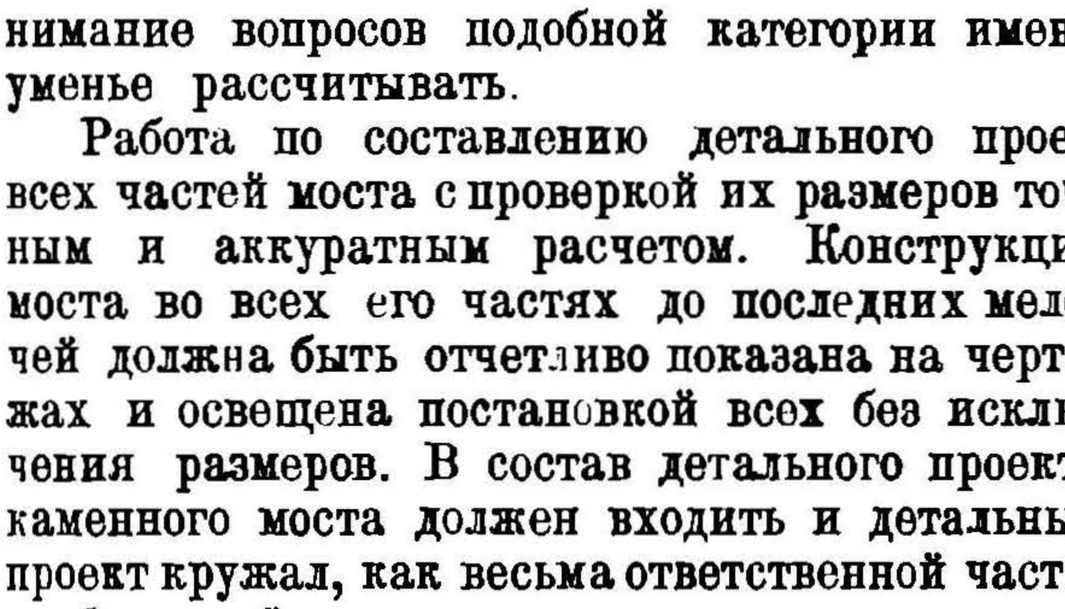
Фиг. 215.



Фиг. 216.

нимание вопросов подобной категории именно и делает человека инженером, а не уменье рассчитывать.

Работа по составлению детального проекта сводится к окончательной проработке всех частей моста с проверкой их размеров точным и аккуратным расчетом. Конструкция моста во всех его частях до последних мелочей должна быть отчетливо показана на чертежах и освещена постановкой всех без исключения размеров. В состав детального проекта каменного моста должен входить и детальный проект кружал, как весьма ответственной части, необходимой для успешного возведения сводов. Необходимо также показать и порядок возведения кладки свода.



Фиг. 217.



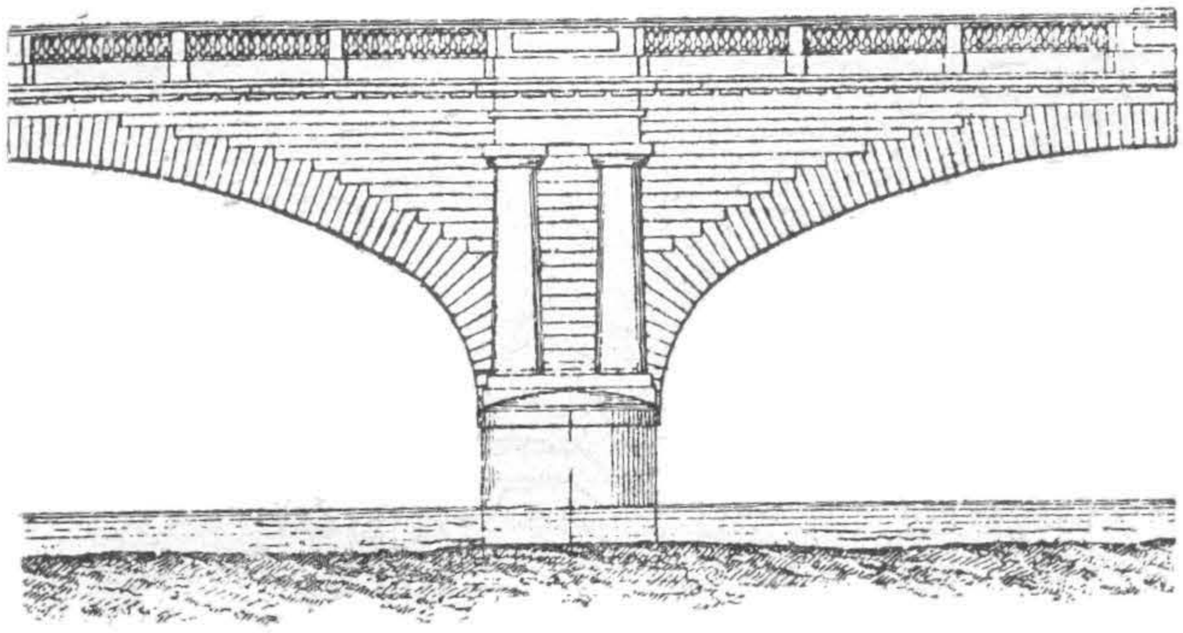
Фиг. 218.

У французов есть прекрасный обычай давать к проекту подробную инструкцию по производству работ. Настолько подробную, что даже малоопытный инженер может, располагая инструкцией, произвести весьма ответственные работы.

Приводим здесь некоторые конструктивные мотивы в качестве материала для разработки некоторых деталей каменного моста.

НБ УДУНТ (ДНТ)

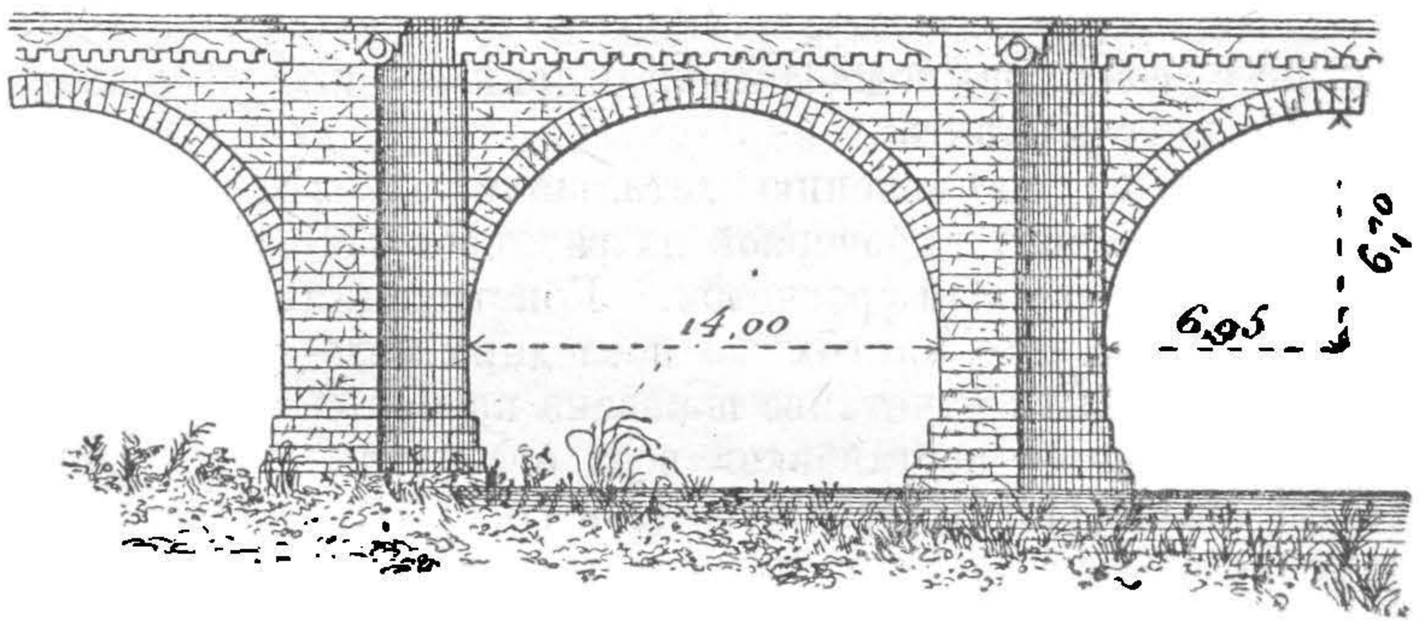
Одной из крупнейших деталей, устанавливаемых еще в стадии эскизной проектировки, представляется обработка быка с верховой и низовой его стороны в связи с примыканием сводов. Это — одно из важнейших мест моста для участия художника; от той или другой обработки зависит в значительной степени вид моста при прочих равных условиях, так как это место находится очень на виду у зрителя. На фиг. 212—214 представлен вид быка, на который опираются резко обрывающиеся пологие своды, при сплошном надсводном строении и при сквозном.



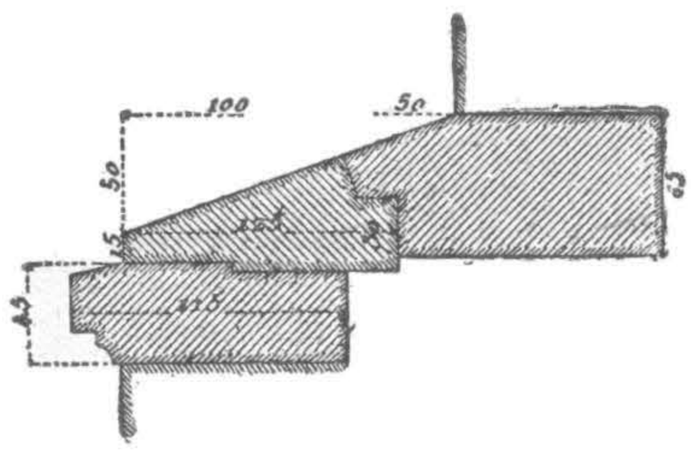
Фиг. 219.

На фиг. 215—220 приведены варианты для сводов коробового очертания с примыканием сводов по касательной к быку. В случае фиг. 218 имеем смешанное положение: свод примыкает по касательной, а щековая поверхность — резким обрывом, что создается устройством «коровьих рогов».

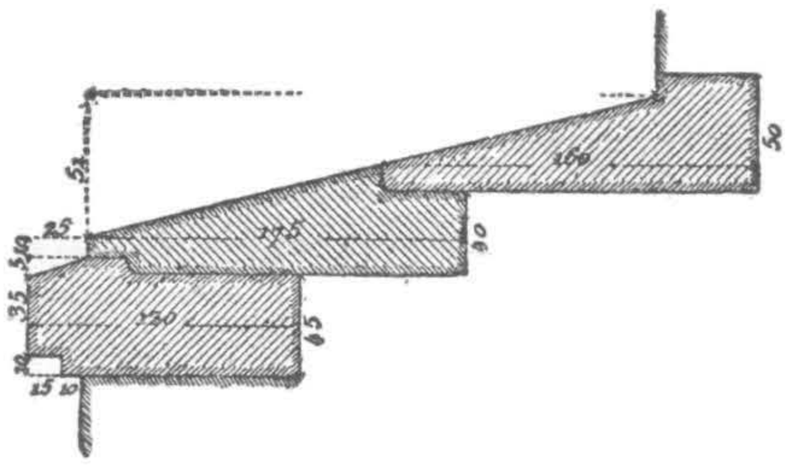
Конструкция прикрытия выступающей части быка, шапка быка, в отношении устройства кладки изображена на фиг. 221—223. Прикрывающие бык камни образуют скат для стока воды и сноса мусора; по общему правилу, у камней устранены непрочные острые углы притуплением их. По породе здесь, конечно, применяется



Фиг. 220.



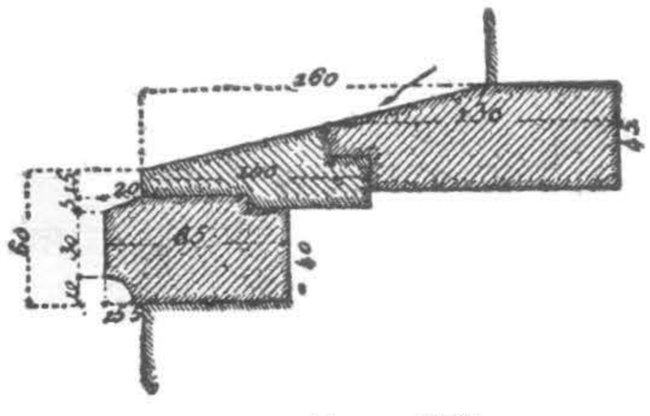
Фиг. 221.



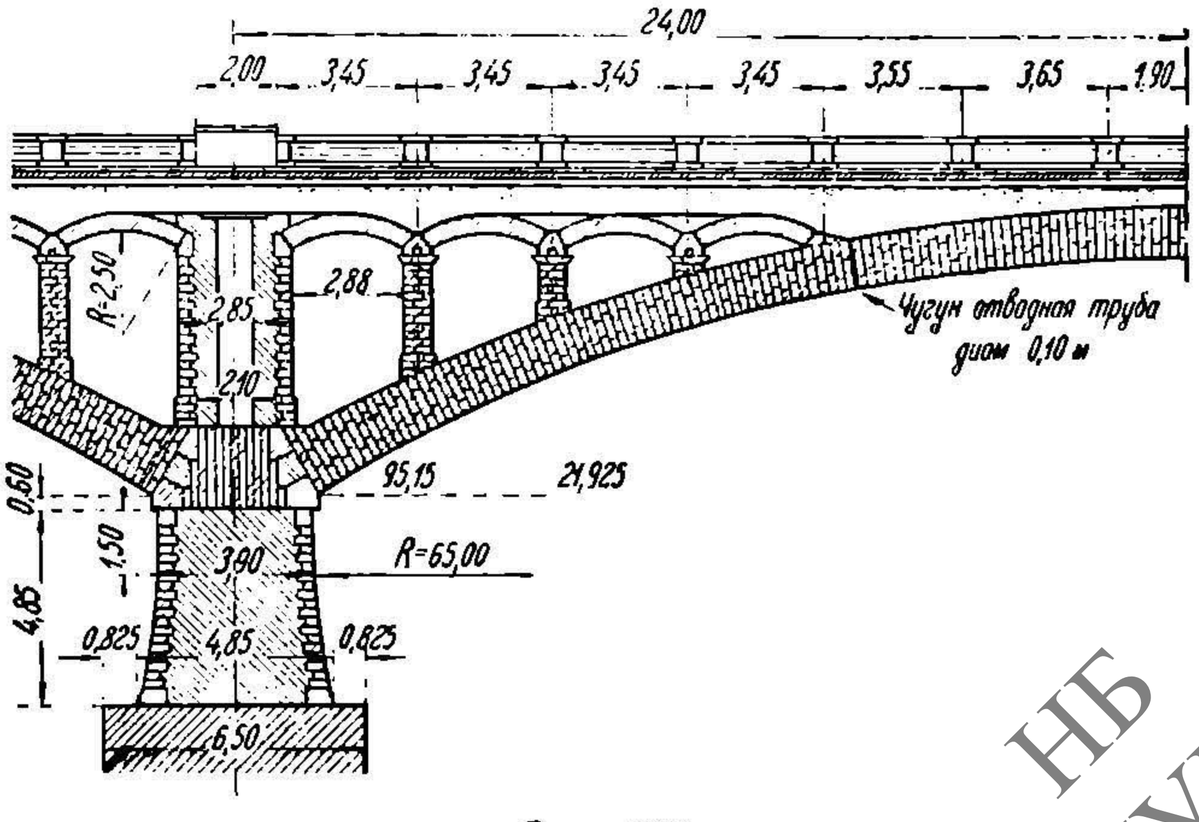
Фиг. 222.

лучший, морозоупорный облицовочный материал.

В продольном (относительно моста) разрезе кладка рассматриваемого места устраивается, как показано на фиг. 219 — 220, в зависимости от наклона пят



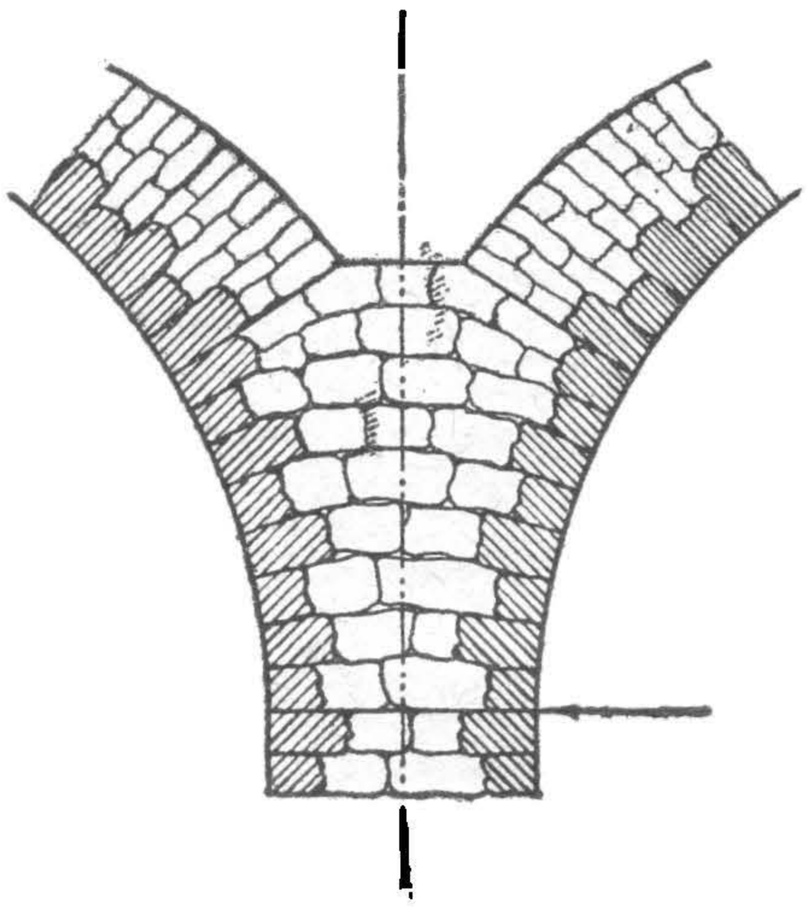
Фиг. 223.



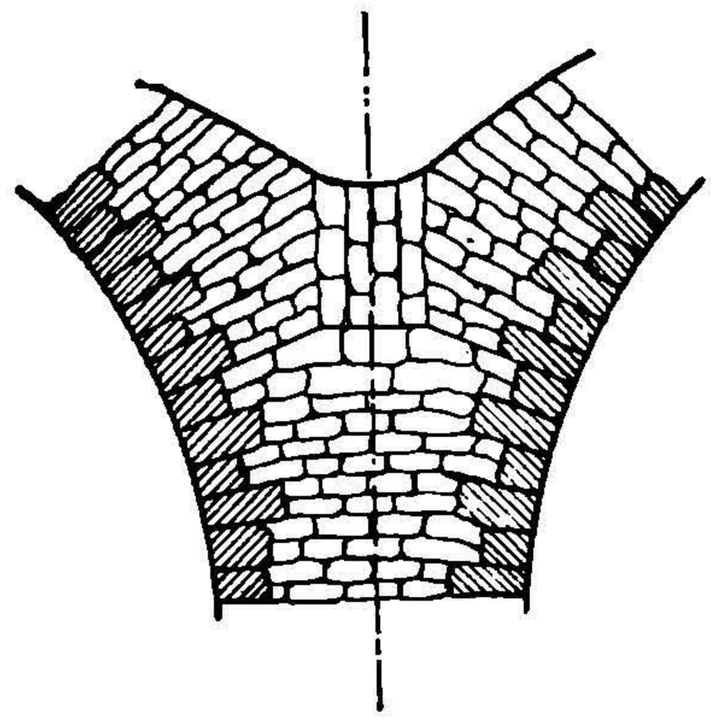
Фиг. 224.

НБ УДУНТ (ДИТ)

сводов. Для пологих сводов с круто расположенными пятами, производящими значительное давление на часть кладки, зажатую между пятами, очень целесообразно расположение рядов в зажатой части быка вертикально (фиг. 224). Тогда эта часть представляет как бы соединительное звено между сводами и образует горизонтальную подошву,



Фиг. 225.



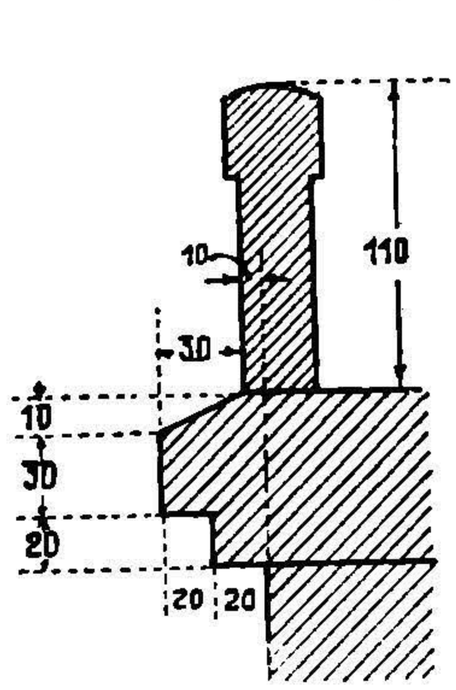
Фиг. 226.

которой два соединенные свода опираются на бык. Вертикальное положение рядов отвечает направлению господствующих здесь сил, горизонтальных распоров.

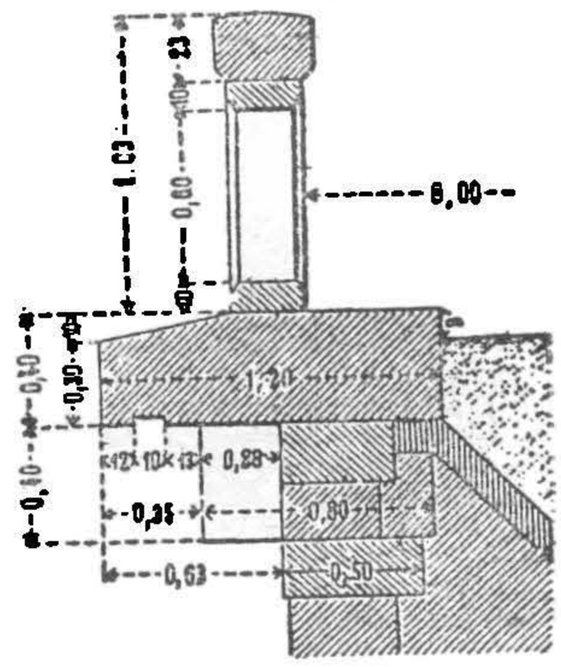
На фиг. 225 кладка головы быка, принимающей давление двух круто спускающихся сводов, более строго



Фиг. 227.



Фиг. 228.

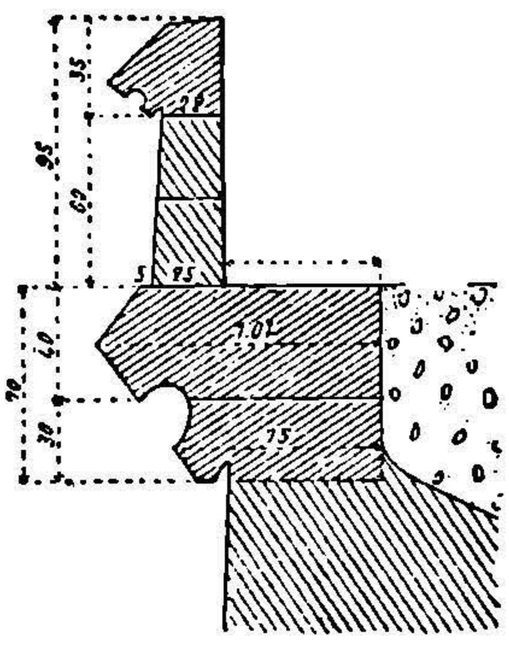


Фиг. 229.

отвечает в отношении расположения рядов правилу, чтобы ряды были нормальны давлению на кладку; ряды получаются двускатными с постепенным понижением скатов до слияния с горизонтальной прямой на уровне центров очертания сводов; облицовка по криволинейной части быка располагается радиально и продолжает облицовку свода внутри пролета.

Прием, представленный на фиг. 226, менее целесообразен, так как фактическая пята свода урезана, что конечно недопустимо; но для малых пролетов при применении бутовой кладки этот вариант еще терпим.

Весьма важной деталью, которую следует окончательно установить в самом же начале разработки детального проекта и до поверки размеров частей моста, является устройство перил или парапета в связи с карнизами. При данной полезной ширине моста, считаемой между перилами в свету, ширина свода и опор, т. е. всего тела моста, определяется окончательно по соотношению между внутренней гранью перил и щековой поверхностью (фиг. 227). Постановка парапета (фиг. 228) вместо легких металлических (железных или чугунных) перил требует часто добавочного уширения тела моста, что стоит очень дорого. Между тем, парапет, особенно сплошной, утяжеляет пролетное строение и сбивает ясный конструктивный силуэт моста. Ставя его,

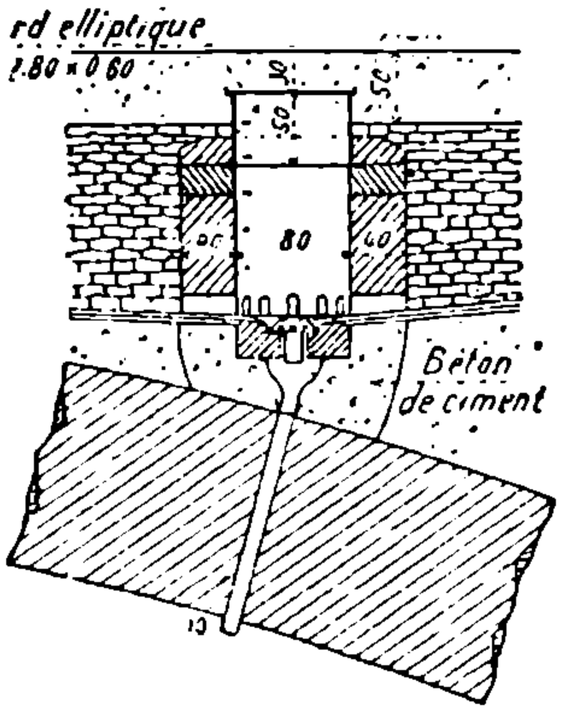


Фиг. 230.

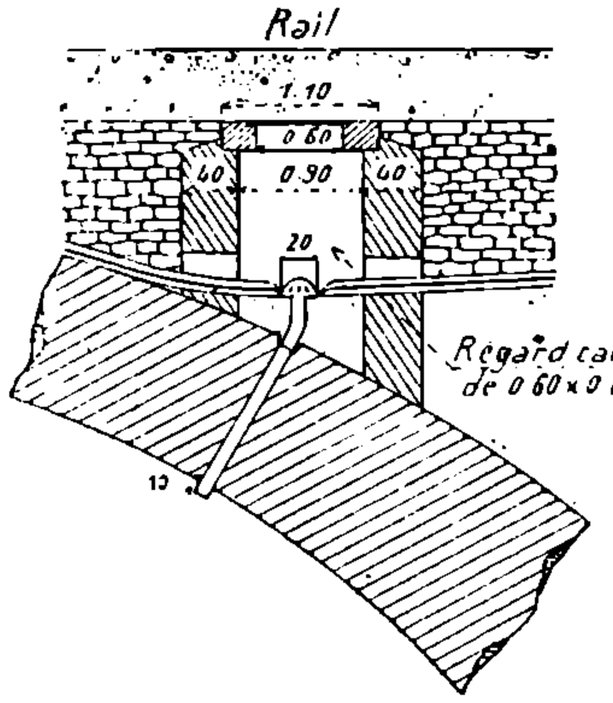
НБ УДУНТ (ДИТ)

стараются все же ширину не увеличивать, располагая его на выносе карниза (фиг. 229, 230); тем не менее, всегда можно сказать, что если на фиг. 229 парапет заменить перилами (фиг. 227), то на ширине тела моста можно сберечь средства. Очень хорошее решение получается часто при смешанном типе перил; легкие металлические перила прерываются отдельными камнями парапета (фиг. 209). (См. также I часть, стр. 412[1].)

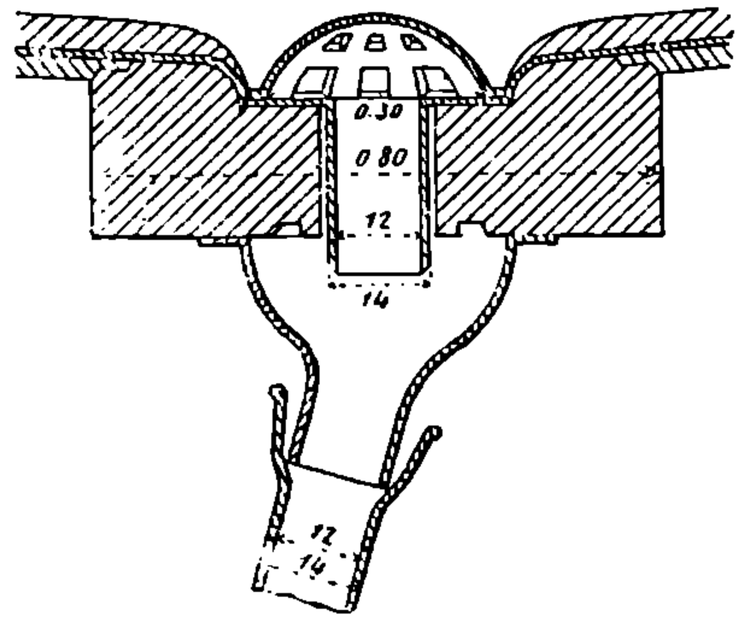
В дополнение к материалам, приведенным в I части курса, стр. 438[1], даем здесь деталь устройства отводной трубки со смотровым колодцем (фиг. 231 — 233).



Фиг. 231.

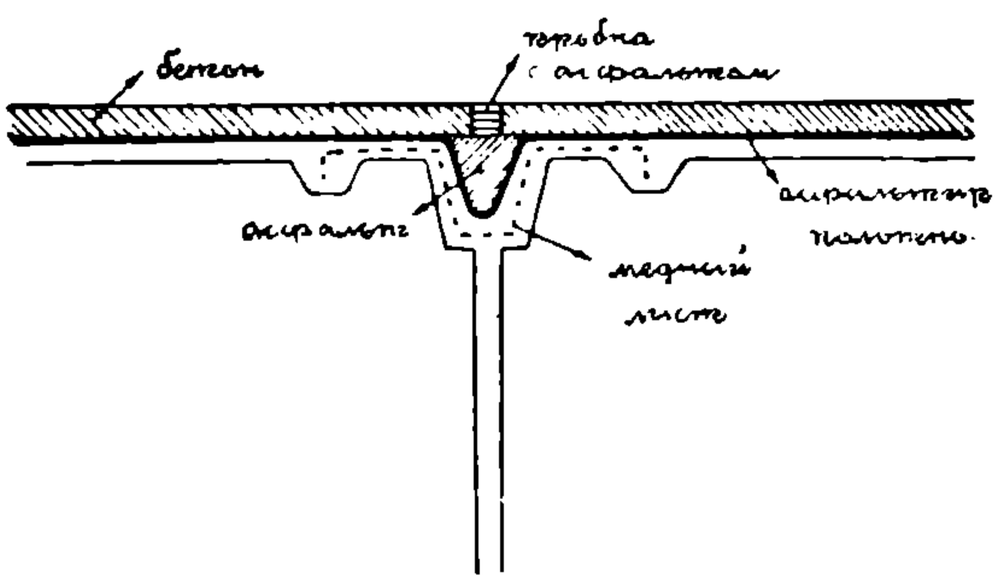


Фиг. 232.

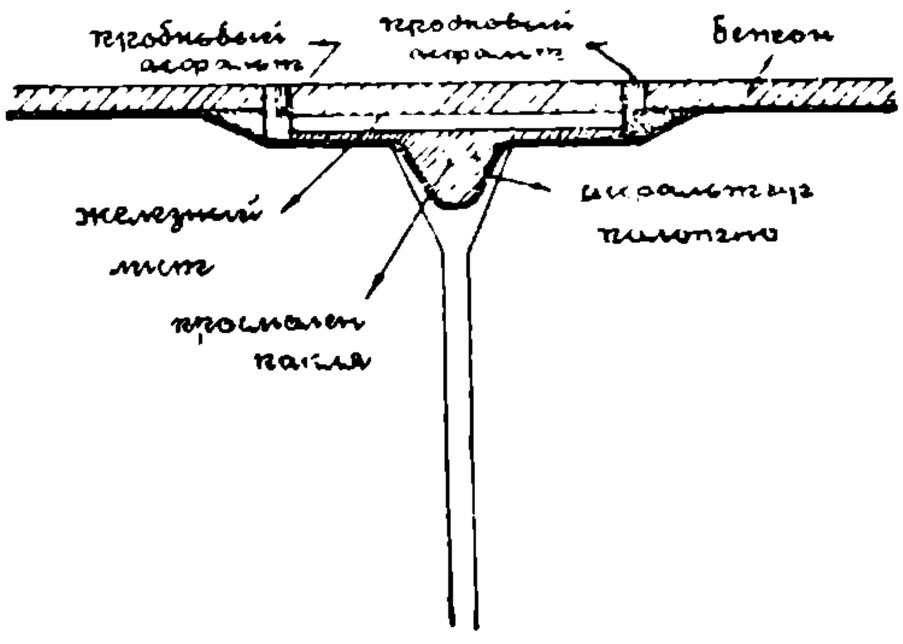


Фиг. 233.

Довольно трудной деталью оказывается перекрытие температурной щели без разрыва изоляционного слоя. На фиг. 234-235 приведены некоторые варианты решения этой задачи. Существо задачи заключается в том, чтобы при изменениях ширины щели изолирующий слой свободно деформировался без разрыва. Перекрытие изоляции в нахлестку — щели, конечно, не достигает, а между тем это — наиболее часто применяемый прием, хотя от него теперь отказываются. Более плодотворна мысль образовать в изолирующем слое складку, которая позволяет без натяжений изоляции менять ширину щели. Складку необходимо освободить от давления полотна. Задача усложняется, если через прикрытую щель должна проходить по изоляции вода; проще, когда шов



Фиг. 234.



Фиг. 235.

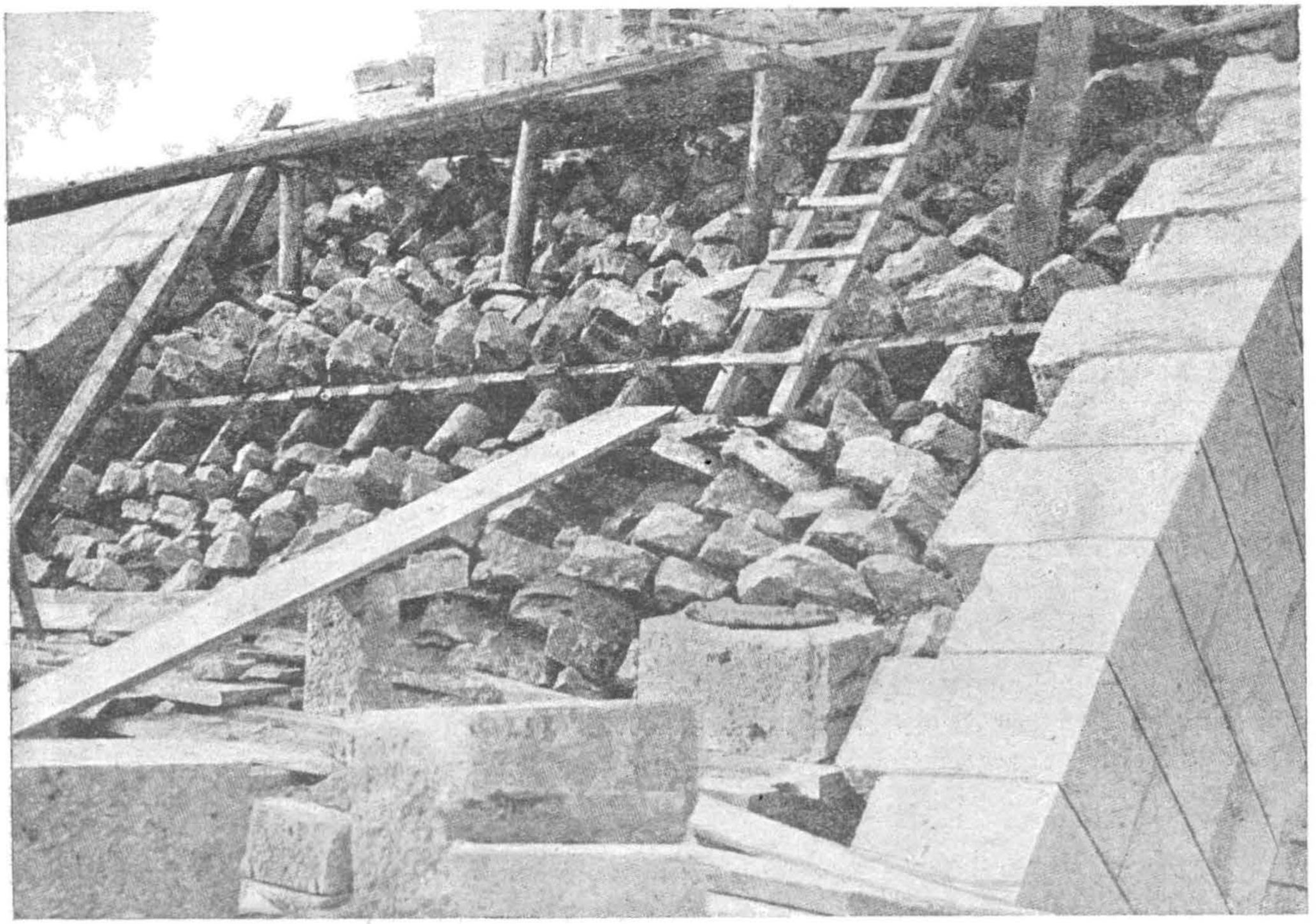
приходится на водоразделе; это надо иметь в виду при назначении скатов для отвода воды; а так как от этого зависит отчасти характер заполнения пазух сводов, то вопрос в общих чертах должен быть выяснен уже в эскизе.

Относительно разрезки кладки свода имеется материал во II главе. Вид кладки свода из постелистого бутового камня приведен на фиг. 236. Свод сравнительно небольшого пролета, и такая разница в кладке тела свода и облицовки еще допустима. В серьезных случаях толщина облицовки и камней тела свода должна быть одинакова; чем больше пролет и меньше стрелка, тем однородность кладки свода должна быть строже проведена.

В большинстве случаев при устройстве перевязки швов в кладке свода эта перевязка достигается рядами: камни отдного ряда вдоль образующей свода одной высоты, следующего ряда — тоже одной, большей или меньшей (фиг. 232); свод при кладке первых колец получает вид зубчатого колеса. Но есть случаи применения перевязки от

[1] Наш «Курс мостов», ч. I, Мосты малых пролетов, 5 изд. 1931 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 236.

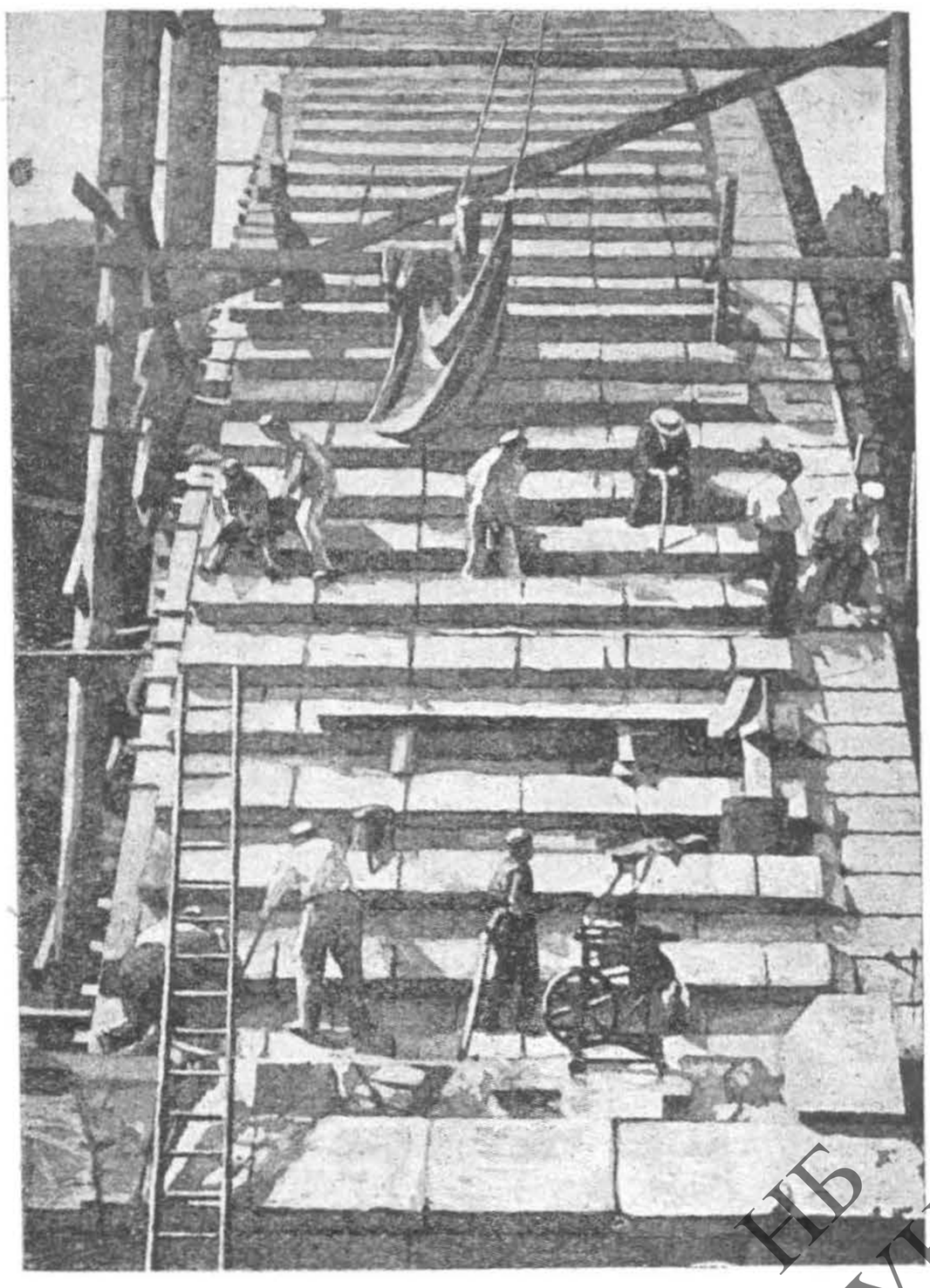
камня к камню, в шахмат (фиг. 233). Первый прием—более простой и достаточно сильный.

39. Замечания о расчетах. Приведем здесь некоторые указания из проекта Технических Условий по проектированию и сооружению каменных мостов НКПС 1931. В них резюмируются соображения, разделяемые автором, и опыт по интересующим нас вопросам.

Для сводов пролетом меньше 15 *м*, толщина и очертание которых выбраны по правилам, указанным выше (стр. 126), разрешается никакой поверки напряжений в своде не производить.

При сплошном надсводном строении постоянная и временная нагрузка принимается равномерно распределенной по ширине свода. При устройстве продольных пустот со стенками, идущими вдоль оси моста, нагрузка также считается равномерно распределяющейся по ширине свода. При устройстве поперечных проемов (надсводных эстакад) нагрузка распределяется по ширине свода равномерно, а вдоль свода — или сосредоточенно в местах расположения надсводных бычков, или равномерно по всему надсводному объему.

В сводах пролета больше 15 *м*, напряжения от постоянной нагрузки определяются для всех сечений, проводимых для расчета при разбивке свода на клинья. Число клиньев достаточно брать 6 или 8.



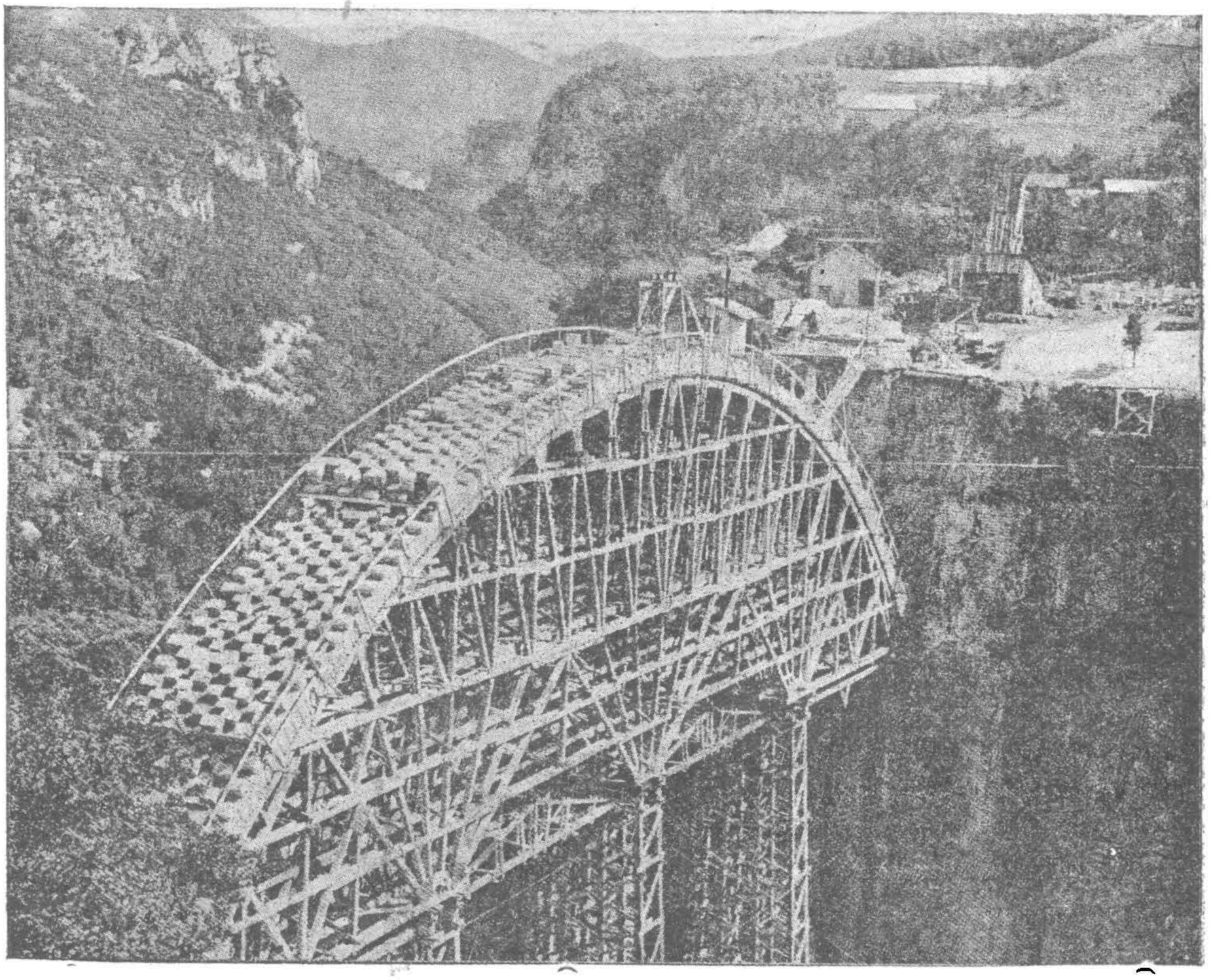
Фиг. 237.

НБ УДУНТ (ДГТ)

Напряжения от временной нагрузки разрешается, за исключением указанных ниже случаев, определять лишь при двух загружениях: загружении всего пролета, с расположением наиболее тяжелых грузов вблизи середины пролета, и загружении полупролета с расположением наиболее тяжелых грузов вблизи четверти пролета. Временная нагрузка по ее размещении может быть распределена равномерно. Напряжения определяются для замка и смежного с замком сечения, для пят и тех сечений, для которых кривая давления от постоянной нагрузки наиболее отходит от оси свода.

Для сводов пролета свыше 25 *м*, при стреле подъема меньше $^1/_4$, и для сводов пролета свыше 40 *м*, при всяких подъемах, напряжения от временной нагрузки определяются по линиям влияния для моментов и нормальных сил или для ядровых моментов. Напряжения поверяются в замке, пятах и сечениях, ближайших к ним.

При нахождении статически неопределимых величин влиянием радиуса кривизны и поперечных (скалывающих) сил можно пренебречь. Влиянием нормальной силы



Фиг. 238.

можно пренебрегать при поверке сводов крутых (больше $^1/_3$) и тонких, т. е. при значительных пролетах.

При определении напряжений от колебаний температуры можно принимать:

модуль упругости для каменной кладки	60000	*кг/см²*
« « « кирпичной кадки	28000	«
« « « бетона	210000	«
коэффициент расширения для каменной кладки	0,000008	
« « « бетона	0,00012	

Узкие и высокие своды (например железнодорожных мостов), при пролетах более 30 *м*, поверяются на давление ветра в отношении возникающих при этом напряжений в пятах. По приближенному способу эти напряжения определяются как сумма двух напряжений: одного, как для балки с заделанными концами с пролетом, равным длине осевой линии свода, равномерно нагруженной давлением ветра по всему пролету; другого, получаемого как для балки, заделанной одним концом, длиною равной стрелке свода и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой от давления ветра на половину пролетного строения и сосредоточенной силой на конце от действия ветра на половину подвижной нагрузки.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

В бетонных сводах, особенно в пологих, необходимо считаться с усадкой бетона, т. е. с его сокращением при твердении. Явление протекает медленно, до 3 — 4 лет. По наблюдениям над деформацией бетонных сводов Фрейсине определяет ее размер от 0,0001 до 0,0008 длины свода. При сооружении мостов он учитывал 0,0004.

По нашим нормам усадка бетона приравнивается понижению температуры на 10 — 15° С в зависимости от условий бетонирования и качеств бетона. При особых условиях эта норма может быть понижена.

Методы расчета свода изложены, между прочим, в нашем «Курсе железобетонных мостов», на стр. 437 и след. по 5 изданию 1931 г. Численный пример приведен в нашем «Курсе мостов», ч. I, стр. 546 и след. по 5 изд. 1931 г. при определенном загружении. Определение линий влияния, учет сил торможения, давления ветра приведены в упомянутом «Курсе железобетонных мостов» стр. 388, 403, 404.

В труде проф. Тимошенко «Calcul des arcs élastiques» 1931 г. произведено подробное исследование сводов различного очертания в отношении точности различных упрощений, допускаемых в формулах расчета, а также в отношении положения кривой давления от постоянной нагрузки, в отношении влияния на результаты пологости свода и его толщины, и т. д.

Приведем здесь некоторые выводы; часть их не нова.

1) Точка C — центр статически неопределимых сил, в пологих сводах мало перемещается с переходом от однообразной толщины свода к толщине, увеличивающейся к пятам; в более крутых точка C подымается с увеличением толщины к пяте.

2) Назовем первым приближением расчета, когда в учет берется только действие моментов в арке на ее деформации; если же учитывать и действие нормальных сил на длину оси арки, то это будет вторым приближением; если к этому принимается еще во внимание действие поперечных сил, это будем считать третьим приближением и, наконец, точное решение, когда учитывается и влияние радиуса кривизны арки.

Распор от изменений температуры для возвышенных арок ($f/l = \frac{1}{2}$ до $^1/_4$) при толщине свода $^1/_{20} - ^1/_{30}$ радиуса очертания (т. е. тонкие своды) определяется довольно точно уже по первому приближению, ошибка $1 - 2\%$.

Для пологих и толстых первое приближение совершенно не годится (ошибка $30 - 100\%$); второе приближение для толщин $^1/_{20}\ r$ и меньше дает хорошие результаты (неточность до 5% при пологости $^1/_{12}$), а для толщин $^1/_{10}\ r$ неточность доходит до 10%.

3) Напряжения от изменений температуры тем больше, чем свод положе и чем он толще, чем больше коэффициент упругости и чем больше коэффициент линейного расширения. Для бетонного свода напряжения в 10 раз больше, чем для кирпичного тех же размеров, так как коэффициенты упругости и линейного расширения для кирпичной кладки меньше, чем для бетона. На величину напряжений очертание оси свода мало влияет; почти все определяется стрелкой и толщиной свода.

4) При нагрузке свода той нагрузкой, которая дает веревочную кривую, совпадающую с осью свода, — например, для параболической оси это будет равномерно распыленная нагрузка, для кругового очертания это будет нагрузка $q = \frac{q_0}{\cos^3 \varphi}$; для очертания по катеноиду это будет постоянная нагрузка с горизонтальным ограничением, — для всех таких нагрузок проще всего определять напряжение в своде, исходя из распора свода в предположении трех шарниров. Этот распор обозначим через H_0. В бесшарнирном своде возникает некоторая поправка к распору H_0 в виде отрицательной добавки H' (редко положительной). Исследование показывает, что $\frac{H'}{H}$ очень быстро уменьшается с уменьшением толщины и с увеличением стрелки. Это можно видеть из таблицы 19.

Точно так же уменьшаются и смещения δ и δ_1 кривой давления в замке и в пяте от оси свода. Для пологих сводов $^1/_{12}$ получаются растягивающие напряжения в замке и тем больше, чем толще свод, а в пяте и при пологости $^1/_8$. Переменная толщина свода мало на это влияет.

Напряжение от такой (постоянной) нагрузки надо определять по второму приближению по крайней мере.

По таблице 19 можно получить значения поправок H' к распору, отклонения кривой давления δ и δ_1 в замке и в пяте для постоянной нагрузки сводов, очерченных по

НБ УДУНТ (ДПТ)

кривой давления или близко к ней, а также величины m и m_3 (первое приближение и третье) для определения распора от колебаний температуры по формуле

$$H_t = \frac{EI_0 at}{l^2} m_3.$$

Таблица 19 может принести большую пользу при выборе формы свода, т. е. стрелки, толщины. Катеноид взят для приведенной нагрузки над сводом в замке $a = \frac{1}{12} l$.

5) Применение для ординат линий влияния простых формул, выведенных для параболического свода, дает хорошие результаты для сводов подъемистых $^1/_2$, $^1/_4$ и тонких; для пологих и толстых — ошибка большая (20 — 50%).

6) Применение формулы Симпсона для приближенного интегрирования дает очень хорошие результаты. При этом совершенно достаточно делить полусвод на 6 или 8 клиньев.

7) Если ось свода очертить не по веревочной кривой для данной нагрузки (например, постоянной), а взять ее несколько выше веревочной кривой, то кривая давления расположится выше, чем она расположилась бы при совпадении оси свода с веревочной кривой (кривой давления). Это перемещение тем больше, чем тоньше свод и чем больше разница между веревочной кривой и осью свода.

Таким образом эксцентрицитет в пяте уменьшается, а в замке увеличивается, но в меньшем размере. Для подъемистых сводов момент в пяте может переменить знак на положительный (центр давления выше центра пяты), т.е. кривая давления пересечет ось в двух точках на протяжении половины свода.

Этим можно пользоваться для выравнения напряжений в пяте, что мы и видим в поправке Кеглера (n° 33).

8) Смещение кривой давления относительно оси свода при его раскружаливании (действие постоянной нагрузки) почти не зависит от очертания оси свода; для суждения об его величине можно пользоваться данными таблицы 19.

9) Так как при расчетах вводятся не точные значения веса и модуля упругости материала, принимаются приближенные законы распределения нагрузки, то нет особого смысла добиваться большой точности в расчетах, вычисления достаточно вести с 4 десятичными знаками. Линии влияния можно взять как для параболического свода. Нельзя только пользоваться линиями влияния для моментов при загружении всего пролета, так как результат получается в виде разности, на которой ввиду ее малости неточность сильно сказывается.

В отношении расчета опор, к тому что сказано в I части курса, здесь следует отметить, что при глубоком заложении оснований при помощи опускных колодцев или кессонов поверка напряжений по формуле неравномерного сжатия делается лишь для сечения, совпадающего с уровнем дна реки (после размыва, если таковой предусматривается расчетом отверстия). Давление на подошву основания определяется в предположении равномерного распределения вертикальных слагающих, если нужно заложить, считая от дна, не меньше двойной толщины быка.

По Т. Усл. НКПС 1925 г. поверка устойчивости опор моста на скольжение производится при коэффициенте запаса не менее 1,5 для скольжения по кладке и 1,75 для скольжения по грунту; коэффициент трения кладки по кладке принимается равным 0,7, кладки по грунту 0,4. Учет влияния вытесненной воды при расчете устойчивости опор не обязателен. (По «Единым нормам СТО» коэффициент устойчивости на сдвиг требуется от 1,3 до 1,5 в зависимости от назначения сооружения.)

Что касается давления насыпи на устой, то при наличии временной нагрузки на призме обрушения по тем же Т. Усл. надлежит учитывать «разжижение» давления от временной нагрузки с увеличением глубины расположения площадки.[1] «Технические Условия» 1925 г. предлагают определять в таком случае давление земли и его момент по формулам:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma H (H + 2h_1) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/_2);$$

[1] Вывод соответственных формул см. наш «Курс мостов», ч. I, стр. 636 по 5 изданию. Впервые вывод дан в первых изданиях 1916, 1923 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 19 — **Тимошенки** — Для сводов, очерченных по кривой давления от постоянной нагрузки.— Круговой свод постоянной толщины h; переменная толщина мало влияет.

$\frac{f}{l}$	$\frac{h}{l}$	По кругу $q = q_0 : \cos^8 \varphi$			Парабола $F = F_0 : \cos \varphi$ h_0 — в замке				Катеноид h_0 — толщина в замке			
		$\frac{H'}{H_0}$	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\delta_1}{h}$	m	$\frac{H'}{H_0}$	$\frac{\delta}{h_0}$	$\frac{\delta_1 \cos \varphi}{h_0}$	m_3	$\frac{H'}{H_0}$	$\frac{\delta}{h_0}$	$\frac{\delta_1 \cos \varphi}{h_0}$
1/12	1/6	0,758	0,494	0,761	327,2	0,757	0,494	0,729	329	0,763	0,447	0,723
	1/12	0,479	0,291	0,532	832,5	0,482	0,296	0,521	846	0,492	0,284	0,531
	1/18	0,297	0,201	0,384	1.166	0,300	0,205	0,378	1.200	0,309	0,199	0,389
	1/24	—	—	—	1.356	0,196	0,156	0,292	—	—	—	—
1/10	1/8	—	—	—	444	0,578	0,341	0,546	—	—	—	—
	1/16	—	—	—	846	0,275	0,190	0,342	—	—	—	—
	1/24	—	—	—	1.016	0,147	0,124	0,239	—	—	—	—
1/8	1/9	0,416	0,252	0,408	416	0,427	0,254	0,408	433	0,451	0,243	0,412
	1/18	0,161	0,136	0,242	655	0,169	0,139	0,244	705	0,183	0,137	0,250
	1/27	0,080	0,092	0,167	734	0,084	0,094	0,169	797	0,092	0,094	0,179
1/6	1/12	0,194	0,146	0,234	366	0,212	0,152	0,246	403	0,238	0,150	0,249
	1/24	0,059	0,076	0,129	455	0,066	0,080	0,137	514	0,076	0,081	0,142
	1/36	0,027	0,052	0,088	477	0,031	0,054	0,093	542	0,036	0,055	0,098
1/4	1/16	0,051	0,066	0,089	238	0,077	0,081	0,122	292	0,100	0,084	0,121
	1/32	0,013	0,034	0,046	258	0,021	0,042	0,064	325	0,028	0,044	0,065
	1/48	0,006	0,023	0,031	263	0,010	0,028	0,043	332	0,013	0,030	0,044
1/2	1/20	—	—	—	116	0,024	0,033	0,042	186	0,044	0,044	0,039
	1/40	—	—	—	120	0,006	0,017	0,022	196	0,012	0,023	0,021
	1/60	—	—	—	121	0,003	0,011	0,015	198	0,005	0,015	0,014

$$M_1 = \frac{1}{6} \gamma H^2 (H + 3h_2) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2),$$

H — высота насыпи до рассматриваемого сечения;
γ — вес единицы объема грунта;
φ — угол естественного откоса;
$h_1 = \alpha h$; $h_2 = \beta h$, где α и β берутся из таблицы (20);
$h = \frac{Q}{\alpha \gamma l}$ — высота столба земли, эквивалентного по весу давлению подвижной нагрузки, расположенной на длине всей призмы обрушения, соответствующей высоте H и равномерно распределенной на уровне подошвы шпал;
Q — полный вес подвижной нагрузки;
a — длина шпалы;
l — длина призмы обрушения.
Плечо силы E_1 определяется из выражения $e_1 = M_1 : E_1$.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 20. — Коэффициенты для давления засыпки на устой.

H	α	β	H	α	β	H	α	β	H	α	
2	0,75	0,81	8	0,46	0,57	14	0,35	0,45	20	0,29	0,38
3	0,67	0,75	9	0,44	0,54	15	0,34	0,44	21	0,28	0,37
4	0,61	0,70	10	0,42	0,52	16	0,33	0,43	22	0,27	0,36
5	0,57	0,66	11	0,40	0,50	17	0,32	0,41	23	0,26	0,36
6	0,53	0,63	12	0,38	0,48	18	0,31	0,40	24	0,26	0,35
7	0,49	0,60	13	0,37	0,47	19	0,30	0,39	25	0,25	0,34

40. Регулирование напряжений при помощи раскружаливания домкратами. В настоящее время способ раскружаливания при помощи домкратов, закладываемых в замке, дает возможность приложить в замке добавочный внешний момент и добавочный распор того или иного знака. Этим путем можно привести для раскружаливаемого свода моменты в замке и в пяте к нулю, а можно наперед в замке и в пятах вызвать желательные добавочные напряжения, которые парализуют растягивающие напряжения, если они возникают при обычном способе раскружаливания, или выравнять наибольшие напряжения верхнего и нижнего волокон.

Для объяснения производящихся при этом операций в качестве примера возьмем один из сводов моста через р. Тверцу в г. Твери. Свод имеет пролет 27,93 *м*, стрелку 3,48 *м*, толщину в замке 1,0 *м*, в пятах 1,2 *м*.

Расчет свода как упругого тела при обычных условиях его работы дает напряжения в *кг* на $см^2$, приведенные в нижеследующей таблице в первых семи колонках.

Таблица 21.

Название сечений		Вес свода	Вес надсводной части		Врем. нагрузка.	Изменен. температ.		Наибольш. и наименьш.		Поправка.	Исправлен. напряжен.	
						Пов.	Пон.	Наиб.	Наим.		Наиб.	Наим.
Замок	верх.	8,38	7,20	14,89	2,74	—0,22	—3,42	3,42	29,43	19,63	— 3,3	25,0	15,2
	нижн.	6,26		7,29	—1,00	1,48	4,85	—4,85	19,88	7,70	5,0	25,8	19,5
Сечен. 5	верх.	5,15		8,90	—2,00	0,9	1,78	—1,78	16,73	10,27	3,0	19,8	13,3
	нижн.	9,56		12,29	4,64	—0,5	—0,51	0,51	27,00	20,84	— 1,4	25,6	19,4
Пята	верх.	10,78	6,91	0,75	—2,68	4,08	8,43	—8,43	24,04	0,42	10,4	30,6	7,0
	нижн.	3,05		22,02	3,84	—2,41	—7,07	7,07	35,98	15,59	— 9,2	30,6	10,2

Замечаем, что свод работает неравномерно. В замке верхнее волокно напрягается до 29,43, в то время как нижнее до 19,88 *кг/см²*; в пяте соответственно 24,04 и 35,98. При помощи домкратов можно уравнять эти напряжения.

Раскружаливанию при помощи домкратов подлежит голый свод. Вычисления для него на ширину 1 *м*, как для упругого тела, показывают, что при обычных условиях в замке будет момент $M'_0 = -0{,}734$ $м^3$. *м* (обратно часовой стрелке) и распор 30,48 $м^3$. Уничтожим момент, приложив при помощи домкратов момент $+0{,}734$. Тогда в пяте, где был момент (—3,873), останется момент — 3,139 $м^3$. *м*. Уничтожим и этот момент, убавив в замке распор на $\Delta H = \frac{3{,}139}{3{,}48} = 0{,}902$ $м^3$.

Свод после этого как бы обращается в трехшарнирный, а распор при этом будет $0{,}90 - 30{,}48 = -29{,}58$ $м^3$ (по правилу знаков распор, направленный внутрь отсеченного полусвода, отрицателен).

Эта величина распора как раз и получается, если разделить момент веса полусвода относительно центра пяты на стрелку свода (102,93 : 3,48 = 29,58). В тоннах распор будет 71,0 *т*.

При этом положении вещей в замке будет давление равномерное и равно 7,20, а в пяте 6,91 *кг/см²*, что и указано в первой колонке таблички.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Регулированию подлежат напряжения от действия надсводного строения, подвижной нагрузки и колебаний температуры.

Для замка они дают напряжения верхн. вол. 21,05, нижн. 13,62; амплитуда колебания 7,43 *кг/см²*; нужна поправка на $\pm 3{,}72$ *кг/см²*.

Точно так же для пяты имеем 32,93 и 13,26, амплитуда 19,67; нужна поправка $\pm 9{,}83$ *кг/см²*.

В замке надо вызвать положительный момент ΔM_0, который давал бы напряжения $\pm 3{,}72$ *кг/см²*.

$$\Delta M_0 = \frac{\sigma e^2 \cdot 100}{6} = \frac{3{,}72 \cdot 100^2}{6} = 620\,000 \text{ кг см} = 6{,}2 \text{ т м}.$$

Чтобы вызвать такой момент, надо распор 71,0 *т* перенести вниз от центра сечения на $6{,}2 : 71{,}0 = 0{,}087$ *м*.

Чтобы вызвать в пяте напряжения $\pm 9{,}83$ *кг/см²*, надо развить здесь момент

$$-\Delta M_n = -\frac{9{,}83 \cdot 100 \cdot 120^2}{6} = -2\,359\,200 \text{ кг см} = -23{,}59 \text{ т м}.$$

Кроме того, здесь нужно покрыть и действие положительного момента ΔM_0, приложенного в замке и равного 6,2 *т м*. Всего надо вызвать момент $\Delta M_n = -23{,}59 - -6{,}2 = -29{,}8$ *т м*, для чего следует увеличить распор на

$$\Delta H = 29{,}8 : (3{,}48 - 0{,}087) = 8{,}79 \text{ т}.$$

Распор таким образом теперь будет $71{,}0 + 8{,}8 + 8{,}8 + 79{,}8$ *т*, и приложен он на 8,7 *см* ниже замкового сечения.

В замке это дает добавочные напряжения

$$\Delta\sigma = \frac{8{,}79}{1{,}0} \pm \frac{79{,}8 \cdot 0{,}087 \cdot 6}{1^3} = 8{,}79 \pm 41{,}42 \text{ т/м}^2$$

или max $\Delta\sigma = +5{,}0$ *кг/см²*; min $\Delta\sigma = -3{,}3$ *кг/см²*.

В пяте $N = 8{,}79 \cdot 0{,}867 = 7{,}57$ *т*. $M = 23{,}59$ *т м*.

$$\Delta\sigma = \frac{7{,}57}{1{,}2} \pm \frac{23{,}6 \cdot 6}{1{,}2^2} = 6{,}3 \pm 98{,}3 \text{ т/м}^2,$$

т. е. max $\Delta\sigma = 10{,}4$ *кг/см²*; min $\Delta\sigma = -1{,}42$ *кг/см²*.

Для сечения 5 находим max $\Delta\sigma = 3{,}02$ и min $\Delta\sigma = -1{,}42$ *кг/см²*.

Эти поправки внесены в таблицу. Приняв их во внимание, получаем исправленные напряжения: в замке 25,0 и 25,8 — почти одинаковые, а в пяте одинаковые 30,6 *кг/см²*. Замечаем, что наибольшее напряжение до регулировки было 36, а теперь 30,6, почти на 20% ниже. Для больших пролетов понижение еще чувствительней, что видно из данных, приведенных в историческом очерке, в конце его (глава I).

Интересный прием введения поправки предложил проф. Завриев,[1] исходя из того положения, что для свода, ось которого очерчена по кривой давления от постоянной нагрузки, распор от постоянной нагрузки равен распору H для трехшарнирного свода за вычетом некоторой поправки ΔH, приложенной в центре упругих сил — в расстоянии c от замка свода (см. Курс железобетонных мостов автора, изд. 5-е, стр. 456).

Распор H_t от изменений температуры также, как известно (см. упомянутый курс, стр. 463), приложен в упругом центре. Если H считать положительным, то ΔH будет, за исключением редких случаев, отрицательным, а H_t будет положительным при повышении температуры, начиная от температуры замыкания. Есть, следовательно, такая температура, при которой

$$\Delta H + H_t = 0.$$

Эту температуру проф. Завриев называет основной температурой свода. При ней распор в своде равен H и кривая давления совпадает с осью свода, т. е. изгибающих моментов в своде от постоянной нагрузки нет. Укорочение свода от обжатия,

[1] «Известия Политехническ ого Института Грузии им. В. И. Ленина», 1929 г. т. I, в. I.

НБ УДУНТ (ДИТ)

вызывающее ΔH и моменты изгиба, компенсируется удлинением оси свода от соответственного повышения температуры.

Таким образом, обжатие оси свода равносильно понижению температуры, усадка — тоже самое, сюда же прибавляется и действие фактического понижения температуры — все это дает наименьшее значение температуры, считая от основной: фактическое повышение температуры, отсчитываемое от основной, дает наибольшее значение температуры свода. В этих пределах будут колебаться напряжения в крайних волокнах свода. Чтобы эти колебания были одинаковы в ту и в другую стороны, надо понизить основную температуру настолько, чтобы она стала по середине между указанными предельными. Понижение основной температуры достигается введением в упругом центре добавочного распора H_0, отвечающего по величине числу градусов понижения. Зная этот распор в упругом центре, можно найти распор в замке и дать его домкратами.

Таким путем можно урегулировать напряжение в своде от указанных здесь факторов.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

§ 12. КРУЖАЛА И ВРЕМЕННЫЕ РАБОЧИЕ МОСТЫ.

41. Расчет кружал. Руководящие положения для конструирования кружал изложены в I части курса, а типы приведены там же и кроме того во II главе здесь.

В отношении расчета кружал, когда недостатка в лесе не ощущается, для сводов пролетом до 30 *м* можно ограничиться поверкой размеров частей кружал по нагрузке в замке, как то сделано в примере, приведенном в I ч. курса (стр. 580). При постройке же сводов бо́льших пролетов есть смысл приводить более аккуратный расчет для возможно большей экономии в расходе материала.

Основным вопросом здесь является вопрос о величине давления, производимого на кружала сводом.

Для ясного понимания теории расчета кружал в той ее части, которая относится к определению давления на кружала, необходимо представлять себе конкретные условия, при которых происходит кладка свода.

Расчет кружал, как и всякой конструкции, ведется на действие собственного их веса и внешней нагрузки. Внешней нагрузкой для кружал является действие веса свода в целом или в частях, смотря по плану производства кладки и по тому, какая возможная комбинация в пределах плана работ дает более невыгодный случай нагрузки.

Действие свода на кружала в весьма значительной степени зависит от способа производства кладки свода. Известно, что небольшие своды из клиньев можно сложить и без кружал, например — по египетскому способу, пользуясь сцеплением раствора и вспомогательной вертикальной щековой стенкой.

Нагрузка на кружала растет по мере кладки свода; каждый камень распределяет свой вес между кружалами и раньше сложенной частью; кладка, сложенная выше данного камня, оказывает влияние на упомянутое распределение его давления; камень становится между выше и ниже лежащими кладками в положение клина. Действующие на клин силы, среди которых находится и искомая реакция кружал, зависят не только от положения клина в своде, но и от свойств раствора, его густоты, затвердения и т. п., которыми определяется сцепление камней друг с другом и коэффициент трения; сюда необходимо добавить и силы трения камня по опалубке. Учесть все эти факторы, зависящие в свою очередь от времени, приемов работы, состояния погоды и т. п., нет никакой возможности, и Séjourné прав, говоря, что ищущий точного выражения давления на кружала для их расчета — теряет свое время.

Задача сводится к тому, чтобы получить не очень преувеличенный предел, который наверное не будет превзойден действительным давлением.

Известно, что до некоторого предела наклонения шва к горизонту клинья можно класть без кружал; они будут держаться трением камня по камню насухо или на растворе. В этом случае вес камня целиком передается *нижней кладке.*

Известно также, что, начиная с замка, кладку свода можно произвести до известных границ без наличности нижней кладки; клинья будут держаться трением камня по опалубке. В этом случае весь вес камня *передается кружалам.*

Клинья, находящиеся между этими пределами, будут распределять свой вес и на кружала, и на нижнюю кладку.

Таким образом необходимо прежде всего выяснить коэффициенты трения камня по камню насухо и на растворе, и по опалубке, чтобы установить вышеупомянутые пределы.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Угол скольжения φ камня по камню:

по Отту — для гранита без раствора 33°; с раствором 26°;
» песчаника » 35°; » » 30°;
по Понселе — » » на свежем растворе — 33°25′;
» хорошо отесанного гранита на свежем растворе . . 26°6′;

Bukowsky дает для φ следующую таблицу:

Таблица 22.

	Без раствора	Камни просто положены на растворе	Камни положены на растворе с неск. ударами молотка
Хорошо околотые плиты мягкого песчаника . . .	26° 30′	31° 10′	57° 20′
Грубо обделанные плиты песчаника средней твердости	39° 20′	32° 40′	43° 50′
Хорошо околотый тонкий песчаник . . .	34°	32° 40′	43° 20′
Тесанные гранит и твердый песчаник.	34°	26° 30′	39° 2[illegible]′
Плиты тесанного твердого мрамора	35° 30′	26° 30′	28° 10′
Плиты твердого мрамора, хорошо отполированные.	36° 50′	26° 30′	26° 30′

Таблица 23. Опыты Séjourné дали следующие результаты:

Род камней	Род раствора	Число опытов	Значение φ		
			Наибольшее	Наименьшее	Среднее
Тесанный известняк очень твердый.	Тейльская известь с мелким или крупным песком	29	40°	28° 30′	33°
Известняк отесанный, близкий к литографскому.	Цемент медленно схватыв. обыкновенной густоты . .	150	48°	25°	33°
Мягкий известняк.	Как в пред. случае .	25	41°	36°	35°
Кирпич тесанный или необделанный.	Как в пред. случае . .	50	90°	58°	72°
Гранит.	Тейльская известь .	8	44° 40′	43°	44°

Таблица 24. Угол (φ') трения камня по опалубке по опытам Séjourné:

Качество камней	Состояние опалубки	Число опытов в серии	Значение φ'		
			Наибольшее	Наименьшее	Среднее
Известняк, очень твердый, поверхность касания околотая или тесанная, камень положен плашмя или на ребро.	Сухая или влажная сосна положенная вдоль или поперек направления скольжения, опиленная или остроганная .	48	43°	31°	37°
Мягкий известняк; поверхность, насеченная каналами.	То же	30	40°	37°	38°
Кирпич, поверхность тесанная или естественная.	Сухая или влажная поверхность, поперек или вдоль скольжения, опиленная	40	44°	37°	40°
Известняк отесанный или наклеванный.	Сухая или влажная сосна, опиленная, положена параллельно движению	4	33°	31°	32°
Гранит крупно-наклеванный, плашмя.	Сухая или влажная сосна, грубо опиленная или остроганная, положена вдоль или поперек напр. движения .	24	42° 40′	27°	36°
Известняк, близкий к литографскому, крупно-наклеванный или тесанный на ребро плашмя.	То же	120	43°	25°	35°

НБ УДУНТ (ДИТ)

На основании данных проф. Séjourné принимает за *наибольшее φ' для трения кладки по опалубке* 42°, *а наименьшее значение угла трения φ кладки по кладке* $22°30' = \frac{\pi}{8}$. Условия опытов отличаются от условий кладки свода большей осторожностью работы, отсутствием сотрясений и пр., поэтому Séjourné считает, что в действительности φ' не превосходит 35°, но φ' определяет ту верхнюю часть свода, которая пере ает весь свой вес на кружала, следовательно для φ' необходимо назначить такую величину, которая практически никогда не была бы превзойдена. Остановившись сперва на 42°, Séjourné принял окончательно φ' равным 45°, что берет также и Résal.

Для расчета кружал Séjourné довольствуется лишь *нормальным* давлением p свода на кружала, приходящимся на единицу длины очертания кружал при ширине свода (вдоль образующей), равной единице. Величина p выражается им в зависимости от положения точки на очертании кружал, определяемой углом α наклона радиуса, проведенного к этой точке, с вертикалью, т. е. углом от замка.

Для участка, определяемого пределами 90° и $90° - \varphi$, где φ, как выше сказано, не может быть меньше 22°30′, клинья свода держатся трением на кладке и на кружала не давят; для этого участка $p = 0$, т. е.

1) для сечений $90° > \alpha > 67°30'$ нормальное давление $p = 0$.

Для участка свода от $\alpha = 0$ до $\alpha = \varphi'$ клинья держатся трением на опалубке и давят только на кружала.

Объем клина, занимающего по очертанию кружал дугу $Rd\alpha$, при средней его высоте c, выразится так:

$$V = d\alpha \left(R + \frac{c}{2}\right) c \cdot 1.$$

Вес:

$$G = c\gamma \left(R + \frac{c}{2}\right) d\alpha = c\gamma R d\alpha \left(1 + \frac{c}{2R}\right)$$

где γ вес куб. единицы камня;

$$\text{тогда } p = \frac{G\cos\alpha}{Rd\alpha} = c\gamma \left(1 + \frac{c}{2R}\right)\cos\alpha \; . \qquad . (1)$$

касательное давление на единицу

$$t = c\gamma \left(1 + \frac{a}{2R}\right)\sin\alpha.$$

Итак:

2) для сечения $42° > \alpha > 0$ нормальное давление выражается формулою (1).

Относительно третьего участка свода $\varphi' < \alpha < 90° - \varphi$, т. е. при α от 42° до 67°30; профессор Séjourné доказывает прежде всего, что давление p на кружала в какой-нибудь точке этого участка уменьшается по мере возведения кладки свода выше этой точки и что для каждого положения кладки есть особая кривая нормальных давлений p; следовательно, задача сводится к отысканию обертывающей этих кривых.

Элементарный клин $ABCD$ (фиг. 239) находится в равновесии под действием следующих сил:

N и Nf — нормальная и касательная реакция нижней кладки:
P и Pf — нормальная и касательная реакция кружал;
G — вес клина.

За оси координат берем радиус Ox и перпендикуляр к нему. Проектируя силы на эти оси, получим

$$(\text{по оси } X)\; P + Nf\cos\frac{d\alpha}{2} - N\sin\frac{d\alpha}{2} - G\cos\alpha = 0; \qquad (a)$$

$$(\text{по оси } Y)\; G\sin\alpha - N\cos\frac{d\alpha}{2} + Nf\sin\frac{d\alpha}{2} - Pf = 0.$$

Но

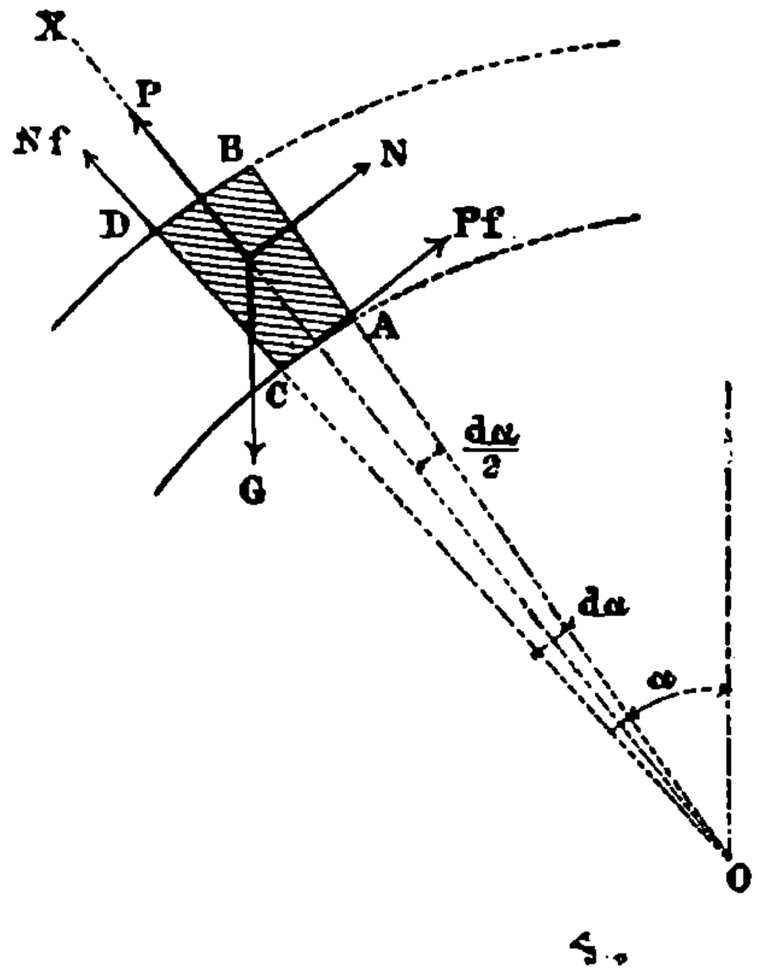
$$\sin\frac{d\alpha}{2} = \frac{d\alpha}{2}; \quad \cos\frac{d\alpha}{2} = 1;$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$G = \gamma c R \left(1 + \frac{c}{2R}\right) d\alpha; \quad P = p\, R d\alpha.$$

Подставляя и пренебрегая бесконечно малыми второго порядка, получим:

$$pR + f\frac{N}{d\alpha} - \gamma c\, R \left(1 + \frac{c}{2R}\right) \cos\alpha = 0,$$



Фиг. 239.

$$\gamma c R \left(1 + \frac{c}{2R}\right) \sin\alpha - \frac{N}{d\alpha} p\, R f' = 0,$$

откуда, исключая N,

$$p = \gamma c \left(1 + \frac{c}{2R}\right) \frac{\cos\alpha - f\sin\alpha}{1 - ff'},$$

или, подставляя $f = \operatorname{tg}\varphi, f' = \operatorname{tg}\varphi'$,

$$p = \gamma c \left(1 + \frac{c}{2R}\right) \frac{\cos\varphi'}{\cos(\varphi + \varphi')} \cos(\alpha + \varphi) \quad . (2)$$

Если в этой формуле предположить $\varphi = 0$, т. е., что трение камня на кладке равно нулю, то получается кривая (1):

$$p = \gamma c \left(1 + \frac{c}{2R}\right) \cos\alpha \quad (1)$$

которую для рассматриваемой части свода Séjourné называет *«верхним пределом»* для значений p, так как устранение трения по кладке преувеличивает нормальное давление p. Кривую же (2) он называет *«нижним пределом»* давлений p, так как трение по кладке принято «полностью» во внимание, тогда как чем выше шов, тем оно должно быть меньше по практическим условиям кладки; например, на некоторой высоте камни приходится ставить почти насухо и вталкивать сверху раствор.

Таким образом кривая (1) есть кривая нормальных давлений на кружала, для α от 0° до 42°, для α от 42 до $67^1/_2$° кривая (1) является верхним пределом, а кривая (2) — нижним. Инженер Séjourné дает для p *одну общую для всех* точек очертания кружал от 0 до $67^1/_2$° *эмпирическую формулу:*

$$p = \gamma c \left(1 + \frac{c}{2R}\right) \sqrt{\cos\frac{4}{3}\alpha}, \quad . (3)$$

которая в пределах α от 0 до 45° близка (немного превосходит) к кривой (1), для α от 45 до $67^1/_2$° лежит между предельными кривыми (1) и (2) и имеет вертикальную касательную в точке $\alpha = 67^1/_2$°, чтобы охватить возможные другие кривые; в точке $\alpha = 67^1/_2$° давление p равно нулю.

Для значительных пролетов, когда $\frac{c}{2R}$ (c — толщина свода, R — радиус кривизны внутреннего очертания свода в данной точке) — мало, формулу можно упростить:

$$p = \gamma c \sqrt{\cos\frac{4}{3}\alpha}. \quad . (4)$$

Инженер Séjourné дает следующую вспомогательную таблицу величин:

$$\sqrt{\cos\frac{4}{3}\alpha} \text{ и } \lg \sqrt{\cos\frac{4}{3}\alpha}:$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 25

Угловое расстояние от замка α	$\sqrt{\cos\frac{4}{3}\alpha}$	$\lg\sqrt{\cos\frac{4}{3}\alpha}$	Угловое расстояние от замка α	$\sqrt{\cos\frac{4}{3}\alpha}$	$\lg\sqrt{\cos\frac{4}{3}\alpha}$
0	1	0	34° 30′	0,83346	$\bar{1}$,9208857
1° 30′	0,9997	$\bar{1}$,9998677	36	0,81801	$\bar{1}$,9127555
3°	0,99878	$\bar{1}$,9994704	37 30	0,80174	$\bar{1}$,9040338
4 30	0,99726	$\bar{1}$,9988072	39	0,78464	$\bar{1}$,8946710
6	0,99512	$\bar{1}$,9978761	40 30	0,76667	$\bar{1}$,8846094
7 30	0,99237	$\bar{1}$,9966757	42	0,74779	$\bar{1}$,8737809
9	0,98901	$\bar{1}$,9952022	43 30	0,72806	$\bar{1}$,8621045
10 30	0,98504	$\bar{1}$,9934521	45	0,70711	$\bar{1}$,8494850
12	0,97961	$\bar{1}$,9910546	46 30	0,68518	$\bar{1}$,8358047
13 30	0,97522	$\bar{1}$,9891032	48	0,66210	1,8209210
15	0,96938	$\bar{1}$,9864929	49 30	0,63776	$\bar{1}$,8046567
16 30	0,96290	$\bar{1}$,9835830	51	0,61205	$\bar{1}$,7867877
18	0,95580	$\bar{1}$,9803651	52 30	0,58483	$\bar{1}$,7670259
19 30	0,94805	$\bar{1}$,9768301	54	0,55589	$\bar{1}$,7449912
21	0,93965	$\bar{1}$,9729675	55 30	0,51423	$\bar{1}$,7111588
22 30	0,93060	$\bar{1}$,9687653	57	0,49755	$\bar{1}$,6968376
24	0,92090	$\bar{1}$,9642103	58 30	0,45597	$\bar{1}$,6589395
25 30	0,91261	$\bar{1}$,9592871	60	0,41671	$\bar{1}$,6198351
27	0,89945	$\bar{1}$,9539788	61 30	0,37305	$\bar{1}$,5717777
28 30	0,88770	$\bar{1}$,9482661	63	0,32331	$\bar{1}$,5096173
30	0,87524	$\bar{1}$,9421270	64 30	0,26410	$\bar{1}$,4217623
31 30	0,86206	$\bar{1}$,9355368	66	0,18681	$\bar{1}$,2714096
33	0,84814	1,9284671	67 30	0	$-\infty$

При проверке прочности кружал можно руководствоваться нижеследующими нормами допускаемых напряжений, предписанными по НКПС в 1922 году для временных мостов: [1]

	Сосна.	Дуб.	Железо.
Непосредственное растяжение вдоль волокон.	135	195	1400 *кг см*² [2]
Непосредственное сжатие вдоль волокон.	85	120	1400 »
Растяжение и сжатие при изгибе. .	100	150	1100 »
Скалывание вдоль волокон при изгибе.	25	35	»
Срезывание поперек волокон.	30	40	1100
Скалывание вдоль волокон.	15	20	»
Сжатие поперек волокон.	25[3]	60	

При учете одновременного действия вертикальной нагрузки и ветра допускаемые напряжения могут быть повышены на 15%.

[1] В настоящее время рекомендуется брать по «Единым нормам СГО».

[2] На стальной трос можно допускать до 25 *кг/мм*² полезной площади.

[3] Séjo rné предостерегает допускать много на сжатие поперек волокон и не рекомендует больше 12 *кг/см*².

НБ УДУНТ (ДИТ)

Кроме веса кладки при поверке кружал должна быть принята во внимание нагрузка от толпы рабочих в 250 *кг* на кв. метр горизонтальной проекции, а также от различного рода вспомогательных приспособлений, исчисляемая по действительному весу.

Кружала должны быть проверены на устойчивость и прочность под действием ветра, давление которого принимается в 150 *кг/м²* вертикальной проекции, при чем за поверхность, подвергающуюся действию ветра, надлежит принимать 0,8 площади, ограниченной контуром кружал.

42. Осадка кружал и кубатура. Осадка кружал различных систем, найденная на практике, приведена в таблице 26.

Таблица 26. — **Кубатура и осадка кружал некоторых мостов.**

Название моста.	Год сооружения	Пролет моста	Стрелка *м*	Кружала.		На 1 *м²* опалубки.		В замке *мм* строит. подъем	Осадка
				Толщина	Расст. между кружал	Дерева в кружал. всех	Колич. жел. *кг*		
Lavaur . .	1884	61,5	27,5	20—25	1,5	0,66	22,8	0	18,7
Antoinette . .	1884	50	15,9	20—25	1,40	0,59	24,8	0	13
Gour-Noir	1890	62	16,1	25	1,56	0,71	28,6	30	14
Виадук de Mussi	1897	25	12,5	27	1,47	0,44	—	—	—
Arconce .	1900	25	12,5	25	1,50	0,26	35,6	—	—
Sornine .	1900	35	17,5	30	1.5	0,51	40,8	—	—
Maximilien .	1905	45,8	4,9	24	2,0	0,72	5,7	120	—
Wittelsbach . .	1905	44	4,1	25	2,0	0,70	5,71	120	40
Morbegno .	1903	70	10	25	1.40	—	—	120	—
Luxemburg .	1903	84,6	31	38—23	1,60	0,63	95	—	—
Salcano .	1906	85	21,8	28—32	1,3	1,51	12,5	220	40
Orléans .	1906	43,8	5,8	25	1,70	0,58	15,2	—	20—29
Montanges . .	1910	80,3	20,4	25	1,63	1,07	80,5	160	80—160
Constantine	1912	68,8	25	38—23	1,50	0,60	99	—	—
Виадук des Plaines .	1912	30	15	27	1,33	0,69	51	—	—
Виадук Rebuzo .	1899	40	20	25	1,57	0,80	17,3	—	22[1]
Eaux-Salées	1914	50	25	20—25	1,5	0,70	20,8	0	31

Ее величину приходится предвидеть, чтобы сообразно с ней дать кружалам так называемый строительный подъем, т. е. избыточную высоту, в таком размере, чтобы после осадки кружала имели точно требуемое очертание. Определить наперед величину осадки очень трудно, так как она зависит от многих неопределенных факторов: влажность дерева, тщательность пригонки частей, обмятия, упругие деформации и пр. В некоторых случаях строители отказываются задавать и устраивать строительный подъем, так как чаще придание строительного подъема больше искажает проектное очертание, чем осадка. Например для моста Salcano подъем дан 220 *мм*, а осадка произошла всего в 40 *мм*, искажение дано в 180 *мм*, а если бы не давали подъема, то таково было бы всего 40 *мм*.

В той же таблице 26 приведено количество дерева в куб. метрах, пошедшее на кружала, отнесенное на 1 *м²* поверхности свода, обращенной в пролет. Эта поверхность равна ширине свода, умноженной на длину кривой внутреннего очертания свода между действительными его пятами. В столбце рядом приведено количество железа, пошедшее на крепление кружал, отнесенное на 1 *м²* той же поверхности.

Количество дерева, идущее на кружала, отнесенное к указанной поверхности, зависит от высоты просвета под сводом. Это видно, например. по выделяющимся числам для мостов Salcano и Montanges. В первом из этих мостов вес весьма тяжелого свода стягивается к берегам и к средней каменной опоре, заложенной на кессонном основании. Высота кружал около 23 метров. Кружала моста Montanges имеют высоту 56 *м*, поддерживаются тремя деревянными башнями, высотой 36 *м*.

Мосты Luxemburg и Constantine имеют своды, расположенные также очень высоко над долинами; но система кружал взята без промежуточных опор (арочная), и мы имеем весьма умеренный расход дерева, как бы не зависящий от высоты просвета. Таким образом, принятый в таблице измеритель объема леса в кружалах можно счи-

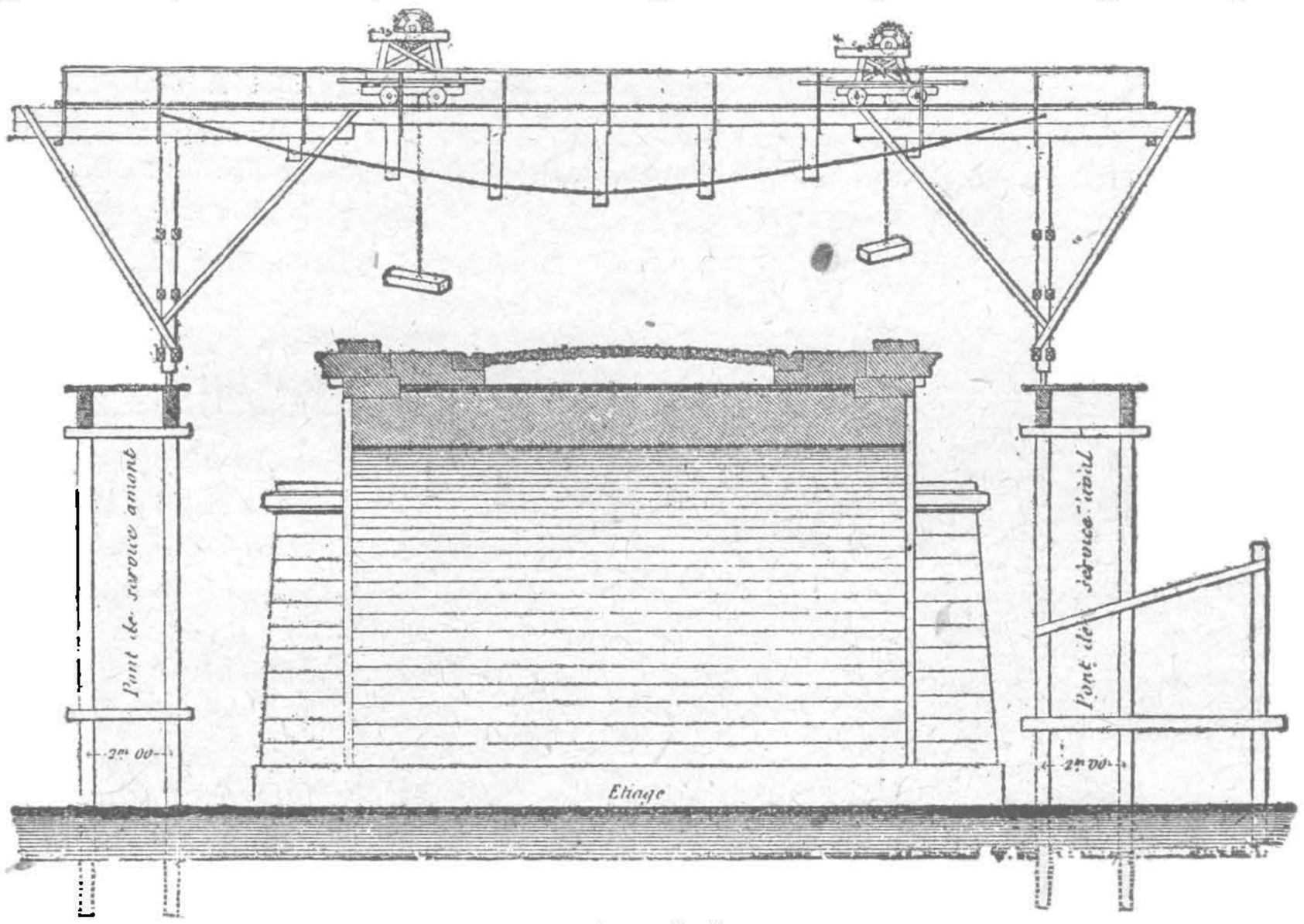
[1] Кружала поднялись по раскружаливании на 7 *мм* — упругое восстановление.

НБ УДУНТ (ДИТ)

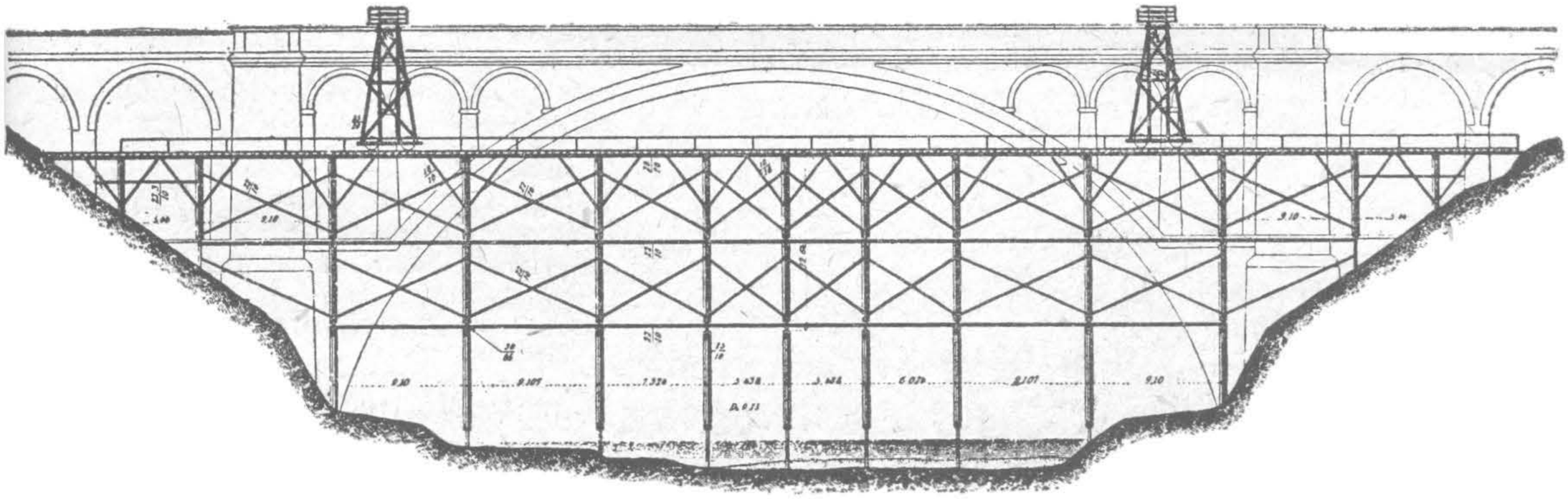
тать отвечающим положению вещей, так как есть в распоряжении строителя системы, не зависящие от высоты просвета, т. е. большой расход не обязателен.

Таблица эта извлечена из данных, приведенных в V томе сочинения Séjourné «Grandes voûtes».

43. Рабочие мосты. Для подачи материала при производстве работ по постройке моста устраивают по бокам сооружения особые рабочие мосты на период производства работ (фиг. 240); на них укладываются рельсовые пути, по которым передвигаются



Фиг. 240.

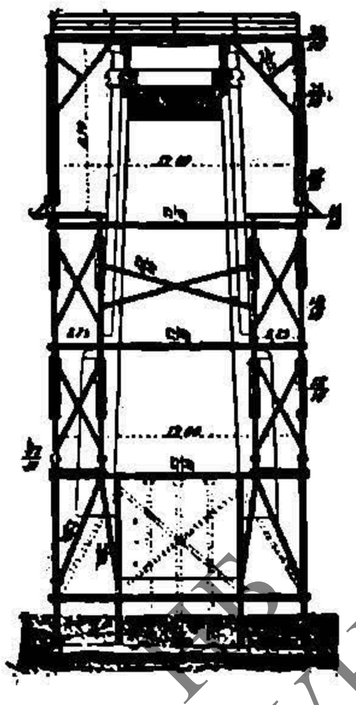


Фиг. 241.

вдоль моста вагонетки с материалами и кран. Кран перекрывает мост по ширине его и имеет вверху две подвижные лебедки. Таким путем материалу дается перемещение по двум перпендикулярным направлениям, а следовательно обеспечивается подача материала в любую точку моста. Временные мосты с кружалами никак не связываются, чтобы не тревожить кружала сотрясением и деформациями, так как это должно вредно отзываться на твердении кладки.

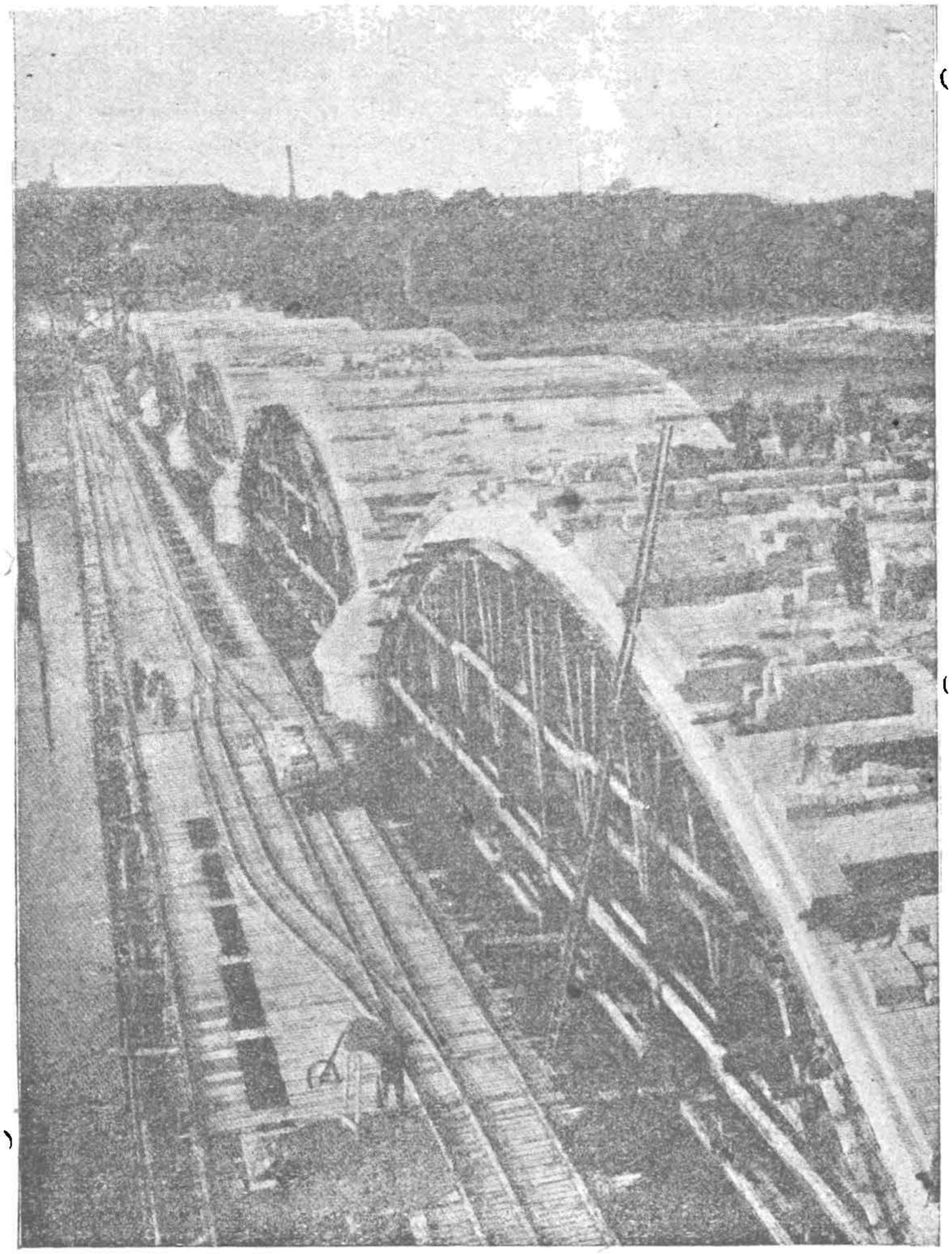
На фиг. 241 — 242 изображена схема рабочего моста, устроенного при постройке моста Lavaur. (См. также фиг. 67, стр. 44).

При постройке моста в Орлеане (стр. 36) временный мост был построен с одной стороны моста (фиг. 243); полотно его возвышалось на 3 *м* над обрезом бетонных оснований. Это положение вполне удовлетворяло производству работ по опусканию кессонов и кладке опор. Для

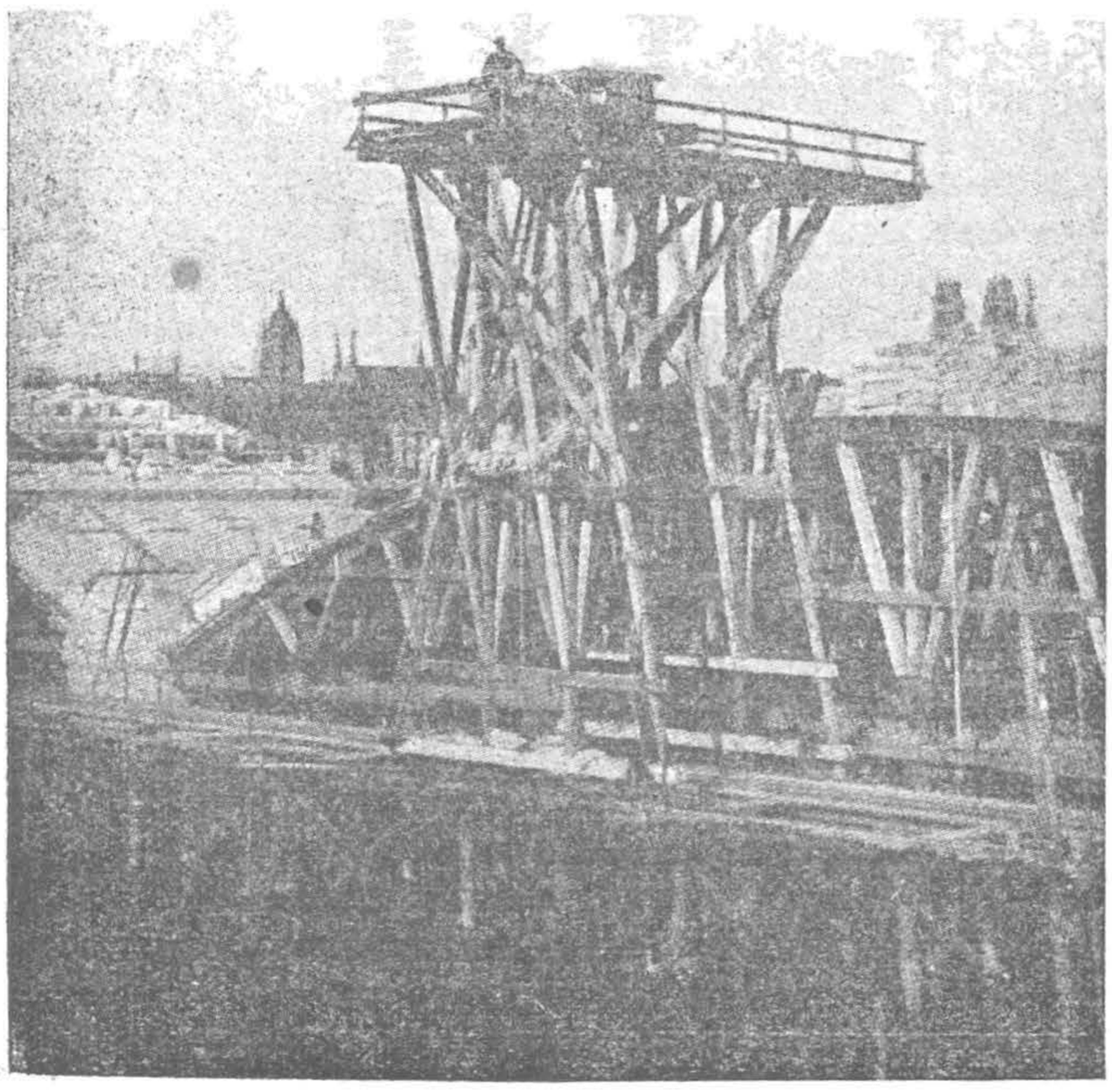


Фиг. 242.

РЕПОЗИТОРИЙ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 243. — Постройка моста в Орлеане.



Фиг. 244.

кладки же сводов положение временного моста было низко. Для подачи материала был применен подвижной кран (фиг. 244), имеющий выступ к оси строящегося моста. На временном мосту были уложены пути для вагонеток и два рельса по краям моста для крана.

В случае перекрытия глубоких долин, когда независимое от кружал устройство рабочего моста было бы очень дорого, рабочий мост устраивается над кружалами; по мере возведения свода, стойки моста подрезаются, чтобы опереть их на кладку свода. При кладке сводов значительных пролетов, когда для успеха работ принимаются все меры предосторожности с чисто научной методичностью и строгостью, такой прием устройства временного моста недопустим.

При постройке Люксембургского моста временный мост поэтому был устроен независимо от кружал (фиг. 245). Длина его 171 *м*, высота 40 *м*. Площадь перекрытого контура по фасаду 4950² *м*. На мост пошло:

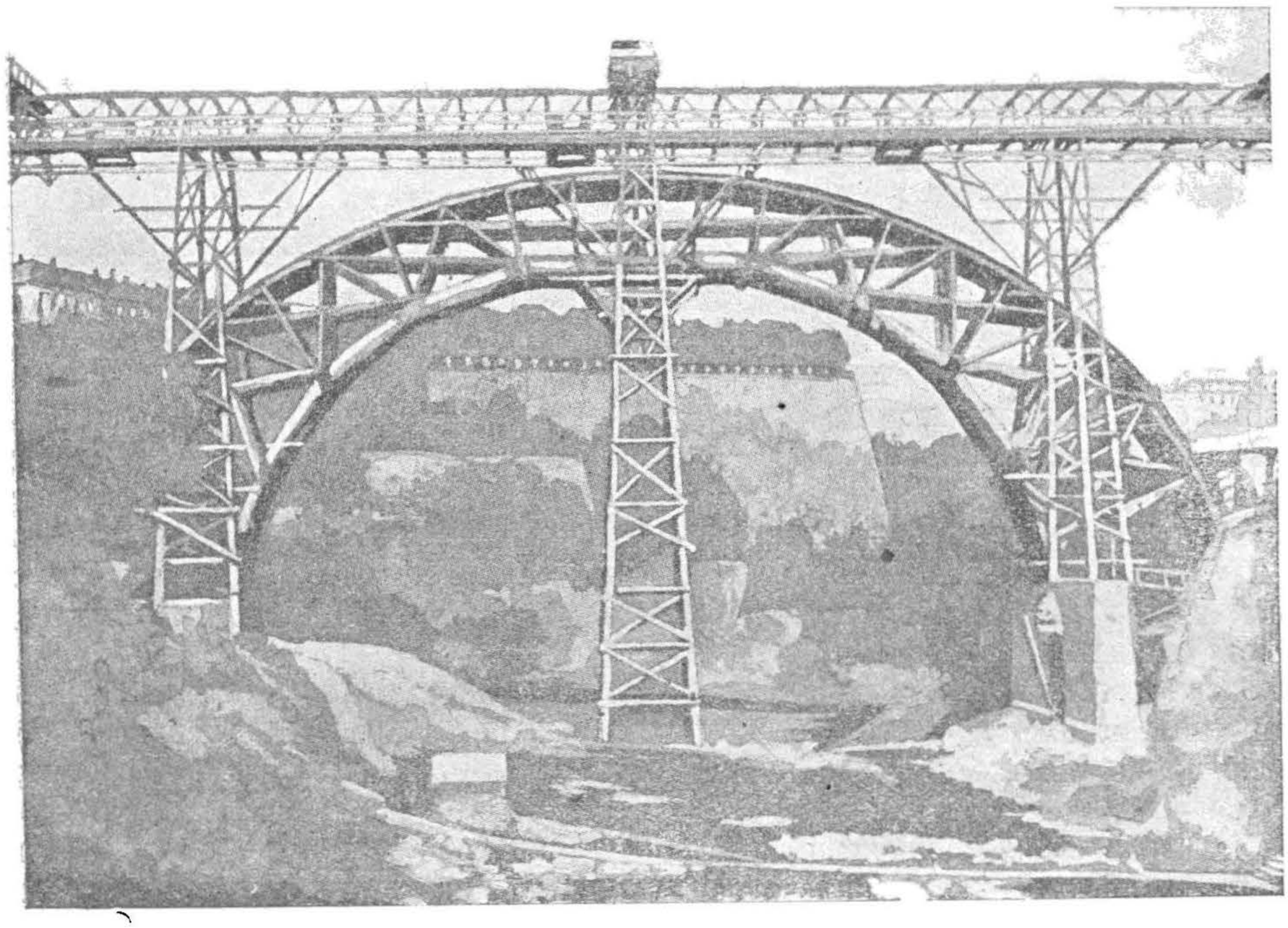
кладки 60 *м*³ или на 1 *м*² фасада	0,0121 *м*³
дерева круглого 60 *м*³ . .	0,0686 *м*³
дерева в брусьях 280 *м*³.	
железа на болты и планки 3220 *кг*	0,808 *кг*.
железа на тросы, оттяжки 780 *кг*	
Вес груза, подаваемого краном, доходил до 3,5 тонн.	

Расход на рабочие мосты, произведенный при постройке каменных мостов Castelet, Lavaur, Antoinette, выразился в следующих величинах:

Кубатура дерева	154,2	219,9	96,2 *м*³
Железа . .	2277	2824	1187 *кг*
Площадь фасада . . .	969	1449	591 *м*²
Дерева на 1 *м*² фасада мостика .	0,16	0,15	0,163 *м*³
Краны, пути, лебедки и т. п.	5000	7400	4500 фр.
На кружала пошло дерева . .	207	324	186 *м*³

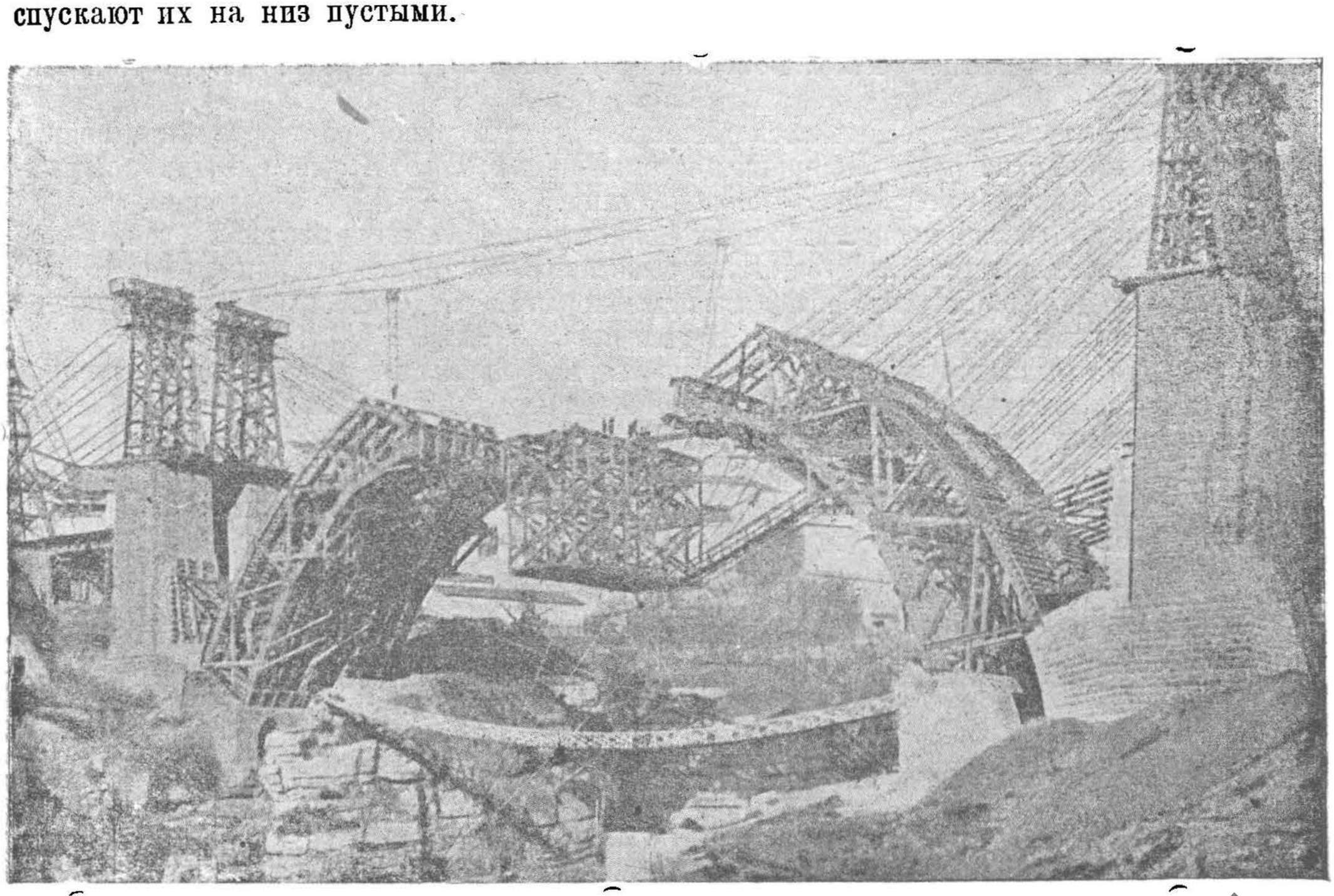
НБ УДУНТ (ДИТ)

Когда берега долины крутые, то вагонетки подаются на временный мост. В тех же случаях, когда материал должен поступить снизу на значительную высоту, устраиваются



Фиг. 245. Временный мост и кружала.

подъемники, которые подымают вверх съемные кузова вагонеток с материалом и спускают их на низ пустыми.



Фиг. 246. — Постройка моста в Константине (Алжир).

Другой путь подачи материала, вместо устройства временного рабочего моста, заключается в устройстве подвесной канатной дороги. Этот прием применен, между

НБ УДУНТ (ДНТ)

прочим, при постройке моста для шоссе близ Константины (Алжир), законченного в 1912 году. Мост имеет свод пролетом 67,5 *м*, который перекрывает ущелье, глубиною 102 *м*, считая от поверхности полотна. Над устоями построены пилоны на двух берегах ущелья, между которыми протянуты канаты для подачи материала (фиг. 246). Этим путем подавались и части кружал, собранных на весу без подмостей; кружала были арочной системы, типа кружал, примененных на Люксембургском мосту.

§ 13. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

Руководящие положения, применяемые ныне при производстве работ по кладке свода, приведены в I ч. курса (стр. 720 по 5 изд.). Там же приведены главнейшие соображения об условиях раскружаливания и сроках выдержки сводов на кружалах. В дополнение и развитие этих соображений приводим здесь еще некоторые материалы, относящиеся к указанным вопросам.

44. Условия раскружаливания. В большинстве случаев своды раскружаливаются теперь, особенно при больших пролетах, без нагрузки кладкой надсводного строения. Конечно, условия устойчивости и прочности свода должны быть предварительно тщательно изучены. Можно даже пожелать, чтобы составитель проекта указывал в самом проекте как приемы производства работ, так и состояние, в котором свод должен быть раскружален.

В Люксембургском мосту своды эстакад и боковых пролетов были сложены до раскружаливания главного свода, но, во избежание последствий осадки главного свода при раскружаливании, сводики эстакады были замкнуты лишь после раскружаливания главного свода. [1]

Свод виадука Gour-Noir, очерченный по дуге круга при пролете 60,00 *м* и подъеме 1 : 3,7, был раскружален без надсводной кладки, но с нагрузкой свода камнем слоем 0,30 *м* на протяжении 44° в обе стороны от замка. Этим имелось в виду избежать мало вероятного, но возможного по мнению строителя, расслаивания свода, сложенного кольцами. Нагрузка распределена была почти по всему пролету, который охватывается углами 56°.

По данному вопросу весьма интересные соображения находим в отчете Tourtay'я о постройке пятипролетного моста Boucicaut (5 × 40,00 *м*, подъем 1 8) под обыкновенную дорогу.

На основании теоретических исследований о наивыгоднейшем очертании каменной арки при заданной нагрузке он пришел к заключению, что это будет очертание наружной и внутренней кривой свода по цепной линии.[2]

Своды моста Boucicaut построены с применением теоретических выводов Туртея. В свое время (1890) этот мост считался одним из замечательнейших сооружений по смелости; толщина в замке 1,05 *м* являлась относительно пролета (около $^1/_{40}$) наименьшей из всех существовавших мостов с малым подъемом.

Арки моста были подвергнуты до осуществления проекта всестороннему изучению. Автор проекта определил положение кривой давления при всевозможных обстоятельствах: при раскружаливании, при упругой осадке опор, при изменениях температуры. при различных нагрузках и пр.

Рассчитанная на полную нагрузку, арка имела кривую внутреннего очертания, лежащую выше дуги круга на величины, показанные в метрах в первой строке нижеследующей таблицы.

Абсциссы от замка.	2 м	4	6	8	10	12	14	16	18	20 м
Кривая при полной нагрузке . . .	+ 0,010	+ 0,039	+ 0,083	+ 0,137	+ 0,192	+ 0,239	+ 0,263	+ 0,247	+ 0,168	0,000
Кривая от собствен. веса . . .	— 0,001	— 0,003	— 0,008	— 0,013	— 0,019	— 0,024	— 0,028	— 0,027	— 0,019	0,000
Кривая при нагрузке по замок .	+ 0,013	+ 0,051	+ 0,112	+ 0,185	+ 0,262	+ 0,328	+ 0,363	+ 0,343	+ 0,235	0,000

[1] La Revue Technique, 1904, 25 mai, page 512.

[2] Tourtay. Revue de l'Architecture et des travaux publics 1886; Annales des p. et chaussées 1888, 1, p. 565.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Если бы эту арку построить лишь на действие собственного веса, то очертание внутренней кривой надо было бы опустить *ниже* дуги круга на величины второй строки таблицы; колебание кривой доходит для абсциссы 14 *м* до 0,29 *м*.

«Таким образом, говорит Tourlay, [1] если бы имели дело лишь с собственным весом арки, то дуга круга была бы совершенно удовлетворительным очертанием ее (отходит по табл. лишь на 28 *мм* от дуги круга); это была бы наилучшая форма свода при раскружаливании его без надсводной кладки и нагрузки. Отсюда можно заключить, что если ввиду позднейшей нагрузки своду придано очертание по данным 1-й графы, то было бы довольно большое неудобство раскружалить его без всякой нагрузки на раменах, так как они очень приподняты относительно дуги круга. И действительно, арки моста Boucicaut были раскружалены тогда, когда тимпаны и забутка были доведены до уровня верха замка. Чтобы положить карниз горизонтально после раскружаливания, под ним был оставлен не сложенным ряд кладки».

При этой нагрузке надо было бы дать своду очертание по данным третьей строки таблицы, т. е. не только выше дуги круга, но и выше принятого очертания на 10 *см* для абсциссы 14 *м*.

«Отсюда надо заключить, что во время раскружаливания при принятых условиях рамена были перегружены, вершина недостаточно нагружена. Возможно, что это положение неудобно, так как есть вероятность, что кривая давления приблизилась в замке к внутреннему очертанию».

«Казалось бы, что лучше всего было бы производить раскружаливание, если возможно, при полной нагрузке свода. Очевидно, следует оставить кладку рядов выше замка на время после раскружаливания, чтобы иметь возможность выравнять осадку; но при этом интересующая нас цель может быть достигнута нагрузкой свода перед раскружаливанием всем материалом дальнейших работ, а в случае неимения его под руками — засыпкой».

«Некоторые строители опасаются раскружаливать своды с выведенной надсводной кладкой ввиду трещин, которые должны появиться в щековых стенках свода при осадке от раскружаливания. Но в этом нет сколько-нибудь серьезного неудобства. В мосте Boucicaut эти щели всегда появлялись по швам, ни один камень не был разрушен. Впрочем эти щели крайне ничтожны при раскружаливании, и лишь позже, при дальнейшей нагрузке свода, осадка делается более заметной и щели могут вверху щек достичь величины нескольких миллиметров. Избежать же этих щелей довольно трудно, так как они являются после раскружаливания. Но во всяком случае разделка швов, которая в раскрывшихся швах делается более глубоко, является средством уничтожить всякие следы трещин от осадки свода, следовательно они никак не могут служить мотивом, имеющим влияние на выбор условий раскружаливания. Тем более, что легкие трещины в швах над опорами неизбежны также вследствие опускания свода при значительном понижении температуры. Это явление замечено зимою во всех больших каменных мостах. Повидимому, очень трудно его избежать, трещины можно лишь более или менее полно маскировать».

Для устранения трещин над опорами моста вследствие осадки после раскружаливания немецкий инженер Leibbrand при постройке моста через Enz близ Weidbad'a, пролетом 20,60 *м* (на виду 15,60 *м*) при стрелке 3,25 *м*, оставил в надсводной кладке против пятовых швов свода отверстие в форме лестницы, которое было заложено перед окончанием моста. Позже он стал оставлять в кладке термические швы.

Кроме того, надо иметь в виду, что энергичное трамбование швов полусухим раствором при замыкании свода уменьшает осадки его, а потому уменьшает и вероятность появления трещин. Вполне удовлетворительным решением надо считать применение термических швов, фиксирующих трещины в определенных местах для того приспособленных.

45. Срок выдержки свода на кружалах. — Что касается срока выдержки свода на кружалах, с целью дать раствору отвердеть, то здесь также различные строители поступают различно. Арка моста Chester (1834 г.), пролетом 60,96 *м*, сложенная из тесаного камня на жирном растворе извести, была раскружалена очень скоро по замкнутии свода, когда раствор еще не был тверд. Осадка была 65 *мм*. Мост Maretta, арка которого имеет пролет 40,00 *м* и сложена из кирпича на растворе извести, раскружален тотчас же по замкнутии. Осадка оказалась 80 *мм*.

---

[1] Annales des p. et ch. 1829. II. p. 485.

НЕ УДУНТ (ДИТ)

Мост Annibal (1870), пролет 55 *м*; арка из кирпича и туфа на жирном известковом растворе выдержана на кружалах 217 дней; осадка 329 *мм*.

Старый мост de Lavaur (1791), пролетом 48,726 *м*, из тесаного камня с очень малыми швами (1 — 4 *мм*), стоял на кружалах 3 года; кружала сделаны были из камня и кирпича в виде виадука в 3 арки пролетом 9,745 *м*. Осадка 65 *мм*.

Из новейших мостов, сложенных на цементном растворе, арка моста de Lavaur была на кружалах 135 дней; осадка 0,62 *мм*.

Мост de Claix (1875), пролет 52 *м*, подъем 1:6,45, выдержан на кружалах 42 дня; осадка 1,5 *мм*.

Арка второго пролета моста Boucicaut была раскружалена через 229 дней; осадка при раскружаливании 13 *мм*; пятая арка того же моста раскружалена через 67 дней по замыкании; осадка при раскружаливании 14 *мм*. Разница выдержки произошла от неодновременного производства кладки арок при одновременном раскружаливании.

Мост из камня и бетона через Murr у Marbach'a, построенный Лейббрандом в 1887 г. и имеющий пролет 32,00 *м*, подъем около 1:11, выдержан на кружалах 41 день. Осадка при раскружаливании 39 *мм*. Мост на свинцовых «шарнирах» в пятах и в замке.

Арки виадука du Point-du-jour в Париже были раскружалены через 30 дней по замкнутии. Строители Bassompierre и de Villiers того мнения, что в случае нужды срок этот можно сократить, так как цементный раствор вполне затвердевает через сутки, а по истечении 15 дней его сопротивление раздроблению увеличивается уже немного и медленно.

Мост через Enz у Höfen'a (1885, прол. 28 *м*) был раскружален не сразу; через 15 дней по замкнутии свода кружала были опущены на 3 *мм*, а еще через две недели свод был вполне раскружален. Осадка 40 *мм*.

Мост Forbach у Baiersbronn'a (1891), пролетом 25 *м*, со стрелой 3 *м*, раскружален через 28 дней. Осадка при раскружаливании 20 *мм*.

Каждый строитель руководствуется в этом вопросе своими собственными соображениями, соответственно обстановке производства работ.

Инженер Séjourné считает необходимым при кладке свода кольцами держать его на кружалах возможно дольше, чтобы выравнять сопротивление раствора разного возраста. Люксембургский мост он держал на кружалах 90 дней.

Строитель виадука Gour-Noir (1890) предлагал раскружалить свод через 90 дней по замкнутии последнего кольца; при этом раскружаливание падало на 6 ноября, когда продолжать кладку по климатическим условиям нельзя было. Приходилось либо отложить раскружаливание до марта, либо сократить срок. 30 дней погода держалась жаркая, ввиду этого решено было раскружалить свод через 52 дня по замкнутии, осадка 1,3 *мм*.

Инженер Dejardin, имея ввиду главным образом кладку на известковом растворе высказывается [1] за немедленное раскружаливание свода, так как опыт показал, что от этого никакого вреда не происходит; напротив, благодаря тому, что раствор еще не затвердел, он обладает способностью уплотняться и располагаться сообразно с деформацией свода при раскружаливании.

Инженер Dupuit оспаривает [2] это мнение следующим образом:

«Многие строители и теоретики полагают, что в хорошо сделанном своде кривая давлений проходит по середине клиньев, как в вертикальной опоре. Если бы это было так, то несомненно было бы лучше производить раскружаливание немедленно, так как равномерное сжатие раствора лучше обеспечивало бы заполнение всех швов; но движение свода при раскружаливании имеет совершенно другой характер; свод разделяется на сегменты, которые при сводке вращаются около определенных точек, где сосредоточивается давление. В пятах свода моста Nemours шов имеет высоту 2,0 *м*, при раскружаливании он раскрылся сверху на 31 *мм* и соприкасание клиньев происходило на длине шва 33 *см*». Чтобы уменьшить вращения, надо уменьшить осадку свода, а значит и сжатие швов, а потому раскружаливать свод тотчас по замкнутии не следует. «По нашему мнению, говорит Dupuit, выгодно держать свод на кружалах возможно дольше. Это правило подтверждается практикой; все строители теперь знают

[1] Dejardin. „Routine de l'établissement des voûtes". Paris 1845, p. 248, 249.
[2] Dupuit. „Traité de l'équilibre des voûtes". Paris 1870. p. 285.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

что осадка свода тем меньше, чем дольше свод оставался на кружалах». С другой стороны, указывает он, почти все своды сложены из разнородных материалов, облицовка из тесаного камня, средина из бута, кирпича и т. п. и имеет большее число швов, а следовательно подвержена большей осадке, если раствор не тверд. При раскружаливании, благодаря неодинаковому сжатию, должны произойти дислокации в своде.

Но указать достаточный для всех случаев срок трудно. Он зависит от величины, пролета, подъема арки, свойств раствора, состояния погоды. В конце концов Dupuit приходит к заключению, что для больших арок (свыше 20 *м* пролетом) достаточен срок в 1 месяц. Для меньших сводов он может быть укорочен, а очень малые своды можно раскружаливать немедленно.

В настоящее время соображения Dejardin'a совсем потеряли почву, так как цементный раствор очень быстро твердеет, а соображения Dupuit приобрели еще большее значение, так как стремление к увеличению пролетов и уменьшению расхода материала на своды до границ самого необходимого по расчету при повышенных допускаемых напряжениях требует, чтобы кривая давления возможно менее отклонялась от найденных по проекту пределов.

Rheinhardt полагает[1] что срок 3 недели достаточен.

При постройке каменного моста в 6 пролетов под железную дорогу Kitzingen-Gerolzhofen в Германии, когда замыкание сводов следовало по порядку их кладки, а раскружаливание почти одновременно, свод пролетом 25,4 *м* был раскружален через 24 дня по замкнутии. [2]

Из приведенных выше данных и соображений, полагаем, возможно сделать заключение, что в каменных мостах арки могут быть раскружалены по истечении времени от 3 недель до 3 месяцев со дня заклинки. Чем серьезнее сооружение, тем срок должен быть больше. Точных, однообразных указаний здесь не может быть дано; срок назначается строителем по соображении со всею совокупностью обстоятельств, в которых происходит постройка моста, примеры влияния которых мы выше привели.

В заключение приведем интересные соображения инженера Tourtay относительно выбора времени для раскружаливания по состоянию *температуры воздуха.*[3]

На основании гипотез, которые могут быть оспариваемы, Tourtay определяет наивыгоднейшее очертание свода, при котором кривая давления проходит по срединной линии свода и напряжения равны везде наибольшему допускаемому напряжению. Но средняя кривая давления не может осуществиться в действительности, благодаря условиям, сопровождающим раскружаливание, т. е. деформациям свода, прежде чем он начнет работать на полную нагрузку. Кроме того, и после раскружаливания, даже при постоянной нагрузке кривая давления в своде не остается неизменной, она перемещается под действием изменений температуры.

Вследствие раскружаливания кривая давлений выходит из среднего положения (по кривой оси очертания свода) и подымается в замке почти к верхней точке деления его сечения на три части, а в пятах опускается к такой же нижней точке. Повышение температуры подымает замок свода, перемещает кривую давления в замке — вниз, в пятах — вверх, т. е. к срединной линии. Повышение температуры может оказывать влияние лишь когда свод замкнут и в зависимости от разницы температуры момента относительно температуры замыкания. Например, для моста Boucicaut Tourtay вычисляет, что если бы по замкнутии свода температура поднялась на 35°, то свод раскружалился бы без деформаций, т. е. влияние раскружаливания на положение кривой давления компенсировалось бы влиянием повышения температуры, и кривая давления проходила бы по срединной линии свода.

При понижении же температуры кривая давления еще более уходит от среднего положения и для моста Boucicaut, например, выходит из средней трети.

Отсюда следует, *что свод надо замыкать при возможно более низкой температуре*, чтобы затем он мог работать только с повышением температуры, полезным в отношении распределения напряжений.

---

[1] Rheinhardt. Ueber die Kunst des Wölbens. Centralbl. d. Bauverw. 1886.
[2] Leibbrand. «Gewölbte Brücken». 1897, S. 26.
[3] Tourtay. «Détermination des pressions réelles dans les voûtes surbaissées». Annales des p. et ch. 888, 1 sem., p. 565.

НБ УДУНТ (ДГТУ)

Самое выгодное положение имелось бы в том случае, если бы при средней температуре места кривая давления проходила по средине очертания; но это недостижимо, так как, например, для моста Boucicaut замыкание свода должно было бы произойти при температуре на 35° ниже средней. Необходимо, однако, стремиться к уменьшению возможного по замыкании свода понижения температуры, т. е. производить замыкание при возможно низкой температуре.

Принимая во внимание, что толщина свода медленно принимает температуру воздуха, замыкание осенью могло бы производиться при температуре воздуха ниже нуля. Кроме того, если свод будет замкнут при высокой температуре, то можно быть уверенным в появлении зимой трещин в сооружении, если не будет устроено термических швов.

Но температура воздуха не находится в подчинении у строителя, поэтому желательно выработать приемы, могущие парализовать вредное влияние понижения температуры. Инженер Tourtay считает этот вопрос одним из серьезнейших, с которыми приходится иметь дело строителю каменного моста, и его можно было бы считать решенным, если бы удалось в своде, находящемся еще на кружалах, вызвать напряжения материала. [1] При постройке моста Boucicaut он хотел применить прием поднятия свода на винтах перед заклиниванием, с тем, чтобы вызвать в нем соответственные напряжения до закаливания. Но этому помешала непрочность лежней, на которых были расположены домкраты. Затем он предлагает еще следующий прием.

При заклинивании свода последний шов в замке затрамбовать раствором лишь в *нижней* его половине, оставив верхнюю пустой. В пятах же последние швы в нижней их трети заполнить тощим известковым раствором, являющимся сжимаемым и легко разрушаемым; а верхние две трети затрамбовать как следует цементным раствором; затем на частично заклиненном таким образом своде возвести надсводную кладку и произвести засыпку пазух; кружала, рассчитанные лишь на поддержание одного свода, осядут, вследствие чего возникнет кривая давлений, расположенных в замке в нижней половине шва, а в пятах — в верхних двух третях. После этого надлежит затрамбовывать окончательно замковый шов. Пятовые швы следует заполнить за несколько дней до раскружаливания.

Кроме того, инженер Tourtay в указанной здесь статье упоминает о втрамбовывании сухого цементного раствора по способу Séjourné и признает этот прием полезным в рассматриваемом здесь отношении, но — говорит он «трудно допустить, чтобы трамбование могло сколько-нибудь чувствительно сжать кладку свода и вызвать в нем напряжения».

Затем, он произвел опыты для определения усилий, развиваемых трамбованием. После этого [2] он заявляет, что «сильное трамбование полусухого раствора в швах замыкания вызывает в своде на кружалах довольно значительные напряжения».

Таким образом трамбование швов, а в особенности раскружаливание при помощи домкратов, удовлетворительно решает поставленный Tourtay'ем вопрос о возможно более полном осуществлении положения кривой давления в средней части очертания свода и об устранении невыгодного в этом отношении влияния деформации при раскружаливании.

46. Процесс раскружаливания. — Для уяснения характера процесса раскружаливания современных каменных мостов приведем описание раскружаливания свода виадука Gour-Noir, пролетом 60 *м*. [3]

Перед раскружаливанием был отдан следующий приказ:

1) Раскружаливание будет произведено 28 сентября.

2) Песочницы, опалубка вне свода, внутренняя и наружная поверхности свода по всей их длине должны быть легко доступны.

3) Соломенная одежда песочниц должна быть снята.

4) К поршням песочниц должны быть прикреплены линейки с делениями в миллиметрах (чер. 247) и с нулем, совпадающим с краем цилиндра.

5) Близ каждой песочницы должна быть установлена линейка в обойме для точного измерения сближения поясов *A* и *B*. Нижняя часть линейки должна быть неподвижна, на ней деления в миллиметрах, нуль которых совпадает с чертой на подвижной части линейки, нанесенной в момент начала раскружаливания.

---

[1] Annales 1892, 2, p. 490.

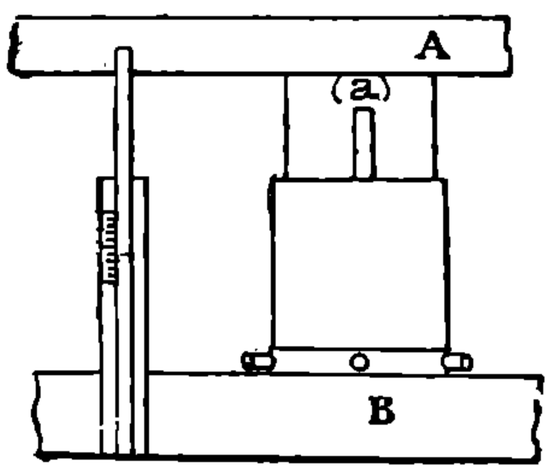
[2] Annales des p. et ch. 1904, I, p. 99.
Annales des p. et. ch. 1892, I, 576 — 582.

НБ УДУНТ (ДИТ)

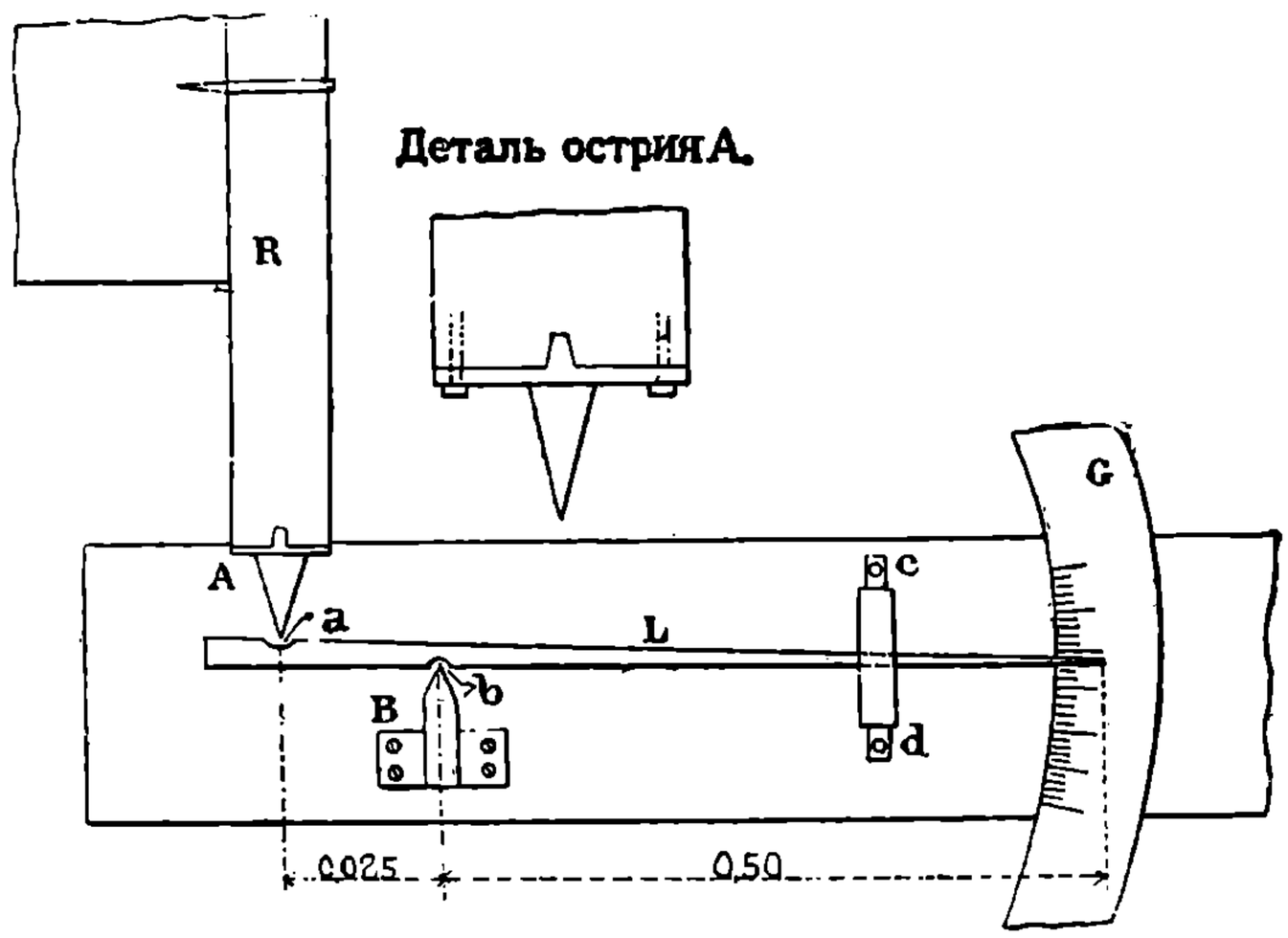
6) В замке и в сечениях 15° и 35° относительно вертикали должны быть неподвижно прикреплены к облицовке свешивающиеся линейки R (чер. 248) нижним концом опирающееся на малое плечо рычага L, большое плечо которого в виде стрелки указывает на квадранте высоты в 20 раз больше осадки свода в этой точке. Рычаг L — из железа покоится на железном ноже B, неподвижно прикрепленном к схватке временного моста. Линейка R опирается на рычаг также при помощи ножа A из листа в 1 *мм*, припаянного к листу 5 *мм*, прикрепленному к концу линейки R. Ножи опираются на рычаг в гнездах a и b, тщательно выпиленных и отполированных; их острия должны быть также хорошо закруглены и отполированы. Дуга должна быть градуирована в миллиметрах. Заботиться о положении стрелки на нуле не следует, так как движения от расширения будут двигать рычаг до приступа к раскружаливанию. Скобка cd назначена для удержания стрелки от боковых отклонений.

7) Со стороны Brive'a на определенном расстоянии от оси свода должны быть установлены оптические трубы. Визирная ось трубы должна проходить через мушку, укрепленную неподвижно на вершине свода у каждой из лицевых граней свода; на расстоянии в три раза большем визирная ось должна встретить масштаб, отсчет по которому даст учетверенную величину осадки свода.

8) Для контроля над показаниями рычажных измерительных приборов должны быть установлены в других



Фиг. 247.



Фиг. 248.

местах неподвижные оптические трубы, которые должны давать прямое чтение осадки на особых линейках, укрепленных по наружным боковым граням свода в замке и сечениях 15° и 35°.

9) Каждый рабочий, которому будет поручено извлечение песка из песочницы, будет снабжен шестью затычками, спицей, молотком и станком, на котором будут отмечены деления, соответствующие слою песка в песочнице высотою $^1/_2$, 1, 2 *мм* и т. п.

10) На каждый ряд опор будет иметься три больших молота.

11) Четыре рабочих должны будут наблюдать за трещинами, которые могут произойти по внутренней или внешней поверхности свода.

Накануне операции начальник участка должен распорядиться сделать гипсовые контрольные намазки по наружной поверхности свода, начиная от пят до сечения 45°, и по внутренней поверхности свода на 20° с каждой стороны замка.

Швы по наружной поверхности свода и по лицевым граням свода в районе шва перелома должны быть расчищены, плотно заделаны гипсом и отшлифованы заподлицо с ребрами камней. То же самое должно быть сделано по линии соприкасания свода с опалубкой, чтобы следить за движением последней и определить момент отделения опалубки от свода.

Подмости должны быть готовы 27 сентября, накануне операции должны быть установлены линейки, рычажки и отмечены нулевые черты на линейках песочниц. Относительно песочниц надо удостовериться, что обручи, удерживающие песок, не слишком пристали; в случае, когда найдется обруч, который трудно повернуть, надо, ослабив винты, смазать его.

НВ УДУНТ (ДИТ)

расписанию.

С кануна операции пользование временным мостом строго воспрещается. Необходимо решительно отказаться от ходьбы по нем и даже запрещается облокачиваться на него.

Необходимо устроить временные подступы к песочницам и своду независимо от вспомогательного (временного) моста.

Для общего и одновременного раскружаливания свода необходимо поставить у каждой песочницы по рабочему; необходимо, следовательно, иметь 77 человек, которых должен дать подрядчик.

Рабочие, находящиеся на одной опоре системы кружал (ряд опор поперек моста), должны быть поставлены под команду одного служащего, начальника опоры, который должен сообщить им способ и порядок работы; как рабочие, так и все участники должны быть снабжены подробной инструкцией за несколько дней до раскружаливания. Им должны быть выданы также листы, в которых они должны отмечать все наблюдения после каждого опускания кружал и во время опускания.

Последовательность опусканий будет следующая:

Номера опусканий		Опускание в *мм*		Примечания	Номера опусканий		Опускание в *мм*		Примечания
		Каждого отдельно	Сумма				Каждого отдельно	Сумма	
1-я серия	1	0,5 *мм* в песочнице, т. е. 1,5 *см* в стаканчике.	0,5		3-я серия	14	2 *мм* в песочнице, т. е. 6 *см* в стаканчике.	12	
	2		1			15		14	
	3		1,5			16		16	
	4		2			17		18	
	5		2,5			18		20	
	6		3			19		25	
2-я серия	7	1 *мм* в песочнице, т. е. 3 *см* в стаканчике.	4		4-я серия	20	5 *мм* в песочнице, т. е. 15 *см* в стаканчике.	30	
	8		5			21		35	
	9		6			22		40	
	10		7			23		45	
	11		8			24		50	
	12		9						
	13		10						

После каждого опускания начальник опоры зачеркивает карандашом в своей табличке номер опускания.

Каждый начальник опоры должен быть снабжен флажком.

После каждой операции он должен стать на низовый конец опоры с флажком в руках. Это даст знать начальнику участка, что очередная операция исполнена и что он может давать сигнал для следующей.

Во время операции раскружаливания надо сохранять полную тишину.

Когда все будут на своих местах, начальник участка даст предупредительный свисток. Каждый начальник опоры освидетельствует песочницы, находящиеся в его ведении; он должен убедиться, что рабочие имеют спицы, стаканы и молоток, что имеется 3 молота на опоре и т. д.; он должен проверить положение линеек на поясах и на цилиндре песочницы и убедиться, что пробки, которыми заменен обруч, хорошо пригнаны и легко вынимаются. По окончании обзора он становится с флагом в руке на низовом конце опоры.

Когда начальник участка увидит все флажки начальников опор, он даст второй свисток, который будет сигналом начала операции. Немедленно рабочие должны открыть первую дырочку и при помощи спицы извлечь количество песку, соответствующее

НБ УДУНТ (ДИТ)

предписанному опусканию, затем надо заткнуть отверстие. Начальники опор обходят рабочих и убеждаются, что предписанное количество песка извлечено и что не извлечено его больше, к чему у рабочих замечается склонность.

Когда из всех песочниц будет извлечено одно и то же количество песку, начальник участка дает второй сигнал: два свистка: все рабочие должны постучать молотками по всей окружности песочницы, чтобы песок, если он сырой, не образовал свода над освобожденным от песка местом. Осторожно с сухим песком, так как он вытекает слишком быстро.

По третьему сигналу: три свистка — надо ударами молотов осадить верхний пояс на определенную расписанием величину. Если это на некоторых песочницах не достигнется, то начальник опоры извлекает новое количество песка.

Когда кружала опустятся везде точно на одну и ту же величину, несколько минут выжидают, и начальник участка сигналом на рожке указывает персоналу, что надо произвести осмотр.

После этого начинается в том же порядке новая операция до тех пор, пока свод не отделится от кружал.

При каждой операции меняется отверстие на противоположное: один раз — правое, другой — левое.

Осадка свода может продолжаться и после того, как кружала освободятся, поэтому наблюдения над стрелками должны производиться еще 2 дня, т. е. по 30 сентября включительно.

Раскружаливание было произведено точно по этой программе и продолжалось 4 ч. 25 м.

После первого опускания стрелки показали понижение на 0,2 *мм*. После шестого опускания, т. е. после понижения в песочницах на 3 *мм*, кружала отстали между пятами и сечением 35°; в это время стрелки показывали понижения: в замке — 0,5 *мм*, в сечении 15°—0,4 *мм*, в сечении 35°—0 *мм*. Только после десятого опускания, т. е. после понижения песочниц на 7 *мм*, кружала вполне отстали от свода; стрелки в это время показывали понижения: в замке—1,1 *мм*, на 15°—0,7 *мм*; на 35°—0 *мм*. По раскружаливании осадка оказалась в замке 1,3 *мм*, на 15°—0,8 *мм*, на 35°—0,3 *мм*.

Показания стрелок и подвижных труб вполне совпадали; что касается показаний неподвижных труб, то таковые оказались фантастическими, как потом замечено было, вследствие влияния солнца на штативы.

Этот порядок раскружаливания был раньше применен приблизительно в таком же виде инженером Séjourné на мостах Lavaur и пр. Нужно обратить внимание на то, что здесь кружала опускаются одновременно на одну и ту же величину. Следствием этого является то, что свод освобождается раньше всего у пят, а затем в замке. Это соответствует и раньше практиковавшемуся приему вытаскивания досок опалубки, начиная с пят. При раскружаливании моста Chester намеренно были освобождены сперва кружала под раменами, чтобы поддержанием средней части арки уменьшить опасность раздробления свода в швах перелома.

Dupuit приводит в своей книге факт обрушения свода одного моста во Франции, пролетом 20 *мм*, при стреле 2,5 *м*, сложенного из кирпича четырьмя кольцами, обрушения, происшедшего по раскружаливании лишь средней части арки. Dupuit видит причину обрушения раскружаленной части в том, что было сделано лишь раскружаливание верхней части. Упавшая часть была возобновлена на тех же конструктивных началах, и по раскружаливании обычным порядком свод остался в равновесии. Dupuit полагает, что раскружаленная верхняя часть давала распор в местах, где начиналась нераскружаленная часть арки; эта последняя часть сжалась и под действием распора отклонилась наружу, следуя очертанию кружал вниз, тогда как в случае, если бы и здесь кружал не было, опорные точки верхней части двигались бы по вертикали.

В настоящее время можно считать установленным, что раскружаливание должно производиться так, чтобы свод постепенно и плавно вступил в работу (см. ч. I, стр. 733).

47. Раскружаливание при помощи домкратов. — Об этом приеме раскружаливания, введенном в практику французским инженером Freyssinet с 1909 года, мы уже упоминали (§ 3 и n° 40).[1]

---

[1] Freyssinet. Le pont de Villeneuve-sur-Lot. Génie Civil 1921 г. июль — август.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Гидравлические домкраты у Фрейсине имели следующие размеры: подъемная сила 500 тонн для каждого домкрата; диаметр поршня 40 *см*; полная высота домкрата 15 *см*, ход поршня 8 *см*. Цилиндр домкрата имеет два отверстия, через которые домкраты можно при помощи трубок соединять друг с другом и с насосом. Под домкрат подставлялась железная квадратная подушка со стороной 40 *см*, толщиной 55 *мм*. Домкраты могут держать груз долго, при чем течь была заметна при небольших давлениях: при высоких давлениях воротники сильно прижимались, и течь прекращалась. При заклинивании свода, раскружаленного при помощи домкратов, их приходится держать на домкратах, пока не затвердеет раствор в месте заклинивания. При употреблении быстро твердеющего раствора на это требуется несколько часов.

Раскружаливание требует на весь свод *одного* рабочего (у насоса), вместо десятков рабочих, необходимых при раскружаливании посредством песочных цилиндров. Все манипуляции весьма просты и недороги.

Применение гидравлических домкратов дало возможность Фрейсине сделать *выпрямление* бетонных пологих сводов, опустившихся в замке от усадки бетона. Мост Veurdre, построенный в 1909 — 1910 годах, состоит из трех сводов, с тремя шарнирами, пролетами 68 — 72,5 — 68 *м*, с пологостью до 1 15. Этот мост был раскружален в совершенно законченном виде, готовом для открытия движения; в это время усадка бетона была найдена равной 1 : 10000. Строитель при раскружаливании учел 4 : 10000; эта величина была получена летом 1911 г., но сокращение бетона продолжалось и в 1913 году достигло 8 : 10000, вызвав опускание замков сводов в 10 — 12 *см*, что портило вид моста и вредило устойчивости береговых сводов.

Своды были приподняты несколько больше 12 *см* без подведения кружал и без перерыва движения по мосту, за исключением момента действия домкратов, которое продолжалось всего несколько минут. Усадка немного возросла еще в 1914 году, а затем все стало без перемен.

На приподымание каждого свода со всеми приготовлениями требовался 1 день.

Возможность такой операции была предусмотрена, и гнезда для домкратов не были заделаны при постройке моста, а лишь после подъема сводов в 1913 году.

Чтобы дать понятие о величине раздвигания половинок свода домкратами при раскружаливании, приведем следующие данные Фрейсине. Своды моста Veurdre сперва потребовали щель в 45 *мм*, потом (в 1913 году) было еще дано 30 *мм*, а всего 75 *мм*. Мост Villeneuve 53 *мм*, мост Bernand, пролет которого 170 *мм*, потребовал бы 100 — 120 *мм*.

При применении этого способа домкраты занимают часть замкового сечения свода, другая его часть оставляется для заклинки. Свод сперва держится на домкратах, и весь распор сосредоточивается на них. Когда произведена заклинка свободного участка и домкраты спущены, распор передается этой частью сечения. Лишь по заделке гнезд для домкратов можно с некоторой натяжкой считать, что в работу вступает все сечение. Таким образом, мы имеем дело с концентрацией давления на части замкового сечения. Это может вызвать необходимость усиления прочности соответственных участков замкового сечения.

Для этой цели, в построенных им бетонных мостах, Фрейсине применял усиление замка арматурой.

На фиг. 249 — 251 приведено расположение домкратов (vérins) в одном из сводов-близнецов моста Villeneuve. Напомним, что его пролет 98 *м*, сечение в замке 3,03 × 1,45 *м*. Участок свода под домкратами снабжен арматурой из стержней толщиной 8 *мм*, положенных в несколько слоев попеременно в горизонтальном и вертикальном направлениях. Тем же способом усилен несколько и средний участок замкового сечения. Армирование замковых участков может вдвое и втрое увеличить прочность бетона. А под домкратами, — нагрузка кратковременная, Фрейсине доводил напряжения до 300 *кг* и считает, что это далеко не предел допустимого, конечно, при условии целесообразного подбора материалов и дозировки (до 1000 *кг* на 1 $м^3$ песка), а также и армирования. В данном случае железобетонная подушка под домкратами имела 2,5% арматуры по объему.

При бетонировании средней части замка сперва сделали ее на одной половине свода, дали затвердеть, сняли поперечную перегородку, смазали поверхность салом и подбетонировали среднюю часть второй половины свода. Получился шов без просвета. Для домкратов оставлены углубления.

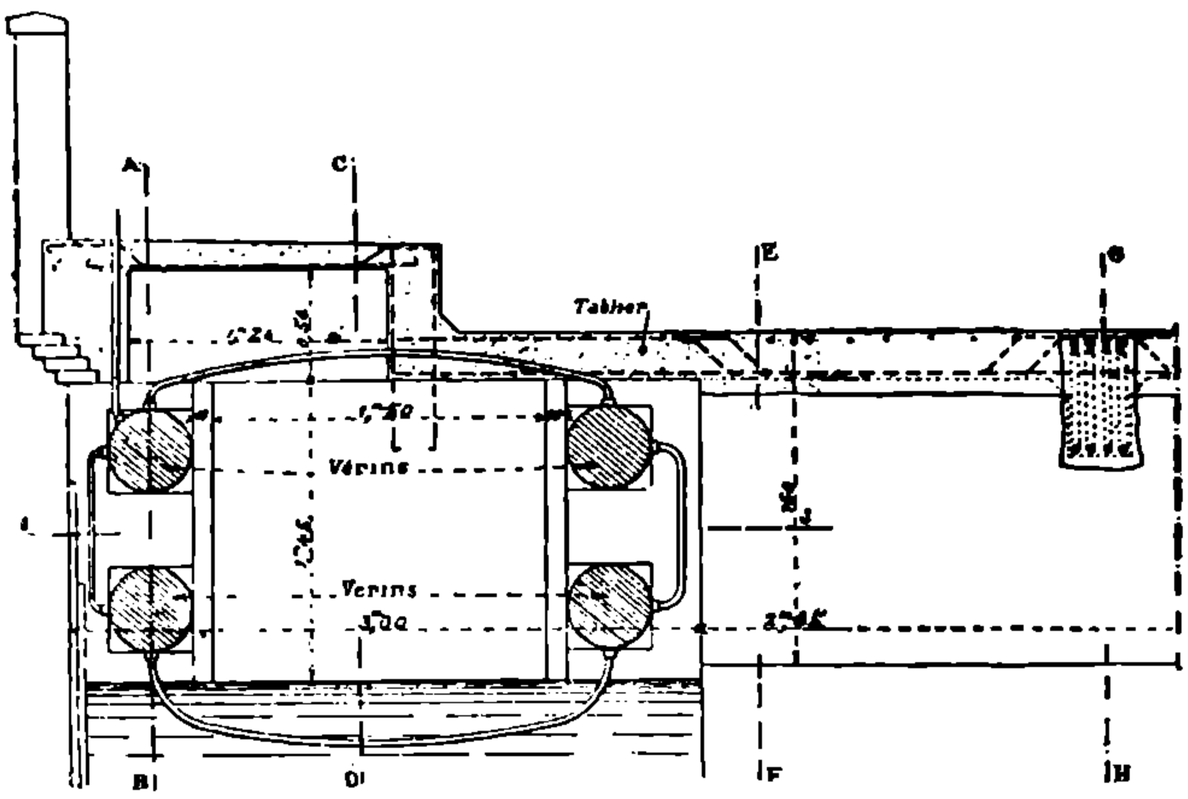
Когда домкраты были заложены и приведены в действие, то сперва было замечено

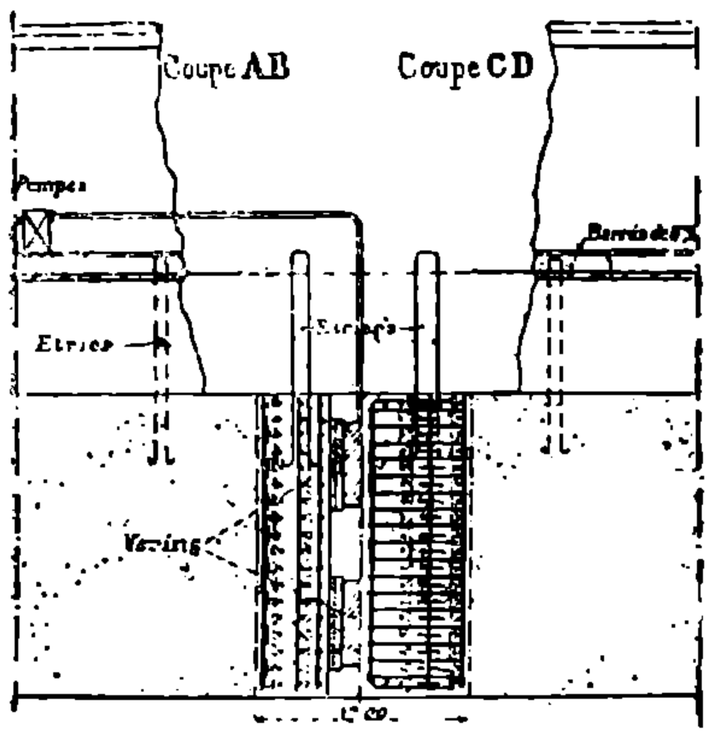
НБ УДУНТ (ДИТ)

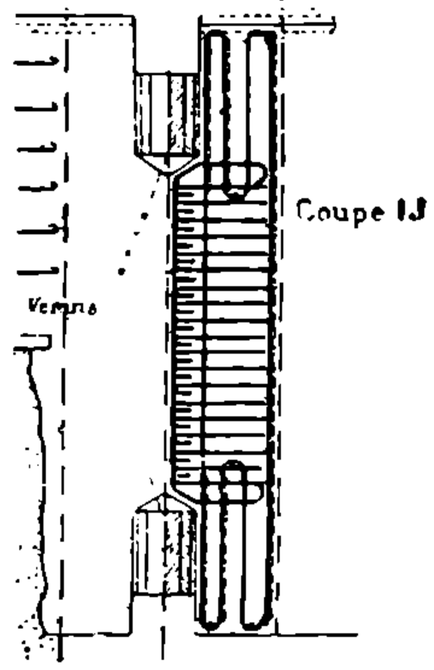
расхождение замкового шва без какого-либо подъема свода. Последнее началось только при давлении 260 тонн на каждый домкрат, просвет получился при этом 2 *см*. С этого момента поднятие шло пропорционально действию домкратов, давление же возрастало весьма медленно, на столько, на сколько уменьшалось плечо распора относительно центра давления в пяте, который повышался по мере поднятия половинок свода.

Распор достиг 270 тонн на домкрат при просвете в замке 8 *см* наверху и 7 *см* внизу и при поднятии свода на 9 *см* над кружалами.

В раскрытый шов были введены две пластины толщиною 5 *см* из жирного раствора с арматурой из двух сеток из проволоки толщиною 5 *мм*. Пластины были выверены в толщине; в момент закладки их покрыли с каждой стороны цементным свежим раствором без песка, толщиною 3 *мм*. Медленным выпуском воды свод опустился на пластины. Благодаря этому грани просвета стали параллельны с расстоянием всюду 53 *мм*. Просвет над кружалами уменьшился до 5 *см*. Домкраты были убраны и гнезда заполнены бетоном, хорошо утрамбованным.







Фиг. 249—251.

Таким способом было достигнуто удлинение оси свода на 53 *мм*, без поворота замковых участков ее, расположенных по бокам замка. Этим удлинением аннулированы: сокращение оси свода под действием постоянной нагрузки, обжатие опор свода и часть сокращения от усадки бетона в размере 4 : 10000 длины арки.

В *n*° 30 мы видели, что применение домкратов для раскружаливания дает возможность регулировать наибольшие и наименьшие напряжения в своде; этим путем можно погасить все добавочные напряжения, которые возникают от сокращения длины свода; сюда относятся сокращение от постоянной нагрузки, от изменений температуры с амплитудой ее колебания от температуры замыкания до средней температуры свода во время его службы, от усадки бетона в бетонных сводах, от обжатия опор, увеличивающих пролет и равносильных уменьшению длины арки.

Если свод очерчен по кривой давления от постоянной нагрузки, то остается учитывать равномерные давления от постоянной нагрузки и неравномерные давления от временной нагрузки и от колебаний температуры в ту и другую стороны от средней температуры свода во время его службы.

Нужно заметить также, что этот прием дает возможность выправлять свод в плане, т. е. производить горизонтальные перемещения замка. Для этого домкраты надо разделить на группы и дать больший ход поршня в одной группе по сравнению с другой, или, что надежней, закладывая в раскрытый шов клиновидную пластину.

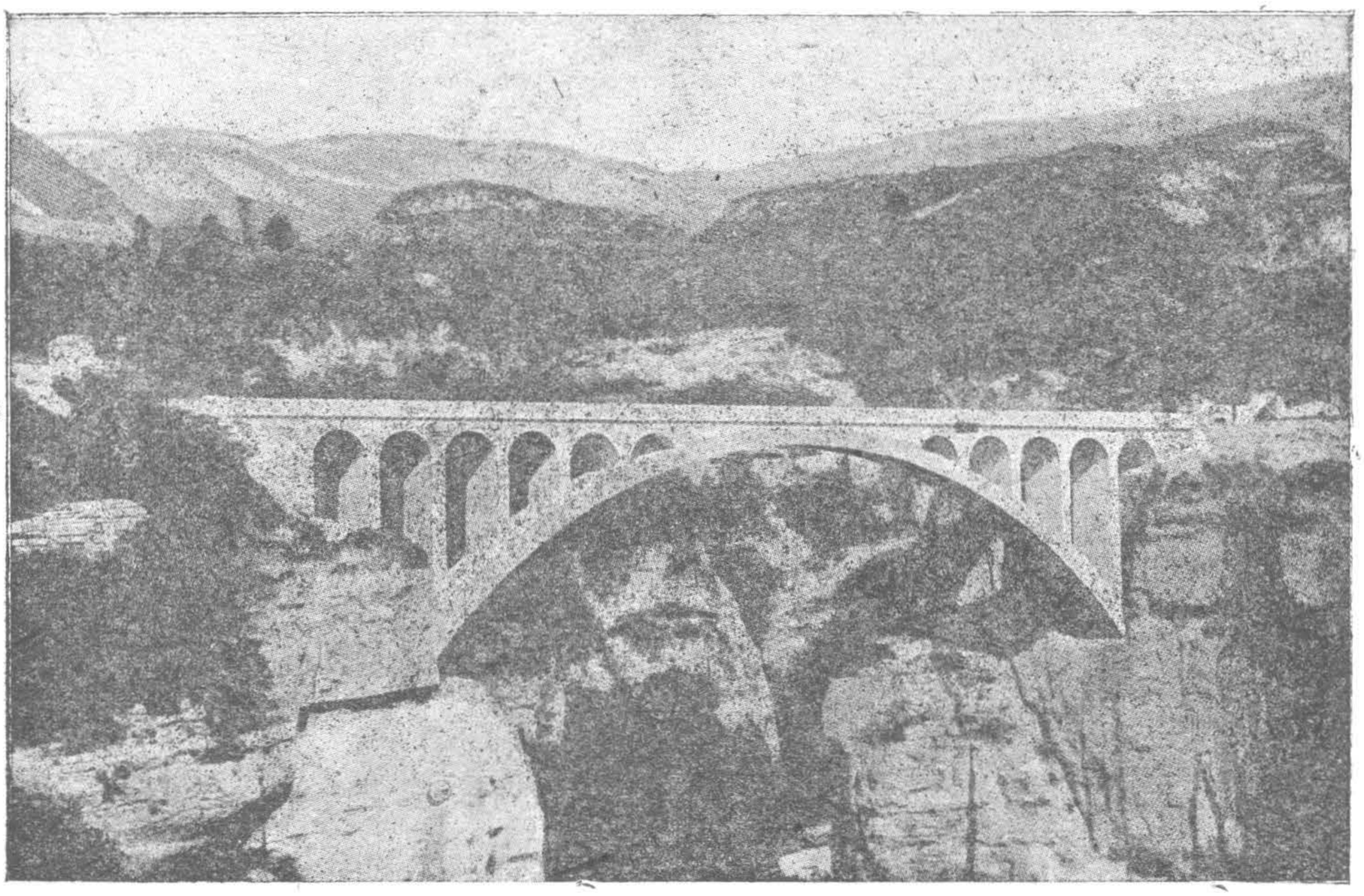
Это регулированье имеет огромное практическое значение. При ширине свода, равной 1:33 пролета, свод может выпучиться в сторону и рухнуть. До Фрейсине ширину свода не брали меньше 1:14 пролета. В проекте моста Bernard Фрейсине назначил ширину свода в замке 4,0 *м*, в пяте 6,5 *м*, при пролете 170 *м*, т. е. 1:42,5. И он

НТБ УДУНТ (ДИТ)

предвидел необходимость при раскружаливании регулировать положение оси в плане устранить всякие уклонения свода в сторону.

48. Сооружение моста de Montanges. [1] — Мост (фиг. 252) построен в 1908—1910 гг для пропуска подъездного пути Bellegarde-Chézery и шоссейной дороги через р. Valzerine, протекающую в месте перехода в отвесных скалистых берегах высотою больше 60 *м*, при расстоянии между ними около 80 *м*. Из четырех вариантов моста, а именно каменного в три пролета, железного, железобетонного и каменного в один пролет, был принят последний, так как стоимость по всем вариантам почти одинакова, а главное, — по местным условиям этот вариант сам собою напрашивается.

Пролет свода 80,29 *м* в свету, стрелка 20 *м* (фиг. 253); очертание внутренней кривой свода по кругу радиуса 50 *м*. Толщина свода в замке 1,5 *м*, в пятах 2,5 *м*. Сводики надсводной эстакады полуциркульного очертания с пролетом в свету 5,3 *м*, толщина в замке 0,53 *м*, толщина бычков 1,06 *м* в вершине с уклоном боковых граней $^1/_{50}$. Пазухи заполнены тощим бетоном, поверхности которого придан поперечный



Фиг. 252. — Мост de Montanges. Общий вид.

уклон в 0,01 к оси моста. Изоляция толщиной 12 *мм* состоит из смеси трех частей асфальтовой мастики и одной части жидкого битума. С верхней части большого свода вода отводится чугунными трубками.

Ширина моста (фиг. 254) между перилами в свету 6,20 *м*, из коих на два тротуара отведено по 0,55 *м*. Полная ширина по карнизам 6,44 *м*; ширина свода одинаковая по всей его длине, равна 5,35 *м*, т. е. полотно моста свешивается над сводом по 0,55 *м* с каждой стороны; свесы поддерживаются консольными камнями.

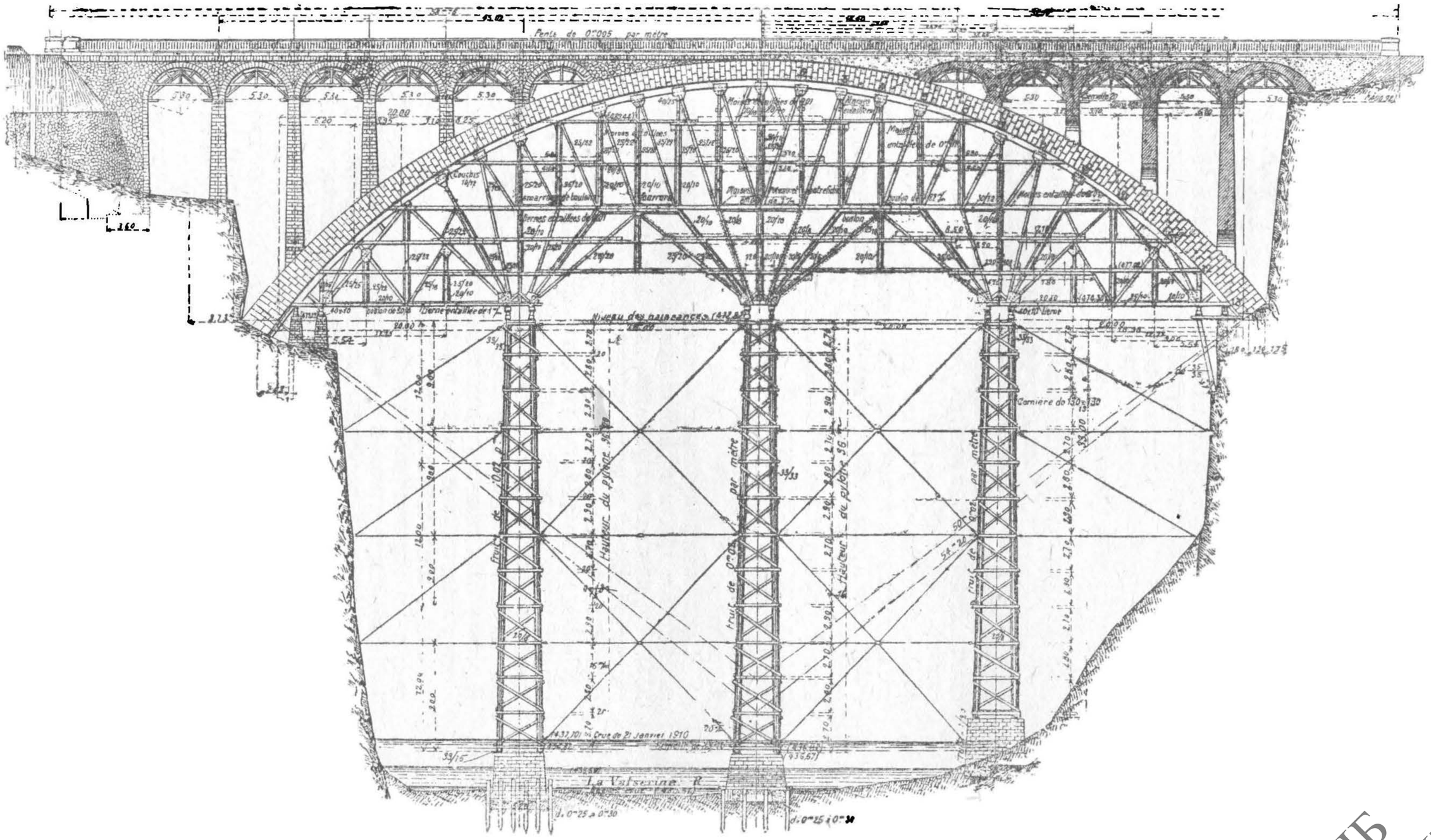
Большой свод сложен из штучного камня известняка, околотого в правильные клинья определенных размеров для каждого места в своде. Из карьера он подвозился к станции Cize-Bolozon на лошадях (6 *км*), отсюда до ст. Bellegarde — по жел. дороге (38 *км*), и от последней станции до места работ (9 *км*) — рабочими поездами. Известняк показал временное сопротивление 1660 *кг/см*^{2}, вес 1 *м*^{3} 2660 *кг*. Отдельные камни свода имеют в среднем объем около 0,2 *м*^{3}. Раствор состоял из портландского цемента 600 *кг* на 1 *м*^{3} песка. Тело бычков и сводиков сложено из бутовой кладки; облицовка из камня местного происхождения.

Серьезную задачу представлял проект кружал. Из возможных вариантов, ввиду наличия местного леса, отдано было предпочтение системе с промежуточными опорами, которых в данном случае дано три, башенного типа.

---

[1] Picard. — Annales des ponts et chaussées. 1911. IV.

НБ УДУНТ (ДИТ)

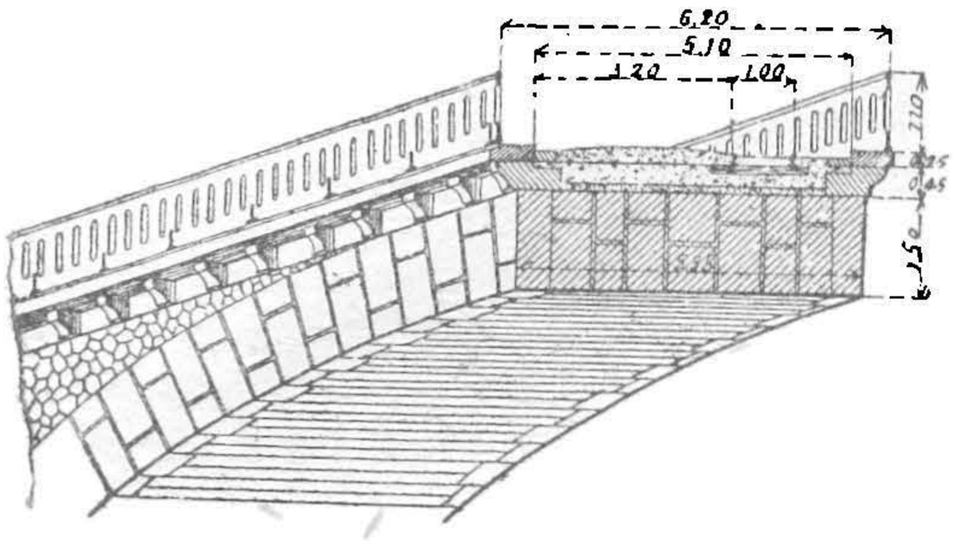


Фиг. 253.

НБ УДУНТ (ДИТ)

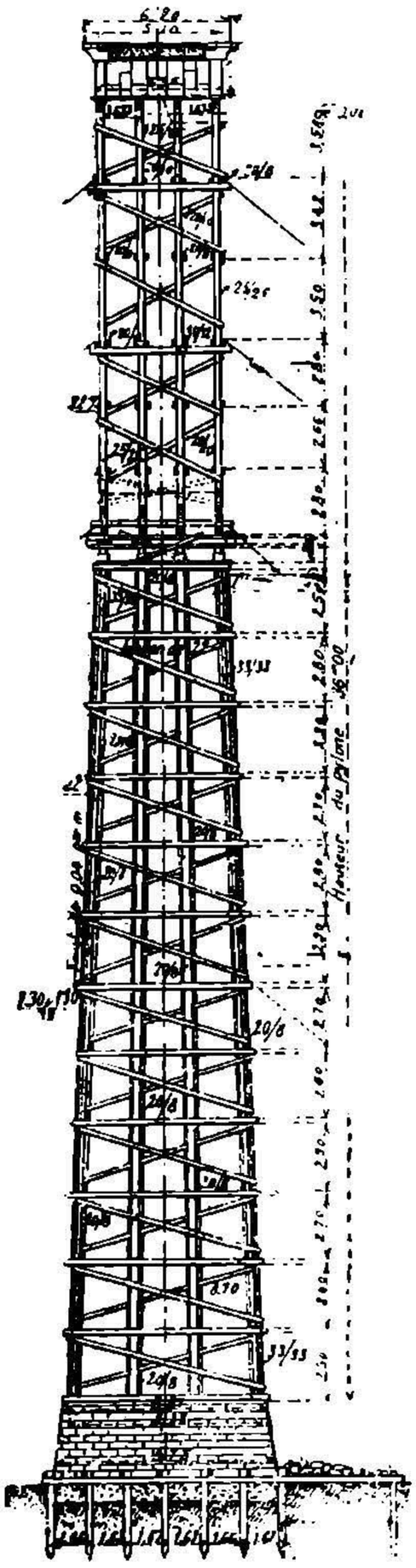
Проект башен и кружал *страдал существенными недостатками*, вследствие которых все сооружение едва не обрушилось перед замыканием свода.

Башни имеют высоту 36 *м*, кроме левобережной, высота, которой равна 33 *м*. Полная высота до верха кружал в замке 56 *м*, т.-е., высота кружал 20 *м*. Ширина башен внизу (фиг. 255) 8,35 *м*, вверху 5,5 *м*; ширина кружал 5,33 *м*. По фасаду ширина башен внизу 3,77 *м*, вверху 2,33 *м*. Башни поставлены на каменных фундаментах со свайными основаниями.



Фиг. 254.

Башня состоит из 8 стоек сечения 33×33 *см*, составленных из брусьев длиною 9 *м*; стык устроен на железном штыре диаметра 3 *см*, длиною 30 *см*, с прокладкой в стыке железного листа толщиною 7 *мм* против вдавливания торцов друг в друга. Никаких других креплений стыка не дано, связи башен разбиты так, как будто стойки целы во всю высоту. Кроме того, стыковая упорная площадка расположена не нормально к оси бруса, а горизонтально, вследствие чего имели место сдвигающие силы в стыке. Это — одно из весьма слабых мест башен.



Фиг. 255.

По боковым поверхностям башен поставлены связи из горизонтальных схваток и крестов. Эти элементы все из досок, сечением 20×8 *см*. Кроме того, по подошве, по вершине башни и в трех промежуточных сечениях ее даны горизонтальные связи из железных прутьев толщиной 22 *мм*, весьма ненадежно прикрепленных к углам стоек при помощи изогнутых планок на двух шурупах. Затем башни соединены друг с другом и со скалами беспорядочной системой прутьев диаметра 2 *см*, а вдоль реки — вантами из стальных канатов.

Что касается кружал, то четыре кружальные фермы были связаны друг с другом горизонтальными схватками и крестами (фиг. 255). Горизонтальных схваток дано недостаточное количество; их отсутствие вверху и внизу недопустимо. Против опрокидывания поставлены ванты.

Когда кружала были установлены вполне, перед приступом к кладке свода, случилась буря, которая повернула кружала около вертикальной оси, проходящей через опору левого берега, так, что перемещение на правом берегу равнялось 32 *см*, на средней башне 5 *см*. Кружала были возвращены на свое место при помощи натяжения соответственных вант и при помощи домкратов.

Затем, когда заканчивалась кладка первого кольца свода, перед самым его замыканием, было замечено опускание свода с перекосом, все более нарастающее и достигшее к 25 июля 1909 года 70 *мм* на одной стороне свода и 132 *мм* на другой. К этому моменту было замечено отклонение вершины средней башни на 41 *см* и изгиб средних стоек кружал (фиг. 256). Положение было весьма критическим. Поставлены были дополнительные ванты и поперечные связи между кружальными фермами, а главное — ускорили работы до последней степени напряжения, работая днем и ночью, чтобы замкнуть свод, что и успели сделать. В плане свод получил искривление со стрелкой 130 *мм*.

Таким образом ванты нельзя считать вполне надежной связью, не допускающей заметных деформаций. Это — вспомогательные связи против крушений. Деформации же надлежит предупреждать самой конструкцией башен и кружал, именно их связями и достаточными размерами по контуру. В этом отношении образцом можно считать башню подмостей для сборки железного пролетного строения виадука через р. Зиттер. [1]

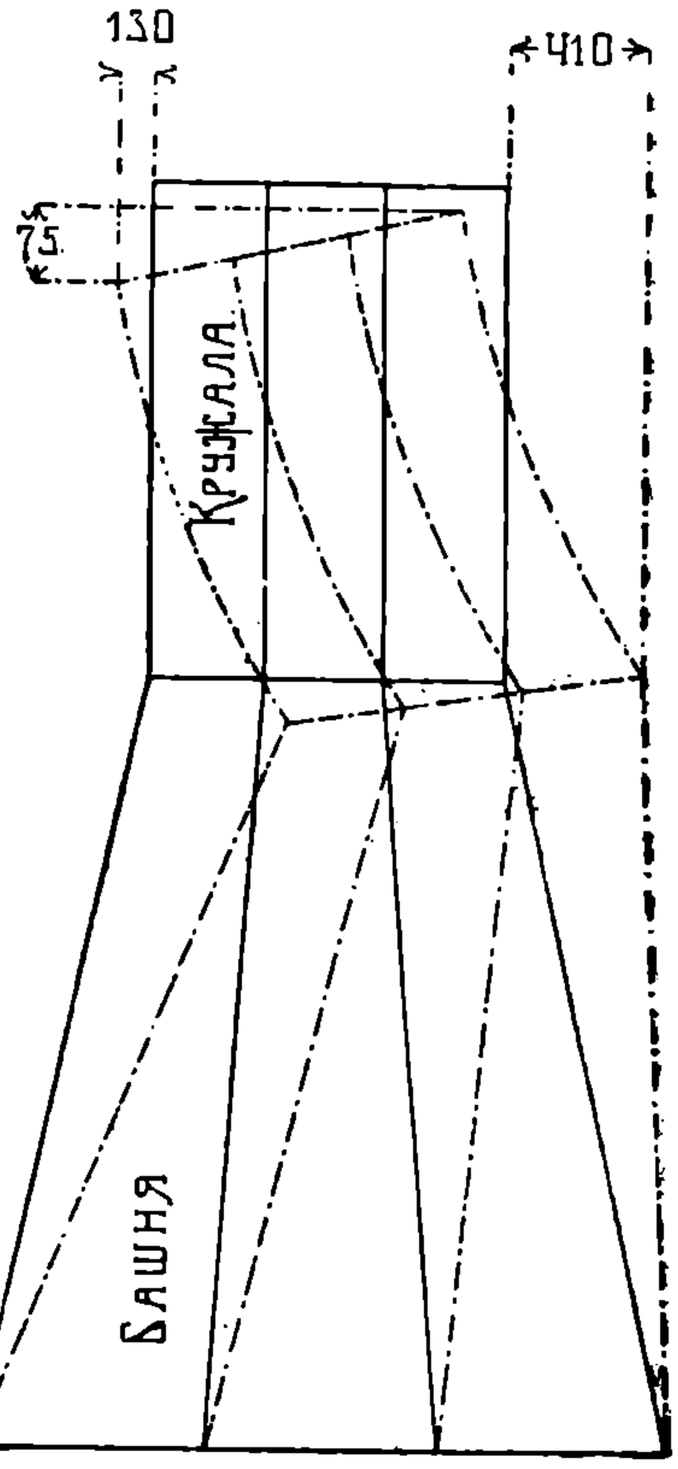
[1] Eisenbau 1910, H. 11.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Обращаясь к истории кружал моста de Montanges, остается отметить, что уже после того, как кружала были опущены, т. е. свод был раскружален (6 ноября 1909 г.), а именно 21 января 1910 г., произошло половодье р. Вальсерины. Вода поднялась на 2,2 *м* выше самого высокого горизонта, наблюдавшегося на ней до того, поток нанес кучу деревьев, сваленных в верховьях реки и нагромоздившихся у оснований башен; эти последние вместе с кружалами были сдвинуты со своих фундаментов, обрушились и были унесены рекой. Убыток от потери леса выразился в 21.000 франков.

Что касается производства работ, то в данном случае заслуживает внимания организация их и главным образом подача материалов.

Ввиду большой глубины долины и отвесных ее берегов невыгодно было строить временный вспомогательный мост для подачи материалов. Применение для этой цели воздушной канатной дороги оказалось чрезвычайно простым, экономным, удобным, в общем, настолько целесообразным, что пользоваться при постройке больших мостов вспомогательными мостками кажется уже неуместным.



Фиг. 256.

Подача производилась блоком (фиг. 257), который поддерживается *несущим* канатом. диаметром 35 *мм*. Этот канат состоял из семи виц, каждая вица из 13 стальных проволок 2,8 *мм* толщиной. Временное сопротивление каната 65 *т*. Стрела провеса 8 *м*. Расстояние между опорами каната 199 *м*. По этому канату двигается каретка, к которой груз подвешивается посредством упомянутого уже блока, огибаемого другим канатом, при удлинении которого груз опускается, при укорочении — поднимается. Его называли канатом спуска и подъема. Наконец, был поставлен еще третий канат, при помощи которого каретка перемещается вдоль несущего каната, это — движущий канат. Сечение каната спуска и подъема 17 *мм* диаметром, временное сопротивление 15 *т*, движущего — 13,5 *мм*.

Конструкция опор для подвески каната приведена на фиг. 258. На опоре левого берега дано четыре шкива. Шкив, помещенный на оси опоры, поддерживает несущий канат, конец которого заделан в береговой массив. По бокам этого шкива расположены были два шкива для движущего каната, который от барабана идет через один шкив на другой берег долины, огибает там шкив и возвращается через второй шкив на другой барабан. Когда с одного барабана канат сматывается, на другой наматывается, а каретка перемещается в ту или другую сторону. Через четвертый шкив переброшен канат спуска и подъема, конец которого тоже навит на свой особый барабан, другой его конец на другом берегу закреплен наглухо. При наматывании этого каната на барабан груз подымается, при сматывании —опускается.

Для возможности регулировки несущего каната, один его конец закреплен на барабане, прочно приделанном к фундаменту (левый берег).

Высота опор взята такой, чтобы груз, находящийся в низшей точке несущего каната, находился еще достаточно высоко над сооружением, благодаря чему возможно отклонением груза, висящего на канате спуска и подъема, подавать его по ширине моста в любое место.

Канаты приводились в движение паровым двигателем в 10 л. сил, помещенным вместе с барабанами в небольшом сарае. Скорость перемещения вдоль каната была от 1,7 до 2,0 *м* в секунду, вверх и вниз — 0,8 *м*. Канат спуска и подъема мог опускать груз на 70 *м*.

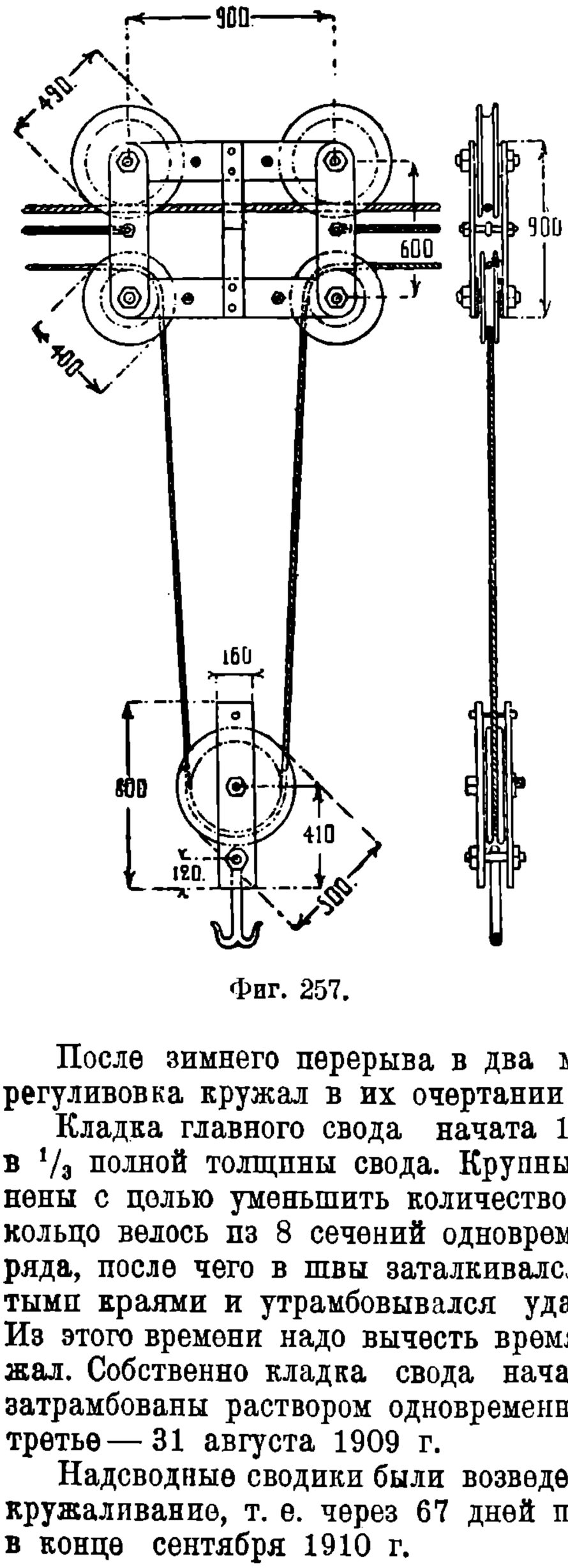
При помощи этого устройства подавались грузы до 2 тонн весом. В один рабочий день продолжительностью в 11 часов можно было дать 145 подач.

Другое канатное приспособление было устроено для подъема наверх левого берега камня и песка из глубины ущелья. Высота подъема была 65 *м*. Канату дан наклон с заложением в 45 *м*. Здесь было дано два параллельно в одном уровне несущих

НБ УДУНТ (ДПТ)

каната с расстоянием между ними в 1,0 *м*, наподобие двух рельсов железной дороги. Диаметр их 2 *см*. На нижнем конце канаты были закреплены к сваям, забитым в грунт и заделанным в бетонный массив; наверху при помощи шкивов они перекинуты через деревянную опору и укреплены к барабанам, прочно заделанным на фундаменте с возможностью регулировать их натяжение. При помощи этой установки можно было подымать в день 22 $м^3$ песка.

На фиг. 259 изображен план места работ с показанием всех приспособлений. По строящейся дороге, доведенной до моста, подвозился крупный камень, цемент и железо. Камни для свода и карнизов имели большие размеры, до $^1/_4$ $м^3$, весом 700 — 800 кг. Они подавались на вагонах на левом берегу под поворотный кран, приводимый в движение вручную, при помощи которого перегружались на вагонетки дековилевских путей и по последним отвозились на склад. Под склад отведена обширная площадка 75 *м* длины, 35 *м* ширины, на которой в начале работ производилась разбивка и изготовление кружал. Каждый камень обрабатывался в соответствии со своими размерами, с местом его в сооружении и помечался особыми номерами; в складе их располагали в таком порядке, чтобы по ходу работы каждый камень можно было взять без всякого промедления и поисков.



Фиг. 257.

Нужные камни при помощи ручного крана на 1,5 *м* нагружались на вагонетку и по дековилевским путям подавались к канатной передаче, где камень при помощи стропа подвешивался к каретке канатной дороги и подавался на место его укладки.

Песок со дна реки после промывки подымался вверх указанным выше канатным приспособлением. Для подачи к подъемнику бутового камня из карьера, находящегося на реке, устроен дековилевский путь, который по особому мостику переходит через реку. Поднятые наверх песок и камень складывались на определенном месте.

Кроме сараев с машинами для трансбордера (канатная дорога) и для подъемника были построены кузница, слесарная мастерская и контора, бараки для извести и цемента, бараки для рабочих.

При помощи описанных приспособлений были собраны пилоны, кружала и весь каменный мост.

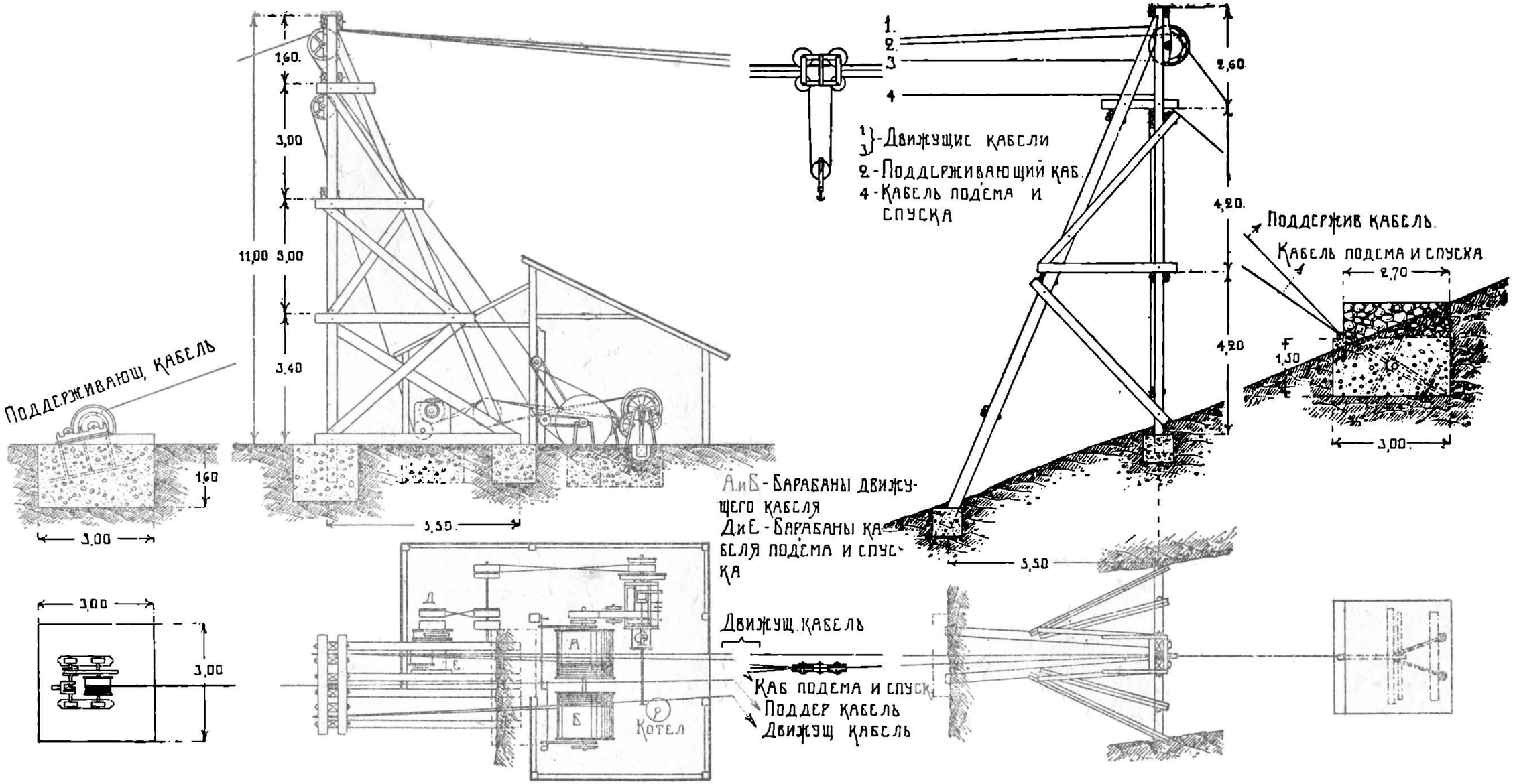
К работам по устройству котлованов под пилоны приступлено в мае 1908 года. Установка пилонов и кружал, изготовленных наверху, началась 1 сентября и окончена начерно 16 января 1909 г., т. е. в 110 рабочих дней, при участии 5 плотников, 5 чернорабочих, 2 механиков и 1 мастера.

После зимнего перерыва в два месяца, работы были возобновлены, произведена регуливовка кружал в их очертании и пр. К 12 мая кружала вполне закончены.

Кладка главного свода начата 18 мая и произведена в три кольца, толщиною в $^1/_3$ полной толщины свода. Крупные камни, не менее $^1/_6$ $м^3$ в объеме, были применены с целью уменьшить количество швов в своде, как слабых его элементов. Первое кольцо велось из 8 сечений одновременно. Камни укладывались сперва насухо два-три ряда, после чего в швы заталкивался раствор при помощи особых лопаточек с зубчатыми краями и утрамбовывался ударами кувалд. К 25 июля кладка была сделана. Из этого времени надо вычесть время, потраченное на предварительную загрузку кружал. Собственно кладка свода началась 23 июня. Последние 10 пустых швов были затрамбованы раствором одновременно 25 июля. Второе кольцо закончено 11 августа, третье — 31 августа 1909 г.

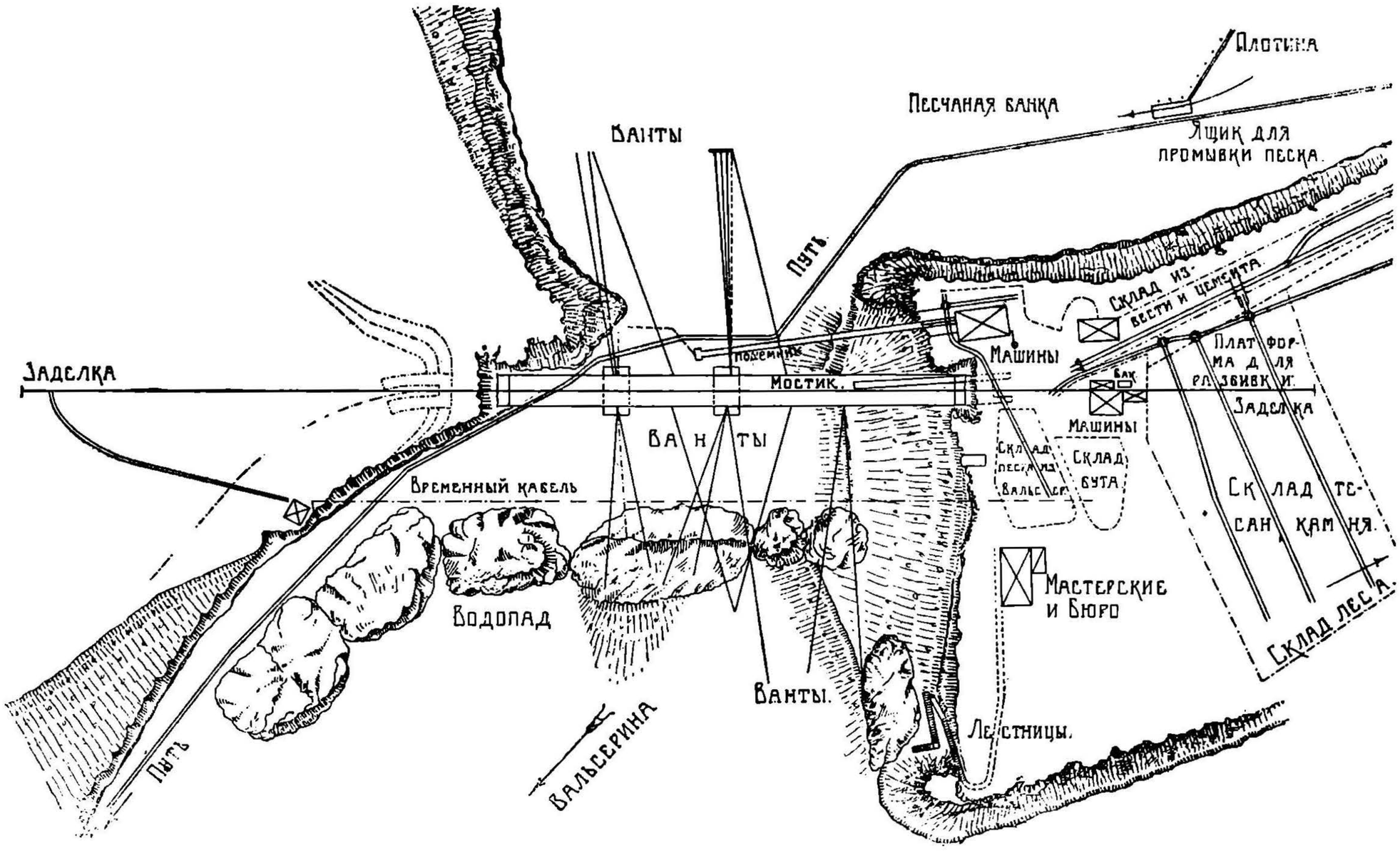
Надсводные сводики были возведены к началу ноября, а 6 ноября произведено раскружаливание, т. е. через 67 дней по замыкании. Все остальные работы закончены в конце сентября 1910 г.

УДУНТ (ДИТ) НБ



Фиг. 258.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 259.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Постройка продолжалась 2 года и 5 месяцев.

Считаем полезным привести некоторые статьи расхода, чтобы уяснить относительную стоимость разного рода работ и материалов:

1) Оборудование места работ приспособлениями — 98 600 фр., из коих на трансбордер истрачено 11 000 фр., на подъемник 8 000 фр., на локомотив и вагоны для подвозки камня по строящейся дороге от станции Бельгард до моста 45 000 фр. По окончании работ все установки и материалы были оценены в 60% их первоначальной стоимости. Таким образом действительный расход по этой статье составил 39 850 фр. На рабочую силу при этом потрачено 9 923 фр., считая надзор, страховку и пр.

2) Котлованы для устоя и пят свода 11 000 фр., основания для пилонов 14 000 фр.

3) Пилоны (172 $м^3$), кружала (286 $м^3$ дерева) — 84 540 фр.

4) Кладка главного свода: материалы стоят 72 414 фр., работа 15 572 фр., всего 87 986 фр.

5) Расшивка швов 5 700 фр.

6) Чугунные перила весом 26,5 $т$ — 12 300 фр.

Общая стоимость моста 355 000 фр.

Погонный метр моста обошелся в 3 184 фр.

На кв. метр полотна моста стоимость равна 513 фр.

Площадь моста по фасаду — пустая, т. е. перекрытая мостом, — 3958 $м^2$, занятая мостом 591 $м^2$, а всего 4 549 $м^2$. На 1 $м^2$ полной площади по фасаду стоимость составляет 74,5 фр.

Количество всей кладки — 4 135 $м^3$, т. е. стоимость на 1 $м^3$ кладки — 85 фр.

49. Упругие деформации от напряжения свода. — Деформации, которые можно отнести за счет осадки кружал, кончаются по замкнутии свода. В мостах конца XVIII века и начала XIX, построенных по способу Перроне на жидких арочных кружалах, осадка продолжалась еще в значительных размерах по замкнутии свода, но до раскружаливания; конечно, эта осадка невозможна без осадки кружал, но она имеет другой характер по отношению к своду; при этой осадке швы уплотнялись и свод вступал в работу, как если бы он подвергся частичному раскружаливанию.

У Morandière'a, мы находим, например, следующие данные об осадке арок моста Fouchard близ Saumur'a, построенного в 1774—1782 г.г. и состоящего из трех круговых арок 26 $м$ пролетом с подъемом $^1/_{10}$:

Слагаемые осадки	1-я арка со стор. Saumur	2-я арка	3-я арка южная
Осадка на кружала при постройке свода *мм* . .	47	67	56
Новая осадка на кружалах через 1 г. .	33	45	38
Осадка во время раскружаливания .	67	36	76
Новая осадка через 40 дней после .	11	7	20
Последняя осадка, измеренная в 1806 г. » .	50	25	43
Полная осадка	208	180	233

Эта осадка дала в результате раскрытие швов у пят свода на ширину до 20—25 *мм*. Здесь осадка на кружалах почти в 5 раз меньше общей осадки, которая продолжается несколько лет по мере твердения раствора.

В наше время, при новейших приемах кладки свода, главная часть осадки, если она значительна (например Люксембургский мост Адольфа — 14 *см*) происходит до замкнутия свода; после же замыкания с применением трамбования швов «сухим» раствором и при почти полном затвердении раствора до раскружаливания, осадка по замыкании относится исключительно почти к деформации свода от напряжения материала; обмятие швов здесь уже не играет никакой роли, его заменяет сокращение раствора вследствие дальнейшего твердения. Но эти осадки соответственно малы (тот же мост Адольфа дал 5 *мм*).

Мосты, построенные в Германии Leibbrand'ом с прокладкой в пятах и замке свинцовых пластин, дали при раскружаливании значительные осадки: мост через Enz у Höfen'a — 40 *мм*; мост через Murr близ Marbach'a — 39 *мм*, через Murg близ Baiers-

НБ УДУНТ (ДИТ)

bronn'a — 92 *мм*. Эти осадки в значительной мере обязаны своим появлением обмятию свинцовых полос.

Упругие деформации свода, происходящие от его напряжения, которое в правильно спроектированном своде может быть только напряжением с ж а т и я, не могут сопровождаться раскрытием швов в с в о д е.

Деформацию свода (осадку) можно с большей или меньшей точностью определить расчетом, рассматривая свод как упругую арку, по формулам определения деформации кривых брусьев, в данном случае — упругих арок с заделанными пятами,

Специальным вопросом в этих расчетах является вопрос о коэффициенте упругости. Определение его сопряжено с большими трудностями, а лабораторным путем почти недоступно. Получить его можно на основании опытов над существующими каменными мостами и над специально для опытов построенными арками, а также посредством наблюдений над колебаниями маяков под действием ветра.

На основании опытов над аркой, построенной в каррьере de Souppes из тесаного известняка на цементном растворе (пролет 37,886 *м*, стрела 2,125 *м*), Rèsat определяет коэффициент упругости для этого свода:

$$E = 2{,}5 \cdot 10^9 \text{ кг на } м^2 = 250000 \text{ кг/см}^2.$$

В таблице на стр. 203 приводим некоторые данные о коэффициенте упругости каменной кладки.

На основании этой таблицы можно для кладки принять величину, взятую Тургеем для моста Boucicaut, т. е. $E = 6 \cdot 10^8$ *кг/м*^{2}.

Для бетона Freyssinet принимал $E = 2 \cdot 10^9$; усадку учитывал в размере $4 \cdot 10^{-4}$. Чем жирней состав бетона, тем больше усадка, — до $6 \cdot 10^{-4}$ при 450 *кг* цемента на 1 *м*^{3} инертных частей.

Для твердого известняка по деформациям свода моста Sidi-Rached Boisnier нашел $E = 2 \cdot 10^9$.

Приведем здесь формулу Tourtay'я для приблизительного определения осадки каменной арки.

Арка предполагается к р у г о в о й. Пусть AB половина срединной кривой свода: c — половина хорды; f — стрела, α — половина центрального угла арки; L — длина полуарки AB; R — радиус кривой AB.

Имеем:

$$f = c \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2},$$

$$df = \frac{1}{2} c \cdot \frac{d\alpha,}{\cos^2 \frac{\alpha}{2}}$$

$$L = R\alpha,$$

$$c = R \sin \alpha.$$

Следовательно,

$$L = \frac{c\alpha}{\sin \alpha},$$

$$dL = c \frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{\sin^2 \alpha} d\alpha.$$

Теперь имеем

$$\frac{dL}{df} = \frac{2 (\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)}{4 \sin^2 \frac{\alpha}{2} \cos^2 \frac{\alpha}{2}} \cdot \cos^2 \frac{\alpha}{2} = \frac{\sin \alpha - \alpha \cos \alpha}{2 \sin^2 \frac{\alpha}{2}};$$

$$\frac{dL}{df} = \frac{1}{\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}} - \frac{\alpha \cos \alpha}{1 - \cos \alpha} = \frac{c}{f} - \frac{L}{R} \cdot \frac{R - f}{f};$$

$$\frac{dL}{df} = \frac{L}{R} - \frac{L - c}{f}.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Род камня	Род раствора	Время по затвор. раствора, дней	Коэфф. упругости $E : 10^6$ кг/м²	Примечание
Известняк каррьера de Souppes .	цем. раств.	—	2,5	Опыты: An. des p. et ch. 1866, 1 sem. Résal «P. en mac.», t. I, 49.
Кирпич сопротивлен. до 160 кг/см² .	—	—	0,3	Perrodil, An. des p. et ch. 1882. II. Durand-Claye «Mémoire sur les procédés d'essai de la résistance des pierres, ciments et autres matériaux de construction». Annales des p. et ch. 1888, II, p. 196
Гранит (пл. 271) .	—	—	6,14	
Портл. цемент .	—	—	1,73—2,30	
Цем. раствор .	—	—	0,54—0,97	
Камень Martin de Bavel .	без шва	—	8	Опыты Tavernier Annales des ponts et chaussées. 1899, 3-e tr., p. 142
Чистый цементн. раствор	—	28	0,44	
Чистый цементн. раствор	—	84	0,58	
Цементн. раствор с песком .	—	28	0,36	
Цементн. раствор с песком . .	—	84	0,58	
Камень Martin de Bavel .	цем. раств.	7	2	толщина шва 1 см
Камень Martin de Bavel .		28	3,52	
Известк. раствор . .	—	28	0,025	
	—	84	0,083	
Кам. Mart. de Bav	известковый	7	0,26	толщина шва 1 см
		28	0,33	
Камень .	цем. раств.	—	0,6	Принят инженером Tourtay для расчета осадки моста Boucicaut, которая оправдалась при раскружаливании. An. des p. et ch. 1892, II, p. 479.
Каменная кладка маяков	—	—	3	Bibière — на основании качаний маяков, Annales des p. et ch. 1905, 1 tr.
Каменная кладка .	цем. 500 к.	60	0,67	опыты над сводами прол. 23 м — Опыты над сводами общества австр. инж. и архит. в 1891—1893 г.г. «Zeitschr. d öster. Ing. u. Arch.-Ver.» 1895, n. 20—34. Leibrand Gewölbte Brükken». 1897. S. 13.
Кирпичн. кладка . .	цем. 500 к.	60	0,28	
Бетон 1 : 2 до 1 : 8 . .	цем.	75	2,46	
Цемент 1 : 3 (воды 7,6%)	—	28	3,07	опыты в лаборатории
Бетон (1 : 2 : 5)	цем.	90	0,74	
Песчаник (куб. 8 см) .	—	—	1,37—2,71	
Кирпич (¼ целого) . . .	—	—	0,45—1,62	

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для арки Boucicaut, подъем которой $= \frac{1}{8}$, $c = 20{,}00$, $f = 4{,}80$, $R = 44{,}067$, $L = 20{,}7594$, по предыдущей формуле:

$$\frac{dL}{df} = 0{,}3129.$$

Сокращение длины полуарки L зависит от напряжения материала N, длины L и коэффициента упругости E. Полагая напряжение одинаковым по всему своду, например для упомянутого моста $N = 20$ *кг/см*², получим при $E = 6 \cdot 10^6$:

$$dL = \frac{20 \cdot 10^4 \cdot 20{,}7594}{6 \cdot 10^6},$$

$$df = \frac{dL}{0{,}3129} = 0{,}022 \text{ м}.$$

Полная соответственно принятому напряжению 20 *кг* осадка арок моста Boucicaut оказалась в натуре равной от 22 до 40 *мм*.

Если при том же пролете стрелу взять 10 *м*, т. е. подъем $\frac{1}{4}$, то $L = 23{,}12$ *мм*, $R = 25$ *м*, $f = 10$ *м*;

$$\frac{dL}{df} = 0{,}613,$$

$$df = \frac{20 \cdot 10^4 \cdot 23{,}12}{0{,}613 \cdot 6 \cdot 10^6} = 0{,}013 \text{ м},$$

т. е. осадка уменьшается в значительной степени с увеличением подъема свода.

Точное определение опускания свода приведено в нашем «Курсе железобетонных мостов» (см. стр. 407 по 5 изд. 1931 г.).

Мы видели, что заклинивание свода при низкой температуре, а в особенности применение энергичного трамбования рассыпчатого раствора в швах при замыкании способствуют приведению свода в напряженное состояние до раскружаливания и тем уменьшают осадку свода при раскружаливании. Это явление очень заметно в мостах de Lavaur (осадка 0,62 *мм*) и Antoinette (осадка 0,60 *мм*).

Уменьшению осадки способствует также прием кладки свода кольцами, так как при этом большая часть упругой осадки, сопряженная с напряжением материала, осуществляется уже при кладке свода; вес каждого кольца поддерживается предыдущими кольцами, которые и напрягаются при этом на соответственную величину.

Таким образом, в отношении устранения невыгодного влияния упругой осадки свода на положение кривой давлений, комбинированный способ Sejourné для кладки свода представляется незаменимым, хотя для окончательного решения вопроса недостает точного знания закона распределения и величины возбуждаемых напряжений, без чего нельзя определить точное положение кривой давлений.

Деформации свода, сопровождающие изменения температуры, имеют значение в двух отношениях: a) в отношении этих влияний деформаций на положение кривой давлений, а следовательно на напряжения в своде; b) в отношении возникновения в сооружении трещин при понижении температуры.

Предварительно нужно сказать несколько слов о размерах колебаний температуры каменных мостов. До весьма недавнего времени инженеры полагали, что с влиянием температуры нечего считаться, если придать частям сооружения известную толщину.

В настоящее время строители стали на путь строго научной проектировки каменных мостов, стремясь к возможному уменьшению количества употребляемого для сооружения материала, ограничивая его самым необходимым и заставляя его работать возможно полнее. Это дает возможность увеличивать пролеты и расширять поле применения каменной конструкции в мостовом деле. Увеличение пролетов, уменьшение толщины свода и облегчение надсводных частей моста образованием вместо сплошного

УДУНТ (ДИТ)

массива стройных и легких эстакад, — все это привело к самому убедительному констатированию заметного влияния перемен температуры на каменные мосты, с которым необходимо считаться, так как появление трещин всегда возбуждает беспокойство и сомнения в качестве работы или в прочности оснований, и необходимо, во всяком случае, уметь различить причины явлений, чтобы верно избрать прием исправления.

Теперь уже установился взгляд на каменный мост, как на монолит, подверженный воздействию температуры. Но данных для установления амплитуды колебания температуры свода еще очень мало. Разница между наибольшей и наименьшей температурой различных частей сооружения должна быть различна, в зависимости от размеров этих частей; кроме того величина эта зависит от многих других причин, как, например, местных климатических условий, свойств каменных пород, общей концепции сооружения и пр. Но, повидимому, пока точного знания размеров колебания температуры и не требуется. Дело не дошло еще до точного учета сопряженных с этим явлений и ограничивается лишь принятием во внимание общего характера явлений: при понижении температуры сооружение известным образом сокращается, следовательно надо устроить в соответственных местах подвижные стыки, как делается это всюду, где имеют в виду влияние температуры; ширина просвета стыка может быть назначена с запасом.

Инженер Tourtay полагает допустимым принять амплитуду колебаний температуры 15°. Инженер Draux, по наблюдениям над виадуком Gour-Noir, принимает разницу в 20°.

Распор от температуры определяется по формулам для упругих арок, беря, конечно, физические данные для формул соответственно материалу.

Повышение температуры дает положительный добавочный распор. т. е. того же знака, что и распор от нагруз и; понижение температуры уменьшает распор от нагрузки. Но, ввиду происходящих при этом деформаций свода, т. е. поднятия его при повышении температуры и опускания при понижении температуры, следствием которых является перемещение кривой давлений вниз в замке при повышении температуры и вверх при понижении, — несмотря на уменьшение распора, понижение температуры невыгодно отражается на работе свода.

Для определения понижения замка с понижением температуры может служить формула Tourtay'я, приведенная в предыдущем параграфе, с тою разницей, что dL вычисляется не в зависимости от напряжения и коэффициента упругости, а в зависимости от разницы температуры t и коэффициента расширения кладки $dL = Lr_0$.

Коэффициент расширения кирпичной кладки на цементном растворе, по определению Perrodil'я, равен $\frac{7}{10^6}$; коэффициент упругости для этой же кладки определен им в размере $3 \cdot 10^8$. По деформациям арки моста Sidi-Rached коэффициент расширения для кладки из твердого известняка найден $\alpha = \frac{7}{10^6}$. Инженер Tourtay, допуская для такой кладки напряжение в 6 *кг*, вычисляет, что сокращение одного метра арки от напряжения равно $\frac{6 \cdot 10^4}{3 \cdot 10^8} = 0{,}0002$ *м*. Такое же расширение кладки возможно при повышении температуры на 29°, при этом нераскружаленный свод раскружалился бы сам по себе и без осадки. Но с понижением температуры осадка появилась бы; однако, она до падения на 29° относилась бы, так сказать, за счет неизбежной осадки от напряжения, и невыгодное влияние понижения температуры было бы парализовано, по крайней мере, на разницу в 29°.

Поэтому и выгодно заклинивать свод при возможно более низкой температуре, как об этом раньше упоминалось уже.

Свод моста Sidi-Rached был замкнут в первом кольце до наступления лета. Летом от повышения температуры свод расширился, а кружала от сухого ветра (спрокко) усохли, в результате свод раскружалился сам собой.

Для моста Boucicaut Tourtay вычисляет величину[1] отклонения кривой давления при понижении температуры на 15° и находит, что в замке она подымается на 3,8 *см*, а в пятах опускается на 12 *см*. Вследствие этого напряжение в замке доходит до 46,6 *кг*,

[1] Annales des p. et ch. 1888, 1, p. 625.

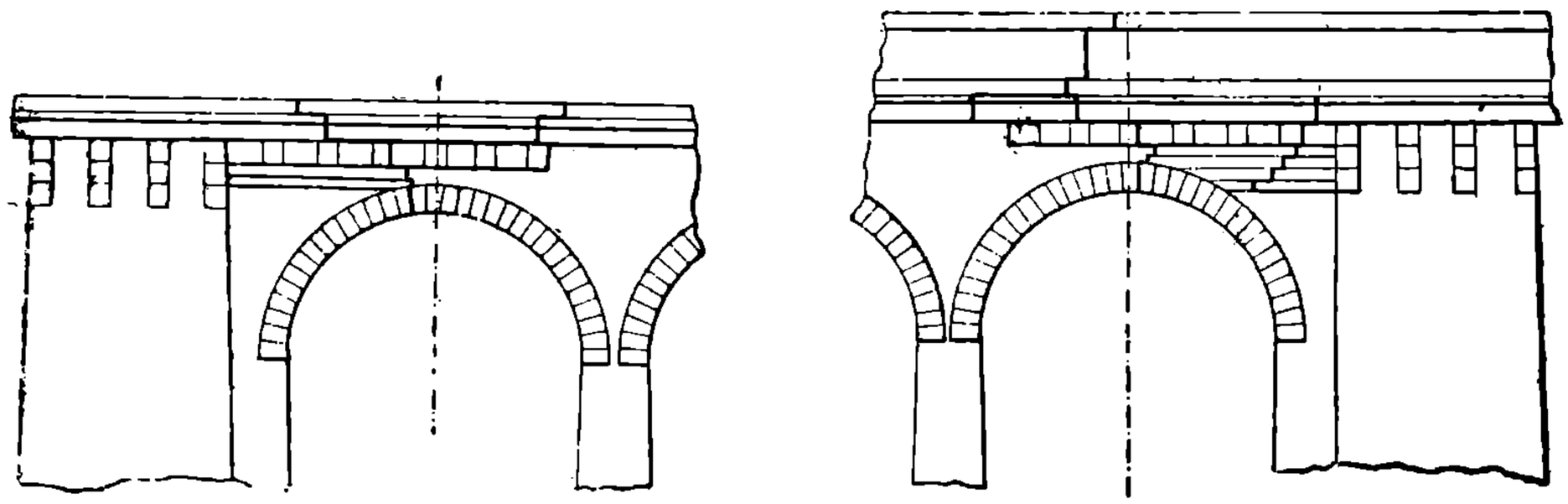
НБ УДУНТ (ДИТ)

а в пятах — до 49,8 *кг* на $см^2$, тогда как эти напряжения без изменения температуры соответственно исчислены в размере 27,2 *кг* и 38,5 *кг*. Разница весьма значительна.

Что касается размера наблюдавшихся колебаний вверх и вниз замка свода различных мостов, то можем указать следующие данные из имеющихся в литературе.

В виадуке Gour-Noir зимою при понижении температуры до — 12° вершина свода опустилась на 10 *мм*. Это понижение оставалось без изменения до весны, но затем свод стал подыматься и достиг первоначальной высоты в июне 1890 г., а в августе поднялся даже несколько выше; в октябре понижение обнаружилось снова, и зимою 1890 — 1891 г., которая была особенно сурова, опускание достигло 12 *мм*. Свод был раскружален в сентябре. При этих колебаниях никаких трещин не было замечено в главной арке.

Раскружаливание арок моста Boucicaut произведено 5 июня 1890 г. По мере производства дальнейших работ наблюдалось постепенное понижение замков сводов, которое отчасти должно быть отнесено к понижению температуры. Мост закончен 24 августа, но наблюдения продолжались до 11 октября, когда можно было считать, что осадка от сжатия свода окончилась. С 11 октября, во время весьма суровой зимы 1890 — 1891 г., замечено опускание сводов на 6 — 8 *мм*, которое отнесено исключительно к влиянию температуры, так как своды весною поднялись и 13 мая 1891 г. достигли того уровня, на котором были до 11 октября.



Фиг. 260.

Пользуясь упомянутой формулой и принимая $\alpha = \frac{7}{10^6}$, Tourtay вычислением для $t = 15°$ получает опускание замка равным 7 *мм*, что совпадает с наблюденной величиной; поэтому в данном случае разница температуры, принятая в 15°, повидимому, близка к действительности. Наружная температура (средняя наибольшая и наименьшая в тени) колебалась с октября до средины января на 24° (от + 13° до — 11). Наименьшая температура — 14° — 16° держалась пять дней под ряд в половине января, когда холод достиг наибольшей интенсивности.

Перейдем теперь к ознакомлению с другого рода явлениями, сопровождающими сокращения каменных мостов при понижении температуры, а именно с раскрытием швов. Это явление замечено, исследовано и измерено уже на многих мостах; общая характерная черта их та, что от действия температуры раскрытие швов в главных арках моста не наблюдалось.

У Morandière'a (стр. 336) мы находим следующее указание, относящееся к виадуку du Point-du-jour на Парижской окружной железной дороге, который состоит из 5 эллиптических арок пролетом 30,25 *м* и двух береговых арок пролетом 20 *м*, при подъеме $^1/_8$. Во время изменения температуры пятовые швы этих последних арок раскрываются и через свод протекает вода, и это явление не могло быть устранено.

Другого характера оказались трещины в надсводных частях виадука Gour-Noir. Несмотря на особенно тщательную работу, трещины в нем появились зимою соответственно понижению замка на 10—12 *мм*, но, как упомянуто выше, не в главной арке, а в пазухах у опор. Так как пазухи были облегчены применением поперечных сводиков в виде эстакады, то трещины прошли по образующим крайних поперечных сводиков через замки их (фиг. 260), разделив каждый сводик и всю вышележащую кладку на две консоли, держащиеся благодаря сцеплению материала. «Мы хотели сперва,— говорит инженер Draux,— заделать эти трещины порошкообразным раствором, наподобие заделки

НБ УДУНТ (ДИТ)

пустых швов главного свода во время его кладки; но после исследования эта мера признана была более вредной, чем полезной, так как при обратном повышении главной арки здесь могло бы произойти раздробление материала или появление других трещин».

Что касается размера влияния температуры, то таковой согласуется со следующим расчетом:

Длина арки по средней линии	83,66 *м*
По длине арки имеется 369 швов толщиною 25 *мм* снаружи, а в общем приходится на каждый шов в среднем не меньше 40 *мм*, что дает на швы длину .	14,76 *м*
Длина гранита . .	68,90 *м*

Принимая, согласно опытам Bouniceau, коэффициенты расширения:

для цементного раствора . $\frac{14}{10^6}$,

гранита $\frac{8}{10^6}$,

получим сокращение арки, при понижении температуры на 20°, равным 0,015, что приводит к понижению замка на 0,0115 *м* — величина весьма близкая к наблюденной в действительности.

Инженер Tourtay, признавая появление трещин у опор в надсводных частях моста неизбежным при понижении температуры, предлагает их маскировать и делать парапеты с подвижными стыками (Annales 1892, II, 487).

Железнодорожный мост на линии Kitzingen-Gerolzhofen через Майн, пролеты которого имеют величину от 25 до 36,5 *м*, построен с поперечными галлереями шириною в свету 2 *м*; над каждым из быков приходится по такой галлерее; при раскружаливании галлереи над быками дали щели в замках, которые были заделаны, но в первую же зиму (1892 г.) эти щели раскрылись на ширину до 4 *мм*; при повышении температуры они вновь закрываются. Щели тщательно перекрыты сверху листовым железом. [1]

Инженер Pouthier в отчете [2] о постройке виадука de Mussy (1892—1895) указывает, что зимою 1896—1897 г. были замечены трещины в швах карниза виадука; некоторые трещины шли по щековым стенкам до главной арки, но на последнюю нигде не распространялись. Виадук состоит из 18 арок пролетом 25 *м*, имеет длину 561 *м*, высоту 60 *м*. Построен под железную дорогу. Наибольшая ширина трещин 3 *мм*. Летом они сокращаются, хотя остаются заметными. Асфальтовая смазка над сводами не разрушена.

Весьма подробное изучение влияния температуры на каменные виадуки произведено инженером Bouffet в 1901—1902 гг. Исследование произведено над тремя виадуками железнодорожной линии Quillan-Rivesaltes, построенными в 1898—1900 гг.

На основании произведенных исследований инженер Bouffet приходит к следующим заключениям относительно влияния температуры на каменные мосты и относительно характера трещин, происшедших от этой причины и отличающих их от трещин, вызванных другими причинами:

a) Термические трещины ярче всего проявляются на парапетах, в особенности на поручневых камнях, открытых с трех сторон. Щели сходят на-нет в щековых стенках, так как здесь длина кладки прерывается отверстием свода и воздух соприкасается лишь по одной стороне.

b) При опускании замка свода с понижением температуры неизбежно появление трещин у опор, как указано инженером Draux.

c) Термические щели на свод не распространяются.

Очевидно, вопрос о термитических трещинах, связанных с колебаниями главного свода, должен решаться тем же путем, каким он решается всегда в инженерных сооружениях; не следует предоставлять природе самой доделывать то, что не сделано инженерами, а убедившись в факте появления трещин в существующих мостах, необходимо делать их умышленно в новых мостах в виде подвижных стыков, местоположение и конструкция которых должны быть избраны сообразно с требованиями прочности.

---

[1] Leibbrand. «Gewölbte Brücken.» S. 27.

[2] Pouthier. «Notice sur le viaduc de Mussy». «Annales des ponts et ch.» 1901, 1 tr

НБ УДУНТ (ДИТ)

Такое именно решение вопроса мы находим во многих новейших мостах, например Gutachbrücke и Schwändeholztobelbrücke на одной из железных дорог в Бадене, построенных в 1899—1900 гг. [1]; затем в мостах, построенных Leibbrand'ом, например мост через Дунай у Munderkingen'a (1893 г.), через Eyach близ Imnau (1896 г.), через Neckar в Neckarhausen'e (1900 г.) и др.; укажем еще мост Coulouvrenière в Женеве (1896 г.), мост через Iller у Kempten'a (1906 г.) и др.

Gutachbrücke имеет полную длину 140,82 *м*. Главная арка его имеет пролет 64 *м* при стреле 16,1 *м*. Свод очерчен по кругу и сложен по способу Séjourné, из песчаника.

Во избежание появляющихся у опор термических трещин оставлен пустой шов в крайних поперечных сводиках, причем швы сводиков, приходящиеся по этому разрезу, снабжены свинцовыми полосками. Опускание замка при переходе от лета (+22°) к зиме (—12°) равно 18 *мм*.

Schwändeholztobelbrücke имеет главную арку пролетом 57 *м* при стреле 14,25 *м*, полная длина 118,93 *м*.

Здесь термический шов устроен через замок крайних сводиков пазухи. Опускание замка при изменении температуры от +25° до —17° равно 17 *мм*.

Трещины не были обнаружены нигде в обоих мостах.

---

[1] P. M o s e r. «Grosse Steinbrücken im Grossherzogtum Baden». Schweizerische Bauzeitung, 1901, Bd. 38, S. 271.

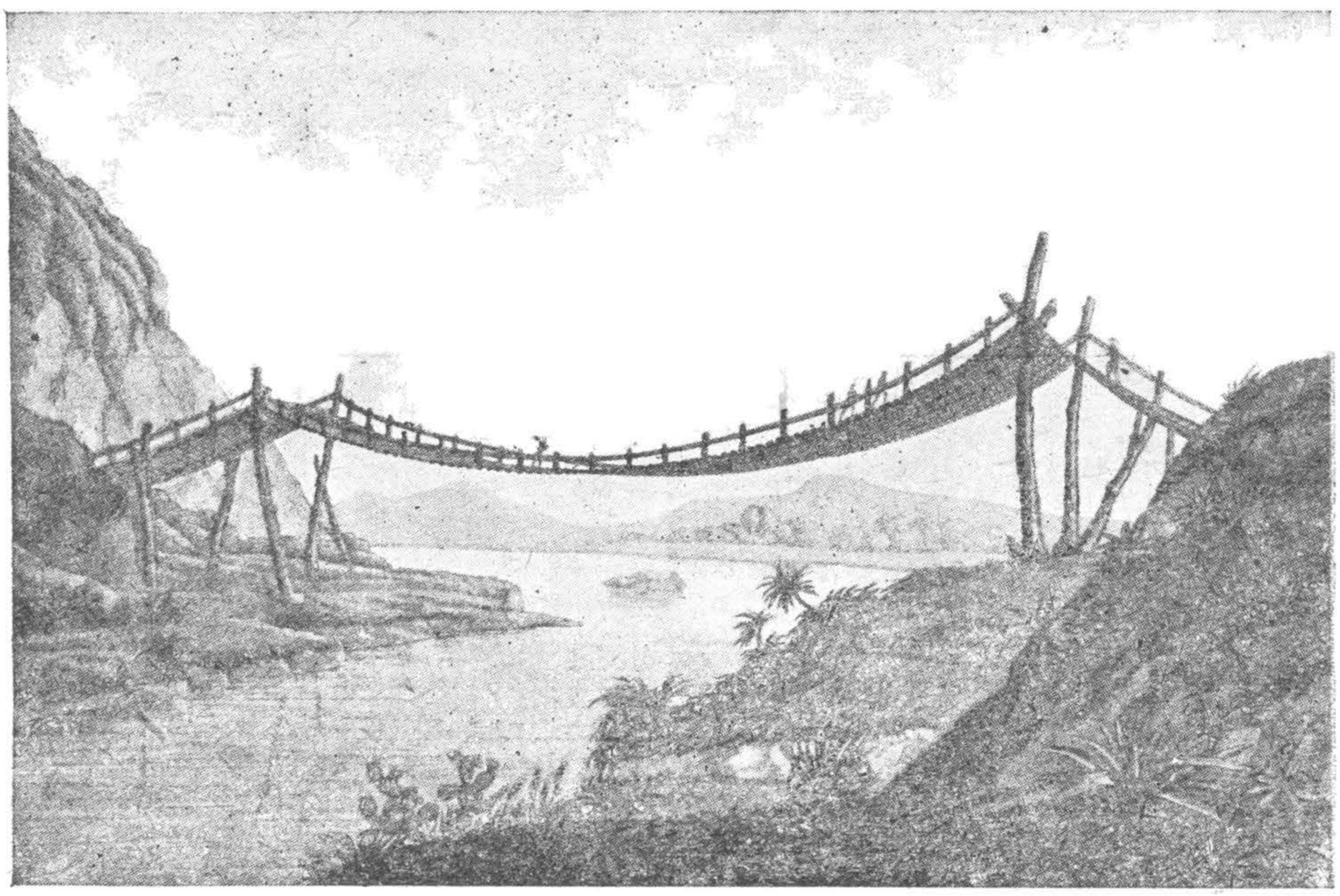
НБ УДУНТ (ДИТ)

ОТДЕЛ ВТОРОЙ

ВИСЯЧИЕ МОСТЫ

ГЛАВА ПЕРВАЯ ИСТОРИЧЕСКИЙ ОЧЕРК.

1. Увлечение примитивной формой висячих мостов. Идея использования каната или цепи для устройства моста через реку проста, а потому применение ее встречается уже давно как у цивилизованных народов, так и у первобытных племен. На фиг. 1 изображен висячий мост, описанный Гумбольдтом во время его путешествия в 1802 году в Южной Америке, в Перу. Мост имел пролет около 40 *м*, ширину 2,5 *м*. На канатах из растения агавы (толщиною около 10 *см*) непосредственно расположен настил из бамбуковых отрезков, по которому и совершается движение пешеходов и вьючных животных. Чарльз Дарвин[1] во время своего кругосветного путешествия



Фиг. 1.—Мост в Перу, по Гумбольдту (1802).

(1832—1836) встречал в Чили висячие мосты с кожаными канатами в качестве перекрывающих пролет частей. «Эти мосты преплохая выдумка. Настилка, следующая изгибу висячих канатов, состоит из связок тростника, положенных близко одна около другой. Однако в ней множество дыр, и при том она страшно качалась даже от тяжести одного человека с лошадью». Другие путешественники встречали подобные мосты в Японии, Тибете, на Кавказе и пр. В Европе мосты этого рода устраивались иногда для военных надобностей; есть указания на такие мосты в 1515 г., 1559 г., 1631 г. и т. д.

В английской литературе о подобном мосте на железных цепях упоминается в сочинении Hutchinson'a 1794 г. Построен он был, будто бы, в 1747 году через р. Tees для прохода горнорабочих. Пролет—21 *м*.

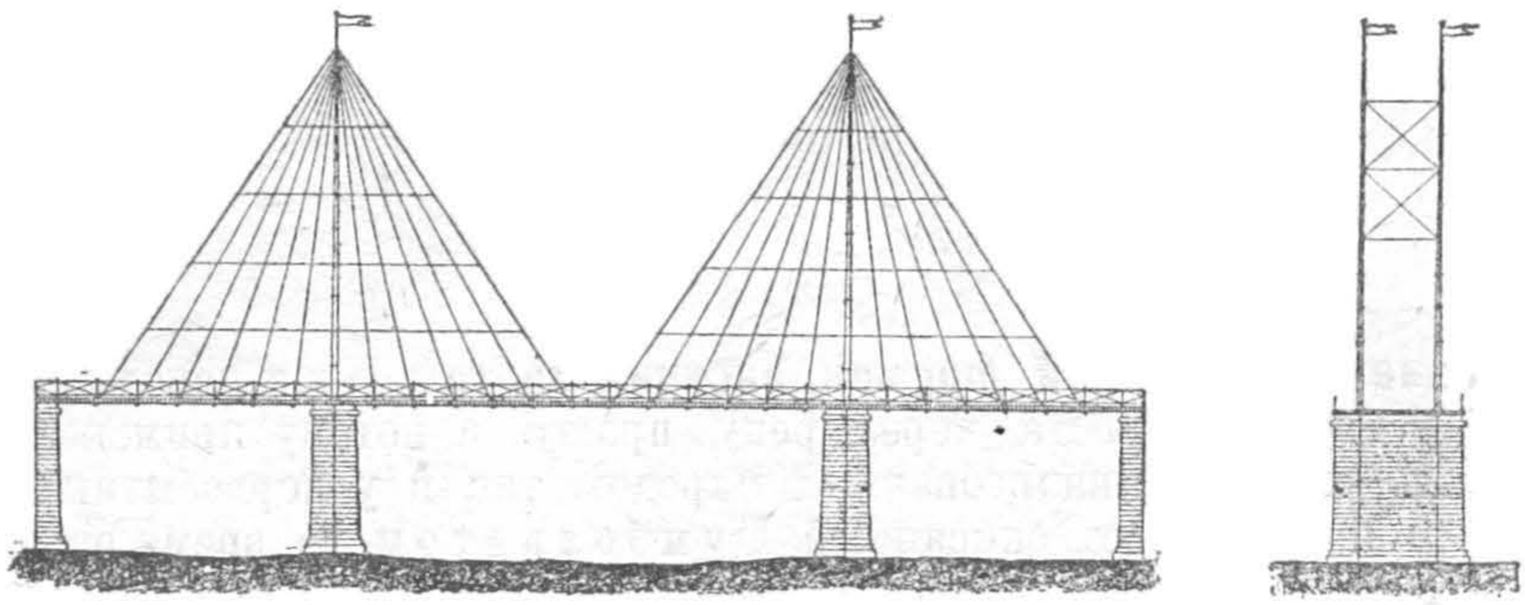
---

[1] Сочинения, т. 1, рус. пер. 1896 г., стр. 163.

НБ УДУНТ (ДПТ)

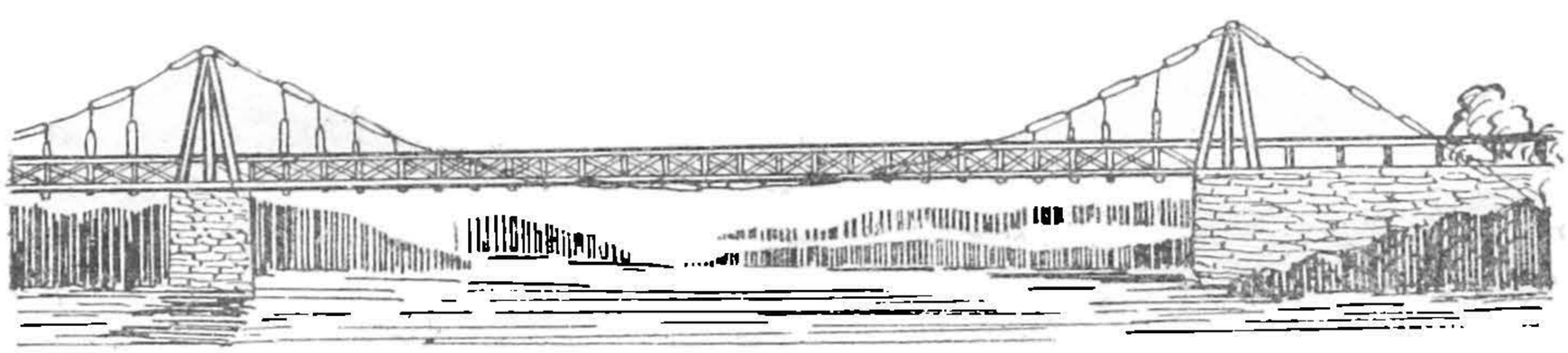
Применение для мостов железных цепей, по историческим сочинениям, известно было в Китае и Индии почти со времен I века нашей эры.

Описание висячих мостов *на железных цепях* дается уже в сочинении Verantius'a (1625 г.), где указана конструкция с отделением полотна моста от поддерживающих цепей. Полотно прикрепляется к цепям на подвесках.



Фиг. 2.—Система Poyet (1790).

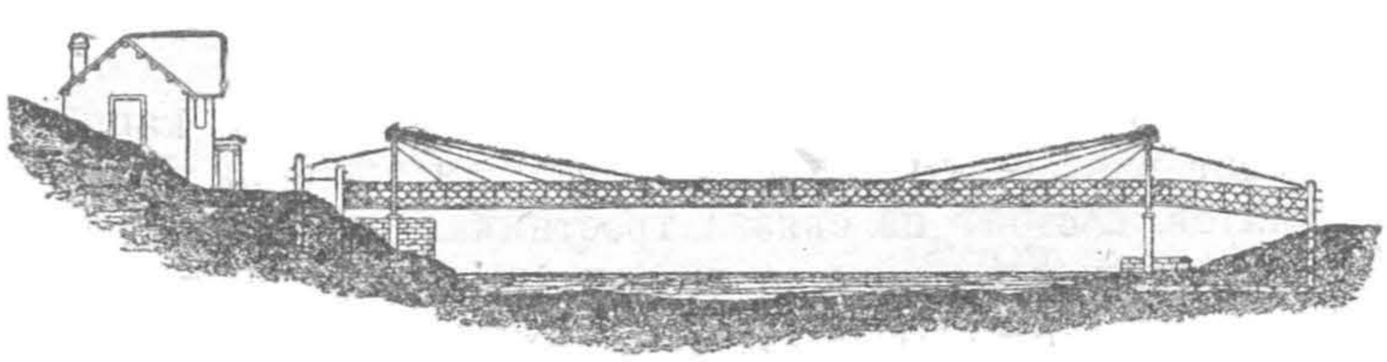
В 1790 г. французский архитектор *Poyet* предложил систему, изображенную на фиг. 2. Полотно моста поддерживается вантами, идущими от двух высоких мачт. Во Франции было еще два предложения построить висячие мосты: одно в 1800 году—



Фиг. 3.—Мост по проекту Финлея (1796).

через Сену, другое в 1807 г.—через Рейн, пролетом 250 *м*, при стрелке 8 *м*, с расположением полотна непосредственно на цепях.

В конце концов строить висячие мосты в современном масштабе впервые стали в Америке. Первый мост был возведен в 1796 году в Пенсильвании, пролетом 22 *м*,



Фиг. 4.—Пешеходный мостик King's Meadows (1817).

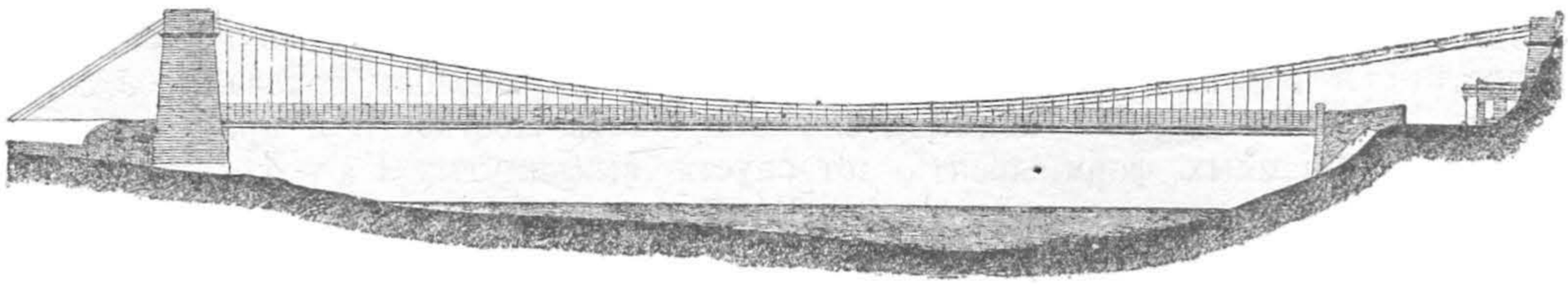
по проекту Финлея, который в 1801 г. взял на свою систему патент. Полотно моста при помощи подвесок поддерживается двумя железными *цепями* (фиг. 3), перекинутыми через береговые пилоны или пилоны на быках. Концы цепи закреплены в грунте. Стрелка цепи назначалась в $^1/_7$ пролета. К 1809 году по этой системе было пост-

НТБ УДУНТ (ДИТ)

роено в Америке уже около 40 мостов. Самый большой из них — через р. Schuylkill — имел два пролета по 47 *м*.

В 1816 г., после того как предыдущий мост обрушился два раза, вместо него был построен временный пешеходный висячий мост с пролетом 124 *м*, в котором цепь заменена *проволочным кабелем*. Каждый из двух кабелей состоял из трех прутьев толщиной 10 *мм*.

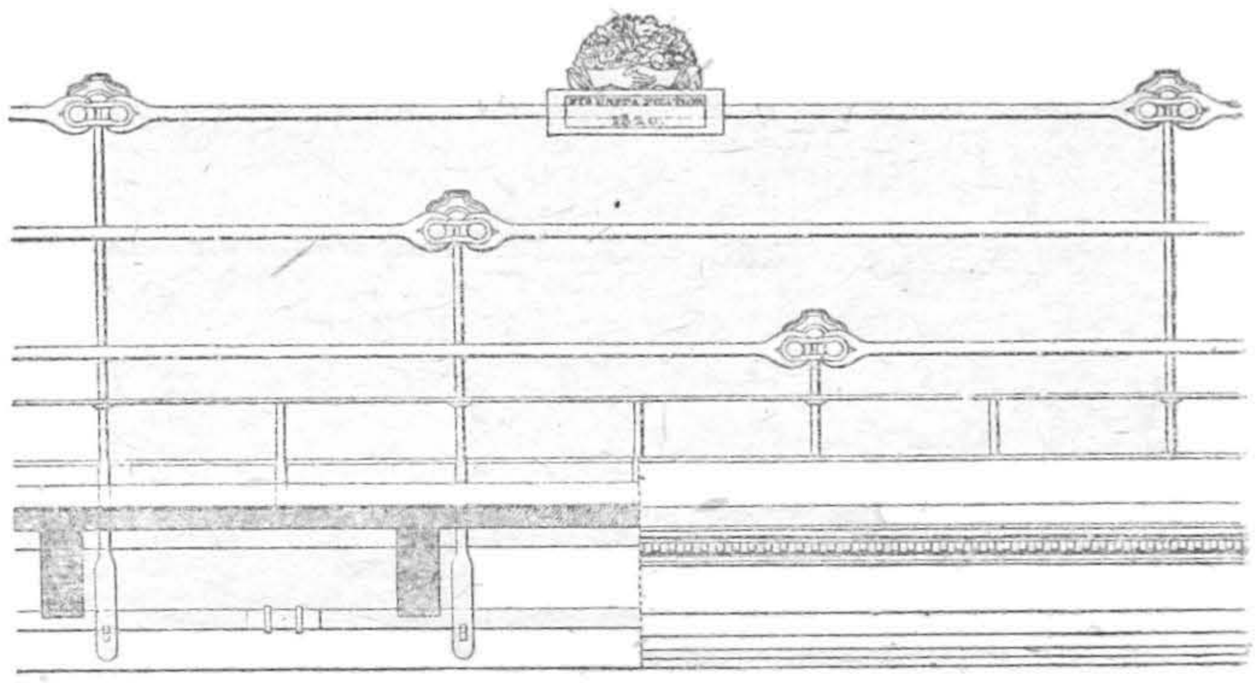
В 1814 году в Лондоне был построен Броуном пешеходный висячий мост, пролетом 32 *м*, цепи которого составлены из *плоских звеньев*, соединенных болтами.



Фиг. 5.—Мост через р. Tweed близ Norhamford (1820).

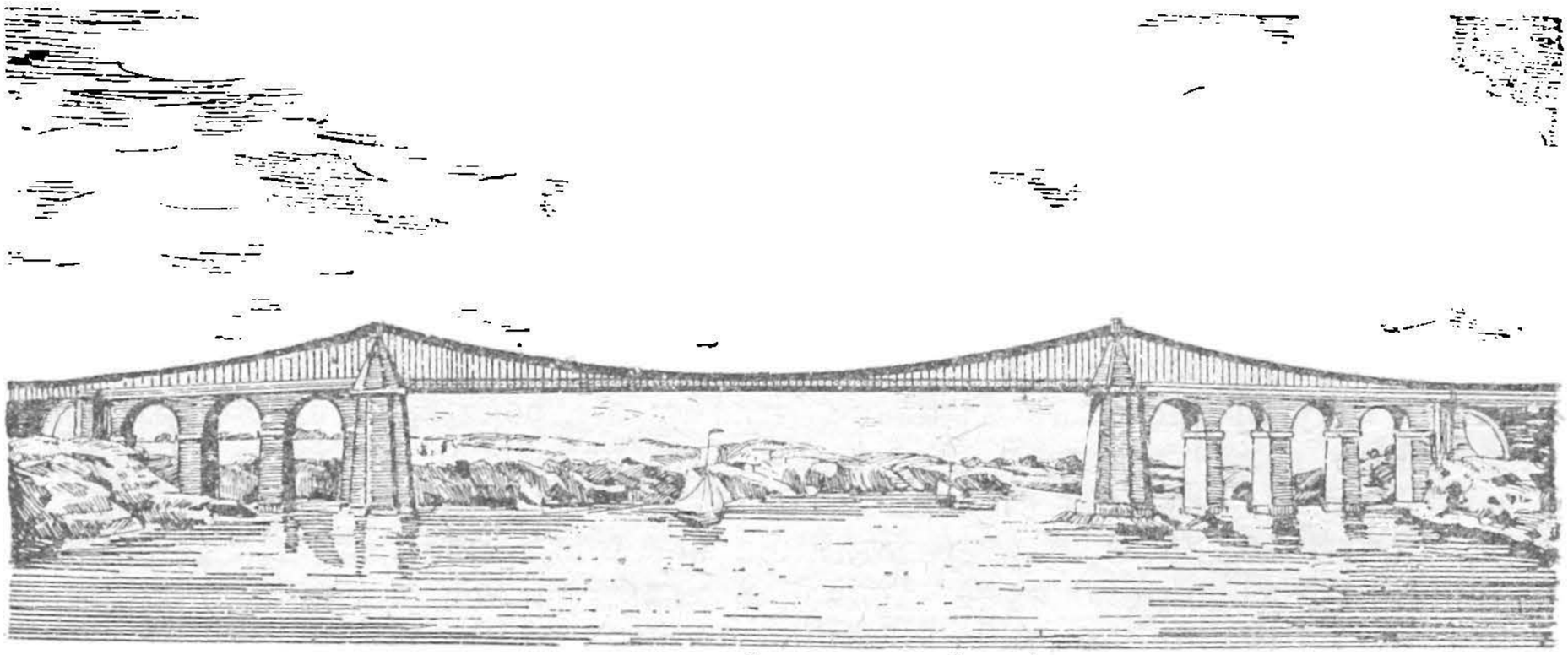
В 1817 году в Англии был построен (фиг. 4) пешеходный мостик пролетом 33,5 *м*, полотно которого поддерживается не криволинейным канатом или цепью, а *прямыми вантами*, исходящими лучами из верхней точки пилона. Здесь же мы видим и зачаток идеи передать распор цепи на перила (позже — балка жесткости).

В 1820 году был построен в Англии через р. Tweed, близ Norhamford, первый висячий мост (фиг. 5) под экипажную езду. Он имел пролет 110 *м* и



Фиг. 6.—Мост через р. Tweed близ Norhamford (1820).

ширину полотна 5,5 *м*. Полотно поддерживалось с каждой стороны тремя парами цепей, состоящих из звеньев круглого железа диаметра 51 *мм* с проушинами; длина звена 4,55 *м*, соединение—при помощи петель и болтов (фиг. 6). Этот мост стоил около 50 000 руб., раза в четыре дешевле каменного.



Фиг. 7.—Менейский мост (1826).

В 1822 году было приступлено к постройке висячего моста через Менейский пролив в Англии по проекту Тельфорда. Пролет моста (фиг. 7) 177 *м*, стрелка цепи 15,25 *м* ($^1/_{12}$ пролета); полотно возвышается над уровнем самой высокой воды на 31 *м* и поддерживается 4 рядами цепей, в каждом ряду по 4 цепи, одна под другой. Мост открыт для движения в 1826 году. В 1928 г. предположено было перестроить

НТБ УДУНТ (ДИТ)

его после столетней службы с заменой железобетонным мостом арочной системы с пролетом 161 *м*.[1]

Во Франции первый мост под экипажную езду был построен в 1825 году через Рону в Турноне, в два пролета по 85 *м*, стрелка $^1/_{10}$. На постройку моста была получена концессия на 99 лет. Полотно моста — шириною 4,0 *м*, с уширением до 6,0 *м* над средним быком (для разъезда)—поддерживается шестью *кабелями* с каждой стороны моста. Каждый кабель состоит из 112 проволок толщиной 3 *мм*. Для предохранения кабелей от ржавчины строитель моста Séguin кипятил раза два-три проволоку в льняном масле, к которому подмешано было немного свинцовой окиси (глета) и сажи. По истечении 25 лет мост был приподнят над рекой (по новым условиям судоходства) и обращен в пешеходный. Испытания проволоки показали ее сопротивление в 73 *кг/мм*^{2}. Séguin понимал значение балок жесткости и придавал перилам конструкцию сквозных ферм, десять лет спустя выдвинутых Гау для самостоятельной роли.

К 1830 году на Роне существовало уже до 10 висячих мостов; из них мост в Тарасконе имел 4 пролета: два средних—по 110 *м*, боковые — по 93 *м*. Кабель каж-



Фиг. 8.— Мост во Фрейбурге (1834).

дого пролета закреплялся на наружной от него стороне каменного пилона, спускаясь вертикально вниз по его стенке. Таким образом, быки должны были выдерживать распор от временной нагрузки, приложенной со стороны одного пролета, вследствие чего кладку их производили на лучшем растворе и внутрь закладывали железные вертикальные тяжи.

В 1832 году на реке Марне был построен мост в один пролет 76 *м*, замечательный применением *качающихся чугунных пилонов* на береговых опорах.

В 1834 году французский инженер Chaley построил висячий мост во Фрейбурге (фиг. 8), пролет которого равен 265 *м*. Полотно находится на высоте 51 *м* над долиной реки Sarine. С каждой стороны полотна дано по 3 кабеля со стрелкой 19,28 *м*, при длине хорды 268,36 *м* ($^1/_{14}$ пролета). На береговых пилонах кабели проходят по каткам, спускаются по наклонной прямой и закрепляются в скале в вертикальном положении. Каждый кабель имел диаметр около 13 *см* и состоял из 1056 проволок толщиною 3 *мм*. Временное сопротивление 82 *кг/мм*^{2}. Этот висячий мост заменен каменным в 1923 г.[2]

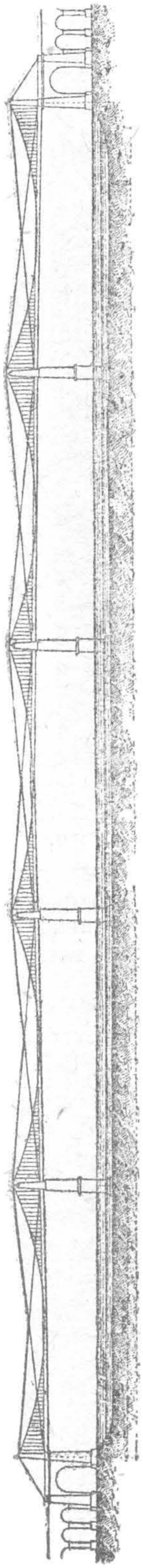
Самым большим висячим мостом во Франции был мост Cubzac, оконченный постройкой в 1839 году. Он состоял из 5 пролетов по 100 *м* (фиг. 9). Кабели на быках

---

[1] «Engineering», 1927 г. 1/VII.
[2] «Génie civil», 26 мая 1923 г., стр. 500.

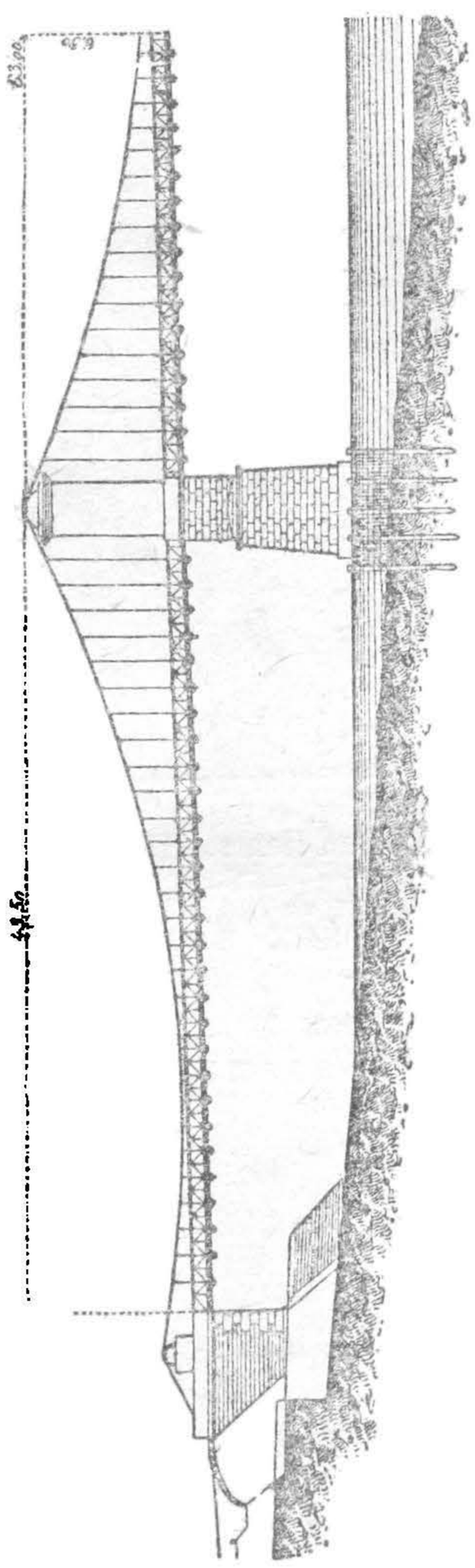
НБ УДУНТ (ДИТ)

опирались на качающиеся колонки, высотою 2,5 *м*, поставленные на чугунные пилоны высотой 28,5 *м*; от верхушек качающихся колонок даны оттяжки на соседние быки, чтобы принять распор от временной нагрузки. В 1869 году мост был разрушен бурей, причем до этого были замечены большие осадки в примыкающих виадуках и наклон качающихся колонок. Во время бури одна из колонок соскользнула со своей опоры, был опрокинут один из пилонов; мост пришлось разобрать и заменить мостом жесткой системы.

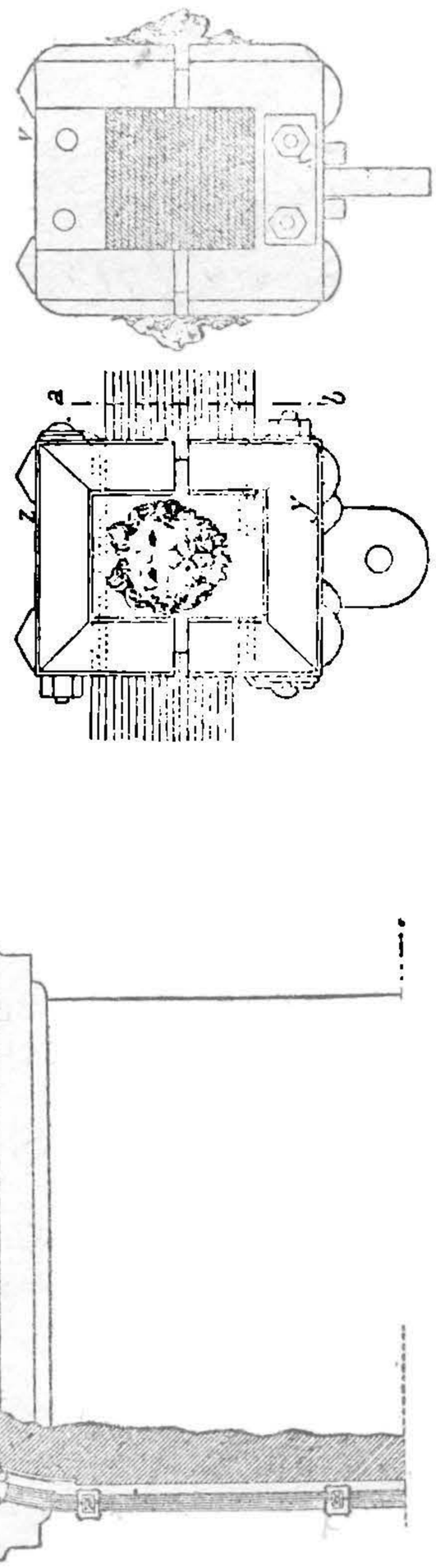


Фиг. 9.—Мост Cubzac (1839).

В 1841 году был закончен мост Suresnes, в котором вместо цепи или кабеля применено *полосовое железо* (фиг. 10). Мост имел 3 пролета — средний 63 *м*, боковые по 43,5 *м*. Каждый пролет перекрывается отдельной *лентой*, закрепляемой на противоположной стороне быка (фиг. 11). С каждой стороны полотна моста дано по одной ленте, состоящей на 20 полос 81 *мм* шириной и 4 *мм* толщиной. Полосы железа имеют длину 14—15 *м*, оканчиваются отгибом и зацепляются им за муфту (фиг. 12). Где кончается одна полоса, там начинается другая, и таким образом было обойдено устройство стыков. Этот мост был разрушен во время войны 1870 года.



Фиг. 10.—Мост Suresnes (1841).

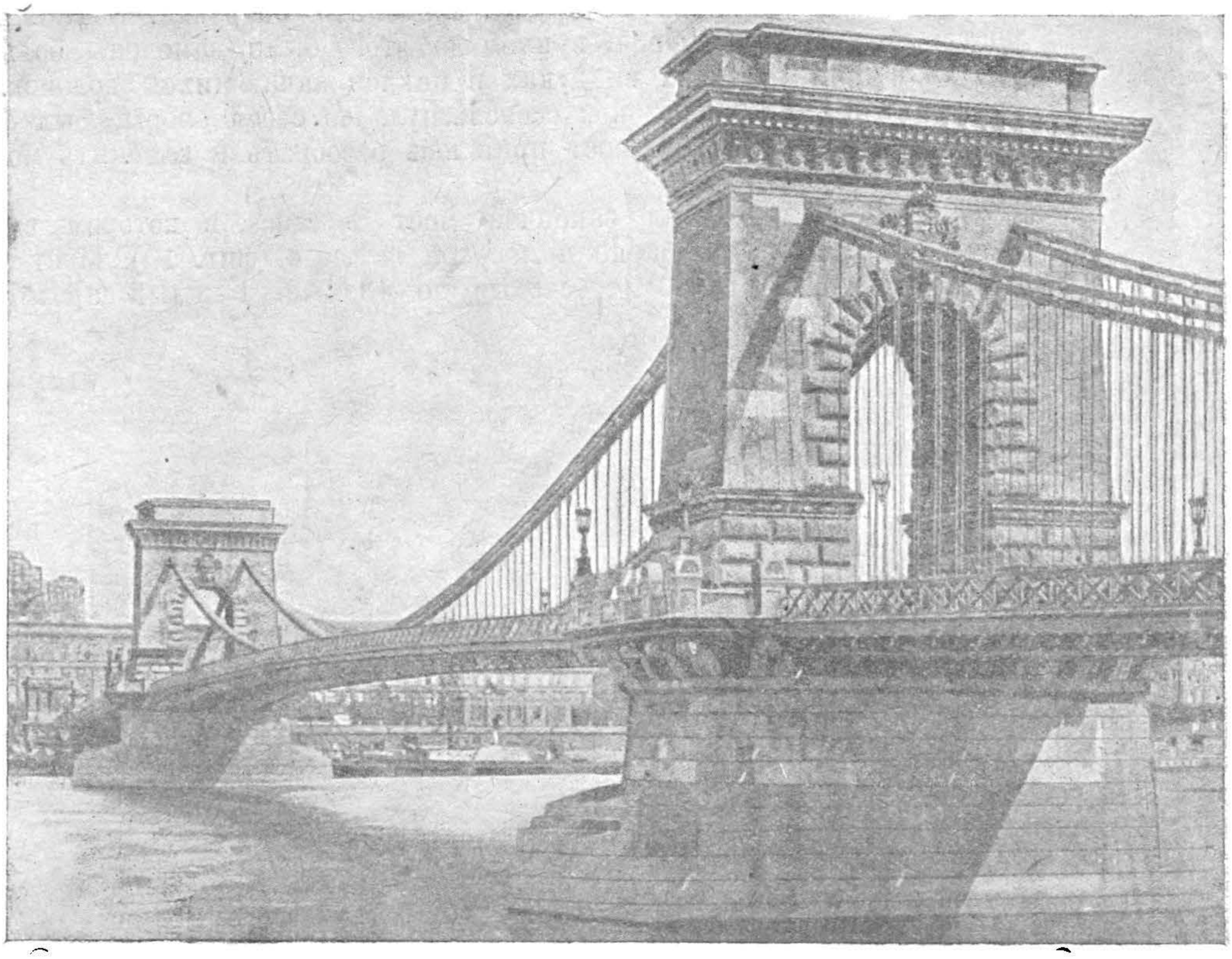


Фиг. 11—12.—Мост Suresnes (1841). Детали; закрепление ленты и муфта.

В 1849 году английский инженер Кларк закончил постройку одного из монументальнейших висячих мостов в Европе — моста в Буда-Пеште через Дунай. Он имеет средний пролет 203 *м* и боковые по 91 *м* (фиг. 13). Полная его длина с устоями 406 *м*. С каждой стороны моста полотна поддерживается двумя цепями, составленными из сплошных звеньев,

НБ УДУНТ (ДНТ)

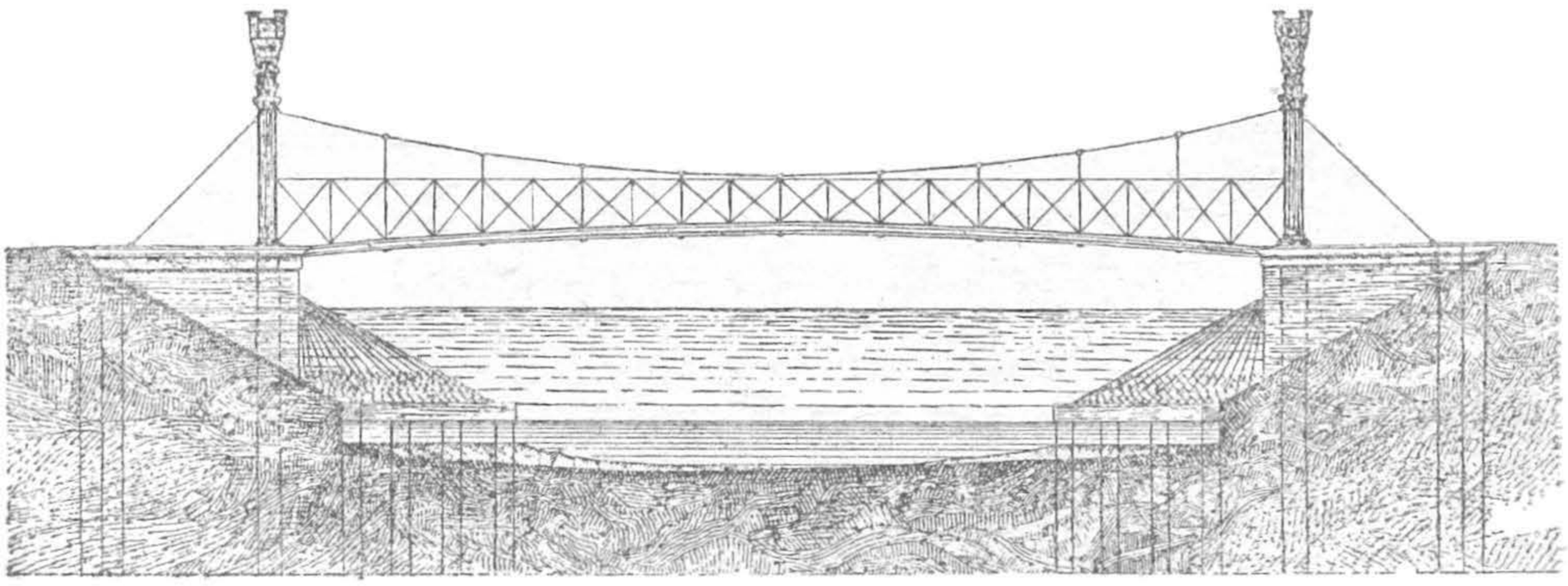
соединенных болтами. Полотно моста имеет ширину 14 *м*. Из них на проезд отведено 7,0 *м* и на каждый тротуар по 2 *м*. Остальные 3 *м* потеряны вслед-



Фиг. 13.—Старый мост в Буда-Пеште (1849).

ствие того, что тротуары расположены вне парных подвесок, поддерживающих поперечные балки моста.

В России первый висячий мост был построен по проекту одного из работавших тогда у нас французских инженеров, а именно Базена, в 1823 году. Это был пеше-



Фиг. 14.—Пешеходный мостик в Екатерингофском парке (1823).

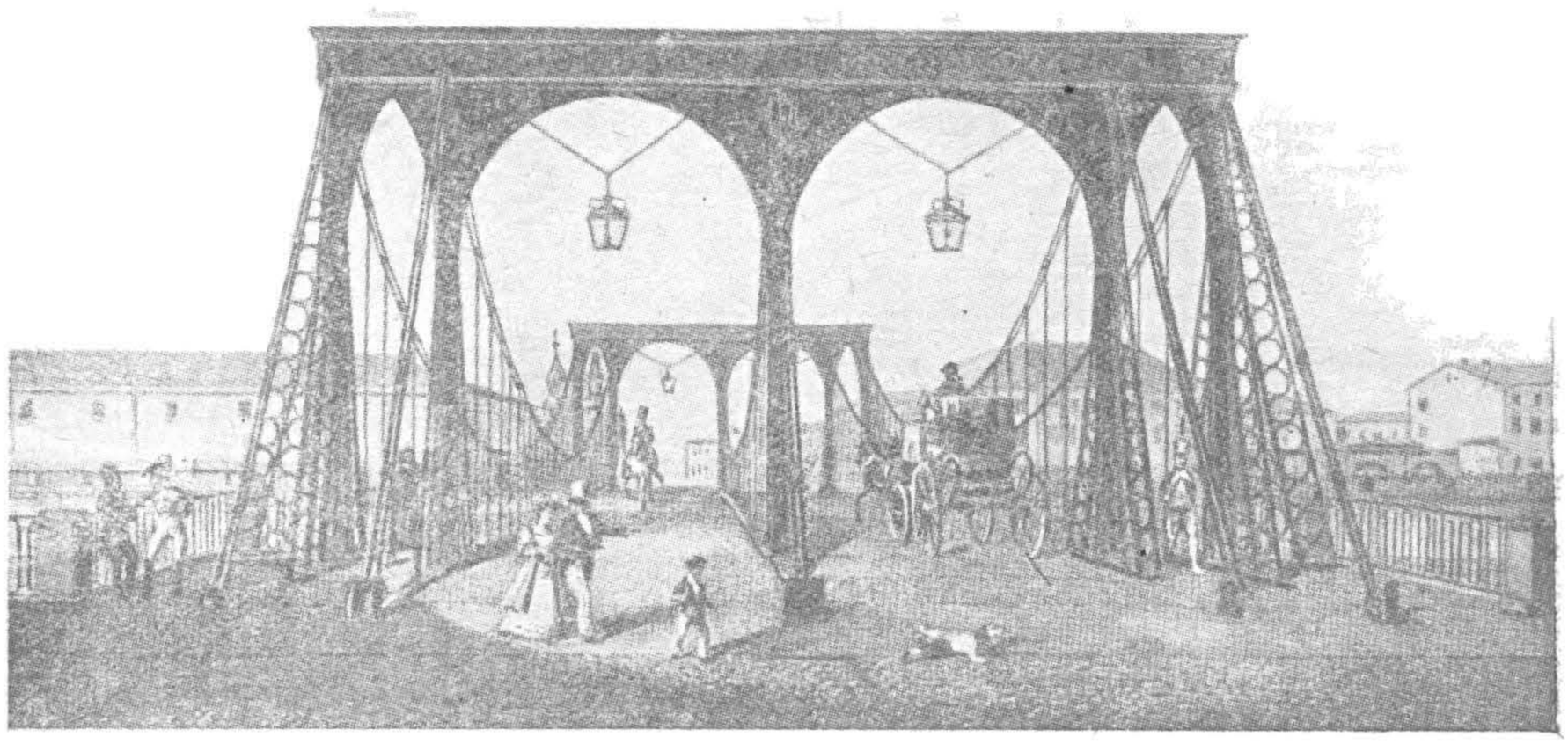
ходный мостик в Екатерингофском парке (в С.-Петербурге), пролетом 15,2 *м* (фиг. 14).

Затем, в 1824 году, был выстроен, по проекту другого французского инженера Треттера, висячий мост (фиг. 15) через Фонтанку у Летнего сада (Пантелеймоновский).[1] Чтобы удерживающие цепи не стесняли проезда по набережным, устои

[1] Plans, profils, vues perspectives et détails des ponts en chaines, executées Saint-Pétersbourg en 1824 par G. de Traitteur, St. Pétersbourg.

НБ УДУНТ (ДИТ)

моста были выдвинуты на 8,9 *м* в реку (фиг. 16), так что пролет моста в свету оставался всего 37,13 *м* при полной длине моста 54,12 *м*. Ширина полотна моста была 10,6 *м*. Оно поддерживалось пятью цепями, разделявшими его на два



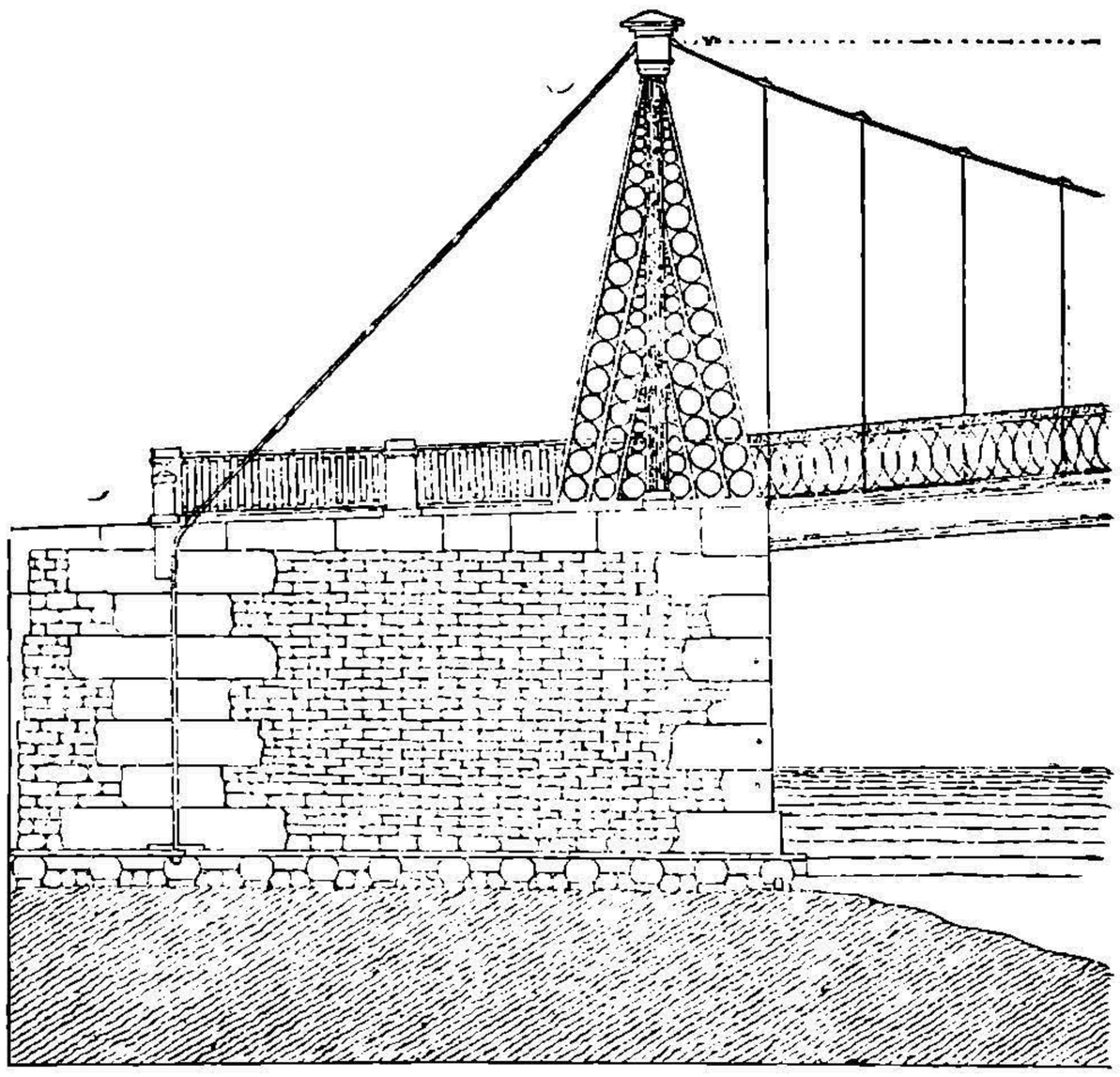
Фиг. 15.—Мост через Фонтанку у Летнего сада (1824).

экипажных проезда и два тротуара. Пролет цепи 40,11 *м*, стрелка 4,24 *м*. Звенья цепи состояли из круглого железа диаметром 50 *мм* с овальными проушинами. Мост обошелся в 161 260 рублей. В 1907 году он был разобран и заменен железным арочным. Эти мосты были первыми цепными мостами, построенными на Европейском континенте.

В то же время были построены существующие и ныне в Ленинграде пешеходные мостики: через Мойку — Почтамтский, через Екатерининский канал — Банковский (фиг. 17) и Львиный.

В 1827 году был закончен Египетский мост через р. Фонтанку (фиг. 18) с тремя цепями при тротуарах на весу. В 1905 г. этот мост провалился при проходе кавалерийского отряда. Заменен пока деревянным мостом. Под впечатлением именно этого события был разобран мост у Летнего сада.

В 1836 году в крепости Брест-Литовск через р. Зап. Буг был построен первый в России висячий мост на проволочных канатах. Пролет 89 *м*. Полотно поддерживается 4 канатами. Такой же мост был выстроен и в Ново-Георгиевске через р. Нарев, но в 1889 г. снесен высокими водами.



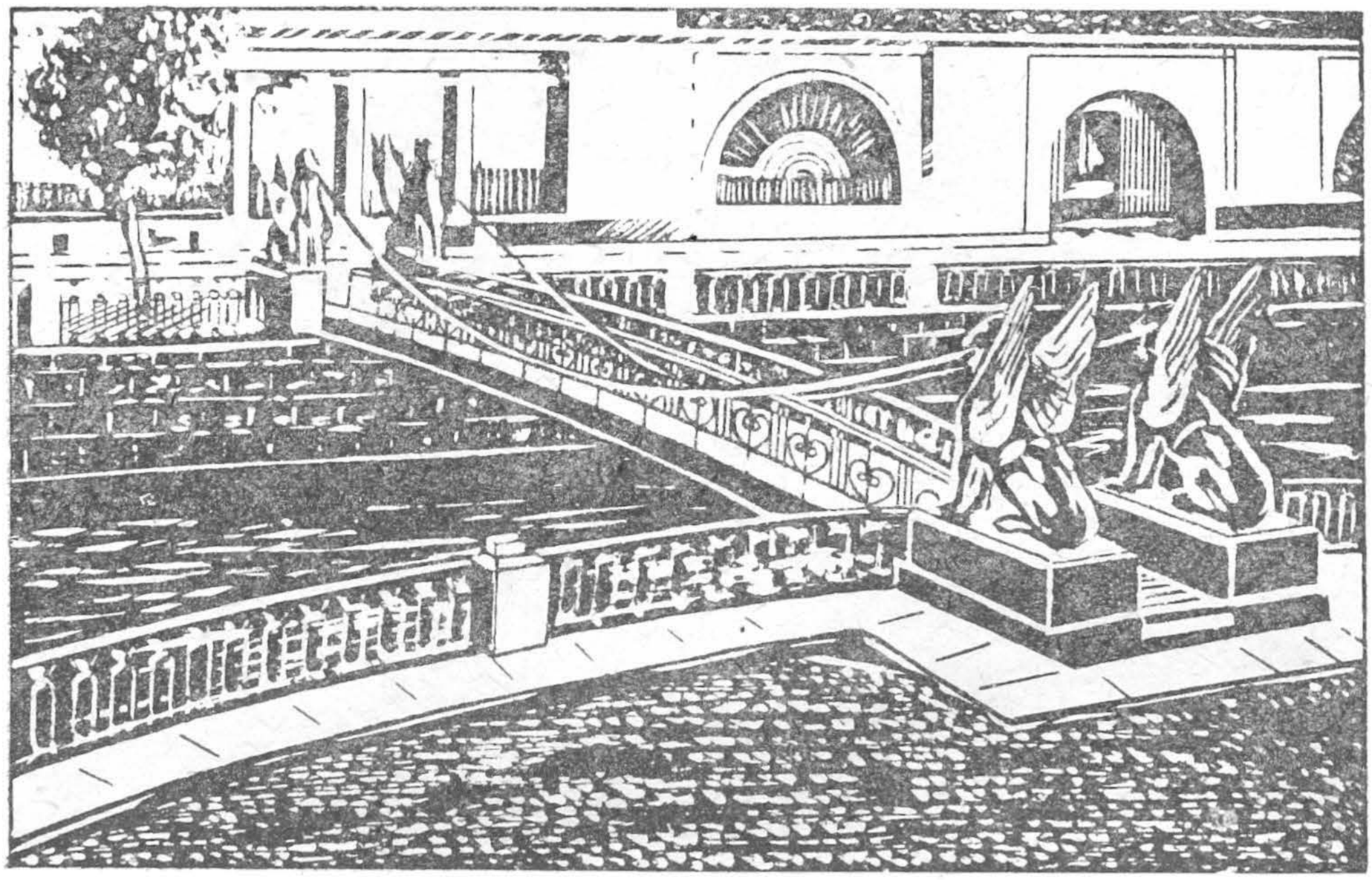
Фиг. 16.—Пантелеймоновский мост в С.-Петербурге (1824).

В 1847 г. был утвержден проект висячего моста через р. Днепр в Киеве,[1] составленный англичанином Виньолем (фиг. 19). Постройка этого моста закончена

[1] П. Усов.—Строительное искусство, II ч. СП-Бург 1862—1864.

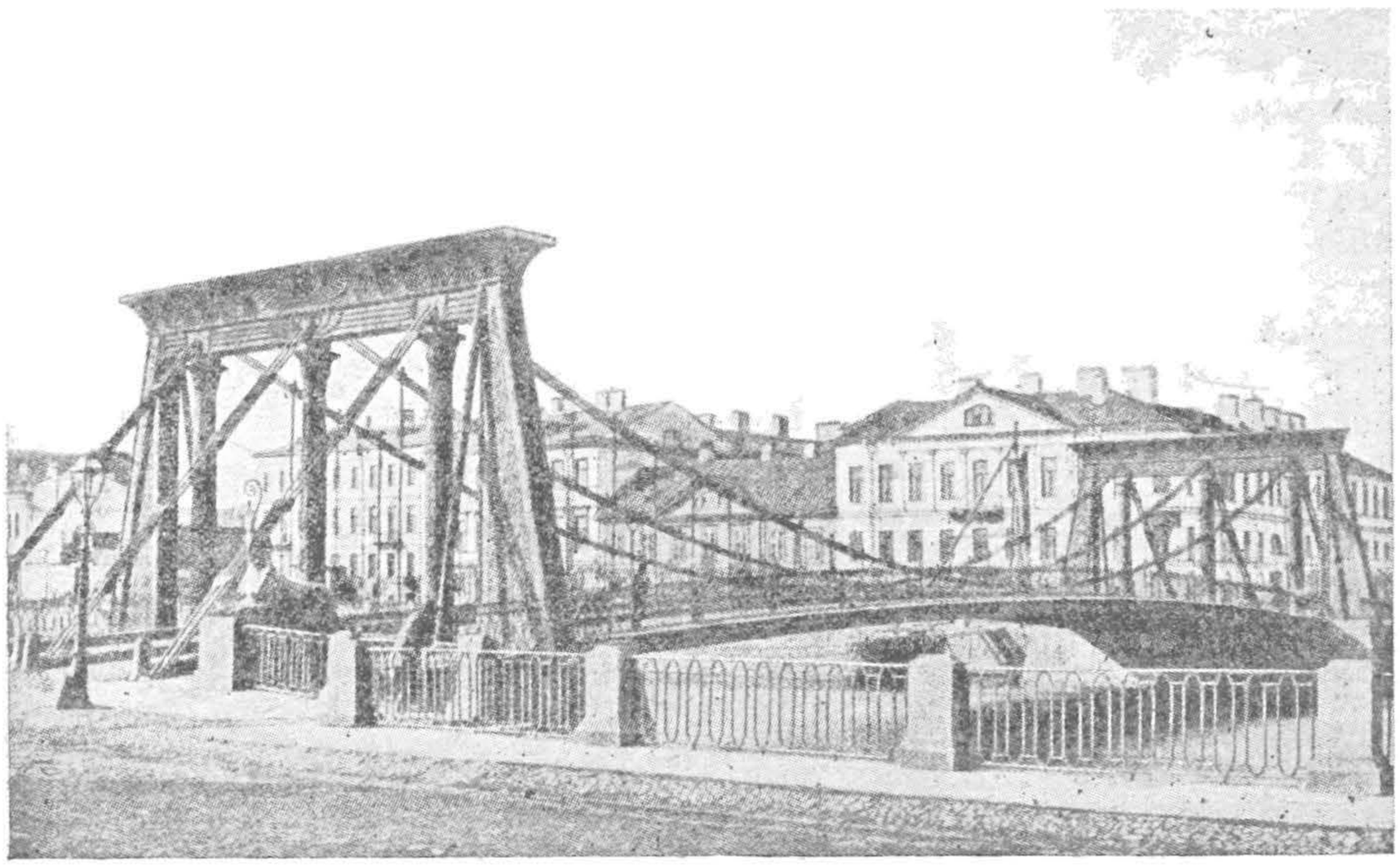
НБ УДУНТ (ДИТ)

в 1853 году; стоимость его выразилась в сумме 2 300 000 рублей. Мост имел 4 пролета по 134 *м*, два полупролета по 69 *м* и один разводной пролет 19,2 *м*. Быки, толщиною 7,3 *м* на уровне полотна. были заложены за перемычками частью на песчаном



Фиг. 17.—Банковский мостик в Ленинграде (1825).

грунте непосредственно, частью на сваях; для предотвращения подмыва ограждены кругом тюфяками. Кладка опор— кирпичная на пуццолановом растворе, снабжена вертикальными, а в устоях и горизонтальными железными стержнями. Ширина полотна была 16 *м*, из них 10,3 *м* — проезд, остальное заняли цепи и тротуары. Настил —



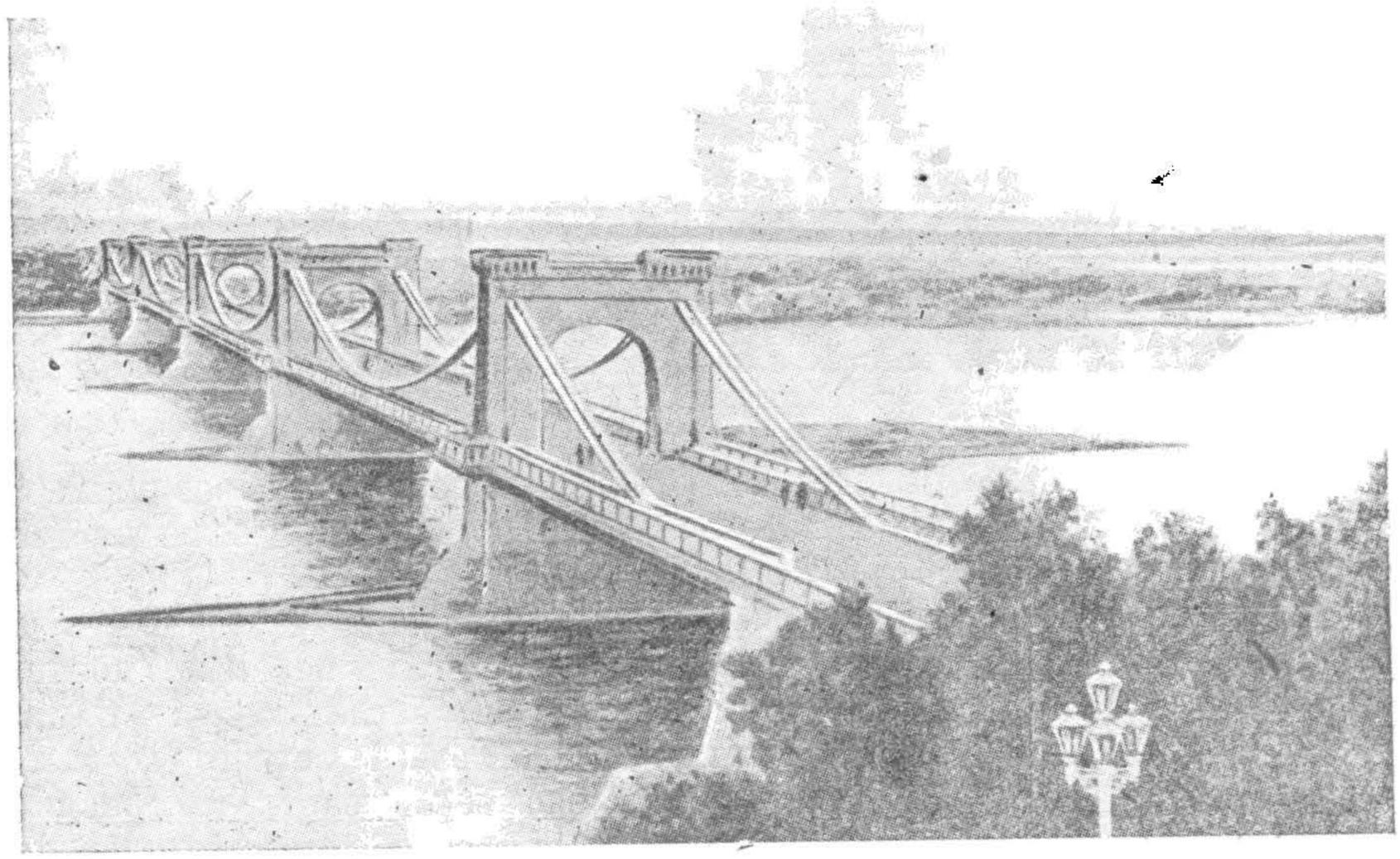
Фиг. 18.—Египетский мост через Фонтанку (1827).

досчатый. С каждой стороны моста было дано по 2 цепи из 8 звеньев каждая; звено длиною 3,6 *м*, сечением 260 × 25 *мм*. Поперечные балки — сквозные. Для придания мосту жесткости, вдоль положены деревянные фермочки Гау, как балки жесткости. Высота их 3,2 *м*, причем часть возвышалась над полотном, часть находилась ниже

НТБ УДУНТ (ДИТ)

полотна. Горизонтальная жесткость достигалась при помощи диагонально расположенных под настилом полотна досок, наподобие решетки ферм Тауна. Мост погиб в 1920 году.

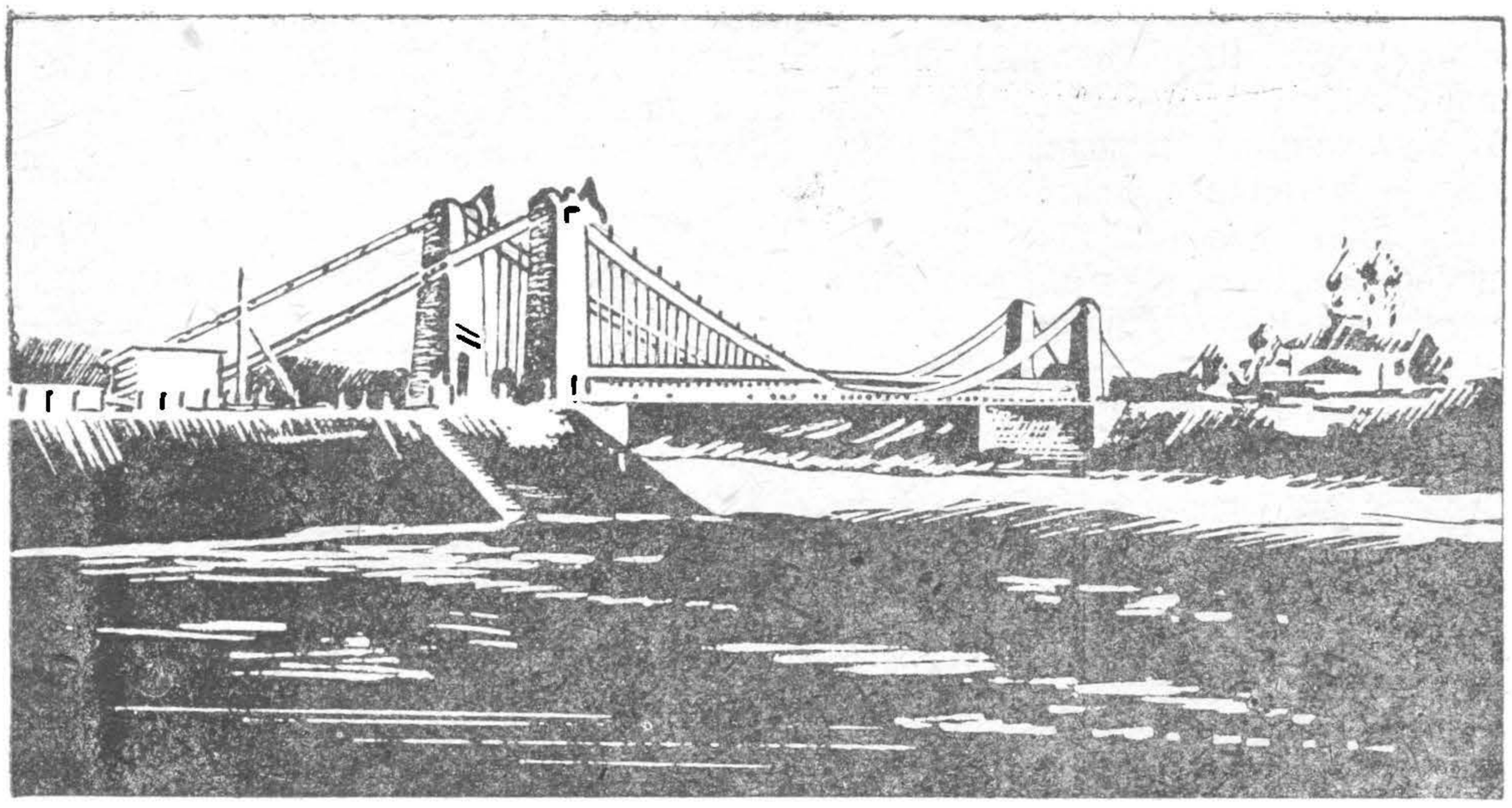
В 1851—53 г.г. был построен мост через два рукава р. Великой, в г. Острове[1] (фиг. 20), в виде двух отдельных мостов, каждый в один пролет в свету 93 *м*. Цепей



Фиг. 19.—Мост через Днепр в Киеве (1853).

с каждой стороны две, одна над другой. Оба моста стоили 296 000 р. Существуют до сих пор, и в 1926 году снабжены железными балками жесткости.

Для устройства постоянного моста через Неву в С.-Петербурге, кроме деревянного (Кулибин) и каменных (Перроне, Герард. Фабр), был спроектирован Базеном в 1825 году цепной мост, — однопролетный, с устройством для пропуска



Фиг. 20.—Мост в г. Острове через р. Великую (1853).

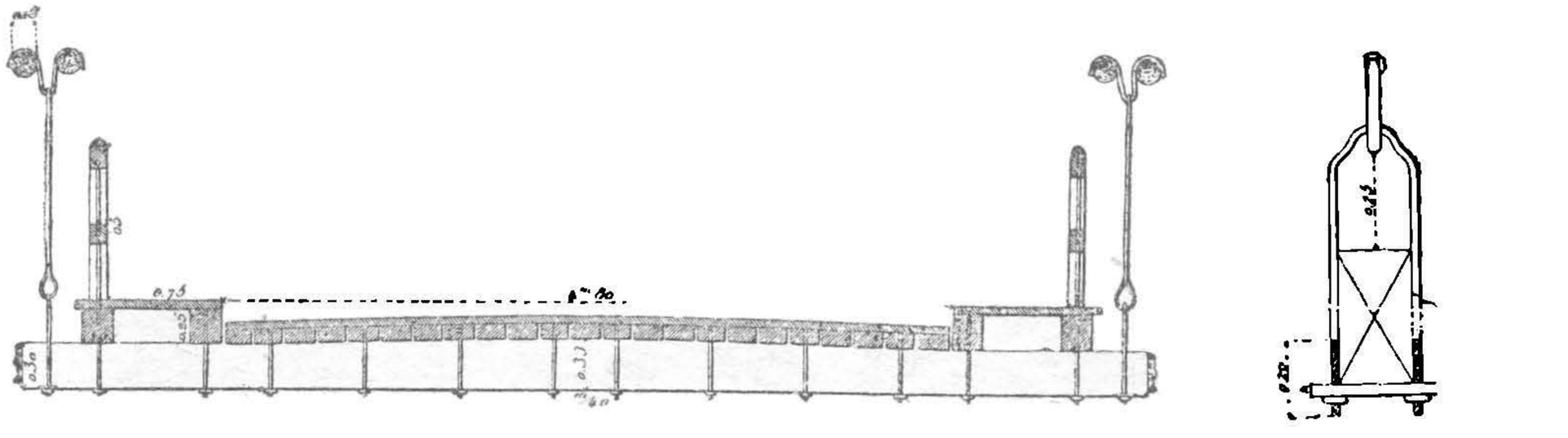
судов обходного канала на Васильевском острове. Второй проект цепного моста был составлен Кербедзем; по этому проекту разводная часть помещалась между двумя быками по средине реки. Окончательно был избран вариант чугунного арочного моста, который и существует теперь под названием моста лейтенанта Шмидта.

---

[1] «Журнал Гл. Упр. Путей Сообщения», 1854, т. 20. Усов. там же.

НБ УДУНТ (ДИТ)

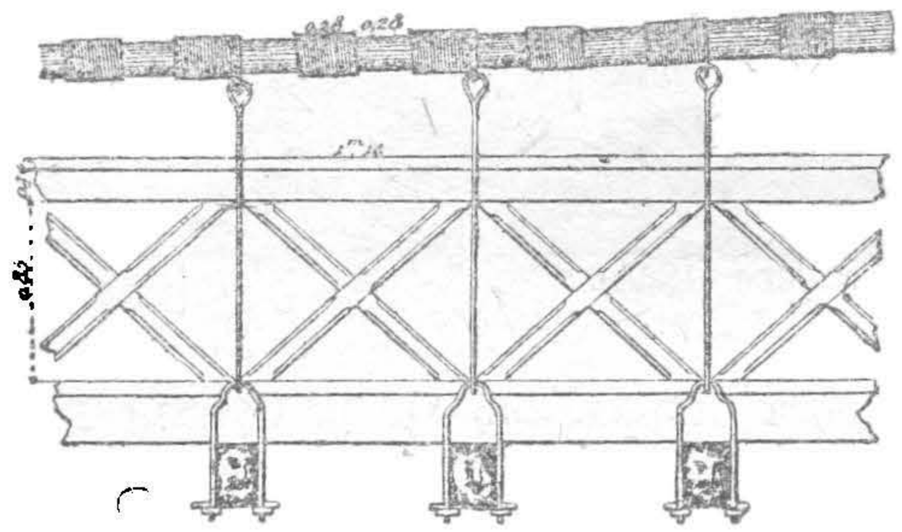
По своей конструкции висячие мосты, построенные сотнями в Америке, Франции и Англии в первую половину XIX века, были очень просты. На фиг. 21 изображено типичное устройство полотна: двойной досчатый настил и тротуары с дере-



Фиг. 21.—Поперечный разрез полотна и подвеска поперечин. Французские мосты первой половины XIX в.

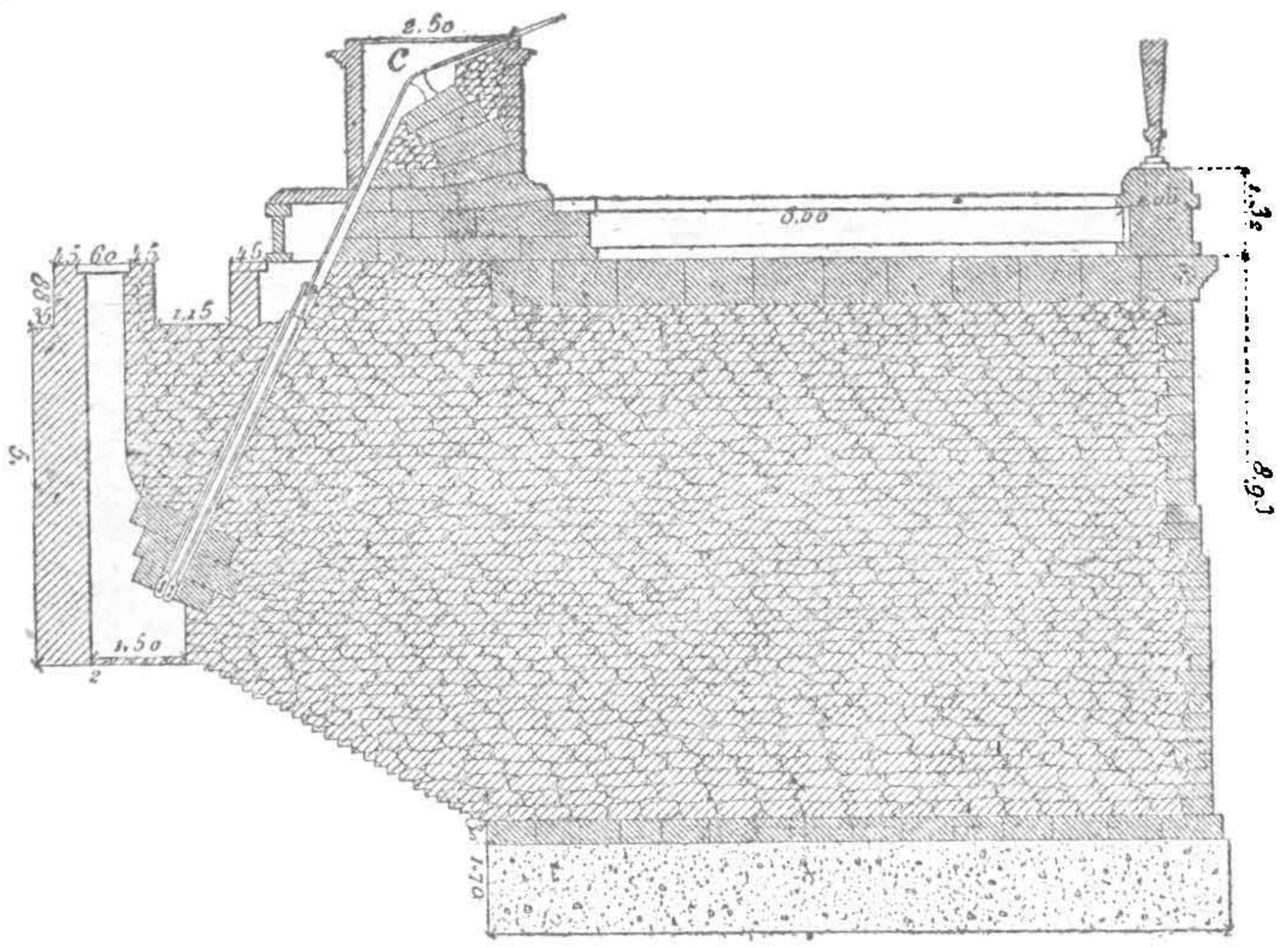
вянными перилами (фиг. 22). Полотно подвешивалось за концы деревянных поперечин при помощи простейших крючков и петель. *Ветровые связи* в большинстве случаев вовсе *отсутствуют*.

Знаменитый инженер Навье, горячий поклонник висячих мостов, в период их появления на Европейском континенте, в 1823 году, писал следующее: «Служба моста на р. Tweed, очень легкого по конструкции, убедительно показывает, что висячие мосты, несмотря на гибкость цепей и полотна, достаточно жестки, и пользование ими так же безопасно и удобно, как и другими мостами. Никаких горизонтальных колебаний не существует, так как жесткость полотна представляет достаточное тому сопротивление, хотя никаких диагональных связей не имеется» (Rapport à M. Becquey. стр. 4, изд. 2-е, 1830).



Фиг. 22.—Полотно французских мостов первой половины XIX в.

Но важное значение горизонтальных связей было уже установлено Кларком при постройке моста Hammersmith, близ Лондона, в 1824—27 г.г. Деформации моста были изучены на модели. Мост — со средним пролетом 125,5 *м* и боковыми в половину этой величины, стрелка $^1/_{14}$. Здесь были даны горизонтальные связи, жесткие деревянные перила, подвижные опоры цепей на пилонах. Мост перестроен, по висячей же системе, в 1886—1889 г.г. Старый мост стоил около 800 000 р. (400 р. на 1 *кв. м* полотна).



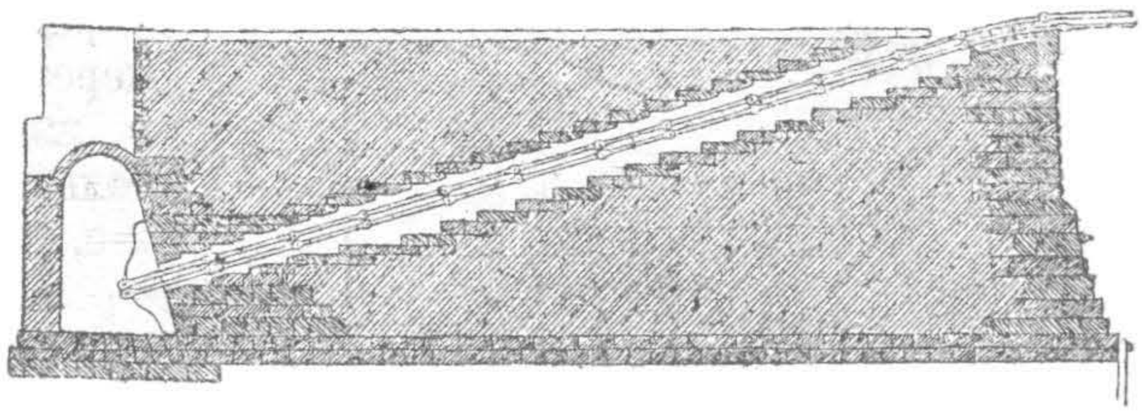
Фиг. 23.—Поперечный разрез устоя моста на р. Марне (1832).

Серьезными по объему и, подчас, дорогими строились опоры — быки и устои. Устои должны погашать распор цепи или кабеля. При значительных пролетах для этого нужно было давать очень большие массивы. На фиг. 23 изображен устой для упомянутого выше моста на Марне, с пролетом 76 *м*, а на фиг. 24 и 25 приведены продольные разрезы устоев: первый — для моста в Буда-Пеште (пролет 203 *м*), второй — для упомянутого моста Hammersmith.

Точно так же и быки *многопролетных* мостов должны были строиться очень толстыми, так как во многих случаях они должны были принимать одностороннее

НБ УДУНТ (ДИТ)

действие распора от временной нагрузки, полностью или частично, в зависимости от устройства опор цепи на пилонах. На фиг. 26 представлена опора с закреплением цепи или кабеля на быке; цепь левого пролета переводится через бык и протягивается вниз вдоль правой стороны быка и внизу закрепляется; цепь правого пролета таким же образом закрепляется на левой стороне быка. На фиг. 27 приведен бык моста Hammersmith, близ Лондона; здесь цепь может скользить на каточках, тем не менее толщина быка весьма значительна.

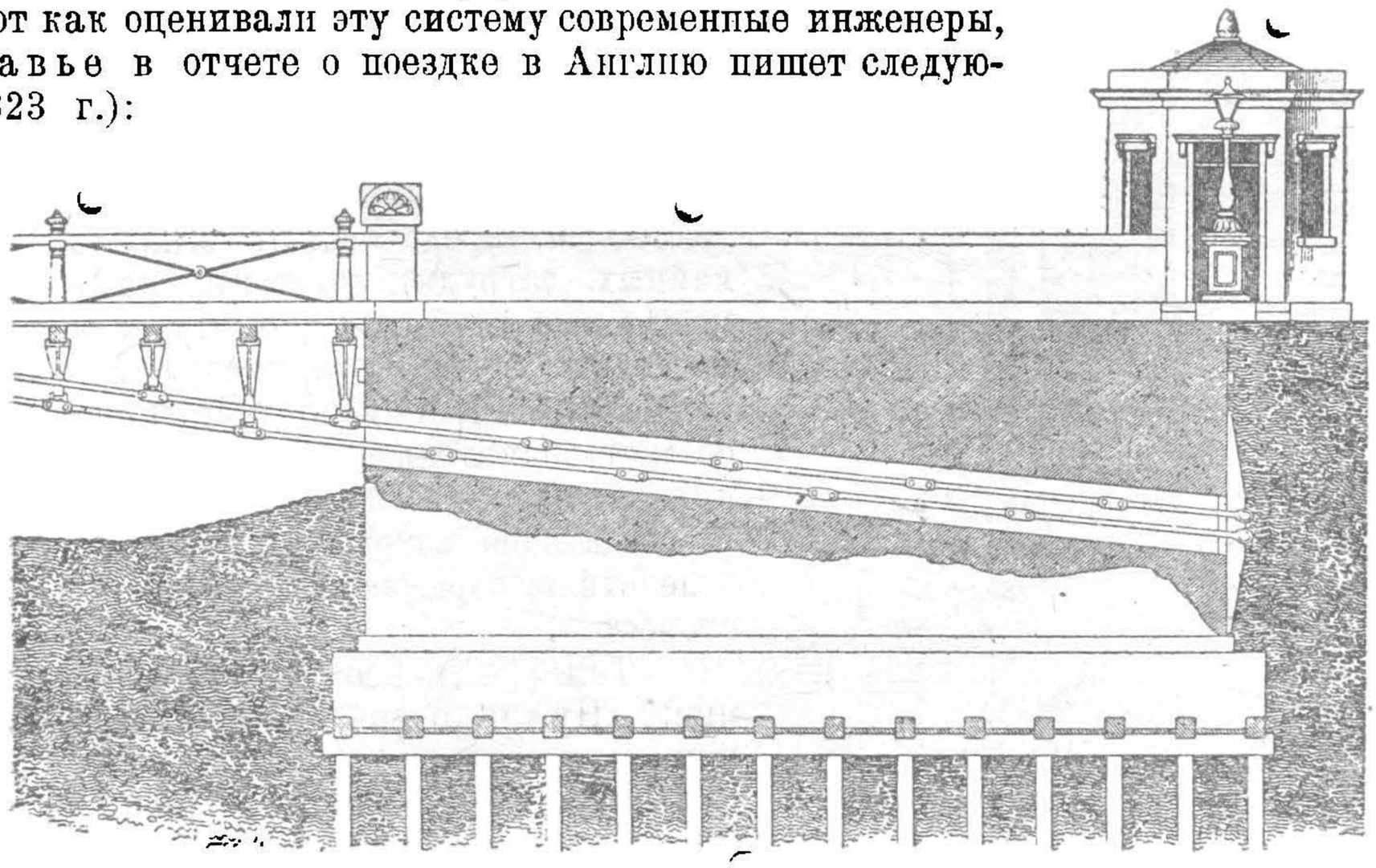


Фиг. 24.—Устой старого моста в Буда-Пеште (1849).

Таким образом висячие мосты представляли собою такой тип мостов, в которых пролетное строение очень легко и дешево, а дорогие опоры следует ставить в возможно меньшем числе, так как можно перекрывать очень большие пролеты. Надо помнить, что до половины прошлого века мосты строили из камня с пролетами до 50 *м*, из дерева — с пролетами в редких случаях больше 30 *м* и из чугуна—с пролетами до 70 *м*. Между тем висячие мосты дали возможность быстро развивать величину пролетов; уже в 1836 году был готов мост в Фрейбурге с пролетом 265 *м*, а в 1847 г. закончен мост через Огио в Америке с пролетом 308 *м*.

Из этих обстоятельств понятно увлечение висячими мостами, давшими возможность дешево переходить через большие реки. Заложение оснований для опор в глубокой воде или на плохих грунтах при помощи кессонов еще не было известно, а потому большие реки часто представляли непреодолимые препятствия для развития и использовании сети дорог, а в других случаях требовали очень больших затрат на устройство каменных или чугунных мостов.

Вот как оценивали эту систему современные инженеры, Навье в отчете о поездке в Англию пишет следующее (1823 г.):



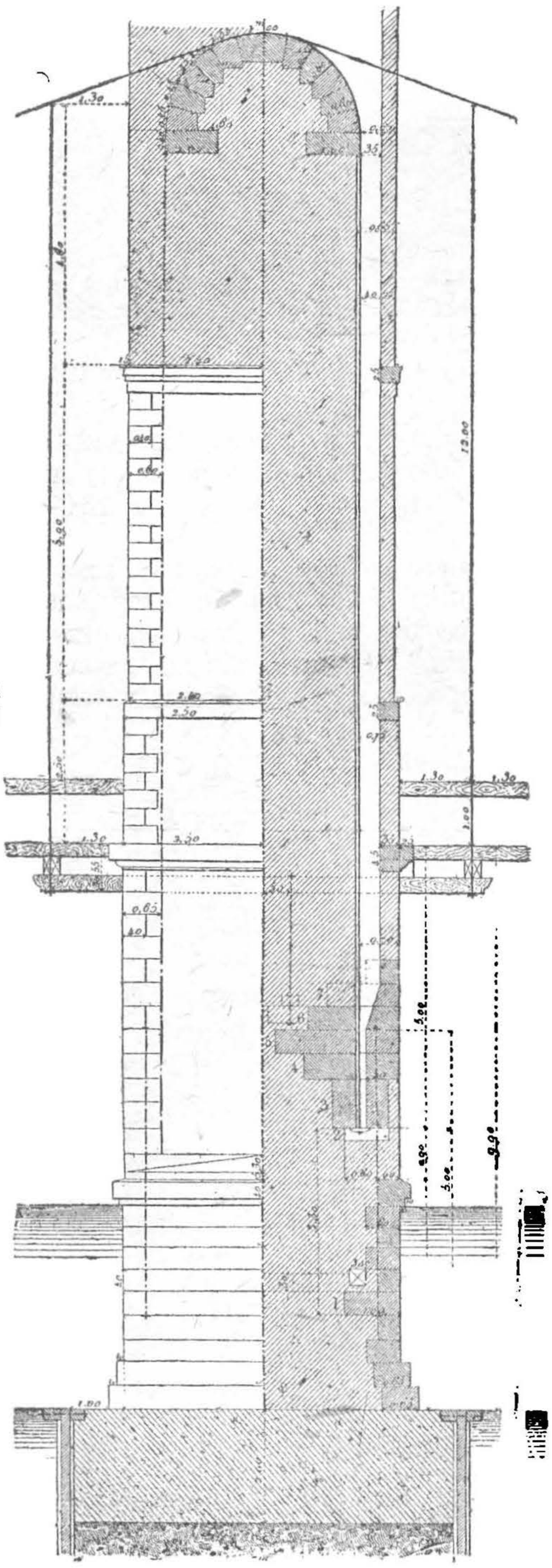
Фиг. 25.—Устой моста Hammersmith близ Лондона (1827).

«Висячие мосты кажутся замечательно пригодными для перекрытия самых больших просветов без устройства промежуточных опор. Можно очень легко сконструировать пролетное строение длиною 500 *м*, с опорами (пилонами) высотою 30 *м*, и это сооружение, в успехе которого нет никаких оснований сомневаться, не потребовало бы очень значительных расходов».

«Другая особенность висячих мостов — легкость сборки без кружал и без подмостей. В самом деле, сперва можно поднять и уложить на место цепи, которые будут поддерживать полотно моста; к этим цепям можно подвесить подвижную люльку, при помощи которой будут поставлены на место подвески и полотно моста. Эта особенность во многих случаях является драгоценной. Было бы очень трудно и почти не-

ГЕ УДУНТ (ДИТ)

возможно обыкновенными средствами перекрыть глубокую долину с крутыми берегами при отверстии 150—200 *м* или бухту моря при большом волнении. Сооружение висячего моста в таких случаях не представит никаких затруднений».



Фиг. 23. — Бык моста через р. Рону в Тарасконе (1830).

«Эти сооружения дают красивые формы, незыблемо закрепляемые естественными законами равновесия; они могут также, в обработке искусного инженера, способствовать украшению столиц или, будучи перекинуты через глубокие долины, могут производить в живописном горном виде самое внушительное впечатление». (Rapport.. стр. 8, изд. 2-е, 1830.)

Красноречивый доклад Навье произвел на французских инженеров большое впечатление, и ему было поручено построить монументальный висячий мост в Париже через Сену. Пролет моста был запроектирован в 155 *м*. Заделка кабелей моста представлена на фиг. 28. Форма устоя очень остроумна, но кладка оказалась недостаточно устойчивой, что и обнаружилось при окончании работ: часть каменного устоя пришла в движение. Этим воспользовались противники постройки моста, его пришлось разобрать и на этот раз отказаться от большого пролета. При помощи более солидной конструкции даже несколько больший пролет был в это время перекрыт в Англии (Менейский мост).

Инженер Séguin, строитель первого висячего моста во Франции, в статье по этому вопросу[1] отмечает, что висячие мосты, дающие возможность перекрывать пролеты до 300 *м*, представляют выход из чрезвычайных затруднений, когда надо построить мост через глубокую и быструю реку. Опоры не только трудно в этих случаях обосновать, но большое их число при малых пролетах создает значительное стеснение живого сечения потока, угрожающее опорам подмывом и создающее затруднения для судоходства вследствие образования подпора и больших скоростей.

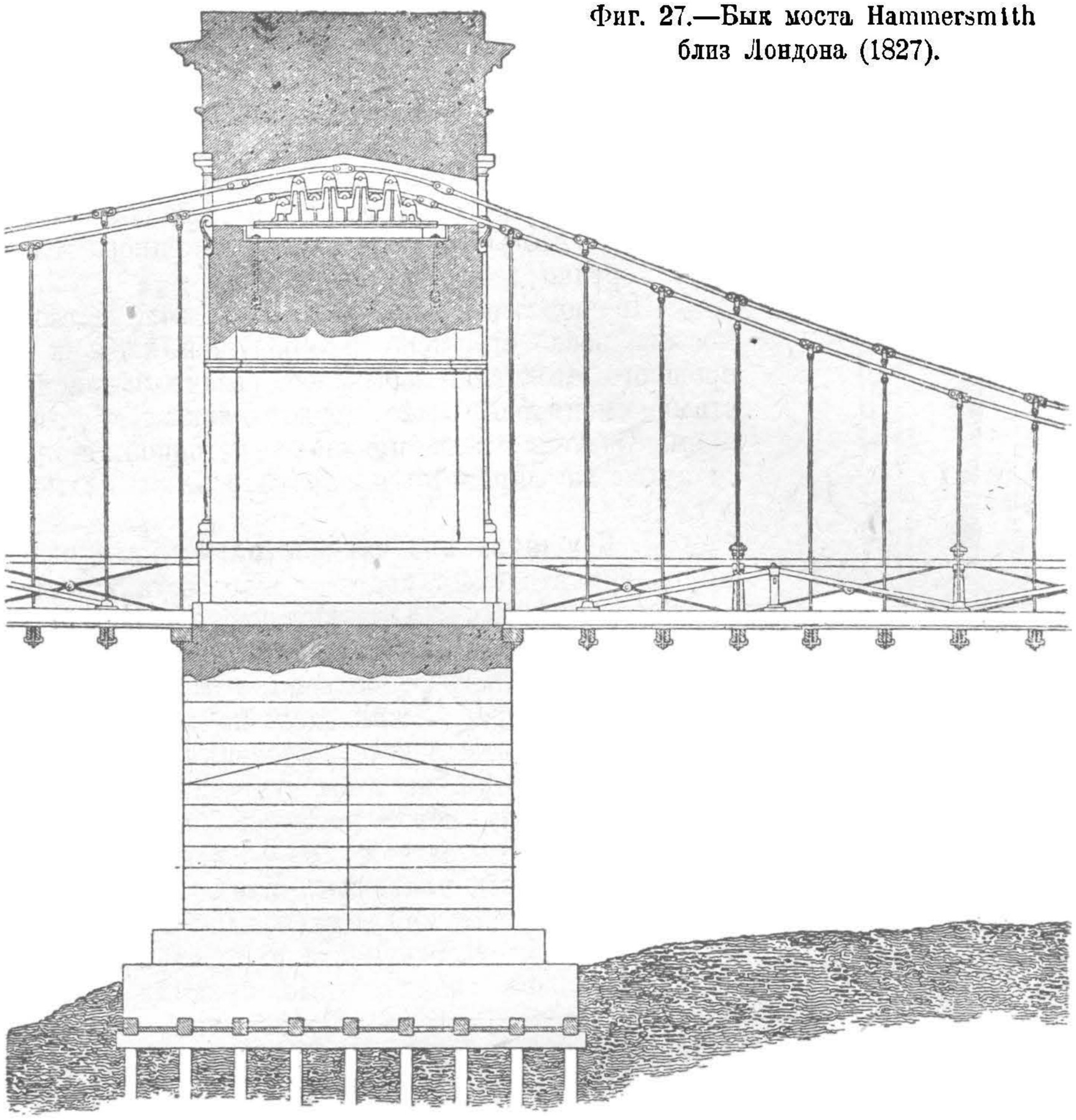
Тем не менее он дает предостережение: «Нужно очень остерегаться слишком широкого применения висячих мостов; когда дело касается перекрытия небольших просветов для интенсивного пользования и когда требуется устойчивость сооружения, должно быть отдано предпочтение каменным мостам, а для применения висячих мостов нужно оставить случаи, когда другие системы неосуществимы».

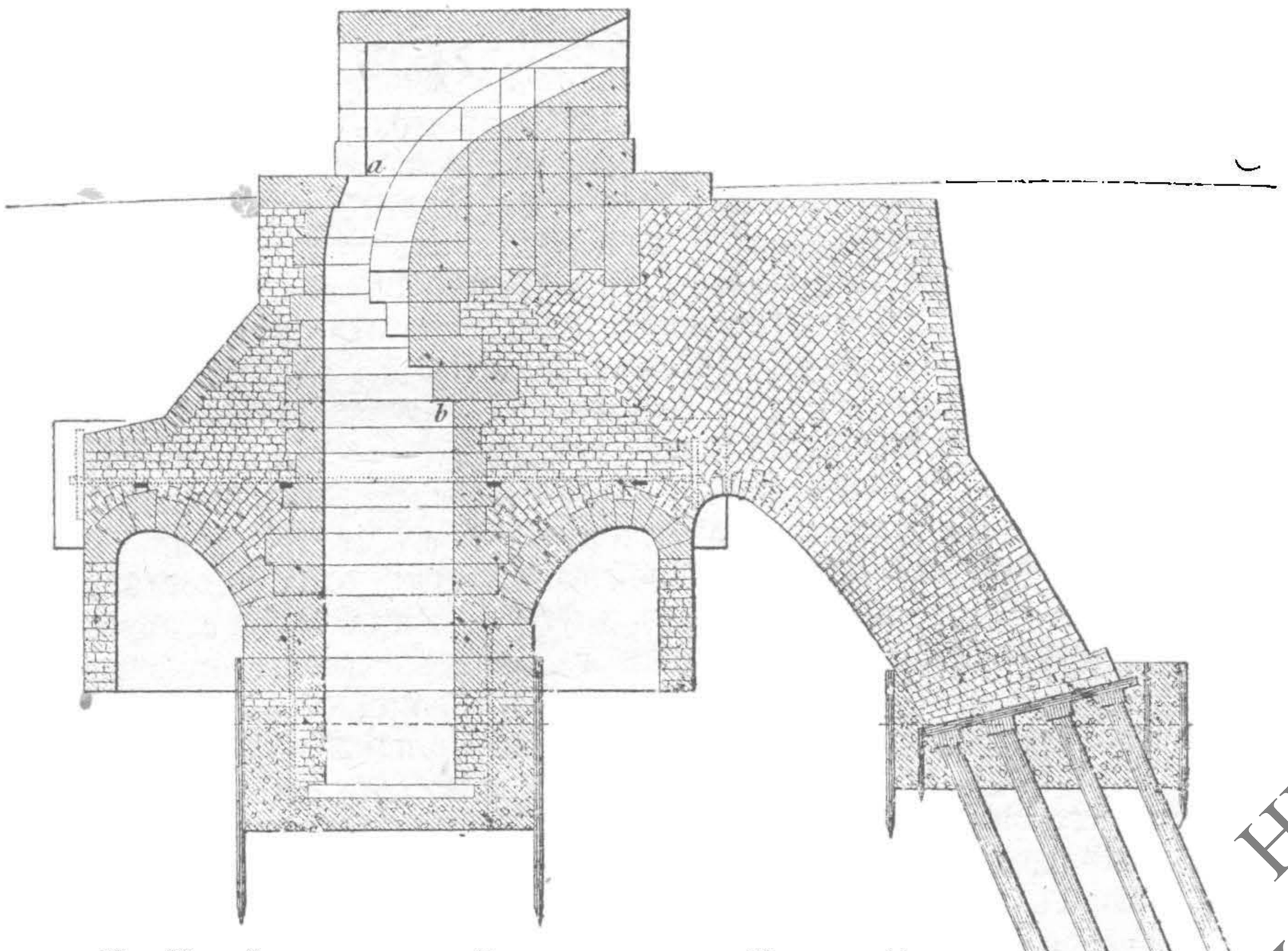
Ко времени появления висячих мостов накопилось много случаев, когда мост в данном месте был нужен, а построить его нельзя было либо по техническим трудностям, либо по недостатку средств. Новая система преодолевала эти трудности; висячие мосты оказалось очень выгодным строить на концессионных началах, когда пред-

[1] Séguin. Note sur la construction des ponts suspendus (1826).

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Фиг. 27.—Бык моста Hammersmith близ Лондона (1827).

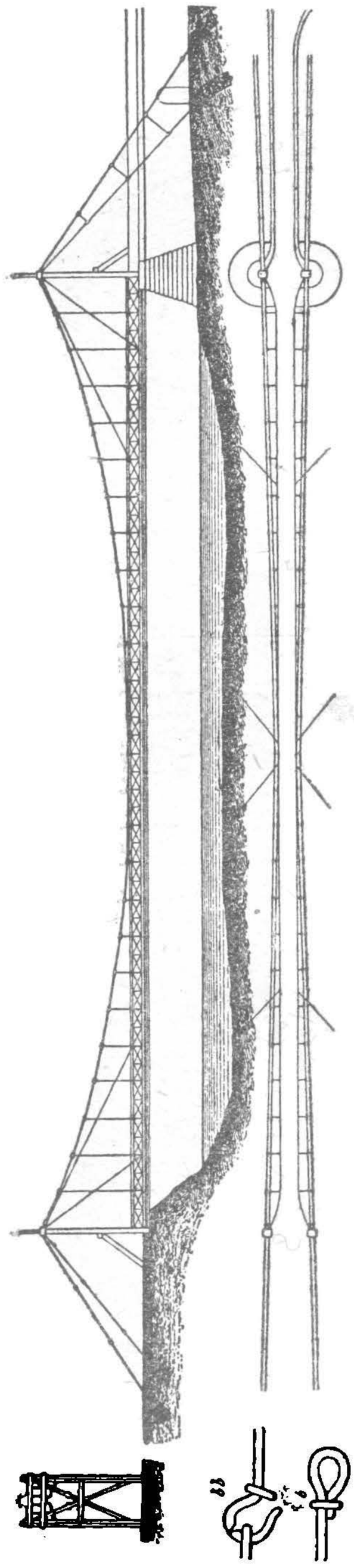




Фиг. 28.—Устой моста через Сену по проекту Навье (1825).

НБ УДУНТ (ДІТ)

приниматель строил мост на свои средства и получал от государства право взимать плату за проход и проезд по мосту. Еще недавно такой порядок пользования мостом существовал как в России (Тифлис), так и заграницей (Кобленц, в 1907 году). Концессионный способ постройки висячих мостов получил особое развитие во Франции; на больших ее реках, как Рона и Луара, таких мостов за 20 лет было построено десятки. Это были мосты очень дешевые, и строились они очень быстро, постройка же каменного моста требовала нередко десятка лет.



Фиг. 29.—Пешеходный мост через р. Tweed (1818).

Но по мере того, как росло количество висячих мостов, росло и число их обрушений, и к половине прошлого столетия небывалое увлечение висячими мостами сменилось резко отрицательным к ним отношением. Система была признана негодной, и применение ее в той же Франции прекратилось на целые десятки лет.

2. Крушения висячих мостов. Первым из обрушившихся значительных мостов можно поставить мост через р. Schuylkill близ Филадельфии, построенный в 1809 году на цепях из железа квадратного сечения. Он рухнул в 1811 г. при проходе большого стада рогатого скота. Мост был быстро восстановлен, но в 1816 году снова провалился от большого скопления снега на мосту. В следующем году здесь был устроен деревянный мост.

В 1817 году через р. Tweed был построен пешеходный мостик пролетом 79 *м*, при ширине полотна 1,22 *м*, по системе наклонных вант, сходящихся лучами в вершине пилона. Три или четыре человека вздумали испытать его жесткость и стали раскачивать; колебания получились очень значительные, и самая длинная ванта лопнула. Через 6 месяцев по открытии моста буря сорвала мост и сбросила в реку; очевидцы рассказывают, что качания моста перед обрушением как в горизонтальном, так и в вертикальном направлении были столь велики, что способны были выбросить всякого пешехода, который был бы в это время на мосту. Мост стоил около 5 000 р.

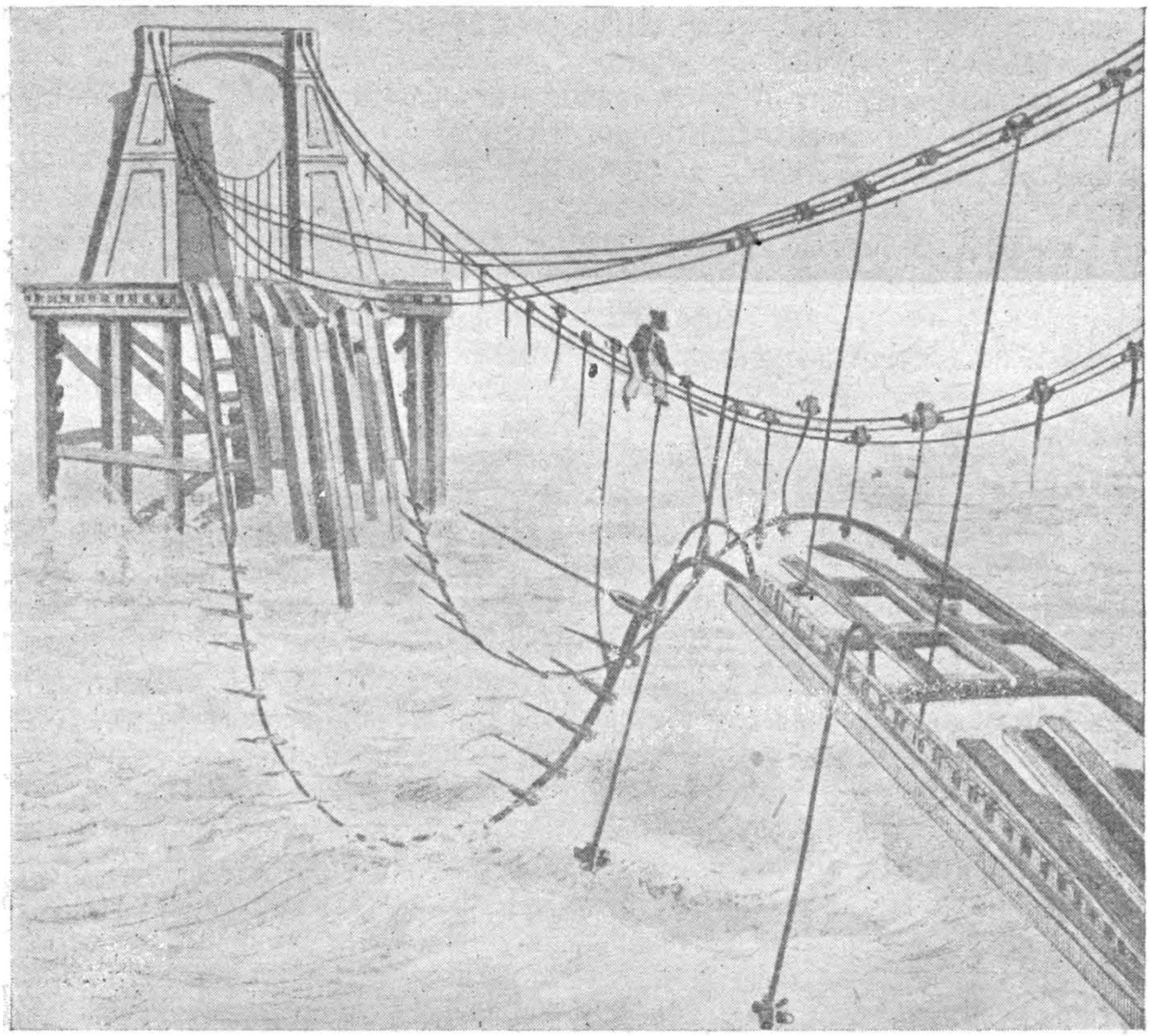
Мост был восстановлен (с затратой еще около 2 200 руб.), причем применена криволинейная цепь и подвески (фиг. 29) и тщательно укрепленные решетчатые перила из дерева. Роль жестких перил была замечена еще во время работы, когда случившийся до установки перил порыв ветра поднял один конец полотна и вызвал волнообразное колебание всего полотна (подобно движению морской волны). Против боковых качаний были даны боковые оттяжки, закрепленные к сваям, забитым на берегах. С этою же целью главные цепи расположены в наклонных плоскостях. Наконец, для увеличения боковой жесткости под полотном моста положены две перекрещивающиеся цепи, работающие в горизонтальной плоскости: одна — когда ветер дует с одной стороны, другая — когда ветер с другой стороны.

В 1822—23 г. была построена пристань в Брайтоне в 4 пролета по 78 *м*, при стрелке $^1/_{15}$. В октябре 1833 г. буря весьма сильно повредила мост. Один пролет был на $^3/_4$ сброшен в воду (фиг. 30). Мост был восстановлен, но в 1836 году снова был разрушен бурей. При новом восстановлении были поставлены горизонтальные крестовые связи и непрерывные продольные балки для жесткости в вертикальной плоскости.

В 1825 году построен в Германии мост (фиг. 31) по системе прямых вант из железных полос, пролетом 78 *м*, при ширине полотна около 7 *м*. Было предположено

НБ УДУНТ (ДИТ)

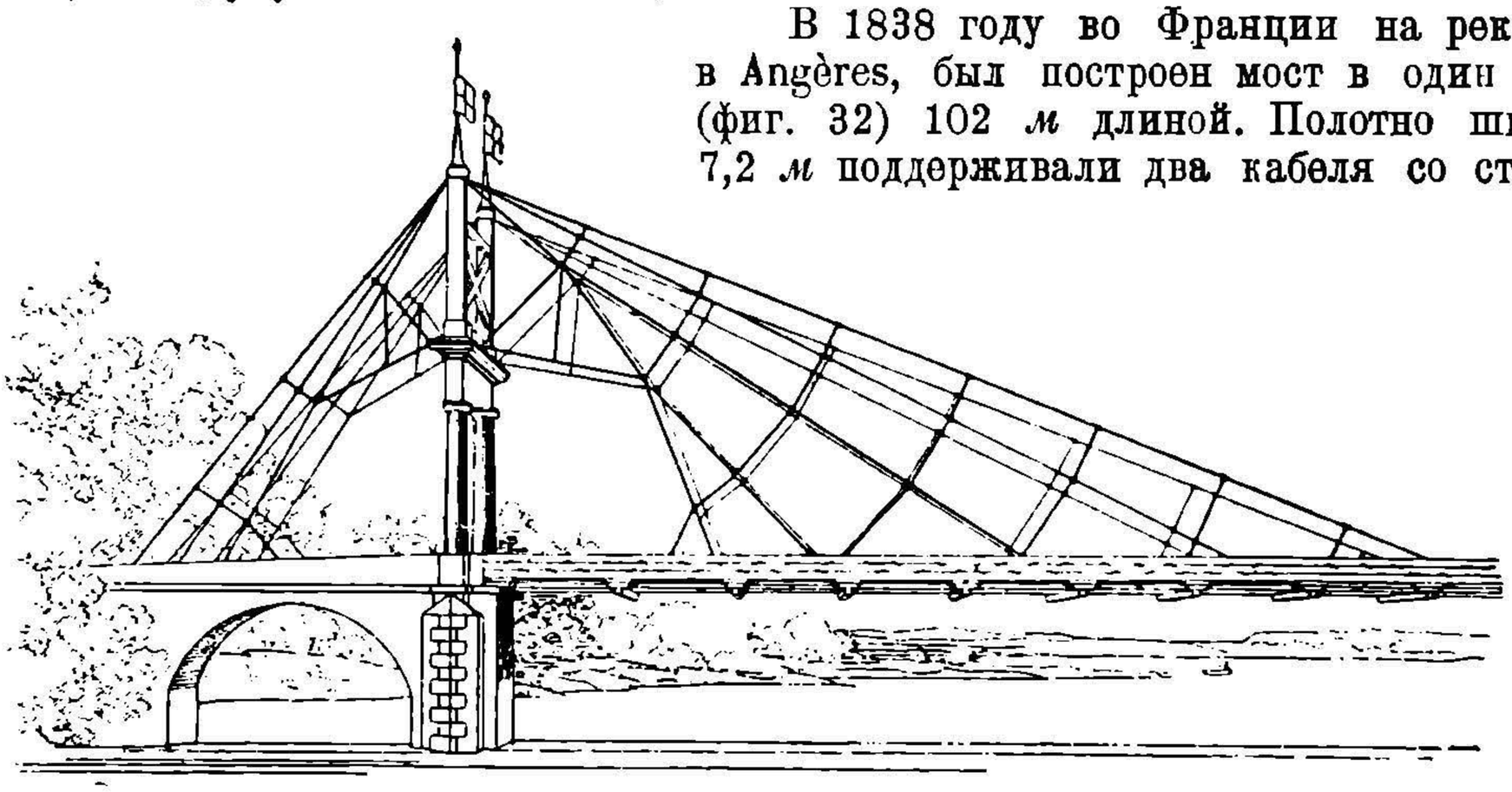
испытать его сильной нагрузкой в виде фуры весом 6 *т*, в которую было запряжено 10 лошадей. Как только эта нагрузка вошла на мост, полотно опустилось на 26 *см*,



Фиг. 30.—Пристань в Брайтоне после бури (1833).

и несомненно мост рухнул бы, если бы его не поддержали еще не убранные подмости. Через четыре месяца, во время прохождения по мосту факельного шествия, мост вдруг обрушился, в воду упало 246 человек, из них 50 человек погибло.

В 1838 году во Франции на реке Мэн, в Angères, был построен мост в один пролет (фиг. 32) 102 *м* длиной. Полотно шириной 7,2 *м* поддерживали два кабеля со стрелкой



Фиг. 31.—Мост близ Ниенбурга (1825).

9 *м*. На пилонах кабели поддерживались качающимися чугунными колоннами высотой 5,47 *м*, диаметром 0,5 *м*, опирающимися на кладку при помощи чугунных подушек. В 1850 году с этим мостом произошла катастрофа, положившая резкий конец увлечению французов висячими мостами. Во время сильного ветра и дождя

НБ УДМТ (ДИТ)

по мосту проходил отряд солдат; было отдано распоряжение итти не в ногу; тем не менее, когда на мосту оказалось 483 солдата и посторонних, один из удерживающих кабелей лопнул в канале заделки, чугунная колонна свалилась, лопнул и другой кабель, и полотно обрушилось в реку. Погибло 226 человек.

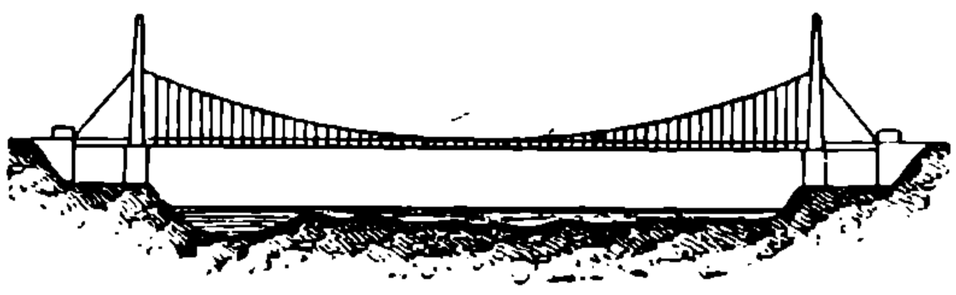
Следственная комиссия пришла к следующим заключениям:

1) все доступные обозрению части находились в здоровом состоянии, и ничто не давало повода опасаться какого-либо несчастья;

2) количество людей, оказавшихся на мосту, и сильная буря давали нагрузку кабеля, вдвое превышающую узаконенную нагрузку;

3) обрушению способствовало также ржавление удерживающего кабеля в канале заделки, хотя канал был при постройке заполнен жирным известковым раствором;

4) ржавление не составляет особенность данного моста; это — недостаток системы моста, почему можно опасаться тех же последствий всюду, где она применена.



Фиг. 32.—Мост d'Angères (1838).

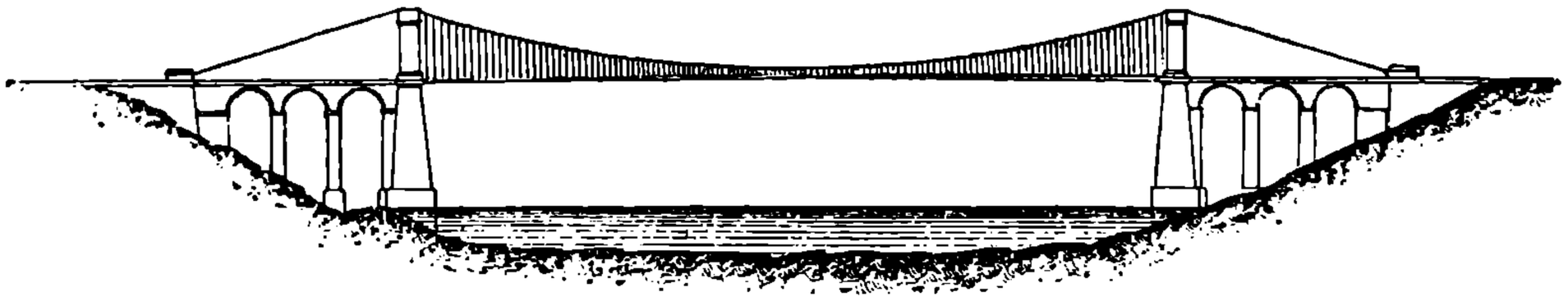
Мост был заменен каменным.

В 1836 году был построен мост (фиг. 33) через р. Vilaine, в La Roche-Bernard, пролетом 198 *м*; хорда параболической цепи имеет длину 193, 2 *м* и стрелка 15.2 *м* (1 : 12.7). Полотно поддерживалось с каждой стороны двумя кабелями; каждый кабель состоял из 1 408 проволок 3,4 *мм* толщины. В 1852 году двухдневная буря поломала и снесла всё полотно моста.

Обследование моста показало, что кабели остались неповрежденными. В кладке не обнаружено трещин. Поперечные и продольные деревянные брусья подгнили. Перила были почти в столь же незавидном состоянии.

Таким образом, состояние моста не объясняет его крушения, причины совершенно справедливо были найдены в тех движениях, которые допускает применявшаяся система. Эти движения были изучены французскими инженерами и сведены к следующим:

Вертикальные колебания. Тяжелая цепь или кабель легко изменяют свою форму равновесия под действием добавочной местной нагрузки, причем точка приложения добавочной нагрузки на кабель опускается с некоторой живой силой, увеличивающей прогиб дальше состояния равновесия, вследствие чего, после потери живой силы, возникает обратное движение и тоже под действием обратной живой силы переходит на другую сторону формы равновесия, почему снова возникает движение вниз и т. д.; получается вертикальное колебание, которое постепенно затухает вследствие различных сопротивлений движению. Соответственная точка по другую сторону вершины цепи



Фиг. 33.—Мост La Roche-Bernard (1836).

двигается при этом в противоположном направлении. Вершина тоже не остается в покое: она перемещается вправо, влево, вверх и вниз.

Эти движения тем значительней, чем больше нагрузка по отношению к массе пролетного строения. А если нагрузка действует периодически, и периоды совпадают с периодами колебаний цепи, то пролетное строение может быть легко разрушено постепенно нарастающими размахами колебаний (резонанс).

Действие ветра порывом снизу вверх разгружает кабель, — он упруго подымается; порыв прошел, — кабель падает, — и колебание налицо.

Чем тяжелее пролетное строение и чем больше стрелка по отношению к пролету, тем оно устойчивей.

Полотно моста La Roche-Bernard имело колебания с амплитудой, равной 30 — 60 *см* при значительном ветре, а в бурю — превосходящей 1 *м*.

Поперечные колебания возникают, когда кабель с одной стороны полотна опускается, а с другой — подымается, или наоборот. Эти колебания очень легко расстраи-

НБ УДУНТ (ДПТ)

вают проезжую часть, расшатывают ее и создают очень трудные условия для движения по мосту, часто делают движение невозможным.

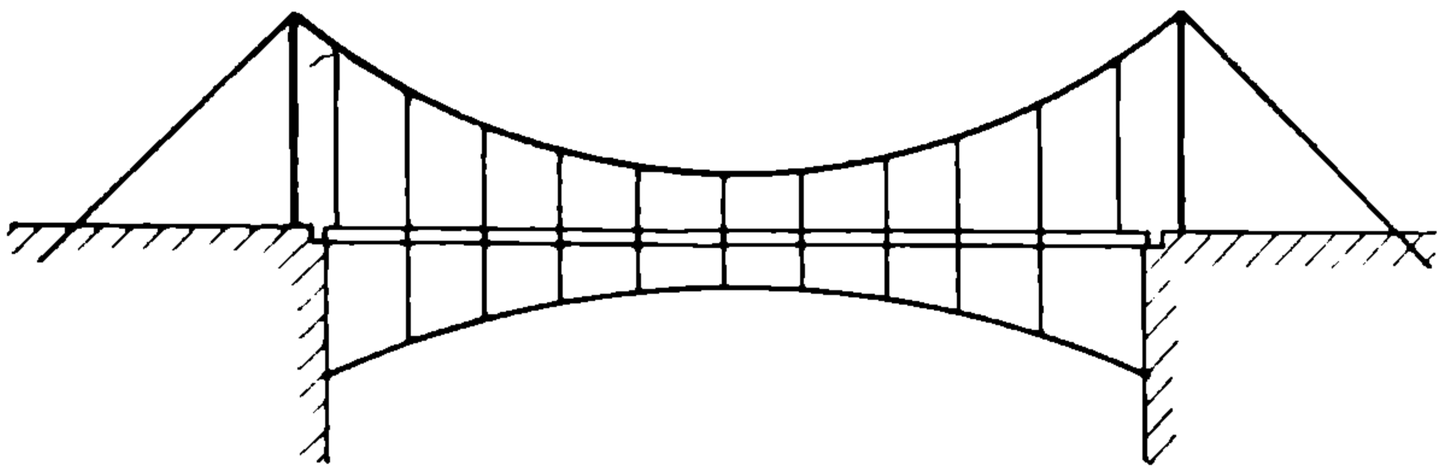
Боковые колебания моста La Roche-Bernard доходили до 25 *см*.

Волнообразные движения полотна, — когда рядом с опускающимся участком получается подымающийся, и оба они перемещаются вдоль пролета, как морская волна.

Не следует думать, что только после катастрофы обратили внимание на подвижность висячих мостов: лишь отношение к этой подвижности было теперь другое.

Навье, например, в упоминавшемся уже докладе писал: «Характерная особенность этих мостов заключается в том,что они составляют гибкую систему в которой равновесие устойчиво, т. е. система способна ко всяким изменениям формы под действием каких-либо причин, без поломки каких-либо частей ее, причем после таких изменений система, предоставленная самой себе, принимает самопроизвольно первоначальную форму. Обыкновенные мосты не обладают таким свойством: если в них произойдет конечное изменение формы, то оно не исчезнет под действием одних лишь постоянных сил. Поэтому необходимо делать арки, поддерживающие такие мосты (каменные, чугунные арки), способными сопротивляться изгибу, чтобы полотно не опускалось под действием подвижной нагрузки; необходимо также связывать арки между собою, чтобы они не опрокидывались» (Rapport... стр. 8, изд. 2-е, 1830).

Таким образом, изменяемость системы висячих мостов примитивной конструкции нисколько не беспокоит знаменитого ученого инженера. В том, что она может давать значительные перемещения, не ломаясь, он видит преимущество системы; арка не обладает таким свойством. С этой, можно сказать, пристрастной точки зрения строителей висячих мостов мог сдвинуть только горький опыт. Уже сам Навье отмечает, что в Англии на одном из мостов против вертикальных раскачиваний была дана обратная цепь вниз от полотна. Во многих случаях более или менее сознательно стали ставить горизонтальные ветровые связи. Замечено было благотворное влияние жестких прогонов проезжей части и прочных решетчатых перил.



Фиг. 34.—Постановка контр-кабеля. Мост La Roche-Bernard (1852).

Весьма интересно то, что при этих креплениях висячих мостов инженеры оставались на почве *легких* висячих мостов, а французы и до сих пор остаются на этой почве. В настоящее время отчетливо ясно, что висячую систему можно сделать почти столь же жесткой и неизменяемой как и арочная система, но от легкости, при средней величины пролетах, не остается при этом следа. Мост получается не легче и не дешевле арочного. Французы упорно работают над созданием легкой системы висячих мостов, над устранением гибкости старой конструкции без утяжеления и удорожания пролетного строения. Нельзя сказать, чтобы их усилия были бесплодны. Система Жискляра представляет в этом отношении замечательную попытку достичь указанной цели, хотя от классической формы висячего моста она существенно отошла.

Для уменьшения изменяемости пролетного строения моста La Roche-Bernard были приняты следующие меры: 1) Постановка под полотном контр-кабеля (фиг. 34), — прием известный уже давно (по меньшей мере, с 1823 года). Контр-кабель связан с полотном стержнями и удерживает полотно от общего поднятия вверх; частичным перегибам полотна он помешать не может. В данном случае ему была придана стрелка 7,6 *м* ($^1/_{25}$ пролета); кроме того, контр-кабели были расположены в наклонных плоскостях так, что точки закрепления отходили от вершины кабеля на 2 *м* в сторону (по горизонтальной проекции). Это способствовало уменьшению горизонтальных качаний пролетного строения. 2) Закрепление концов полотна на устоях, чтобы оно работало как при свободном опирании. 3) Усиление жесткости полотна постановкой продольных прогонов, охватывающих поперечные балки сверху и снизу, и еще по одному кабелю с каждой стороны полотна.

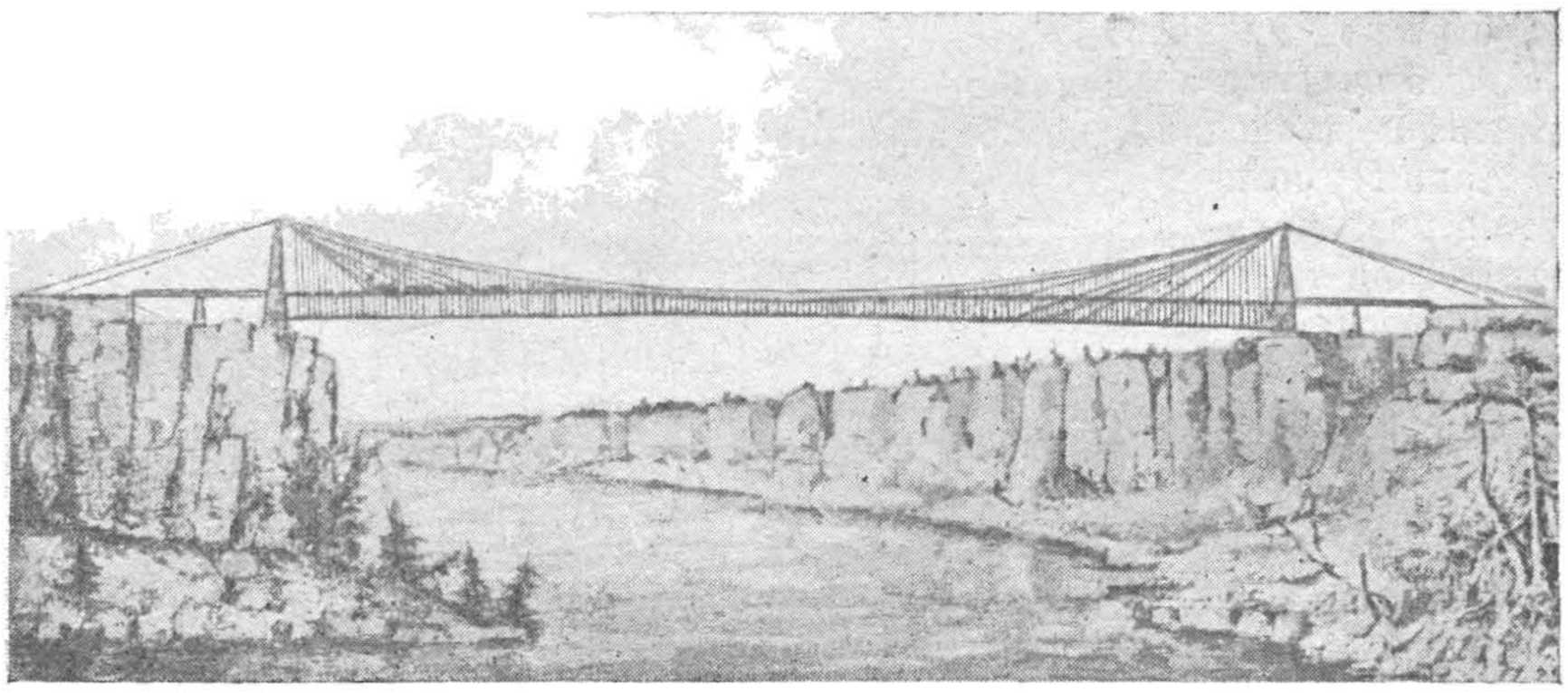
Перечисленные меры дали удовлетворительный результат. Вертикальные колебания от ветра не превосходили после этого 20 *см* (раньше достигали 1

НБ УДУНТ (ДИТ)

фур колебания были едва заметны. При этом с удовольствием отмечалось, что постановка контр-кабеля не испортила внешнего вида моста. Однако в 1871 году ураган разрушил этот мост окончательно. Вместо него в 1911 году построен арочный железный мост в один пролет 192 *м.*[1]

3. Подход к рациональной системе. До тех пор пока вопрос о жесткости висячего проле ного строения не был поставлен на научную почву, — а это произошло только по достаточном развитии статики сооружений, — задача о получении жестких висячих мостов решалось ощупью, посредством случайных, более или менее кустарных приемов, вроде примененного на мосту La Roche-Bernard усиления жесткости пролетного строения длиною в 193 *м* при помощи деревянных прогонов проезжего полотна. На этом пути были, однако, найдены некоторые приемы, заслуживающие внимания

На фиг. 29 изображен пешеходный мостик, в котором, помимо цепи и вертикальных подвесок с крепкими перилами, даны с каждого конца по 2 *наклонных ванты.* Наиболее значительные и неприятные перемещения цепи получаются при загружении полупролета, когда середина загруженного полупролета (четвертная точка) опускается, а середина незагруженного полупролета поднимается. Если довести наклонные ванты до четвертной точки, то этим значительно уменьшаются деформации пролетного строения. Эта идея и получила большое распространение в С. Америке.



Фиг. 35. — Мост через Ниагару (1855).

В 1851 — 55 г.г. был построен висячий мост через Ниагару, ниже водопада, с пролетом 250,5 *м* (фиг. 35) в два яруса: по верху — для железной дороги, по низу — для экипажей. Каждое полотно поддерживается двумя кабелями, диаметром 254 *мм*, составленными каждый из семи прядей, по 520 проволок к одной пряди. До четверти пролета полотно поддерживается, кроме того, наклонными вантами. По бокам пролетного строения расположены решетчатые фермы, составленные из железных поясов и раскосов, обжатых вертикальными деревянными стойками. Стрела верхних кабелей 16,5 *м* ($^1/_{15}$), нижних 19,5 *м* ($^1/_{13}$). Мост обошелся около 800 000 рублей.

Malézicux сообщает, что прогиб пролетного строения, когда оно загружено товарными вагонами по всей длине, не превышает 25 *см* ($^1/_{1000}$ пролета). Когда же по мосту проходит тяжелый паровоз с тендером, то при прохождении участка, поддерживаемого наклонными вантами, прогиба почти не заметно, а затем прогиб быстро возрастает. Движение совершается медленно, со скоростью не больше 8 *км* в час. В 1877 — 1886 гг. деревянные стойки были заменены железными, но все же в 1897 году мост был заменен железным арочным с пролетом 167,8 *м.*[2]

На этом же примере Ниагарского моста мы видим применение и другого средства сделать висячий мост жестким: балки жесткости. Применение балки жесткости все еще не носит следов научного анализа ее роли и работы.

Эти приемы нашли затем применение в больших американских мостах, из которых отметим прежде всего мост через р. Огио в Цинциннати (фиг. 36), пролетом 322 *м*,

---

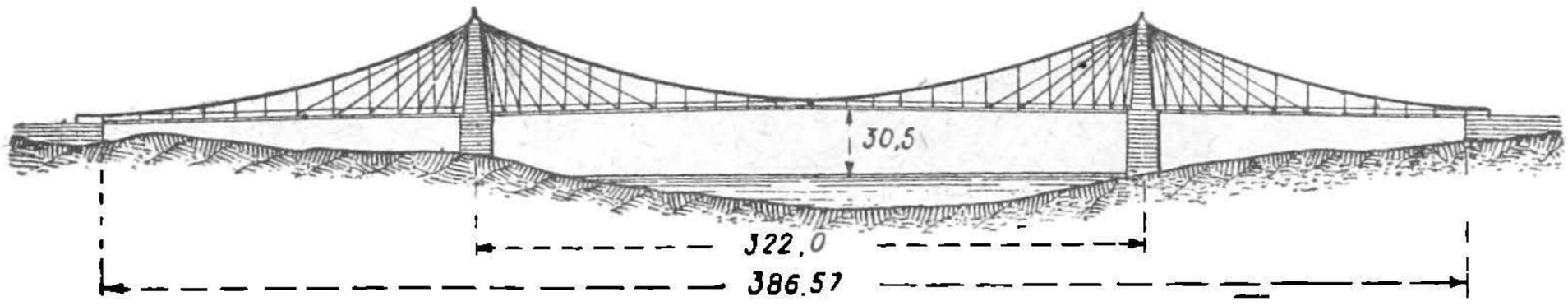
[1] «Der Eisenbau», 1913, № 4, стр. 142.
[2] «Génie civil» 1898, 28/IX

НБ УДУНТ (ДИТ)

при общей длине моста 687 *м*. Два кабеля этого моста состоят из 5 180 проволок каждый и имеют толщину 31 *см*. Мост построен в 1867 году.

В 1869 году был построен пешеходный мост через Ниагарский водопад для туристов; его пролет 387 *м*. Два кабеля моста расположены в наклонных плоскостях, имеют стрелку 27,7 *м* ($^1/_{14}$ пролета) Перила высотою в 1,5 *м* представляют фермы системы Гау. С каждой опоры кабеля на пилоне спускается 12 наклонных вант, поддерживающих крайнюю четверть пролетного строения.

В 1870 — 1883 гг. построен Бруклинский мост в Нью-Йорке (фиг. 37) со средним пролетом 486,5 *м*, при боковых — по 287 *м* Ширина полотна — 26,2 *м*. Оно поддерживается (фиг. 38) четырьмя кабелями. Каждый кабель состоит из 19 прядей, каждая

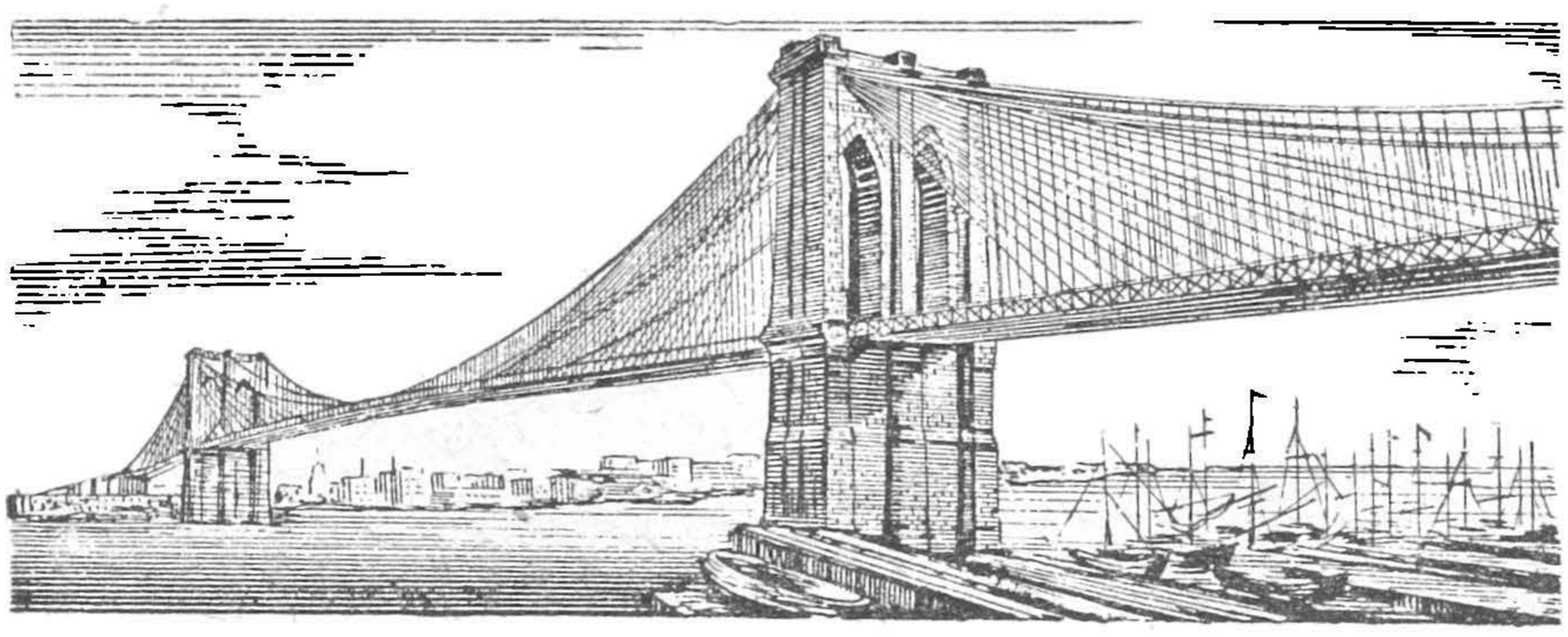


Фиг. 36. — Мост через р. Огио в Цинциннати (1867).

прядь — из 278 проволок толщиной 3 *мм*, расположенных параллельно. Всего в одном кабеле 5282 проволоки. Диаметр целого кабеля 48 *см*.

Кабеля делались на месте их расположения. Каждая прядь состояла из непрерывной проволоки длиною 320 километров, 278 раз проведенной через пилоны от одной заделки до другой. Сборка кабелей длилась 16 месяцев и производилась до восхода солнца, после захода его или в пасмурную погоду, чтобы избежать нагревания проволоки солнечными лучами, отчего могла бы получиться неодинаковая их длина в кабеле, а следовательно, и неравномерная работа.

В плоскости каждого кабеля с каждой стороны пилона дано по 40 наклонных вант. Шесть продольных решетчатых балок из железа имеют разную высоту; четыре средние — 5,38 *м*, крайние — 2,4 *м*. Полотно моста подразделено на 5 полос; две крайние, для экипажей, имеют ширину по 5,7 *м*; две другие — для электрических



Фиг. 37. — Бруклинский мост в Нью-Йорке (1883).

дорог; средняя отведена для пешеходов и имеет ширину 5,75 *м*; она поднята на 3,6 *м* над остальными.

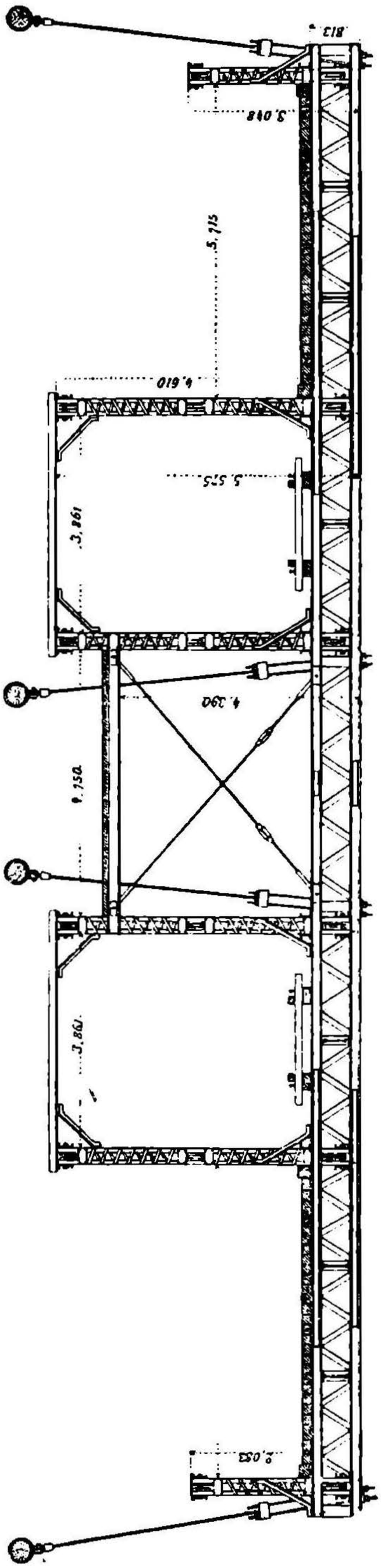
Массив из гранитной кладки, в которой заделаны кабели, имеет 40,1 *м* длины, 36,3 *м* ширины и 27,5 *м* высоты. В 1927 году были осмотрены кабели моста в отношении сохранности их от ржавчины. Ржавчины не обнаружено.

После почти 30-летнего перерыва во Франции начинают снова работать над висячими мостами. Строят их теперь более осторожно и под контролем сведущих инженеров, В 1883 году построен мост de Lamothe на р. Allier (фиг. 39) с одним пролетом 113 *м*. Здесь мы видим применение наклонных вант, на которые передается вся нагрузка по концам пролета, вследствие чего отсутствуют подвески. Кабель работает лишь на среднем участке, длиной 95 *м*. Крайние ванты поставлены здесь под углом 45°. В мосте St. Ilpize (1879 г.) крайние ванты идут под уклоном 1 : 2 и, при

НТБ УДУНТ (ДИТ)

пролете моста в 68 *м*, оставляют для нагрузки кабеля средний участок, длиною лишь 38 *м*.

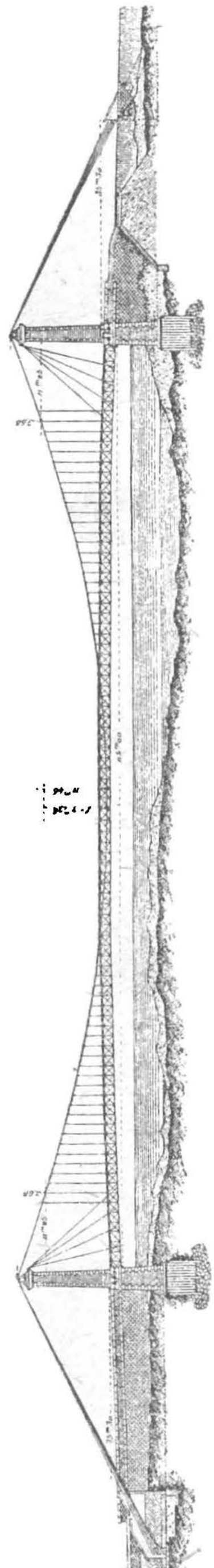
В мосте de Lamothe полотно шириною 5,5 *м* поддерживается с каждой стороны пятью кабелями, расположенными в одном уровне всеми точками. Каждый кабель состоит из семи прядей, каждая прядь — в 19 проволок. Кабели стали применять теперь *крученые*; в данном случае кручение произведено в переменных направлениях (фиг. 40); при кручении дается такой шаг винтовой линии проволоки, чтобы все проволоки были одинаковой длины, т. е. шаг пропорционален диаметру винтовой линии.



Фиг. 32. — Поперечный разрез Бруклинского моста.

На каменных пилонах кабели прерываются и заменяются удерживающими кабелями в большем числе, соответственно большему усилию. Соединение производится при помощи петель (фиг. 41 — 42), надеваемых на общую ось подвижной подушки, передающей вертикальное давление на пилон. К этой же подушке прикрепляются и наклонные ванты.

Укрепление конца кабеля в петле производится по способу, разработанному и испытанному в Америке (впервые этот прием применен в Женеве Дюфуром в 1831 году). В чугунной муфте (фиг. 43) дается коническое отверстие, в которое вводится конец проволочного кабеля и здесь расплетается и раздвигается в конус. В свободные места между проволоками вбиваются намазанные маслом гвозди, сперва длинные, а потом короткие и тонкие. Концы проволок нагибают на шляпки гвоздей, заливают свинцом и тщательно уколачивают. Такое соединение дает сопротивление до 97% сопротивления кабеля.



Фиг. 39. — Мост de Lamothe (1883).

Полотно, попрежнему, — из досчатого настила на деревянных поперечных брусьях, но в мосте de Lamothe поперечины — железные, и перила, высотой 1,36 *м*, также железные (стойки — чугунные, диагонали — из прутьев диаметром 23 *мм*, и пояса — из двух уголков каждый). Под полотном даны горизонтальные связи, что отмечается французами как «усовершенствование».

Пролетное строение составлено так, чтобы была возможна легкая смена пришедших в негодность частей. Этим объясняется постановка пяти кабелей вместо одного. Единственный кабель сменить очень трудно, а один из пяти сменить легко.

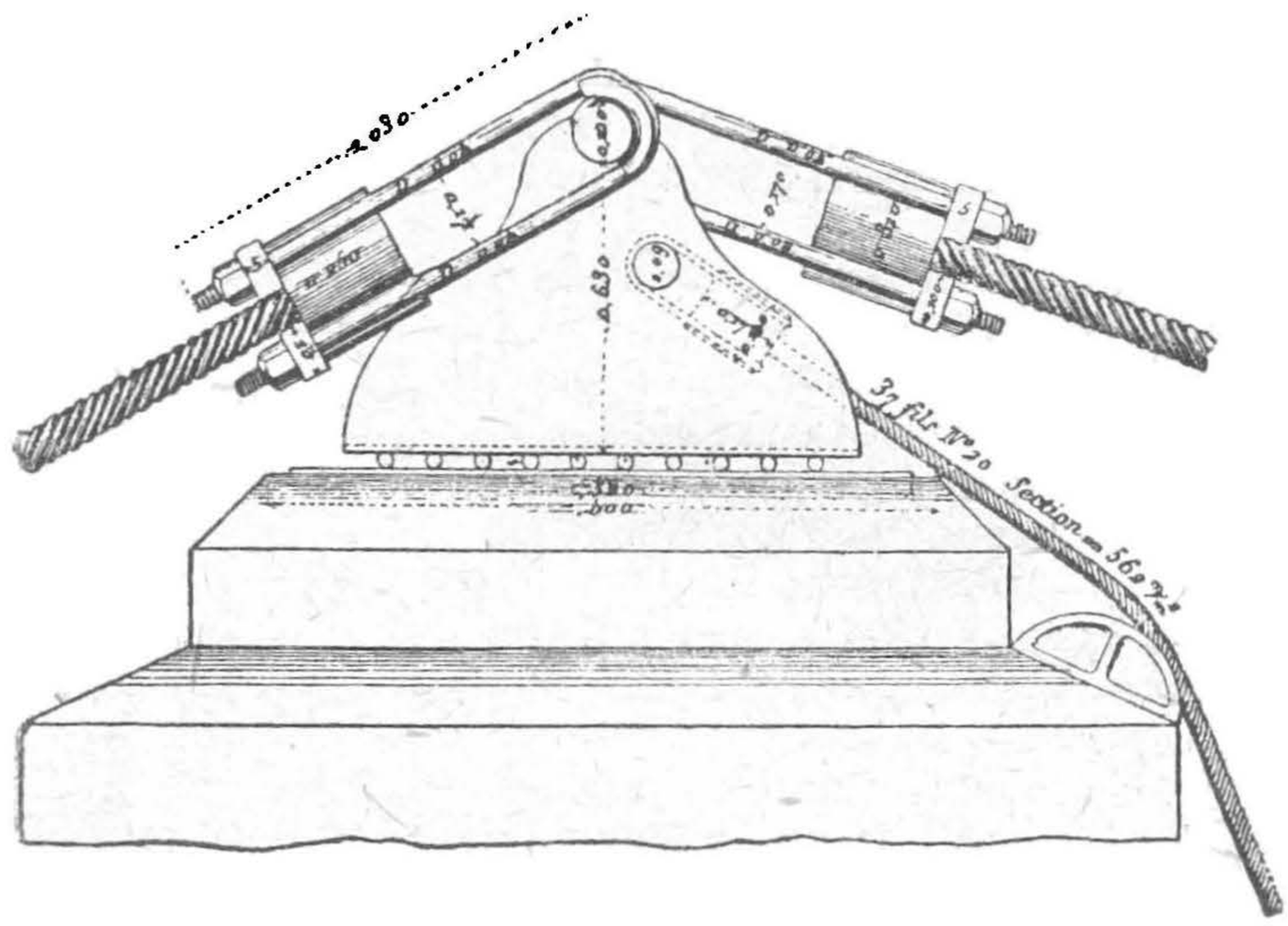
ЦБ УДУНТ (ДГТ)

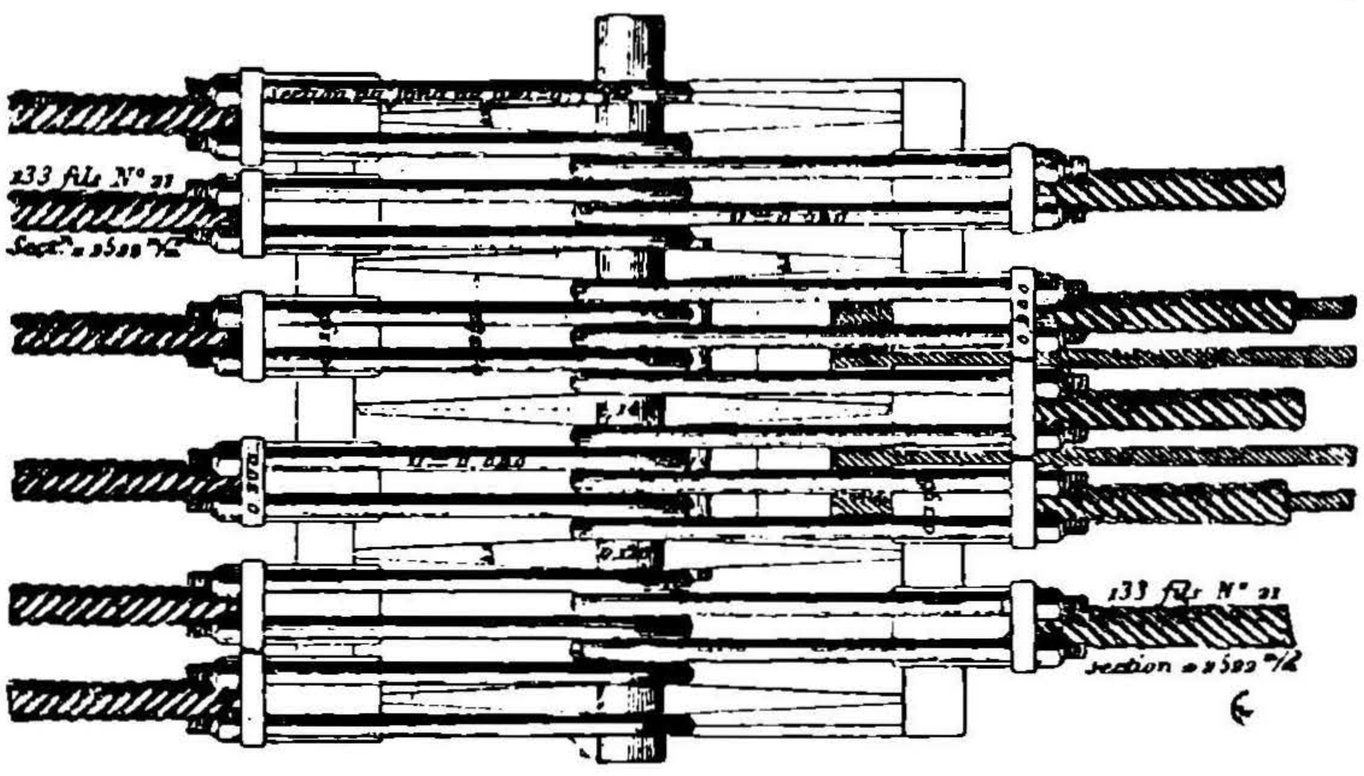
Мост обошелся в 183 000 франков, из них 104 000 — на пролетное строение и 79 000 — на каменную кладку.



Фиг. 40. — Крученый кабель моста de Lamothe.

Применение наклонных вант без криволинейной цепи нашло место в системе Ордиш-Лефевра (фиг. 44), по которой был построен мост в Праге (1868 г.) через Молдаву (фиг. 45), с пролетами 50 + 150 + 50 *м*.





Фиг. 41 — 42. — Соединение кабелей на пилоне. Фасад и план Мост de Lamothe

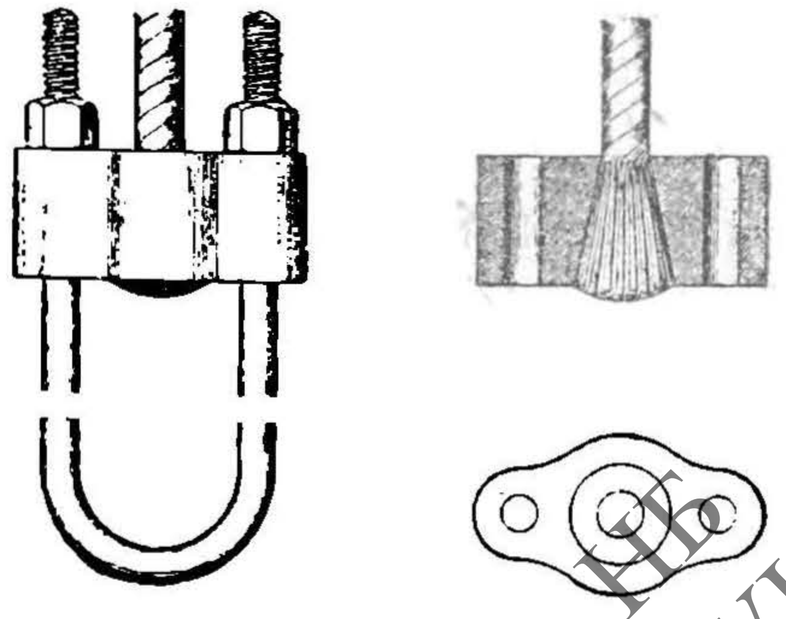
Полотно среднего пролета (фиг. 44) поддерживается вантами всего в пяти точках, расстояние между которыми 25 *м*, что вызывает здесь применение продольных железных балок со сплошной стенкой довольно большой жесткости (высота 2,1 *м*). Здесь очень интересна идея поддержания точек *a* при помощи отрезка *ac*, передающего натяжение на самую длинную ванту другой половины пролета. Мы увидим дальше, что на развитии этой идеи построена система Жискляра.

Для поддержания длинных вант от провисания, которое, образуя слабину ванты, влечет увеличение прогибов и качаний пролетного строения,—в Пражском мосте применены цепи из плоских полос на болтах по параболическому очертанию, к которым ванты, составленные также из полос, подвешены на тяжах.

В 1898 году Пражский мост был усилен, причем цепи заменены кабелями. Деталь среднего узла после перестройки представлена на фиг. 46.

По такой же системе построен еще мост Альберта в Лондоне (1872 г.) и мост в Филадельфии. Немецкие инженеры отнеслись к этой системе не очень сочувственно. Балка жесткости недостаточно сильна в Пражском мосте, и расчет ее затруднителен, так как она является неразрезной на упругих опорах, в точках поддерживания вантами. Жесткость ее недостаточна. А если балку сделать достаточно жесткой; то получится слишком тяжелое пролетное строение.

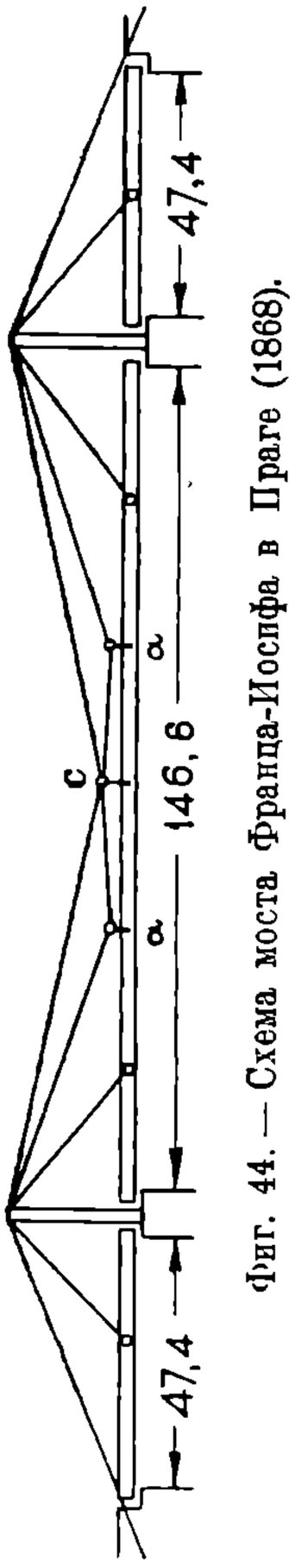
Затем, для придания жесткости висячему пролетному строению применяется жесткая решетчатая цепь. Идея была уже намечена по первому проекту Менейского моста. Впервые эта система была применена в Германии (1839 г.), в мосте через Везер у Гамельна, затем через Неккар в Маннгейме (1845 г.) и др., но строения скоро пришли в расстройство и были заменены консольными балками



Фиг. 43. — Закрепление конца кабеля в петле. Мост de Lamothe.

НБ УДУНТ (ДГТУ)

(1891 г.). Представителем этого типа может служить мост St. Louis (фиг. 47), построенный в 1890 году. Средний пролет — 122 *м*, боковые — по 46 *м*. Замечательна попытка применить эту систему для *железнодорожного* моста через канал Дуная в Вене (1864 г.). Пролет моста — 78,1 *м*, стрелка цепи — 4,22 *м*; полотно поддерживается с каждой стороны двумя параллельными цепями, соединенными в треугольную систему диагональными тяжами, надетыми на болты цепи. Мост стоил 150 000 руб. и через 20 лет был заменен балочным, так как цепи пришли в негодность вследствие недостатков конструкции. На пилоне, между прочим, обе цепи имели одну общую опору, вследствие чего вскоре цепи стали работать очень неравномерно.



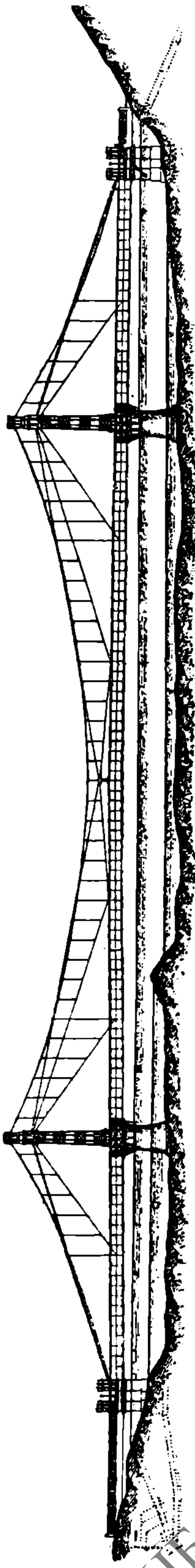
Фиг. 44. — Схема моста Франца-Иосифа в Праге (1868).

Фиг. 48 дает схему моста через Рейн в Кельне, по проекту 1906 года.

Решетчатая цепь представляет собою опрокинутую решетчатую арку, работающую на растяжения. Аналогично трехшарнирной арке, и здесь возможна комбинация из трехшарнирной арки, работающей на растяжение. По этой последней системе построен в 1877 г. мост в Питсбурге через р. Мононгахела (фиг. 49). Средний пролет — 244 *м*, стрелка — 26,84 *м* ($^1/_9$). Полотно подвешено к параболическим цепям из звеньев с проушинами, на болтах. Цепи принимают на себя всю постоянную нагрузку моста, для чего хорды соединены были в середине друг с другом только после того, как все полотно моста было уложено. Хорды при перемещении подвижной нагрузки работают как на сжатие, так и на растяжение. Арки связаны между собою как продольными, так и поперечными ветровыми связями. Мост рассчитан на временную нагрузку 2,4 тонны на пог. метр моста при ширине полотна 9,73 *м*. При испытании моста нагрузкой в 2,0 *т* на пог. метр по всему пролету, прогиб оказался 10 *см* (1 : 2 400 пролета), а при загружении половины пролета — прогиб в четверти пролета был 7 *см*.

Дальнейшим шагом по пути обращения висячей системы в решетчатую ферму представляется система, примененная для моста Lambeth через Темзу в Лондоне, построенного в 1863 г. (фиг. 50). Мост имеет три пролета по 85,4 *м*. Полотно с каждой стороны держится на двух кабелях. Ширина ездового полотна всего 5,2 *м*, тротуары — по 1,8 *м* на весу. Решетка ферм — жесткая, с заклепочными соединениями, причем верхние узлы соединяются с кабелями при помощи муфт, обжимающих кабели и имеющих в себе узловой шарнир (фиг. 51).

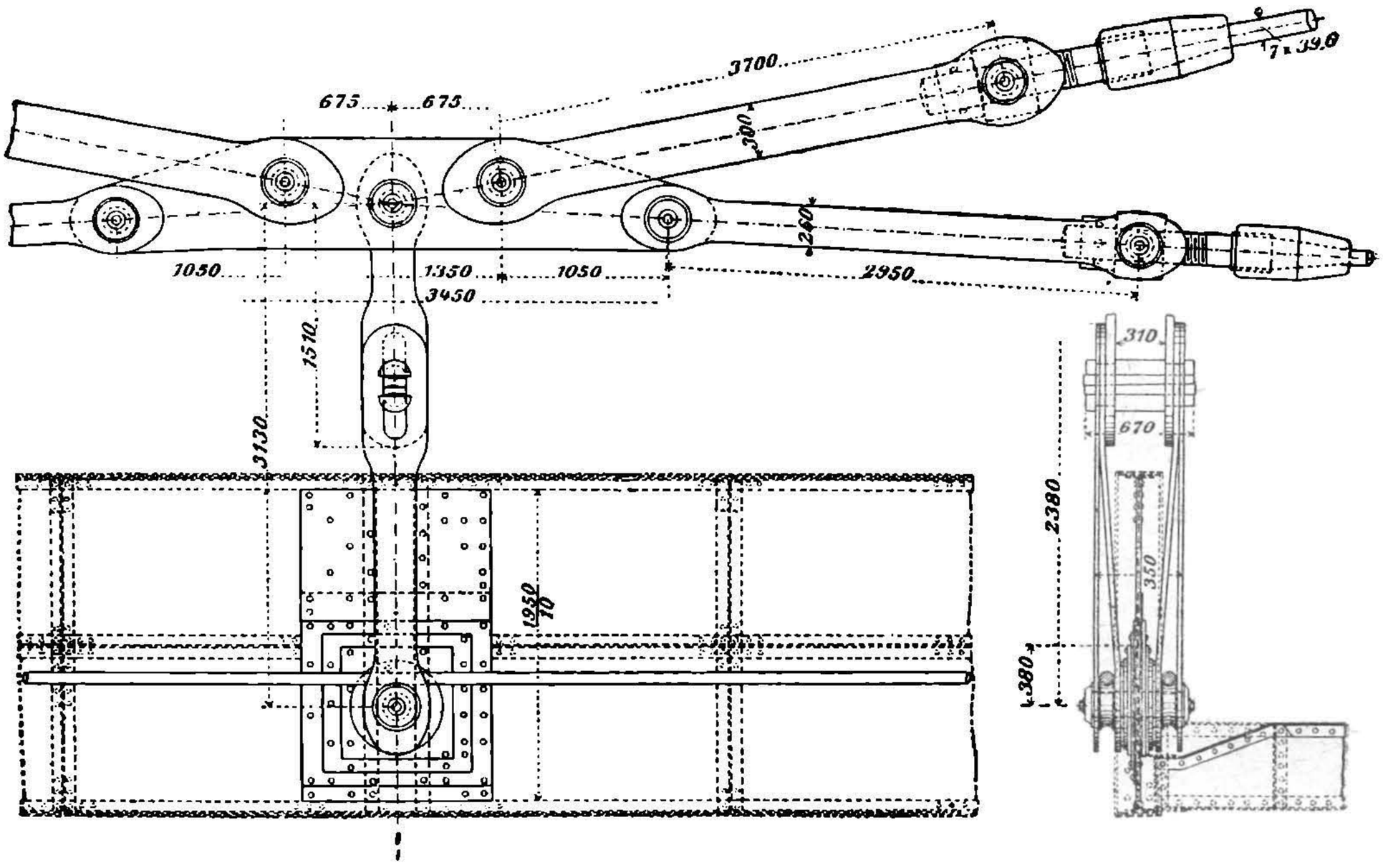
Такая же система применена в пешеходном мосте в Франкфурте на Майне (фиг. 52), построенном в 1869 году. Но здесь вся ферма — из жестких железных клепаных частей. Средний пролет 79,7 *м*, боковые — по 39,6 *м*. Мост не отличается красотой, свойственной висячим мостам. Особенно некрасив мост в Ловшвице, через реку Эльбу, построенный по этой же системе в 1893 г., со средним пролетом 147 *м*.



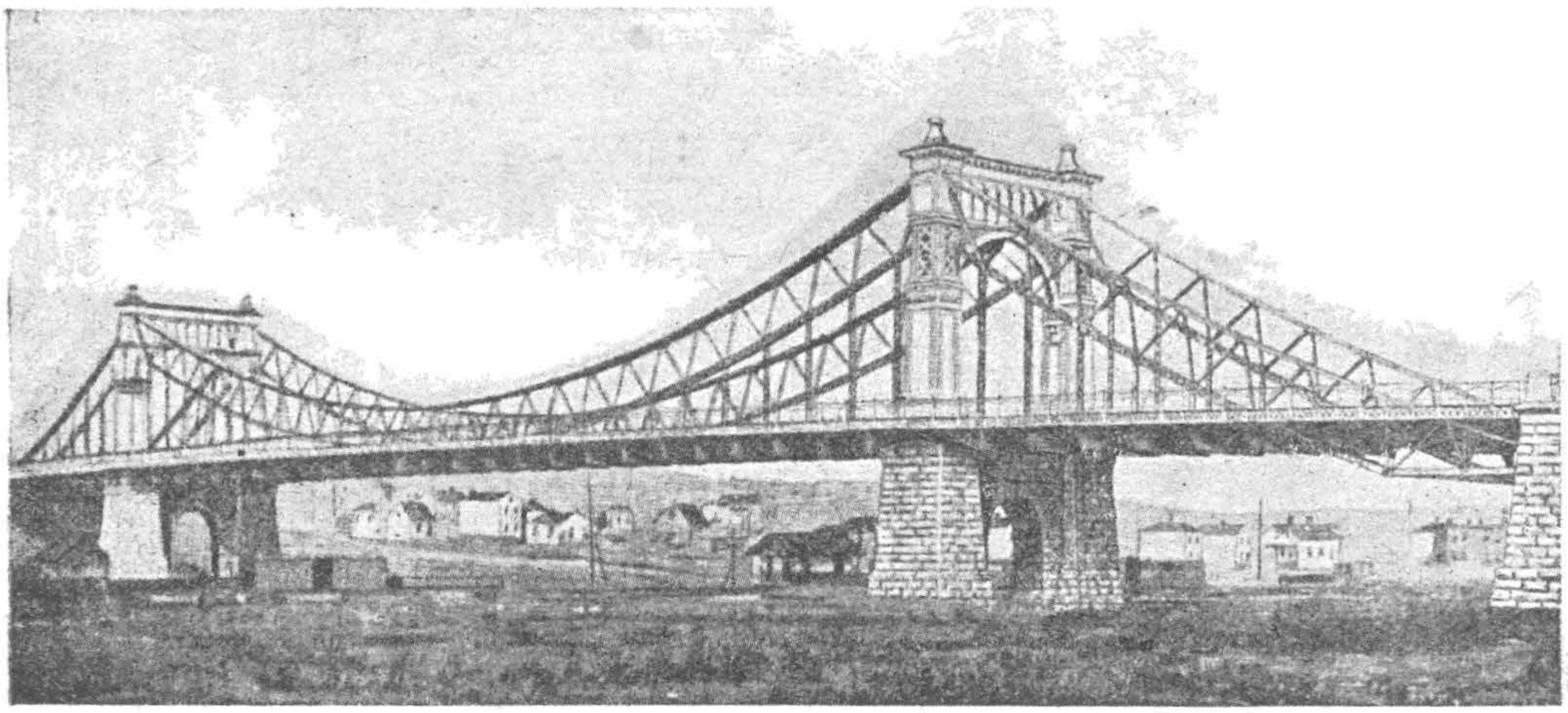
Фиг. 45. — Мост Франца-Иосифа в Праге (1869).

Мы подошли к тому периоду развития конструкции висячих мостов, когда теория вполне отчетливо осветила работу составных частей пролетного строения от постоянной и подвижной нагрузки, а также зависимость прогибов его от

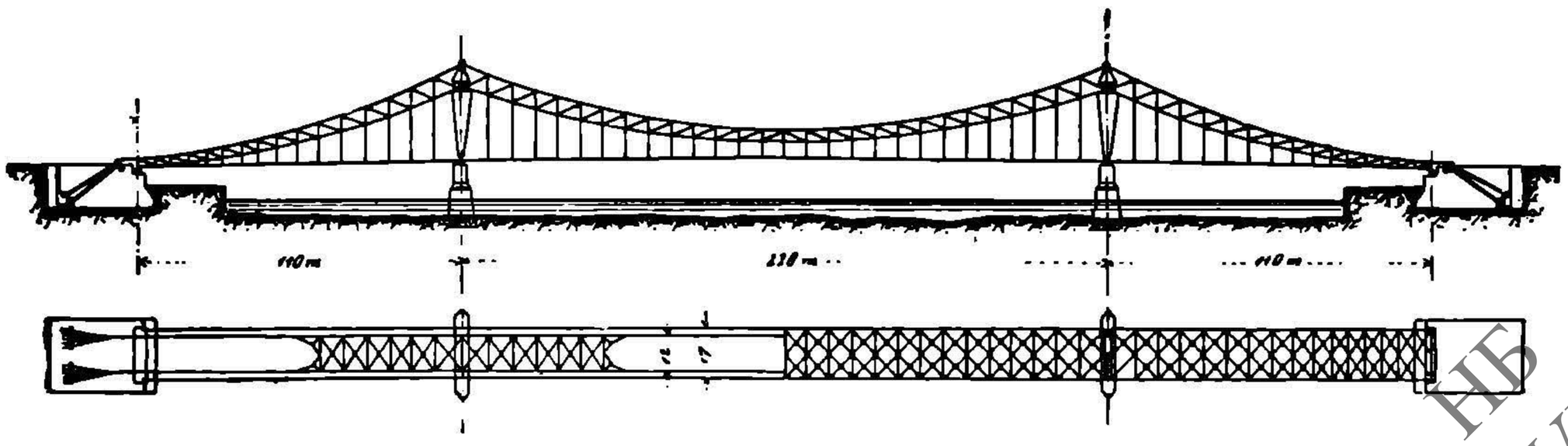
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 46. — Деталь среднего узла моста Франца-Иосифа в Праге после перестройки (1898).



Фиг. 47. — Мост в St.-Louis (1890).

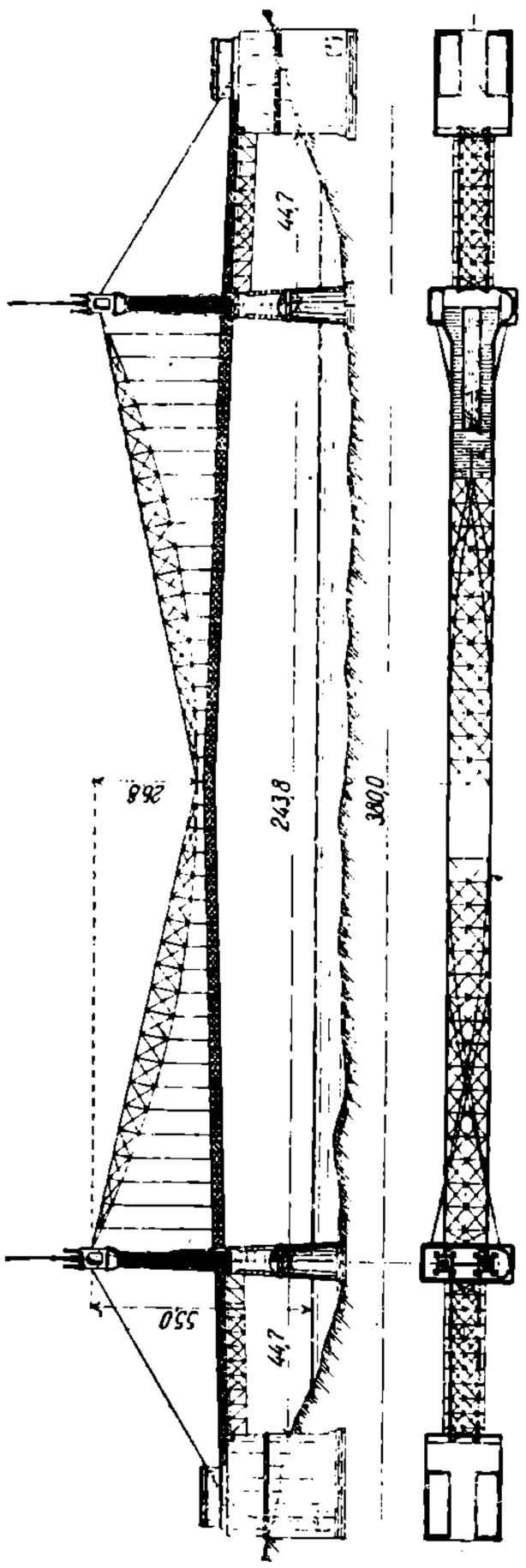


Фиг. 48. — Проект моста через Рейн в Кельне (1906).

НБ УДУНТ (ДИТ)

той или иной комбинации элементов и их размеров. Теперь от конструктора зависит дать мосту висячей системы ту или иную степень жесткости, — до известных, конечно, пределов. Это и накладывает на новейшие мосты висячей системы ясную печать зрелости их форм, размеров и устройства деталей. Кустарничество во многих случаях проявляется еще в значительной степени, но это — уже исключения, зависящие от степени грамотности проектирующих.

4. Современные типы. Вопросы о величине возникающих в частях висячего моста усилий, — а следовательно, и вопросы о целесообразных размерах соответственных частей, — решались сперва опытным путем, изучением моделей. Но уже в 1825 году Навье опубликовал свой мемуар о висячих мостах, в котором впервые дал теорию висячих мостов.

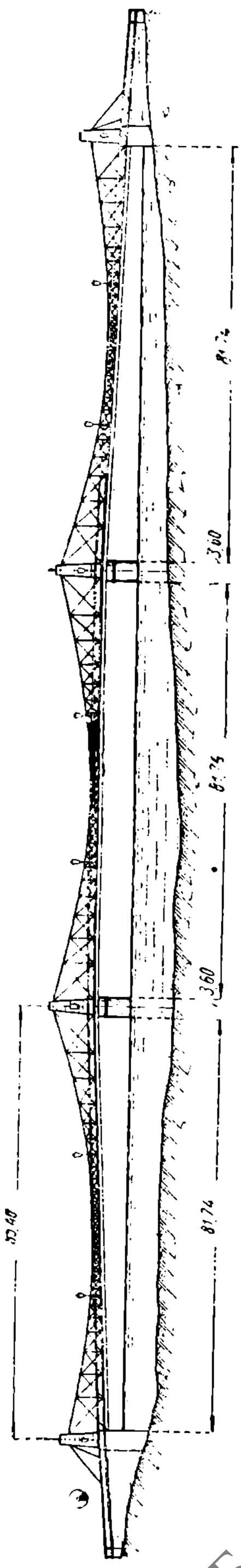


Фиг. 49. — Мост в Петербурге (1877).

Навье изучает *гибкую цепь* под действием собственного веса и постоянной нагрузки. Он восхищается замечательным свойством цепи менять свою форму и автоматически занимать определенное положение устойчивого равновесия, в предположении, конечно, что силы приложены спокойно. Он дает уравнение кривой, которую описывает цепь при любой сплошной неравномерной нагрузке ее. Для частного случая нагрузки, равномерно распределенной по горизонтальной проекции цепи, Навье получает параболу. Затем он ищет изменения формы кривой или величину опускания полотна моста под действием частичного загружения пролета временной нагрузкой.

Из условий равновесия цепи Навье находит усилия в цепи и давления на опоры и указывает приемы определения размеров цепи и опор.

Колебания пролетного строения под действием подвижной нагрузки также изучается Навье, причем рассматриваются отдельно колебания, зависящие от геометрической изменяемости системы, без учета упругих деформаций, и колебания, происходящие исключительно от упругих деформаций частей системы.



Фиг. 50. — Мост Lambeth в Лондоне (1863).

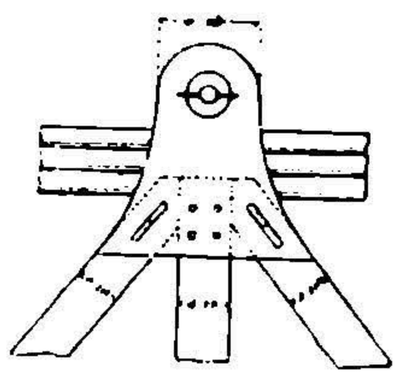
Навье устанавливает, что, вследствие геометрических изменений формы цепи, наибольший прогиб она дает при частичном загружении середины пролета, наибольшая величина отвечает действию сосредоточенной нагрузки, поставленной в середине. Если эта нагрузка P, а постоянная — q на погонный метр, пролет l, а стрелка f, то, приближенно, прогиб

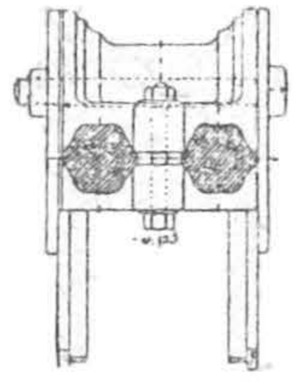
$$\Delta f = \frac{Pf}{2ql},$$

т. е. при одинаковом отношении стрелки к пролету прогиб не зависит от величины

НБ УДУНТ (ДИТ)

пролета, если вес пролетного строения одинаков. При больших пролетах вес больше, а следовательно, прогиб пропорционально меньше. Прогиб уменьшается также с уменьшением стрелки цепи и равен нулю, когда стрелка нуль, т. е. когда цепь натянута по прямой линии. Последний вывод, конечно, падает, если учесть влияние упругого удлинения цепи на величину прогиба. Но замечание, что прогиб для больших пролетов, вследствие большего веса пролетного строения, меньше, остается в силе и объясняет более удовлетворительную службу примитивных висячих мостов больших пролетов.





Фиг. 51. — Деталь верхнего узла моста Lambeth.

Навье изучает также систему (фиг. 53 *а*, *б*), поддерживающую полотно моста при помощи вант, и, сопоставляя вес ее частей с весом цепей и подвесок (фиг. 53 *в*), находит, что для данного пролета и данной высоты пилонов по стоимости все системы приблизительно одинаковы. Наименьшая стоимость цепей и подвесок получается при условии, что $f:l = 1 \quad 2\sqrt{2}$, т. е. когда цепи дана стрелка около $^1/_3$ пролета.

Для упругих прогибов Навье нашел следующие формулы и дал следующее заключение:

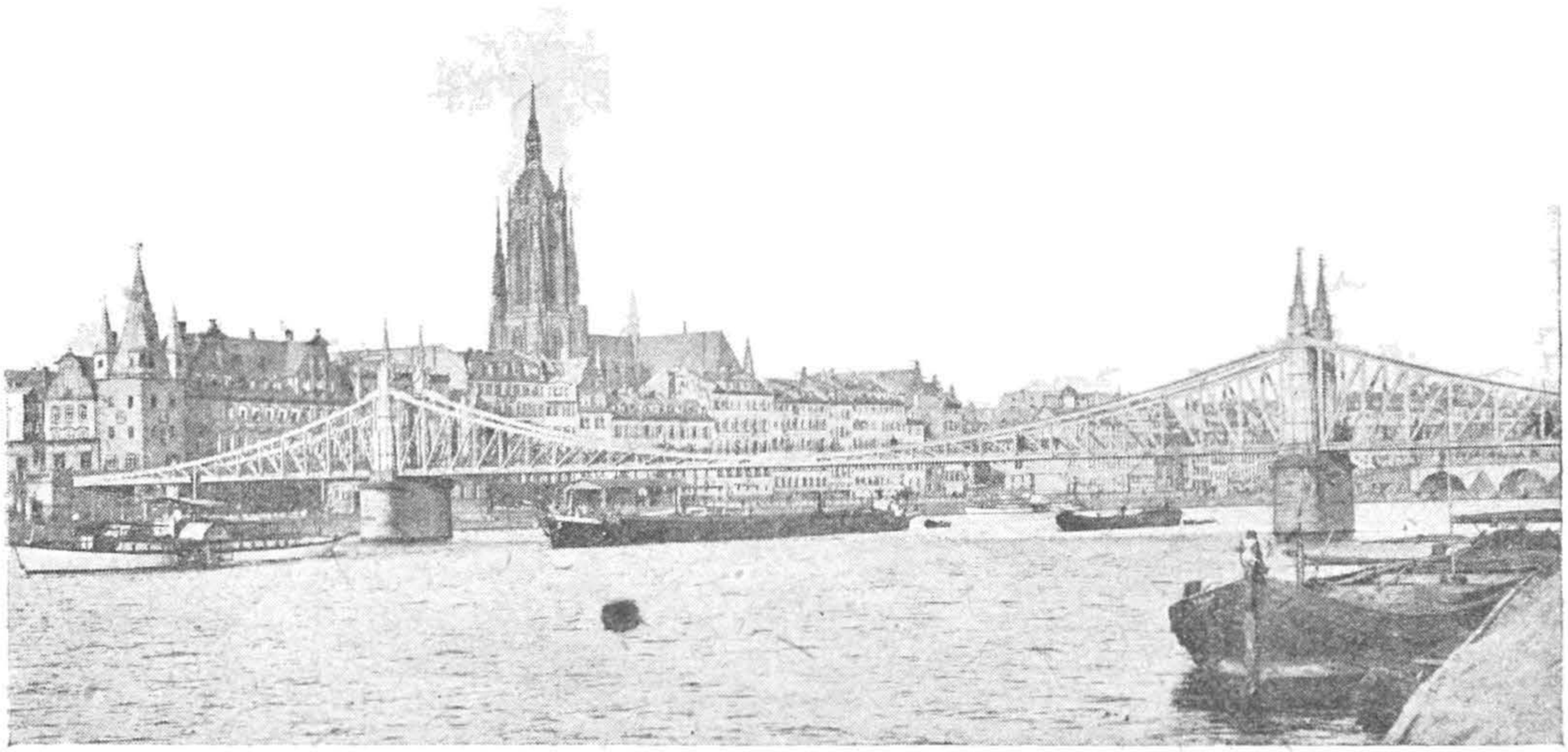
Если стрелка цепи f, полупролет d, удлинение половины цепи Δs, то увеличение стрелки

$$\Delta f = \frac{3d}{4f}\,\Delta s\,.$$

От равномерно распределенной по всему пролету временной нагрузки p прогиб будет (приближенно):

$$\Delta f = \frac{3pd^4}{8Ef^2\omega}$$

где ω — сечение цепи.



Фиг. 52. — Пешеходный мост во Франкфурте на Майне (1869).

Или, подставляя вместо ω величину его, выраженную через распор от постоянной нагрузки q и допускаемое напряжение σ, получим при некотором коэффициенте k:

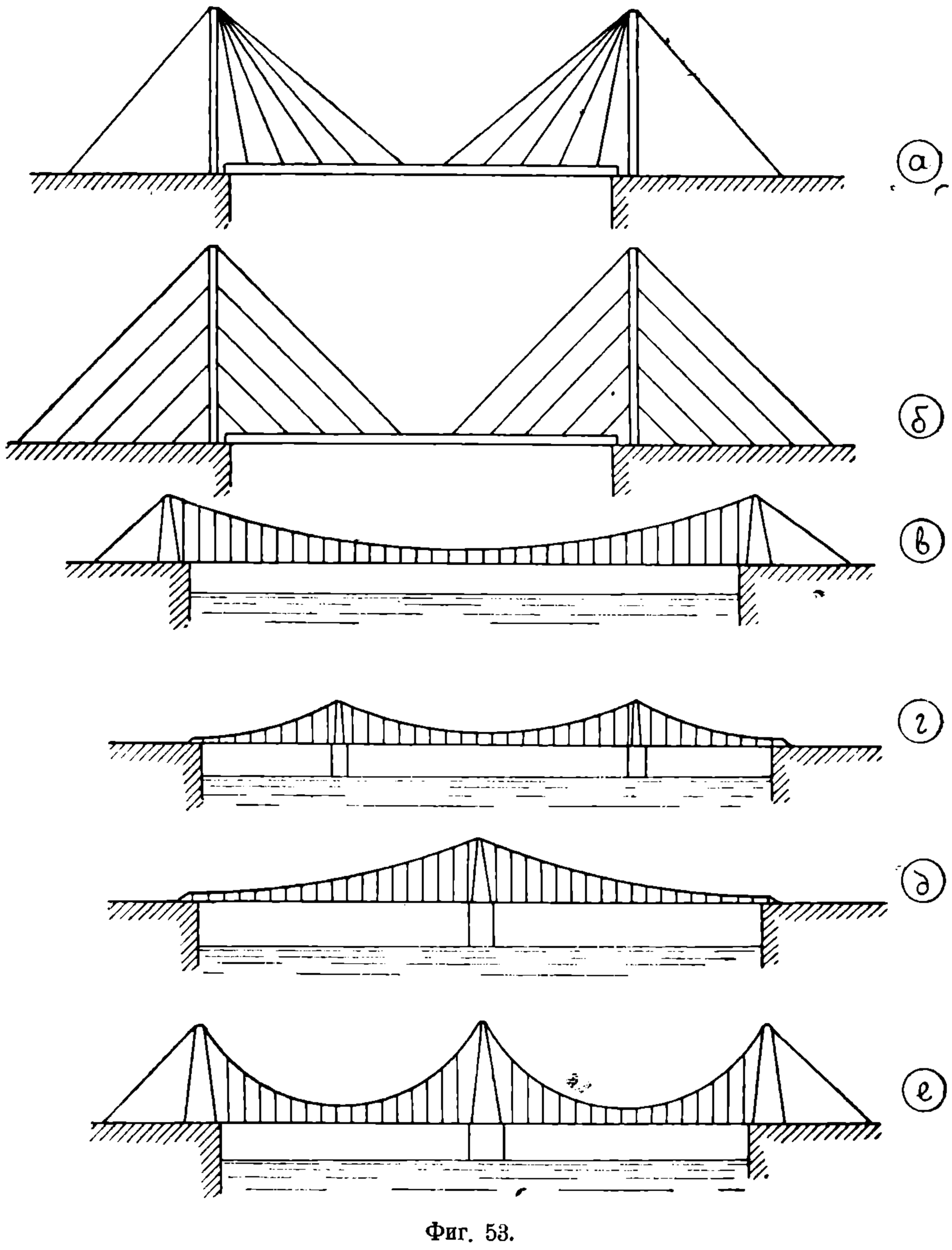
$$\Delta f = \frac{3pd^2}{4qf}\,k\,,$$

т. е. упругий прогиб от временной нагрузки пропорционален отношению ее к нагрузке постоянной. Прогиб тем меньше, чем больше стрелка цепи. Вместе с тем, для разных пролетов, если отношение стрелки к пролету одинаково, упругий прогиб пропорционален пролету.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для сосредоточенного груза, поставленного в середине пролета, по Навье, упругий прогиб пропорционален отношению $\frac{P}{q}$ и отношению $\frac{d}{f}$, т. е. при одинаковых отношениях стрелки к пролету прогиб не зависит от пролета моста.

В общем, Навье рассмотрел варианты висячих мостов, изображенные на фиг. 53, однопролетные и многопролетные. Для мостов в несколько пролетов он изучил силы,



Фиг. 53.

действующие на промежуточную опору моста в виде распора от временной нагрузки на одном из смежных пролетов при заделке цепи на опоре или в виде силы трения при скользящей опоре на пилоне.

Если сопоставить стоимость цепи и подвесок для перекрытия отверстия L одним пролетом и n пролетами, то в последнем случае стоимость будет в n раз меньше. Но расход на устройство промежуточных опор может быть и больше и меньше полученной экономии, а потому требуется в этом смысле сопоставление в каждом частном случае.

Обозначив через γ вес куб. метра материала цепи, через σ допускаемое напряжение

НБ УДУНТ (ДПТ)

в ней, через c отношение стрелки к полупролету ($c = f : d$), Навье получил для предельного значения величины полупролета выражение:

$$d = \frac{\sigma}{\gamma} \cdot \frac{2c}{\sqrt{1 + 4c^2}},$$

из которого для железа, при $\sigma = 14$ *кг/мм*^{2} и при $f : l = {}^1/_{13}$, он получает предельное значение пролета 927 *м*.

Таким образом, Навье в своем обширном исследовании достаточно полно осветил математическим анализом примитивную систему висячих мостов как в отношении напряжений материала, так и в отношении возможных колебаний системы под действием подвижной нагрузки. Осталось невыясненным теоретически действие ветра, от которого и погибло большое число висячих мостов. Кроме того, подвижная нагрузка принималась в расчетах не всегда в достаточном размере; часто фактическая нагрузка через 10 — 20 лет службы моста далеко превосходила учтенную; это обстоятельство также оказалось роковым для многих мостов.

Основной недостаток точки зрения Навье заключался в допущении чувствительных геометрических изменений формы сооружения, хотя бы по прекращении действия силы эти изменения и погашались устойчивостью формы равновесия. В этом именно кроется основной недостаток примитивной системы висячих мостов. Только при очень больших пролетах можно было не опасаться дурных последствий от этих свойств конструкции. И мы видели, какими приемами можно устранить геометрическую изменяемость системы. Все эти приемы требовали, конечно, и соответственных изменений в теории расчетов, которые долго, однако, отсутствовали: задача решалась на-глаз, приблизительно, на основании опытов и результатов практики.

Первую теорию для расчета балок жесткости предложил Р э н к и н. Она очень проста и основана на следующем предположении: груз P, поставленный на балку жесткости распределяется по цепи равномерно, а следовательно, обратно — цепь действует на балку жесткости в виде равномерно распределенной нагрузки $r = \frac{P}{l}$. Рассматривая балку независимо от цепи под действием груза P и нагрузки r снизу вверх, получим все нужные моменты и поперечные силы. Допущение это очень грубо, тем не менее, еще в 1885 году теория излагалась в журнале «Annales des ponts et chaussées» со ссылкой на труд американского профессора B u r r'a. Это положение здесь не берется как гипотеза, а выводится, причем в основном уравнении допущена грубая ошибка,— пропущены реакции опор балки жесткости. По этой теории, где бы груз P на балке ни находился, нагрузка на цепи по всему ее пролету (сумма усилий в подвесках) равна P, между тем, на самом деле она колеблется от нуля,— когда груз на опоре, — до 1,6 P (примерно), когда груз P находится в середине пролета. Неверны и моменты и поперечные силы, полученные по этой теории. Тем не менее, она долго была в употреблении.

В 1877 году W. R i t t e r дал более удовлетворительное решение. В 1883 г. он его улучшил и уточнил. Затем M. L e v y предложил в 1886 г. вполне научное решение.

Наконец, когда методы расчета статически-неопределимых систем были обобщены трудами M о р а, Б е т т и, К а с т и л ь я н о и др., расчет висячих систем с балкой жесткости стал одной из частных задач, решаемых этими методами.

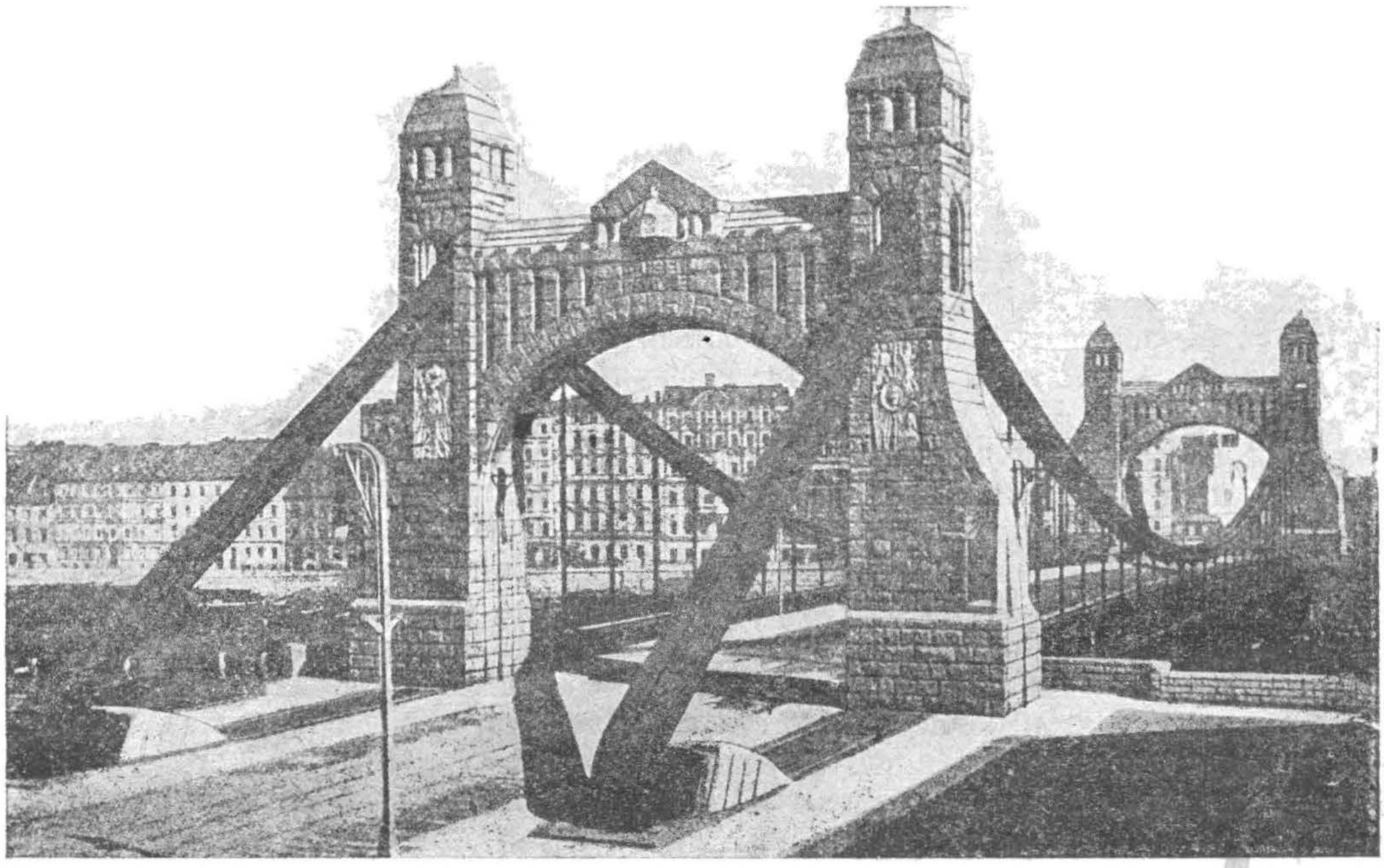
В настоящее время основной системой висячих мостов можно считать именно систему цепи (или кабеля) с балкой жесткости. Для устранения значительных прогибов, балке жесткости при современных подвижных нагрузках приходится давать солидные размеры. Во избежание значительных расходов на ремонт, деревянные части должны быть устранены. В результате, типичным современным висячим мостом можно считать мост в Бреславле, построенный в 1910 году (фиг. 54). Конструкция проезжей части — обычная ныне для широких мостов под обыкновенную дорогу, с ездой по низу; своей солидностью и весом она (фиг. 55) мало напоминает легкую и недолговечную конструкцию примитивных мостов. Такой мост и по стоимости уже не дешевле всякой другой системы, например, арочной, а дороже,

Прекрасный мост такого же характера построен в 1903 году через Дунай в Буда-Пеште, с пролетом 290 *м* (фиг. 56). Подробности см. дальше.

В 1899 году был построен сравнительно небольшой, но очень интересный мост в Любеке (Mühlentorbrücke). Он имеет три пролета: 19,66 + 41,79 + 19,66 *м* (фиг. 57).

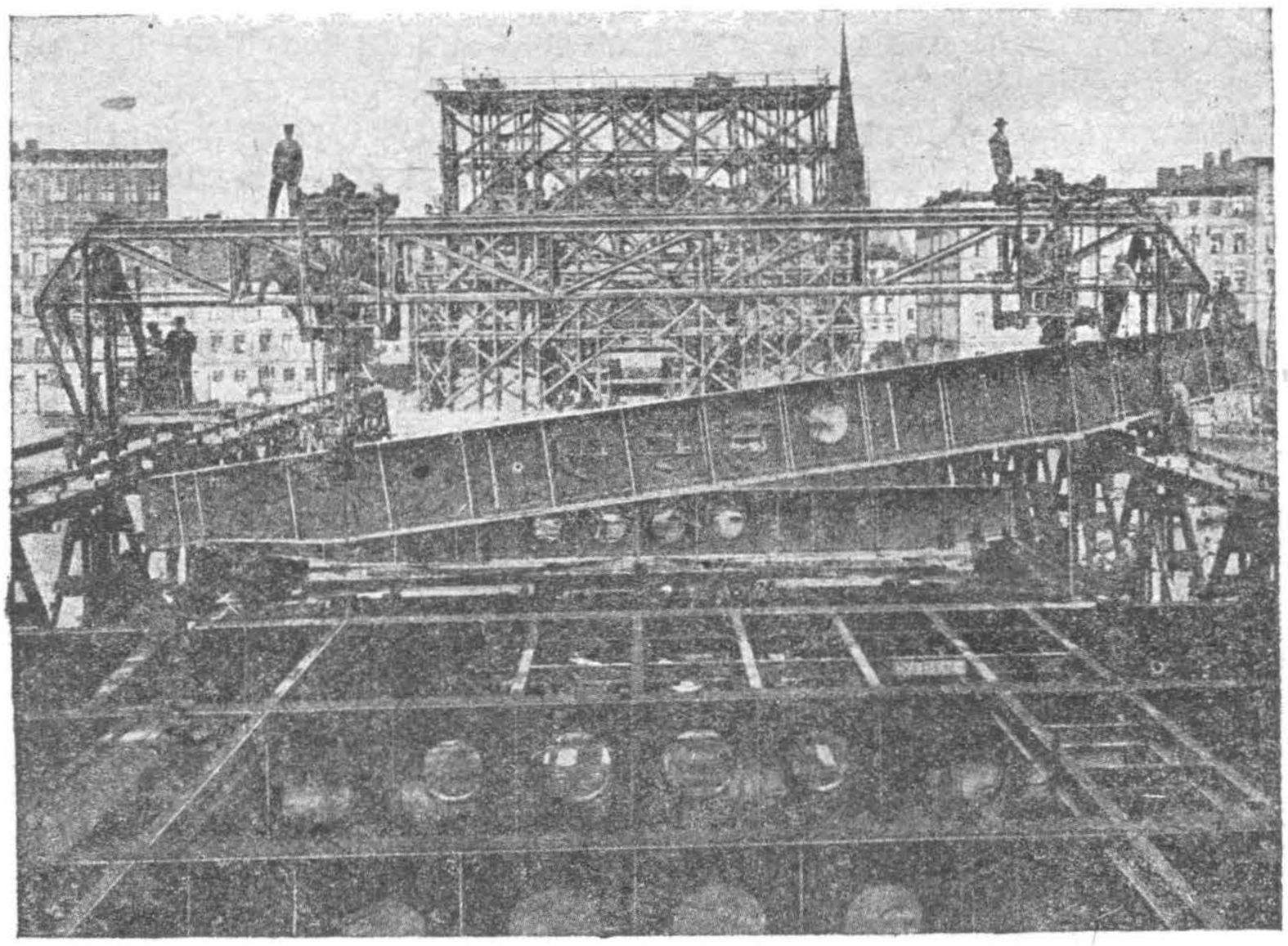
НБ УДУНТ (ДИТ)

Цепь сделана в виде клепаного пояса, балка жесткости неразрезная в три пролета. Особенность системы заключается в том, что концы цепи соединены с концами балки жесткости, которая, таким образом, принимает распор цепи, работая, кроме изгиба —



Фиг. 54. — Мост в Бреславле (1910).

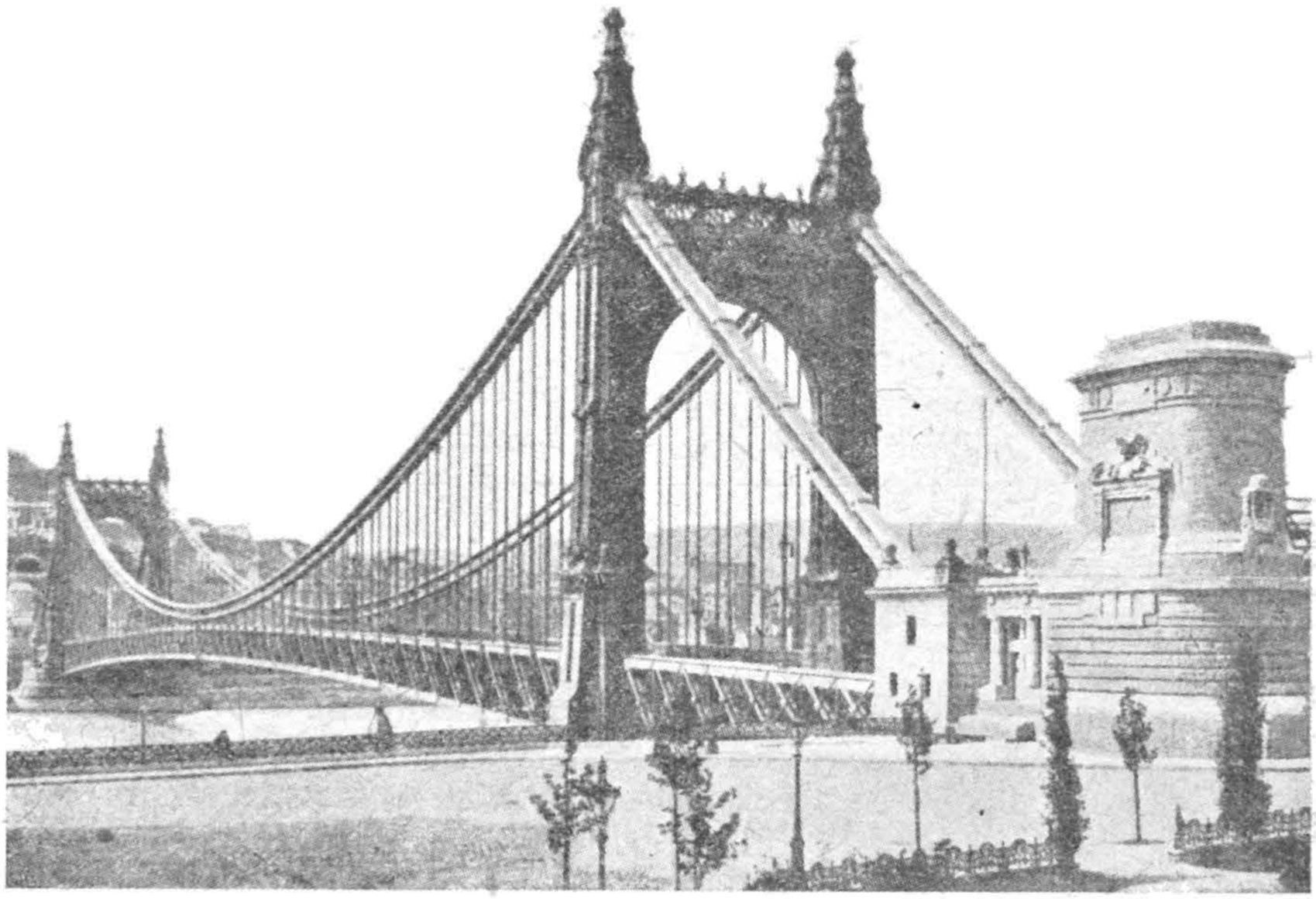
в качестве балки, — и на сжатие — как распорка. Эта система аналогична *арке с затяжкой* и может быть названа *цепью с распоркой*. Опоры освобождаются от распора, вследствие чего стоимость их весьма значительно уменьшается. Кроме того,



Фиг. 55. — Мост в Бреславле. Укладка поперечных балок.

система нечувствительна к колебаниям температуры; следует учитывать лишь разницу температуры нижнего прикрытого пояса и верхних частей системы. Крайние опоры должны принимать отрицательные реакции.

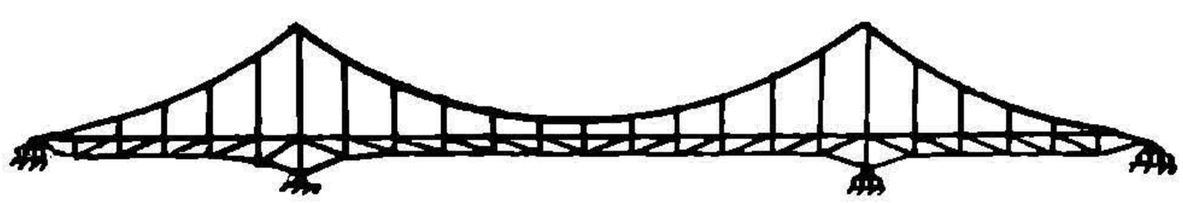
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 56. — Мост Елизаветы в Буда-Пеште (1903).

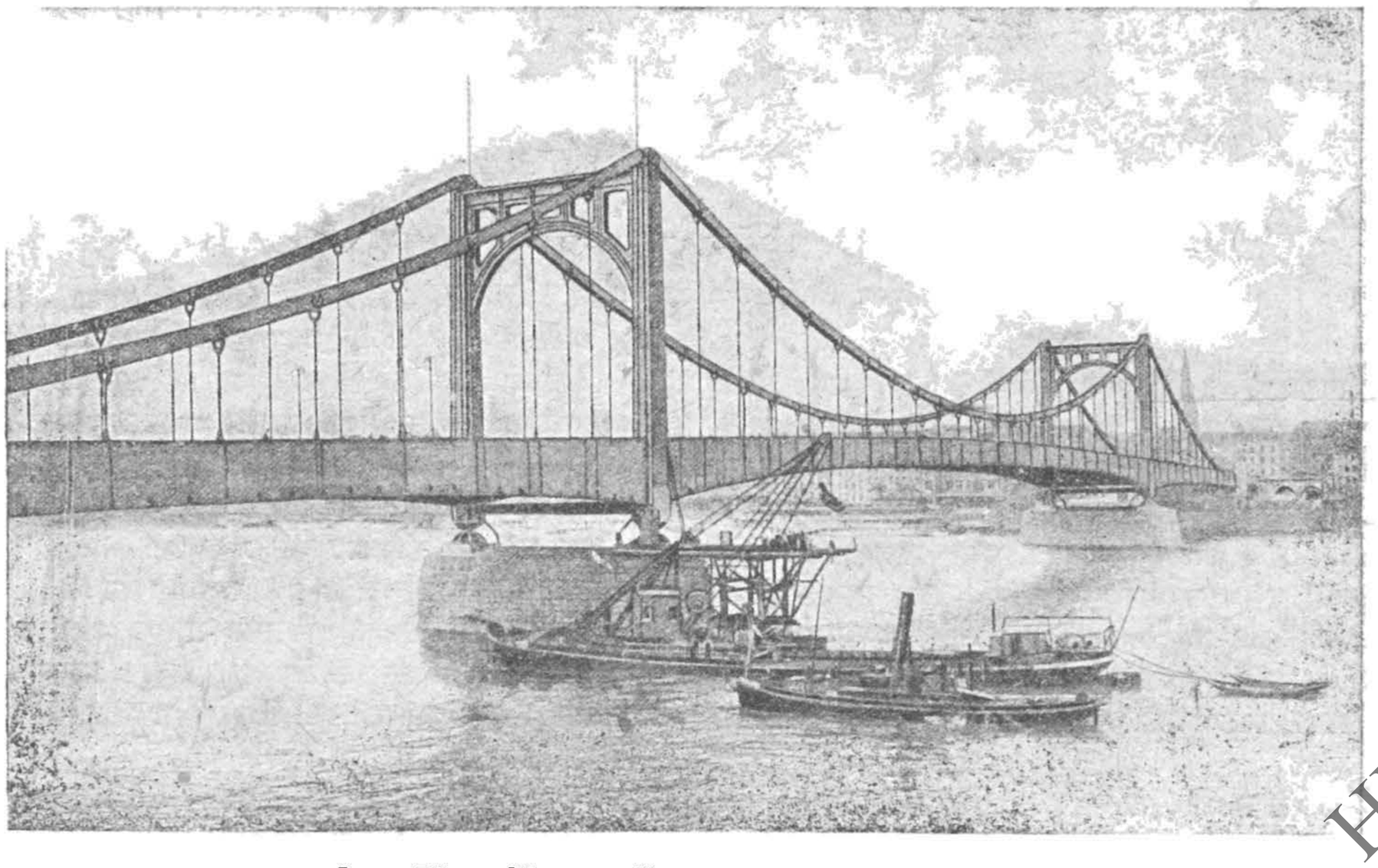
По этой же системе цепи с распоркой в 1915 году был построен замечательный висячий цепной мост в Кёльне, через Рейн. Проект выбран в результате двух конкурсов, давших богатый материал для проектирования висячих мостов.

Мост имеет три пролета: 92,23 + + 184,46 + 92,23 *м* (фиг. 58). Стрелка среднего пролета — 18,5 *м*. Ширина ездового полотна — 11,20 *м*, тротуаров — по 3,5 *м*, всего 18,2 *м*.



Фиг. 57. — Мост в Любеке (1899).

Цепи сделаны из плоских железных звеньев на болтах, балка жесткости — коробчатого сечения, со сплошными стенками, и имеет высоту на концах 3,3 *м*, над быками — 5,5 *м* и в середине моста — 3,2 *м* ($^1/_{58}$ пролета).

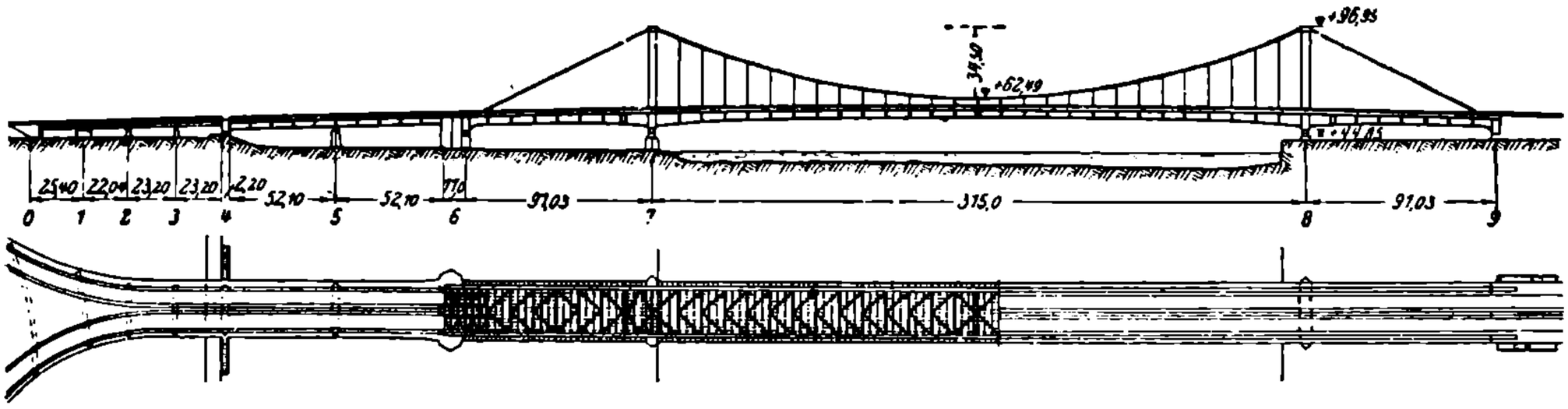


Фиг. 58. — Мост в Кёльне через Рейн (1915).

НБ УДУНТ (ДГТ)

Прогиб середины моста при загружении всего моста нагрузкой 450 *кг/м²* равен 179 *мм*, или $^1/_{1030}$ пролета, а при загружении этой же нагрузкой только среднего пролета — 322 *мм*, т. е. $^1/_{573}$ пролета. Прогиб довольно значительный. Мост обошелся в 4 100 000 марок.

Еще более значительный висячий мост построен в Кёльне в 1927—1929 гг. для соединения с Мюльгеймом. Русло Рейна здесь перекрывается одним пролетом 315 *м* (фиг. 59), на протяжении которого полотно подвешено к двум кабелям; сплошные балки жесткости продвинуты в берега реки на 91 *м* и на своих концах принимают



Фиг. 59. — Мост через Рейн в Кёльне (1929).

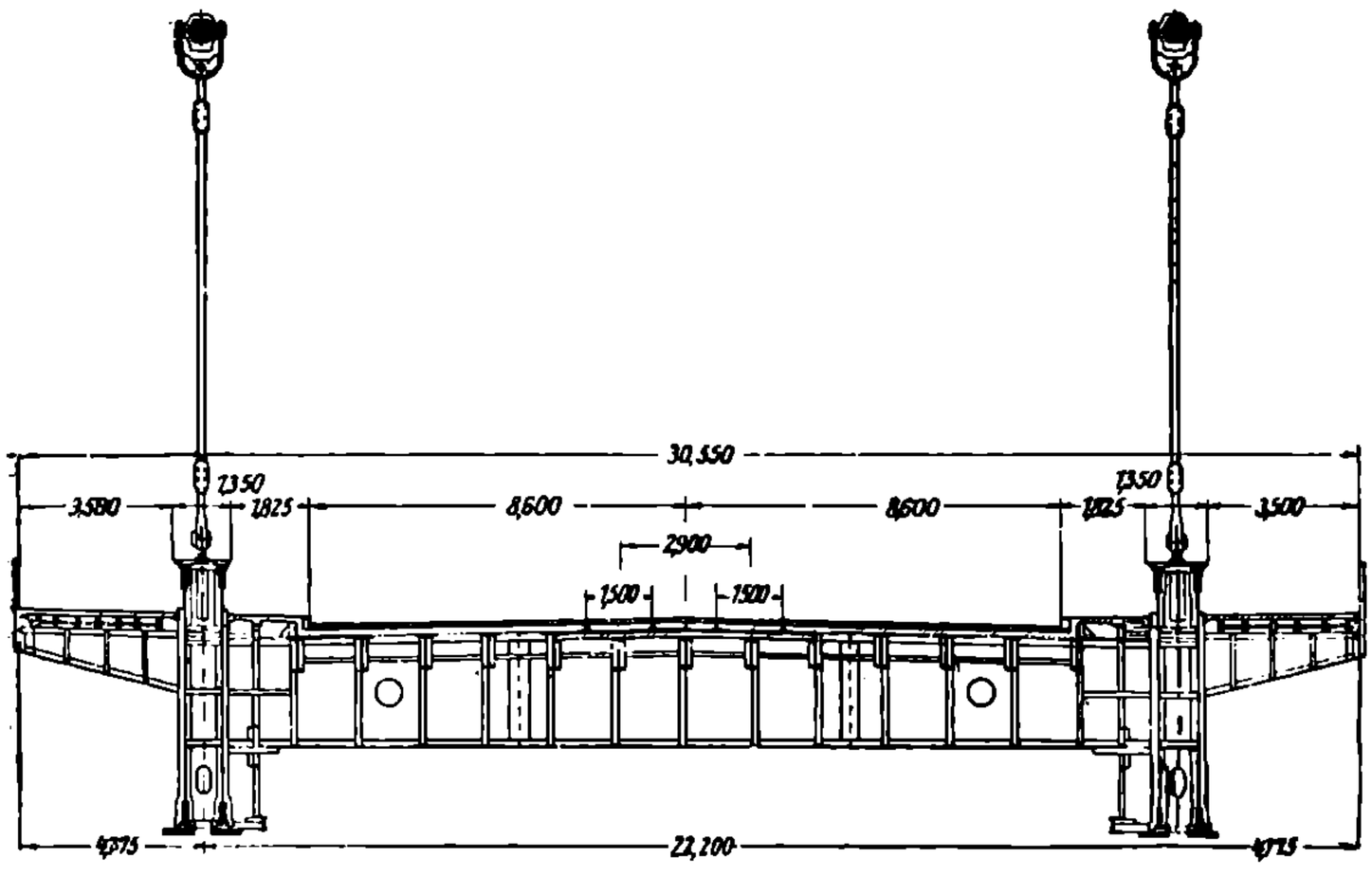
концы кабелей. Таким образом и здесь распор взят на балки жесткости как на распорки.

Ширина ездового полотна 17,2 *м* (фиг. 60); по бокам его даны две полосы для велосипедистов шириною 1,83 *м*. Тротуары шириной по 3,5 *м* вынесены за балки жесткости, у пилонов тротуары сужаются до 2,83 *м*.

Расстояние между кабелями 22,2 *м*, полная ширина между перилами 30,55 *м*.

Между поперечными балками расстояние равно 11,13 *м*, между продольными 1,48 *м*.

Связи расположены в плоскости нижних поясов поперечных балок.



Фиг. 60. — Мост через Рейн в Кёльне.

Стрелка кабеля равна 34,5 *м* ($^1/_9$ пролета), высота пилона теоретически 43,48 *м*, полная 52,13 *м*. Каждый пилон внизу раздваивается и пропускает балку жесткости, для которой здесь же устроены опоры. Из четырех опор балок жесткости на пилонах только одна неподвижна, остальные подвижные, чтобы упругие деформации горизонтальных связей могли свободно иметь место. Давление пилона на бык достигает 8407 *т*.

Кабель состоит из 37 изготовленных на заводе проволочных канатов (фиг. 61), на каждый канат приходится наибольшее усилие 218 тонн. Среднее сопротивление каната на разрыв на основании испытаний равно 592 *т*. Теоретическая площадь сечения каната 4 255 *мм²*. Диаметр его 80 *мм*, вес 36,7 *кг/м*. Проволоки даны без стыков на всю длину кабеля 550 *м*. Канаты доставлены были с завода к мосту намотанными на барабаны (фиг. 62).

Балка жесткости в боковых пролетах имеет по шарниру в расстоянии 13,12 *м* от опоры. Кроме того, на время сборки, чтобы передать постоянную нагрузку целиком на кабели без напряжения в балках жесткости, было дано в каждой из них в середине большого пролета по третьему шарниру; по окончании работ они были наглухо заклепаны.

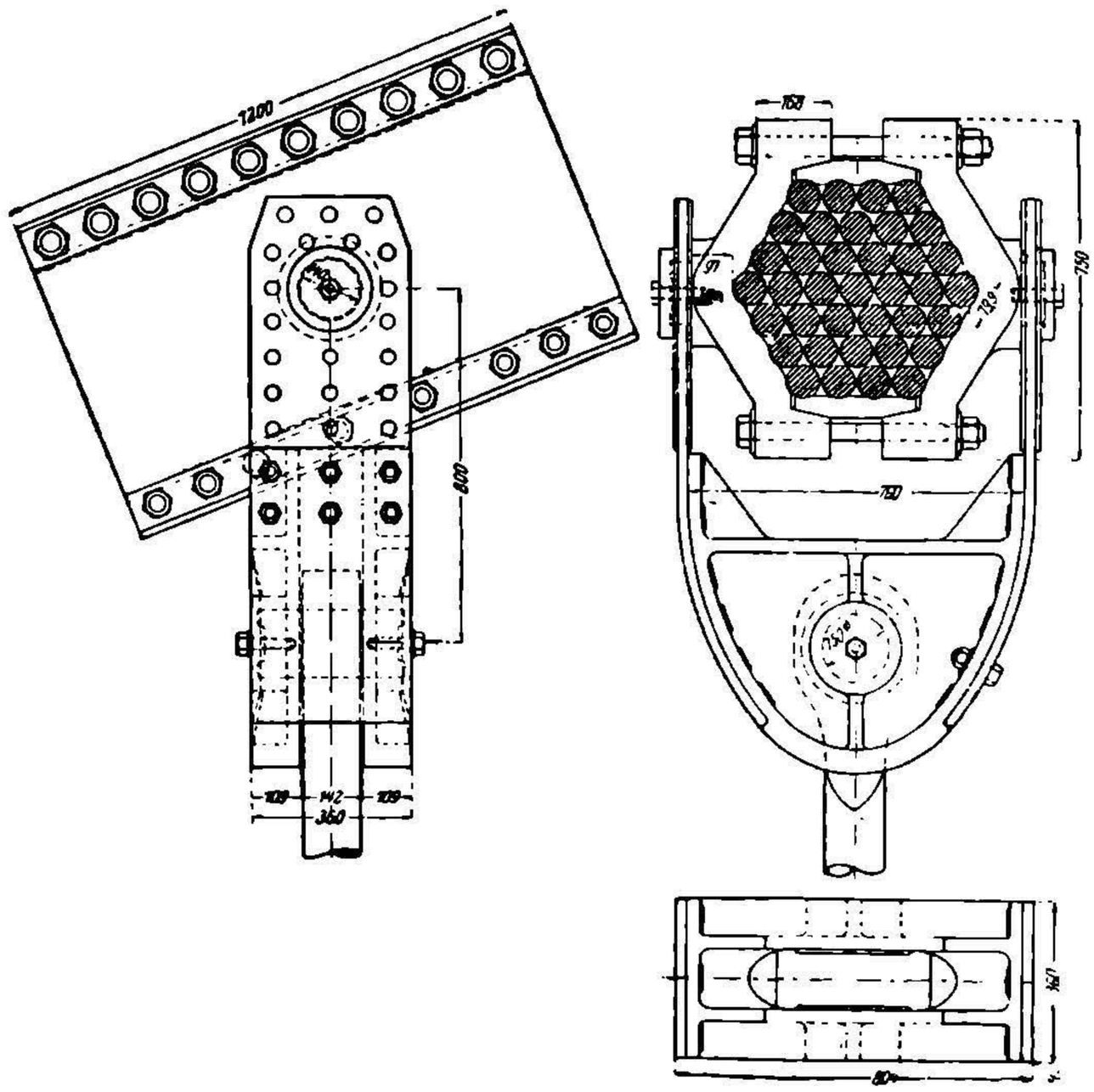
Наибольший распор, который принимает балка жесткости, равен 7 055 *т*. Сечение ее (фиг. 63) коробчатое. Высота стенки около 6 *м*, на опорах поднимается до 8,38 *м*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Вертикальные листы толщиной 20 *мм* расположены друг от друга в расстоянии 880 *мм*. Ширина верхнего пояса 1 350 *мм*.

На концах балки жесткости кабель распущен веером на отдельные канаты и каждый канат закреплен при помощи особого стакана (фиг. 65).

Мост спроектирован под следующую нагрузку: толпа 400 *кг* $м^2$, паровой каток 23 *т*, грузовик 9 *т*; вагоны трамвая — моторный 36 *т* четырехосный и две четырехосные прицепки по 24 *т*. Исключительная нагрузка при отсутствии всякой другой — трансформаторный вагон весом 36,5 *т* с расстоянием между осями 0,8—1,8 и 0,8 *м*. Динамический коэффициент для продольных балок принят 1,37, для поперечных 1,36. Для главных балок и цепи 1,10 для грузовиков и 1,0 для вагонов трамвая, занимающих сплошь колею пути (без движения).



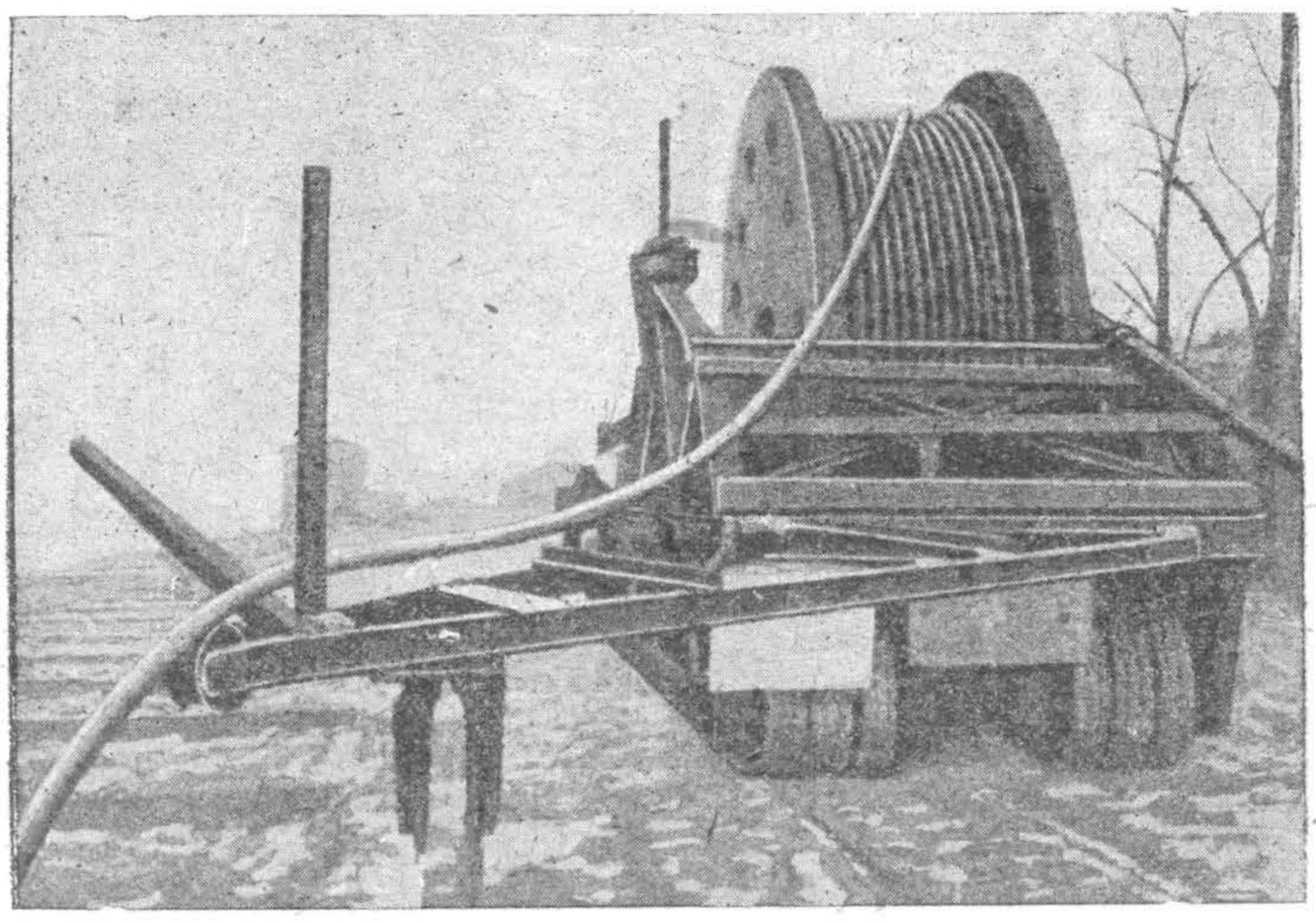
Фиг. 61.

Температура сборки принята 10°, колебания по 35° вверх и вниз. Разница в нагреве частей моста 15°. Коэффициент трения в опорах: скольжения 0,1 до 0,2, качения — 0,015 до 0,030.

Допускаемые напряжения:

в кабеле из проволок литой стали с врем. сопр. 13 500 *кг/см²*	5 000 *кг/см²*
в балках жесткости, пилоне и балках проезжей части для Si-стали по нормам для ст. 52 основное	2 100 »
в настиле под полотно из стали 48	1 820 »
в частях тротуаров, перил и связей из стали 37	1 400 »
в опорных частях на смятие по Герцу	6 500—8 500 *кг/см²*
Коэффициент упругости кабеля $E =$	1 600 000 *кг/см²*

Прогиб середины пролетного строения от загружения толпой 400 *кг/м²* получен равным 884 *мм*, и от разности температуры 139, всего 1 023 *мм*, т. е. около $^1/_{300}$ пролета.



Фиг. 62.

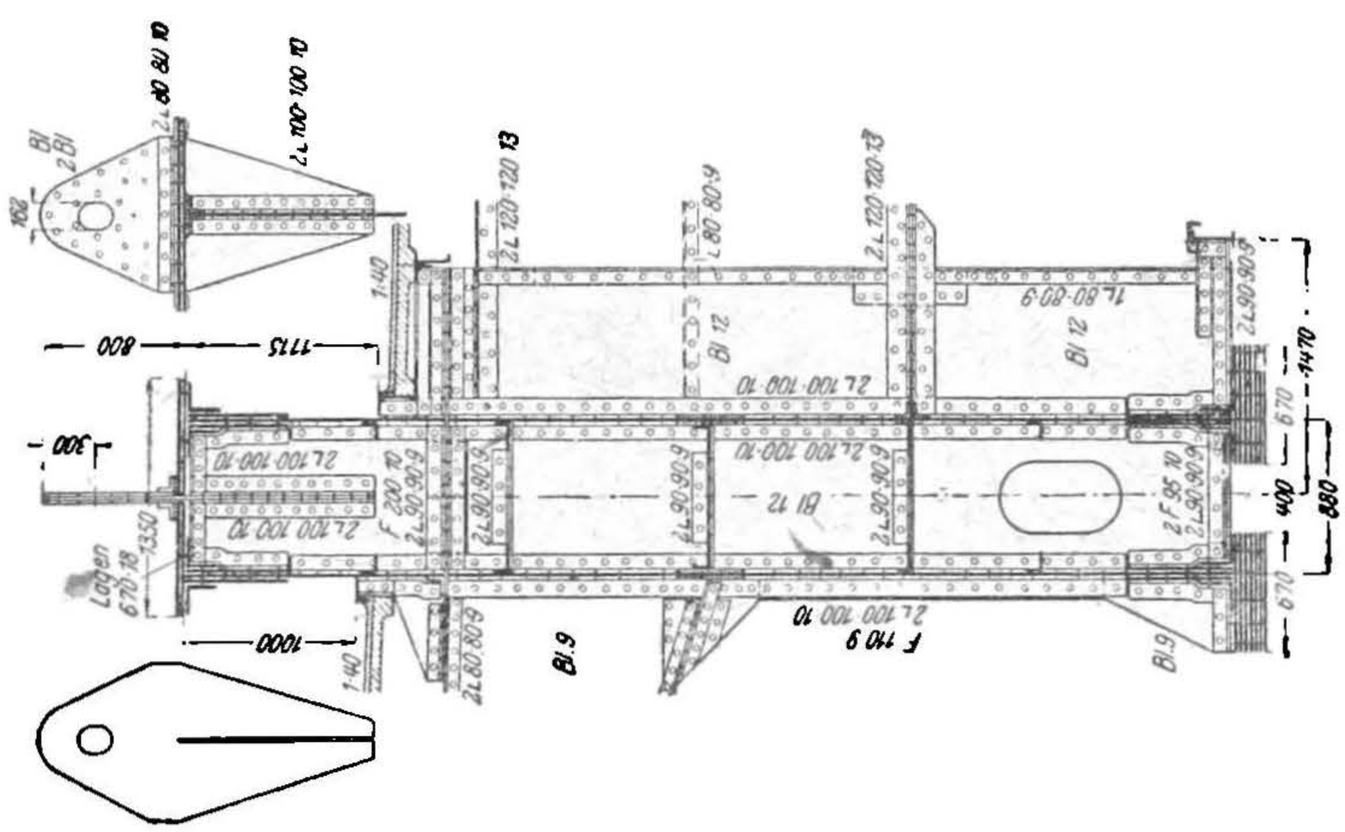
Стоимость моста 11 000 000 марок.

Французские инженеры упорно удерживают за висячими мостами преимущество дешевизны, сознательно идя на ремонт деревянной проезжей части и даже на частичную смену кабелей, для чего не делают их одиночными и толстыми, а дробят на мелкие, легко сменяемые кабели. В отношении прогиба они мирятся со значительной его величиной в мостах на дорогах

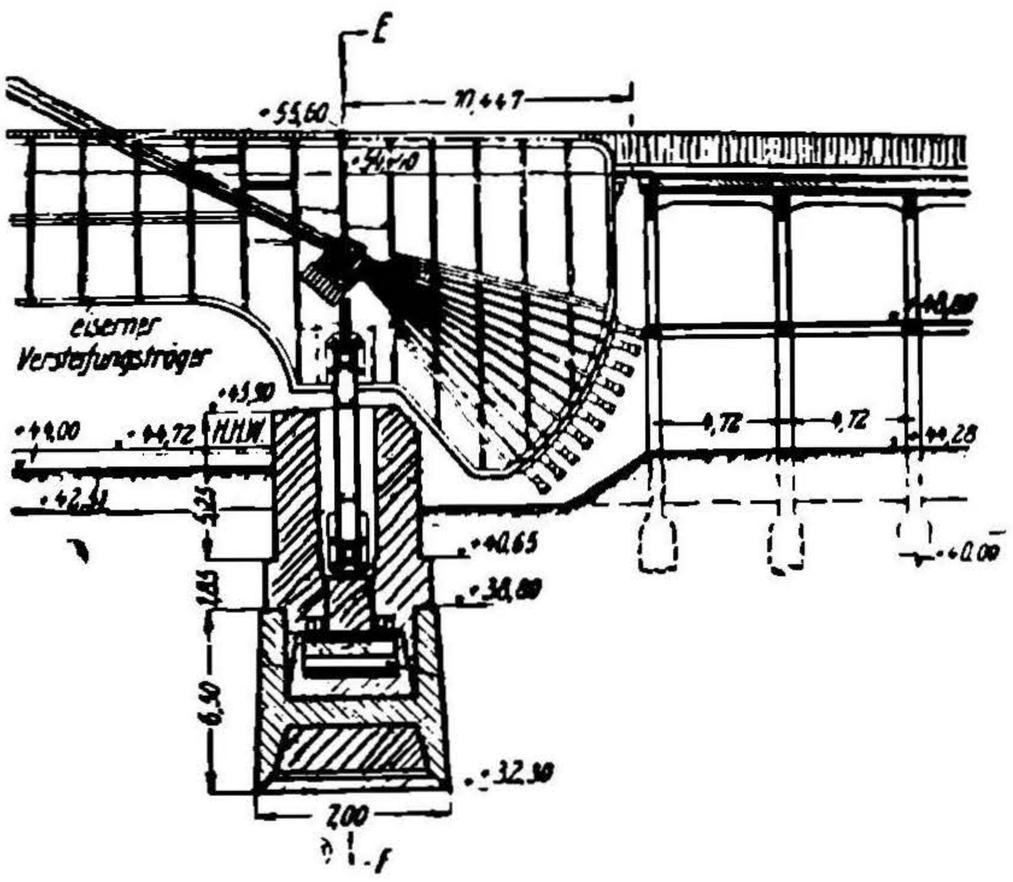
НТБ УДИИТ (ДИИТ)

местного значения. А с другой стороны, принимают меры к увеличению жесткости моста без применения тяжелых и дорогих балок жесткости.

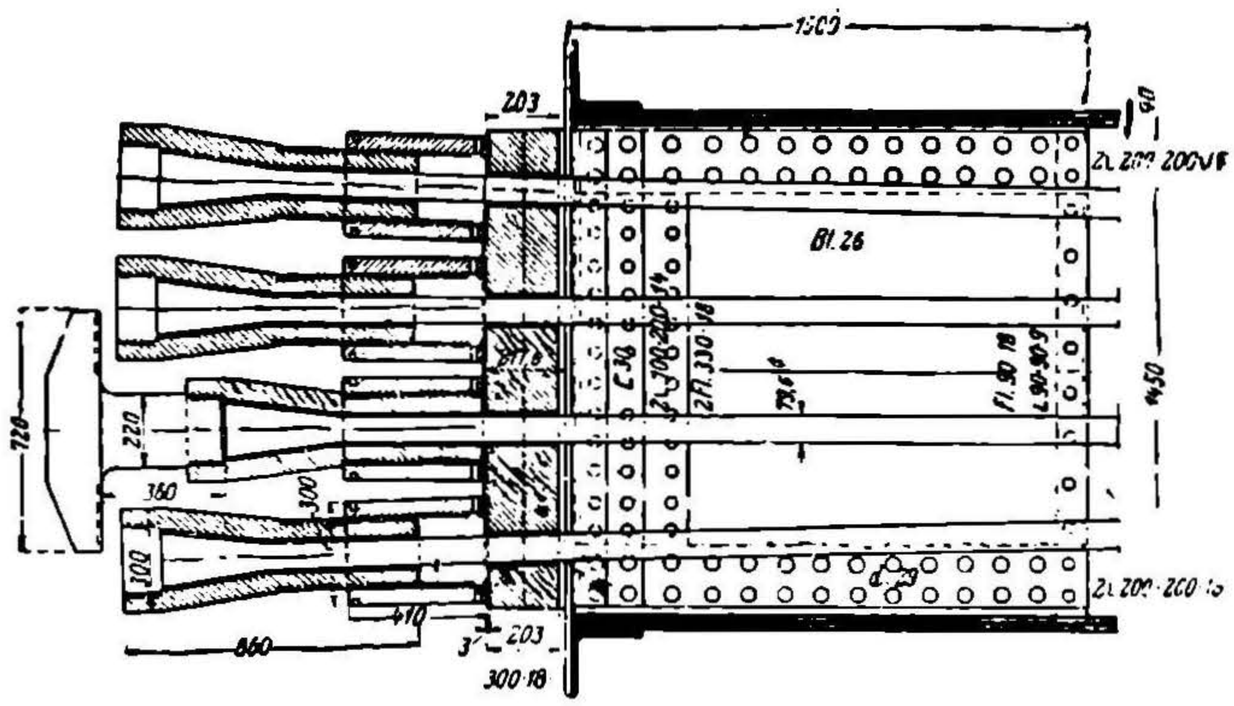
Таким образом, другим современным типом висячих мостов можно считать французские мосты. Они остаются легкими и дешевыми. Строятся при небольшой ширине полотна, с легкой проезжей частью, под легкую подвижную нагрузку.



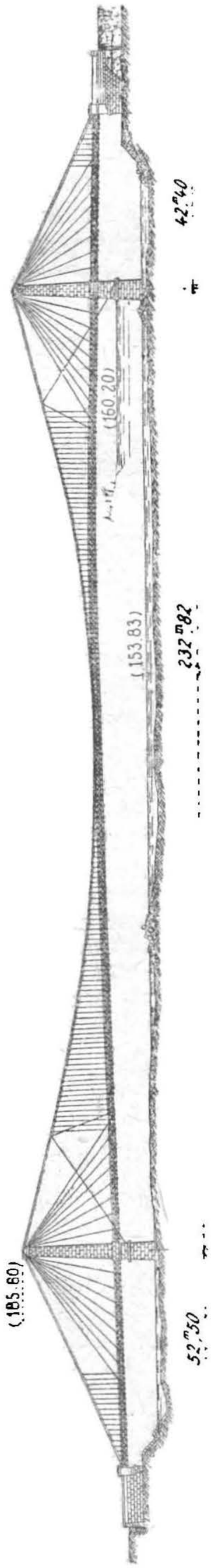
Фиг. 63.



Фиг. 64.



Фиг. 65.



Фиг. 66. — Мост в Vernalson через Рону (1903).

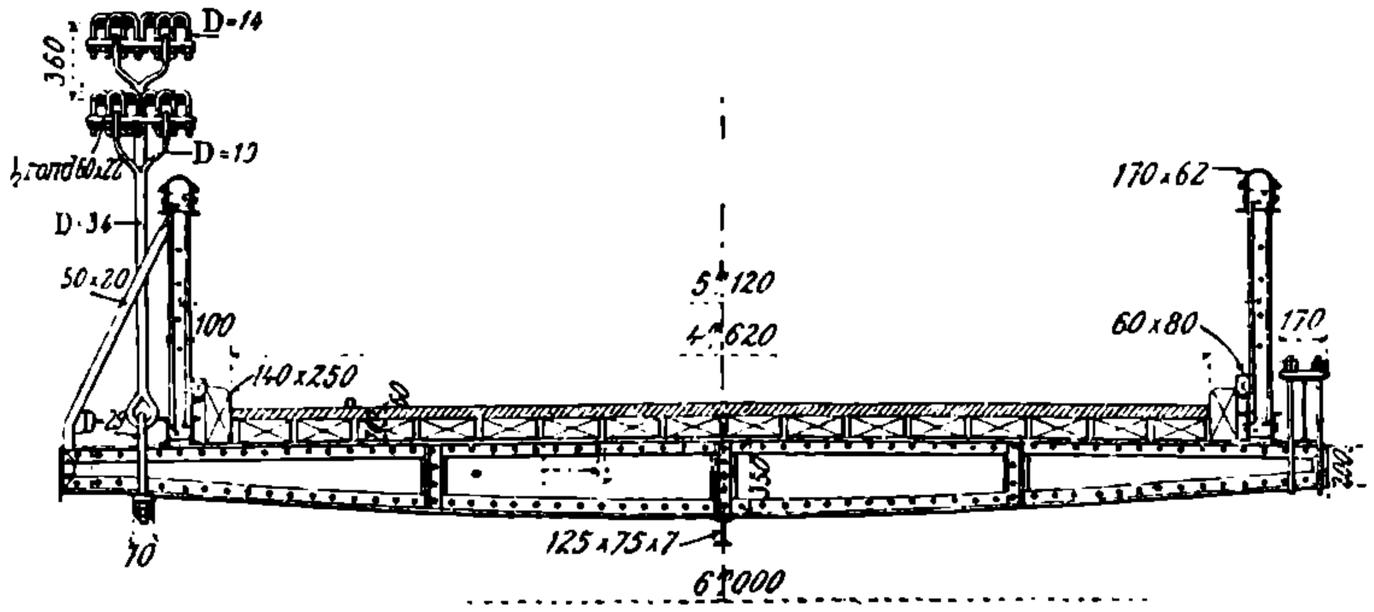
Представителем этого типа может служить мост через Рону в Вернезоне (фиг. 66), построенный в 1903 году. Средний пролет — 232,8 *м*, боковые — 52,5 и 42,4 *м*. Ширина ездового полотна 4,62 *м*, тротуаров нет (фиг. 67). Просвет в каменном пилоне 4,20 *м*. Расстояние между перилами, служащими балками жесткости, — 5,12 *м*, рас-

НТБ УДУНТ (ДИТ)

стояние между подвесками — 5,6 *м*. Полотно моста — из двойного досчатого настила — расположено на железных поперечных балках, поставленных через 1,25 *м* друг от друга. Под полотном имеются связи с диагоналями из плоского железа. Балка жесткости имеет высоту 1,26 *м* ($^1/_{180}$ пролета); каждый пояс состоит из двух корыт высотой 125 *мм*, охватывающих стойки двутаврового сечения шириной 100 *мм*; диагонали — из круглого железа диаметром 25 *мм*.

Для поддержания полотна с каждой стороны моста дано по 12 кабелей, в два яруса. На протяжении 28 *м* от каждого пилона полотно поддерживается вантами, нижние концы которых закреплены к особому прогону (на фиг. 67— на правом конце поперечной балки) двутаврового сечения. Таким образом кабель работает лишь на пролет 166,4 *м* со стрелкой 11 *м* ($^1/_{15}$ пролета). На пилонах кабели проходят через подвижную подушку. Сборка пролетного строения произведена без подмостей. Мост обошелся в 525 000 франков, из коих 180 000 стоят каменные опоры (быки заложены на кессонных основаниях). Вес металла в пролетном строении составляет 1 300 *кг* на пог. метр моста.

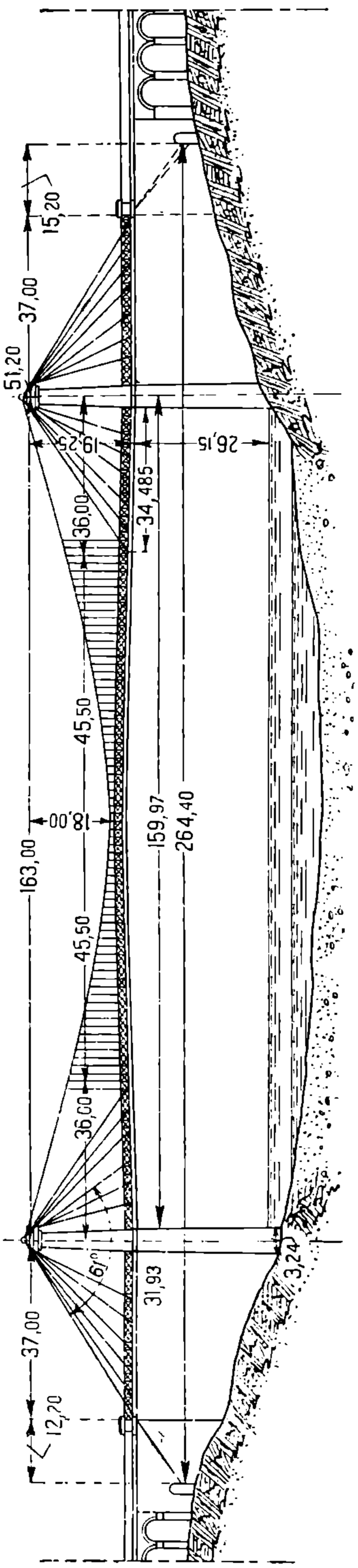
При испытании сплошной равномерной нагрузкой в 200 *кг/м*^{2} прогиб середины большого пролета оказался 494 *мм* ($^1/_{470}$ пролета); перемещение подвижной опоры на пилоне — 33 *мм*. При прохождении по мосту фуры весом 11 *т* с упряжкой в 9 лошадей цугом наибольший прогиб средины был 329 *мм*.



Фиг. 67. — Мост в Vernaison. Поперечные разрезы.

На пог. метр моста пролетное строение стоит 1 080 фр., не считая опор. При таком огромном пролете это очень дешево. В этом и заключается большой смысл французского типа висячих мостов. На дорогах со слабым движением этот тип позволяет дешево соединять берега больших рек. При недостатке средств вопрос стоит так: либо совсем не иметь моста, либо иметь его описанной выше висячей системы. Французы предпочитают развивать свою сеть дорог всеми средствами, в том числе и при помощи полужестких висячих мостов.

В 1904 году был построен на концессионных началах мост через р. Blavet близ Гавра, со средним пролетом 163 *м* и боковыми по 37 *м* (фиг. 68). По судоходным условиям полотно моста возвышается над самым высоким горизонтом воды на 27 *м*. Полотно моста для проезда шириною 4,30 *м*, без тротуаров, расположено на железных двутавровых поперечных балках, отстоящих друг от друга на 1,25 *м*, и состоит из железобетонной плиты толщиною 10 *см*, поверх которой уложены прессованные асфальтовые плитки. Перила служат балками жесткости, имеют высоту 1,25 *м*, устроены из железных поясов, чугунных стоек и железных диагоналей. Проезжая часть под-

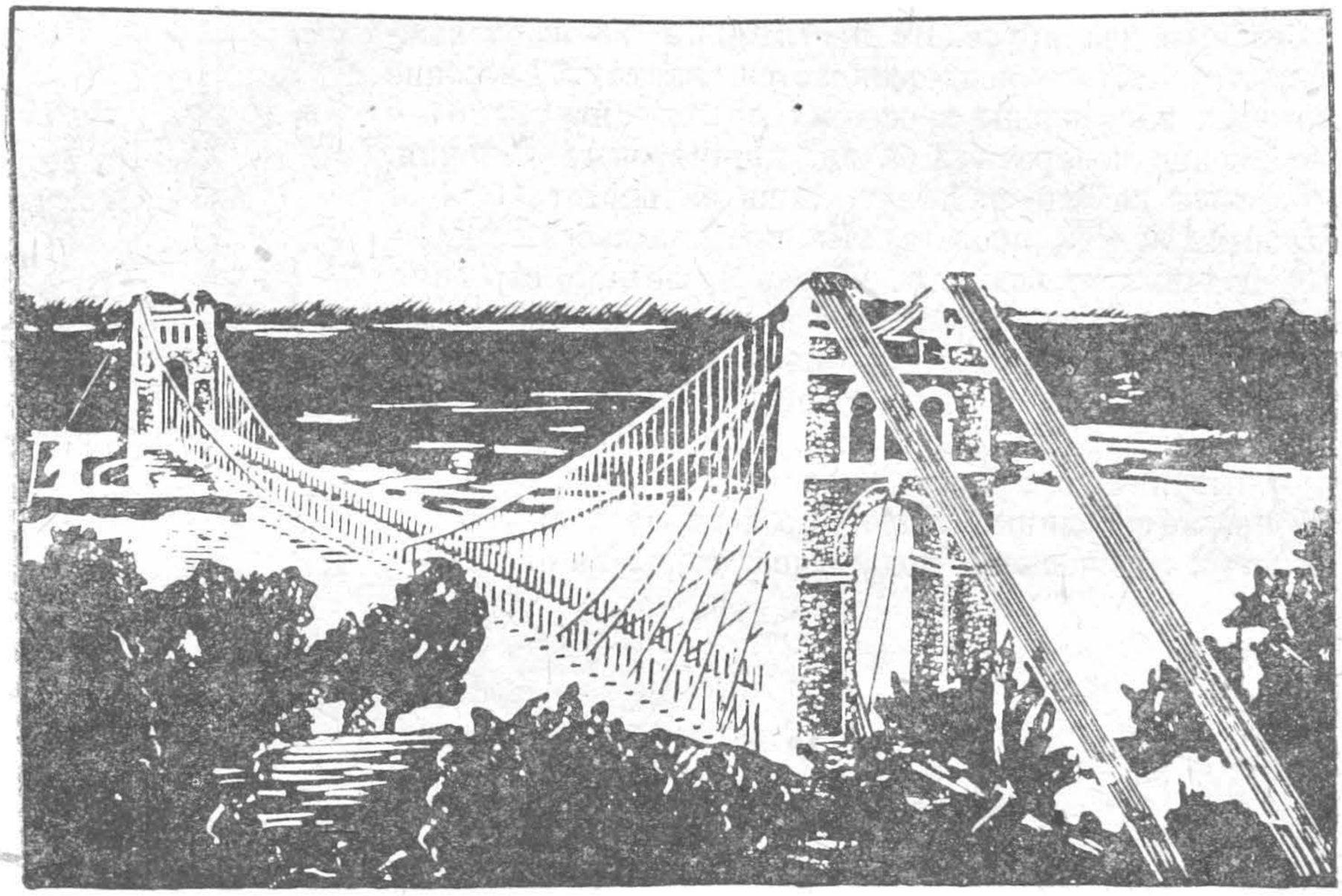


Фиг. 68. — Мост близ Гавра (1904).

УДК (ДПТ)

держивается пятью параболическими кабелями с каждой стороны моста на среднем участке длиною 91 *м* (стрелка 7 *м*), остальные участки удерживаются вантами. Мост испытан на сплошную нагрузку в 300 *кг/м²*; прогиб по средине получился 251 *мм* ($^1/_{650}$ пролета). Затем были пропущены две фуры рядом, весом по 6 *т*, с упряжкой в три лошади каждая. Прогиб середины оказался 67 *мм*.

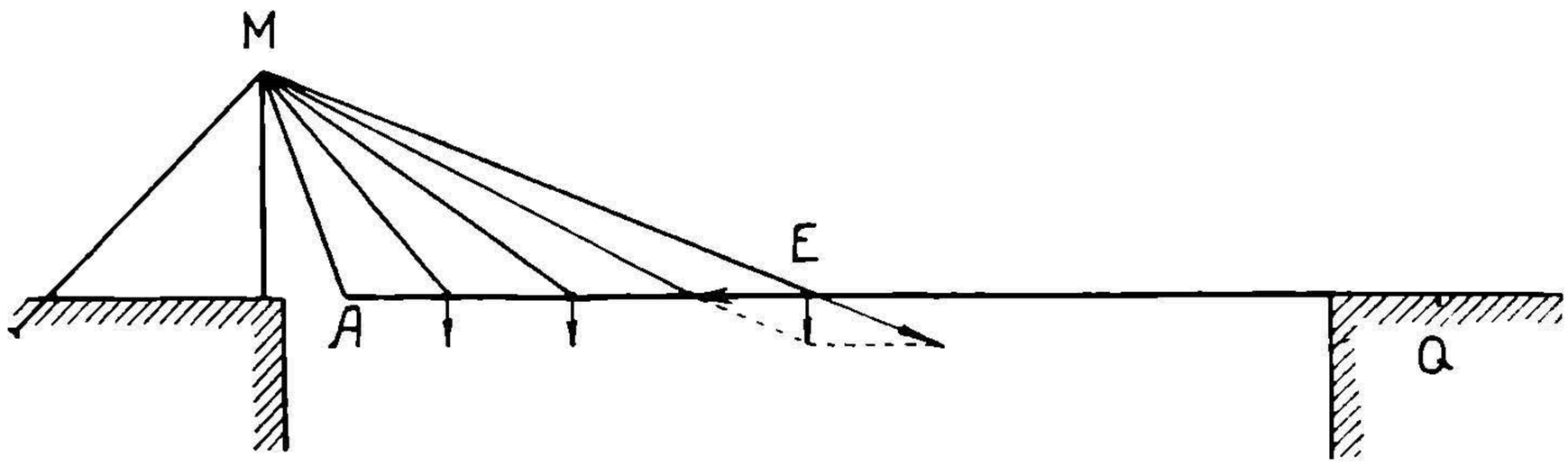
Примененное здесь полотно моста более устойчиво, чем деревянный настил. По данным строившей мост на свой счет фирмы Arnodin, этот тип дешевле всякого дру-



Фиг. 69. — Мост Jons-Niévroz через Рону (1905).

гого вида полотна, но довольно тяжел (350 *кг/м²*). Ветровых связей, повидимому, нет; о них в описании нет речи.

Подобным же образом построен в 1905 году мост Jons-Niévroz через Рону в один пролет 200 *м* (фиг. 69). Балка жесткости имеет, однако, относительно большую высоту — 2,5 *м*. Ширина полотна 4,5 *м*, тротуаров нет. Предположен пропуск трамвая. При испытании сплошной нагрузкой 300 *кг/м²* прогиб середины оказался 325 *мм* ($^1/_{600}$ пролета). Конструкция этого моста будет описана в следующей главе.



Фиг. 70.

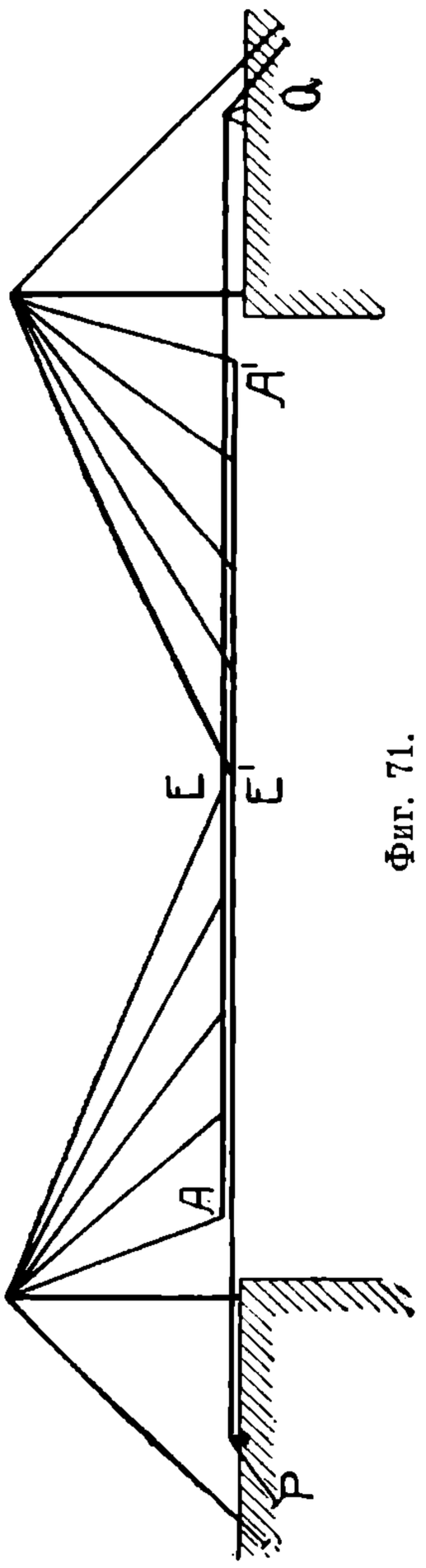
Стараясь придать легкой системе висячих мостов наибольшую жесткость, французские инженеры разработали несколько типов вантовых мостов. Из них наибольший интерес представляет система Жискляра.

В обыкновенной вантовой системе груз P, стоящий в узле, разлагается по ванте, растягивая ее, и по горизонтальному стержню, который подвергается сжатию. Жискляр[1] устраняет сжатый стержень, заменяя его растянутым, для чего узлы $A, \ldots, E$ оттягиваются канатом AQ, закрепленным на противоположной опоре (фиг. 70).

[1] Génie Civil, 1896 г., № 20 от 12/IX.

НБ УДУНТ (ДИТ)

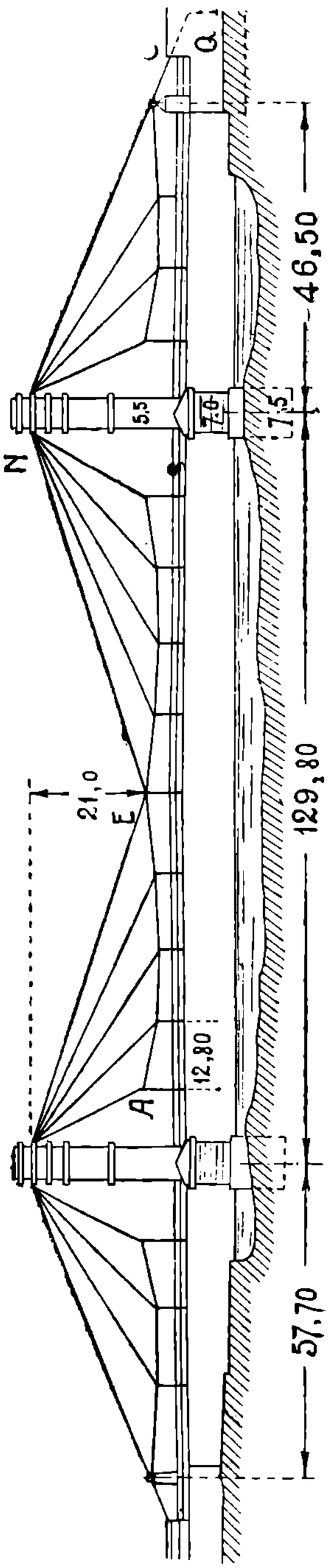
В каком бы узле от A до E ни находился груз, в системе вызываются всюду растягивающие усилия, за исключением только пилона. Если взять другую такую же систему, симметричную первой, и совместить их обе на одном пролете, то получим (фиг. 71) систему, в которой все элементы пролетного строения растянуты, как и в первичной висячей системе с параболической цепью, но без геометрической изменяемости; система деформируется лишь упруго. Устранив двойную линию канатов AQ и $A'P$, Жискляр в окончательном виде получил систему, представленную на фиг. 72, где изображена схема моста через р. Сену в Витри, близ Парижа, к постройке которого было приступлено в 1914 году.



Фиг. 71.

Первым мостом значительного пролета, построенным по этой системе, является мост de la Cassagne (фиг. 73), построенный в 1909 году под электрическую узкоколейную жел. дорогу Villefranche — Bourg Madame. Мост расположен на 6% подъеме, на высоте 80 *м* над дном долины, и имеет три пролета: 39,0 + 156,0 + 39,0 *м*. Пилоны в нижней их части — каменные, в верхней — железные; железная часть имеет высоту 30 *м*. Для поддержания вант от провисания даны параболические тонкие кабели, как в системе Ордиш-Лефевра. При испытании этого моста (1909 г.) пробный поезд вне моста сошел с рельс, причем убитыми оказались 5 человек, в том числе и полковник Жискляр.

Возвратимся к схеме фиг. 72, чтобы указать, что очертание нижней оттяжки AE, передающей натяжение на кабель ENQ, так подбирается, чтобы при данной постоянной нагрузке подвижная нагрузка, при всех ее перемещениях, не вызывала сжимающих напряжений в вантах. Это легко достигается.



Фиг. 72. — Мост через р. Сену в Витри (1914).

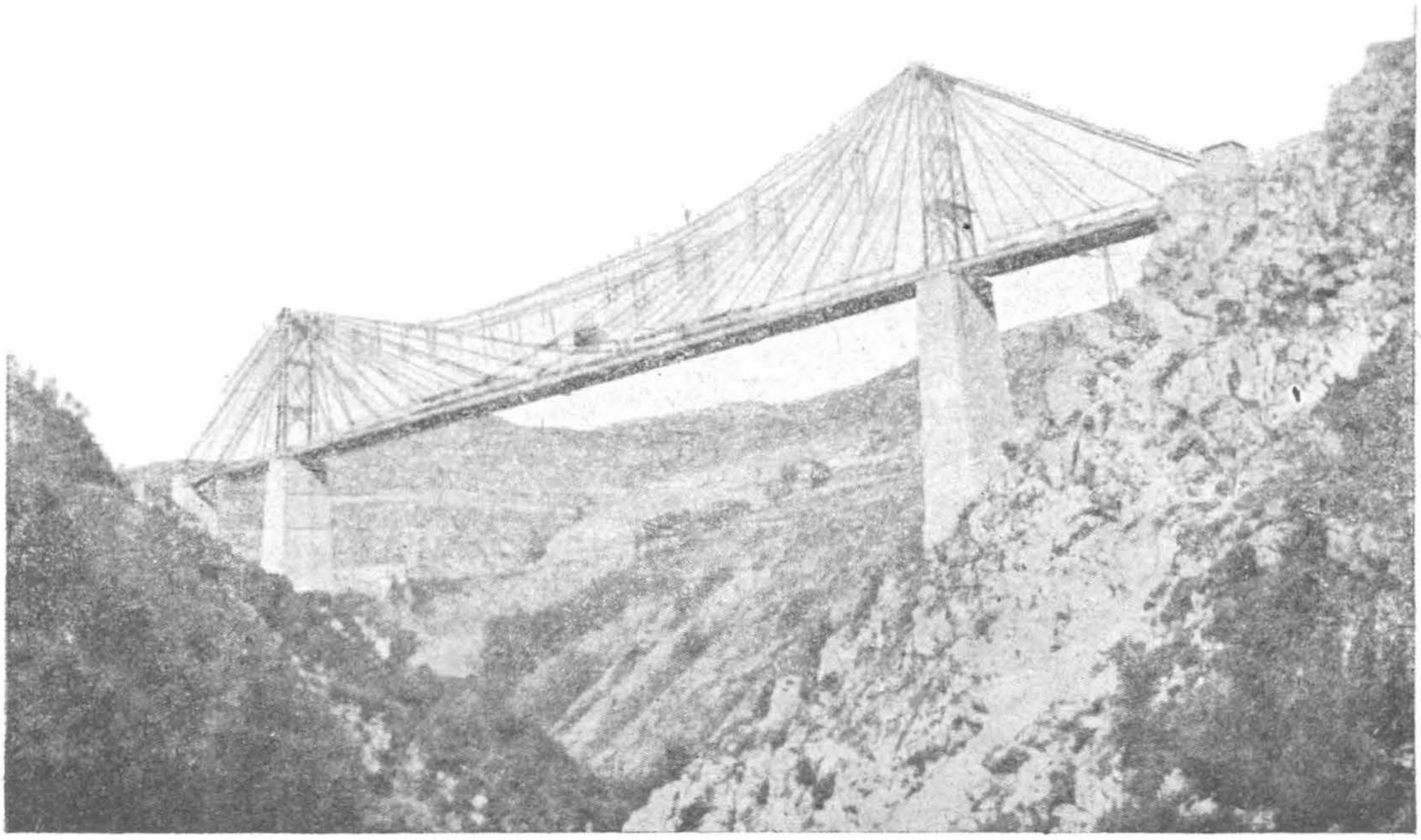
В той же статье журнала «Génie Civil» 1896 г. Жискляр предложил другую систему, не вантовую (фиг. 74), которая образована из двух фигур, состоящих из треугольников, оттягиваемых затяжкой на противоположную опору. При соединении двух половинок и при устранении оттяжек, как и в предыдущей системе, получается опрокинутая трехшарнирная арка (фиг. 75).[1] При действии данной постоянной нагрузки и при любом каком-нибудь положении подвижной нагрузки можно построить *кривую натяжения*, аналогично *кривой давления* в арке; если все кривые натяжения помещаются внутри контура опрокинутой арки, то оба ее пояса всегда растянуты; раскосы и стойки будут то растянуты, то сжаты. Этот новый тип Жискляр описал в статье, помещенной в «Annales des ponts et chaussées» за 1899 г.

Система, представленная на фиг. 75, видоизменена инженером Leinekugel le Cocq в том отношении, что в каждой панели опрокинутой арки поставлены контрдиа-

[1] Gisclard. «Nouveau type de pont suspendu rigide». An. des p. et ch., 1899, 4 стр.

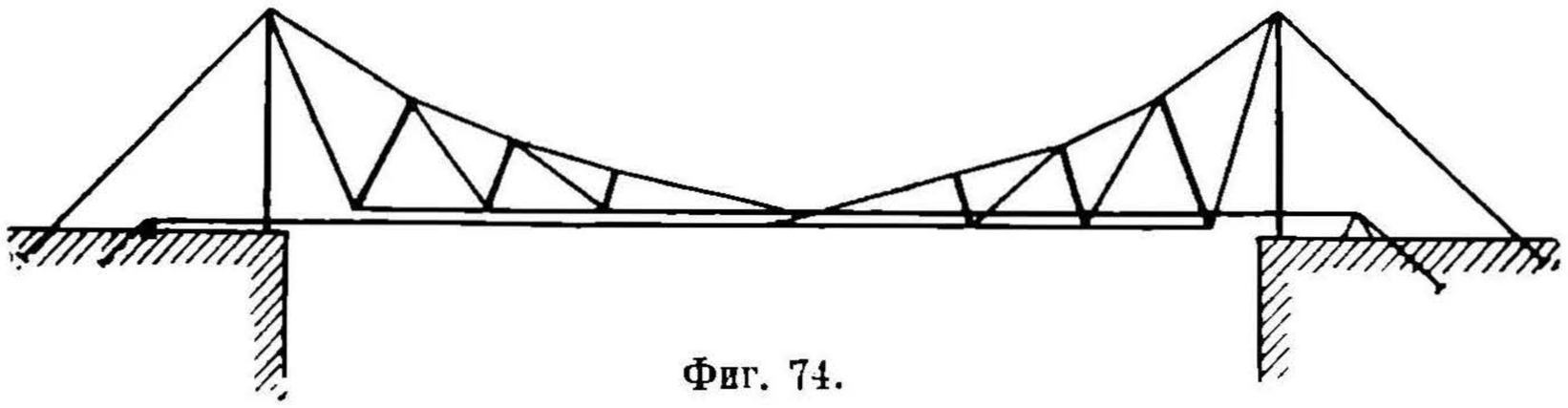
НТБ УДУНТ (ДИТ)

гонали (фиг. 76), вследствие чего и раскосы можно сделать из кабеля. Жесткими должны остаться только стойки. Этого, повидимому, оказалось достаточно для Leine-



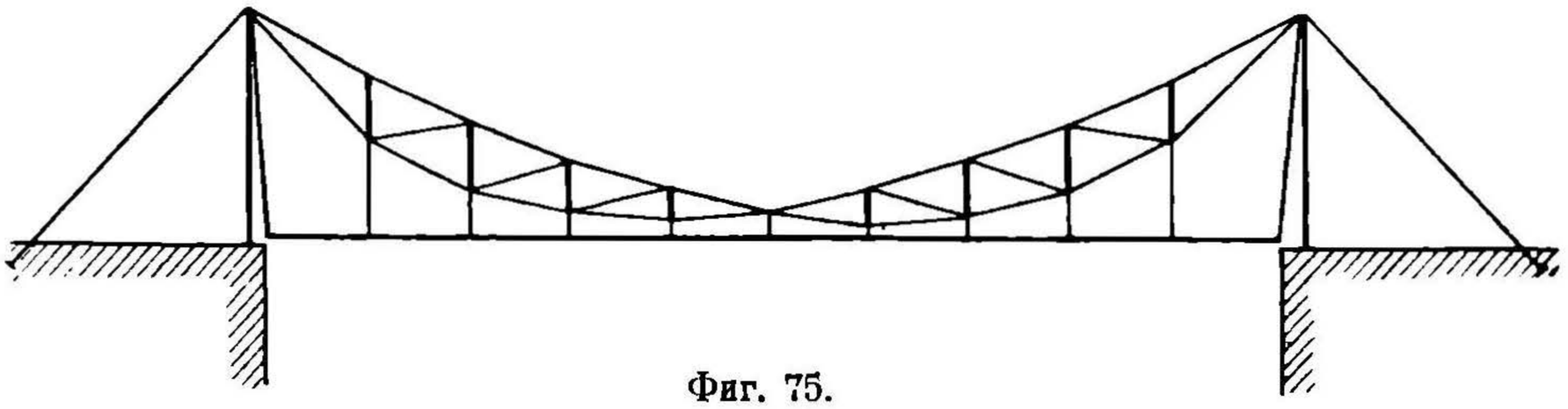
Фиг. 73. — Мост de la Cassagne (1909).

kugel le Cocq, чтобы приписать новую систему (фиг. 76) к созданиям своего творчества и взять на нее патент в 1916 году.[1] Между тем, по существу, такая система



Фиг. 74.

известна еще с 1861 года (Körcke) и осуществлена в 1889 году в цепном мосте через Тибр в Риме и в 1895 г. в таком же через Темзу в Лондоне (Тоуэрский мост, фиг. 77).[2]



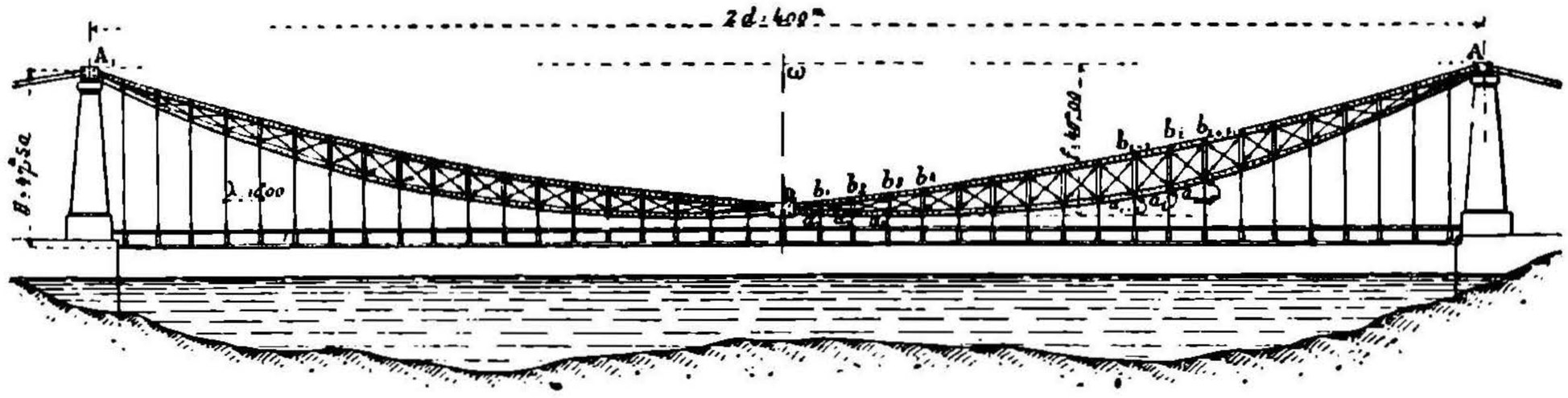
Фиг. 75.

Эта системa, в которой серповидные арки имеют оба пояса всегда растянутыми, вследствие чего могут быть сделаны из кабеля, очень выгодна своей легкостью по

[1] Génie Civil, 1917, № 1 от 6/I. Статья Leinekugel le Cocq.
[2] Génie Civil, 1897, т. 31.

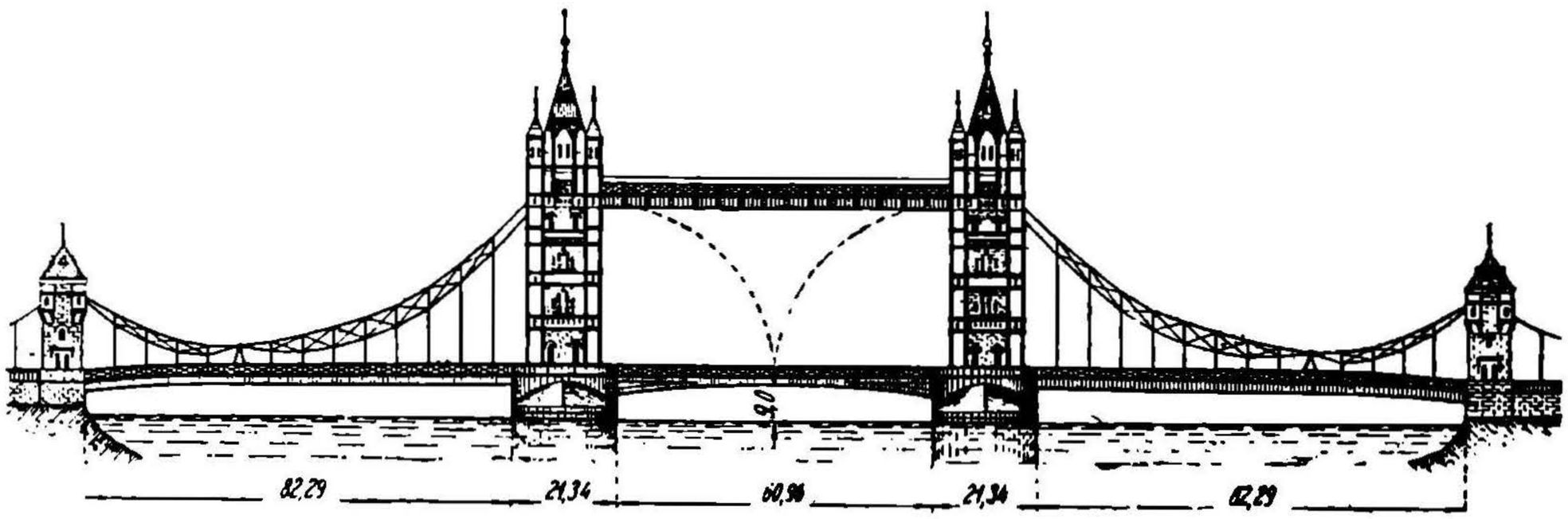
НБ УДУНТ (ДИТ)

сравнению с обыкновенной системой параболического кабеля с балкой жесткости. Сечения кабелей в обоих случаях одинаковы; жесткость достигается постановкой легкой решетки в раздвоенном кабеле, чем почти полностью устраняется значительный расход



Фиг. 76.

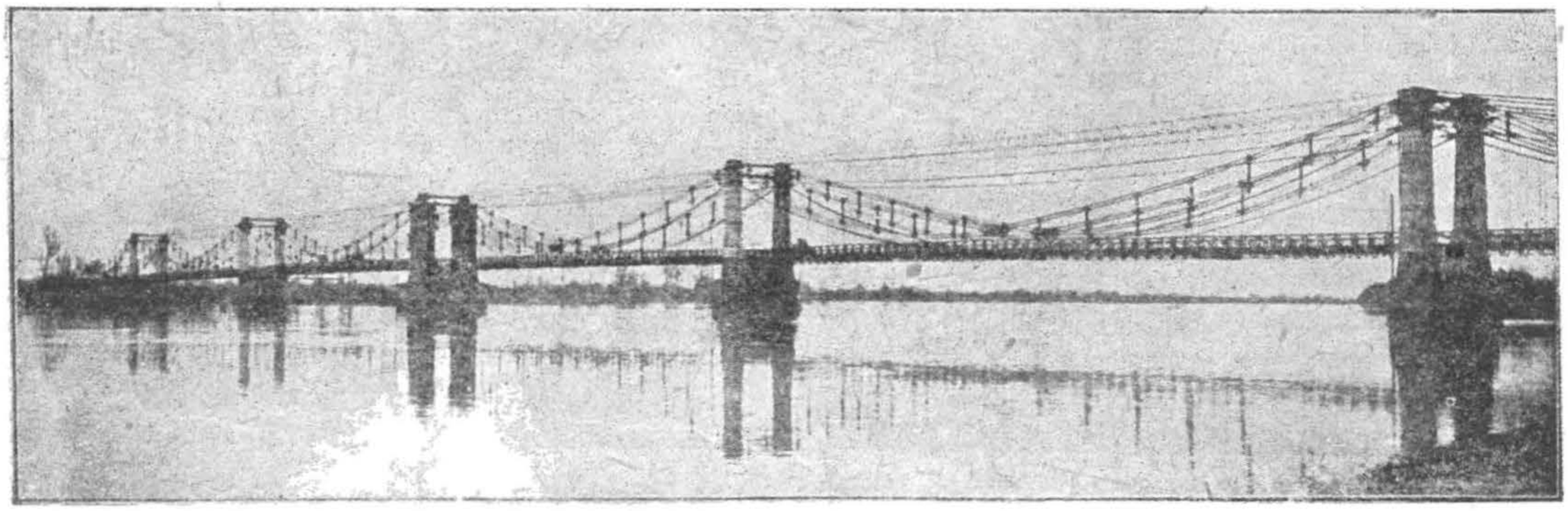
железа на балки жесткости. Ветровые связи, для которых нужны пояса в плоскости проезжей части, также могут быть устранены постановкой горизонтальных ветровых кабелей.



Фиг. 77. — Тоуэрский мост в Лондоне (1895).

В указанной статье Leinekugel le Cocq дает детально разработанные проекты моста и трансбордера.

Система Лейнекугеля применена впервые на многопролетном мосту Montjean на Луаре, который построен был в 1840 году и перестроен для пропуска современных



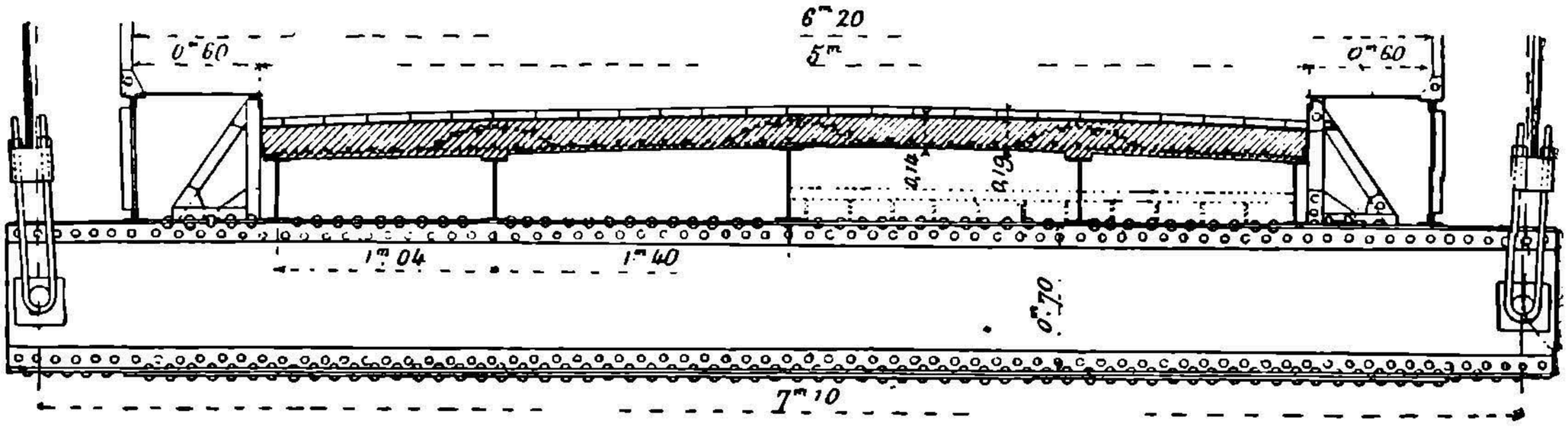
Фиг. 78.

тяжелых грузовиков в 1927 году.[1] Мост имеет 6 пролетов: крайние по 50 *м* и средние по 90 и 92 *м* (фиг. 78). Мост очень легкого типа, ширина проезжего полотна 5,0 *м*, двух тротуаров по 0,6 *м*.

[1] Génie Civil, 1927 г. 8/X, т. 91.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Конструкция проезжей части очень упрощена: поперечные балки, расположенные через 6 *м*, подвешены к трехшарнирной арке своими концами; балки не имеют даже уголков жесткости, хотя бы в местах расположения продольных балок и на концах. На продольных балках лежит железобетонная плита, толщиной 14 *см*, прикрытая плитками для защиты от колес (фиг. 79). Связей нет ввиду жесткости плиты.



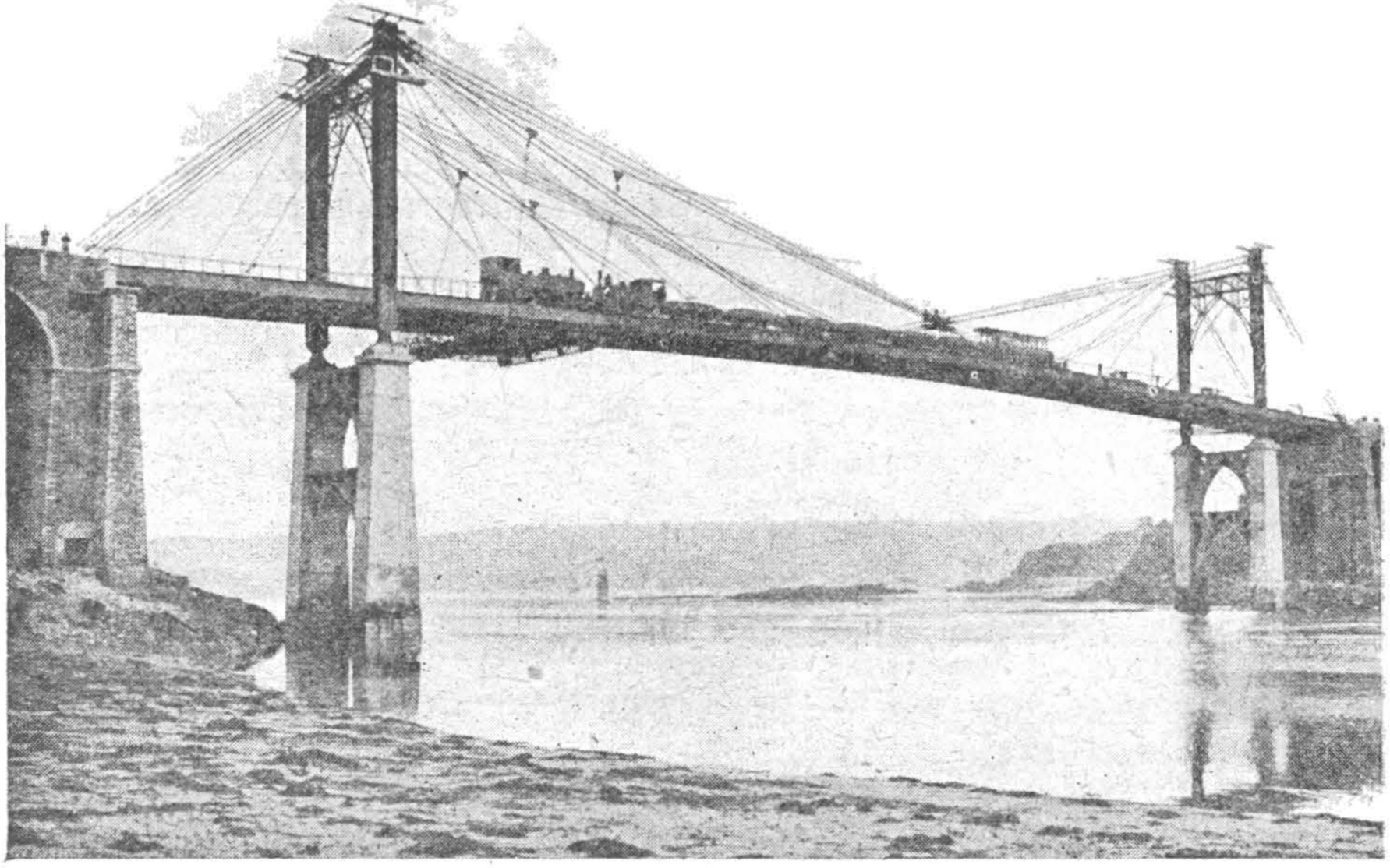
Фиг. 79.

Каждый из поясов арки среднего пролета состоит из четырех проволочных кабелей, раскосы из двух или одного кабеля.

Мост рассчитан на пропуск двух рядов грузовиков весом 11 *т*.

Подвижные опорные каретки на пилонах связаны между собою горизонтальным тяжем из четырех кабелей, заделанным концами в береговые массивы. Тяж этот принимает распор цепи от подвижной нагрузки, который таким путем не действует на смежные ненагруженные пролеты.

Из французских мостов укажем еще мост через р. Trieux в Lézardrieux (фиг. 80), построенный недавно по проекту Leinekugel le Cocq. Он представляет собой



Фиг. 80. — Мост в Lézardrieux (1925).

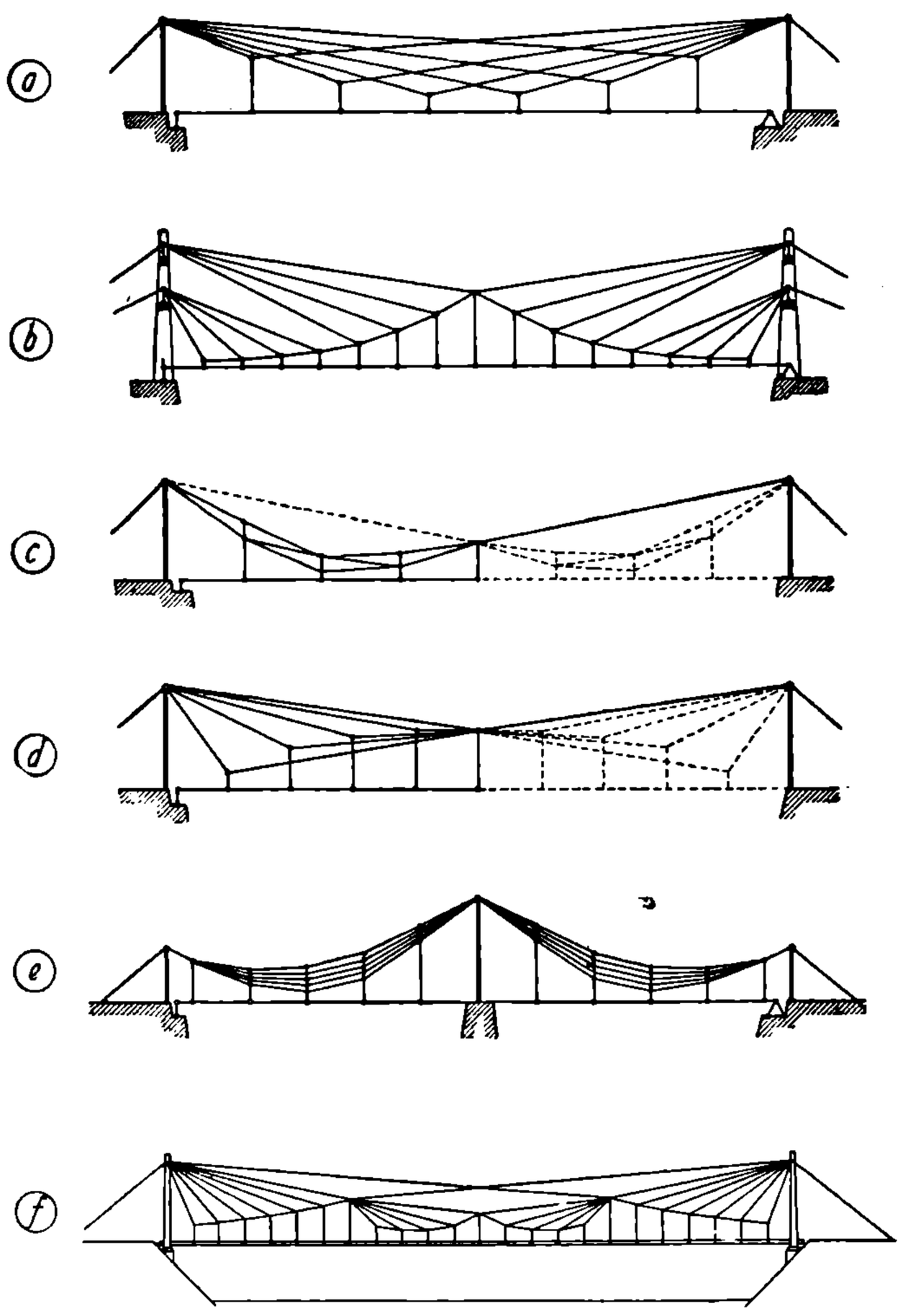
упрощение системы Жискляра в том отношении, что нижние канаты выброшены, — их заменяют балки приезжей части, — а затем распор принят не устоями, а распоркой, как в Кёльнском мосте. Пролеты моста: 21,37 + 111,85 + 21,37 *м*. Мост построен в 1925 году вместо старого висячего моста с пролетом 152 *м*, сооруженного в 1840 г. Подробности приведены в следующей главе. На эту систему автор проекта также взял патент.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Система Жискляра и ей подобные в обобщенном виде под названием вантовых систем с большой глубиной и широтой рассмотрены у нас проф. И. М. Рабиновичем.[1] Он предложил целый ряд новых систем, удовлетворяющих условию работы всех стержней на растяжение. Из них некоторые приведены на фиг. 80.

В отношении веса, выгодности и наилучшего задания основных размеров некоторые из этих ферм, а также и фермы Жискляра произвели исследования инженеры Сиренев, Рубинчик и Крыльцов.[2]

Заслуживает большого внимания идея применения железобетонной балки жесткости в висячих мостах, предложенная Меланом.[3] При одинаковых высоте и пролете железобетонные балки во много раз жестче железных балок, а потому применение железобетонных балок может совершенно освободить систему висячих мостов от упрека в недостаточной жесткости. Однако рациональное применение таких балок встречает некоторое затруднение в том, что балка большой жесткости вызывает большие натяжения цепи от колебаний температуры и большие моменты изгиба в ней самой, что требует согласования напряжений в балке и напряжений в цепи. Мелан доказывает, однако, что затруднение можно преодолеть, применяя цемент высокого сопротивления или делая шарнир в балке жесткости.



Фиг. 81.

Американские висячие мосты замечательны своими огромными размерами и способом производства работ по возведению пролетных строений. В конструктивном отношении они не отличаются такой законченностью и тонкостью анализа, как мосты немецкие, и не обнаруживают творческой оригинальности в системе, как мосты французские. Все это — кабельные мосты с балкой жесткости, весьма посредственной конструкции и наружности. В них сказывается лишь мощь американского богатства, дающего возможность производить грандиозные затраты на постройку каждого из таких мостов.

В 1903 году был закончен Вильямсбургский мост через East-River в Нью-Йорке (фиг. 82). Средний пролет его 487,7 *м* при стрелке 54 *м*, что составляет $^1/_9$ пролета. Балка жесткости имеет высоту 12,2 *м*, т.-е. $^1/_{40}$ пролета. Мост двухъярусный (фиг. 83). Ширина нижнего полотна между перилами 35 *м*. Здесь расположены два экипажных проезда, по 6,1 *м* шириною, снаружи балок жесткости, а между последними расположено четыре пути для трамваев и два — для электрической ж. д. В верхнем этаже даны пути для пешеходов.

Полотно поддерживается 4 кабелями при двух балках жесткости; каждый кабель состоит из 37 прядей, в каждой пряди — по 208 проволок, диаметром 4,9 *мм*. Про-

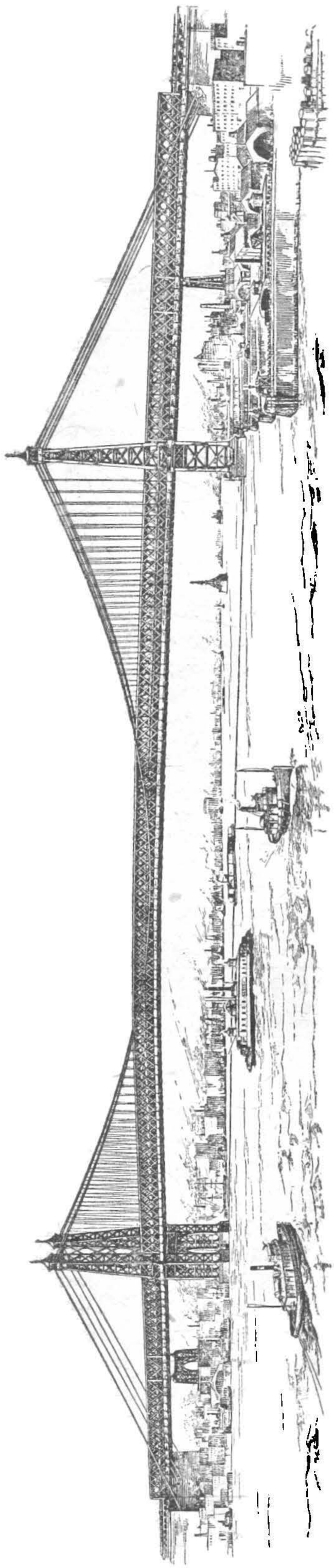
---

[1] К теории вантовых ферм. Вып. 112 Ц. Н. И. У. 1930. Москва.

[2] В том же выпуске 112. — Интересную систему предлагает инж. Цаплин: она получается если в системе по фиг. 76 убрать между кабелями кресты и дать очень легкую балку жесткости.

[3] Beton und Eisen, 1926. 5/X.

НБ УДУНТ (ДИТ)

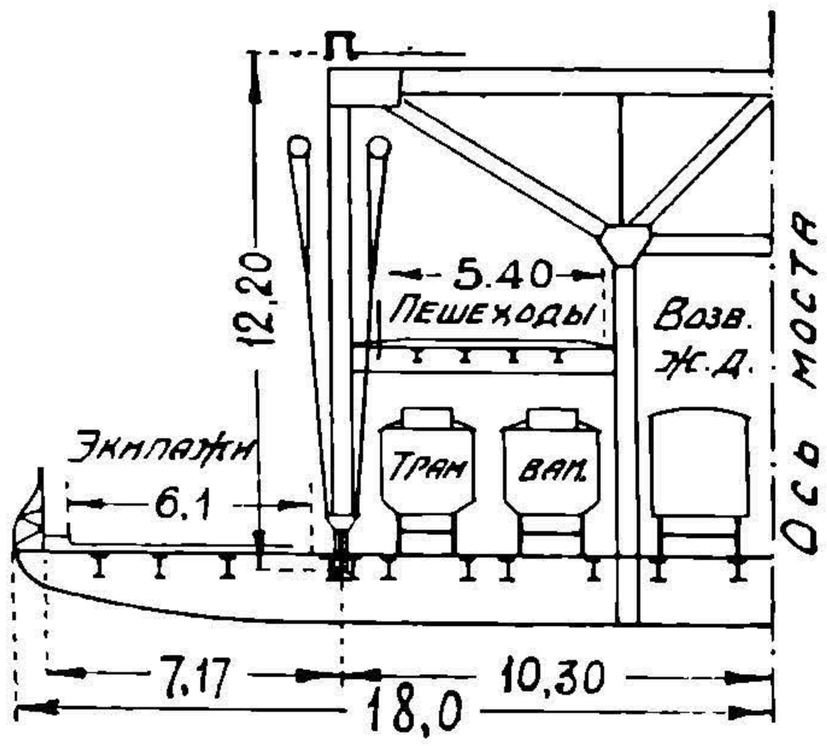


Фиг. 82. — Вильямсбургский мост в Нью-Йорке (1903).

волока из стали с временным сопротивлением 15 750 *кг/см*² при удлинении 2,5%. Длина отдельной проволоки не меньше 1 220 *м*. Диаметр одного кабеля получился 473 *мм*.

В 1911 году был закончен третий висячий мост через East-River в Нью-Йорке, носящий названием Мангатанского (фиг. 84 и 85). Средний пролет его — 448 *м*, боковые — по 221 *м*. Стрелка — 45 *м*, т. е. $^1/_{10}$ пролета. Мост пропускает 4 железнодорожных пути, 4 трамвайных, экипажный проезд и 2 тротуара (фиг. 86). Ширина полотна между перилами 36,6 *м*. Полотно поддерживается четырьмя кабелями, с таким же количеством балок жесткости. Кабель состоит из параллельных проволок диаметром 4,9 *мм*, собранных в 37 прядей, по 256 проволок в каждой. Общий диаметр кабеля 540 *мм*. Железные пилоны имеют 86 *м* высоты. Балка жесткости имеет 7,32 *м* высоты, что составляет $^1/_{60}$ среднего пролета; балки жесткости — разрезные.

Вес среднего пролета составляет 33,7 *т* на пог. метр моста, или 0,628 *т* на *кв. м* полотна. На кабели



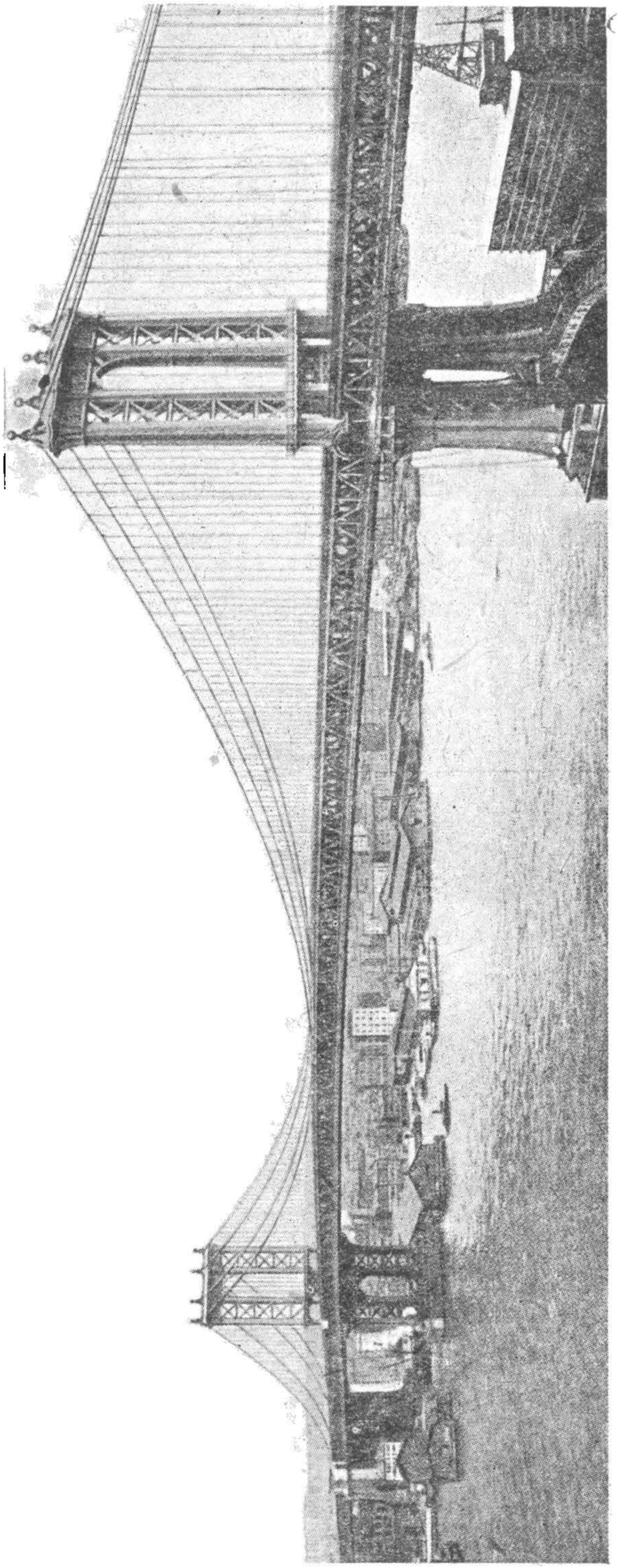
Фиг. 83. — Вильямсбургский мост. Поперечный разрез.

приходится 18% веса, на балки жесткости — 30%. При проектировании подвижная нагрузка принята, в виде исключения, 23,8 *т* на пог. метр моста, как обычная же — 11,9 *т/м*. Ветер учтен в 3 *т/м*. Колебания температуры ±31°. Балки жесткости сделаны из никкелевой стали. При учете исключительной нагрузки и температуры или обыкновенной нагрузки, температуры и ветра допущены напряжения: в кабеле — 5 133 *кг/см*², в балках жесткости — 2 812 *кг/см*².

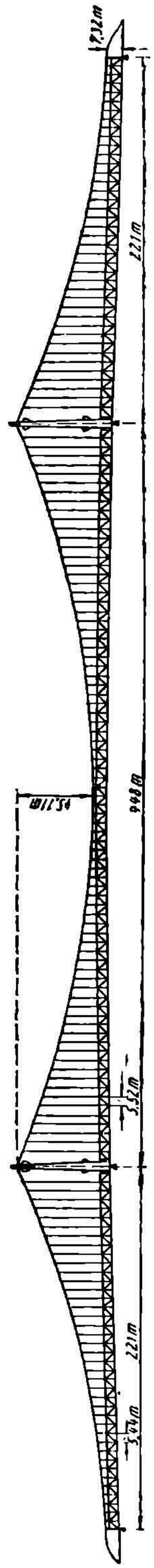
В 1924 году построен частной компанией висячий мост Bear Mountain через р. Гудзон, в 60 *км* от Нью-Йорка (фиг. 87), для автомобильного движения. Пролет — 497,4 *м*, при полной длине моста 688 *м*. Полотно моста имеет для проезда ширину 11,58 *м* и для каждого из двух тротуаров по 1,5 *м*. Оно поддерживается двумя кабелями; каждый кабель состоит из 7 252 проволок диаметра 4,8 *мм* из мартеновской стали, с временным сопротивлением 15 000 *кг/см*². Балки жесткости имеют высоту 9,14 *м* ($^1/_{55}$). Расстояние между ними 16,75 *м*, что составляет $^1/_{30}$ пролета, — число весьма характерное для поперечной жесткости моста. Высота металлических пилонов 107 *м*.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

На фиг. 88 представлен общий вид моста через р. Делавар в Филадельфии, открытый для движения 4 июля 1926 г.[1]



Фиг. 84. — Мангатанский мост в Нью-Йорке (1911).



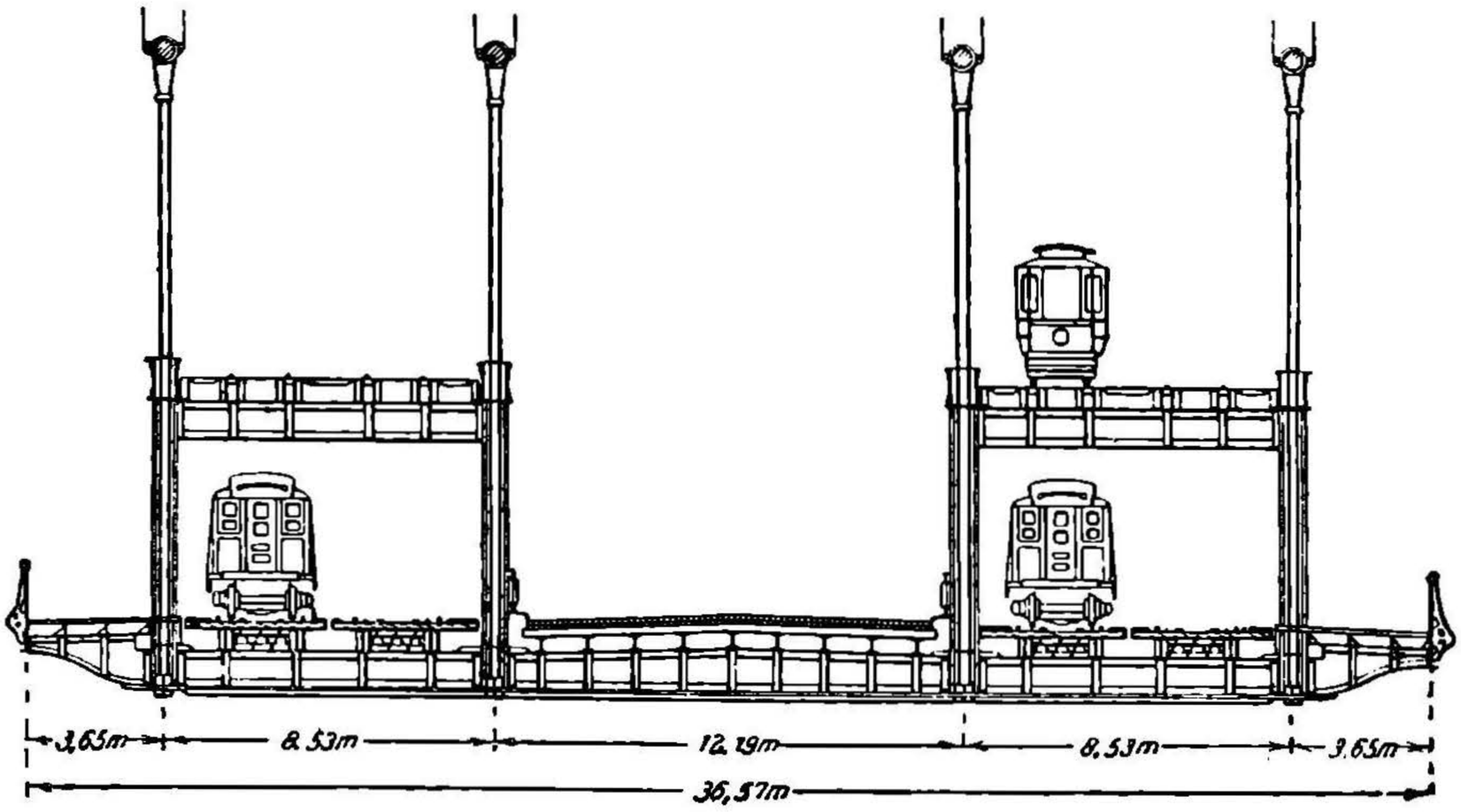
Фиг. 85. — Мангатанский мост. Схема.

Средний пролет 533,4 *м*, боковые по 229 *м*.

[1] Engineering News-Record, 1926, 30/IX, 7/X. — Génie Civil, 1927 т. XC, 19/III. — Die Bautechnik, 1926, № 41. — Zeits: des V. D. J. 1926, стр. 1401; 1927, H. 5.

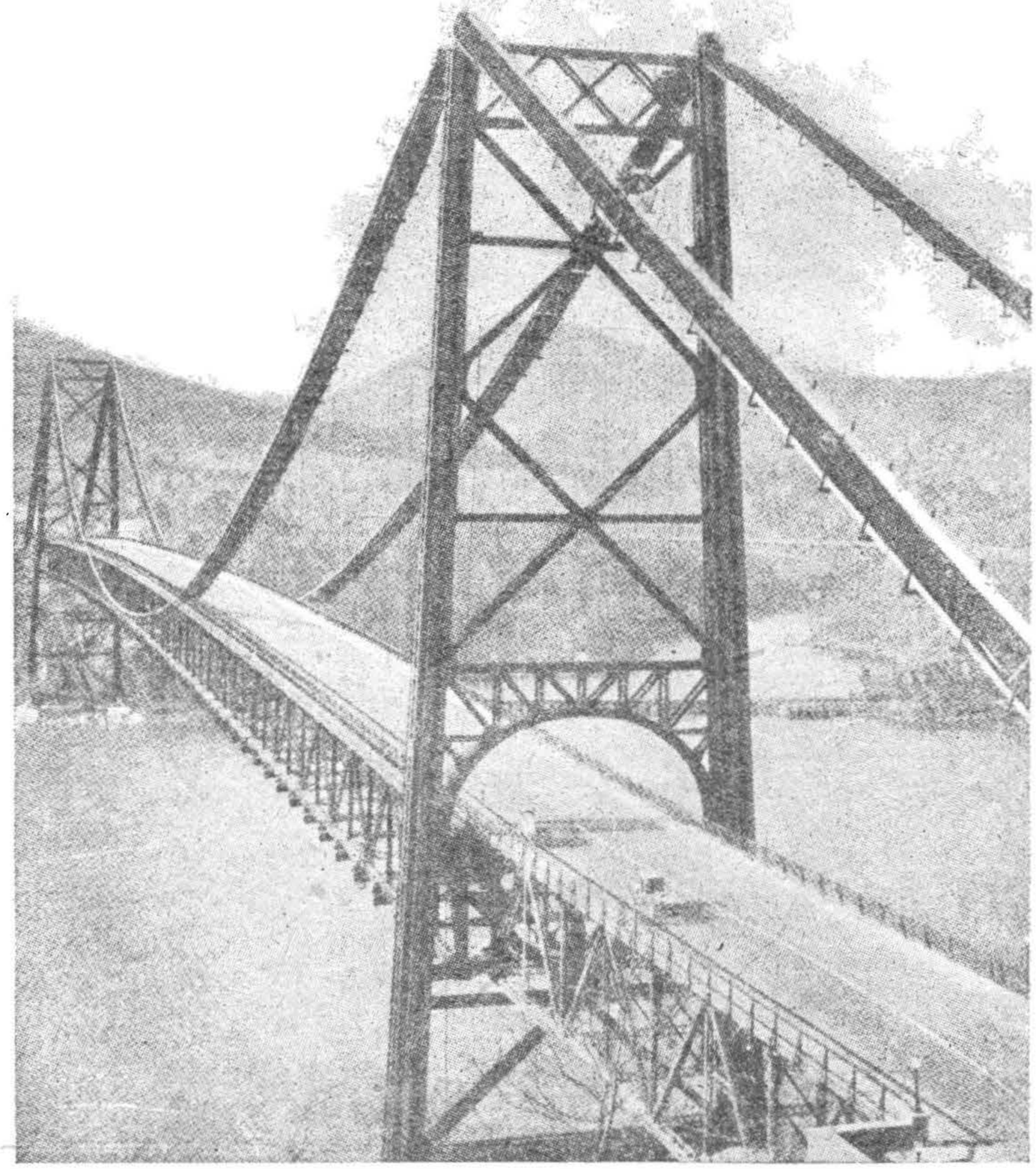
НБ УДУНТ (ДІТ)

Полотно моста поддерживается двумя кабелями со стрелкой 58,5 *м*, т. е. около $^1/_9$ пролета. Каждый кабель состоит из 18 666 проволок, собранных в 61 прядь, по



Фиг. 86. — Мангатанский мост. Поперечный разрез.

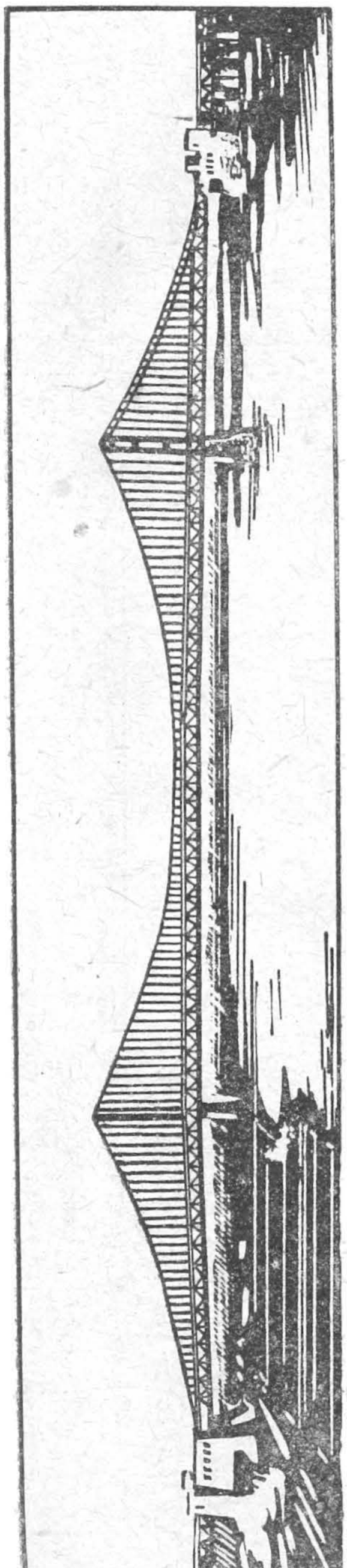
306 проволок в каждой пряди. Балки жесткости разрезной системы имеют высоту 8,5 *м* ($^1/_{63}$ пролета) и поставлены в расстоянии 27,15 *м* (около $^1/_{20}$ пролета) друг от



Фиг. 87. — Мост Bear Mountain через Гудзон (1924).

НБ УДУНТ (ДИТ)

друга. Полотно моста (фиг. 89) имеет ширину 17,4 *м* для 6 рядов повозок. Кроме того, на мосту проложено 4 пути для трамваев. Тротуары шириною по 3 *м* устроены над трамвайными путями. Мост обошелся в 36 300 000 долларов.

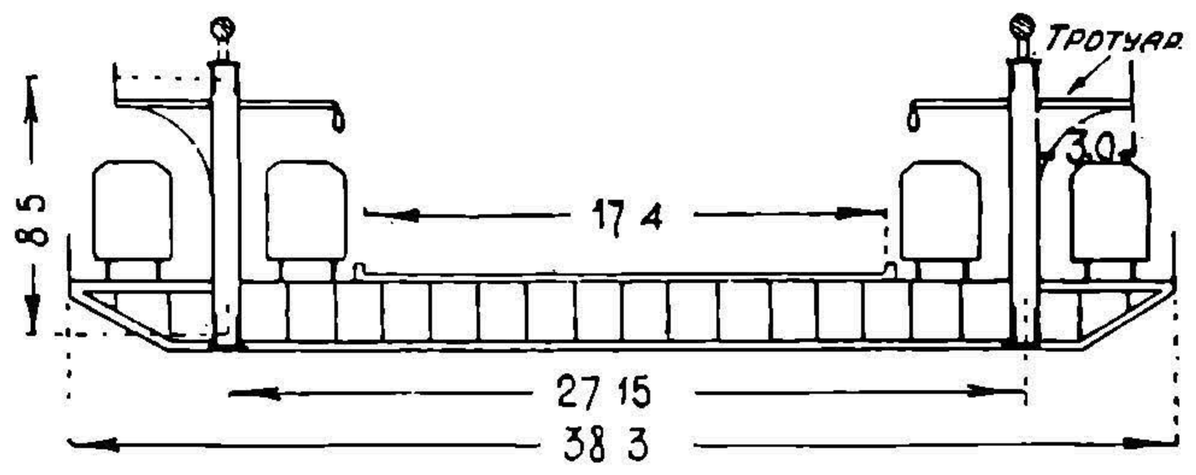


Фиг. 88. — Мост через Делавар в Филадельфии (1926).

В 1930 г. закончен постройкой висячий мост в Детройте[1] (фиг. 90) со средним пролетом 564 *м*. Это был мост с наибольшим пролетом в мире среди мостов всех систем.

Ширина проезда (фиг. 91) 14,1 *м* и одного тротуара 2,4 *м*. Пролетное строение поддерживается двумя кабелями с параллельными проволоками; диаметр кабеля 535 *мм*. Проволока с временным сопротивлением 15 000 *кг/см*², допускаемым напряжением 5 350, коэф. упр. $E = 1\ 750\,000$ *кг/см*².

При постройке моста произошел следующий случай. Для кабелей была изготовлена проволока, протянутая в горячем состоянии, что повышало предел текучести до 13 300 *кг/см*² при коэф. упругости E до 2 050 000 *кг/см*² и при 4% удлинения. Такое необычное приближение предела текучести к временному сопротивлению (90%) повело к тому, что проволока, поставленная уже на место в кабелях, стала рваться. Это явление было замечено сперва на мосту



Фиг. 89. — Мост через Делавар. Поперечный разрез.

Mount Hope с пролетом 360 *м*, который строился одновременно. Массовый разрыв проволок заставил там разобрать собранную уже проезжую часть, перерезать кабели и дать новые из проволоки холодной обработки, для которой предел текучести 10 000 *кг/см*² (67% от временного сопротивления). То же самое, т. е. сменить готовые уже кабели весом по 2 600 *т* на новые, пришлось сделать и на мосту в Детройте.

Что касается проектов, то следующие из них заслуживают внимания величиной своих пролетов.

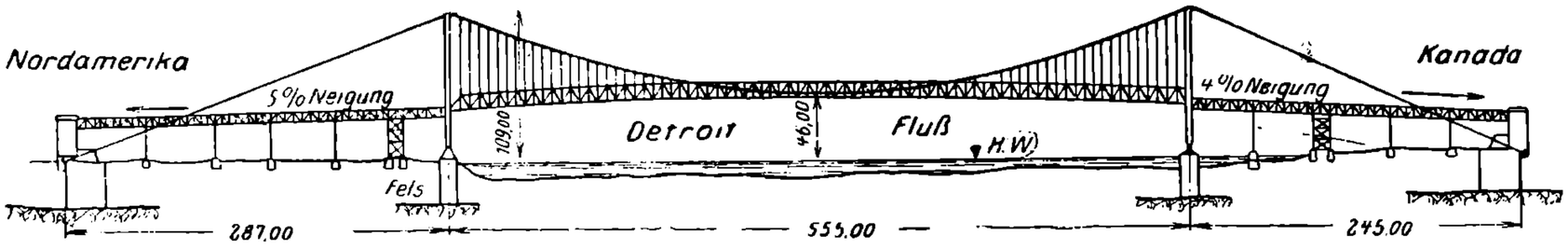
Проект моста через North-River в Нью-Йорке (фиг. 92). Средний пролет намечен величиной 954,5 *м*, боковые — по 549 *м*. При наличии балок жесткости цепи тоже жесткой системы. В идее конструкция не особенно хорошо увязана. Несколько лучше выглядит другой вариант того же автора (фиг. 93), представленный в 1921 году. Главный пролет — 987,6 *м*, боковые — по 502 *м*. Длина устоя — 122 *м*.

Для моста через тот же рукав р. Гудзона на фиг. 82 представлен еще один проект, предложенный в 1913 году, со средним пролетом 878 *м*. Стоимость моста исчисляется по этому проекту около 80 миллионов рублей.

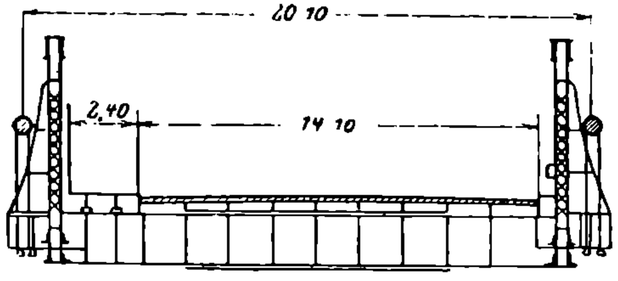
Наконец, в 1924 году[2] предложен проект (фиг. 95) с пролетом 1036,3 *м*. Дви-

[1] Bautechnik 1929, H. 5 и 41; 1930 II. 8.
[2] Génie Civil, 1925. 2/V; — Schweiz. Bauz 1925, 3/I.

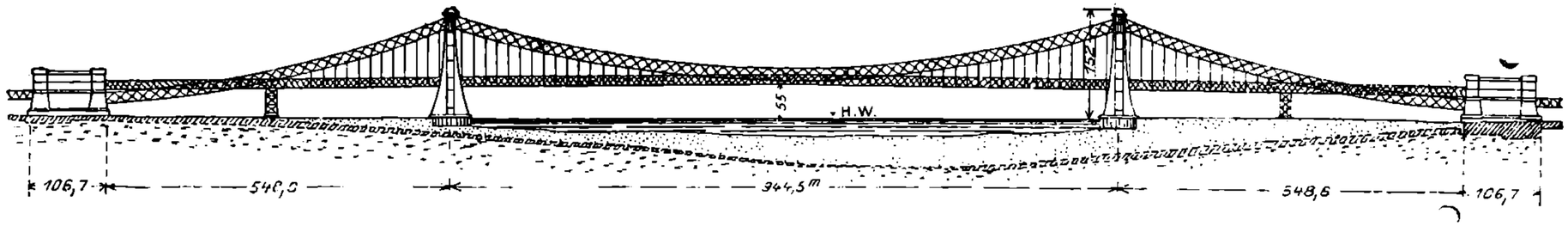
НБ УДУНТ (ДНТ)



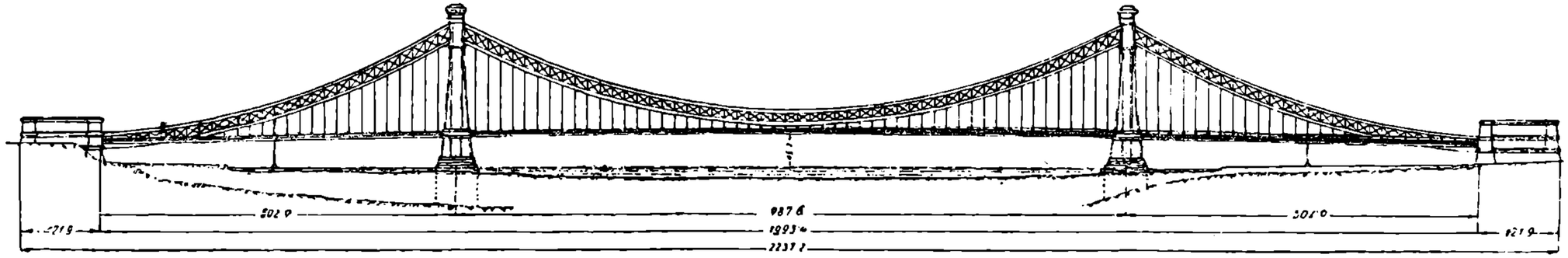
Фиг. 90.



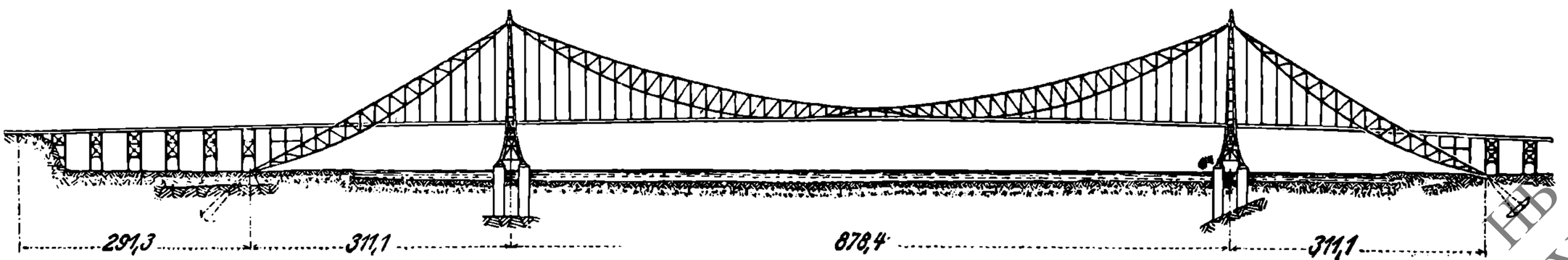
Фиг. 91.



Фиг. 92. — Проект моста через North-River в Нью-Йорке (1885—1896).



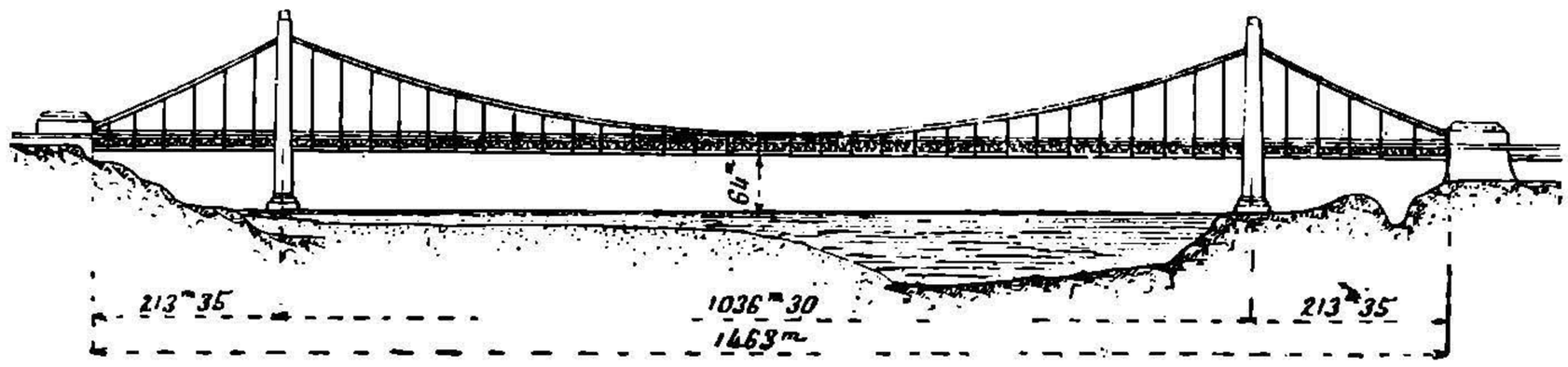
Фиг. 93. — Проект моста через North-River в Нью-Йорке (1921).



Фиг. 94. — Проект моста через Гудзон в Нью-Йорке (1913).

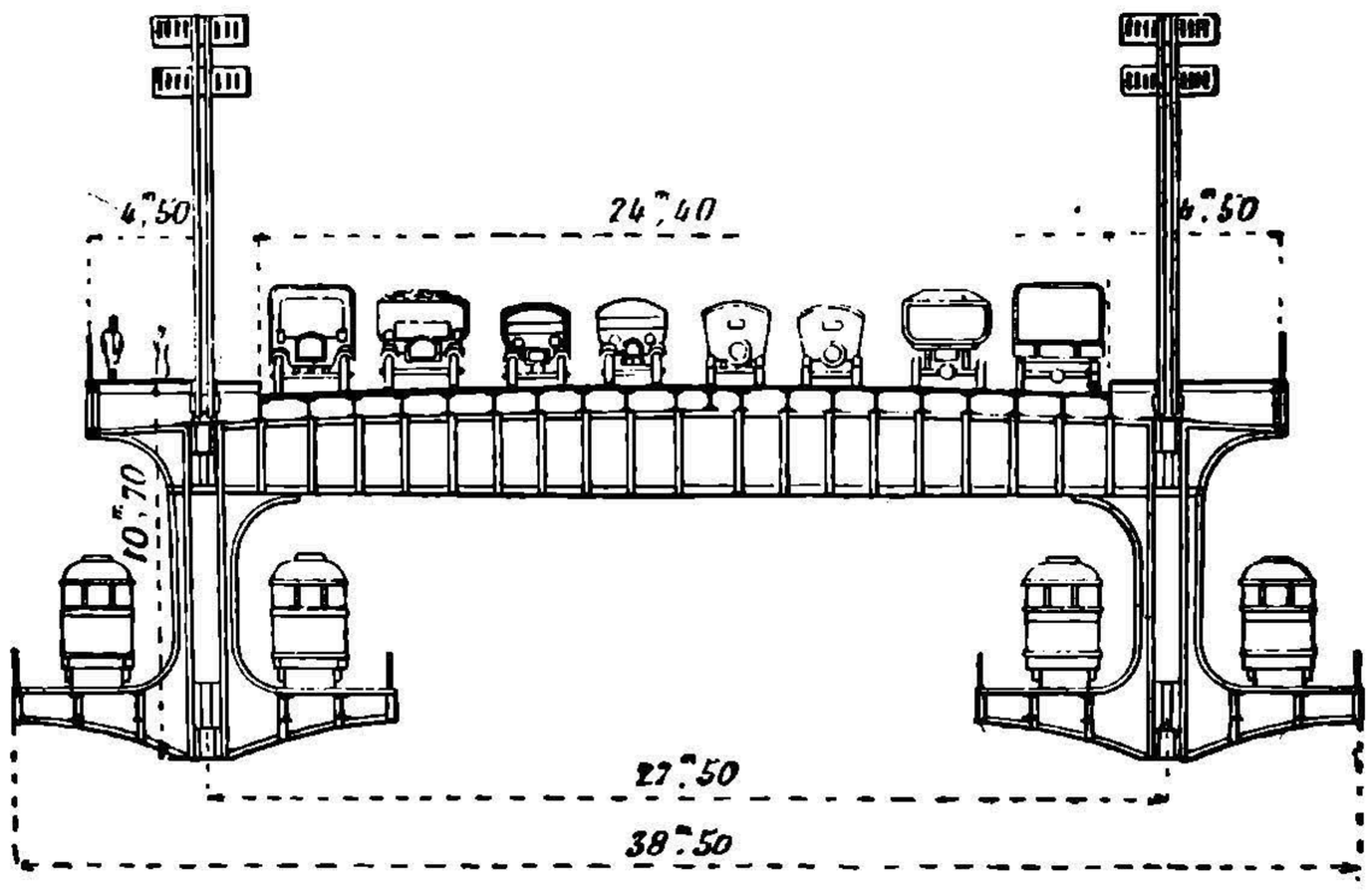
НБ УДУНТ (ДИТ)

жение по мосту предположено в 2 этажа. По верхнему полотну, шириною 33,4 *м* (фиг. 96), предусмотрено движение экипажей в 8 линий и пешеходов по двум тротуарам. Внизу, на консолях, помещаются 4 пути для электрической жел. дороги.



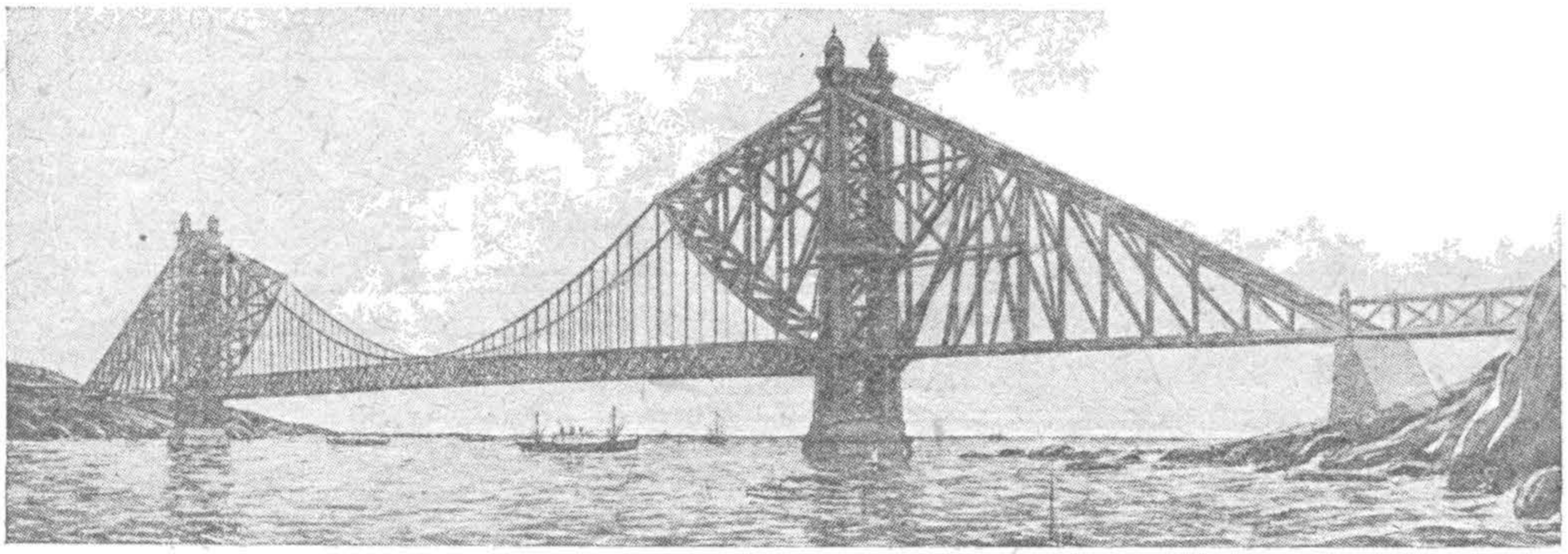
Фиг. 95.—Проект моста через Гудзон (1924).

Балки жесткости находятся под верхним полотном и имеют высоту всего около 10 *м*. В этом проекте вместо обычных кабелей предлагается 4 цепи, по две с каждой стороны моста, из стальных звеньев с проушинами. Сталь, которая может быть упо-



Фиг. 96.—Проект моста через Гудзон (1924). Поперечный разрез.

треблена для них, дает временное сопротивление 80 *кг/мм*². Пилоны имеют высоту 200 *м*, не считая оснований. Металлическую конструкцию пилонов предположено заделать в бетонный массив, что даст более благоприятный вид и предохранит железо от ржавления.



Фиг. 97.—Проект моста в С.-Франциско (1924).

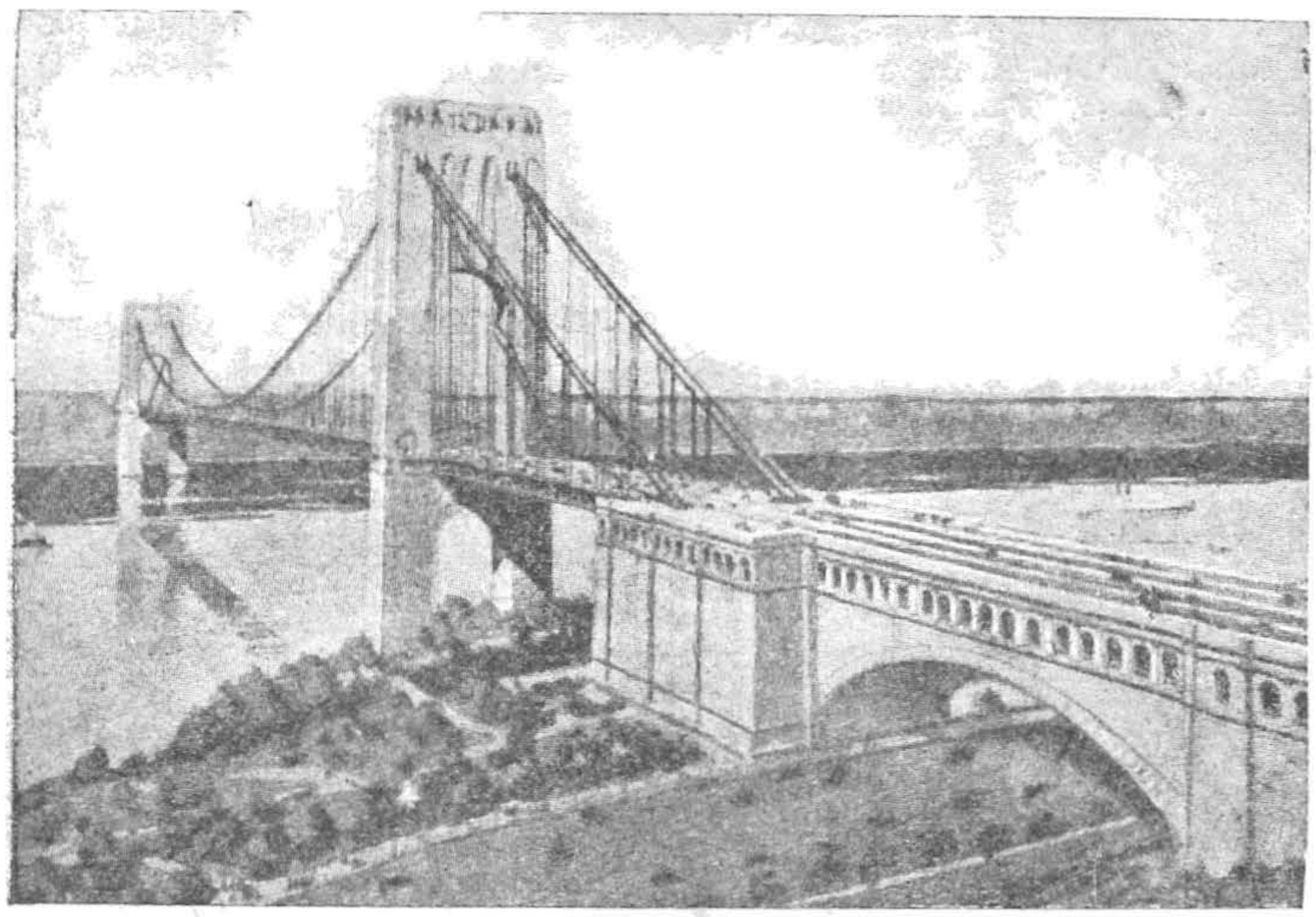
Недавно предложен проект висячего моста через Золотые Ворота в С.-Франциско,[1] со средним пролетом 1220 *м* и боковыми по 403 *м* (фиг. 97). Боковые пролеты

[1] Scientific American, 1924, стр. 258.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

и часть среднего перекрыты консольными фермами, выступающими в средний пролет на 208 *м* от каждого быка. Остающийся просвет в 805 *м* перекрыт кабелями диаметром около 50 *см*. Металлические пилоны имеют высоту 228 *м*. Ширина моста 24,4 *м*, считая между осями ферм. Балка жесткости имеет высоту 18,3 *м*. Стоимость исчислена в 25 000 000 долларов.

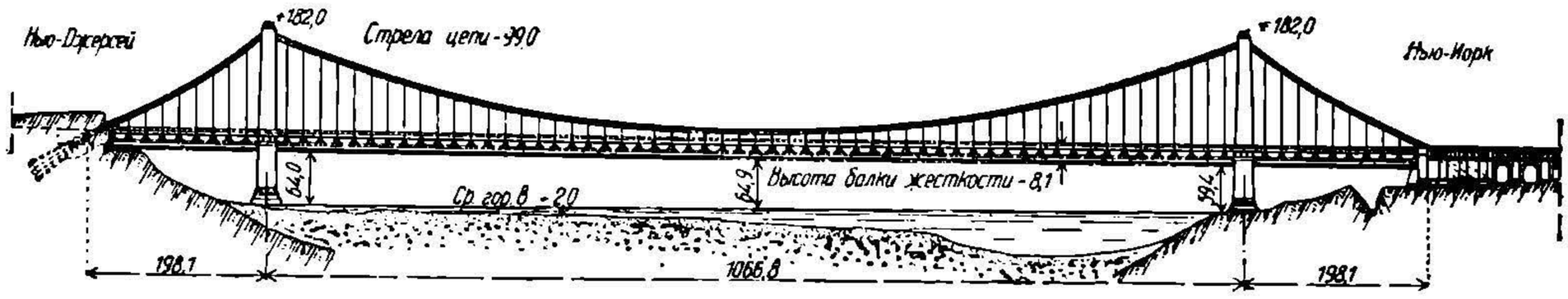
Мост по этому проекту режет глаз своей некрасивой формой. Идея заменить часть среднего пролета консолями в высокой степени нелогична; у консоли верхний пояс растянут, и заменить его кабелем выгодно; излом очертания в точке привеса кабелей требует постановки очень длинных сжатых подкосов с хаотической решеткой. Столь же значительна потеря материала в береговых пролетах. В отношении жесткости консоль даёт лишнюю составляющую прогиба, так как конец подвески цепи будет чувствительно опускаться от изгиба берегового пролета выпуклостью вверх вследствие несоответствующего очертания в виде острого треугольника.



Фиг. 98.

В 1930 г. выпущены уже облигации на 70 миллионов рублей для постройки моста через Золотые Ворота по проекту с пролетом 1280 *м*. К работам должны были приступить весной 1931 г.[1]

В 1927 году приступлено было к сооружению (фиг. 98)[2] величайшего в мире по пролету моста через р. Гудзон в Нью-Йорке, который закончен в 1932 году. Мост имеет пролет 1067 *м*, т. е. ровно одну версту, перекрываемый при помощи четырех кабелей с параллельными проволоками (фиг. 99), Боковые пролеты 186 — 198 *м*. Ширина моста, считаемая между осями балок жесткости (фиг. 100) равна 32,3 *м*. Мост двухъярусный. Верхний ярус отводится под автомобильное движение, причем средняя



Фиг. 99.

полоса шириною 12,19 *м* для грузовиков в 4 линии, боковые полосы шириною по 6,86 *м* отводятся легким быстрым машинам по две линии на каждую полосу.

Нижний ярус сейчас не построен; он будет добавлен позже для четырех путей электрической ж. д.

Просвет для судов оставлен под мостом высотою 60 *м*.

Стрелка кабелей 99 *м*, что составляет 1:10,75 пролета.

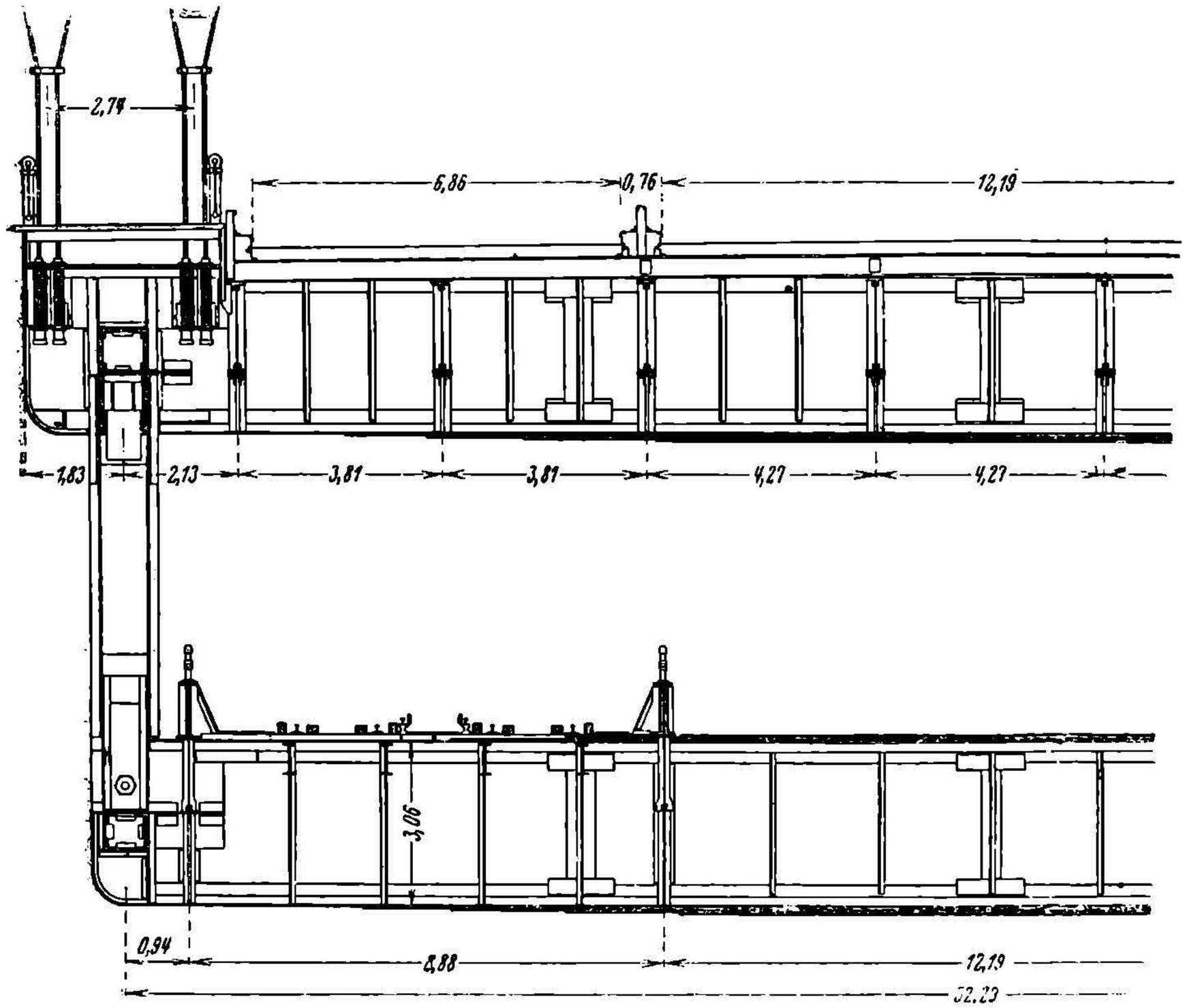
Что касается балок жесткости, то без устройства нижнего яруса, т. е. при наличии только автомобильного движения, они не нужны, так как огромный вес пролетного строения удерживает его от деформации при такой нагрузке. Со временем, при устройстве нижнего яруса, балки жесткости будут поставлены; высота их будет 8,85 *м* или 1:120 пролета.

---

[1] «Eng. News Record» 1931 г., № 6, стр. 246.
[2] «Die Bautechnik» 1929, № 36 (Stahlbau).

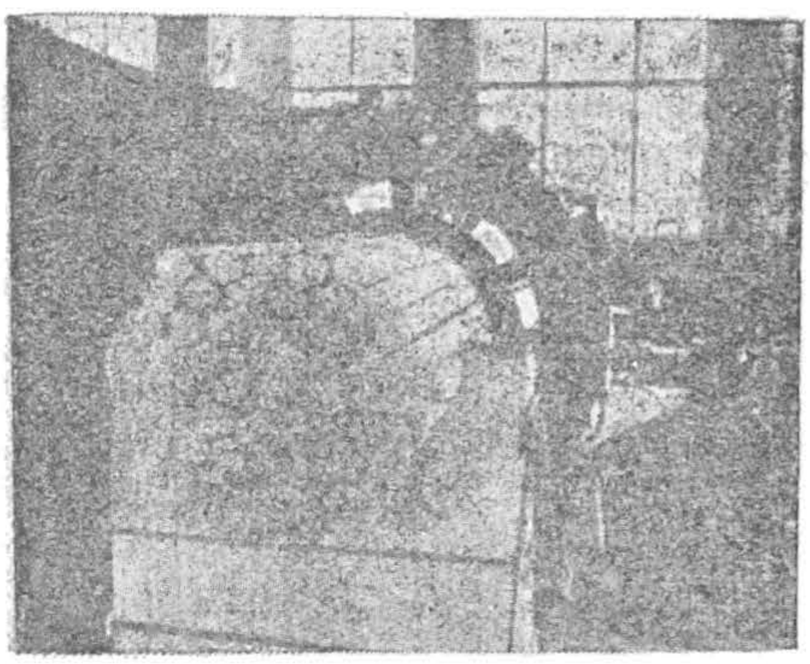
НБ УДУНТ (ДИТ)

Вес пролетного строения на 1 *м* его длины равен 59 *т*, а полная подвижная нагрузка обоих ярусов 11,9 *т*, т. е. около 17% всей нагрузки моста.

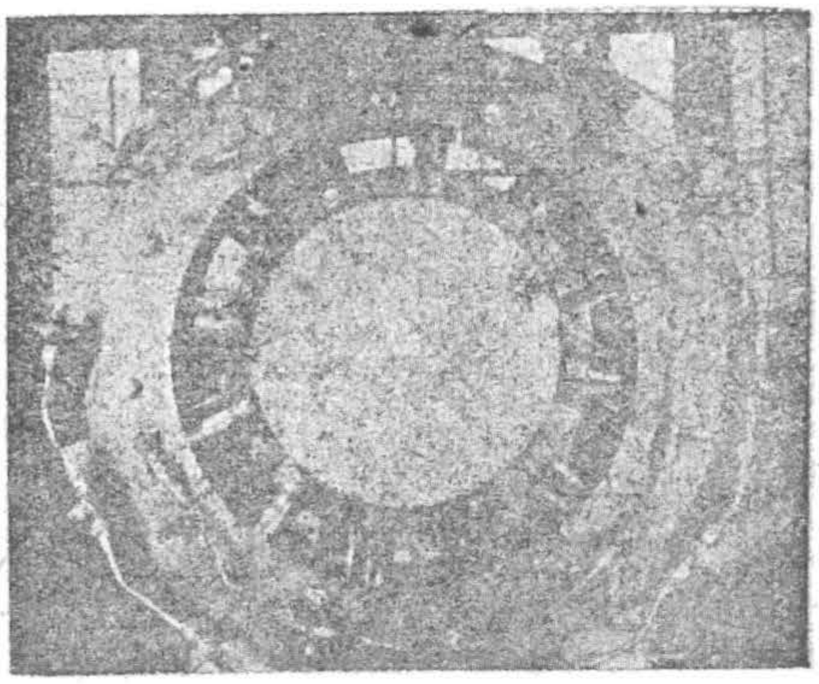


Фиг. 100.

Кабель диаметром 910 *мм* состоит из 61 пряди (фиг. 101), каждая прядь из 434 проволок диаметром около 5 *мм*. Временное сопротивление для проволоки 15 500 *кг/см²*; предел текучести 10 500 *кг*; допускаемое напряжение принято 5 770 *кг/см²*.



Фиг. 101.



Фиг. 102.

Каждая поперечная балка будет подвешена к каждому из четырех кабелей на 4 канатах диаметром 73 *мм*. Высота башни 177 *м*, в фундаменте она заделана жестко, при чем колебания ее вершины на — 12 + 25 *см* будут происходить за счет упругих деформаций. Железные пилоны башни одеты футляром из бетона с гранитной облицовкой. Мост стоит 60 млн. дол. в первой очереди и 75 млн. дол. в полном виде.

В заключение приводим основные данные для наиболее замечательных мостов (таблица 3).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Замечательные висячие мосты.

Таблица 3.

Название моста	Год сооружения	Число пролетов	Величина наиб. пролета l метров	Стрела f метров	$\frac{f}{l}$	Высота балки жесткости h метров	$\frac{h}{l}$	Кабель или цепь
1. Мост через Гудзон . .	1932	1	1067	99	1 : 10,75	8,85	1 : 120	Кабель
2. Мост в Детройте . . .	1929	1	564	62,8	1 : 9	6,70	1 : 84	Кабель
3. Мост в Филадельфии через р. Делавар .	1926	3	533,4	58,5	1 : 9	8,50	1 : 63	Кабель
4. Bear Mountain через р. Гудзон .	1924	1	497,4	—	—	9,14	1 : 55	»
5. Вильямсбургский в Нью-Йорке .	1903	1	487,7	54	1 : 9	12,2	1 : 40	»
6. Бруклинский в Нью-Йорке .	1883	1	486,8	39	1 : 12	5,5	1 : 88	
7. Мост через Гудзон у Poughkeepsie .	1930	3	455,7	—	—	—	—	—
8. Мангатанский в Нью-Йорке .	1911	3	448	45	1 : 10	7,32	1 : 60	»
9. Мост St-Joun .	1931	3	367,8	36,8	1 : 10	5,5	1 : 67	Кабель крученый
10. Мост Mount-Hope .	1929	—	365,8	—	—	—	—	—
11. Мост Florianopolis .	1926	1	339,5	36,6	1 : 9,3	6,7—12,8	1 : 27	Цепь
12. Мост в Цинциннати через Огайо .	1867	3	322	27	1 : 11,8	—	—	»
13. Мост в Кельне через Рейн .	1929	1	315	34,5	1 : 9	6,0	1 : 52	Кабель
14. Мост Елизаветы в Буда-Пеште .	1903	1	290	29	1 : 10	4,7—7,0	1 : 61	Цепь
15. Мост Aramon через Рону .	1901	3	274	31	1 : 9	—	—	Кабель
16. Point-Bridge в Питсбурге .	1877	1	244	26,8	1 : 9,1	—	—	Цепь, арка.
17. Мост в Вернезоне через Рону .	1902	1	233 (166)	11,0	1 : 15	1,26	1 : 180	Кабель
18. Мост Clifton близ Бристоля .	1864	1	214	21,4	1 : 10	—	—	—
19. Старый мост в Буда-Пеште .	1845	3	202,4	14,6	1 : 14	3,0	1 : 70	Цепь.
20. Joun-Niévroz через Рону .	1904	1	200 (131)	22,0	1 : 9	2,5	1 : 80	Кабель.
21. Мост в Кёльне, через Рейн .	1915	3	184,5	18,5	1 : 10	3,2	1 : 58	Цепь.
22. Мост через пролив Menai . .	1826	1	176,5	15,3	1 : 11,6	—	—	»
23. Мост Bonhomme через р. Blavet .	1905	3	160 (91)	18,0 (7,0)	1 : 9 (1 : 13)	1,25	1 : 128	Кабель.
24. Мост в Бреславле через Одер .	1909	1	114 (126)	12,6	1 : 10	3,0	1 : 36	Кл. цепь.
25. Мост в Любеке (Mühlentorbrücke) .	1899	3	41,8	5,7	1 : 7,3	1,3	1 : 32	» »
26. Мост в Лангенаргене . .	1898	1	72	9,0	1 : 8	2.0	1 : 36	Кабель.
27. Мост через р. Марх (Napagedl) .	1910	3	36	4,0	1 : 9	1,7	1 : 21	Кл. цепь.

НБ УДУНТ (ДИТ)

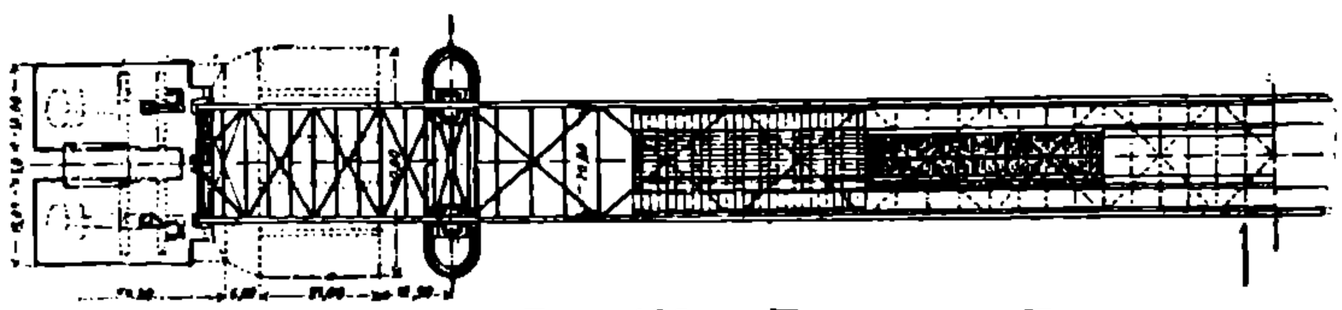
ГЛАВА ВТОРАЯ КОНСТРУКЦИЯ.

§ 1. ЦЕПНЫЕ МОСТЫ.

5. Мост Елизаветы в Буда-Пеште. — Этот мост (общий вид см. фиг. 56, стр. 239) перекрывает реку Дунай одним пролетом 290 *м*, считая между осями пилонов (фиг. 103 и 104), который представляет один из наибольших по величине пролетов, перекрытых до сего времени цепным мостом. Набережные проходят под удерживающими цепями и занимают два береговых пролета по 44,3 *м*.

Выбор большого пролета оправдывается удобствами судоходства и наличием рядом двух других мостов: старого цепного трехпролетного моста и консольного моста Франца-Иосифа, имеющего также три пролета, с очертанием верхнего пояса по цепной линии; нужно было избежать однообразия.

Ездовое полотно имеет ширину 11,0 *м* (фиг. 105), два тротуара по 3,50 *м*. У порталов над быками тротуары суживаются до 2,80 *м* выступающими пилонами. Расстояние между перилами—18 *м*, между осями балок жесткости и цепей —20 *м*.



Фиг. 103. — План моста Елизаветы.

Мостовое полотно имеет продольный профиль на протяжении средних 100 *м* по параболе, от которой оно затем спускается к берегам с уклоном 1:37. Поперечный уклон полотна — 1:40, тротуаров —1:70. У тротуаров проложены пути трамвая с подземной проводкой тока.

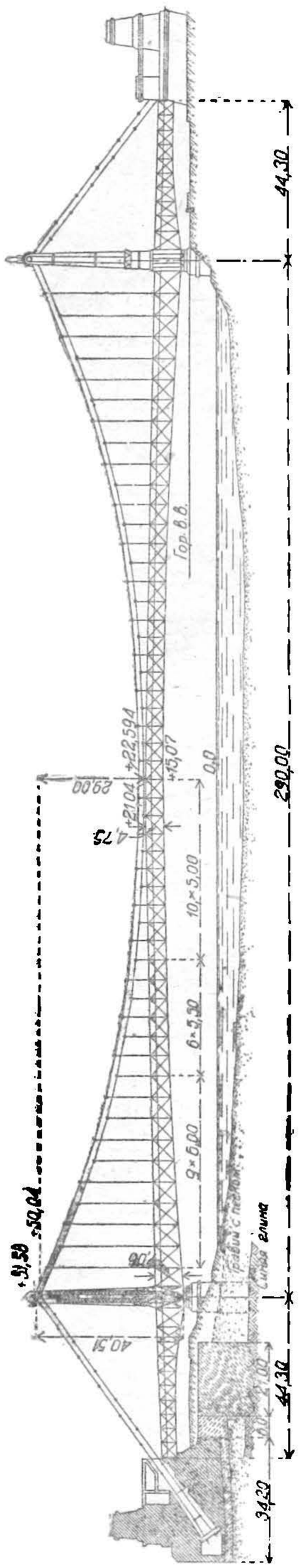
Быки имеют размеры в основании 40 × 9,3 *м* (фиг. 104 и 106); основания опущены на одном берегу на глубину 9,08 м, а на другом — на 5,5 *м*, при помощи кессонов и состоят из двух отдельных массивов под каждым быком.

Устои (фиг. 106) были спроектированы в виде парных массивов с гранитной облицовкой. На Пештском берегу грунт состоял из хряща с прослойками слабого наноса. На глубине 5,7 *м* от нуля (меженний горизонт реки) залегает плотная голубая глина. Устои решено было заложить в открытых котлованах со шпунтовым ограждением, забитым до глины. Подошва бетонной подушки заложена на глубине 4 *м* от нуля. Работы были произведены без затруднений. Под Оффенским устоем оказалась скала на глубине 2 *м*. Котлован два раза был залит водой из горячих источников, выходивших из скалы со значительным напором. Первый раз вода прорвалась из буровой разведочной скважины; второй раз—из каверны в дне котлована. В последнем случае для заглушения источника потребовалось применение кессона, при весьма тяжелых условиях работы в кессоне; был момент, когда строители думали о невозможности заложить здесь устой. К закладке оснований опор было приступлено в марте 1898 года; устройство опор было закончено к началу 1901 года. Ранней весной было приступлено к сборке цепей. К осени цепи были поставлены на подмостях по всей длине моста, перед ледоходом подмости были убраны, а сборку балок и проезжей части продолжали на весу, при помощи установленных цепей.

Когда около 60% пролетного строения было собрано, замечены были, благодаря производившимся все время наблюдениям, небольшие смещения Оффенского устоя; подвижка происходила на 1 *мм* в сутки и достигла уже величины 36 *мм*, когда были найдены причины ее и приняты меры для устранения смещений.

Дело оказалось в том, что для сохранения анкерных камер в сухом виде, в бетонной подушке устоев была положена изоляция из слоя асфальта толщиной 2 *см*.

НБ УДУНТ (ДГТ)

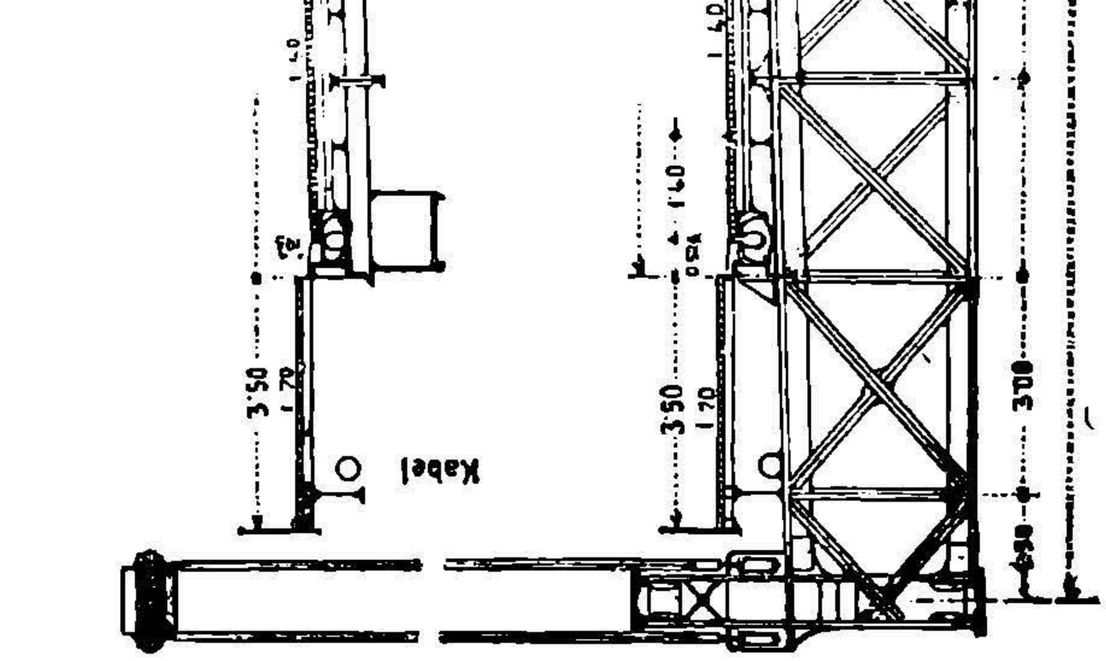


Фиг. 104.—Схема моста Елизаветы.

параллельно подошве устоя, во всю его площадь. Под действием горячих источников асфальтовый слой Оффенского устоя размягчился и тем дал возможность устою двигаться.

Для укрепления обоих устоев были заложены промежутки между парными массивами; по слою асфальта при помощи штолен устроены шпонки из гранитной кладки; построены были добавочные передние массивы, причем заложение каждого из них произведено при помощи 5 кессонов, расположенных в ряд поперек моста. Наконец, для увеличения веса массивов были построены под статуи пьедесталы, начиненные чугуном. Средства эти оказались действительными.

Пролетное строение состоит из цепей, расположенных по две с каждой стороны моста, одна под другой, на рас-



Фиг. 105.

стоянии 1,5 *м*, подвесок, балки жесткости, проезжей части и связей.

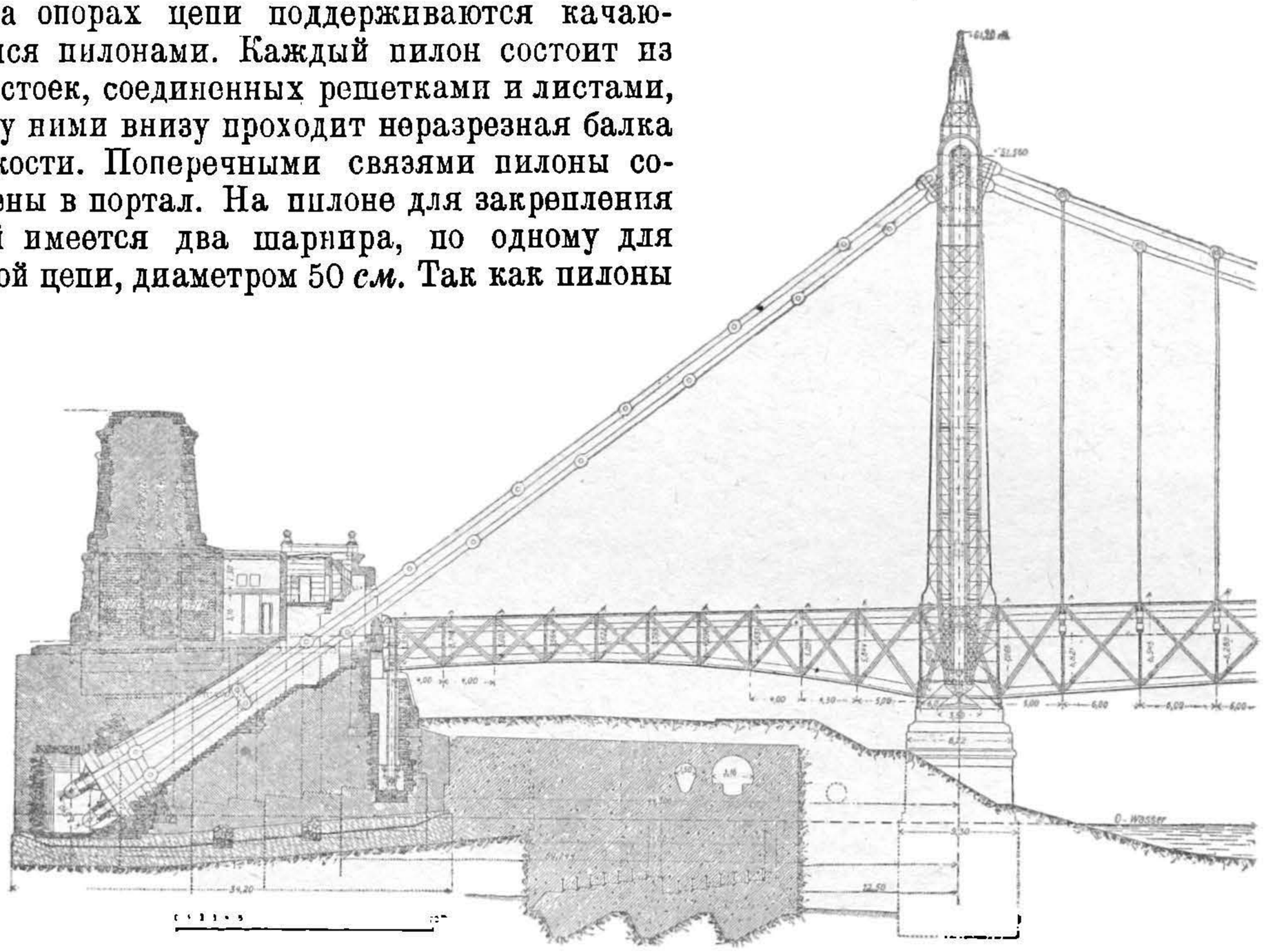
При температуре + 10° пролет цепи точно равен 290 *м*, а стрелка — 29,0 *м*. Горизонтальное расстояние от оси пилона до заделки цепи 69,24 *м*. Цепные звенья соединены друг с другом болтами, к которым подвешены подвески, поддерживающие поперечные балки. Балки поддерживаются то одной цепью, то другой поочередно.

Каждое звено цепи состоит попеременно из 19 или 20 вертикальных полос, шириною 400 — 800 *мм*, толщиною 15 — 25 *мм* и длиной до 14,61 *м*, считая между осями болтов. Диаметр болтов от 30 до 50 *см*. По техническим условиям требовалось, чтобы дыры для болтов были больше диаметра болтов лишь на 1 *мм*, при неточности обработки не больше 0,5 *мм*. В длине звеньев допускалось отклонение не больше 3 *мм*.

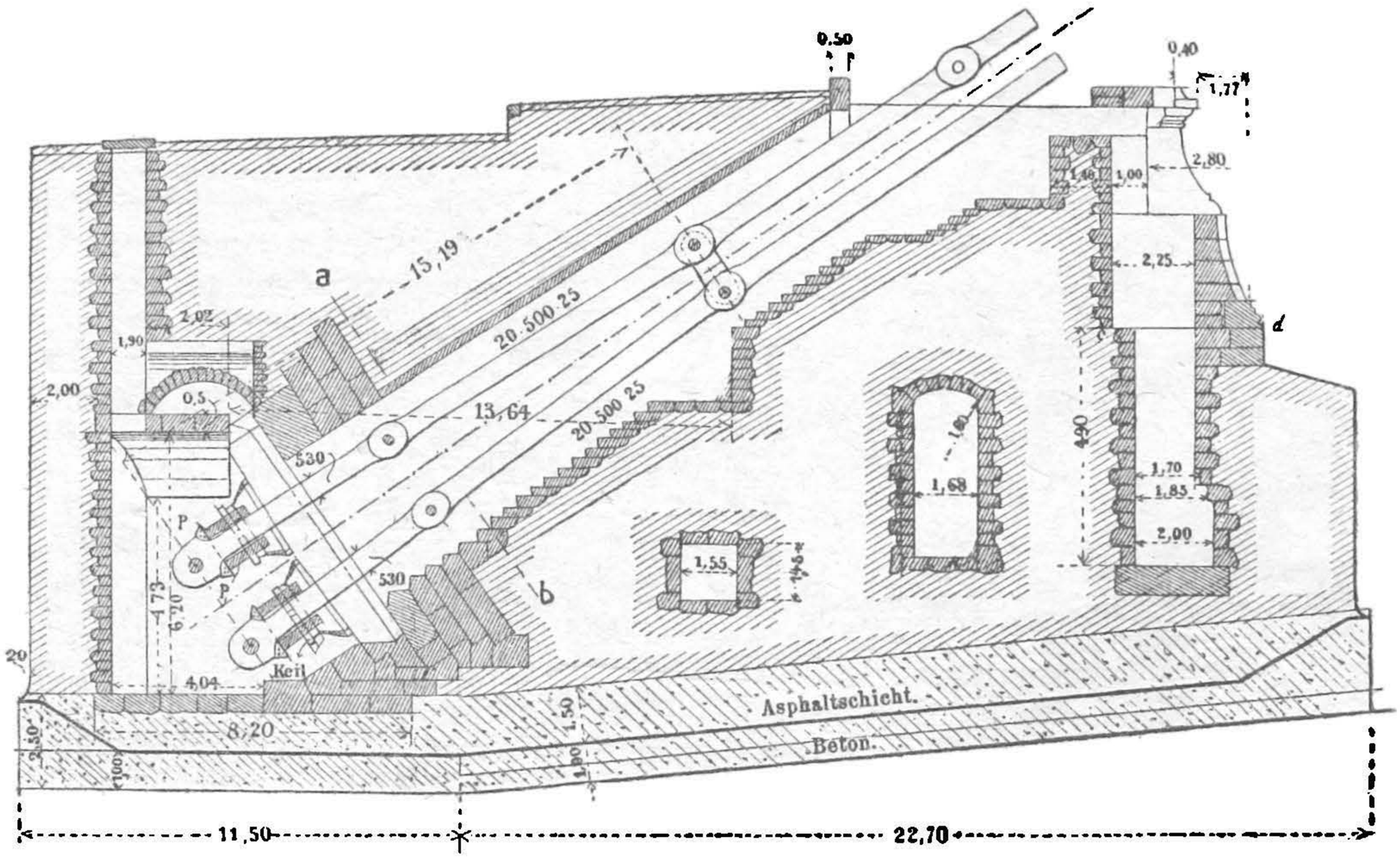
НТБ УДУНТ (ДИТ)

Концы цепи закреплены в устое следующим образом (фиг. 107—109). На последний болт цепи между полосами звена вставлены прокладки с заплечиками, которыми последнее звено цепи упирается в две анкерные балочки из кованой стали; балочки через клинья опираются на стальные подушки, похожие в разрезе на рельс Виньоля.

На опорах цепи поддерживаются качающимися пилонами. Каждый пилон состоит из двух стоек, соединенных решетками и листами, между ними внизу проходит неразрезная балка жесткости. Поперечными связями пилоны соединены в портал. На пилоне для закрепления цепей имеется два шарнира, по одному для каждой цепи, диаметром 50 *см*. Так как пилоны



Фиг. 106.



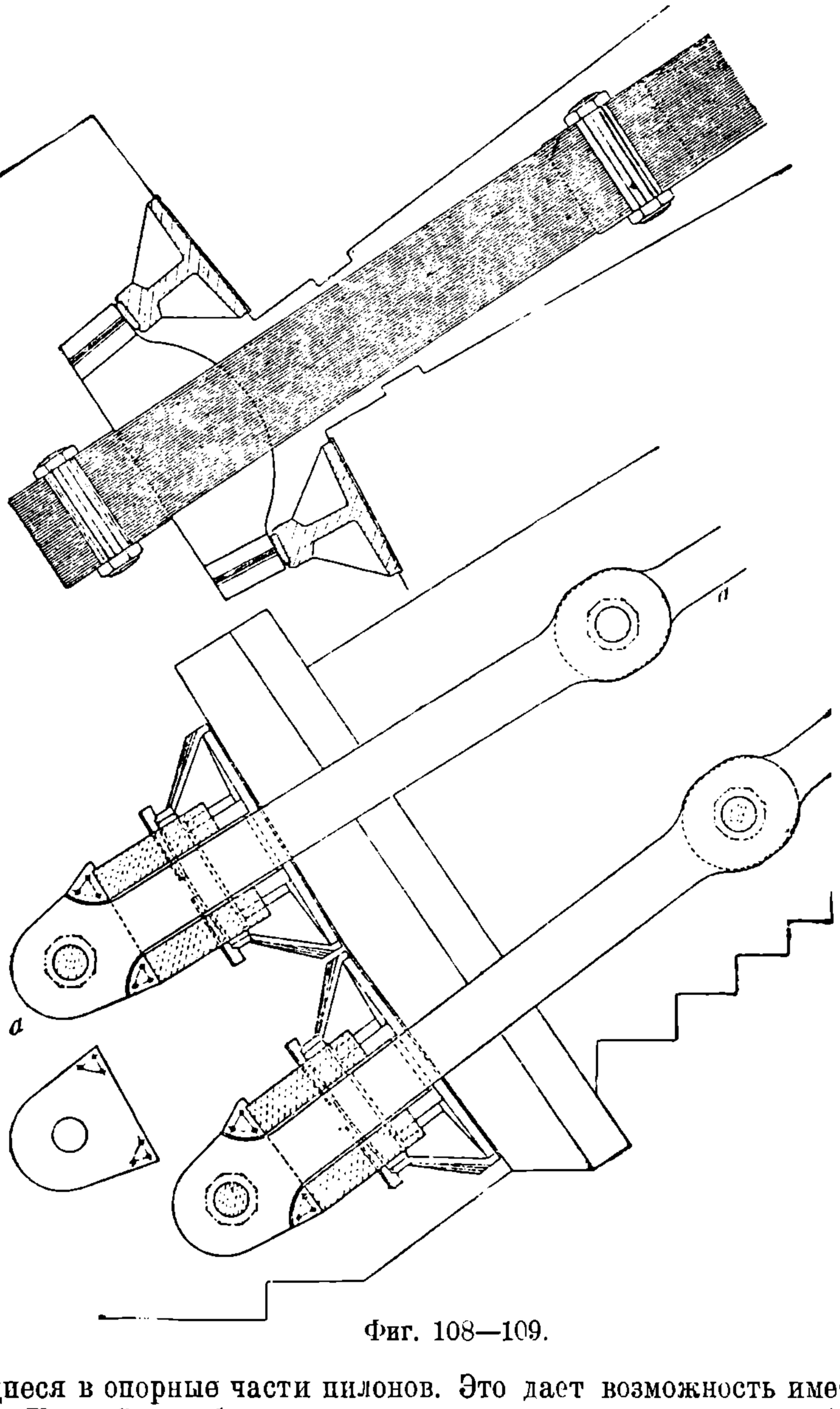
Фиг. 107.

качаются, главным образом, от колебаний температур, от —25° до + 45°, на 23 *мм* в ту и в другую стороны (при +10° пилоны вертикальны), то звенья при этом должны на шарнирах вращаться с большим трением, что могло бы повлечь изнашивание частей. Чтобы устранить это явление, на болты надеты особые широкие и короткие звенья,

УГЛУНТ (ДІТ)

нижние концы которых подперты подкосами, упирающимися в пилон. Здесь дано сочленение цепи не при помощи болта, а при помощи двух вкладышей, могущих покачиваться один на другом (вроде тангенциальной опоры) с трением второго рода, а не первого.

Ферма жесткости имеет четыре опоры—на каждом устое и на быках. Ее верхний пояс очерчен параллельно полотну и возвышается над ним всего на 1,25 *м*, не закрывая вида на реку. Нижний пояс очерчен по параболе. Высота фермы в середине 4,75 *м*, на быках 70, *м*, на устоях 3,58 *м*. Длина панели фермы жесткости в среднем пролете 6,0 *м*, в крайних по 4,0 *м*.



Фиг. 108—109.

Опора фермы над быками устроена (фиг. 110 — 112) при помощи качающихся стоек, верхним концом надетых на шарнир, укрепленный в ферме, а нижним — на шарниры, заделанные в ногах пилона. Такая опора способна принимать как положительную, так и отрицательную реакции и позволяет ферме иметь продольные перемещения. Чтобы шарнир не вращался, его тело имеет четыреугольную форму, закруглены лишь шейки. Вкладыши и подтяжные болты дают возможность держать шарниры всегда с плотным касанием.

На устое балка жесткости опирается тоже при помощи качающейся колонны, опущенной в шахту (фиг. 113—114). Отрицательная реакция передается устою при помощи анкерных горизонтальных балок.

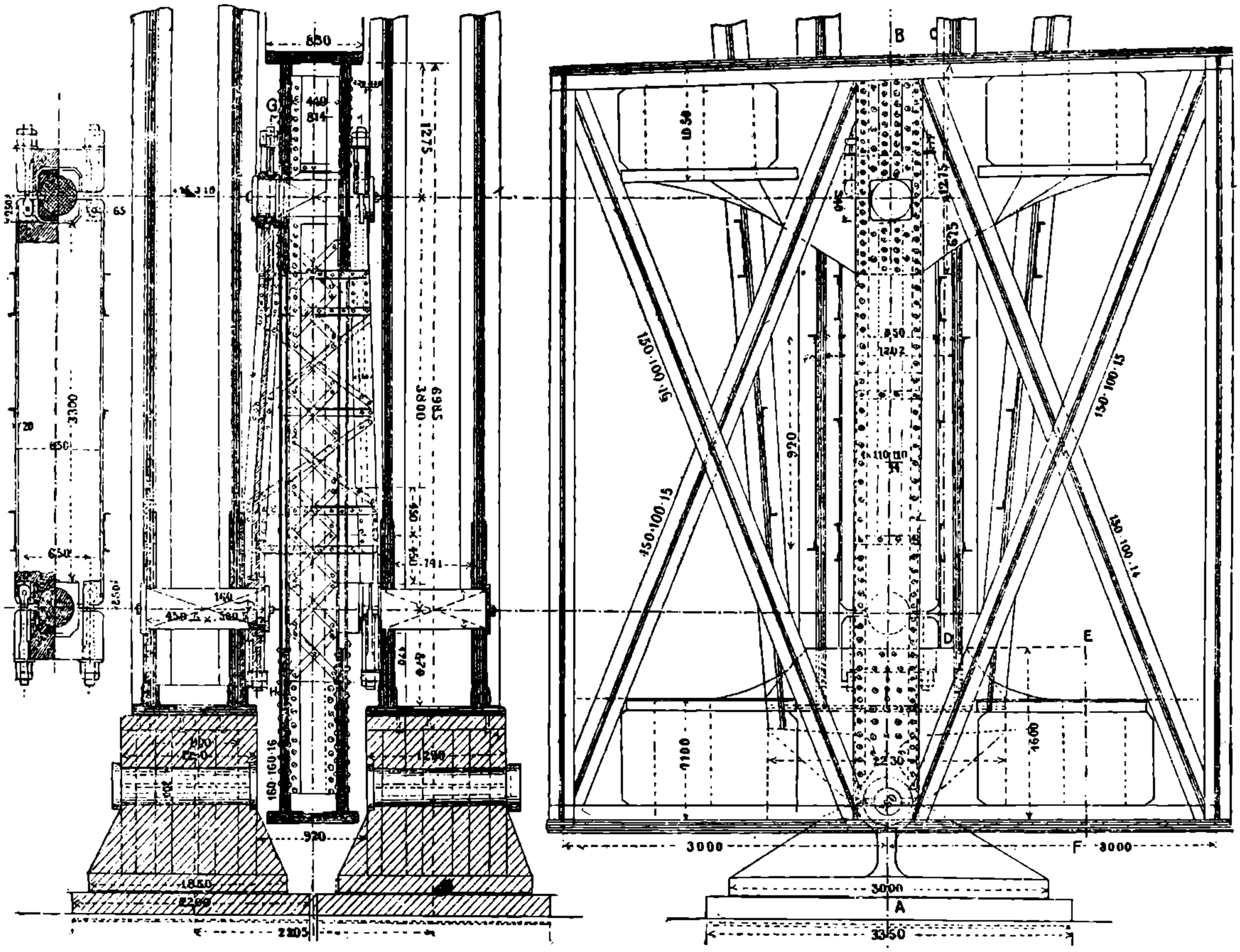
Горизонтальные связи находятся в плоскости нижних поясов ферм жесткости и составляют неразрезную ферму на 4 опорах. На опорах диагонали связей сведены в одну точку; на устоях эти точки имеют упор против бокового сдвига. На быках опора передает давление на качающиеся горизонтально распорки, упирающиеся в опорные части пилонов. Это дает возможность иметь продольные перемещения.

К стойкам балок жесткости прикреплены сквозные (фиг. 115) поперечные балки высотой 2,5 *м*, верхний пояс которых очерчен параллельно поперечному профилю полотна. В узлах они поддерживают семь продольных балок первого порядка. Под тротуарами на продольных балках расположены прокатные поперечные балки; по последним уложено волнистое железо, покрытое слоем бетона, сверх которого сделан слой асфальтовой выстилки. Под ездовым полотном на продольных балках укреплены вспомогательные поперечные балки из прокатного железа, по ним уложены продольные балки второго порядка, поддерживающие железо Зоре. Настил из Зоре покрыт асфальтовым (водонепроницаемым) бетоном, поверх которого уложен двойной досчатый настил толщиной по 2,5 *см*, а на последнем — торцовая мостовая, толщиною 12 *см*.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

На фиг. 115 приведена конструкция подвешивания поперечных балок к цепи. Подвеска состоит из четырех швеллеров, на нижних концах их зажаты листы высотой 40 *см*, с трубками на концах. К стенке поперечной балки при помощи уголков прикреплены такие же листы с трубками. В трубки пропущены стержни толщиною 64 *мм*, с нарезкой на концах. Вращая гайки, можно регулировать длину подвесок и точно поставить балки на надлежащий уровень.

Для изготовления цепи применена прокатная сталь с временным сопротивлением 5 000 *кг/см*^{2} при удлинении в 20%. Допущено напряжение 1400 *кг/см*^{2}. Болты — из такой же стали, на срезывание допущено 850 *кг/см*^{2}, на изгиб — 1 500, на смятие в дырах — 2 200. Фермы жесткости, балки проезжей части, портал — из литого железа.



Фиг. 110—112.

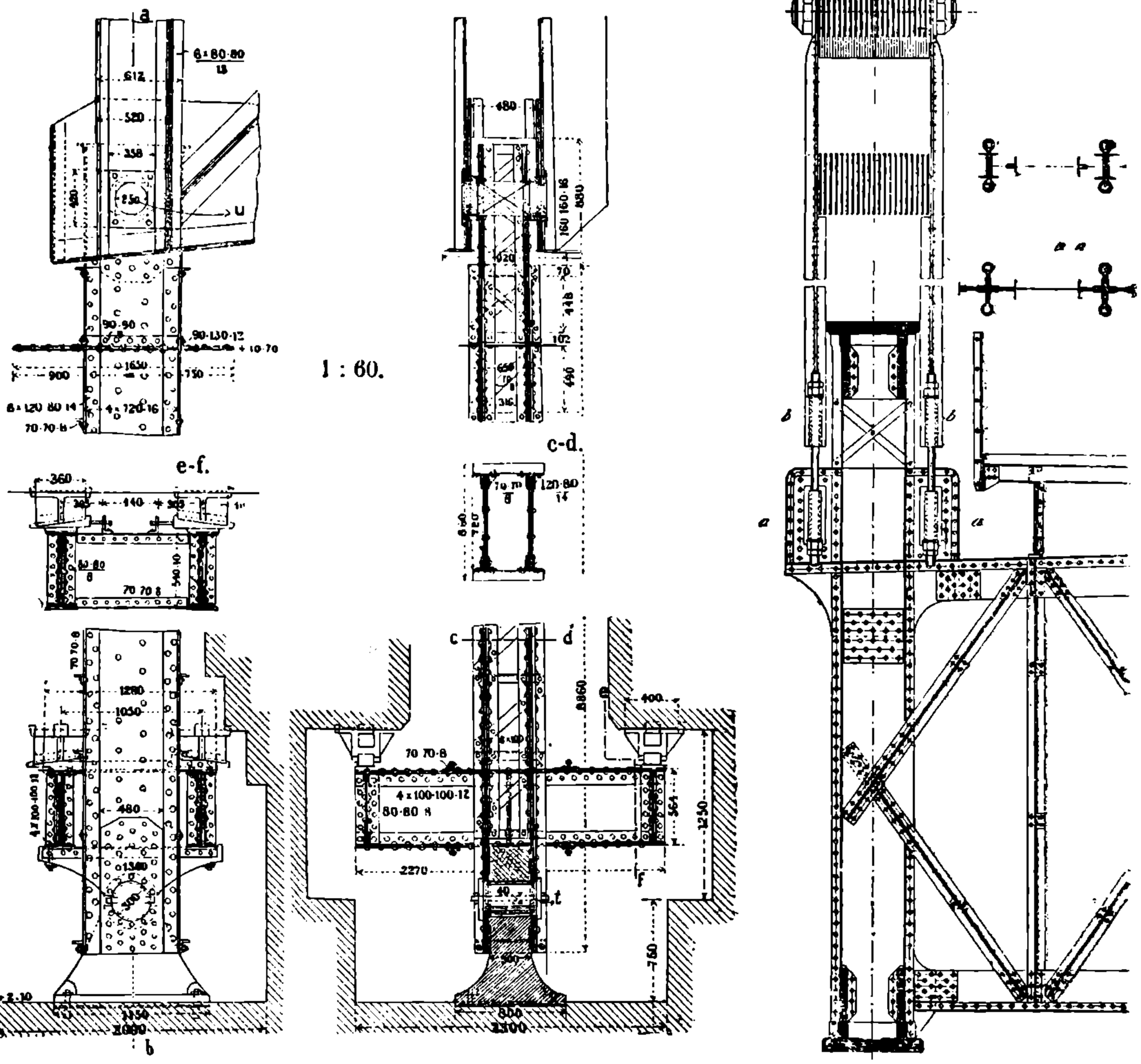
Цепи и балки жесткости запроектированы на нагрузку в 450 *кг/м*^{2} от толпы и 250 и 150 *кг/м*^{2} от ветра. Для проезжей части, кроме толпы, учтено прохождение двух фур по 16 *т*.

Вес цепей с шарнирами составил 4 393 *т*. В порталах литого железа 2 082 *т*. В формах жесткости, проезжей части и в связях 3801 *т*. Опорные части — стальное литье и чугун — 589 *т*. Мост стоил около 11 миллионов марок.

Из особенностей в производстве работ следует отметить следующее. Полосы цепи были изготовлены вырезыванием звена с проушиной из прямоугольного листа, что дало до 40% потери материала. Но этим обеспечивалась прочность проушин, однородность звена.

При испытании моста расчетной нагрузкой на протяжении $^2/_3$ среднего пролета, прогиб середины оказался 280 *мм*, что составляет $^1/_{1033}$ пролета. От изменений температуры на каждые 10° середина моста опускается или подымается на 83 *мм*. На всю амплитуду колебания температуры в 70° уровень моста в середине колеблется на 581 *мм*.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 113—114.

Фиг. 115.

6. Мост через Рейн в Кёльне. — Схема этого моста и план полотна приведены на фиг. 116—117. Пролеты: 92,23 + 184,46 + 92,23 *м*. Ширина ездового полотна 11,20 *м*, ширина каждого из тротуаров по 3,5 *м*; против пилонов тротуары сжимаются до 3,0 *м* (фиг. 118). Расстояние между осями ферм 19,10 *м*. Продольные уклоны полотна на мосту 2,5%, сопрягается в середине параболой на протяжении 67 *м*.

Балка жесткости — сплошная, коробчатого сечения — представляет неразрывную систему в три пролета; принимает распор цепи, работая на сжатие.

Речные быки заложены (фиг. 119—120) на слое хряща при помощи железобетонных кессонов легкого типа на глубине 12,4 *м* от межени. Размеры кессона 34 × 9,5, при высоте 7.0 *м*. Вес 1034 *т*, или 3,2 *т* на кв. метр его площади, или 0,46 *т* на куб. метр объема.

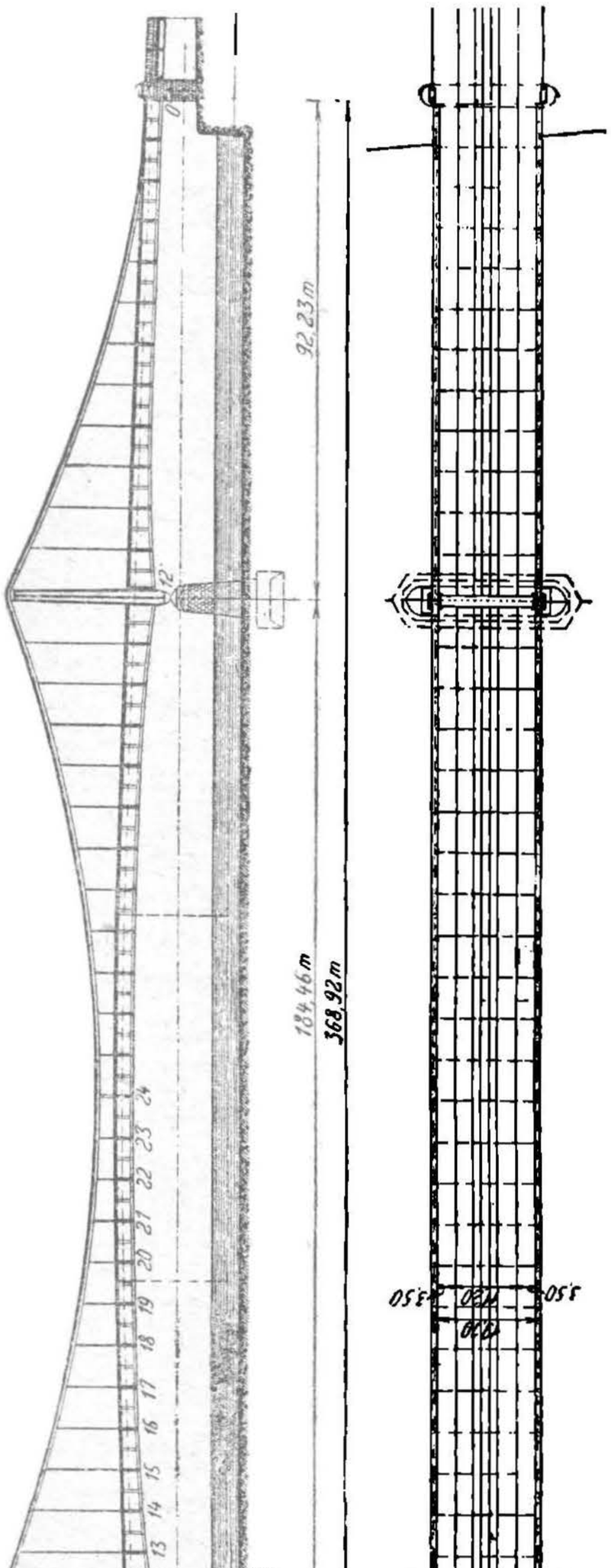
Кессоны были приготовлены на месте опускания на свайных подмостях и опущены на дно при помощи 22 подвесок. В предположении равномерного натяжения подвесок, нагрузка на каждую составила 47 *т*.

Тело быков состоит из бетона состава 1 : 10, облицованного ниже низкого горизонта базальтом, а выше — известковым камнем. Подферменные камни — из гранита, под ними прокладные ряды из базальта, а дальше — бетон состава 1 : 8.

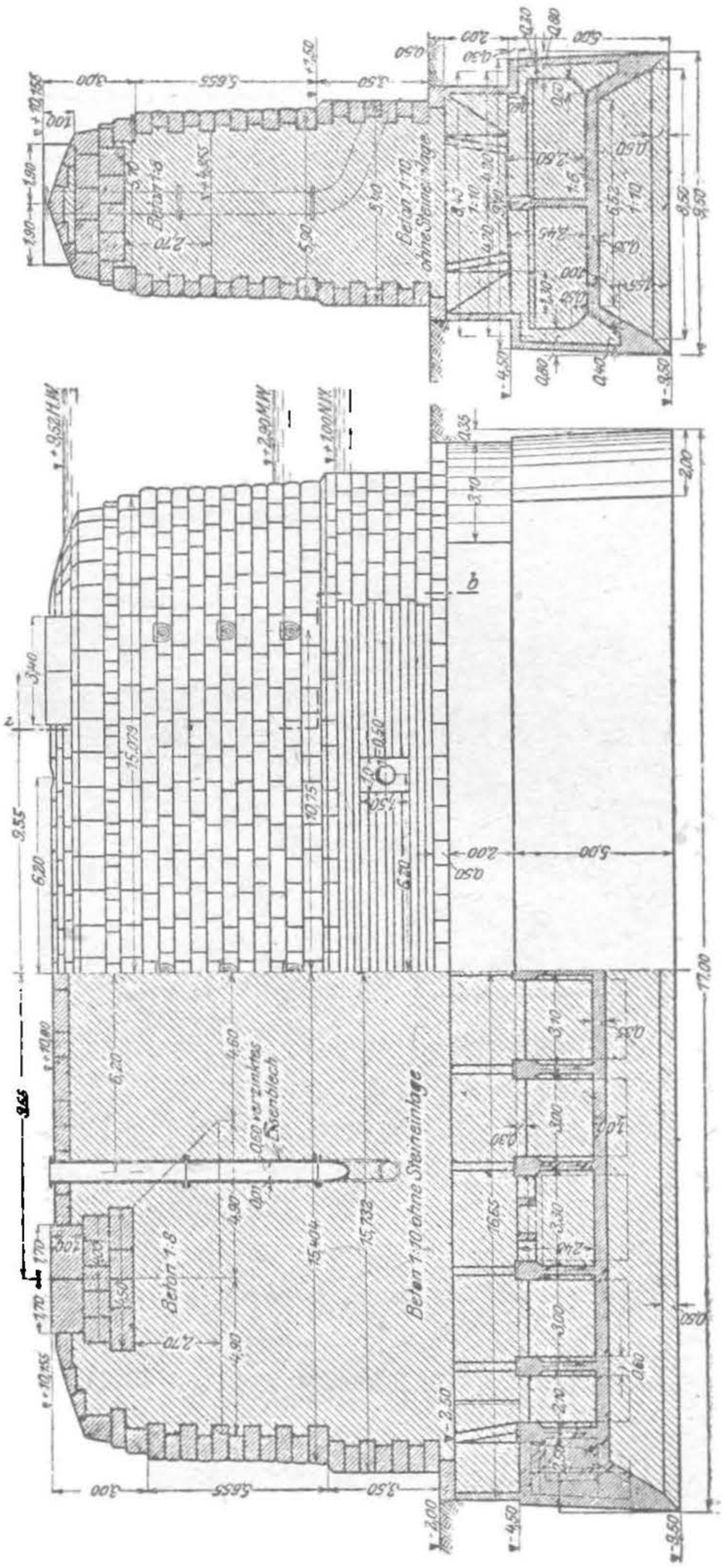
Для отвода дождевой воды с полотна моста применена очень рискованная комбинация; вода отводится через кладку быков двумя трубами диаметром 60 *см* в каждом быке; трубы железные, оцинкованные; устье имеют ниже низкого горизонта воды.

НБ УДУНТ (ДИТ)

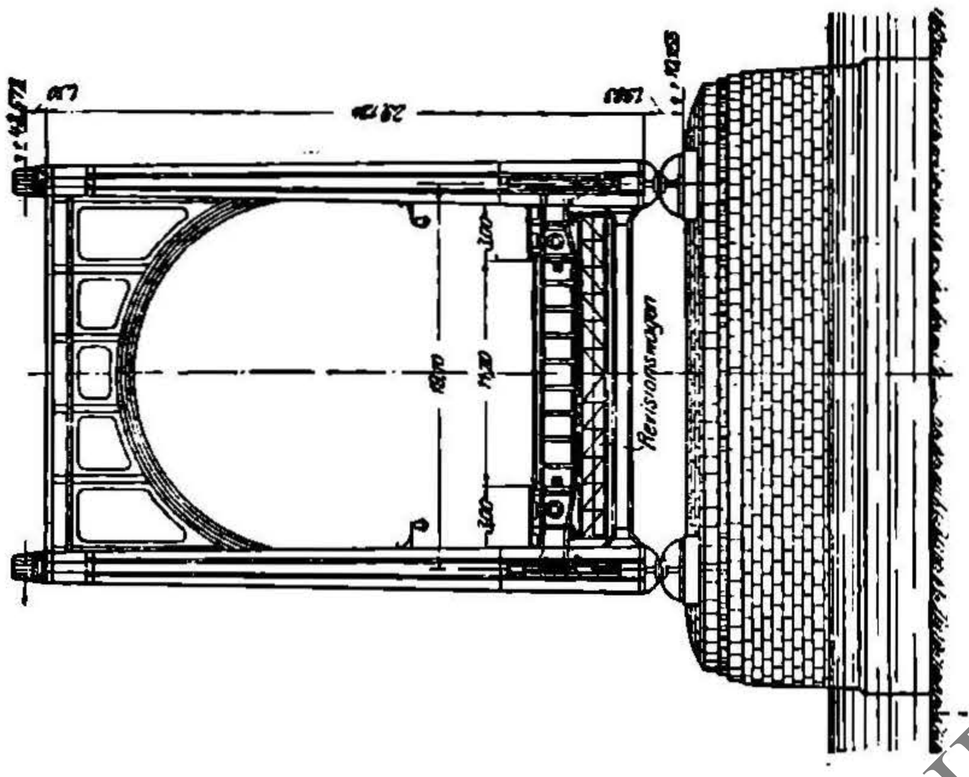
Каждая опора пролетного строения передает на бык давление 3 914 *m* и горизонтальную силу (от ветра, поперек моста) 86 *m*. Напряжения в опоре следующие: на



Фиг. 116—117.



Фиг, 119—120,



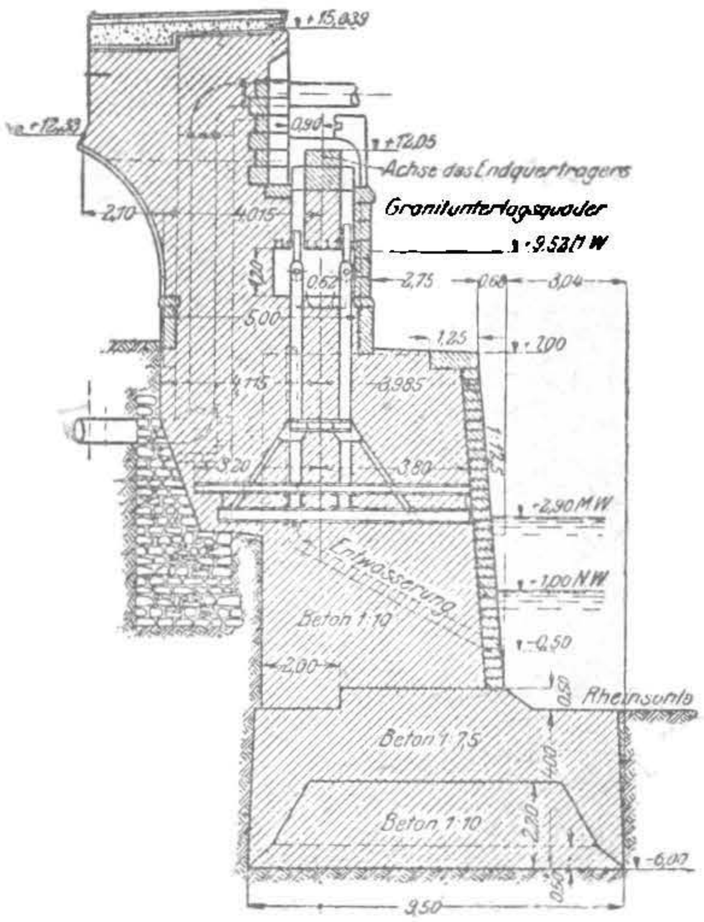
Фиг. 118. — Поперечный разрез Кёльнского моста,

подферменник — 53,5 *кг/см²*, на прокладные ряды — 34,2 *кг/см²*, на бетон состава 1:8 приходится 21,7 *кг/см²*, на бетон состава 1:10—11,9 *кг/см²* и на грунт—5,2 *кг/см²*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Устои (фиг. 121) также заложены при помощи железобетонных кессонов на глубине 8,9 *м* ниже межени. Они принимают давление береговых сводов пролетом 24 *м* и положительную (133 *m*) или отрицательную (412 *m*) реакции опор пролетного строения.

Проезжая часть состоит: из поперечных балок (фиг. 123) с пролетом 16,1 *м*, расставленных по длине моста, как и подвески, на расстоянии 7,59 *м* друг от друга, за исключением балок, смежных с пилонами, которые поставлены на расстоянии 8,74 *м*; из продольных прокатных двутавровых балок высотою 610 *мм*, расположенных в расстоянии 1,3 *м* друг от друга; железа Зоре № 11, высотой 110 *мм*, уложенного поперек моста с расстоянием между осями 300 *мм*, поверх которого находится слой бетона с хрящем, толщиною 8 *см* над верхом Зоре. По бетону дан слой асфальта 25 *мм* толщины и торцовая мостовая высотой 100 *мм*. Трамвайные рельсы уложены на Зоре, с прокладкой кожаных подкладок толщиной 7 *мм*. Рельсы окружены асфальтом.

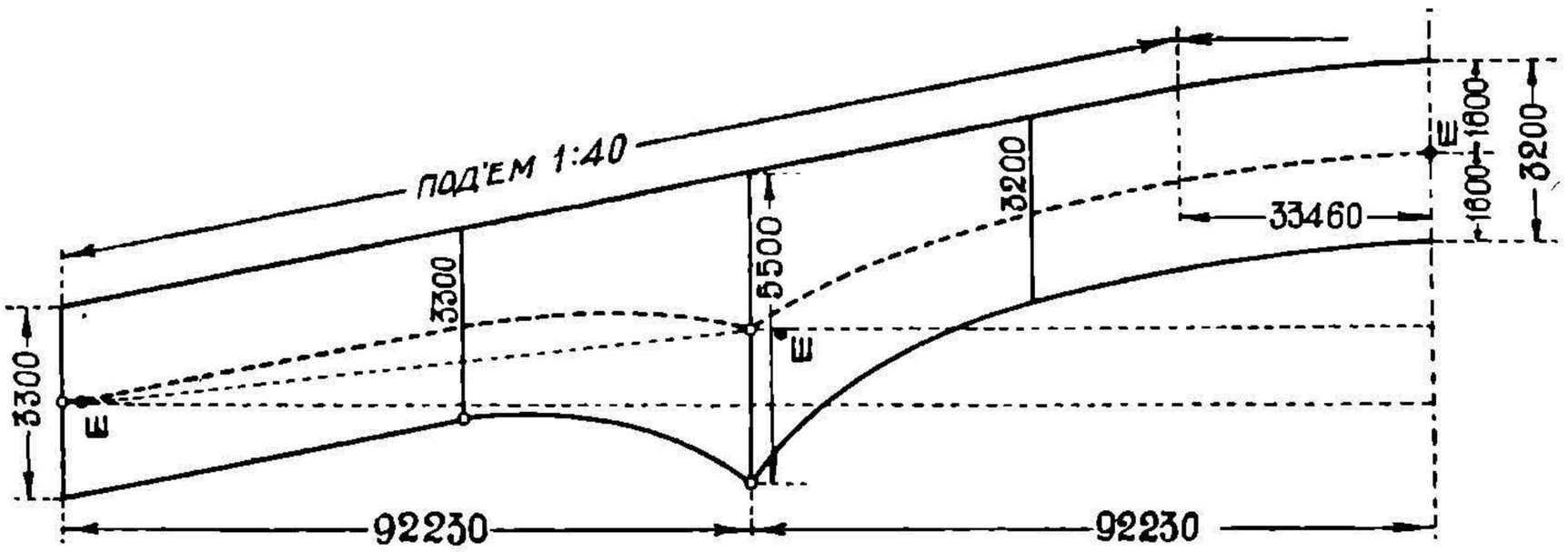


Фиг. 121.

Полотно тротуара состоит из слоя асфальта толщиною 25 *мм*, лежащего на слое бетона толщиною 50 *мм*; бетон уложен по Зоре № 6, высотою 60 *мм*, расположенным в расстоянии 345 *мм* друг от друга, считая между осями. Промежутки заложены плитками. Тротуар поддерживается бордюрной балкой и балкой жесткости, к которой он непосредственно примыкает.

Балка жесткости имеет очертание верхнего пояса параллельное продольному очертанию полотна на мосту и возвышается над тротуаром на 1 080 *мм*, заменяя, таким образом, перила. Нижний пояс (фиг. 122) искривлен, с увеличением высоты балки над быком до 5,5 *м*, при высоте на концах 3,3 *м* и в середине 3,2 *м*. Таким образом, ось балки представляет как бы неразрезную трехпролетную арку и, в связи с цепью и пилонами, образует основную схему, представленную на фиг. 124. Стрелка оси балки в среднем пролете равна 3 041 *мм*, в боковых в середине пролета—543 *мм*. Высота пилона схемы — 26 444 *мм*, стрелка цепи — 18 5(0 *мм*.

При расчете ординаты цепи и ординаты оси балки суммируются, и система приводится к системе с горизонтальной распоркой и увеличенными ординатами цепи, что уменьшает усилие в цепи, распор, моменты в балке жесткости и прогибы.



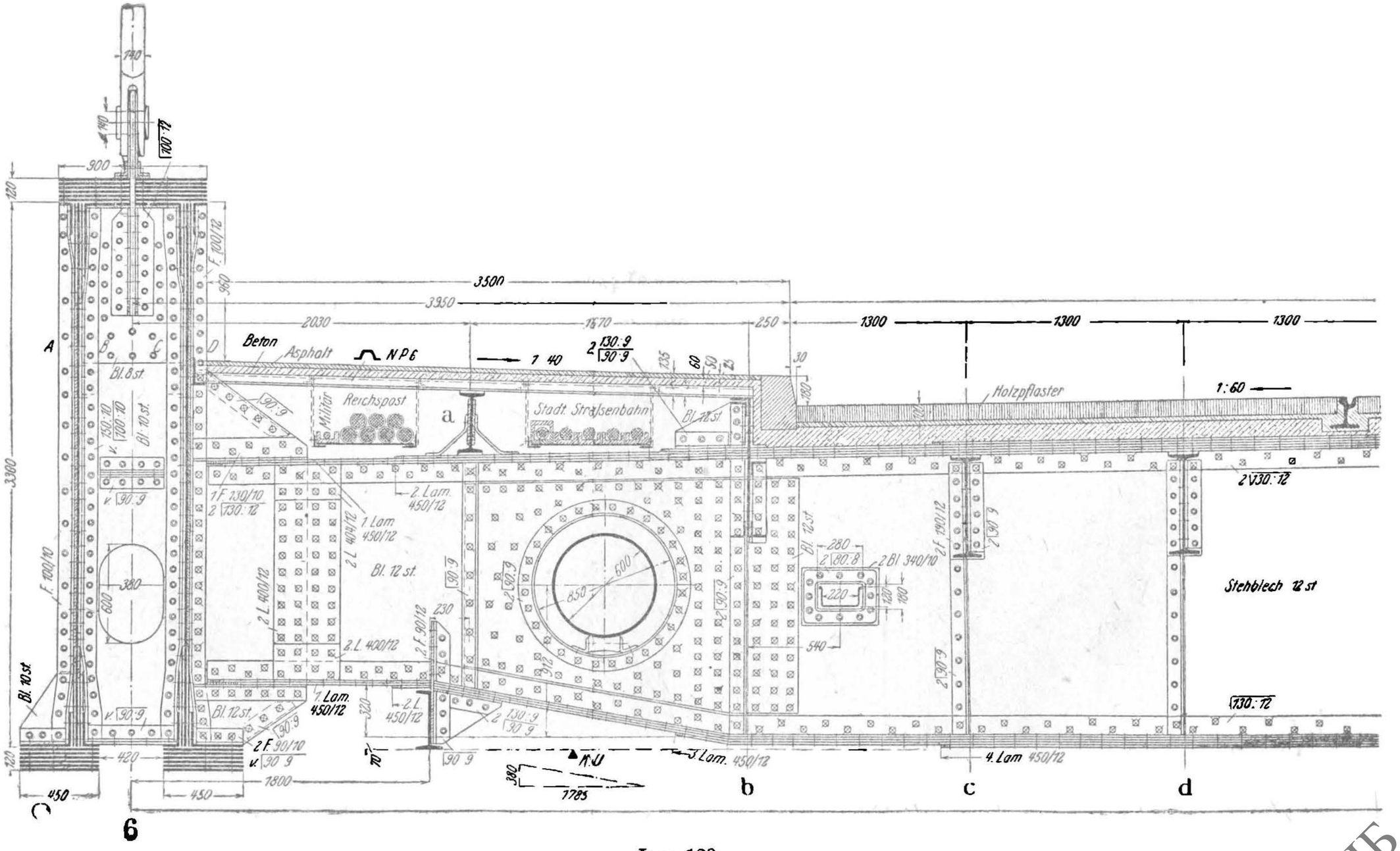
Фиг. 122.

Система цепи с распоркой, кроме нечувствительности к равномерным колебаниям температуры, отличается еще одним замечательным свойством в ряду систем висячих мостов. А именно, прогиб системы обыкновенного висячего моста увеличивает плечо распора; закон независимости действия нагрузок перестает давать точные результаты. В рассматриваемой системе эта неточность отсутствует, так как насколько увеличивается при прогибе стрелка цепи, настолько уменьшается она для оси балки,— в сумме распор имеет постоянное плечо, независимое от деформаций системы.

Нижний пояс балки жесткости—открытый, верхний—сплошной, шириной 900 *мм*, но для удобства сборки разделен вдоль на две части и перекрыт накладкой.

Вертикальные стенки балки жесткости имеют вертикальные стыки и один гори-

НБ УДУНТ (ДПТ)

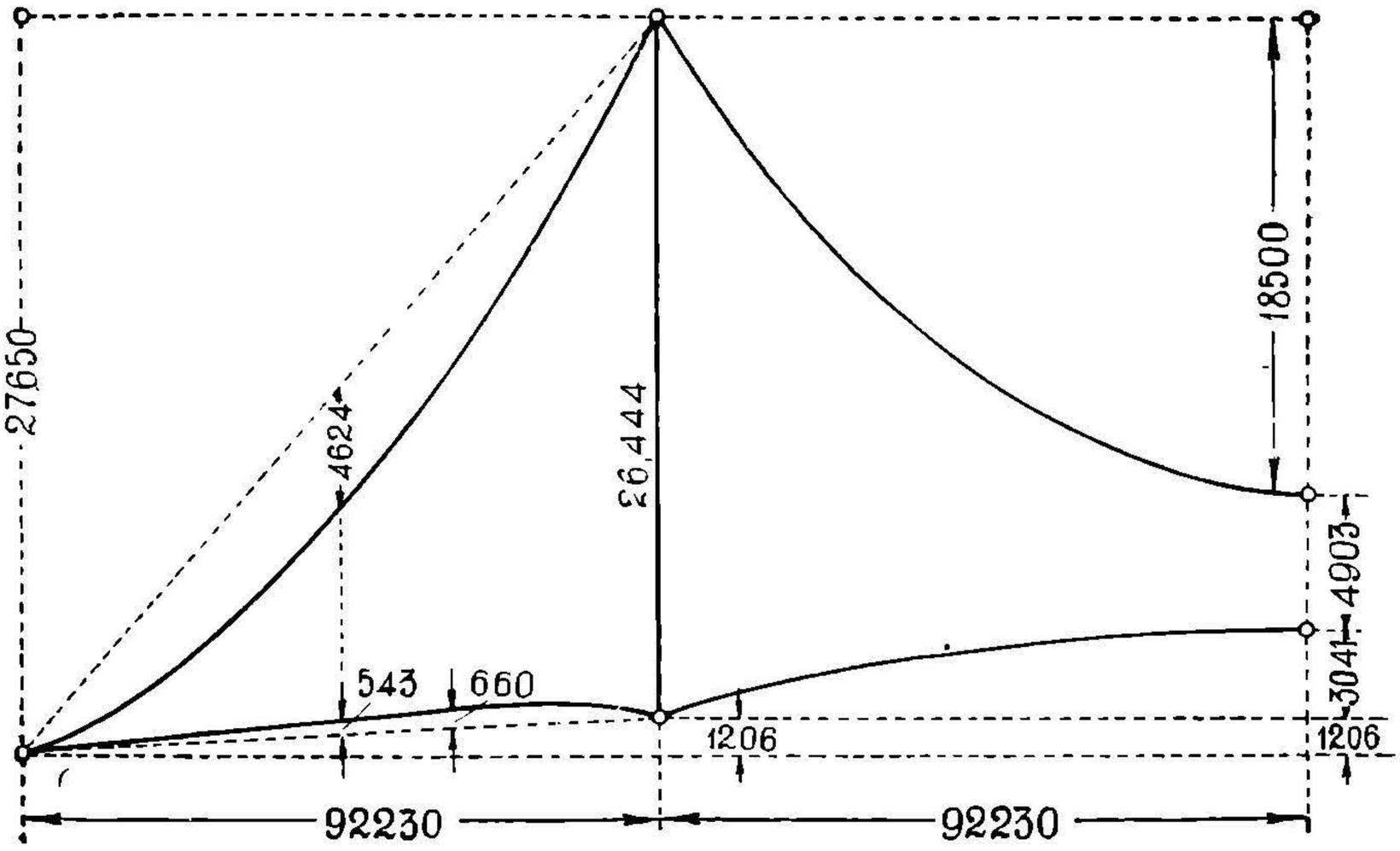


Фиг. 123.

НБ УДУНТ (ДИТ)

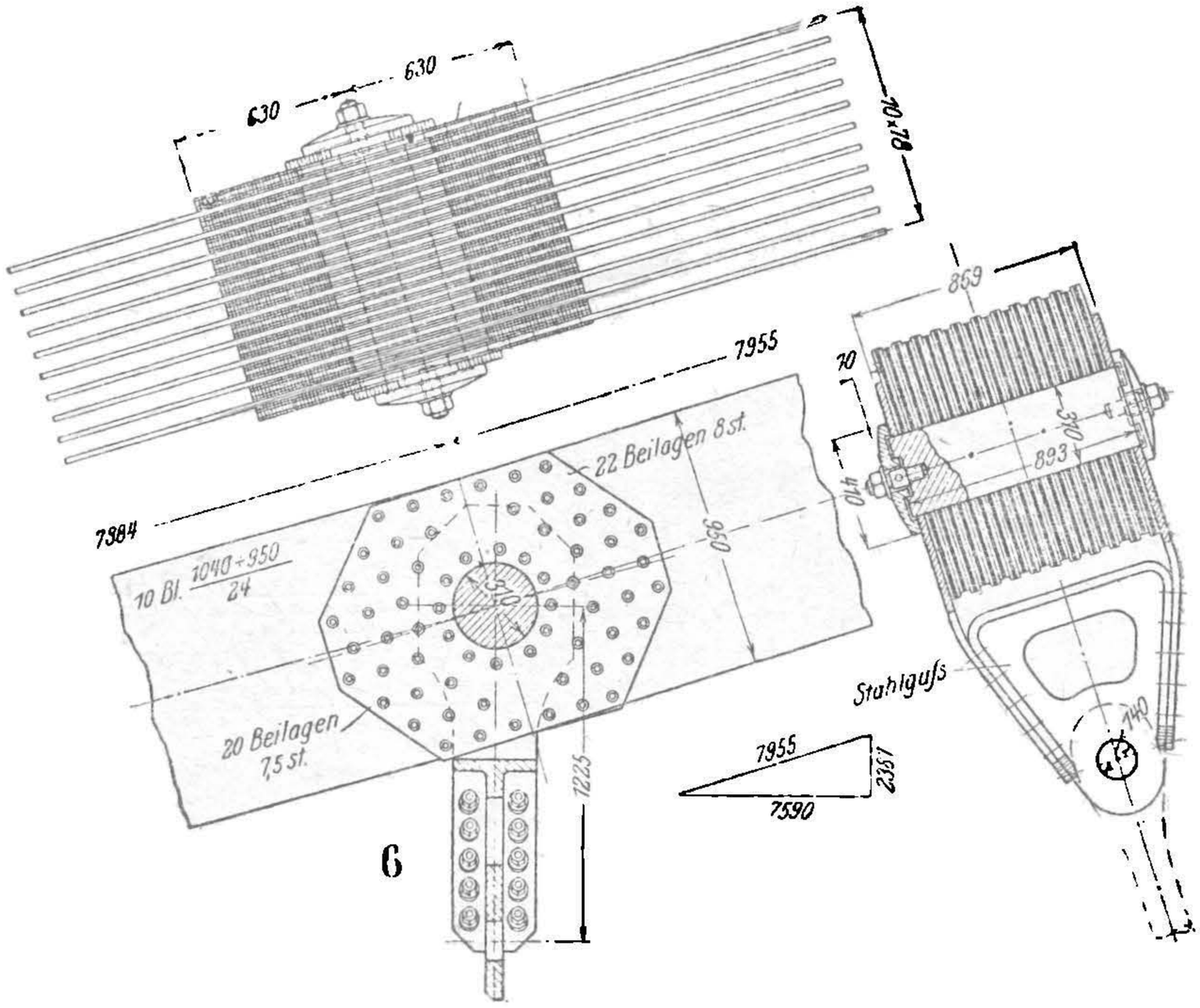
зонтальный по средине высоты. Балка снабжена достаточным количеством диафрагм и ребер жесткости.

На фиг. 128 приводится конец балки жесткости в разрезе по средине. Здесь видно гнездо для шарнира диаметром 600 *мм*, на который надевается конец цепи (цепь



Фиг. 124.

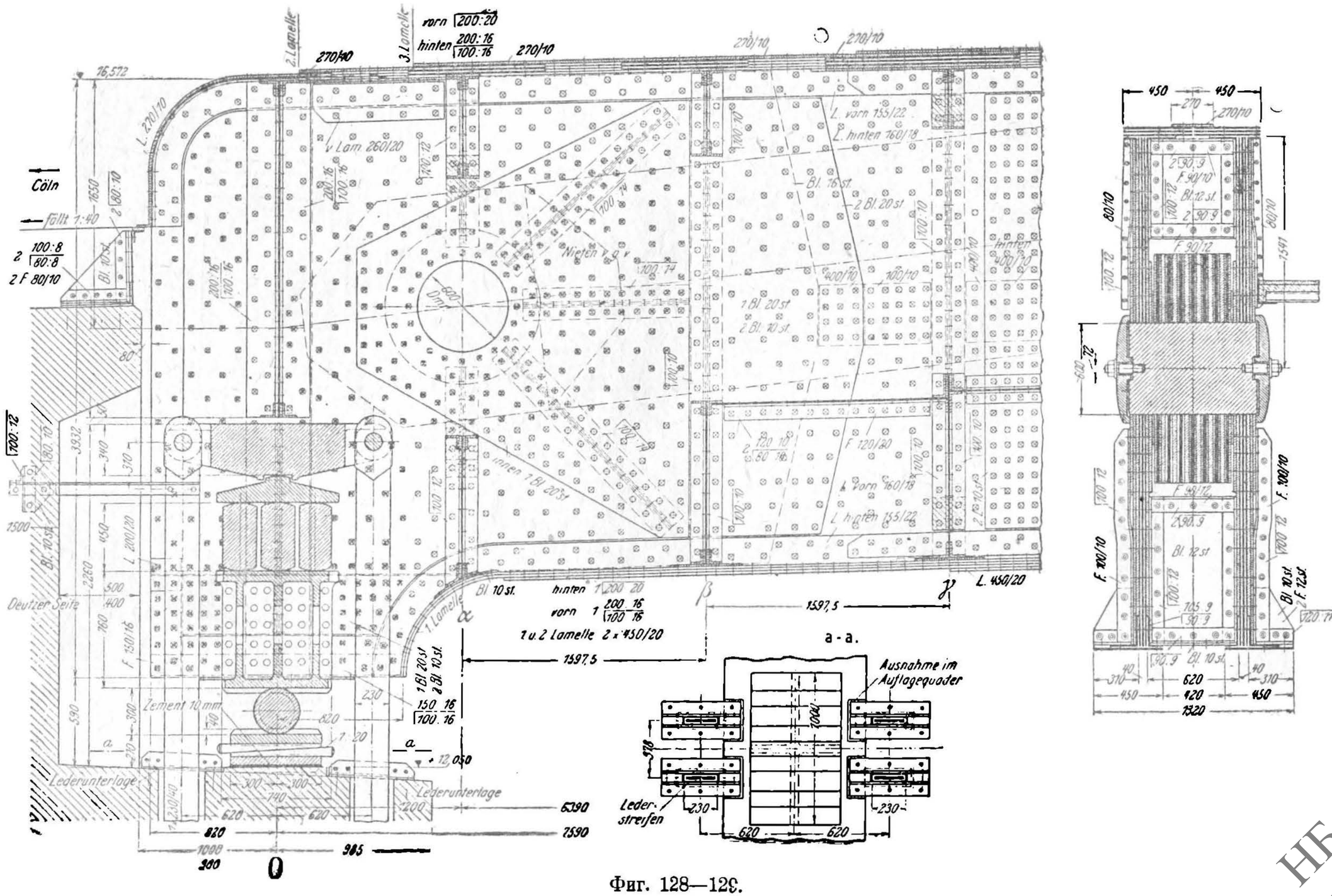
показана пунктиром); видно укрепление стенок добавочными вертикальными листами, а также конструкция опоры на устое, принимающая положительные и отрицательные реакции балки и имеющая продольную подвижность. Поперечное сечение балки через



Фиг. 125—127.

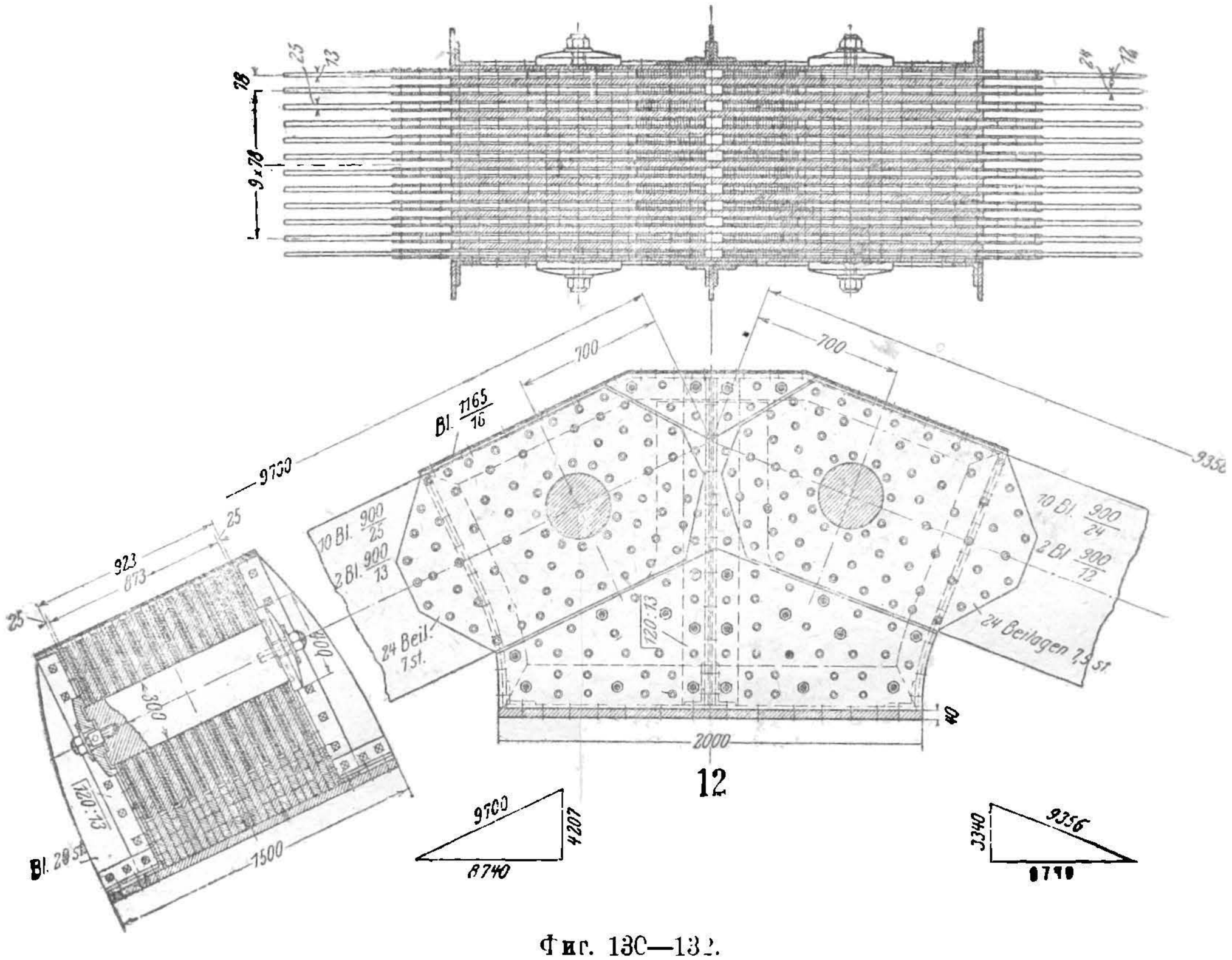
шарнир (по α) приведено на фиг. 128. Цепь имеет здесь 7 полос, показанных на чертеже толстыми полосами. Между ними прокладки. Каждая полоса имеет сечение 1 500×24 *мм*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

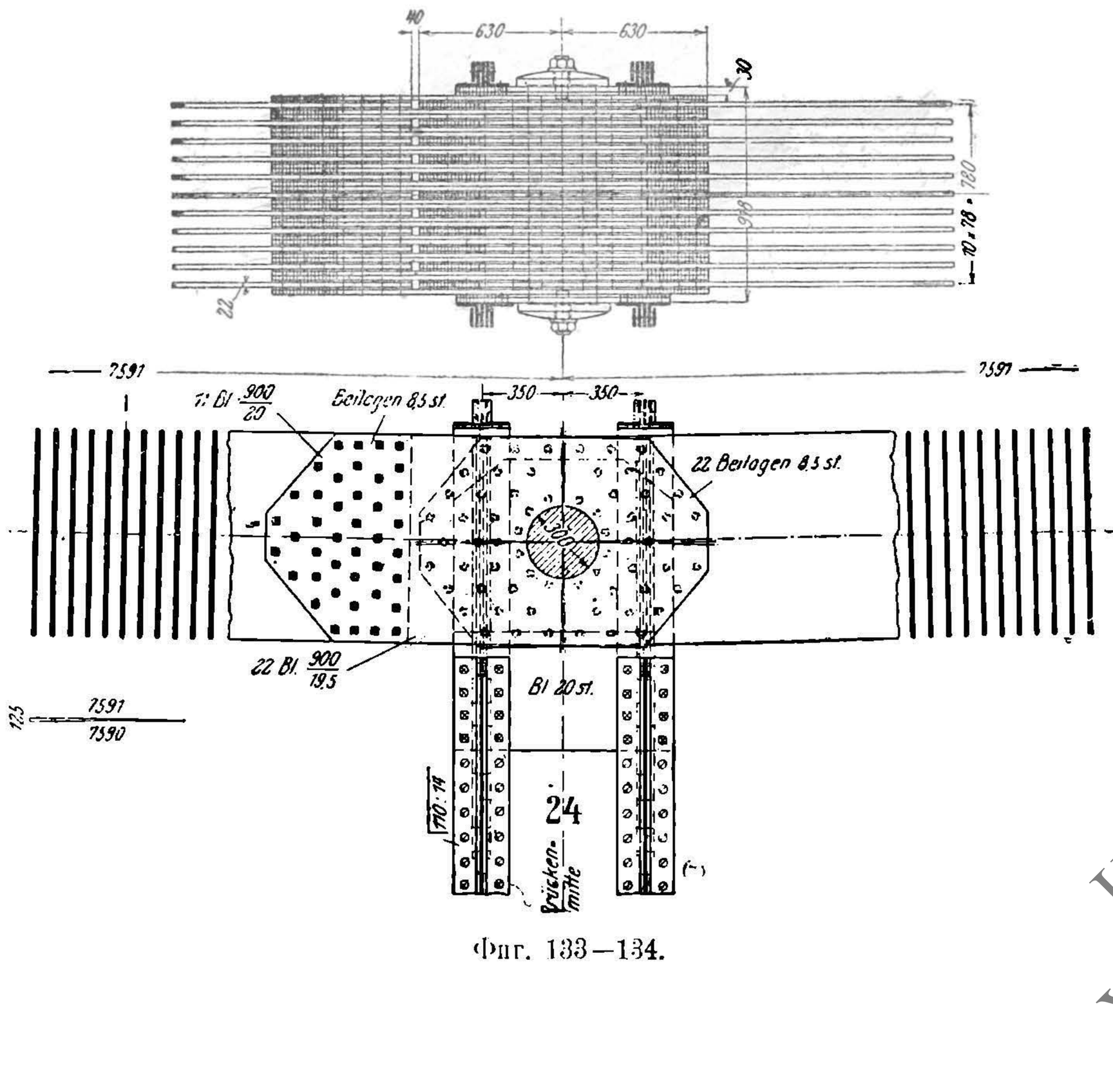


Фиг. 128—129.

НБ УДУНТ (ДИТ)



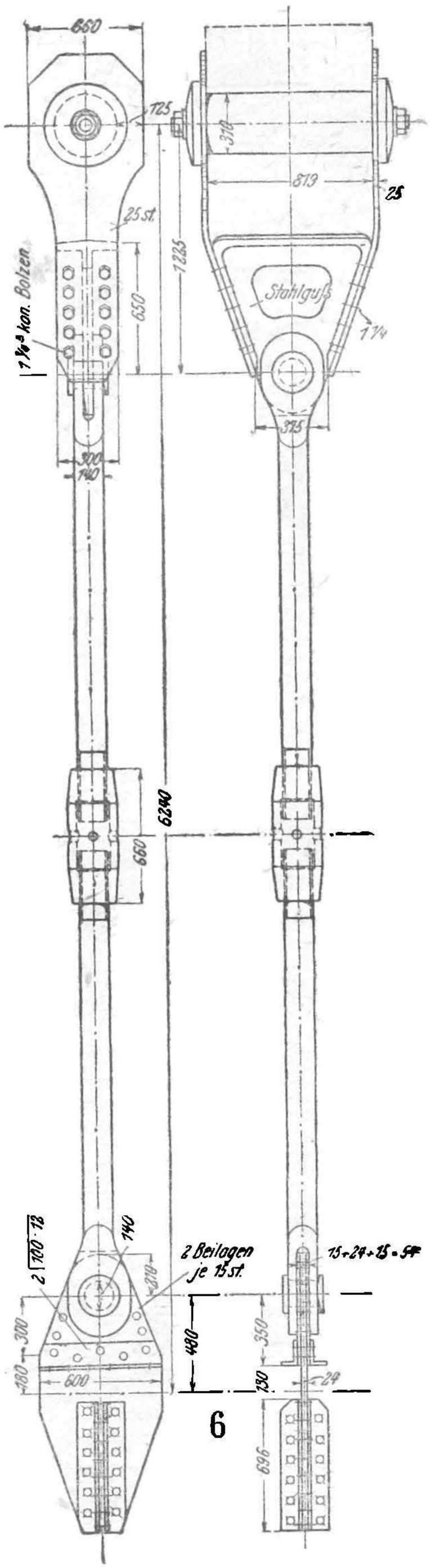
Фиг. 130—132.



Фиг. 133—134.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Наибольший распор цепи доходит до 3 600 *т*. Цепь состоит из полос на конце шириною 1 500 *мм*, на пилонах — 900 *мм* и в середине моста — тоже 900 *мм*. Толщина полос колеблется от 20 до 25 *мм*, число полос в звене — от 6 на конце до 11 у пилонов и в середине. Диаметр болтов, которыми соединяются звенья цепи, также изменяется и колеблется в пределах от 500 *мм* на концах до 300 *мм* у пилонов и в середине моста.



Фиг. 135—136.

На фиг. 125—127 и 130—134 показаны узлы цепи: в боковом пролете (узел 6), на пилоне (узел 12) и в середине цепи (узел 24). На концах полосы имеют дыры для болтов. Ослабление сечения восполняется приклепкой соответственной толщины парных накладок.

Подвеска из круглого железа диаметром 140 *мм* изображена на фиг. 135—136. Вверху при помощи стальной отливки образуется вилка, которой подвеска надевается на шарнир: внизу проушиной с болтом она соединяется с листом, проходящим сквозь верхний пояс балки и укрепленным к диафрагме (см. фиг. 122). Для урегулировки длины в середине подвески сделан разрыв, соединенный муфтой.

На пилон действует наибольшее усилие в 3 200 *т*. Он имеет внизу ширину (по фасаду моста) 2 800 *мм* и толщину 2000 *мм*. Сечение его внизу состоит из двух отдельных продолговатых коробок, каждая в 3 клетки, между коробками проходит неразрезная балка жесткости и имеет здесь опору. Выше балки жесткости сечение переходит в общий прямоугольник с подразделением внутренними перегородками на 9 клеток. На фиг. 137 и 138 приведена нижняя часть пилона. Поперечная балка против пилона проходит сквозь внутреннюю его половину и прикрепляется к балке жесткости. Для образования портальной рамы внизу устроена двустенная распорка, вверху дана связь в виде сквозной распорки, тоже двустенной.

Пилон опирается на бык при помощи огромных стальных балансиров с шаровым тангенциальным шарниром. Нижний балансир имеет подошву в виде круга диаметром 3 200 *мм*. Давление на бык передает в 3 914 *т*.

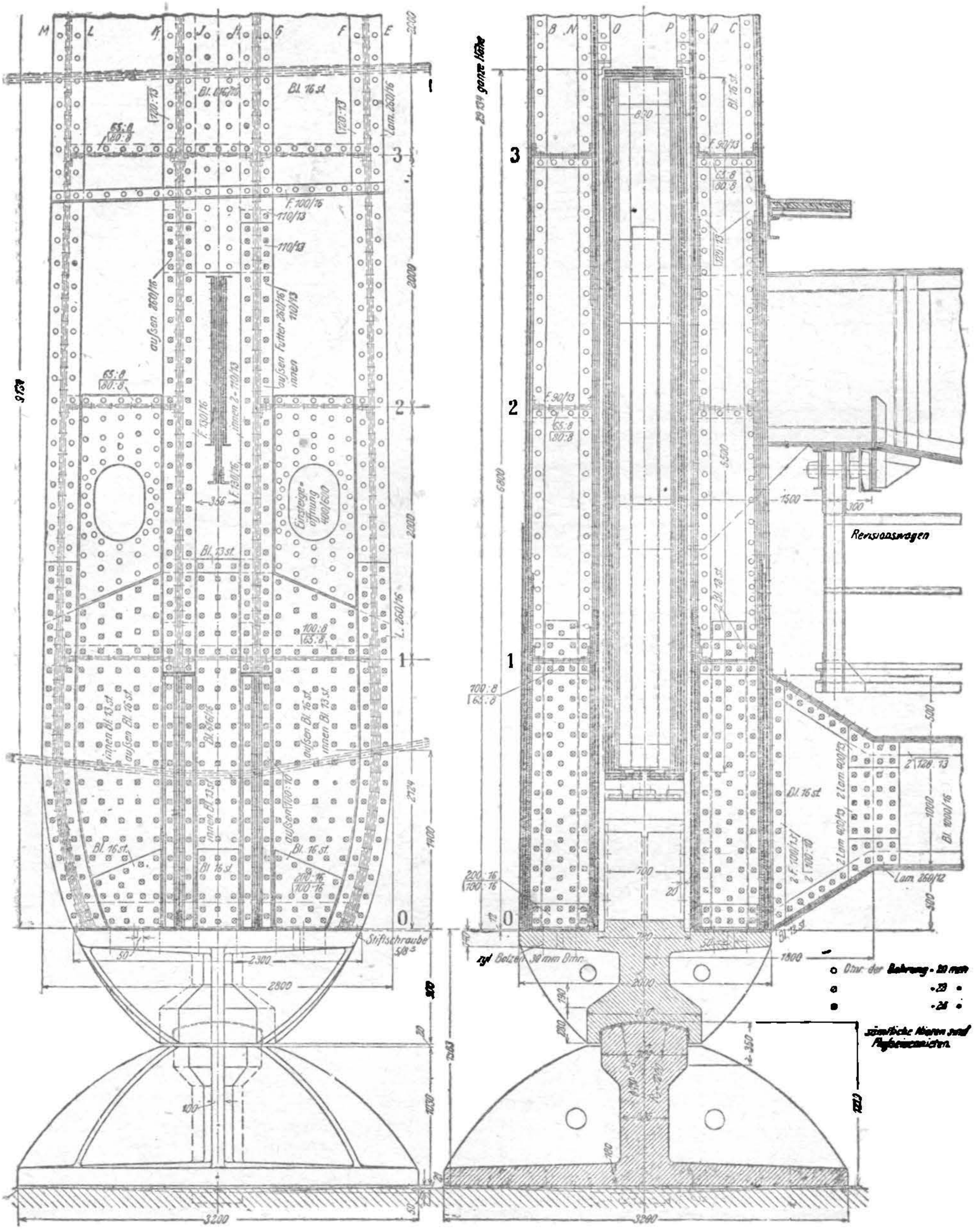
В середине моста подвески, как и поперечные балки, сделаны парными и в боковом направлении жесткими, чтобы ими можно было давление ветра на цепь передать балкам жесткости, а от них — находящимся под полотном горизонтальным связям.

Для изготовления цепи, балок жесткости, поперечных балок и частей анкерной опоры на устоях применена никкелевая сталь с незначительным содержанием никкеля — от 0,8 до 1,0%. Временное сопротивление этой стали 55 — 65 *кг/мм*^{2}, при 35 *кг/мм*^{2} для предела пропорциональности и 18% удлинения. Допускаемые напряжения для цепи на 60% больше, чем для литого железа, для остальных частей на 50%, т. е., для цепи 1 760 *кг/см*^{2} при учете только вертикальной нагрузки и 2 160 *кг/см*^{2} при учете всех факторов.

Остальные части пролетного строения (подвески, пилоны, связи, продольные балки и пр.) сделаны из литого железа со следующими допускаемыми напряжениями: для проезжей части 800 *кг/см*^{2} (при расчете на паровой каток 1 100 *кг/см*^{2}); для связей 1 000 *кг/см*^{2}; для пилонов 1 100 *кг/см*^{2} без учета действия ветра и 1 350 *кг/см*^{2} с учетом действия ветра.

РБ УДУНТ (ДИТ)

По свойствам системы моста балка жесткости должна быть собрана раньше цепи, чтобы можно было распор цепи передать на нее. Чтобы освободить при этом балку жесткости от участия в работе на постоянную нагрузку, были применены три временных шарнира, поставленных в середине среднего пролета и у пилонов. На фиг. 139 показан шарнир у пилона, а положение всех трех показано и обозначено буквой Ш на фиг. 122.

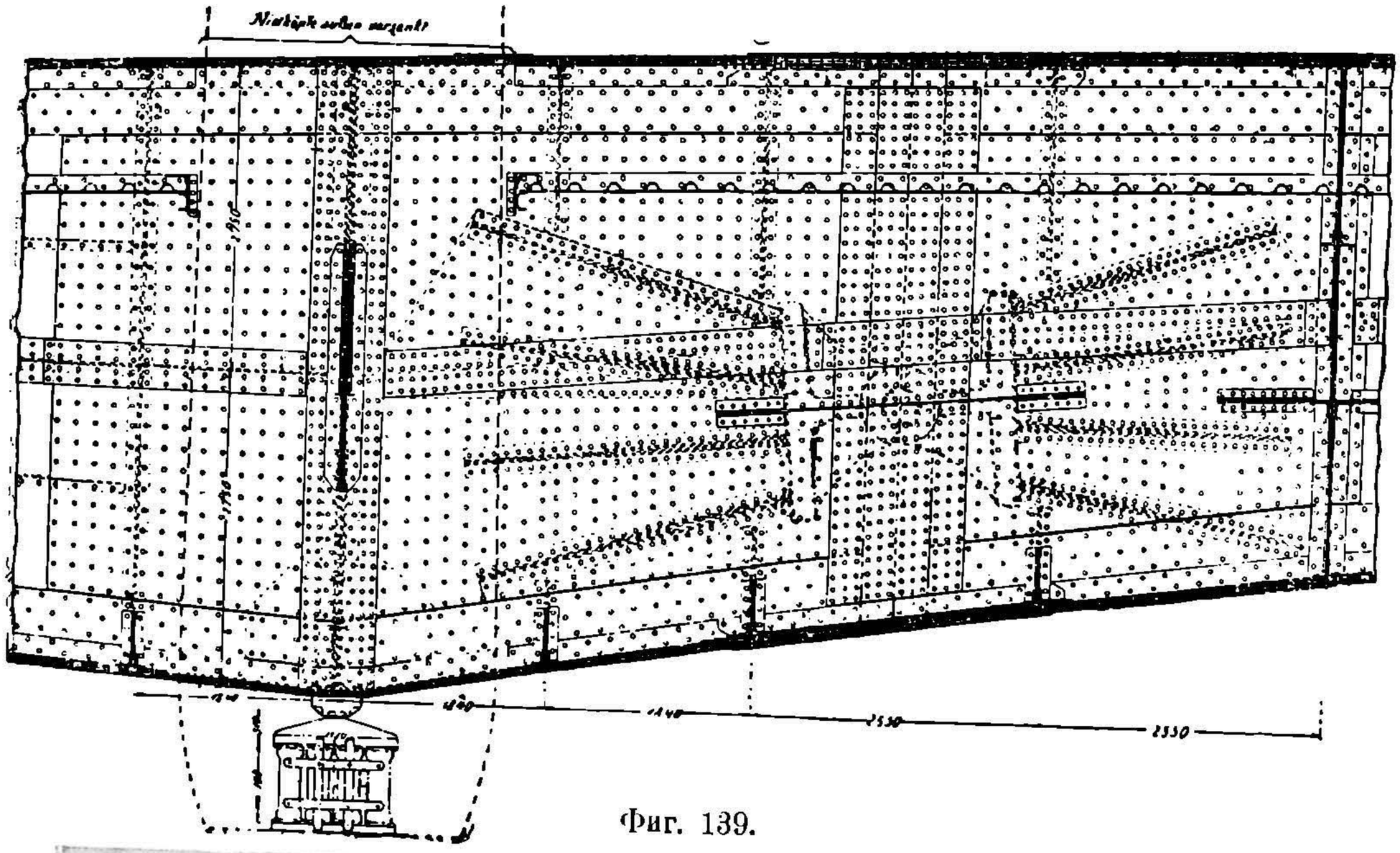


Фиг. 137—138.

Порядок сборки пролетного строения был такой. Береговые пролеты балок жесткости с проезжей частью были собраны на обыкновенных свайных подмостях (фиг. 140). Сборка шла от быков к берегам. Одновременно были собраны также пилоны. Затем собраны цепи береговых пролетов в направлении обратном — от берегов к быкам. Затем проведена сборка балки жесткости и проезжей части среднего пролета в направлении от быков к середине моста, а также и цепи в том же направлении (фиг. 141).

При этом необходимо было, по условиям судоходства, применить для подмостей особые консольные фермы на свайных опорах, которые до середины пролета не доходили и оставляли здесь чистый просвет в 48 *м*.

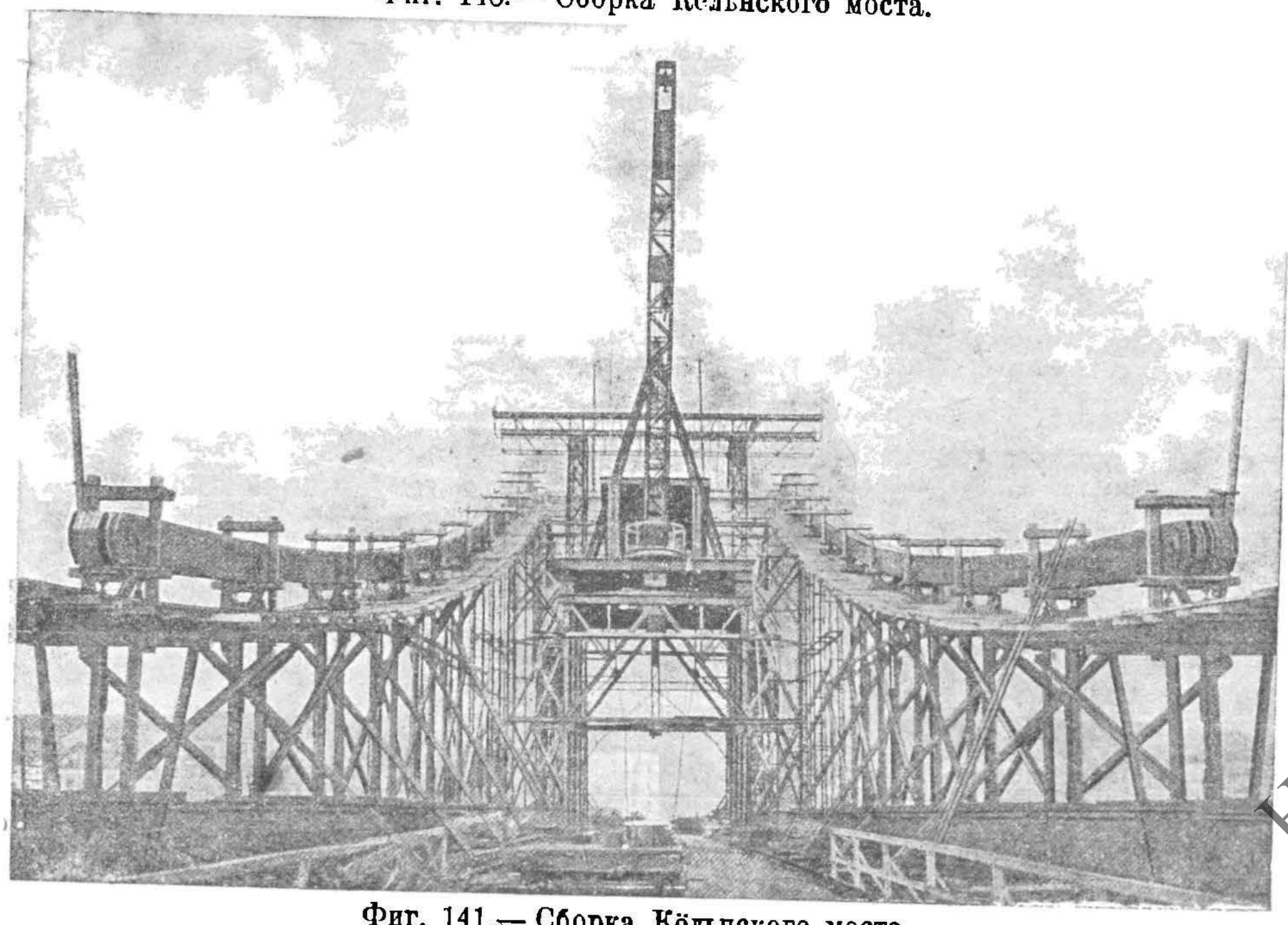
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 139.



Фиг. 140. — Сборка Кёльнского моста.



Фиг. 141.— Сборка Кёльнского моста.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Сборка пролетного строения в этом промежутке проведена при помощи двух кранов, по одному с каждой стороны с выносной стрелой. При сборке были установлены упомянутые три шарнира. По спуске подмостей постоянная нагрузка пролетного строения передалась цепи, после чего были склепаны стыки балок жесткости в месте расположения шарниров.

На фиг. 142—143 приведен вариант узла цепи и конструкции подвески из конкурсного проекта Кёльнского моста под девизом «Freier Ausblick».

Мост Florianopolis в Бразилии[1] с пролетом 339,5 *м*, построенный в 1926 г., представляет собою мост с наибольшим в мире пролетом, перекрытым цепью из звеньев с проушинами. Кроме того, балка жесткости (фиг. 144) имеет верхний пояс на средней половине пролета сливающимся с цепью.

Звенья цепи сделаны из углеродистой стали повышенного сопротивления; временное сопротивление 8 220, предел текучести 5 870 и допускаемое напряжение 3 500 *кг/см*^{2}, вытяжка не менее 7,2%. Выделка звеньев производилась в горячем состоянии. Сборка пролетного строения произведена без помощи подмостей, что вместе с повышением прочности стали значительно усиливает положение цепных мостов при конкуренции их с кабельными. В данном случае цепной мост оказался дешевле кабельного.

Балка жесткости, у которой верхний пояс сливается с цепью, дает экономию вследствие того, что растягивающие усилия в цепи налагаются на сжимающие усилия в среднем участке балки жесткости. Затем, очертание верхнего пояса в этом случае лучше отвечает жесткости балки, так как дает большую высоту в четвертных сечениях, наиболее ответственных по величине прогибов. Вместе с тем становится более однообразным сечение пояса, так как изменение высоты балки отвечает до некоторой степени изменению момента изгиба. Прямое очертание верхнего пояса балки жесткости на крайних четвертях пролета принято в видах удешевления заводской работы. Все это дает около $^1/_3$ экономии веса балки. Что касается жесткости, то она повысилась в 3 раза по сравнению с системой из кабеля и обыкновенной балки жесткости. Жесткость увеличилась на 35% от замены кабеля цепью и на 165% от применения балки жесткости выбранного типа.

Расстояние между осями ферм 10,2 *м*, из них 8,54 *м* отведено на ездовое полотно с метровой колеей электрической дороги и 1,22 *м* на прокладку водопроводной трубы. Снаружи на одной стороне дан тротуар шириною 2,44 *м* (фиг. 145). Полотно моста досчатое в виде одиночного настила из досок толщиною 10 *см*.

Постоянная нагрузка для цепи и балки жесткости учтена в размере 6,5 *т*/п. *м* моста, подвижная нагрузка в размере 3,0 *т/м* плюс 10% динамической прибавки.

Для элементов проезжей части четырехосный локомотив весом 50 *т* и поезд 3 *т* на пог. *м* пути, грузовики по 6 *т* и толпа 300 *кг/м*^{2} для полотна и для тротуаров. Динамическое действие для поезда учитывается увеличением нагрузки на 50% и для автомобилей на 25%. Ветер учтен в размере 125 *кг/м*^{2}.

Применение «точного» способа расчета (*n*°38) дало уменьшение момента изгиба в балке в середине пролета на 37% и в $^1/_4$ пролета на 20%. Напряжения доходят до 1 000 *кг/см*^{2} вместо допускаемых 1 400.

Каждое звено цепи состоит из 4 полос длиной от 12 до 14 *м*, шириною 305 *мм* и толщиною от 46 до 51 *мм*. Узловые болты диаметра 290 *мм*. Для облегчения вкладывания болтов в проушины дыры сделаны удлиненными, причем наружная полуокружность имеет диаметр на $^1/_8$ *мм* больше диаметра болта, тогда как внутренняя половина дыры имеет диаметр на $^3/_4$ *мм* больше диаметра болта, а расстояние между центрами этих полуокружностей равно 3 *мм*.

Сборка цепей и балок жесткости произведена на весу при помощи вспомогательных висячих канатов, провешенных параллельно положению цепи. При склепке и смыкании частей балки жесткости была применена загрузка моста песком до полной величины постоянной нагрузки.

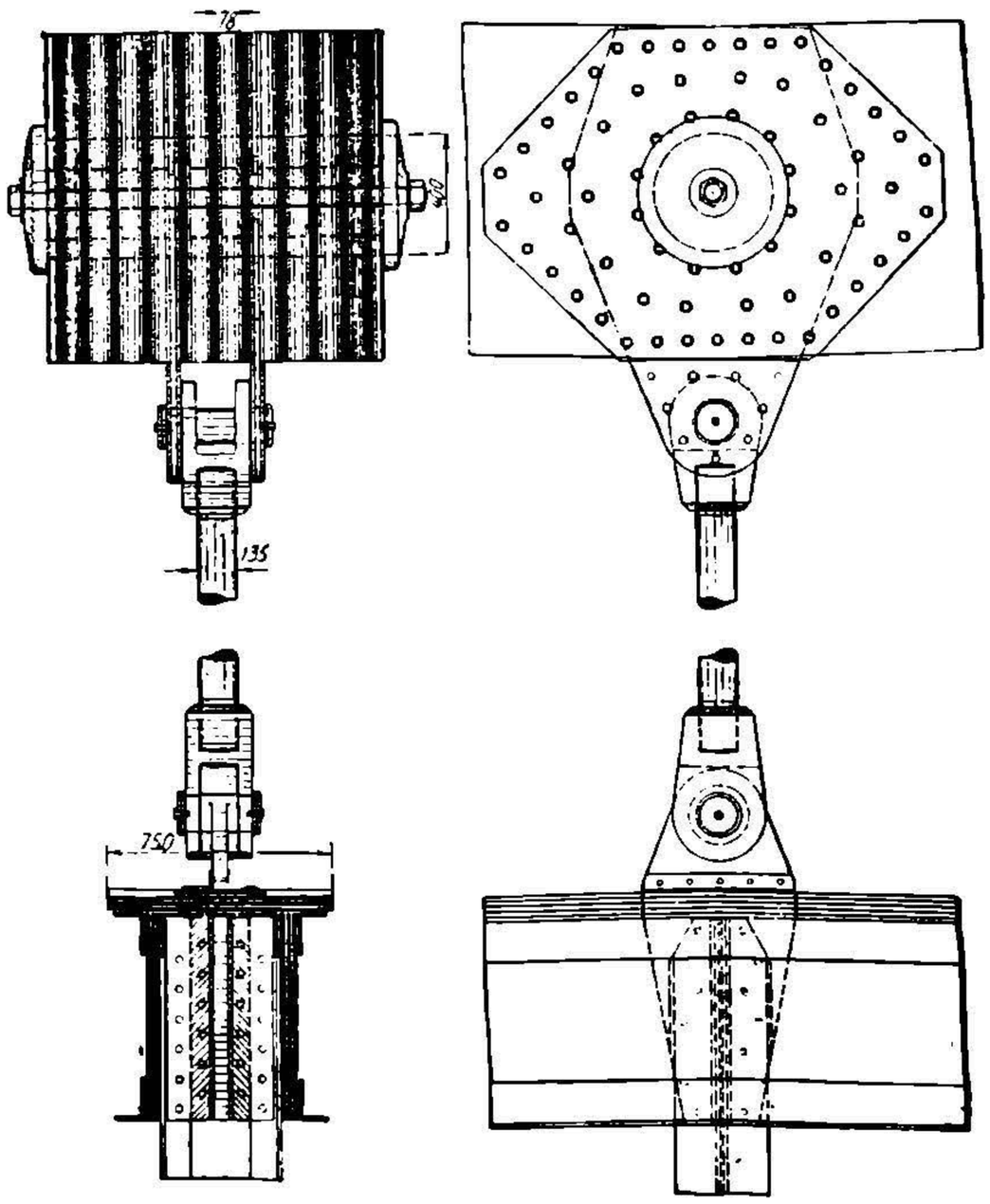
Вес стали в частях моста:

Цепи с болтами 780 *т*, балки и связи 840 *т*, проезжая часть 420 *т*, пилоны с порталами 920 *т*. Стоимость моста 2 800 000 руб.

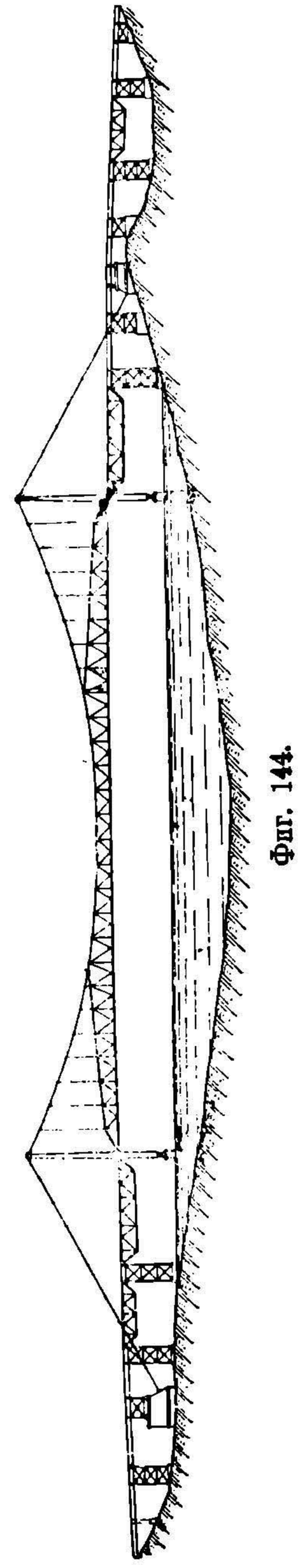
---

[1] Transactions of the Americ. Soc. of C. Eng. vol. 92 p. 266. 1928. «Génie Civil» 1927, T. 91. 26/XI.— «Die Bautechnik» 1928. H. 16.

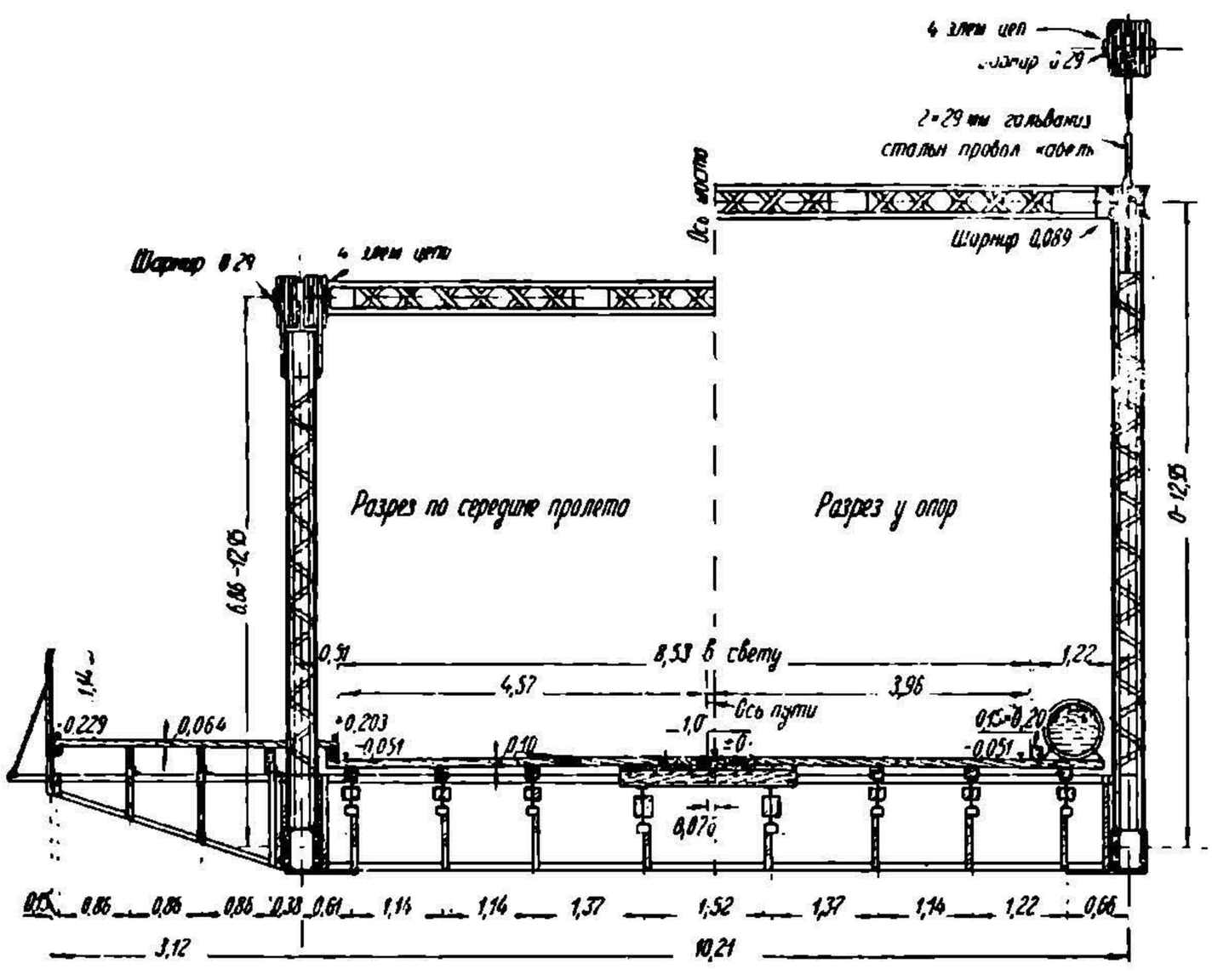
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 142—143.



Фиг. 144.



Фиг. 145.

2. МОСТЫ С КЛЕПАНЫМИ ЦЕПЯМИ.

7. Мост в Бреславле. Для выбора системы моста в 1905 г. был объявлен конкурс эскизных проектов, на который было представлено 39 проектов. Лучшим решением признан проект висячего моста в один пролет с балкой жесткости. Хотя это решение было дороже других решений, в том числе и арочного моста, оно было осуществлено на деле, как наиболее отвечающее панораме места (фиг. 146).

Ввиду очень оживленного движения по реке, одним из условий, которому должен

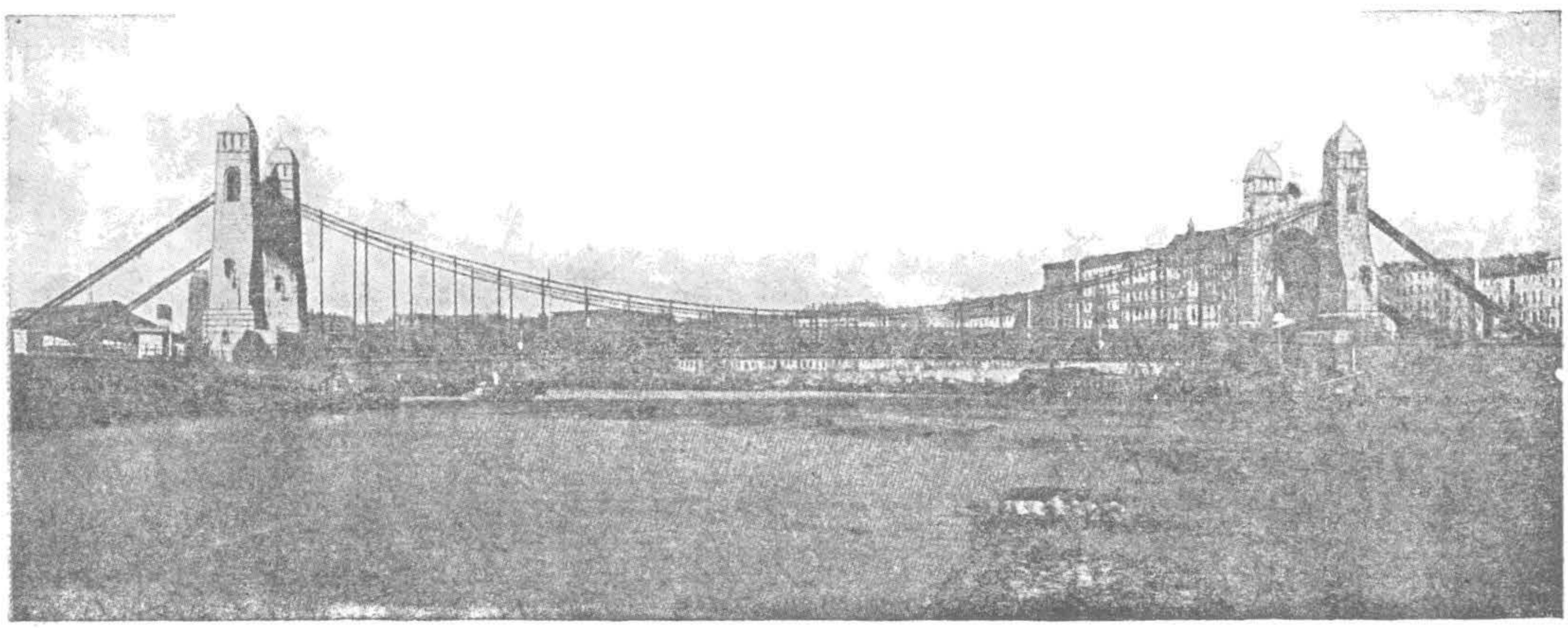
НВ УДУНТ (ДИТ)

был удовлетворять мост, было требование, чтобы он имел один пролет не меньше 112,5 *м* при свободной высоте под мостом 3,98 *м* над наивысшим судоходным горизонтом (116,75 *м*). Исходя из этого, расчетный пролет балок жесткости определен равным 114,0 *м*, расстояние между осями башен — 126,6 *м*. Удерживающие цепи отходят от осей башен на 23,45 *м*, (фиг. 147).

Ширина ездового полотна — 11,0 *м*, каждого из тротуаров — 3,5 *м*, полная ширина моста — 18 *м*. Для свободного сообщения по мосту между тротуарами, фермы моста расположены вне полотна; это дало возможность применить широкие каменные пилоны. Расстояние между балками жесткости — 18,9 *м* и между цепями — 20,0 *м*.

Полотно моста очерчено по параболе со стрелкой 0,57 *м* и с уклоном касательных по концам 0,02.

Цепь, в пределах длины балки жесткости, имеет стрелку $^1/_{10}$. Удерживающие цепи близ поверхности улицы круто поворачивают в вертикальное положение и закрепляются в бетонных массивах длиною 29,1 *м* (поперек моста), шириною 13,2 *м* и около 10 *м* толщины, что дает объем около 3 500 $м^3$ (фиг. 148—150). Для противодействия



Фиг. 146. — Мост в Бреславле.

растягивающим и скалывающим напряжениям применено заделанное в массив железо в количестве около 135 *т*. Давление от наклонных опор принимается продольными промежуточными стенками, расположенными между массивом и фундаментом пилонов.

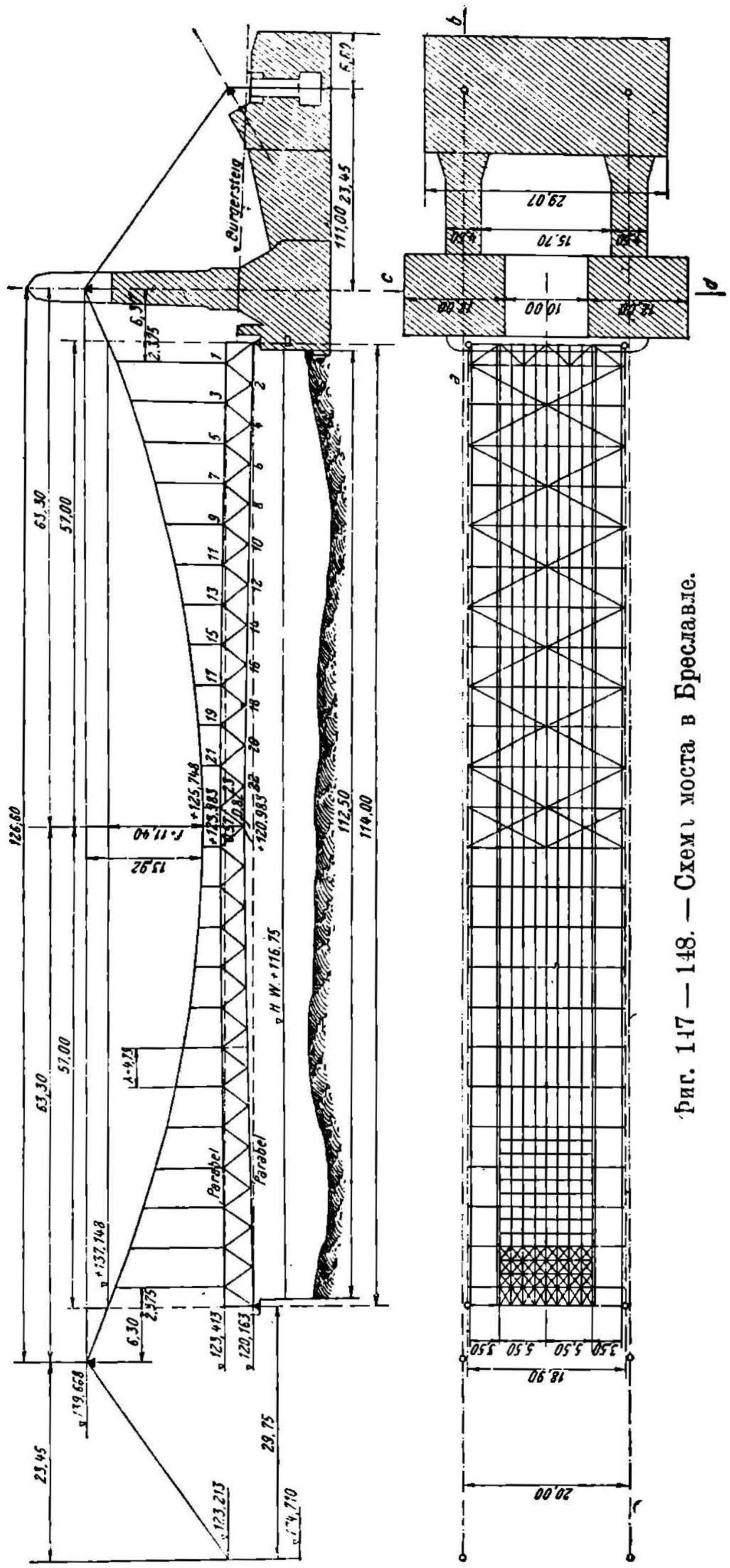
Опоры моста. Работы начаты были в 1908 г. с устройства опор моста, который имеет лишь два устоя, приспособленные для принятия вертикального давления колонн и наклонных усилий удерживающих цепей. Под каждую из колонн отведено по отдельному массиву, в которые упираются упомянутые распорные стенки. Ввиду наличности плотного грунта, устои расположены непосредственно на нем в шпунтовом ограждении. Так как концы цепей закреплены на уровне ниже горизонта высоких вод, то необходимо изолировать камеру от проникновения в нее воды.

Котлован осушен был новым, получившим заграницей распространение, способом. Он был окружен рядом трубчатых колодцев, числом 30, связанных между собою вверху общей трубой, из которой вода выкачивалась двумя центробежными насосами при помощи 85-сильного локомобиля. Другая такая же установка находилась в запасе. Стенки котлована, состоящие из деревянных заполнений между двутавровыми балками, были снабжены изоляцией, после чего была заложена арматура массива и сложены из бетона дно и стенки котлована.

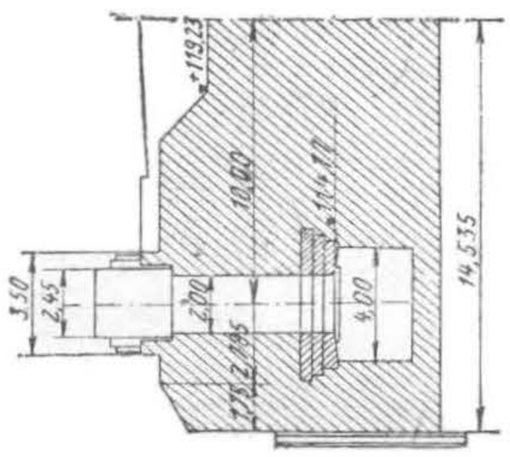
Пролетное строение. Цепь с балкой жесткости рассчитаны на нагрузку толпой 400 *кг/м²*; элементы проезжей части — на толпу 500 *кг/м²* и, кроме того, на паровой каток весом 23 *т*, фуры весом 20 *т* или вагоны городской дороги весом 12 *т*. Напряжения в железе были допущены: в проезжей части и балках жесткости — 900 *кг/см²*, в цепи, при учете вертикальной нагрузки и изменений температуры на $\pm 20°$, — 1 100 *кг/см²*, с прибавлением действия ветра — 1 320 *кг/см²*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

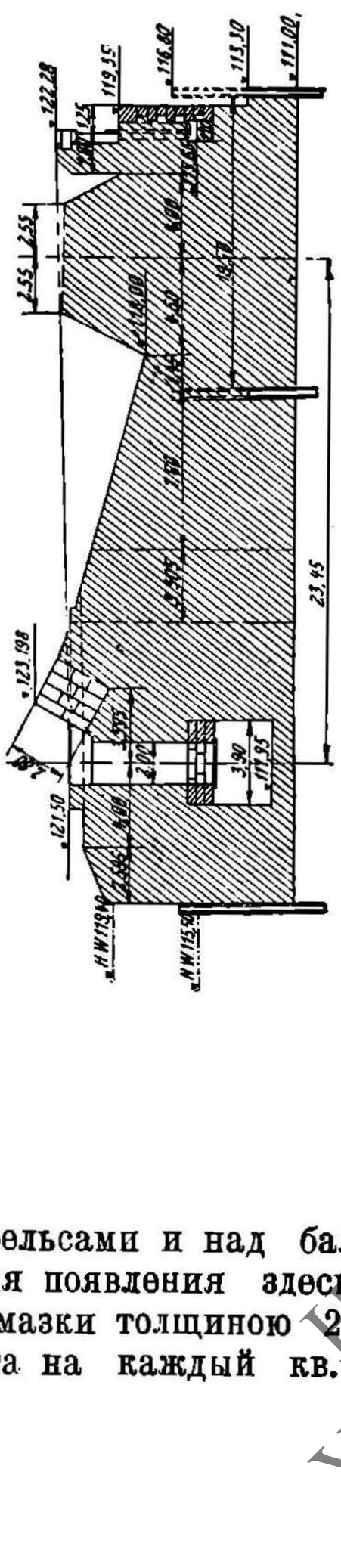
Полотно моста для проезда (фиг. 151). состоит из торцовой мостовой толщиною 10 *см*, уложенной на слое бетона; последний расположен на лотковом настиле толщиною 6 *мм*, при размерах просветов балочной клетки 1 450 + 1 466 *мм* и площади лотков 1 300 + 1 370 *мм*, при стрелке 120 *мм*. Бетон состава 1 : 2 : 3 имеет у бор-



Фиг. 147 — 148. — Схема моста в Бреславле.



Фиг. 150.

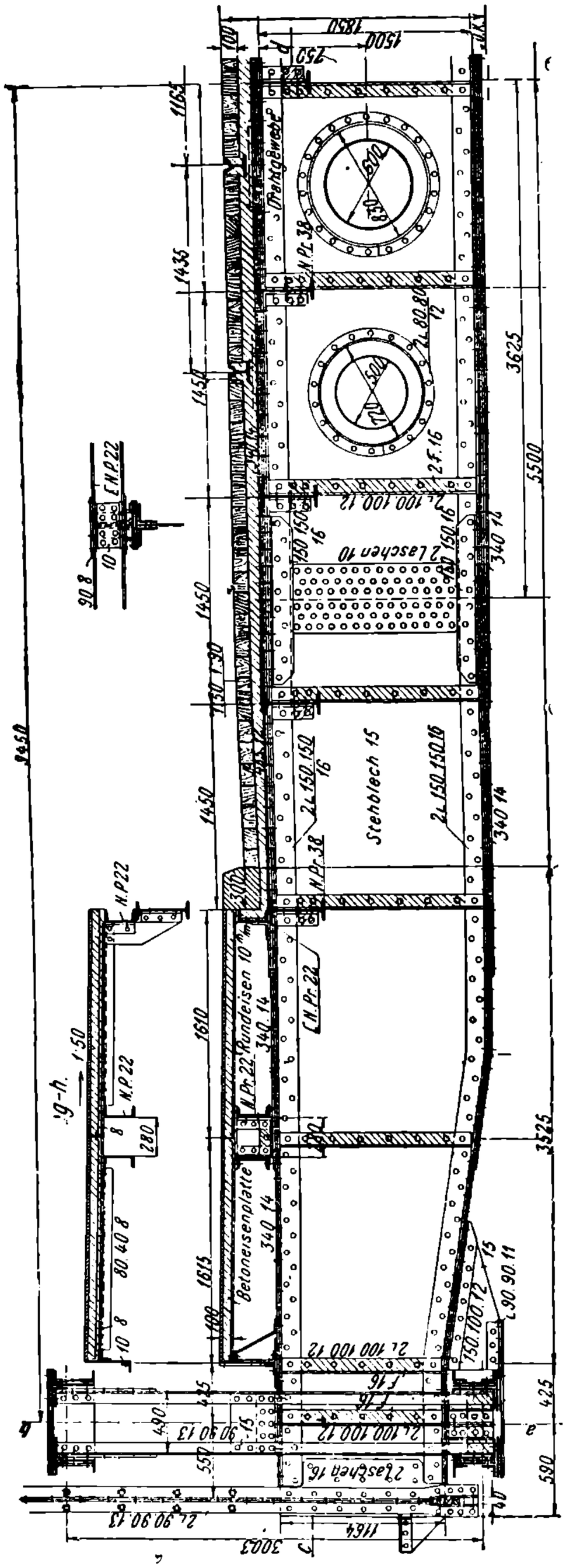


Фиг. 149.

дюра толщину 64 *мм*, в середине полотна — 114 *мм*. Под рельсами и над балками в бетоне помещена проволочная арматура для предупреждения появления здесь трещин. Для водонепроницаемости поверх бетона уложен слой смазки толщиною 2,5 *см* из цементного раствора 1 : 2 с прибавлением 0,75 *кг* церезита на каждый кв. метр смазки.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Особое внимание было обращено на сопряжение смазки с рельсами. Рельсы были уложены на деревянных подкладках, выправлены и в стыках сварены; во время бетонирования, чтобы не нарушить положение рельсов, подкладки не вынимались, а выжигались. До укладки торцов смазка предохранялась от действия солнечных лучей слоем песка.



Фиг. 151.

Балочная клетка образована поперечными балками, отстоящими друг от друга на расстоянии 4,75 *м*, продольными балками № 38, расположенными на расстоянии 1,45 *м*, и вспомогательными поперечными балками профиля № 23, подразделяющими длину продольных балок на три части.

Поперечные балки имеют разную высоту в зависимости от очертания полотна моста и нижнего пояса балки жесткости. В середине пролета моста высота балки равна 1,5 *м*. Пояса снабжены четырьмя горизонтальными листами. При выравнивании продольных прокатных балок с поперечными, в них сделаны на концах вырезы на толщину пояса поперечных балок (фиг. 152—153). В середине поперечных балок сделаны круглые вырезы, окаймленные уголками, для пропуска водопровода и газовых труб. При длине 20 *м* балка имеет два стыка вертикальной стенки.

Тротуар устроен из железобетонных плит толщиною 10 *см*, расположенных на продольных балках из крытого прокатного железа, за исключением крайней балки — клепаной.

При расчете поперечных балок принято во внимание то обстоятельство, что балка передает давление одновременно и на цепи и на балку жесткости. Поставив на поперечную балку нагрузку, находили натяжение цепи, по ней — натяжение подвески, а затем — реакцию балки жесткости, после чего уже определяли момент изгиба.

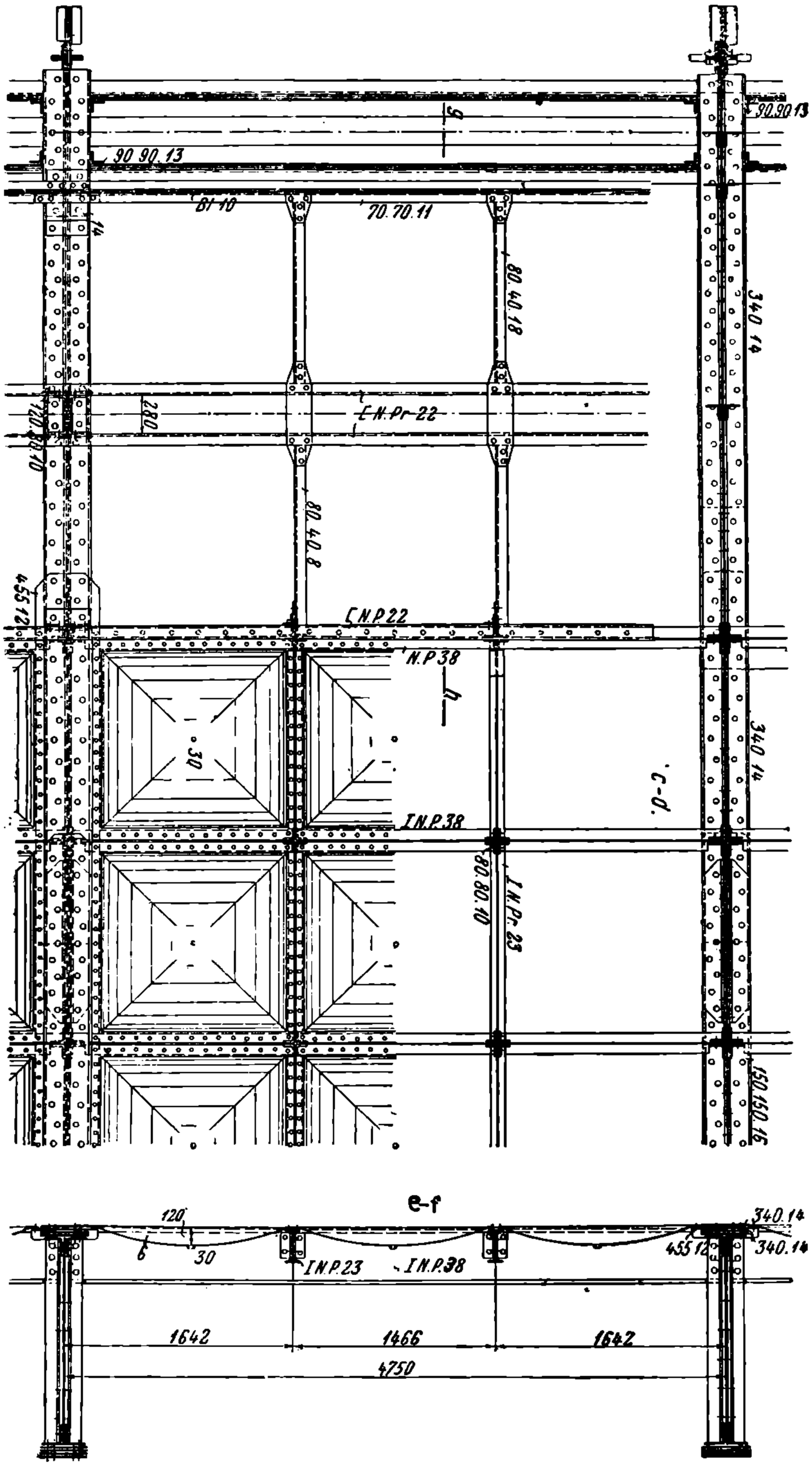
Сопряжение проезжей части с устоями сделано при помощи стальных зубчатых плит, расположенных под торцами. Два поперечных шва между торцами заполнены в этом месте асфальтом; такие же швы расположены и вдоль бордюров для образования пластичных зазоров, которыми могло бы регулироваться изменение объема шашек в зависимости от их влажности.

На фиг. 154 изображено приспособление в водопроводной трубе, дающее ей возможность изламываться на опоре на угол $^1/_{130}$ при прогибе пролетного строения от нагрузки и от колебаний температуры. Хотя удлинение водопроводной трубы ничтожно ввиду почти постоянной температуры воды, тем не менее, на одном конце участка трубы устроен компенсатор, изображенный на фиг. 155, представляющей его продольный разрез.

Компенсатор газовой трубы представлен на фиг. 156.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Цепь предположена была сперва в виде клепаного коробчатого пояса высотой 80 *см* и шириной 1,0 *м* Но ввиду значительных дополнительных напряжений, которые должны были появиться в такой цепи при освобождении пролетного строения от подмостей, а также при изменениях температуры, — было принято плоское сечение. Цепь (фиг. 157—158) разделена на четыре полосы, каждая полоса склепана из 6 листов 580 × 17 *мм*. Полная площадь цепи — 2 366 *см*². Рабочая площадь — 1 942 *см*² (потеря — 20%).



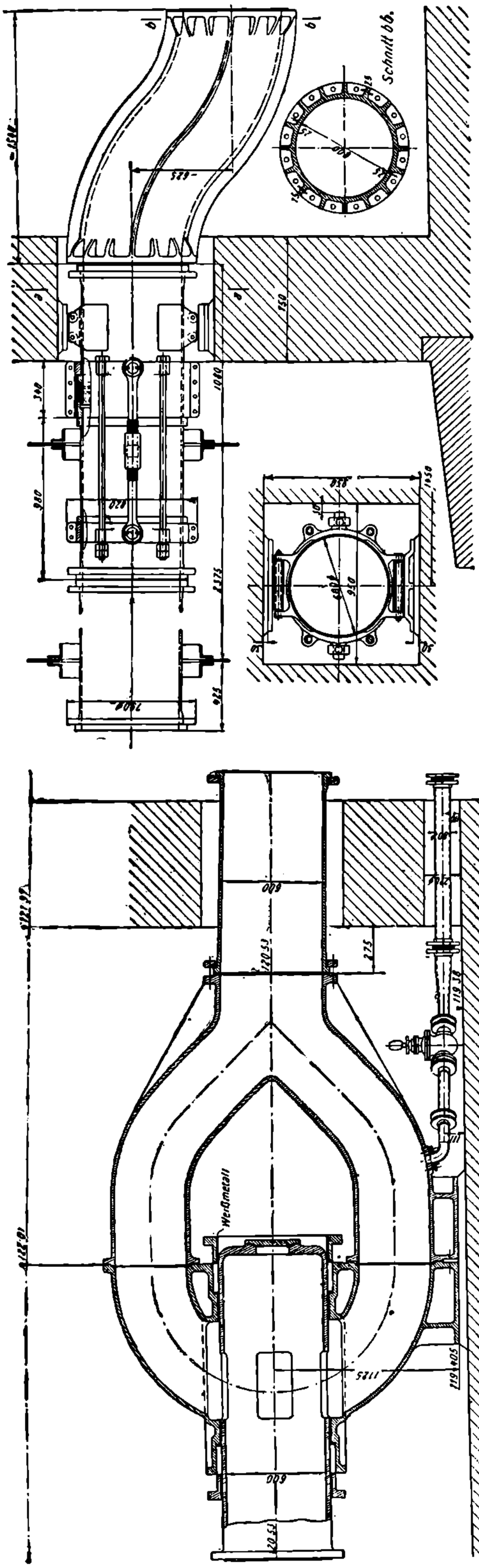
Фиг. 152—153.

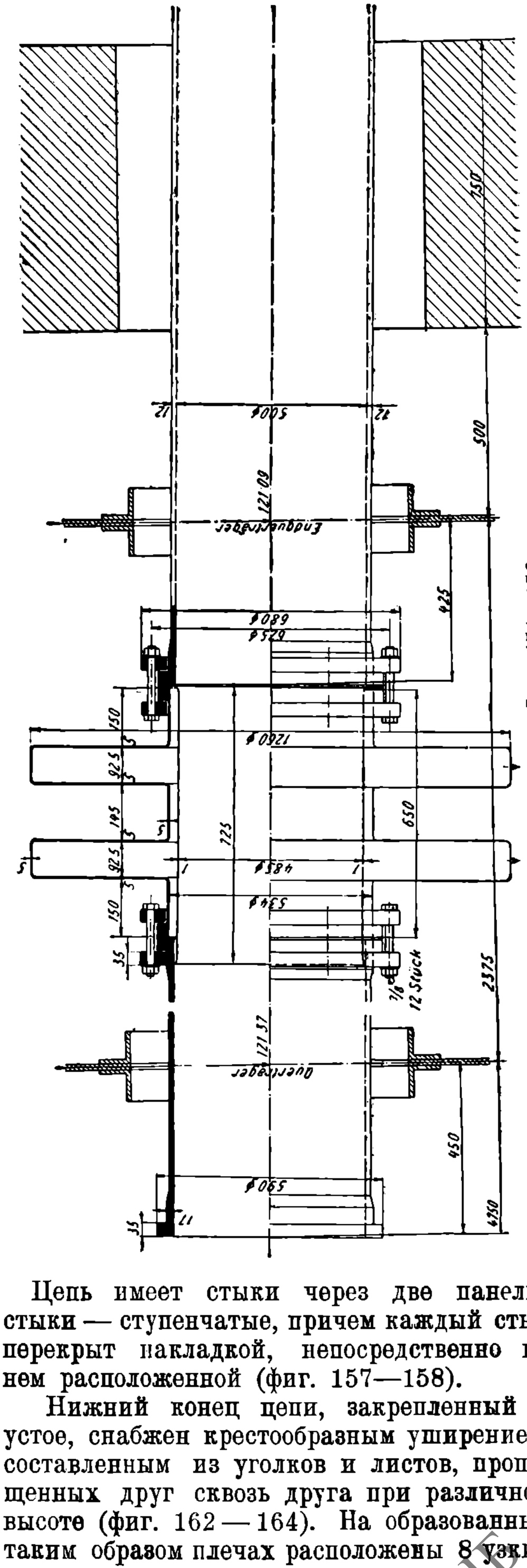
При допускаемом напряжении 1 320 *кг/см*² нужно было бы всего 1 600 *см*² сечения, но, ввиду наличия дополнительных напряжений, потребовалось 1 942 *см*², так что всего потеря на дыры и дополнительные напряжения выражается в 32%.

Участки возле пилонов, ввиду высоких дополнительных напряжений от жесткости цепи, усилены двумя листами 170 × 17 *мм*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Удерживающая цепь состоит из 4 ветвей, в каждой 6 листов $650 \times 17 + 2 \times 250 \times 17$ (фиг. 159—161), при общем сечении — 2 996 *см*^{2} и рабочем сечении — 2 497 *см*^{2}.



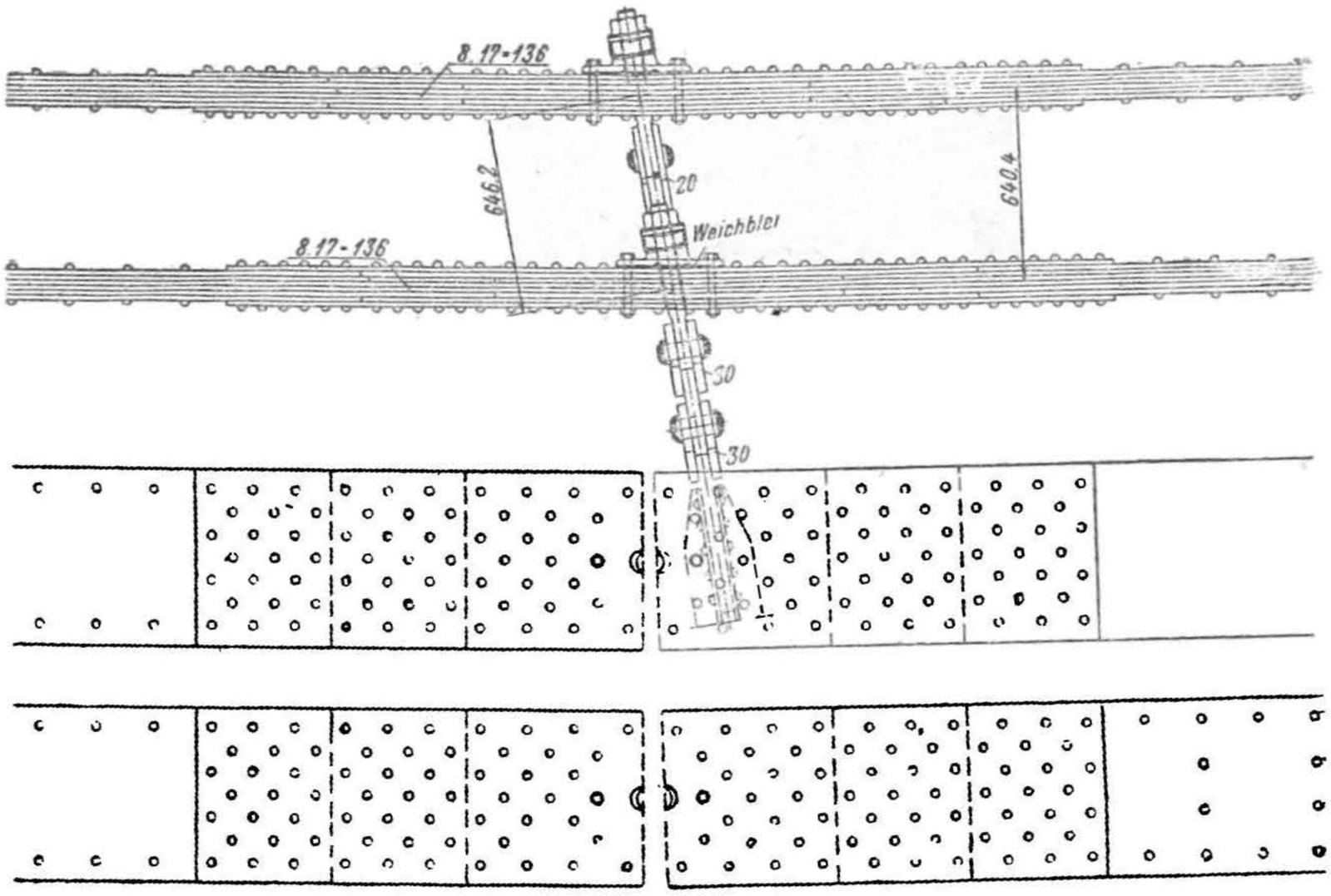


Фиг. 154—156.

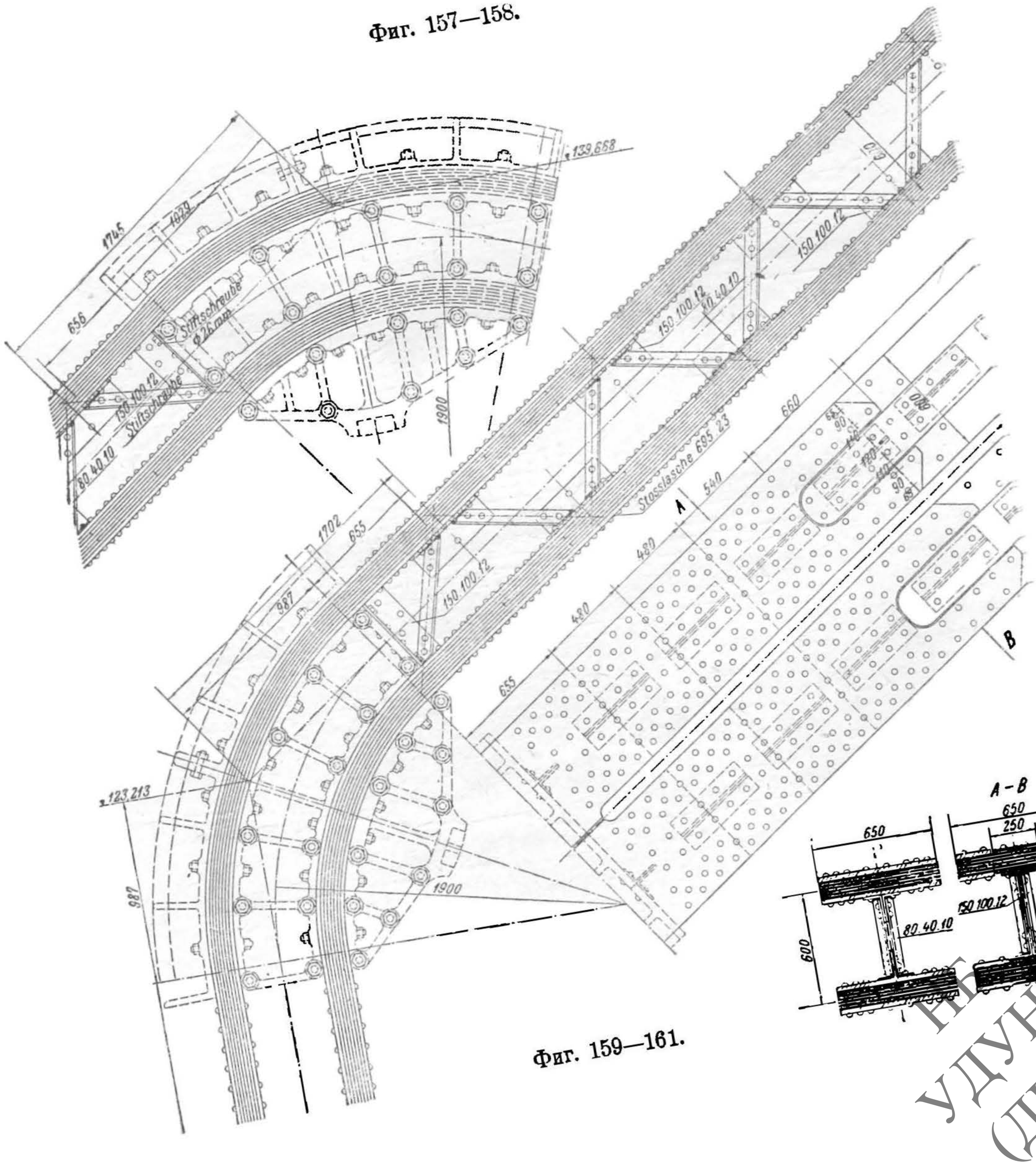
Цепь имеет стыки через две панели; стыки — ступенчатые, причем каждый стык перекрыт накладкой, непосредственно на нем расположенной (фиг. 157—158).

Нижний конец цепи, закрепленный в устое, снабжен крестообразным уширением, составленным из уголков и листов, пропущенных друг сквозь друга при различной высоте (фиг. 162 — 164). На образованных таким образом плечах расположены 8 узких стальных подушек, упирающихся в 4 широкие подушки, передающие давление на кладку массива. Элементы креста имеют длину 3,1 *м*.

НТБ УДУНТ (ДИТ)



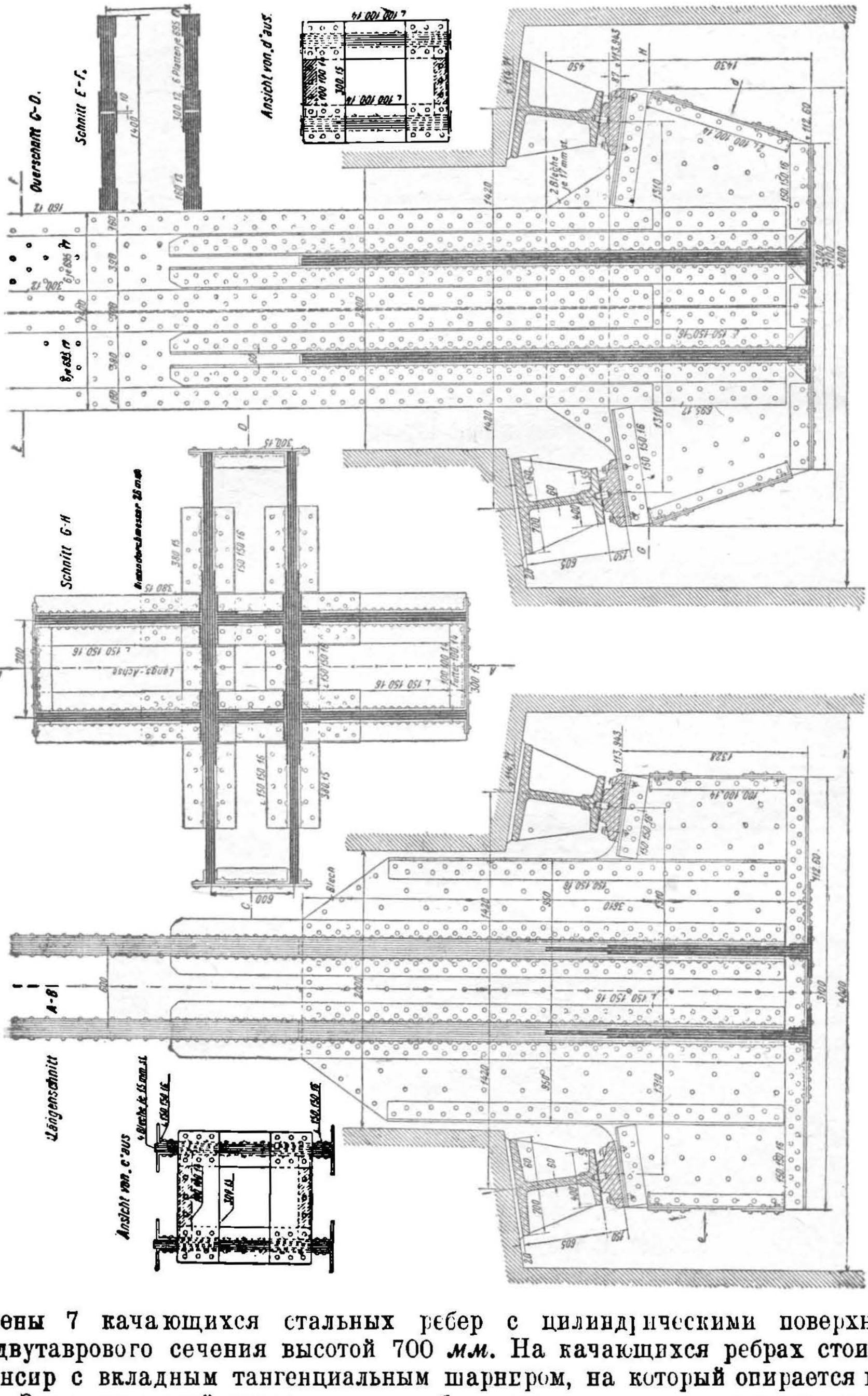
Фиг. 157—158.



Фиг. 159—161.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

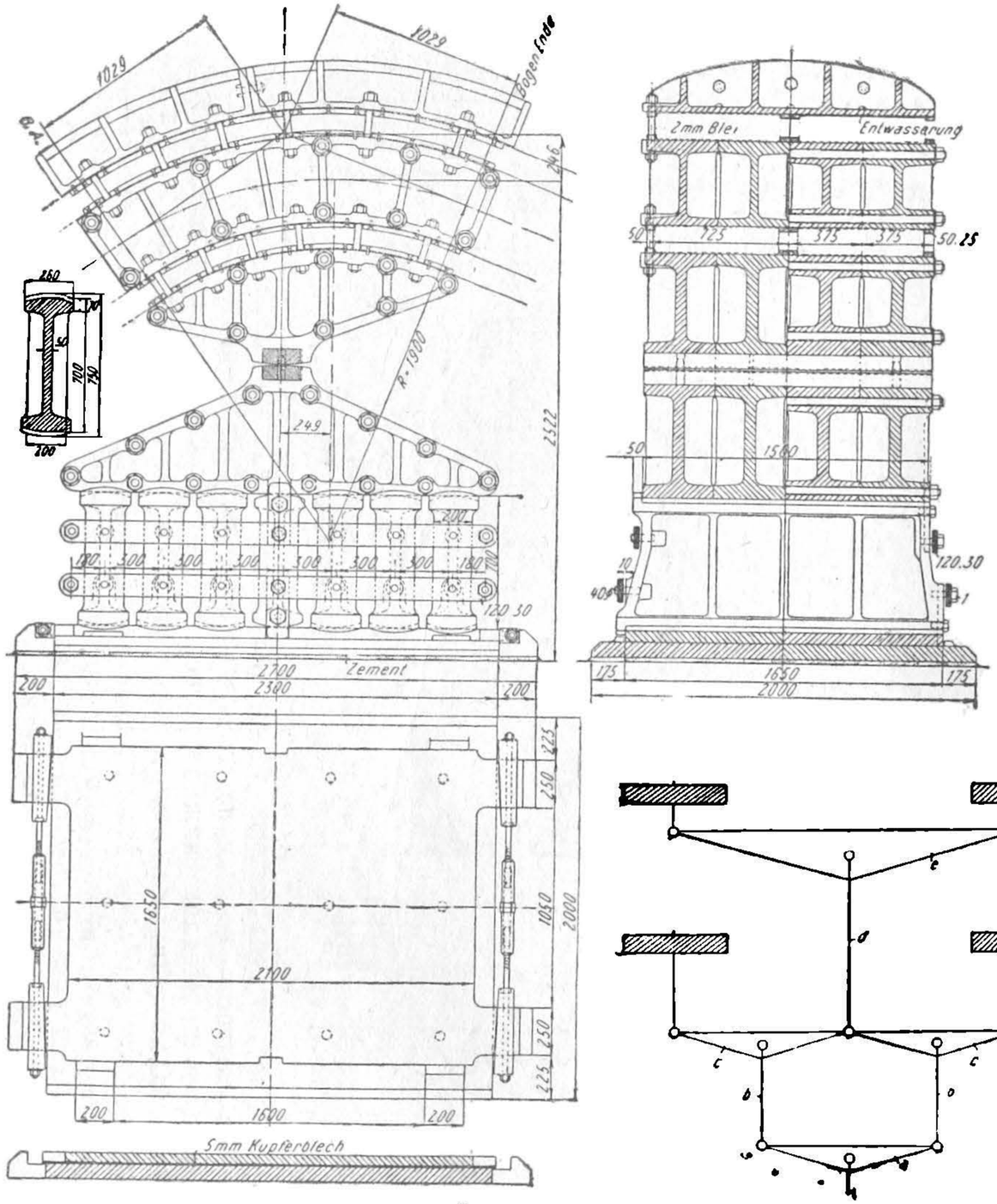
Давление цепи на верхушку пилона 2 335 тонн. При расчете опорных частей допущено напряжение на сжатие и растяжение 1 300 *кг/см*², на скалывание 1 100 *кг/см*². Нижняя плита опоры (фиг. 165—167) имеет площадь 2,0 × 2,3 *м* и производит на гранитные подферменники давление 52 *кг/см*². На ней расположена другая плита с прокладкой между ними медного листа толщиною 5 *мм*, смазанного парафином. Это дает возможность передвигать верхнюю плиту при помощи клиньев. На верхней плите



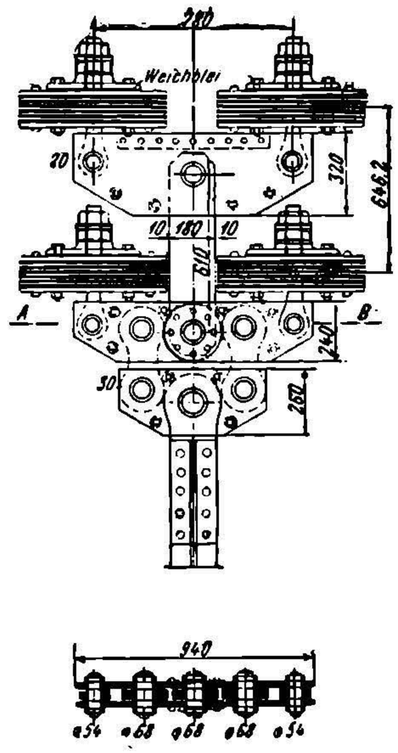
Фиг. 162—161.

расположены 7 качающихся стальных ребер с цилиндрическими поверхностями; ребра — двутаврового сечения высотой 700 *мм*. На качающихся ребрах стоит нижний балансир с вкладным тангенциальным шарниром, на который опирается верхний балансир. Этот последний принимает на себя нижние ленты, а верхние опираются этажом выше на особую промежуточную отливку. Наконец, над верхними лентами расположена соединительная покрышка. Все части выше шарнира стянуты друг с другом болтами. Общая высота опоры — около 3 *м*.

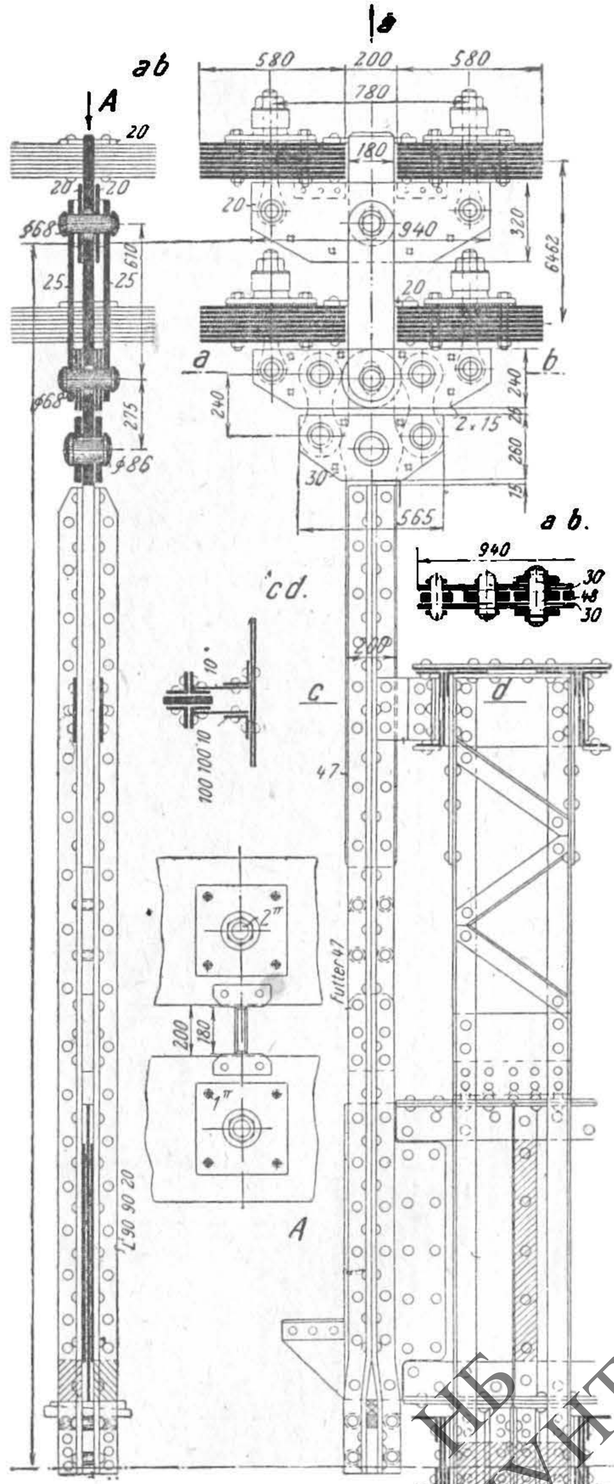
НТБ УДУНТ (ДИТ)



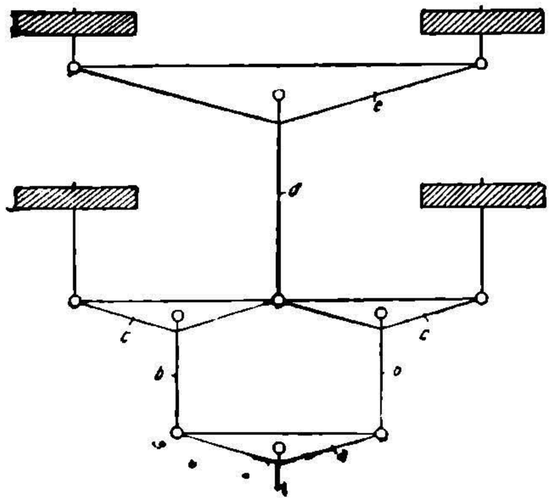
Фиг. 165 — 168.



Фиг. 169.



Фиг. 170 — 171.

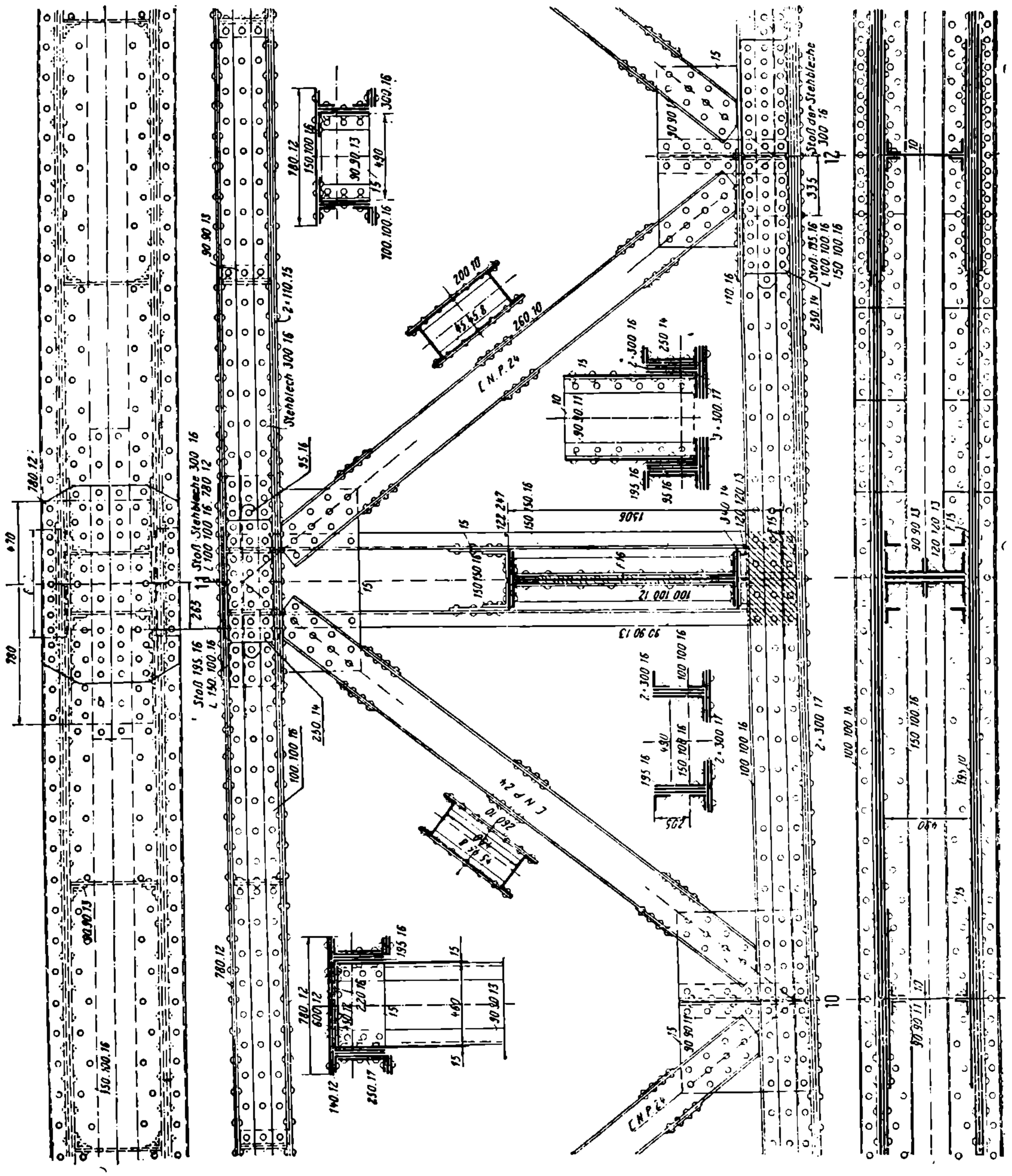


НБ УДУНТ (ДНТ)

Вкладыши, сбразующие шарнир, сделаны из крупповской прокованной стали и подвергаются напряжениям 6 100 *кг/см*^{2}.

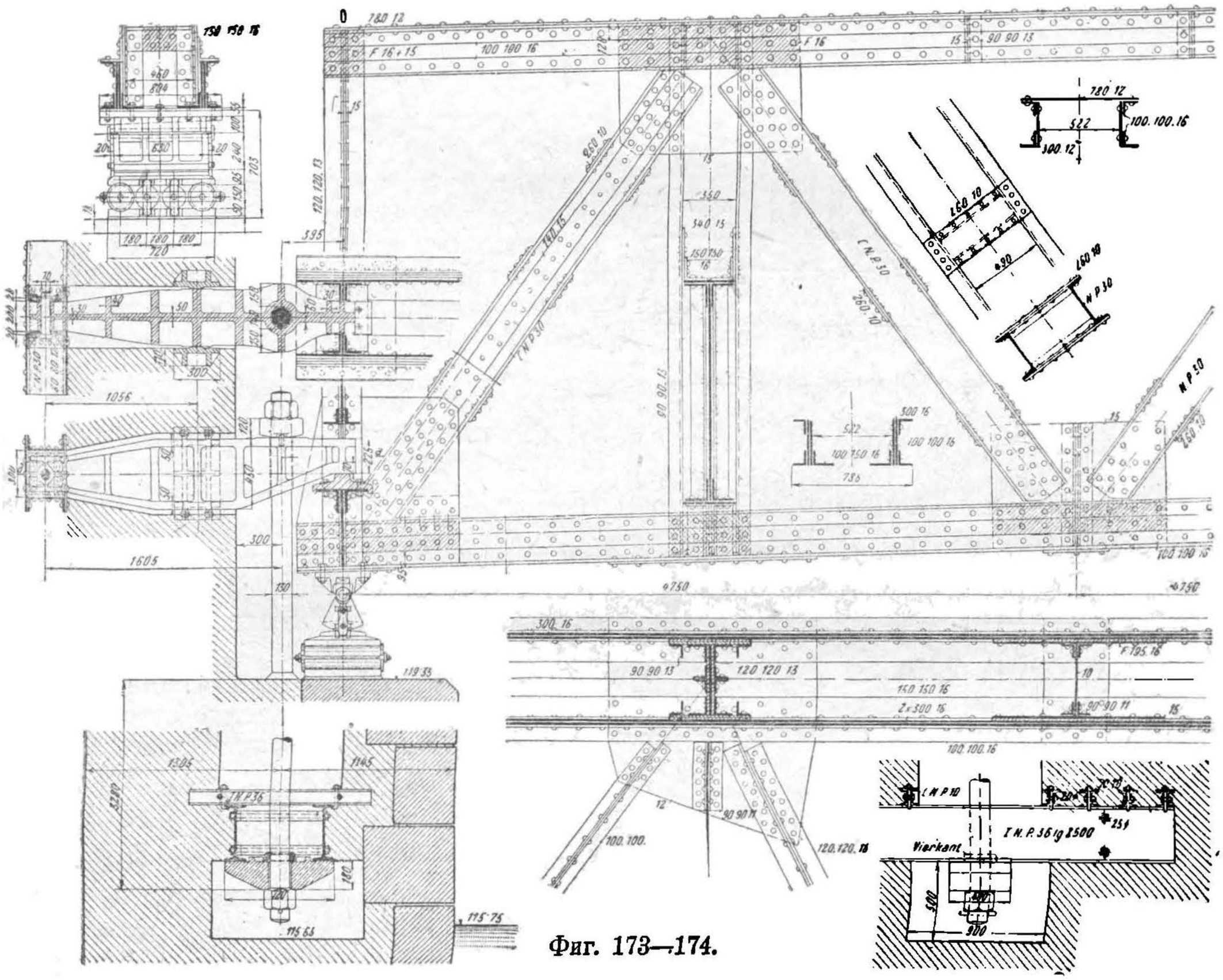
Балансиры отлиты из стали. Для уменьшения внутренних натяжений, появляющихся в больших стальных отливках при остывании, они разделены на 4 части и стянуты болтами. Временное сопротивление стали 50 *кг/мм*^{2}, при удлинении 23$^0/_0$.

Прикрепление подвесок к цепи представляло следующие затруднения. При нагревании солнечными лучами верхних полос цепи и при положении в тени нижних


Stoß Stehblech 300 16
L 100 100 16 780 12
Stoß 195 16
L 150 100 16
Stehblech 300 16
L N.P. 24
780
780.12
150.100.16
90.90.13
100.100.16
200 10
85 15.8
260 10
110.16
250 14
95 16
195 16
150 150 16
122 247
1506
100 100 12
90 90 13
Stoß der Stehbleche
300 16
335
12
10
120 120 13
90 90 11
150 100 16
195 10
L 100 100 16
Stoß 195 16
L 150 100 16
Stoß 195 16

ция этого приспособления. Стержень, передающий давление на данную полосу цепи, пропущен сквозь нее и закрепляется при помощи гайки на особой стальной подушечке, на которой стержень может качаться вдоль и поперек моста. Давление на прокладку достигает 5 250 *кг/см*^{2}.

Подвеска подвергается действию усилия около 60 тонн и состоит (фиг. 169—171) из 4 уголков 90 × 90 × 13 *мм*, к верхнему концу которых прикреплена стальная полоса с проушиной для болта диаметра 68 *мм*. Нижний конец подвески прикреплен к концу поперечной балки на 14 заклепок; перед склепкой производится регулирование длины подвески при помощи клиньев, расположенных в подвески ниже балки. Принятое прикрепление подвесок освобождает их от изгиба при действии ветра на цепь. Но средняя подвеска должна принимать давление ветра на цепь и передать его через стойку балки жесткости на ветровые связи. Для этого средней подвеске



Фиг. 173—174.

дана конструкция, представленная на фиг. 170—171; стальная полоса, укрепленная вверху между уголками подвески, имеет сечение 200 × 47 *мм* и продолжена до верхних полос цепи; нижнее отверстие сделано по болту, две верхние — продолговаты (см. вертикальный разрез по *ab*, фиг. 170). Боковое давление на цепь передается полосе, а через нее уголкам подвески и стойке.

Балки жесткости имеют высоту от 3,25 *м* на конце до 3,0 *м* в середине, т. е. равную $^1/_{36}$ пролета. Высота эта соображена с высотой поперечных балок и положением верхнего пояса. Нижний пояс — из двух ветвей, верхний — коробчатый (фиг. 172); раскосы — из швеллеров, стойки — из уголков. Стержни решетки прикрепляются при помощи фасонных листов-накладок, перекрывающих стыки вертикальных листов. Стыки сделаны через каждые три панели.

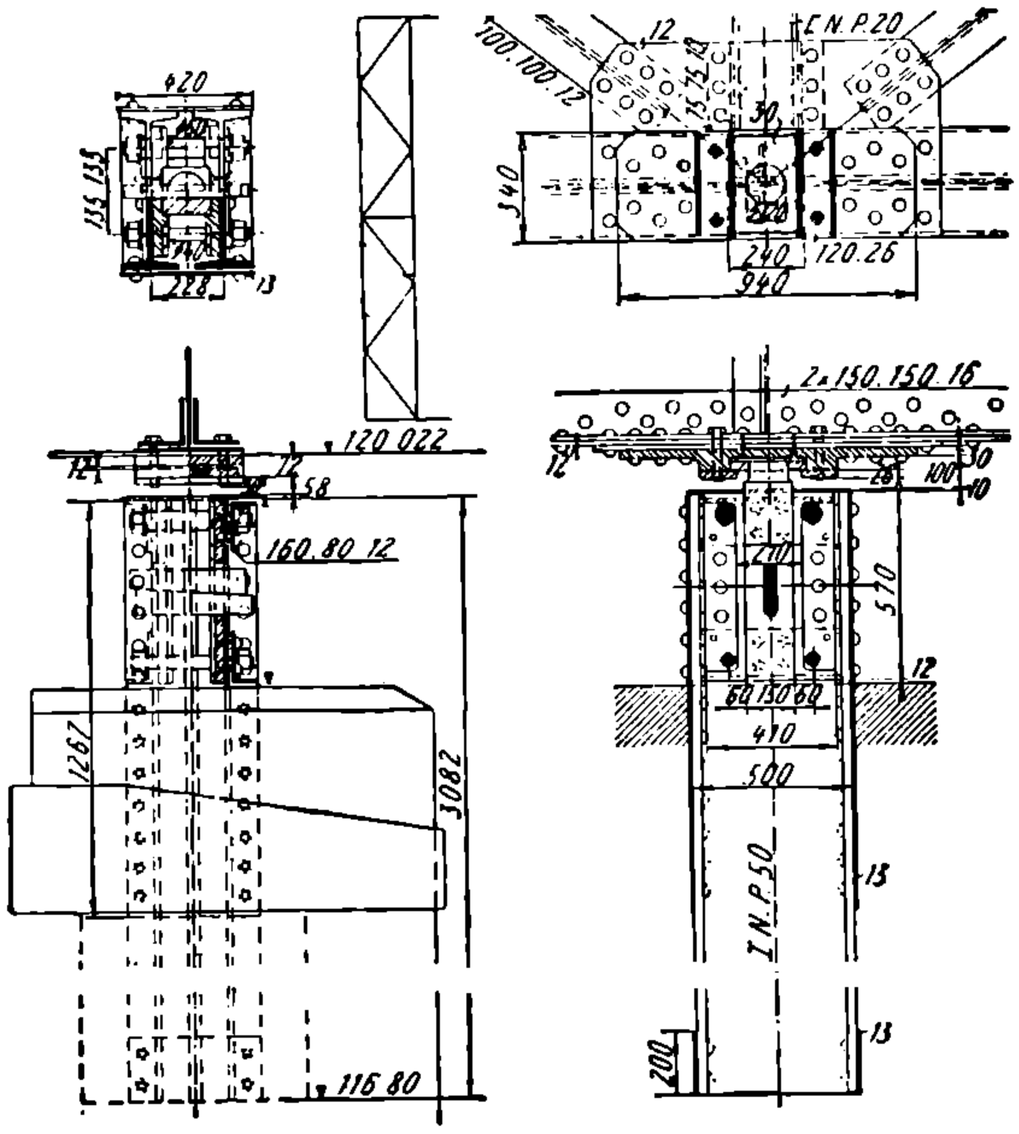
Поперечные балки соединены со стойками так, что нагрузка от балок может передаваться балкам жесткости, и, наоборот, балка жесткости может при загружении соседних поперечных балок передавать давление поперечной балке и дальше через нее на цепь.

УДУНТ (ДИТ)

Опоры балки жесткости подвергаются положительному давлению в 94 *m* и отрицательному, имеющему наибольшую величину 77,5 *m*. Конец балки должен быть закреплен с оставлением в неприкосновенности горизонтальной подвижности. Кроме того, ввиду большой ширины моста, крайним поперечным балкам надо дать свободу изменять свою длину. Все это достигается конструкцией опоры, представленной на фиг. 173—174. Продольная подвижность опоры дается качающимся сектором, поперечная — катками.

Отрицательная опора состоит из стальной балки, заделанной шарнирно в кладку устоя; наружный конец ее прижат анкерным болтом к подушке, расположенной над положительной опорой. Вправо и влево балка двигаться не может, будучи обжата боковыми подушками, вделанными в стенке гнезда. Эти перемещения уничтожены, чтобы не подвергать изгибу анкерный болт; по установке болта в шахте, эта последняя заполнена была бетоном.

Пролетное строение снабжено горизонтальной ветровой фермой, которая расположена в плоскости нижних поясов ферм жесткости (см. фиг. 148, стр. 277). Крайняя полупанель связей имеет 6 коротких раскосов с дополнительной распоркой по оси моста. Против этой распорки в крайней поперечной балке устроена опора ветровых связей. Она состоит из вертикального штыря, вделанного в кладку устоя (фиг. 175—176). Этот штырь верхним концом сцеплен с горизонтальной планкой, укрепленной к поперечной балке снизу. Планка может перемещаться по поясу балки вдоль моста и не может двигаться поперек моста. Таким образом она передает давление ветра на устой, не препятствуя продольным перемещениям конца проезжей части. Давление ветра достигает здесь 52,4 *m*.



Фиг. 175—176.

Постоянная нагрузка полностью передается на цепь; для достижения этого раскосы балки жесткости прикреплены были к узлам лишь по исполнении всех работ по устройству пролетного строения.

Вес пролетного строения состоит из следующих слагаемых:

Вес цепи . .	244,3 *m*
» подвесок	30,6 »
» балки жесткости	140,3 »
» балочной клетки и лотков .	270,7 »
» ветровых связей . .	14,0 »
Всего	700 *m*

На один пог. метр горизонтальной проекции цепи приходится:

Пролетное строение . .	6,14 *m/м*
Мостовое полотно . .	3,61 »
Перила, трубы и пр.	1,06 »
Всего .	10,81 *m/м*

Подвижная нагрузка на узел дает 17,1 тонн, или 3,6 тонны на пог. метр.

Расчет показывает, что цепь берет на себя 97,7% подвижной нагрузки при полном загружении всего пролета. Распор от колебаний температуры на ± 40° равен ± 57 тонн.

Деформации системы от колебаний температуры найдены построением диаграммы Вилльо. Перемещение опоры на пилоне равно 15,3 *мм*. Наибольшее понижение середины пролета —181,5 *мм*, или 46 *мм* на каждые 10°, что и подтвердилось наблюдениями в действительности.

ГПИ УДУНТ (ДИТ)

Дополнительные напряжения в *удерживающей цепи* от изгиба под действием собственного веса, как балки на двух опорах, подверженной, кроме того, растяжению, найдены довольно большие; для их уменьшения полосы цепи соединены уголковой решеткой в жесткую систему.

При таких условиях подсчет дает дополнительные напряжения в середине 121 *кг/см*^{2}, как среднюю величину для двух случаев: балка на концах свободна и балка на концах заделана. Давление ветра дает добавочное напряжение в удерживающей цепи $\pm$ 39 *кг/см*^{2}, в главной $\pm$ 95 *кг/см*^{2}.

Были подсчитаны также напряжения в цепи от деформаций системы; цепь от постоянной нагрузки удлинилась на 61,5 *мм* на протяжении от анкера до анкера, что вызвало некоторые напряжения от изгиба цепи. Подсчет показал, что напряжения эти весьма малы: в удерживающей цепи 1—2 *кг/см*^{2}, в главной 17—27 *кг/ м*^{2}.

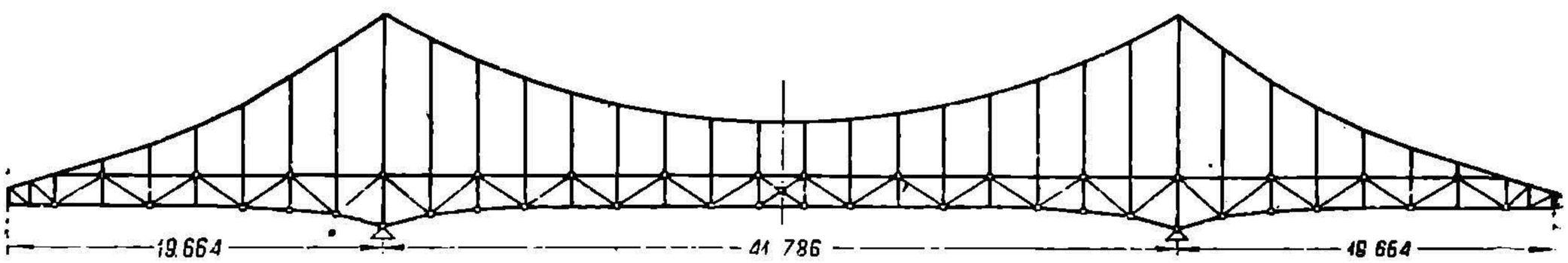
При дневных колебаниях температуры башня остается одной и той же высоты, тогда как ближайшие подвески удлиняются или укорачиваются, что вызывает изгиб цепи в точках подвеса близ башни. Дополнительные напряжения от этого явления в удерживающей цепи ничтожны, в главной же они достигают 159 *кг/см*^{2}.

8. Мост в Любеке.[1] — Этот мост через Эльба-Травский канал, по своим статическим свойствам, — того же типа, что и Кёльнский мост: цепь с распоркой. Мост



Фиг. 177. — Мост в Любеке (1899).

приводится как пример моста с клепаной цепью коробчатого сечения. Вид его очень интересен (фиг. 177); обращает внимание отсутствие портала, пилоны устойчивы сами по себе.

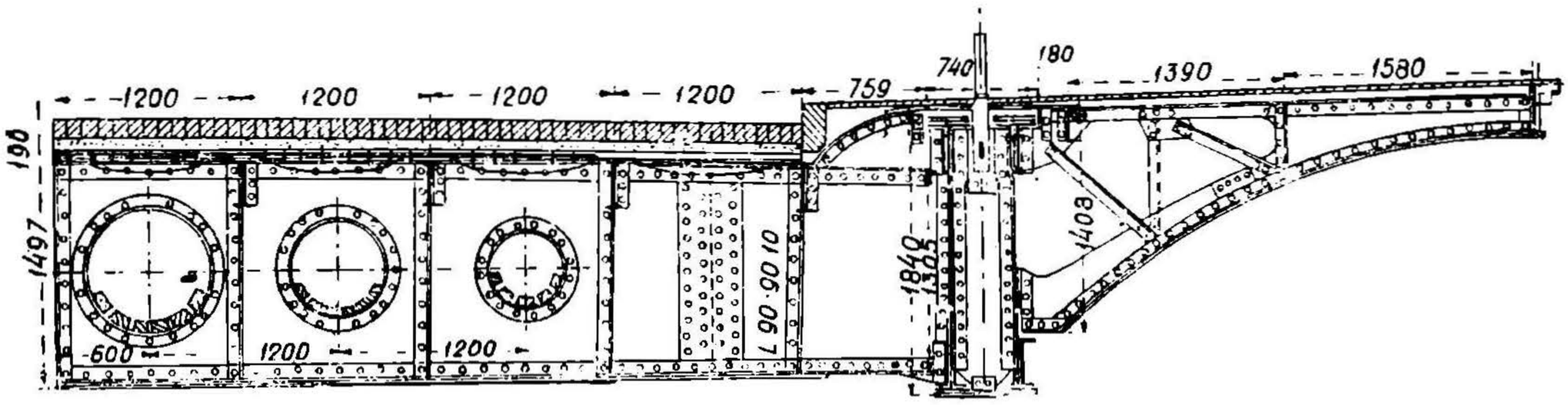


Фиг. 178.

Мост имеет три пролета: 19,66 + 41,79 + 19,66 *м* (фиг. 178). Балка жесткости, неразрезная в три пролета, имеет треугольную решетку при длине панели 2,46 *м*. Высота ее на средних опорах —2,3 *м*, на крайних —1,4 *м*, в середине —1,3 *м*. Вся балка находится под полотном тротуара (фиг. 179). Расстояние между осями балок

[1] Der Elbe-Trave-Kanal. Z. d. V. D. I., 1900, № 24.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 179.

11,88 *м*, причем для проезда отведена ширина 9,6 *м*. Для тротуаров в промежутке между пилонами и перилами дано 3,0 *м*, на остальном протяжении моста — почти 4,5 *м*.

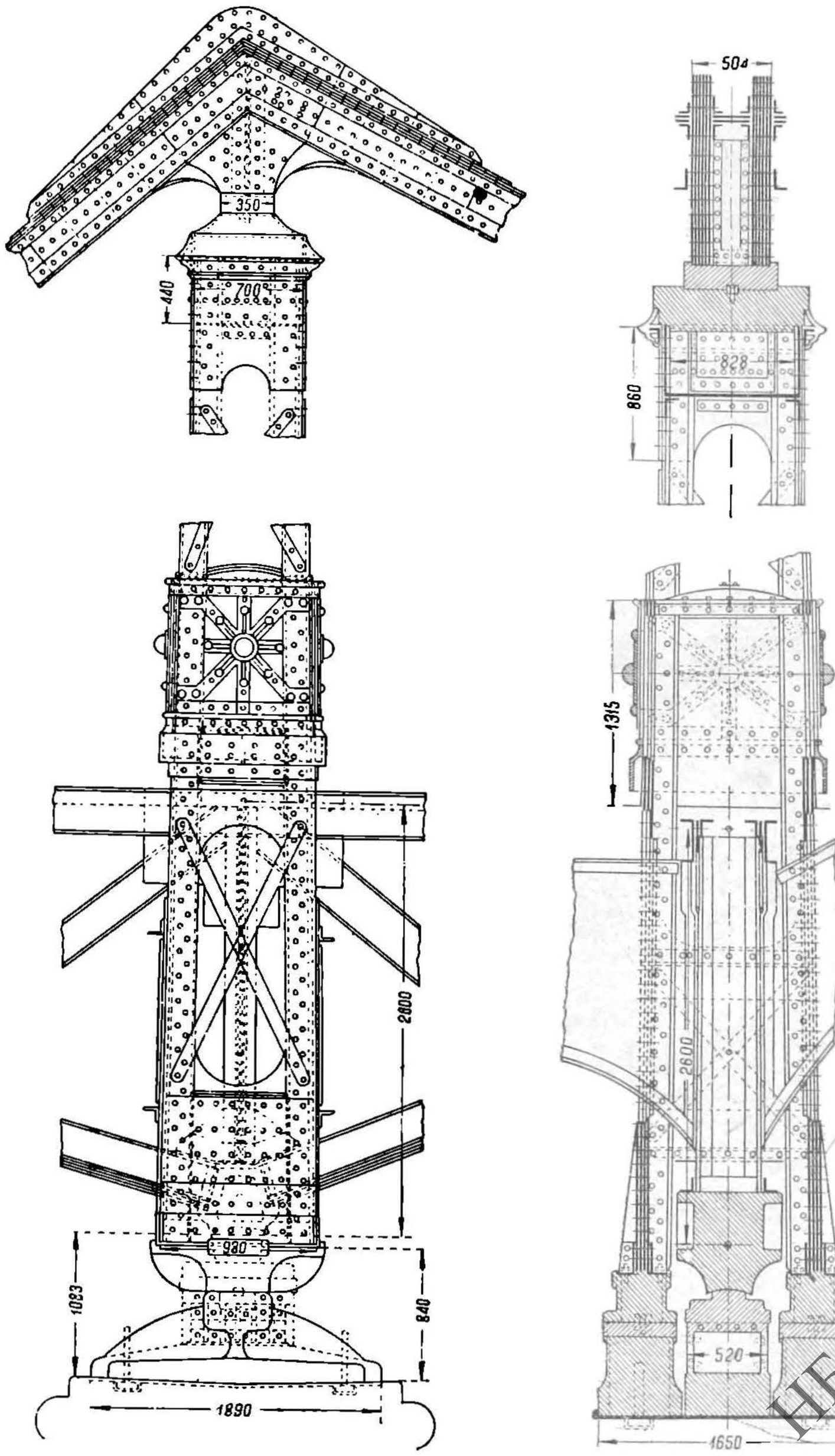
Цепь имеет стрелку в среднем пролете 5,7 *м*, или $^1/_{7,33}$ пролета; вершина ее приподнята над полотном моста на 2,5 *м*, чтобы не препятствовать свободному сообщению между тротуарами моста.

Мостовая состоит из гранитных кубиков, уложенных на слое гравия в 7 *см* толщиной; она лежит на лотках, заполненных бетоном. Тротуар поддерживается железом Зоре с бетонным слоем, поверх которого дан слой асфальта.

Ветровых связей нет. Боковая жесткость пролетного строения обеспечивается слоем бетона на лотках.

На фиг. 180—181 приведены чертежи пилона. Внизу сквозь раздвоенный пилон проходит балка жесткости, которая имеет здесь свою опору; на одном быке у нее подвижная опора, на другом — неподвижная. Вверху пилона показан перевод цепи через пилон.

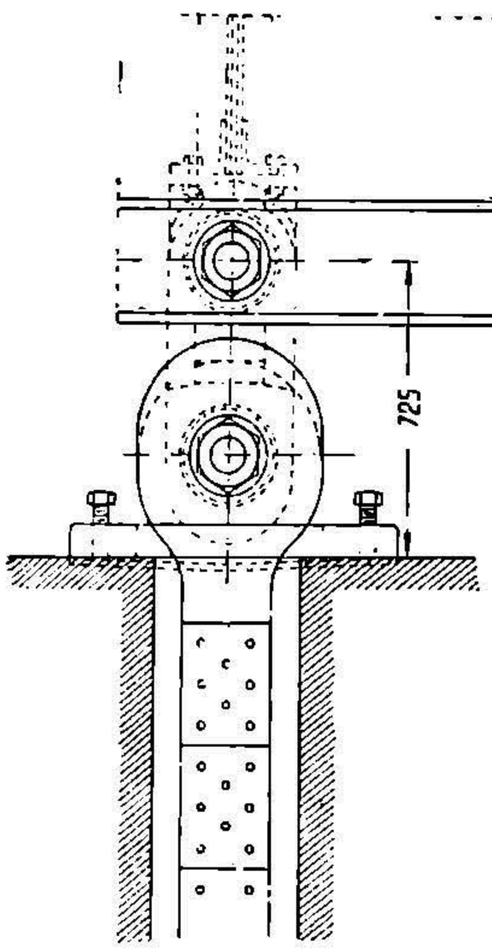
На фиг. 182 и 183 показано устройство анкерной опоры балки жесткости на устоях. Опора — подвижная и может принимать давление обоих направлений.



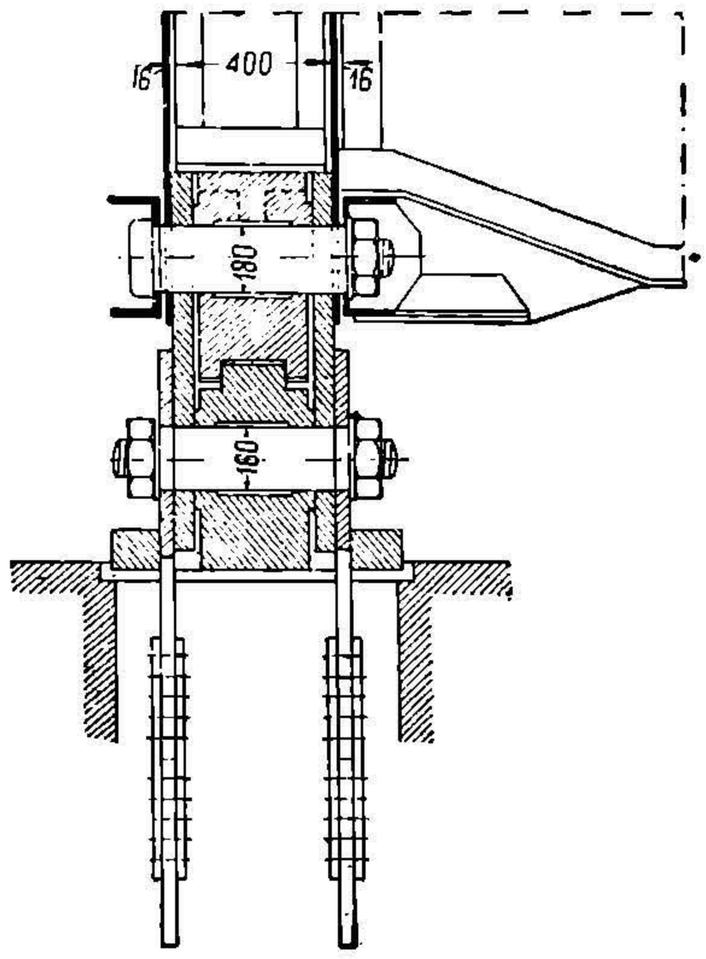
Фиг. 180—181.

НБ УДУНТ (ДИТ)

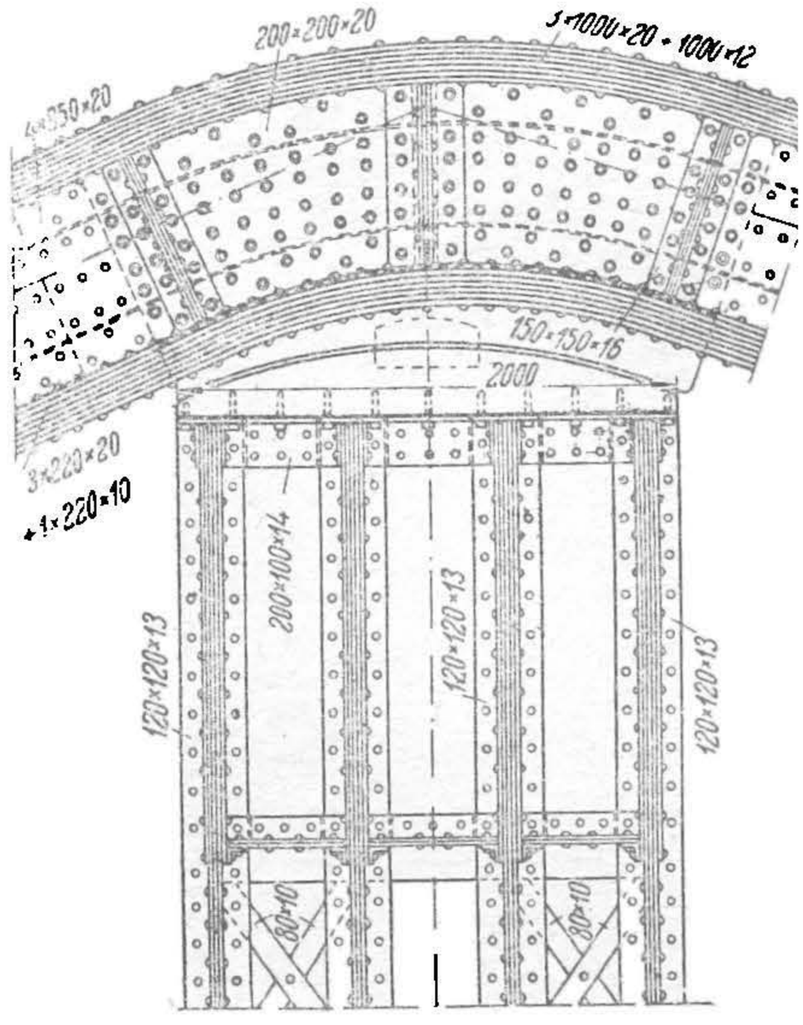
На фиг. 184 приводим в качестве варианта другой способ перевода коробчатой цепи через пилон, взятый из конкурсных проектов Кёльнского моста.



Фиг. 182.



Фиг. 183.



Фиг. 184.

9. Мост через р. Марх (Napagedl, Австрия).[1] — Этот мост (фиг. 185) построен в 1910 году по той же системе, что и предыдущий мост, но с некоторыми вариациями. Балка жесткости *разрезная*, так как верхний пояс над средними опорами прерывается. Пролеты разбиты в несколько ином соотношении: 21 + 36 + 21 *м*, т. е. боковые сделаны длиннее, нежели половина среднего пролета; имеется в виду уменьшение отрицательной реакции опор на устоях. Балки жесткости возвышаются над полотном моста на высоту перил, которые в виде особой конструкции отсутствуют. Цепь образована клепаным поясом со стрелкой в среднем пролете 4,0 *м*. Общая конструкция моста представлена на фиг. 186—187. Балки жесткости имеют высоту 1,70 *м*, параллельные пояса, несколько расходящиеся лишь над средними опорами, и треугольную решетку. Расстояние между балками —5,5 *м*, в плоскости нижних поясов они связаны между собою нижними горизонтальными связями полураскосной системы.

Проезжее полотно имеет ширину 5,3 *м*, при отсутствии тротуаров.

Полотно (фиг. 189—190) расположено на поперечных балках высотой 50 *см* при расстоянии между ними (длина панели) 3,0 *м*; между поперечными балками вклепаны продольные прокатные двутавровые балки № 16, поддерживающие настил из железа Зоре. Полотно состоит из щебеночного слоя толщиною 15 *см*.

Мост рассчитан на нагрузку фурой весом 3 тонны и толпы —340 *кг*/*м*^{2}. Система имеет одну статически неопределимую величину. Сперва предполагалось дать статически определимую систему при помощи шарнира в среднем пролете балки жесткости; но затем, для увеличения жесткости моста, от этого отказались.

Постоянная нагрузка одной фермы составляет 1,4 *т*/*м*; временная нагрузка одной фермы толпой составляет 0,9 *т*/*м*.

Сечение поясов балки жесткости и цепи даны тавровые (фиг. 191). Подвески — из двух уголков, поставленных крестом (фиг. 193).

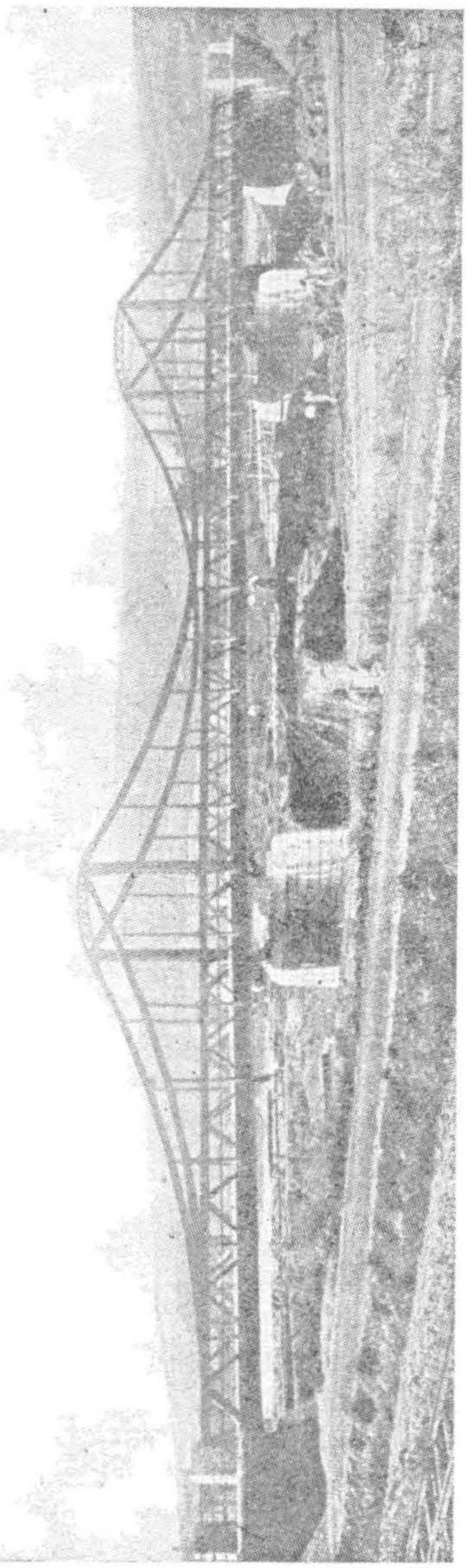
Балки жесткости над быками не имеют самостоятельных опор; они присоединены внизу к пилонам. По верхнему поясу здесь дана фальшивая панель, чтобы создать впечатление непрерывности пояса (фиг. 193). Вращение опор балок жесткости при их прогибе сопровождается изгибом частей балок жесткости у опорного узла. Это положение требует здесь некоторого запаса в сечениях, но сильно упрощает и удешевляет конструкцию. Чтобы при этом дать одну опору подвижной для среднего пролета, таковая опора дана *одному из пилонов* на одном из быков.

На устоях устроена анкерная опора, как видно из фиг. 192. Для принятия отрицательных реакций (max 10,8 *т*) в кладку устоя заделан стержень на глубину 5,5 *м*

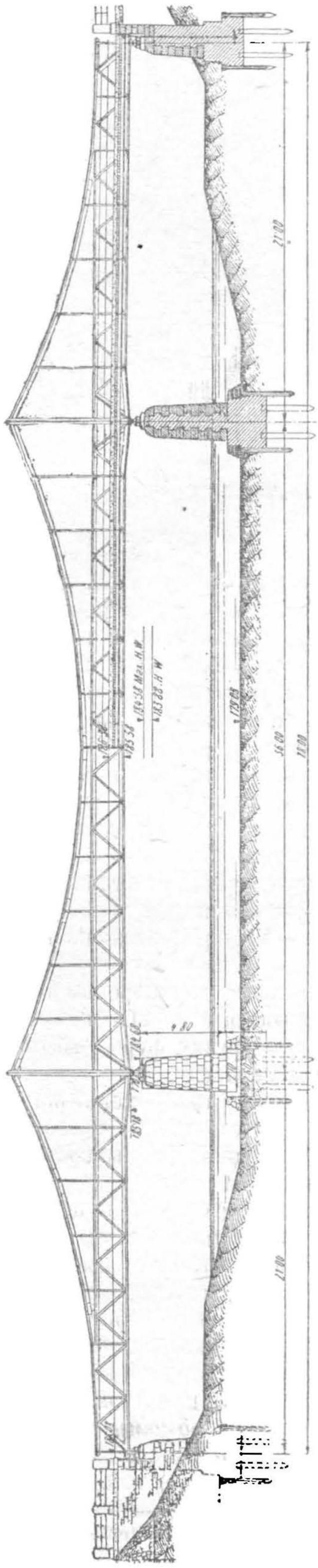
[1] Hawranek. «Durch eine Kette versteifte Träger». Eisenbau, 1910, № 9.

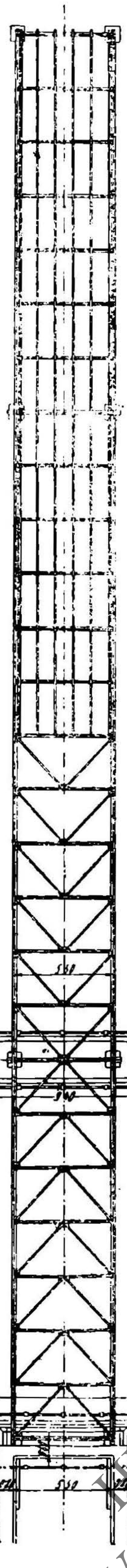
НТБ УДУНТ (ДИТ)

диаметром 65 *мм* (по нарезке 53 *мм*), верхний конец которого проходит через поперечинку, снабженную каточками, позволяющими расщепленному вилкой хвосту нижнего пояса перемещаться вдоль оси моста на качающихся балансирах. Чтобы верхушка болта не двигалась при этом (изгибая тяж), она поддержана гори-



Фиг. 185. — Мост через р. Марх в Napagedl (1910).





Фиг. 186—187. — Мост через р. Марх.

Abb. 16.

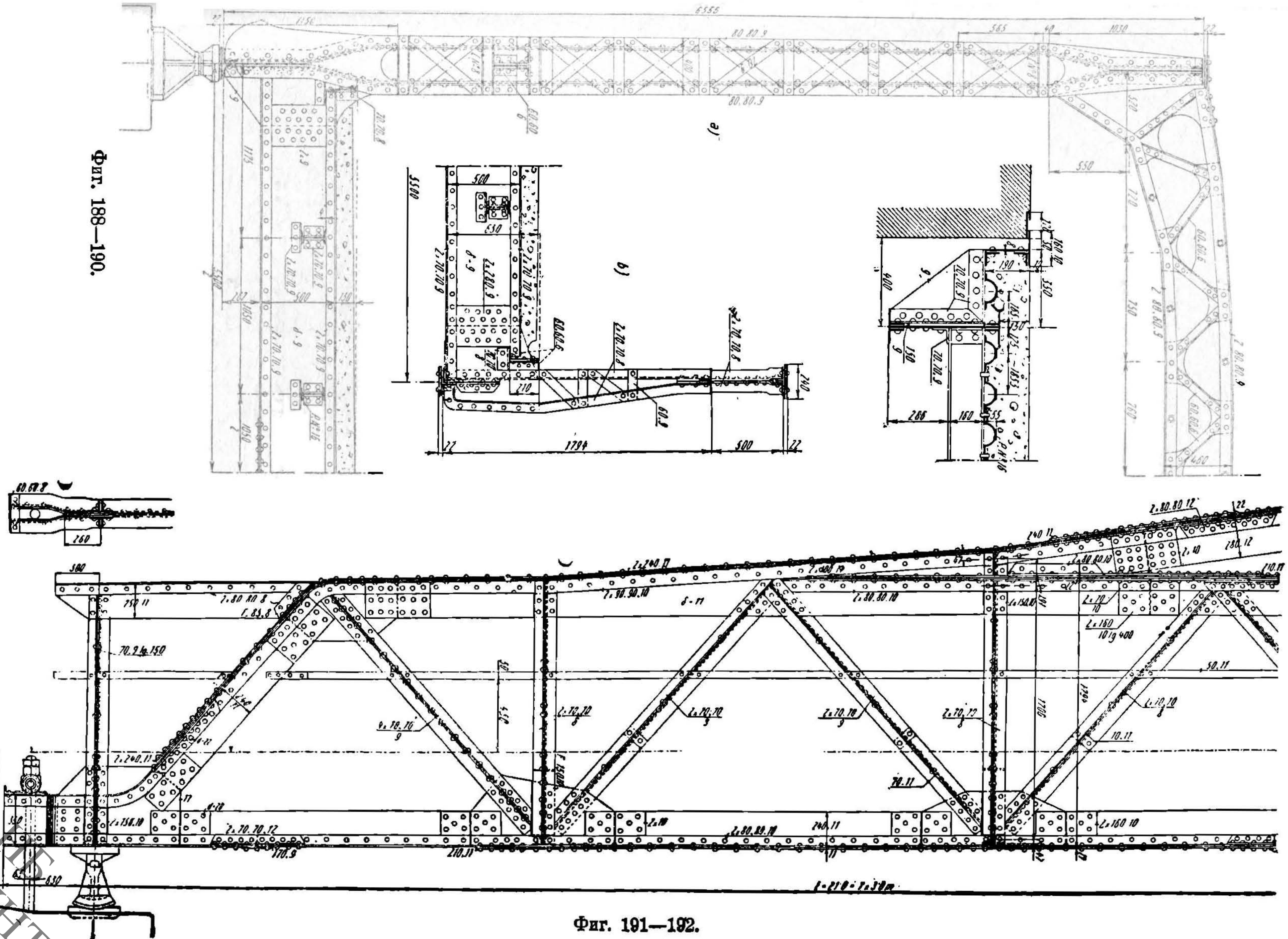
зонтальной распоркой, заделанной в устой.

Пролетное строение сделано из литого железа, при обычных допускаемых напряжениях по австрийским нормам.

При испытании расчетной нагрузкой прогибы оказались следующие: от фуры 3 *т*, при 2 парах лошадей, середина опустилась на 4 *мм* (1 : 8000 пролета), от сплошной нагрузки сред-

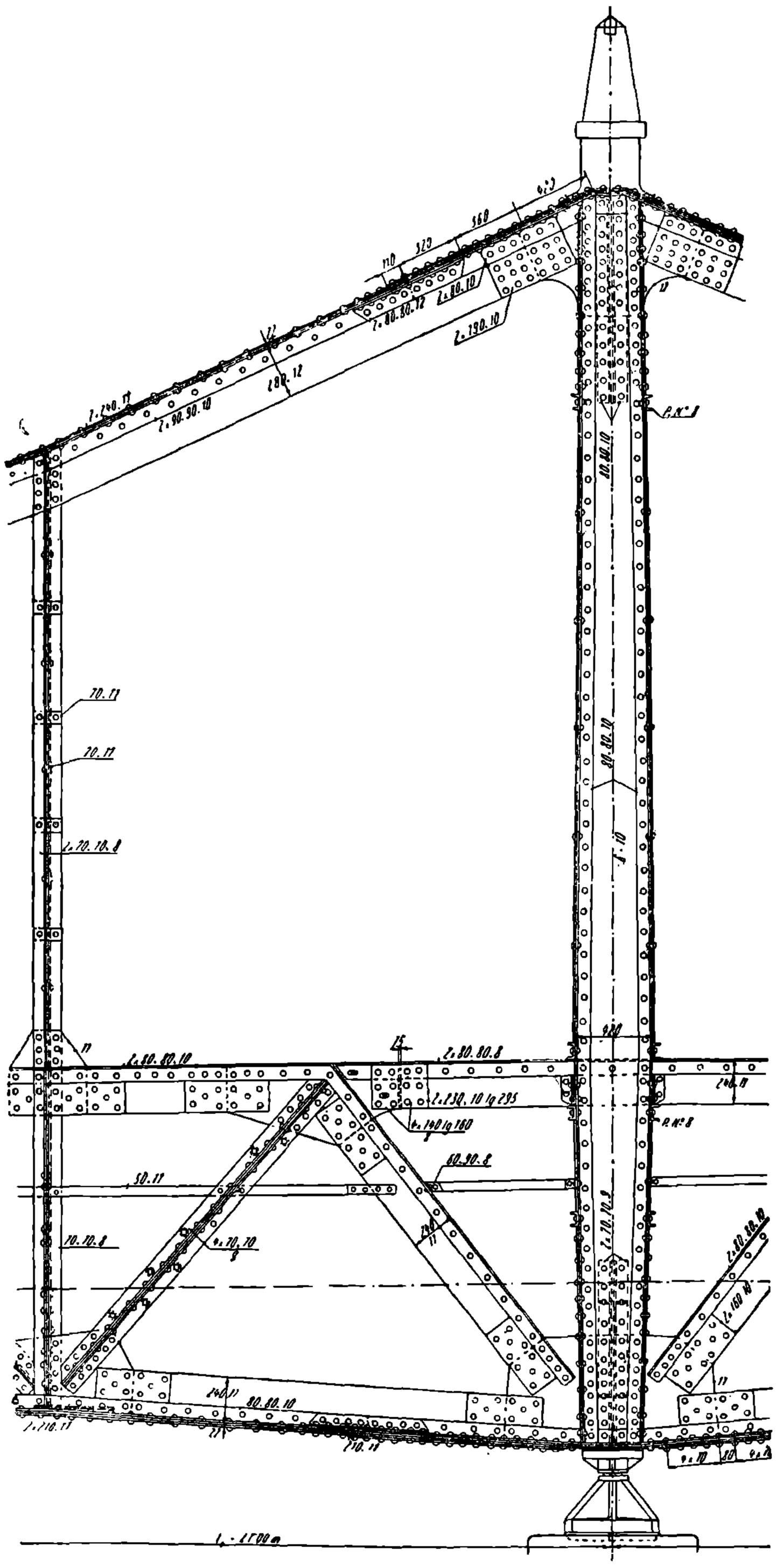
УДУНТ (ДИТ)

Фиг. 188—190.



Фиг. 191—192.

УДУНТ (ДИТ)

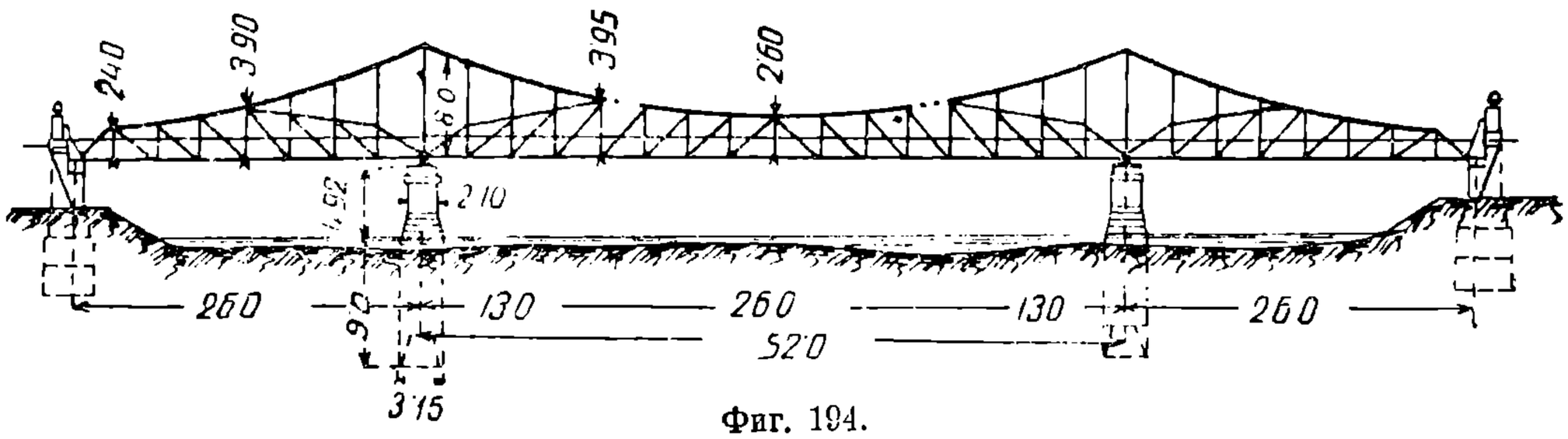


Фиг. 193.

НБ УДУНТ (ДИТ)

него пролета середина его опустилась на 22 *мм* (1 : 1640), при поднятии боковых пролетов на 4 *мм*.

Мост, как видим, — упрощенной системы. Особенно характерно, что один из пилонов стоит на горизонтально подвижной опоре, а нижние пояса балок жесткости склепаны с пилонами. Мы здесь подходим уже к балочным системам разного вида. Автор проекта совершенно правильно назвал систему моста через р. Марх *балкой, усиленной цепью*, а не системой цепи с балкой жесткости. Если часть цепи ввести верхним поясом балки жесткости и сделать ее на быках неразрезной, а в среднем пролете поставить два шарнира, то получим консольную систему, примененную в мосте через р. Зальцах в Зальцбурге (фиг. 194).



Фиг. 194.

Мост обошелся в 87 000 крон, причем опоры стоят 28 000 крон, пролетное строение — 59 000 крон.

На 1 кв. метр поверхности моста ($78 \times 5{,}5 = 429$ *м*²) вес металла в разных частях пролетного строения составляет:

Главные фермы	126	*кг/м²*
Балочная клетка	58	»
Настил Зоре	46	»
Связи горизонтальные	8,5	»
Опоры, анкера и пр.	10	»
Всего 107 тонн, или .	249	*кг/м²*

§ 3. КАБЕЛЬНЫЕ МОСТЫ.

10. Мост Jons-Niévroz на Роне. — Общий вид моста дан в историческом очерке (фиг. 69, стр. 244). Схема моста приведена на фиг. 195. Мост имеет один пролет длиной в свету 196,0 *м*, а считая между осями пилонов — 200,0 *м*. Стрелка кабеля составляет $^1/_9$ пролета. Крайние участки пролетного строения, на длину 32,5 *м* от каждого из пилонов, поддерживаются вантами, остальная средняя часть на протяжении 131 *м* поддерживается параболическими кабелями, которые в пределах этой длины имеют стрелку около $^1/_{11{,}5}$ пролета.

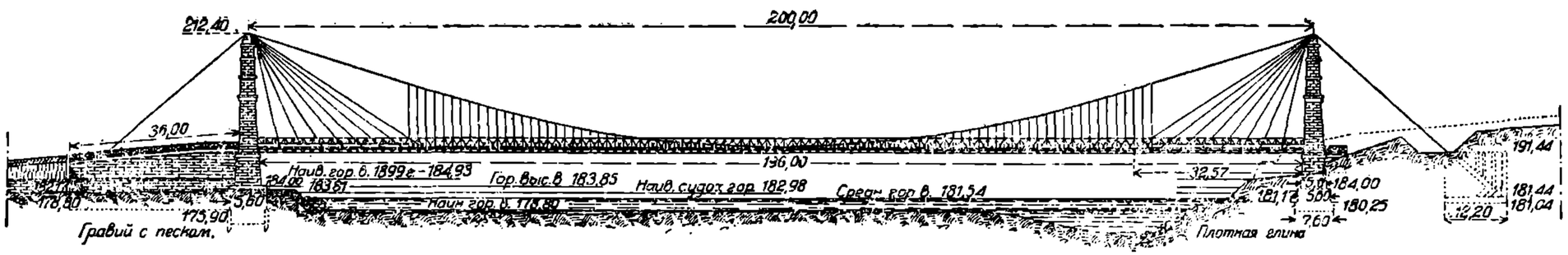
Мост построен для экипажной езды и для пропуска в будущем трамвая. Ширина полотна — 4,5 *м*, тротуаров нет (фиг. 196). Расстояние между балками жесткости 5,10 *м*, между кабелями — 6,10 *м*. Полотно проезжей части состоит из двойного досчатого настила: нижний — из дубовых досок толщиной 105 *м*, верхний — сосновый, толщиной 50 *мм*. Настил уложен на железных поперечных балочках, расположенных на 1,60 *м* друг от друга, соответственно панелям балки жесткости.

Балка жесткости, высотой 2,5 *м*, имеет пояса тавровые и крестообразную решетку из швеллеров (фиг. 197) со стойками из уголков. На фиг. 197 видна весьма примитивного устройства опора балки жесткости. Обращает на себя внимание отсутствие приспособления для восприятия отрицательной реакции опоры; здесь повидимому сказывается наличие вант на концах пролетного строения.

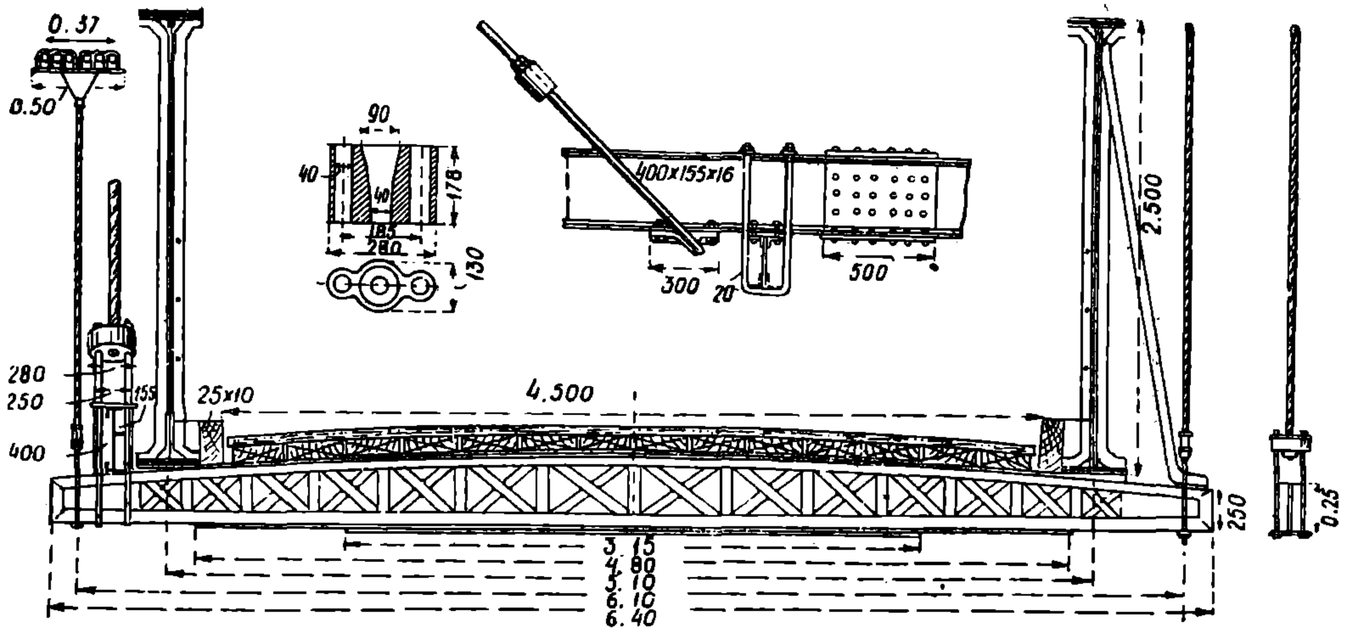
Полотно поддерживается двенадцатью кабелями, по шести с каждой стороны моста. Каждый кабель состоит из 133 проволок толщиной 5,1 *мм*, собранных в 7 прядей. Допущено напряжение 31,2 *кг/мм²*. В удерживающих кабелях дано 167 проволок той же толщины, распределенных на 9 прядей. Проволока — стальная, с временным сопротивлением 150 *кг/мм²*.

Кабели перекинуты через каменные пилоны (фиг. 198—199) при помощи шарнира, покоящегося на катковой опоре; концы кабеля надеваются на шарнир при по-

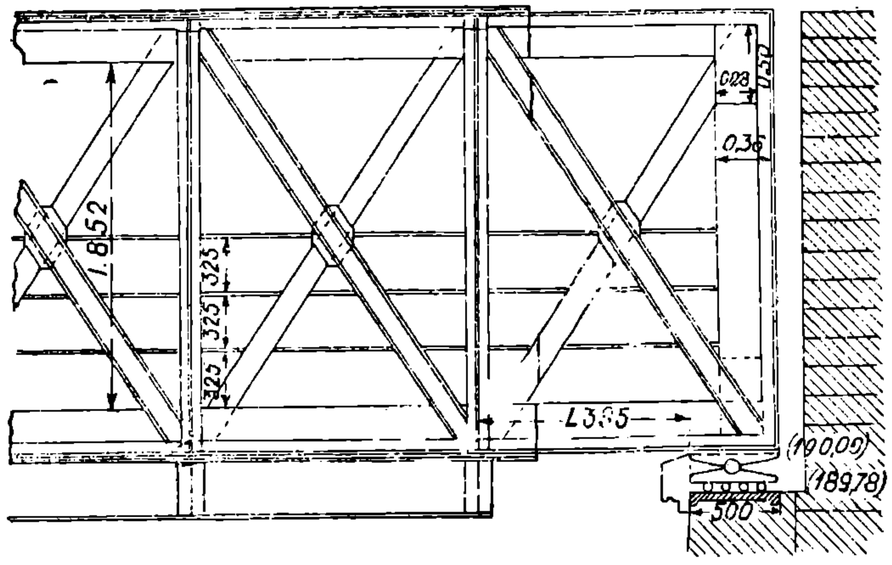
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 195.—Мост Jons-Niévroz через р. Рону.



Фиг. 196.



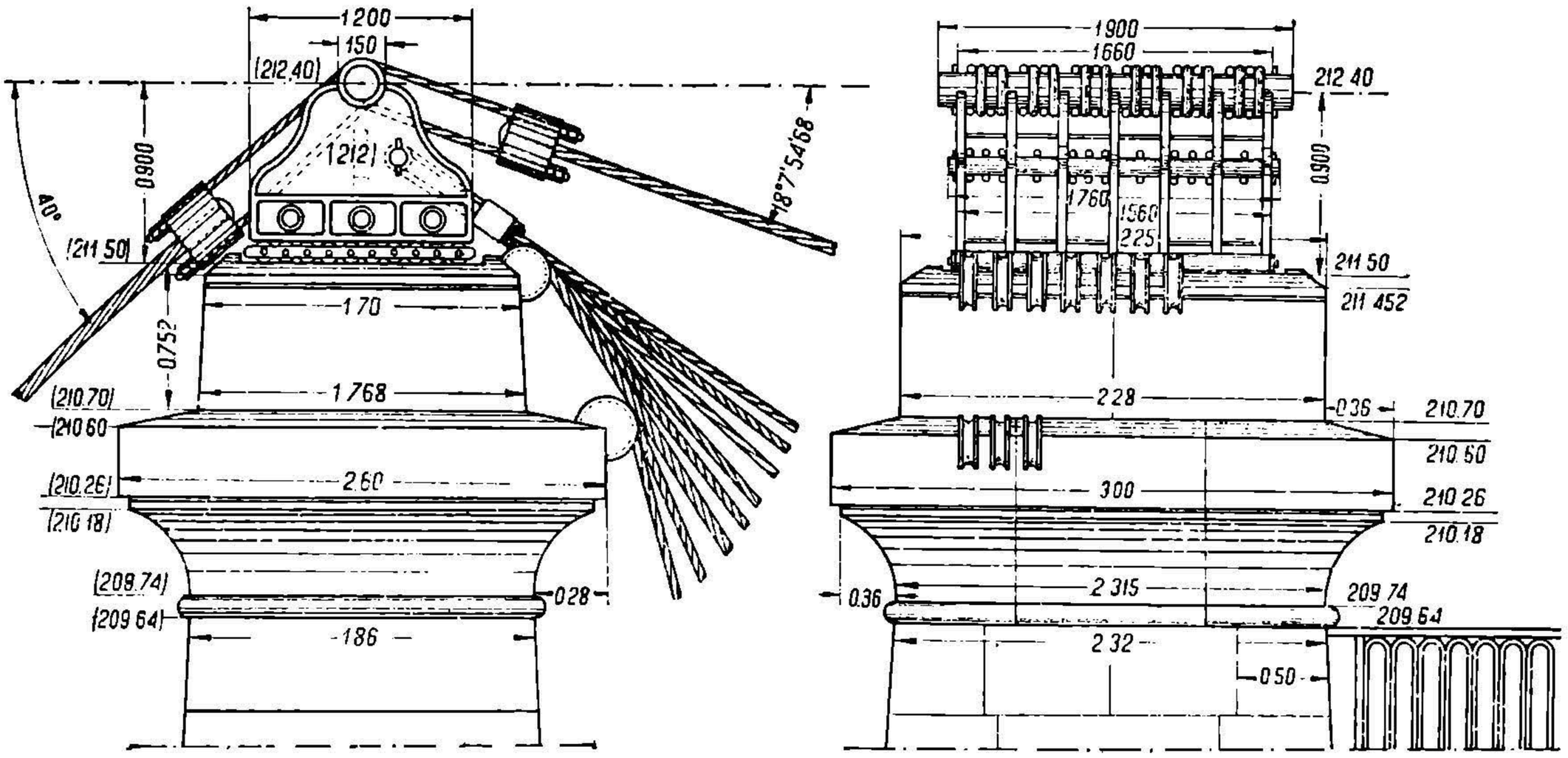
Фиг. 197.

НБ УДУНТ (ДИТ)

мощи петли, состоящей из согнутого железного стержня с винтовыми нарезками на концах и чугунной муфты; конец кабеля закрепляется в муфте, муфта надевается на вилку и удерживается гайками. Нарезка дает возможность производить регулирование длины кабелей.

Подвески состоят тоже из кабеля в 85 проволок, работающих с напряжением 15 *кг/мм*^{2}.

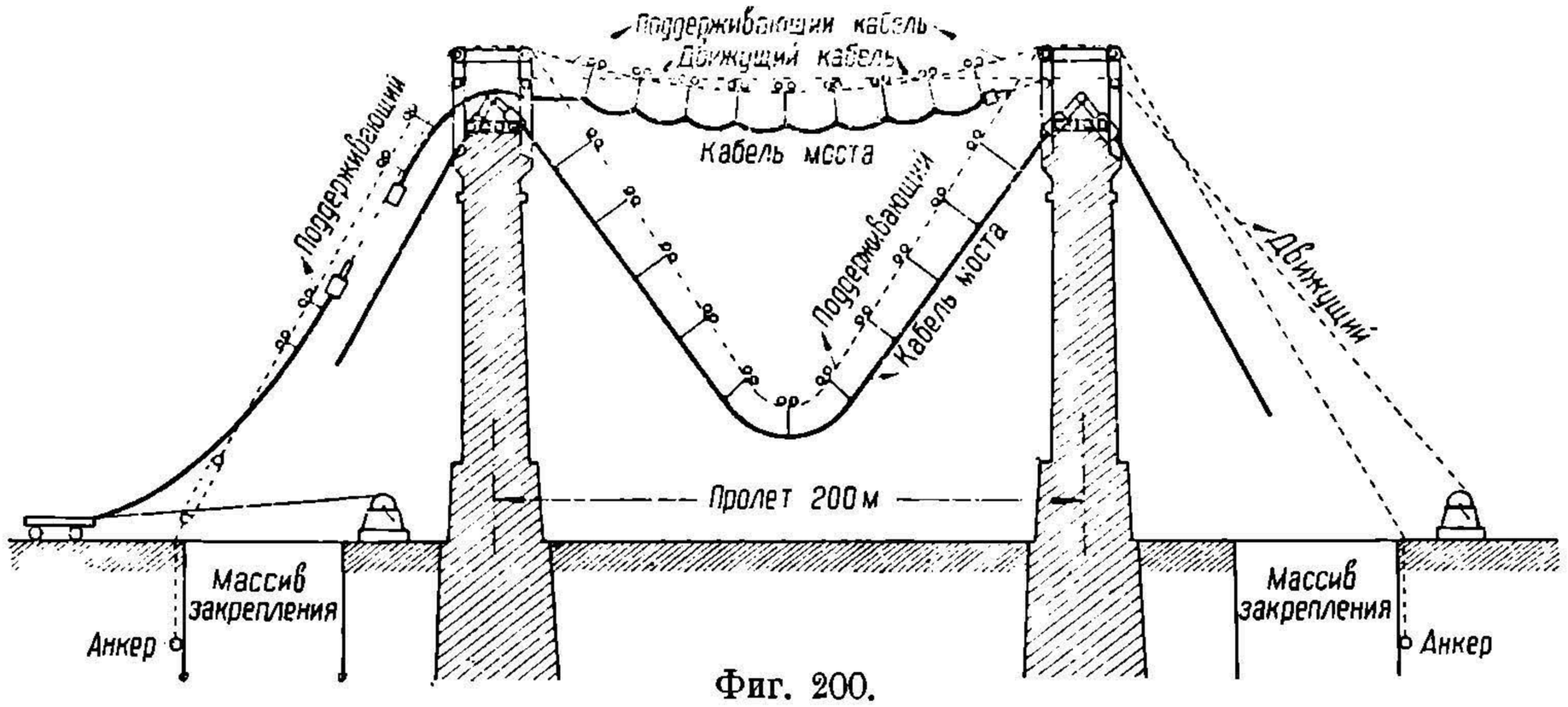
Ветровые связи поставлены под полотном.



Фиг. 198—199.

На фиг. 196 внутри поперечного разреза слева показана чугунная муфта, в которую заделывается конец кабеля для закрепления его на опоре или конец ванты. Справа приведена деталь укрепления ванты к специальному прогону из двутавровой балки, принимающему при подвижных опорах растягивающие напряжения и протянутому на участке применения вант.

Сборка пролетного строения была начата с установки удерживающих кабелей и пролетных кабелей. На фиг. 200 показана схема производства работы по протягиванию кабелей при помощи легких вспомогательных кабелей, для которых на пилонах



Фиг. 200.

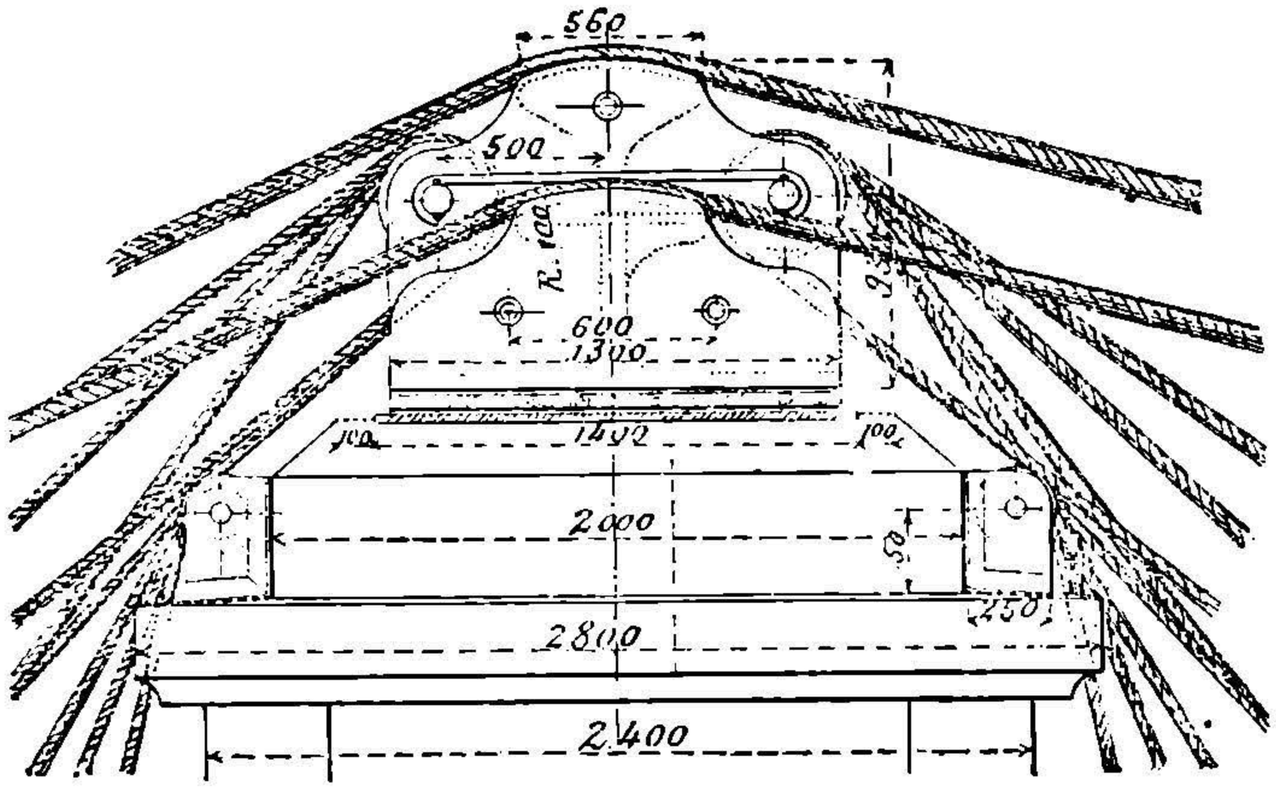
устроены временные деревянные опоры. Сперва уложен на шкивах «поддерживающий» кабель, одним концом закрепленный анкером неподвижно, а другим — к системе полиспастов подвижно. Другой кабель, толщиной около 1 *см*, «движущий», укреплен одним концом на барабане, перекинут через шкивы и другим концом прикрепляется к кабелю моста, который подлежит установке на место. Перетянув кабель через реку,

НБ УДУНТ (ДИТ)

опускают его в требуемое положение, ослабляя поддерживающий кабель при помощи полиспастов.

Балки проезжей части подавались при помощи вспомогательных кабелей и каретки, двигавшейся по несущему кабелю. Спуск производился полиспастами, прикрепленными к каретке. Горизонтальные связи ставились тотчас по установке звена. Сборка проезжей части и балок жесткости производилась одновременно с обоих берегов.

Мост рассчитан на толпу в 300 *кг/м²* и на пропуск трамвайного поезда с моторным вагоном весом 22 тонны и вагонами по 14 тонн в таком количестве, какое поместится на одном пути трамвая.



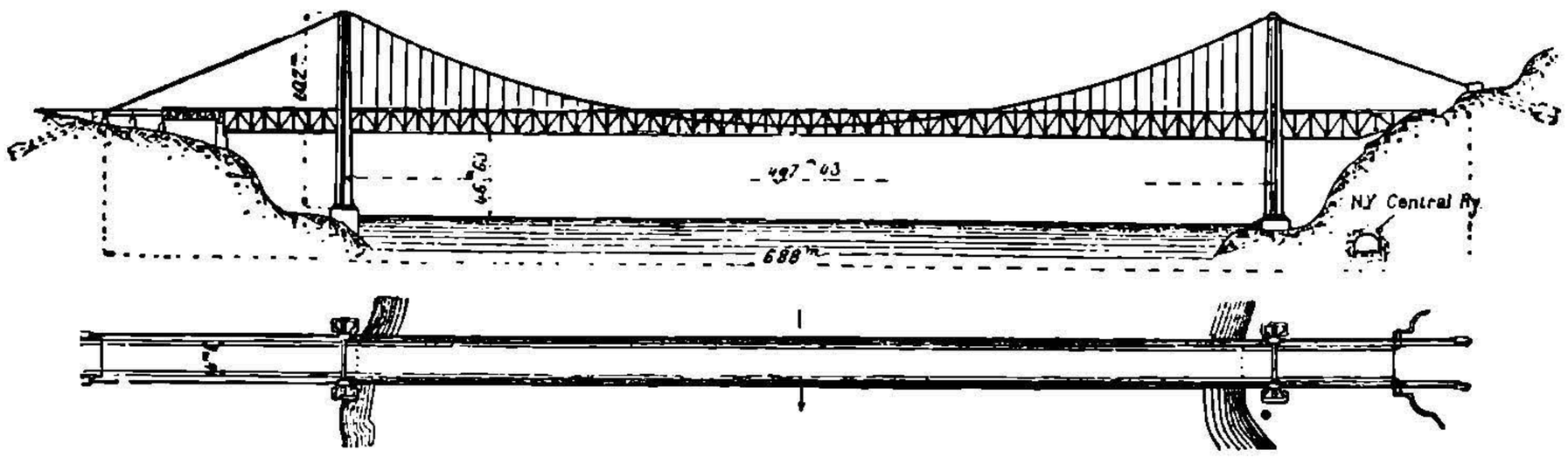
Фиг. 201.

Мост потребовал расхода в сумме 350 000 фр., т. е. 1 800 фр. на 1 пог. *м*. Построен в 1904 г.

На фиг. 201 изображена, в качестве конструктивного варианта, опорная подушка висячего моста в Вернезоне (см. фиг. 66, стр. 242). Здесь параболические канаты проходят через пилон не прерываясь; наклонные ванты перекинуты через шкив.

11. Мост Медвежьей горы (Bear Mountain). — Общий вид моста приведен на фиг. 87 исторического очерка, там же даны основные размеры (стр. 250). На фиг. 202—203 представлена схема этого моста, построенного всего в 18 месяцев. Предусмотренная по проекту нагрузка составляет 342 *кг/м²* или, при ширине полотна 14,6 *м*, — 4 700 *кг* на пог. метр моста, а также предусмотрено прохождение фур весом 20 тонн. Действие ветра учтено в количестве 245 *кг* на кв. метр поверхности пилона и 145 *кг* на кв. метр балок жесткости и кабелей.

Расстояние между пилонами (фиг. 204—206) по ширине моста вверху 18,7 *м*, внизу 27,38 *м*, при высоте 107 *м*. Вдоль же моста толщина пилона вверху 3,32 *м*, внизу 6,1 *м*.



Фиг. 202—203. — Мост через р. Гудзон у Медвежьей горы.

Пилоны одного берега связаны между собою треугольной решеткой, и лишь для пропуска полотна моста дано отверстие, сверху ограниченное эллипсом решетчатой распорки.

Сечение колонны (фиг. 205—206) — коробчатое, с устройством доступа внутрь. Опорные части, — как для колонн, так и для кабелей на колоннах, — сделаны из литой стали.

Пролетное строение состоит из двух кабелей, двух балок жесткости, проезжей части и горизонтальных связей.

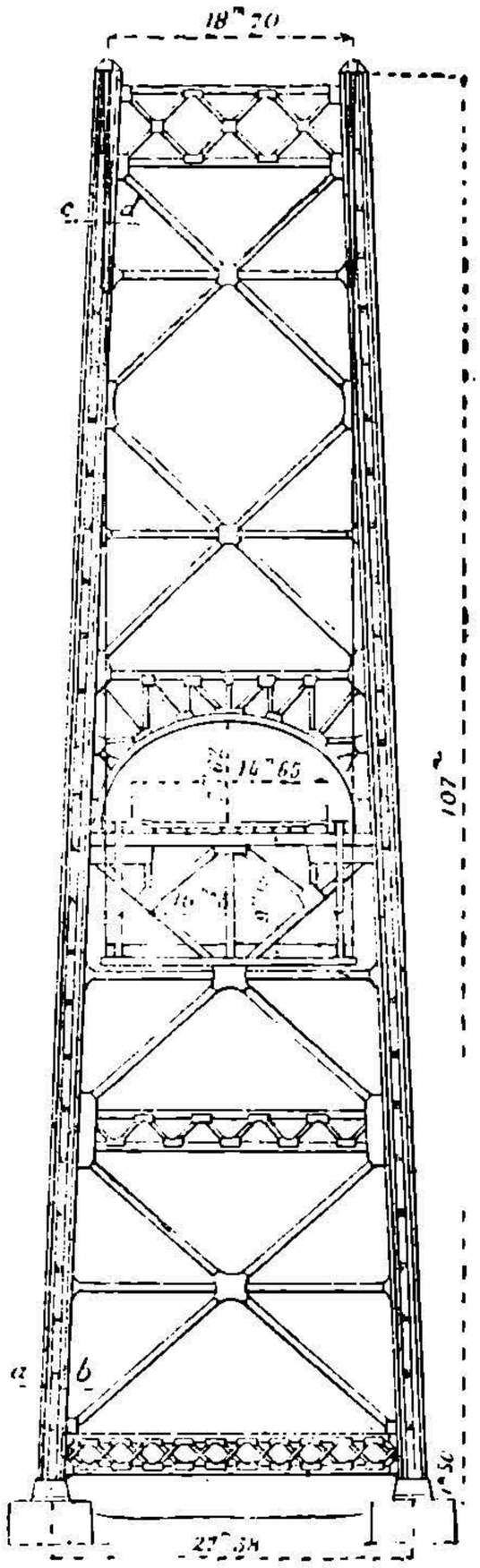
Высота балки жесткости (фиг. 207) между осями поясов — 9,14 *м*, полная — 10 *м*. Пояса — коробчатого сечения, высотой 925 *мм*, решетка — треугольная, состоит из корытных раскосов и клепаных стоек. Панель — 7,77 *м*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

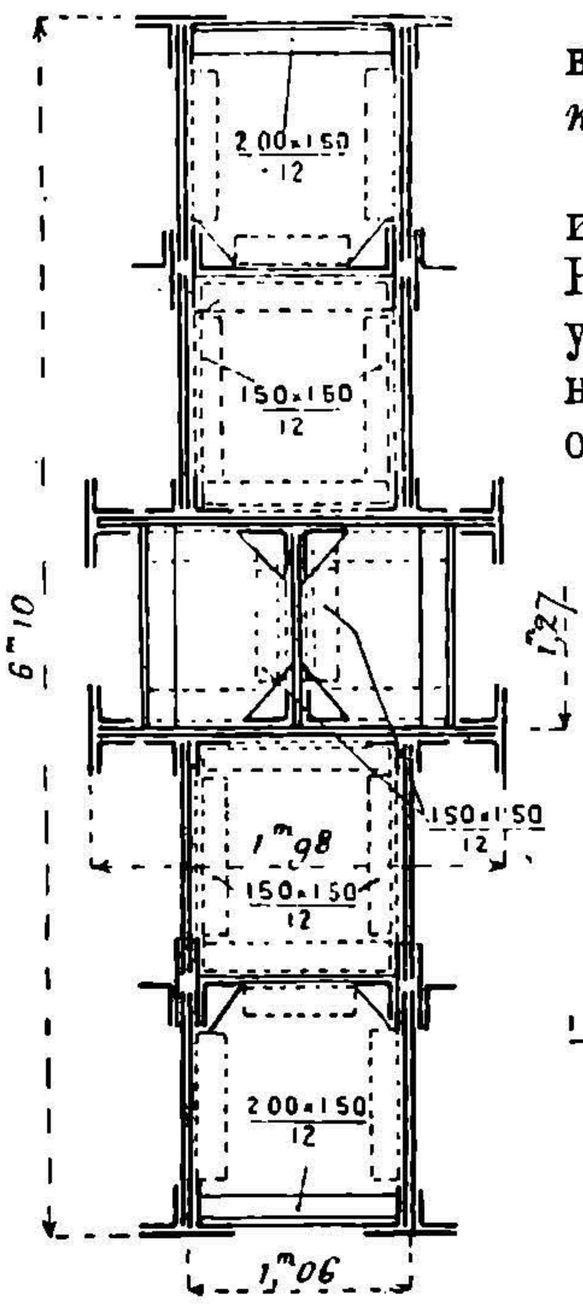
Растояние между балками жесткости 16,75 *м*. Поперечные балки, поддерживающие полотно моста, образованы в виде вертикальных связей между фермами (фиг. 208) почти во всю их высоту. Таким образом фермы жесткости почти полностью находятся под полотном моста. По поперечным балкам уложено 12 прогонов, на которых расположена железобетонная плита толщиною 16 *см*. Через каждые 45 *м* и прогоны и плита имеют подвижные стыки для беспрепятственного изменения длины. Ездовое полотно состоит из асфальтовых кубиков. Тротуары — из железобетонной плиты толщиною 12.5 *см*.

Проволока кабелей имеет временнсе сопротивление 150 *кг/мм*^{2}.

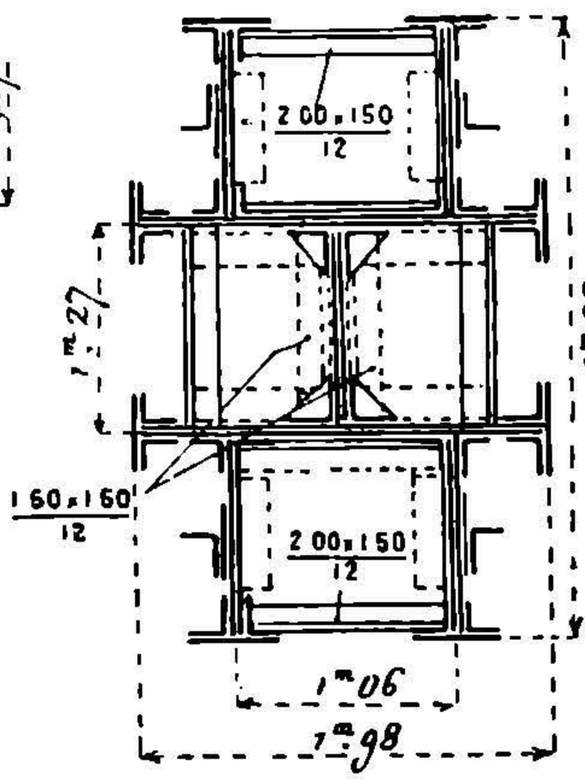
Подвески устроены также из кабеля толщиной 57 *мм*. На пролетном кабеле подвеска укреплена при помощи стальной муфты, по которой она охватывает главный кабель и



Фиг. 204.

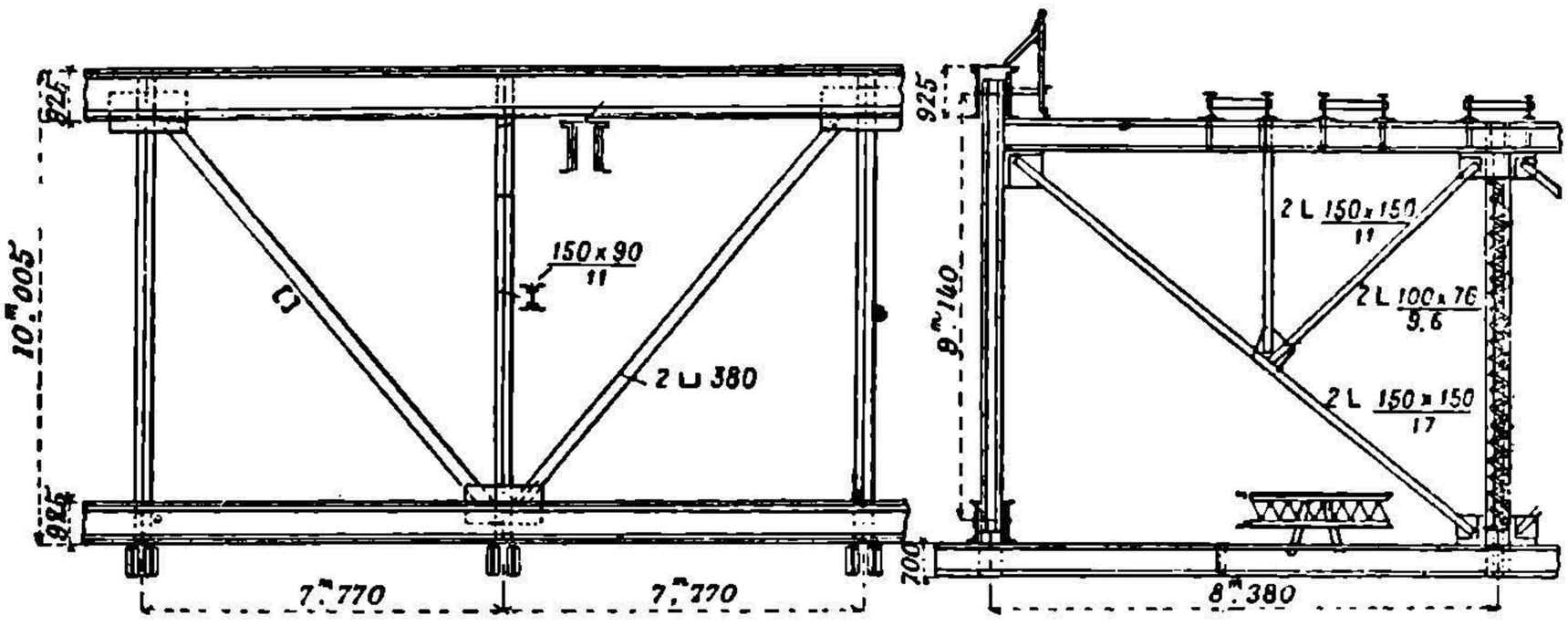


Фиг. 205.



Фиг. 206.

опускается вниз двумя ветвями (фиг. 209 — 210). Здесь на концы подвески надевается балансир, через который проходит железный тяж толщиною 100 *мм*, нижний конец его поддерживает поперечную балку. Стержень на обоих концах имеет нарезку доста-

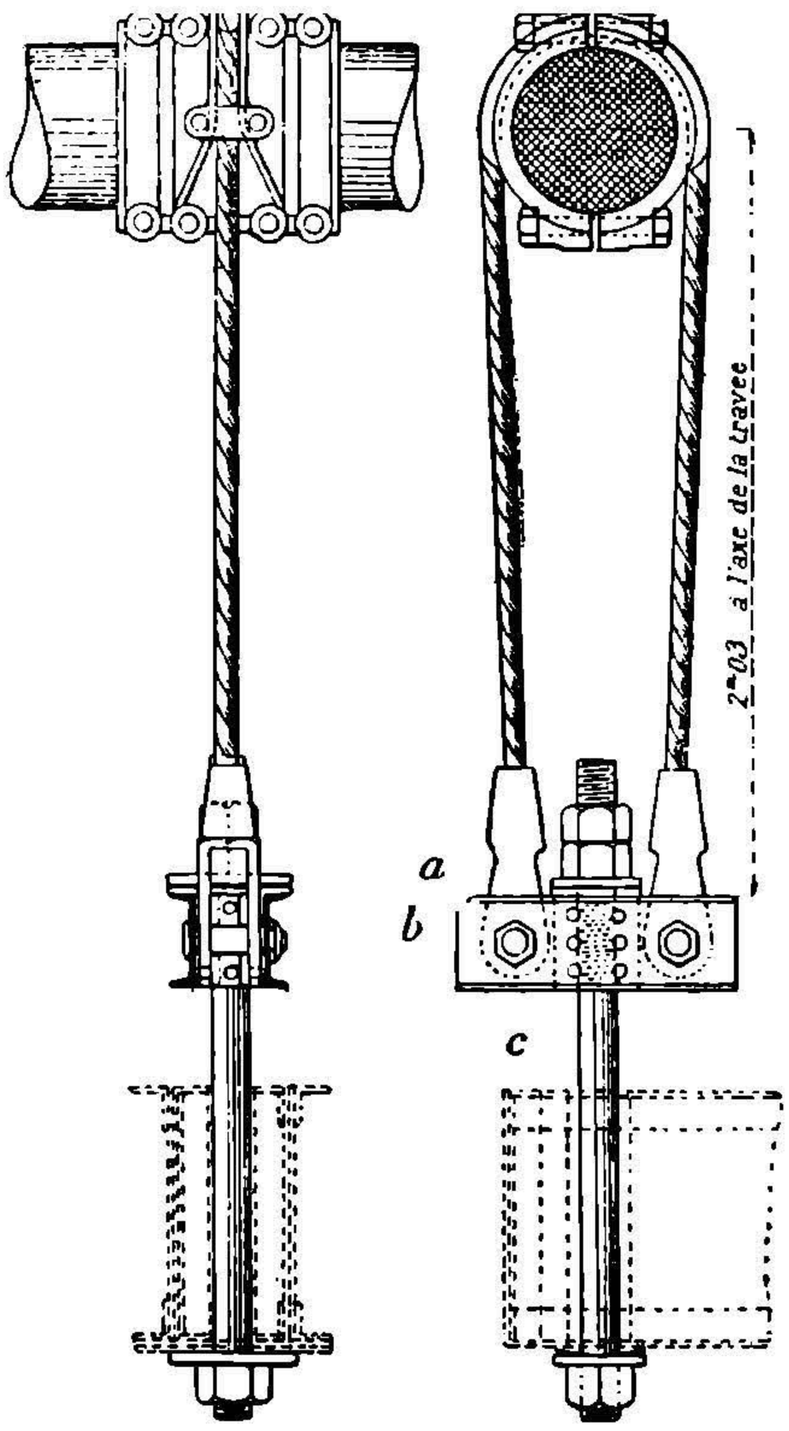


Фиг. 207—208.

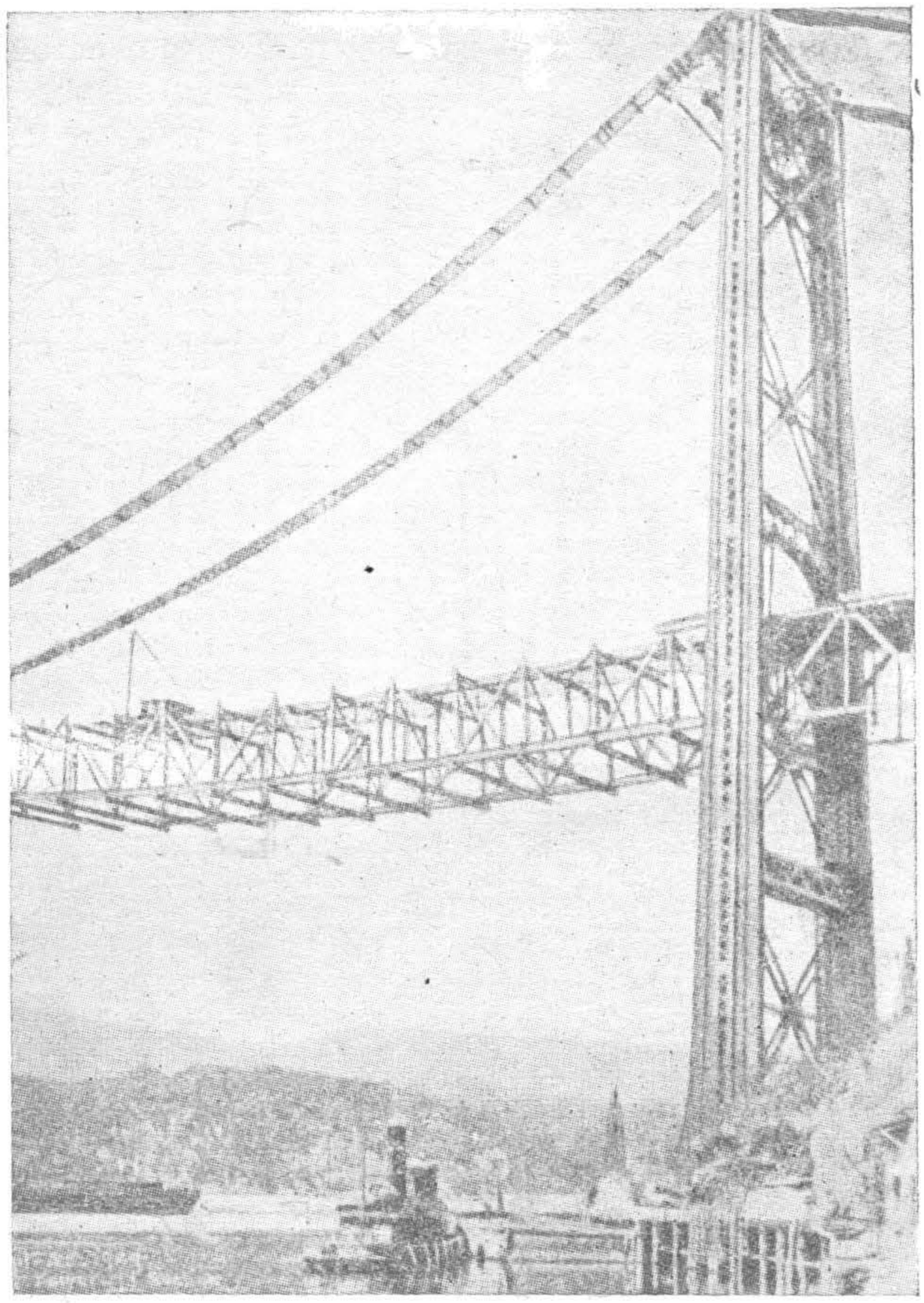
точной длины (125 *мм*), чтобы иметь возможность произвести регулировку положения проезжей части.

Заделка кабелей произведена в плотной и твердой скале берегов. На фиг. 212—213 представлена схема заделки кабеля. 37 прядей каждого кабеля раздвинуты при по-

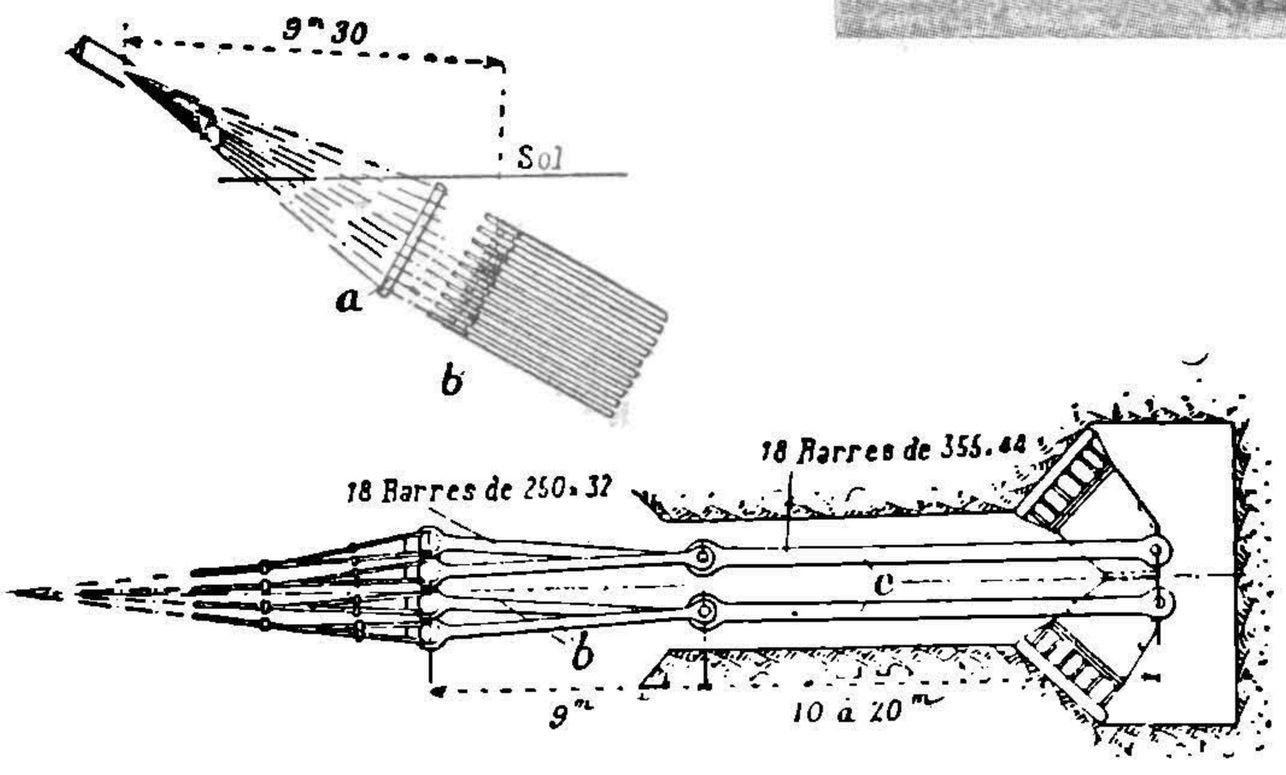
НБ УГЛТУ (ДИТ)



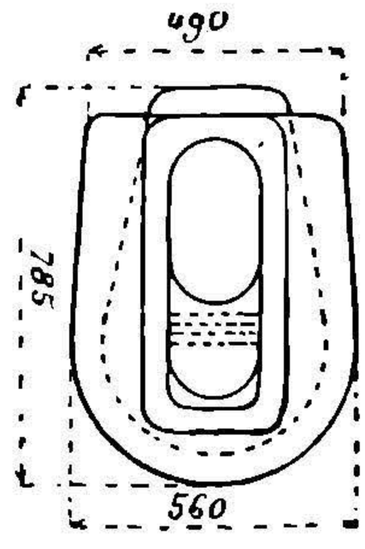
Фиг. 209 — 210.



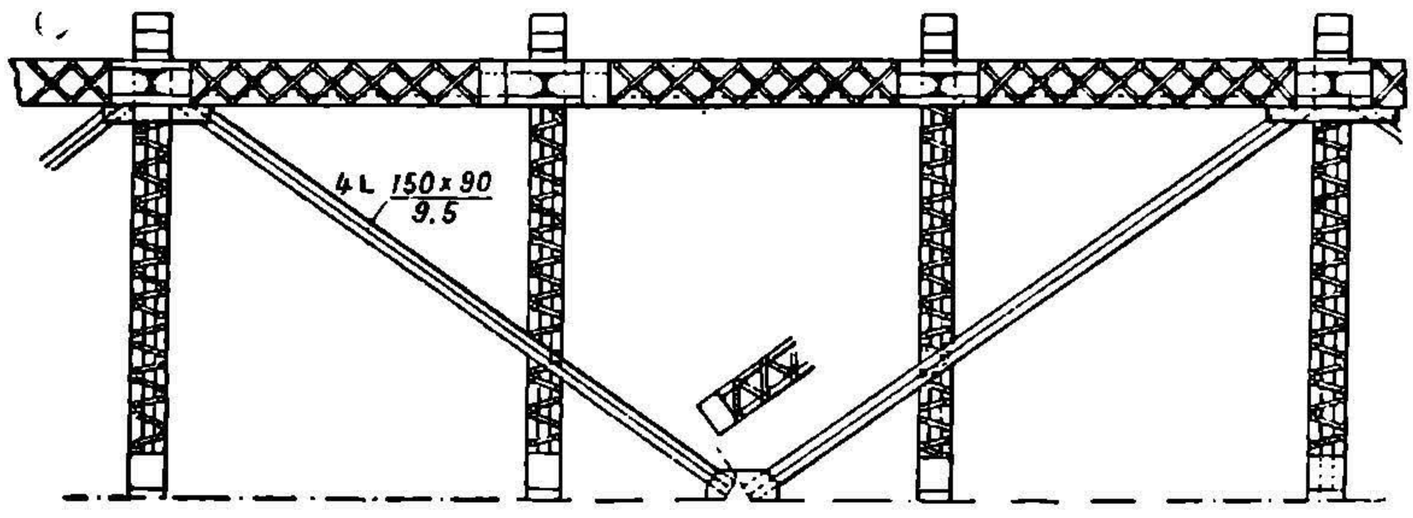
Фиг. 211.



Фиг. 212 — 213.



Фиг. 214.



Фиг. 215.

НБ УДУНТ (ДНТ)

мощи стержня *a* на определенное расстояние друг от друга. Пряди делятся каждая на две ветви и охватывают петлей башмак, изображенный на фиг. 213. При помощи башмака прядь соединяется со стержнем *b*, сечения 25 × 32 *мм*, и далее со стержнем *c*, сечением 35 × 44,5 *мм*, которые уже при помощи шарнира опираются на литую стальную подушку, передающую давление на скалу. По окончании закрепления кабеля, камера заполнена бетоном. Из 4 наклонных колодцев для заделки кабелей, три имеют длину около 24 *м*, четвертый — около 15 *м*; все в поперечном сечении имеют размеры 3,5 × 3,5 $м^2$, а камера — 7 × 7 $м^2$.

По укладке и заделке кабелей, ими воспользовались для сборки ферм жесткости и проезжей части, которые подвозились по реке пароходом (фиг. 211) и подымались вверх при помощи крана. Для установки на кабелях муфт к ним подвешены мостки, видные на фотографии.

На фиг. 215 показаны горизонтальные связи моста.

На балки жесткости ушло 5 000 тонн стали. Пилоны весят 4 100 тонн, главные кабели — 2 000 тонн и содержат 11 600 километров гальванизированной стальной проволоки толщиною 4,8 *мм*.

На подвески пошло 50 тонн кабеля. На опоры пошло около 2 000 $м^3$ бетона и 46 тонн арматуры.

12. Конкурсные проекты Кёльнского моста. По проекту под девизом «Alaaf Colonia», мост (фиг. 216) должен был иметь средний пролет 214,76 *м*, крайние — по 107,38 *м* (отношение 2 : 1). Стрелка среднего пролета намечалась в 22,5 *м* ($^1/_{9,5}$ пролета). Неразрезные балки жесткости приняты высотой 5,4 *м* ($^1/_{40}$ пролета), с панелями 7,67 *м*. Большая часть высоты балок расположена выше полотна (фиг. 217).

В поперечном разрезе балки жесткости отделяют проезжее полотно, шириною 11,2 *м*, от тротуаров, шириною по 3,25 *м*. Между перилами получается 20,6 *м*, вместо 17,7 *м*, которых было бы достаточно при расположении балок жесткости вне полотна.

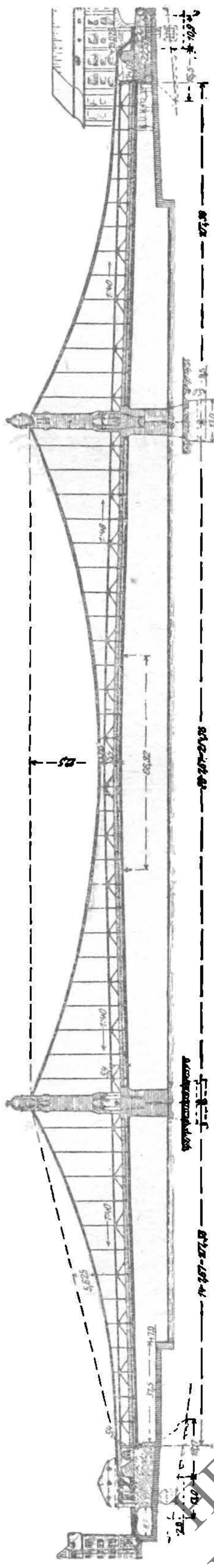
Кабели находятся в наклонных плоскостях с углом наклона 1 : 7,5, что дает возможность пропустить тротуары в каменных пилонах.

Для конструкции кабелей предложено три варианта. В первом варианте предположено по одному кабелю американского типа, т. е. из параллельных проволок, с каждой стороны моста. Такой кабель должен был иметь 37 прядей, по 300 проволок толщиною 4,7 *мм* в каждой. Диаметр кабеля получался 55 *см*. Во втором варианте — два подобных кабеля с каждой стороны моста; в третьем варианте — 16 немецких патентованных кабелей, толщиною 92 *мм* из тигельной стали с временным сопротивлением 135 — 150 *кг*/*мм*^{2}.

На фиг. 218—220 изображен способ закрепления подвесок для случая применения 16 кабелей. На фиг. 221—222 представлена подвижная опора на пилонах, посредством которой переводятся кабели через пилон.

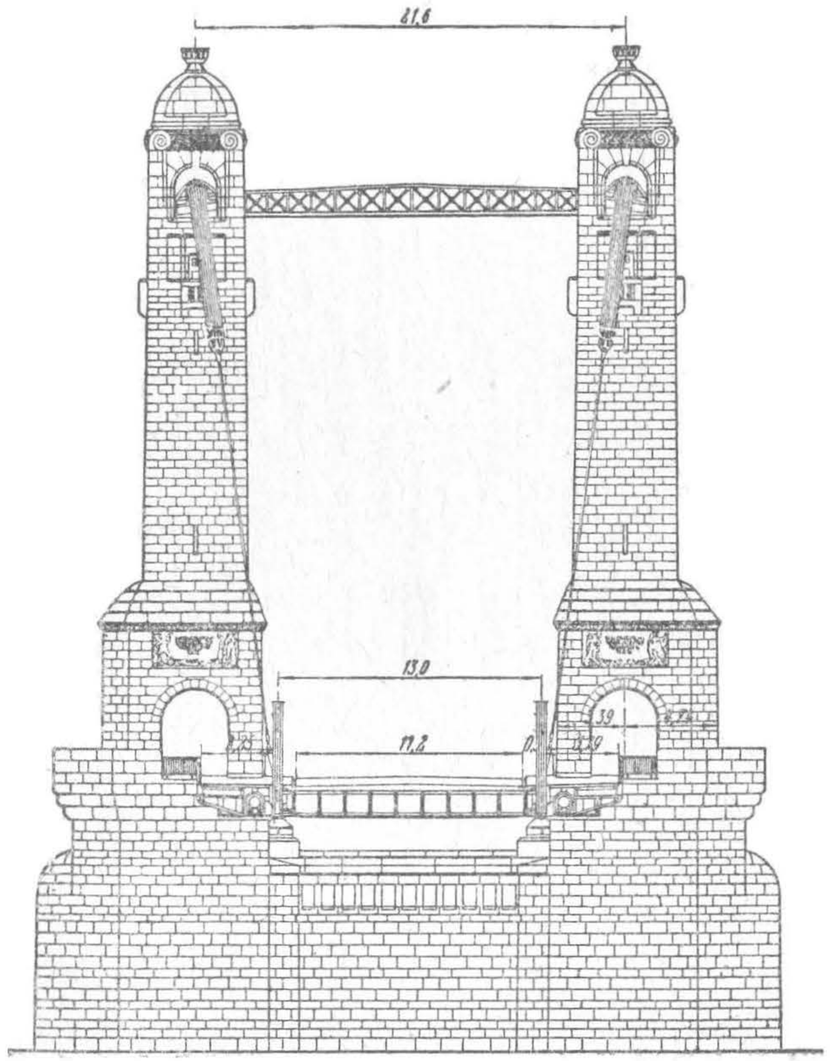
На фиг. 223—224 показан устой, имеющий в плане площадь 32 × 25,5 *м* и на фиг. 225—226 способ закрепления кабелей в камерах его. На фиг. 227—228 приведена конструкция подвески.

Проект под девизом «Freiheit» в общих чертах сходен с предыдущим проектом. Стрелка кабеля — $^1/_9$ пролета. Кабели находятся в вертикальной плоскости, и пилоны сделаны качающиеся, из железа (фиг. 229). Балка жесткости имеет высоту 6,0 *м*; над быками она подвешена к пилону на шарнире *B* (фиг. 230 — 231). На фиг. 232 — 234 приведена кон-

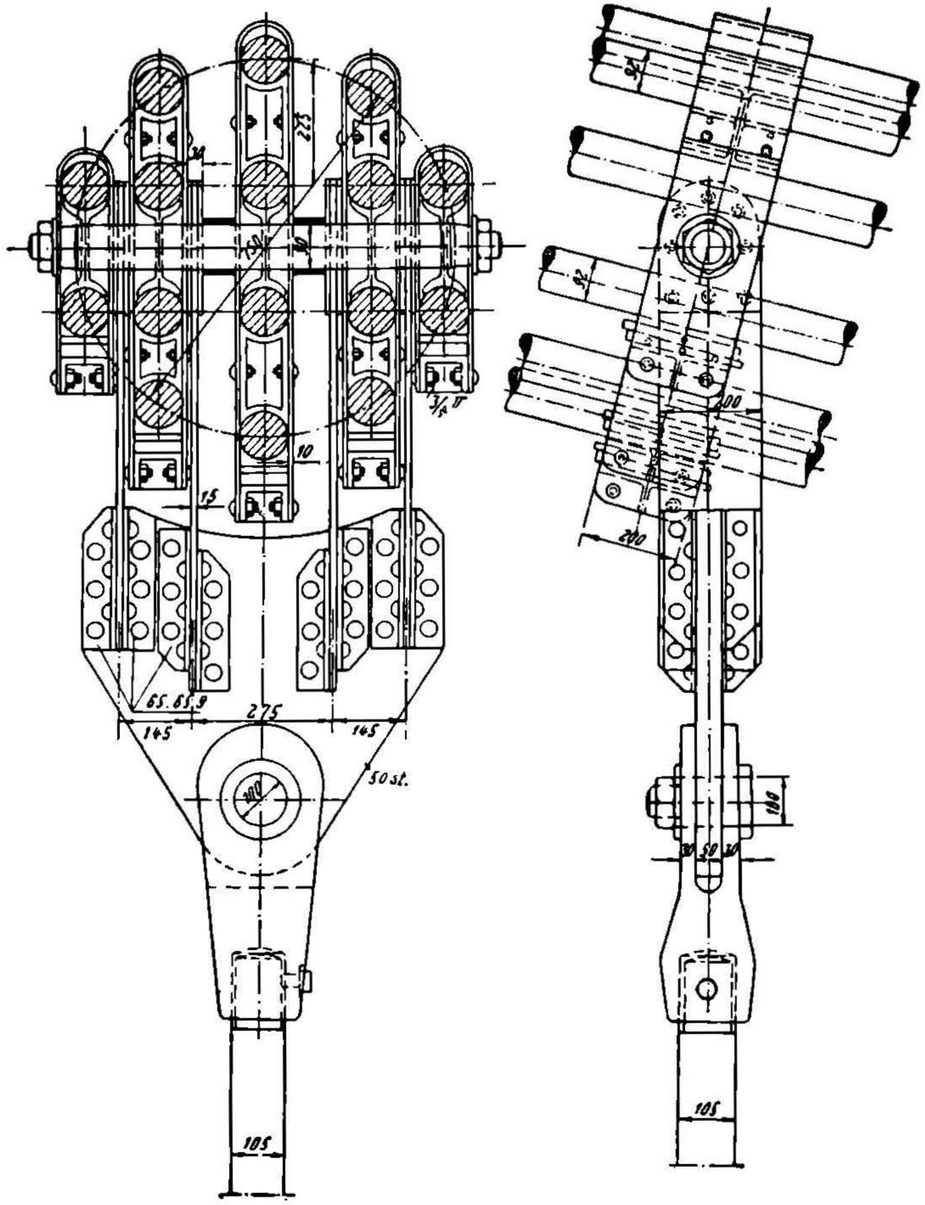


Фиг. 216. Проект «Alaaf Colonia».

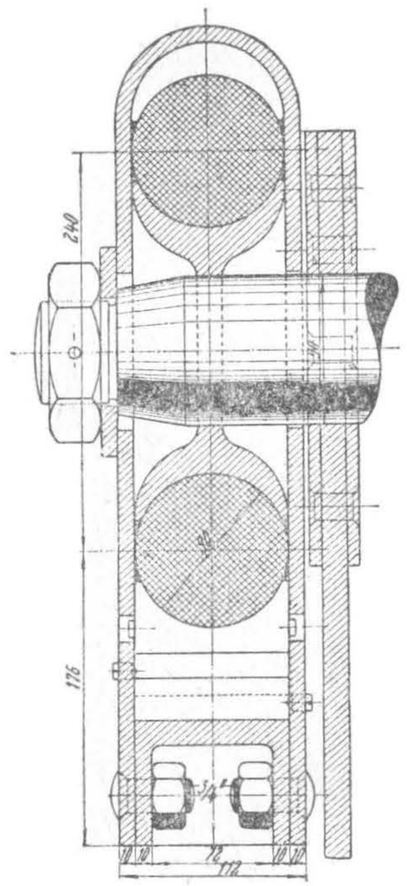
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 217.

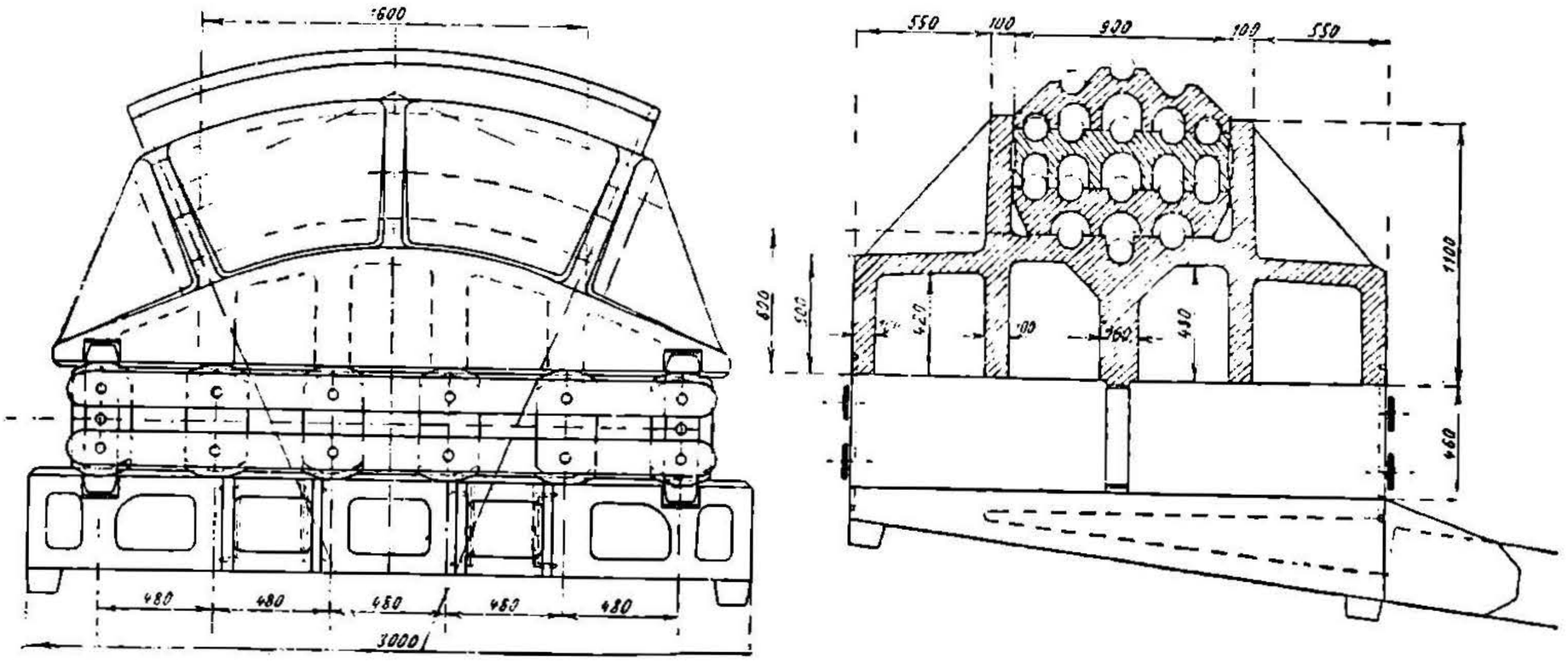


Фиг. 218 — 219.

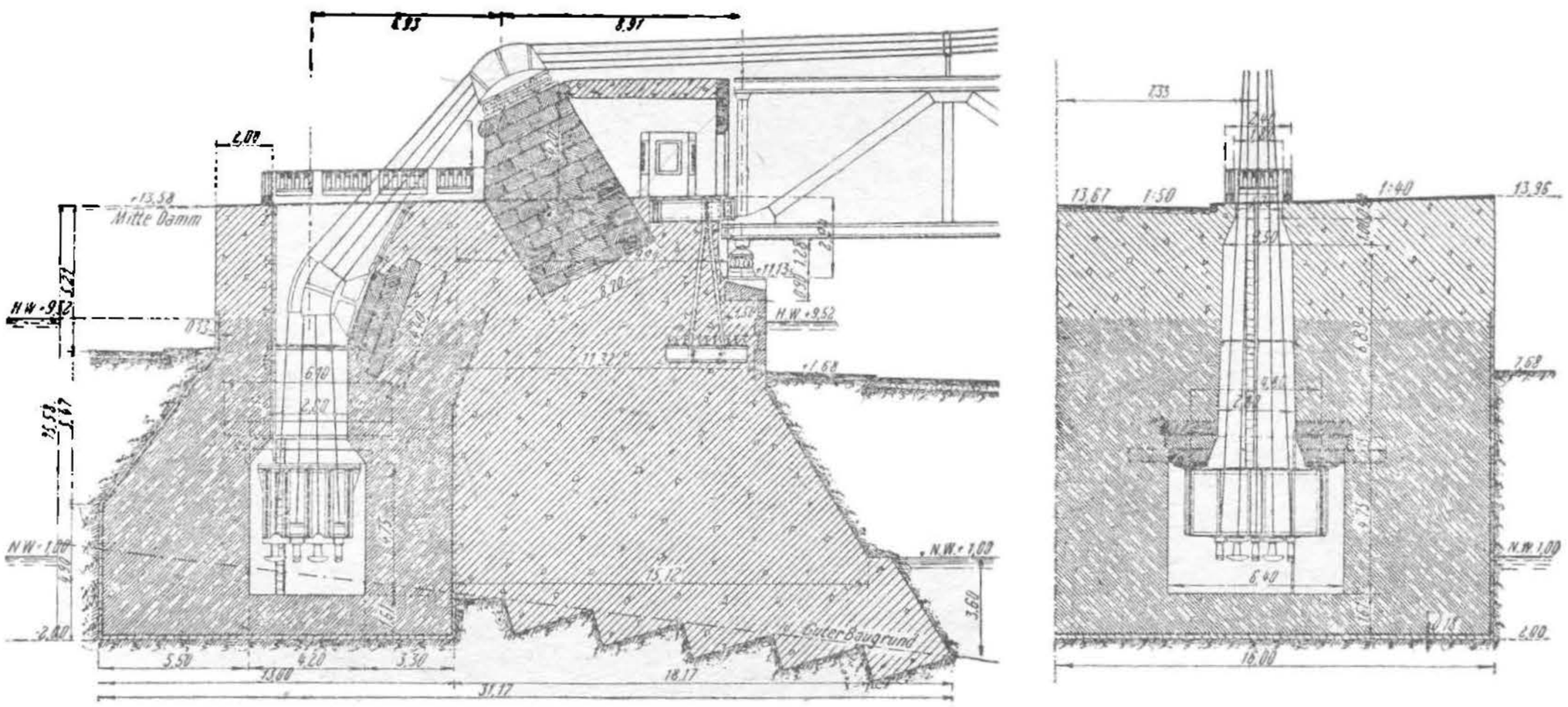


Фиг. 220.

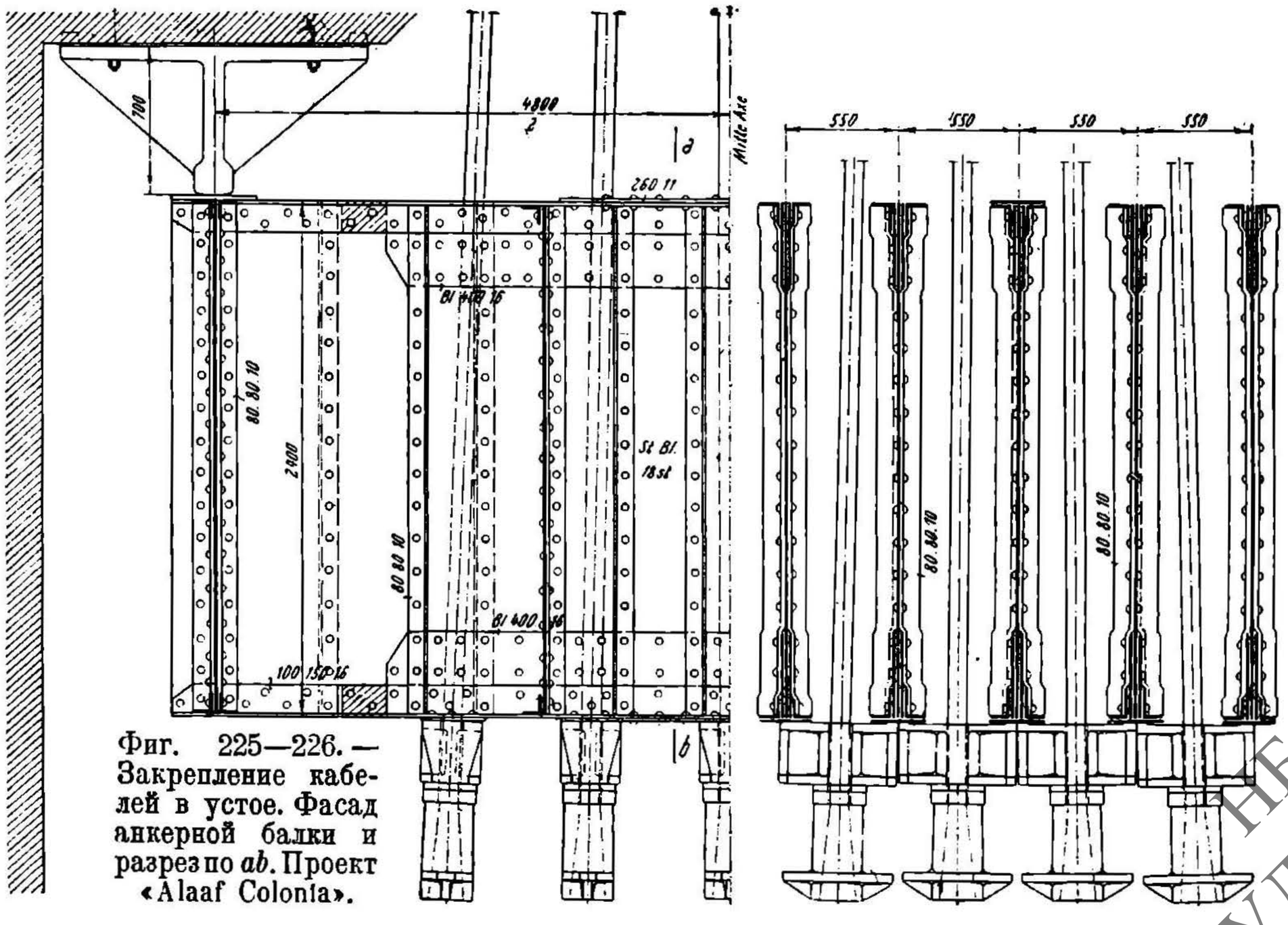
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 221—22. — Подвижная опора на пилонах. Проект «Alaaf Colonia».

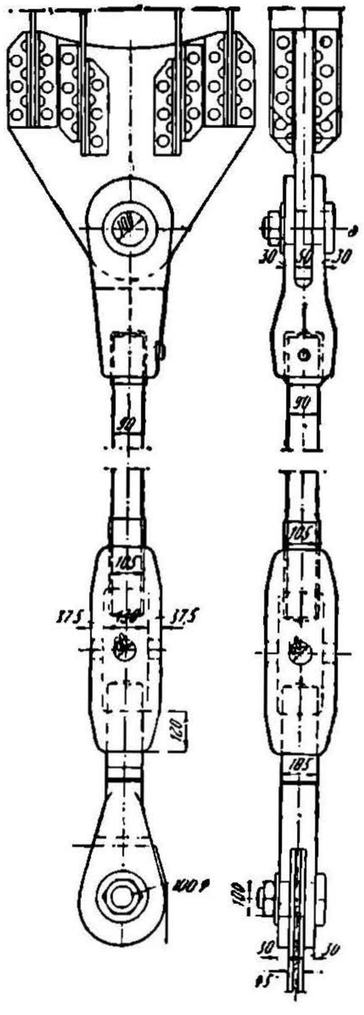


Фиг. 223—224. —Устой. Продольный и поперечный разрезы. Проект «Alaaf Colonia».

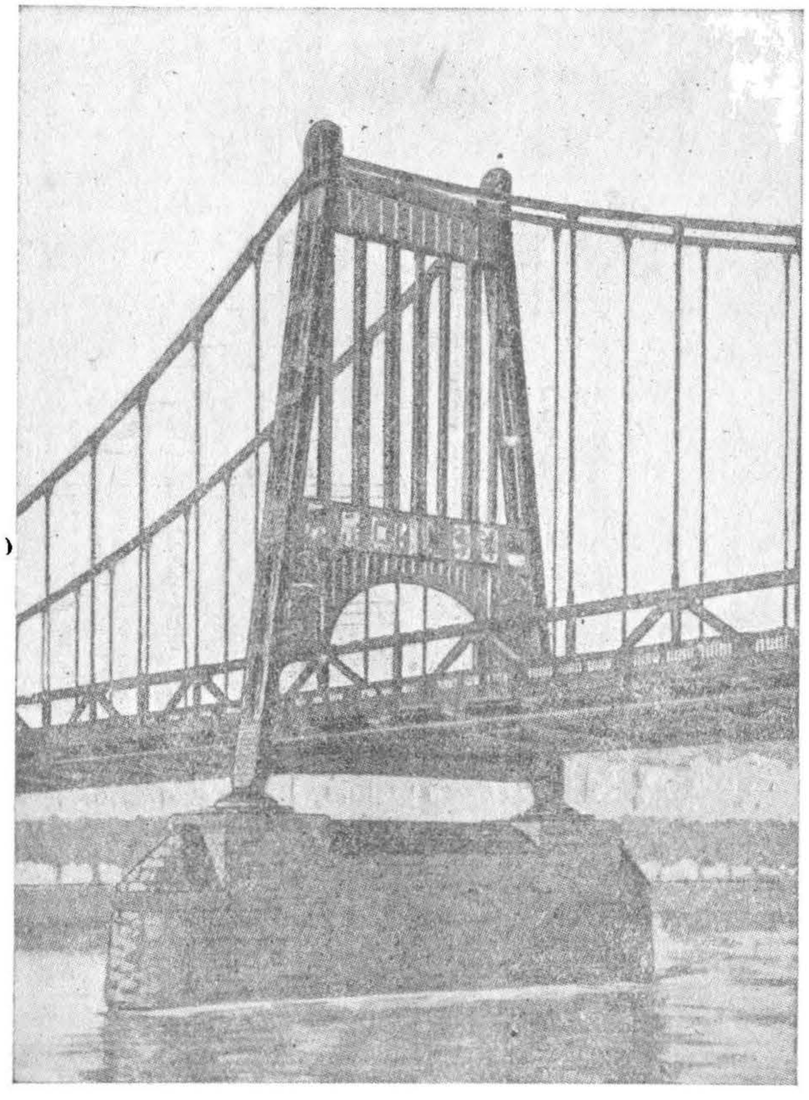


Фиг. 225—226. — Закрепление кабелей в устое. Фасад анкерной балки и разрез по *ab*. Проект «Alaaf Colonia».

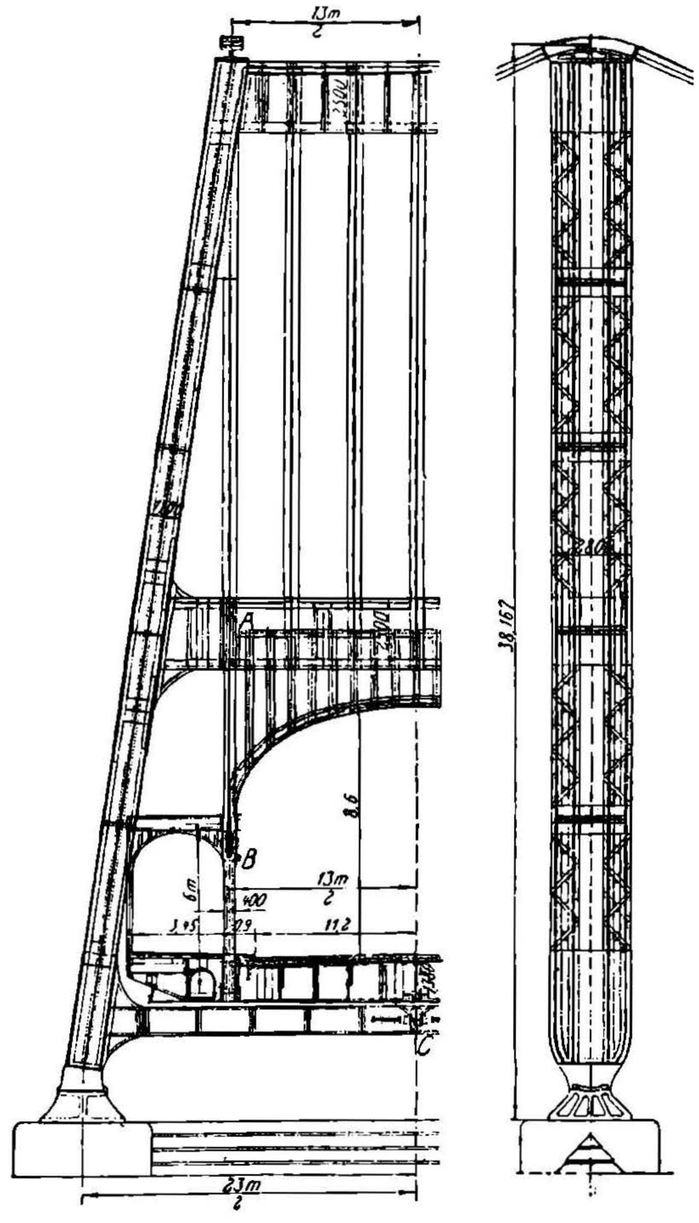
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 227 — 228. Подвеска.
Проект «Alaaf Colonia».

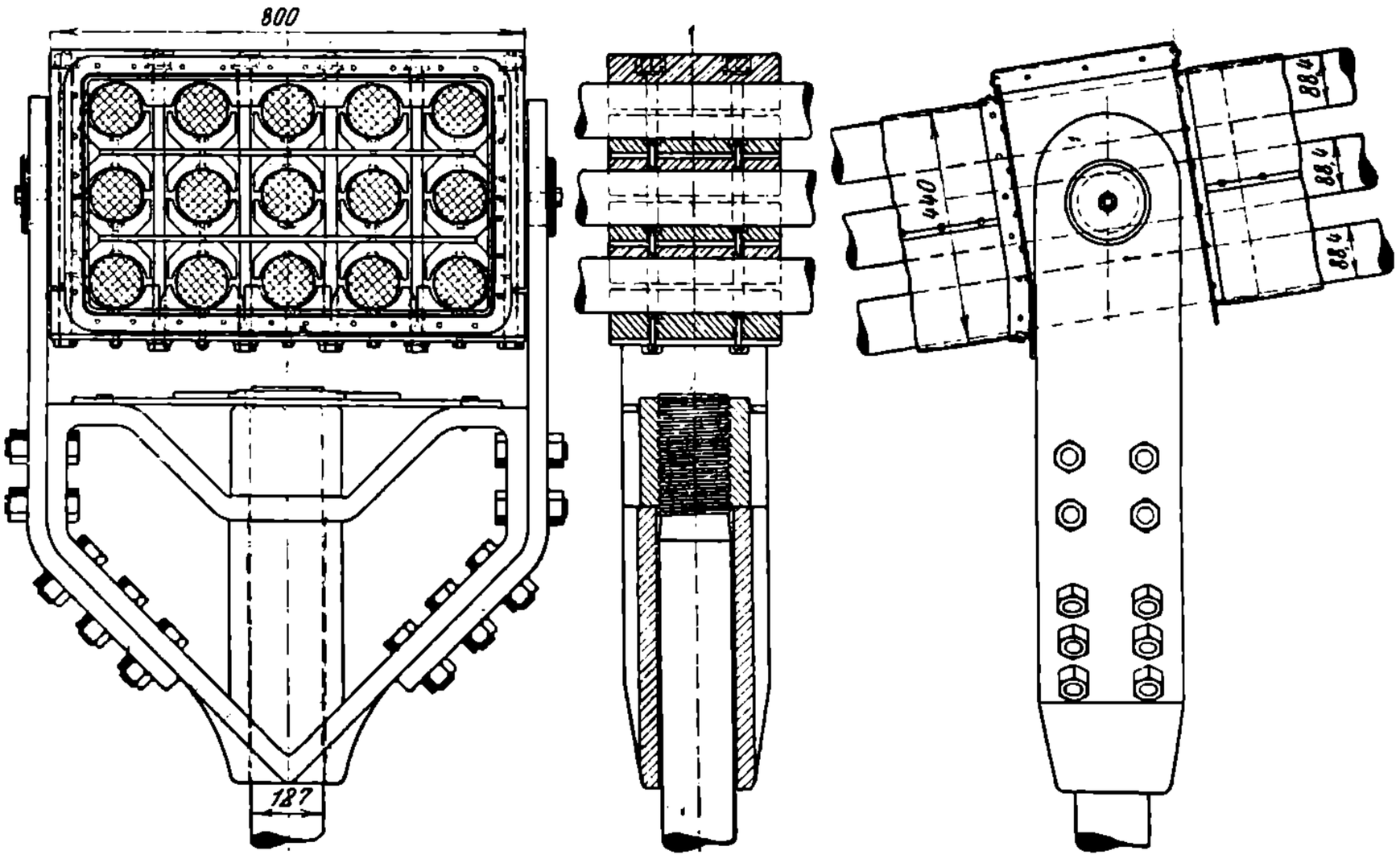


Фиг. 229. — Проект «Freiheit».

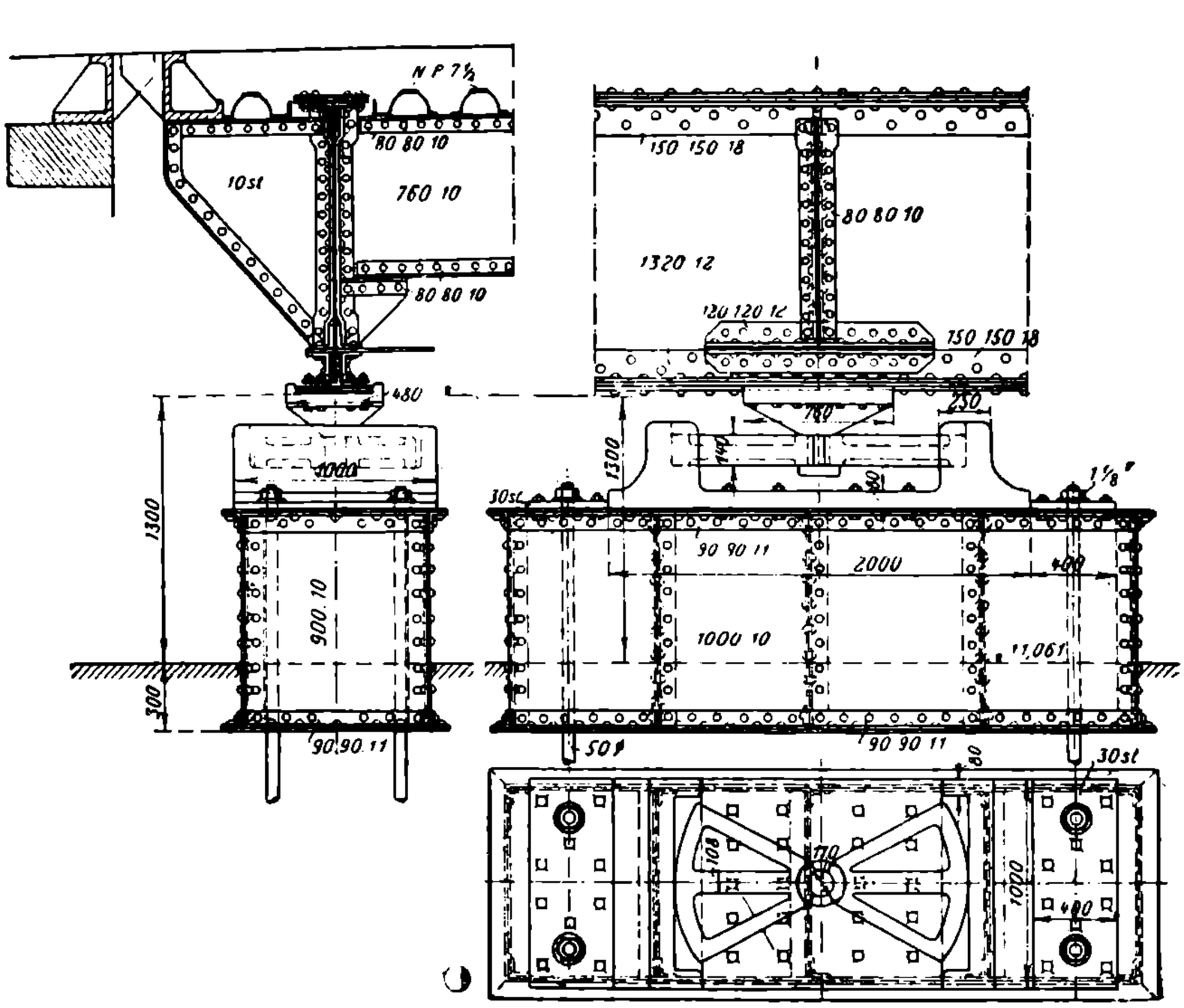


Фиг. 230—231. — Пилон. Проект «Freiheit».

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 232—234. — Закрепление подвески. Проект «Freiheit».



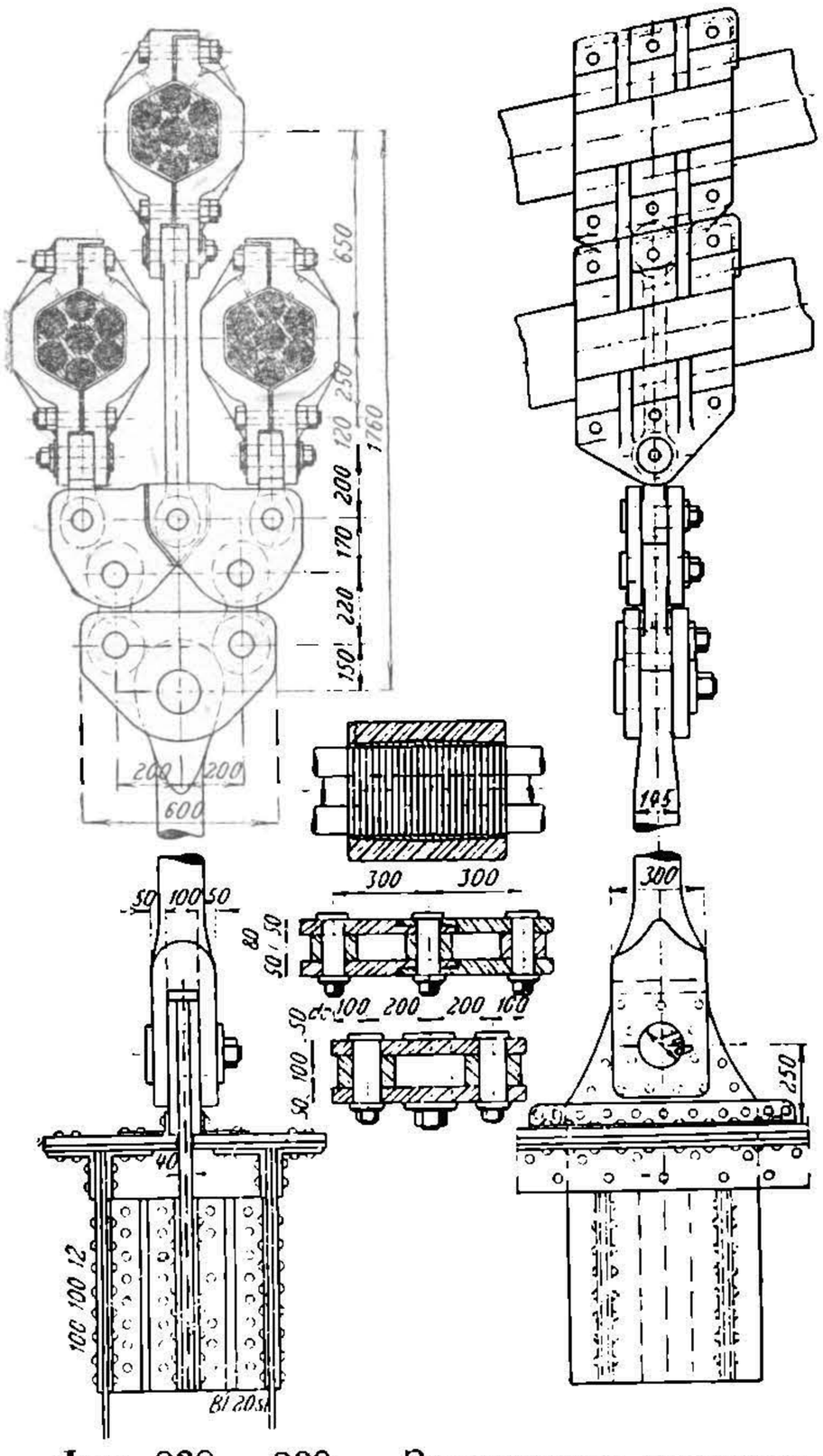
Фиг. 235—237. — Конструкция ветровой опоры на устое.

НБ УДУНТ (ДИТ)

струкция закрепления подвесок на 15 кабелях, поддерживающих полотно моста с каждой стороны его.

На фиг. 235—237 приведена из другого проекта, в качестве конструктивного материала, интересная конструкция ветровой опоры на устое. Эта опора должна быть подвижна в продольном направлении и передавать боковое горизонтальное давление ветра на устой. В крайней поперечной балке снизу укреплен шип, над которым сходятся полудиагонали ветровых связей; этот шип охвачен двумя качающимися в горизонтальной плоскости секторами, упирающимися в подушку, прикрепленную к устою.

На фиг. 238—239 приведена конструкция закрепления подвесок на трех кабелях. Каждый кабель состоит из 7 патентованных «плотных» кабелей диаметра 92 *мм*, промежутки между которыми заполнены пропитанной мазью паклей. Через каждые 1—1,5 *м* семь кабелей стягиваются хомутами. Подвеска прикреплена так, что на каждый кабель передается $^1/_3$ натяжения подвески, подобно тому как в мосте в Бреславле. Натяжение передается муфте из литой стали, состоящей из двух половинок и стянутой болтами. Пустое пространство между муфтой и составным кабелем заливается свинцом.



Фиг. 238 — 239. — Закрепление подвесок на трех кабелях.

Из проекта цепного моста «Köln-Deutz I» приведем фиг. 240 — 241, изображающие пропуск балки жесткости сквозь пилон и устройство здесь подвижной опоры для балки жесткости.

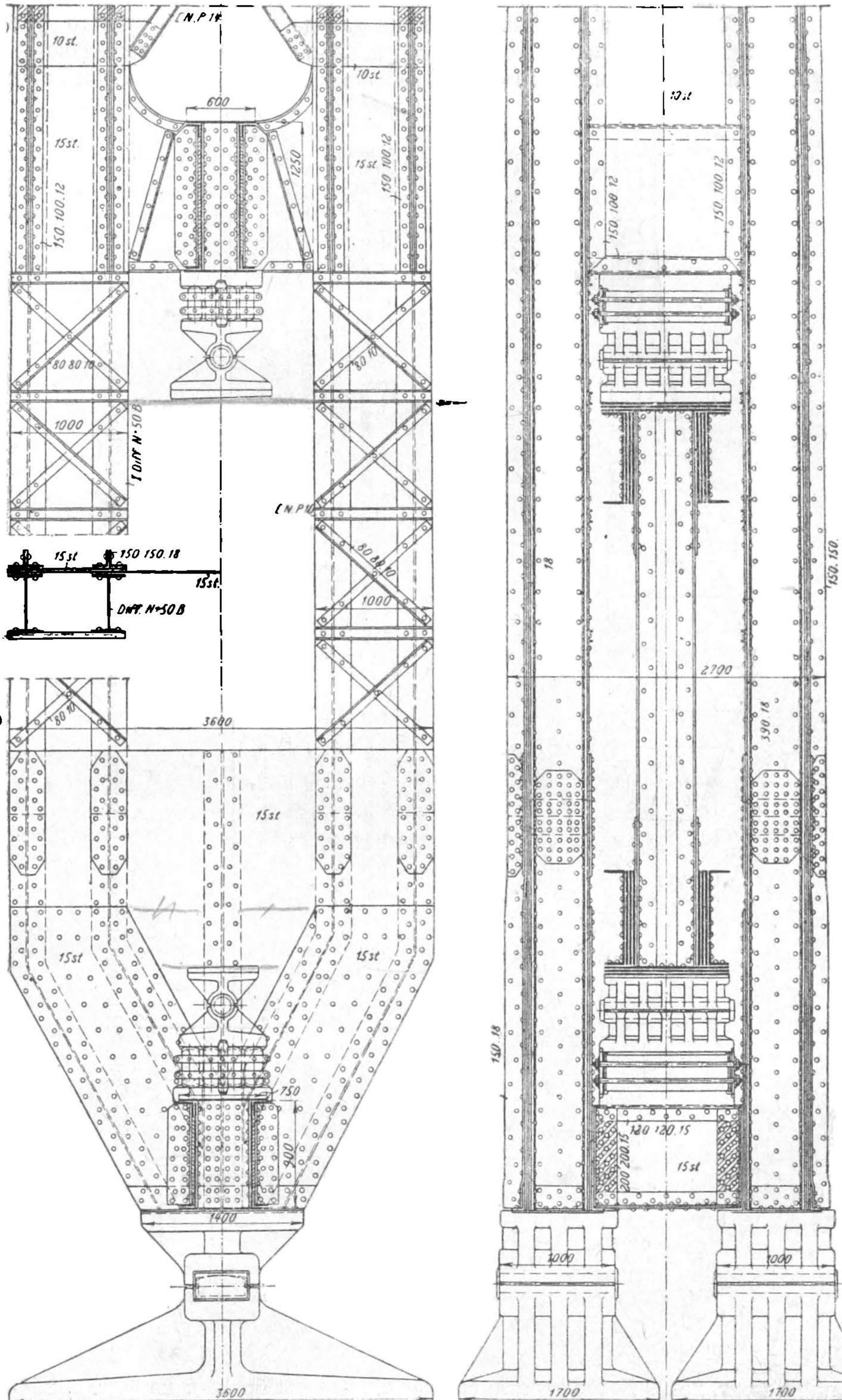
Проект «Köln-Deutz II» предлагал висячий кабельный мост в три пролета (фиг. 242 — 243) с балками жесткости в виде разрезных балок, однообразной высоты 5,6 *м* ($^1/_{38}$ пролета). На каждом быке концы балок жесткости имеют подвижные опоры в пилоне (фиг. 244 — 245), приспособленные к передаче реакций обоих знаков. Крайние панели верхнего пояса здесь фальшивые.

Для поддержания полотна моста с каждой стороны моста дано по 2 кабеля, расположенных один над другим. Стрелка провеса в среднем пролете 21,14 *м* ($^1/_{10}$ пролета). Каждый кабель составлен из семи первичных кабелей завода Фельтен-Гильом, толщиной 104 *мм*. Временное сопротивление обоих кабелей 14 000 тонн, наибольшее усилие равно 4 800 тонн, т. е. в кабеле дан тройной запас прочности.

Подвески предположены двутаврового сечения (фиг. 246 — 247), из 4 уголков и листа. Прикрепление к кабелям производится при помощи одного общего хомута из широкого (600 *мм*) листа. Внутрь хомута вставлены 4 вкладыша, обжимающие кабели и удерживающие их на определенном расстоянии. Обжимание производится при помощи двух гидравлических домкратов, раздвигающих средние вкладыши, и клиньев, подбивкой которых поглощается просвет от раздвигания домкратами. Через хомут проходит болт, на который непосредственно подвешивается подвеска.

На фиг. 248—250 приведена хорошая конструкция заделки кабеля в устое. Здесь, как в мостах американских (см., напр., о Мангатанском мосте, фиг. 437), конец кабеля остается разделенным на 19 прядей, которые изготовляются при устройстве кабеля на месте его службы по способу воздушного прядения. Каждая прядь, в виде бесконечного мотка, надевается концами при изготовлении на анкерные башмаки, имеющие приспособления для регулирования длины. Башмаки надеваются на болт, который передает усилие анкерным цепным звеньям. Таким образом, анкерное закрепление кабеля за устой приводится к такой же конструкции, как в случае применения цепи с проушинами.

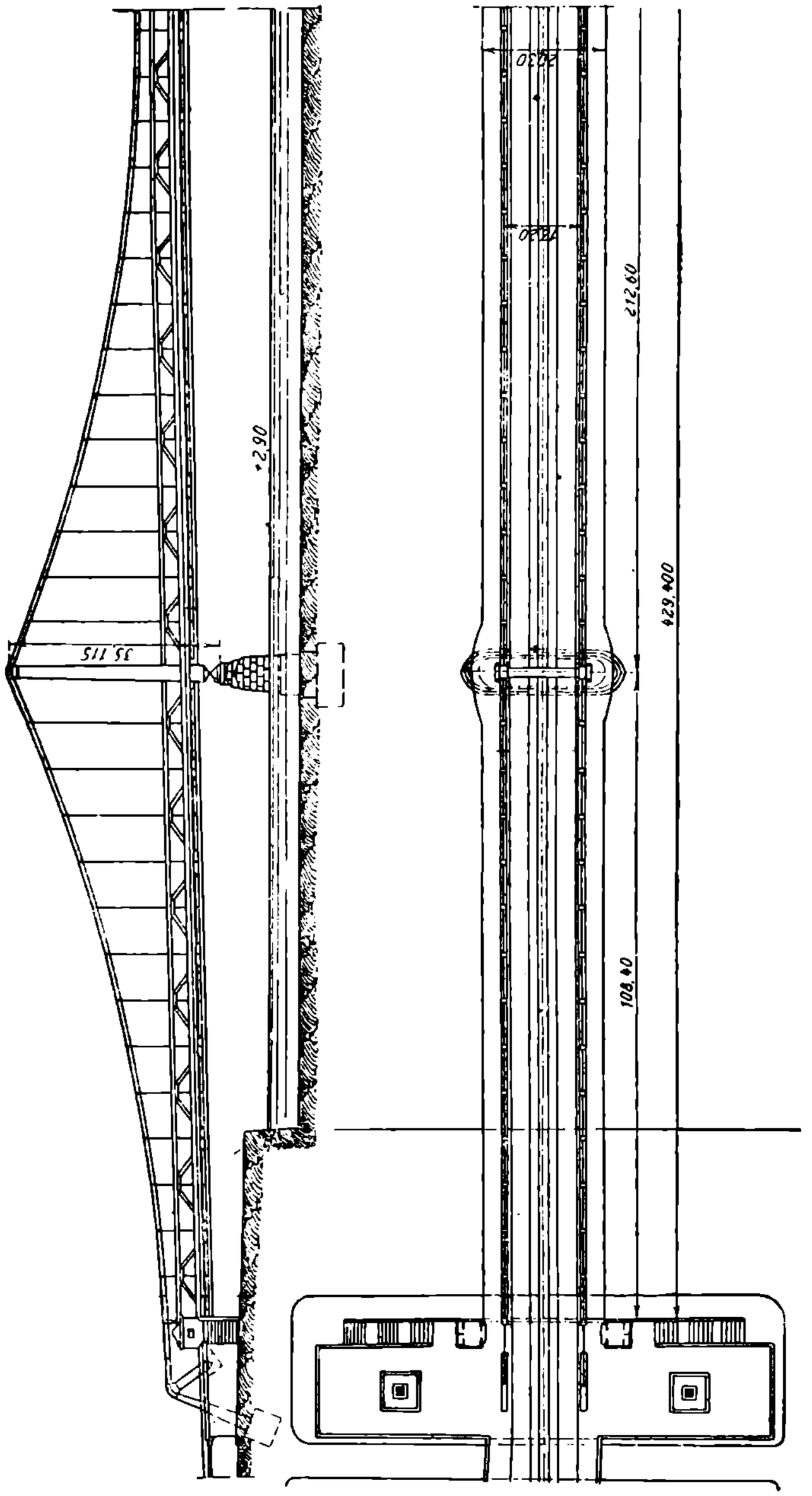
НТБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 240—241.—Подвижная опора балки жесткости на пилоне. Проект «Köln-Deutz I».

НБ УДУНТ (ДИТ)

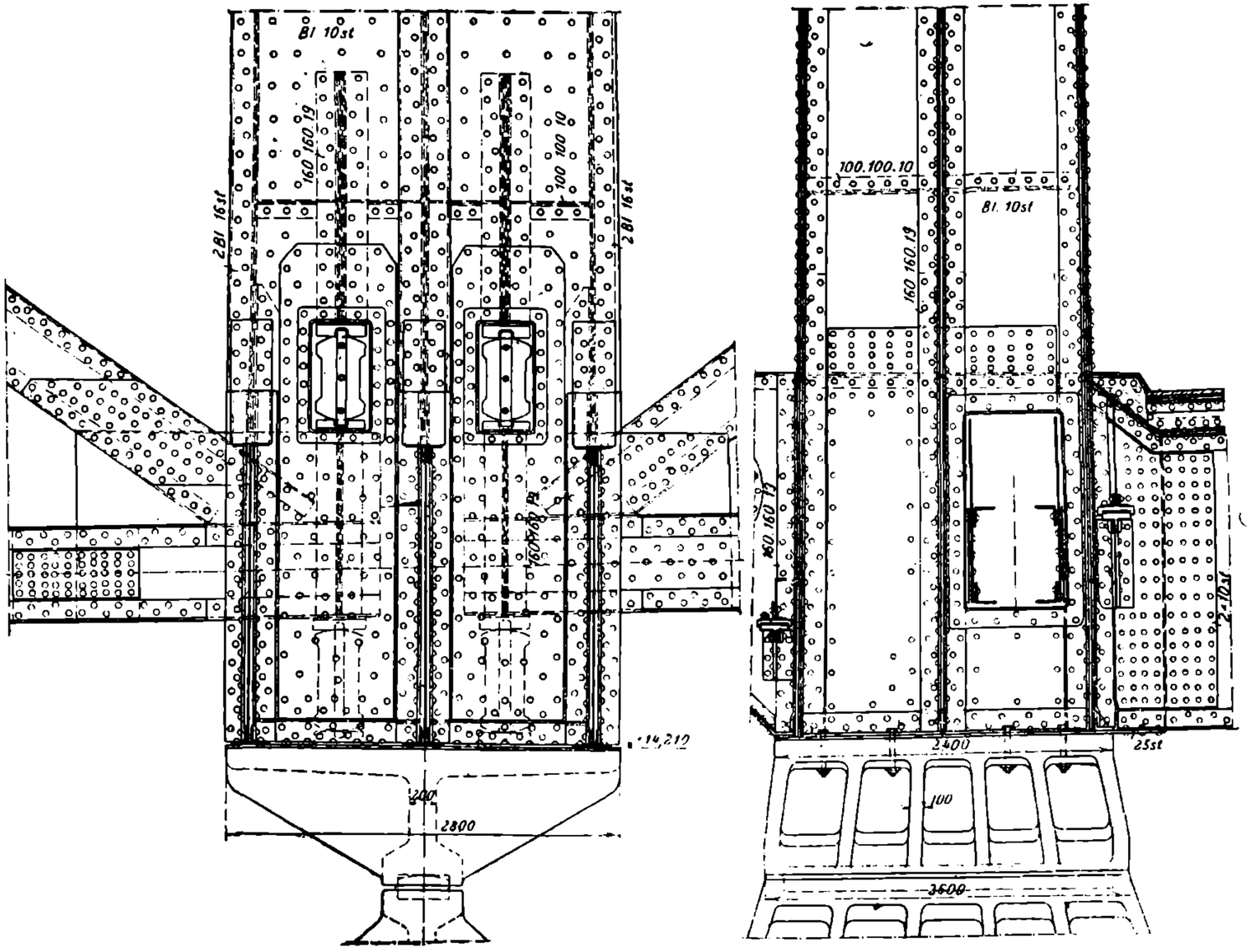
В качестве варианта приведем еще способ заделки кабеля в устое моста через р. Арген, в Лангенаргене, построенного в 1898 году. Мост имеет один пролет 75 *м*. Полотно моста с каждой стороны поддерживается одним кабелем диаметра 132 *мм*, составленным из 7 прядей и изготовленным на заводе в виде крученого кабеля из круглой проволоки. Закрепление в устое произведено по общеупотребительному способу для тех случаев, когда применяется готовый кабель, а именно при помощи наконечника



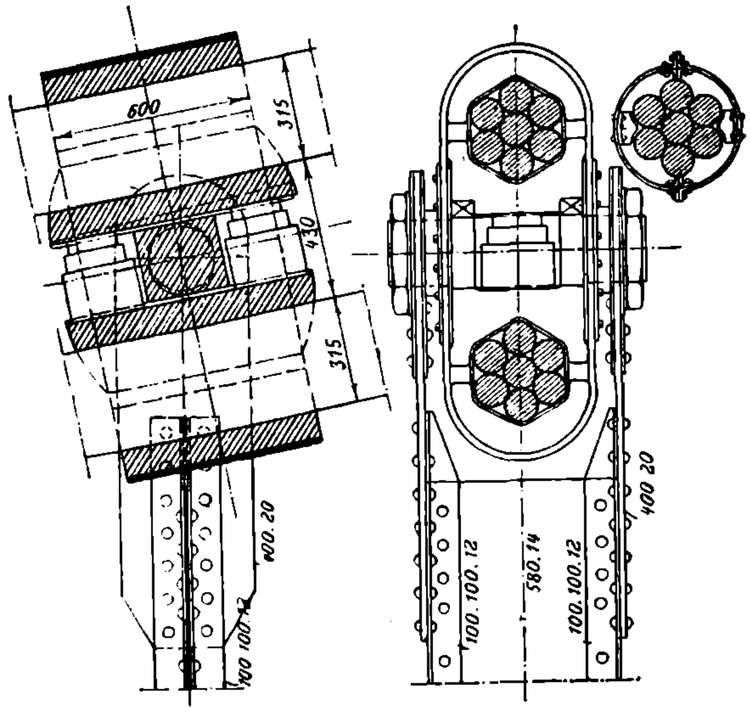
Фиг. 242—243. Фасад и план висячего кабельного моста. Проект «Köln-Deutz II».

в виде стакана (фиг. 251). Более отчетливо этот стакан изображен на фиг. 252. Он имеет конический канал, в который вводится кабель и здесь расплетается на отдельные проволоки, которые раздвигаются кистью к широкому концу канала. Промежутки между проволоками заливаются сплавом свинца, олова и антимония (в других случаях заливают цинком), после того как концы проволоки очищены соляной кислотой и покрыты слоем олова (лужение). Стакан имеет шаровую опорную поверхность, ко-

НТБ УДУНТ (ДИТ)

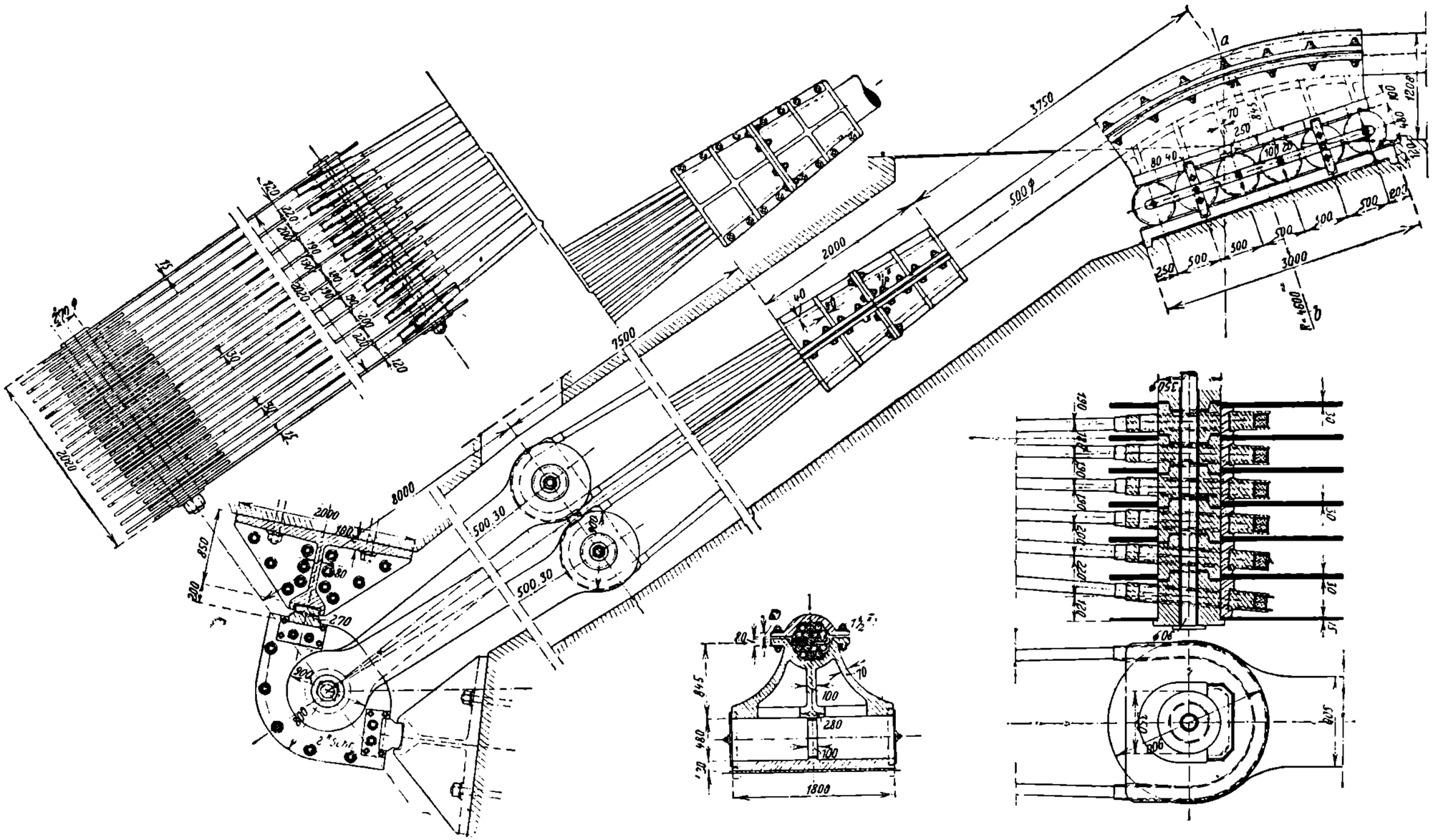


Фиг. 244—245.—Подвижные опоры балок жесткости в пилоне «Köln Deutz II».

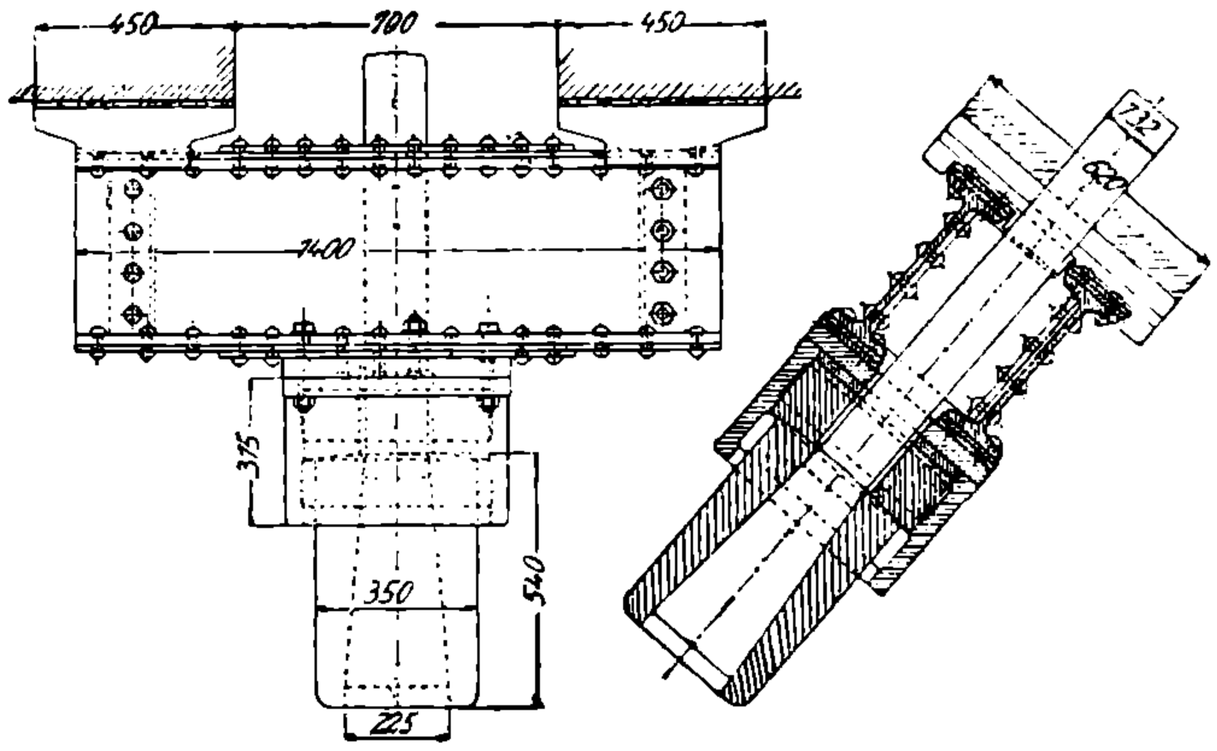


Фиг. 246—247.—Прикрепление подвесок к кабелям. Проект «Köln-Deutz II».

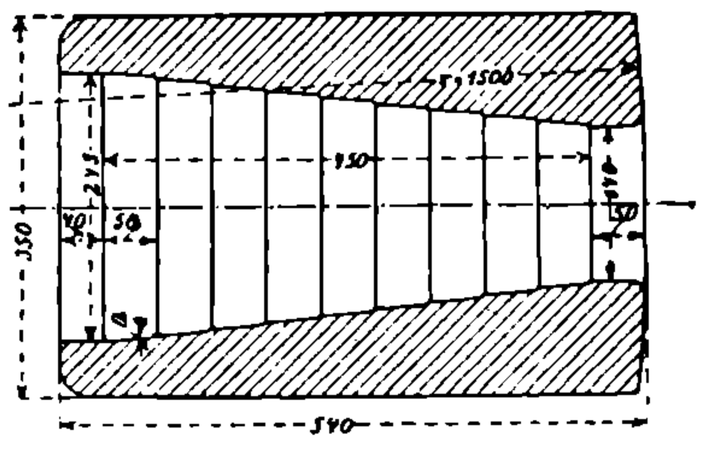
НБ
УДУНТ
(ДИТ)


3750
500 ϕ
2000
7500
8000
500.30
500.30
2000
180
650
220
270
80
40
70
250
100
80 40
120
500
300
3000
250
1800
845
480
280
100
1800
150
120
100
100
100

торой соответствует поверхность опорной подушки, передающей давление на двутавровые балки. Для регулирования длины между подушкой и балками ставятся подкладки (из двух половинок) любой толщины. Для удержания на месте всех поставленных частей, они охвачены муфтой на болтах.



Фиг. 251.—Заделка кабеля в устое моста в Лангенаргене.



Фиг. 252. — Стакан для заделки кабеля.

§ 4. СИСТЕМА ЖИСКЛЯРА.

15. Мост de la Cassagne.[1] — Мост имеет средний пролет 156 *м* и два боковых по 39 *м* (фиг. 253). Путь электрической узкоколейной железной дороги расположен на уклоне в 6‰. Просвет долины под пролетным строением имеет высоту 80 *м*. Для поддержания пролетных кабелей построены пилоны, в нижней части каменные, на высоту около 32 и 28 *м*, и верхние металлические, высотой 30 *м*. На пилонах расположена подвижная опора, на которой закреплены при помощи шарниров кабели. Нижние концы удерживающих кабелей заделаны в скалистых берегах; к камерам заделки для осмотра имеется доступ через особые галлереи.

Каменные части быков имеют все грани с 4% уклоном книзу. По плоскости карнизов площадь быка 5,02 × 9,72 *м*. Внутри в пилоне оставлена пустота, в виде колодца, сечением 2,5 × 3,5 *м*, в который сделан доступ внизу через отверстие 0,70 × ×1,85 *м*. В колодце имеется лестница с двумя площадками. Сверху колодец прикрыт железобетонной плитой 6,59 × 3,74 × 0,20 *м*. На верхней площадке имеется лаз для человека, открывающийся на площадку из колодца.

В теле опоры, около 1 *м* ниже верхней площадки, заделаны по периметру сечения опоры две линии рельсов для увеличения связности четырех стенок пилона. Кроме того, лестничные площадки также снабжены железом и составляют как бы диафрагму опоры.

На фиг. 253 видно общее положение канала для заделки 9 удерживающих кабелей в береговой скале. Канал имеет поперечное сечение, изображенное на фиг. 254; в прямоугольной части его проходит лестница, с которой можно осматривать проходящие над нею кабели. Канал заканчивается кольцом из тесаной кладки, с гранитным последним слоем (фиг. 255), на который опираются стальные подушки с продетыми в них серьгами от кабелей (фиг. 256—257). Под подушки подложены опорные стальные листы, а под ними — свинцовые листы.

Железный пилон состоит из 4 стоек по углам, связанных по четырем граням усеченной пирамиды крестами. В основании прямоугольник имеет размеры 8,32 × 3,12 *м*, а на вершине 6,0 × 1,4 *м*; уклон граней — 4%.

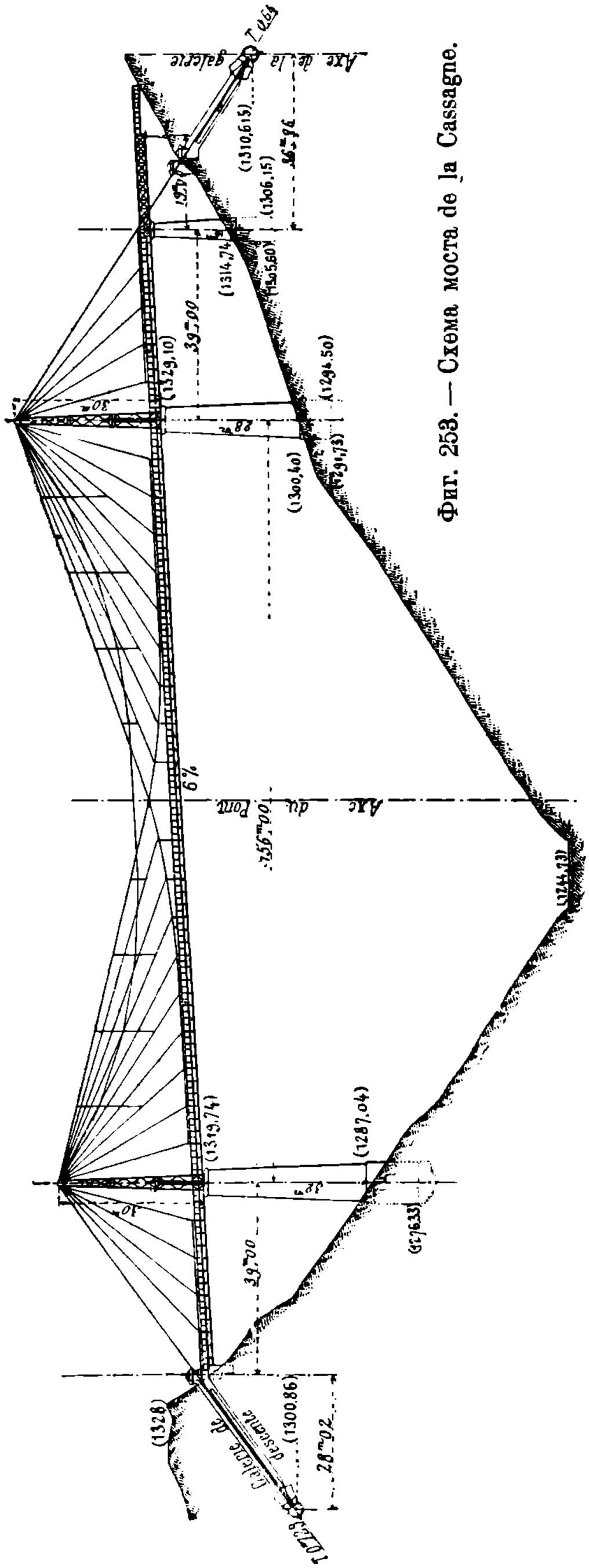
Общий вид пилона дан на фиг. 258. Для устойчивости пилона его стойки закреплены в кладке при помощи 8 тяжей, диаметра 50 *мм*, пропущенных в кладке по трубам 70/80 *мм*, на глубину около 4 *м*.

Проезжая часть поддерживается подвесками из парных кабелей (фиг. 258), примыкающих к соответственному узлу кабельной фермы, состоящей из пучка вант, каждая в 2 кабеля, идущих от шарнира на пилоне, и продольного нижнего криволинейного пояса, состоящего из 4 кабелей. Для вант применен кабель толщиною от 49 до 37 *мм*, а криволинейный пояс составлен из кабелей (по четыре в звене) толщиною

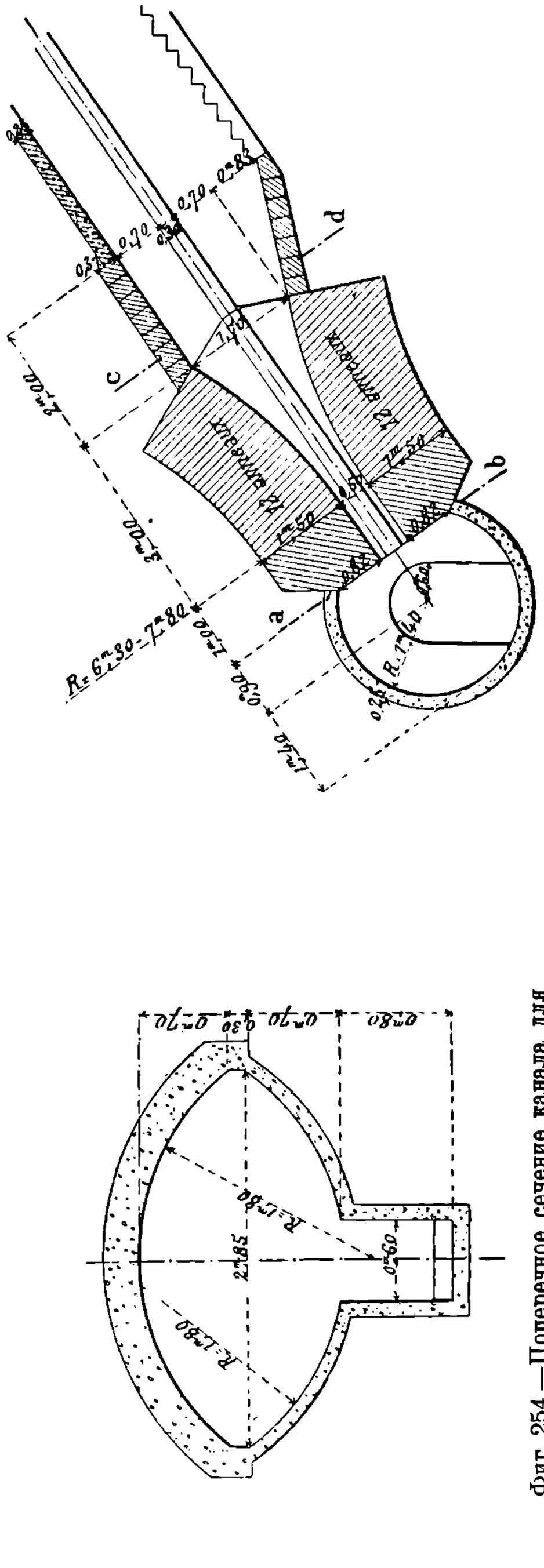
[1] Annales des p. et ch. 1913, V, статья D e l m a s.

НБ УДУНТ (ДИТ)

от 14 *мм* у пилона до 59 *мм* в середине пролета. В береговых пролетах соответствующие им оттяжки составлены из кабелей толщиною от 14 *мм* у пилона до 33 *мм*; последние и проведены в камеру заделки.



Фиг. 253. — Схема моста de la Cassagne.



Фиг. 255.—Продольный разрез канала для заделки кабелей. Мост de la Cassagne.

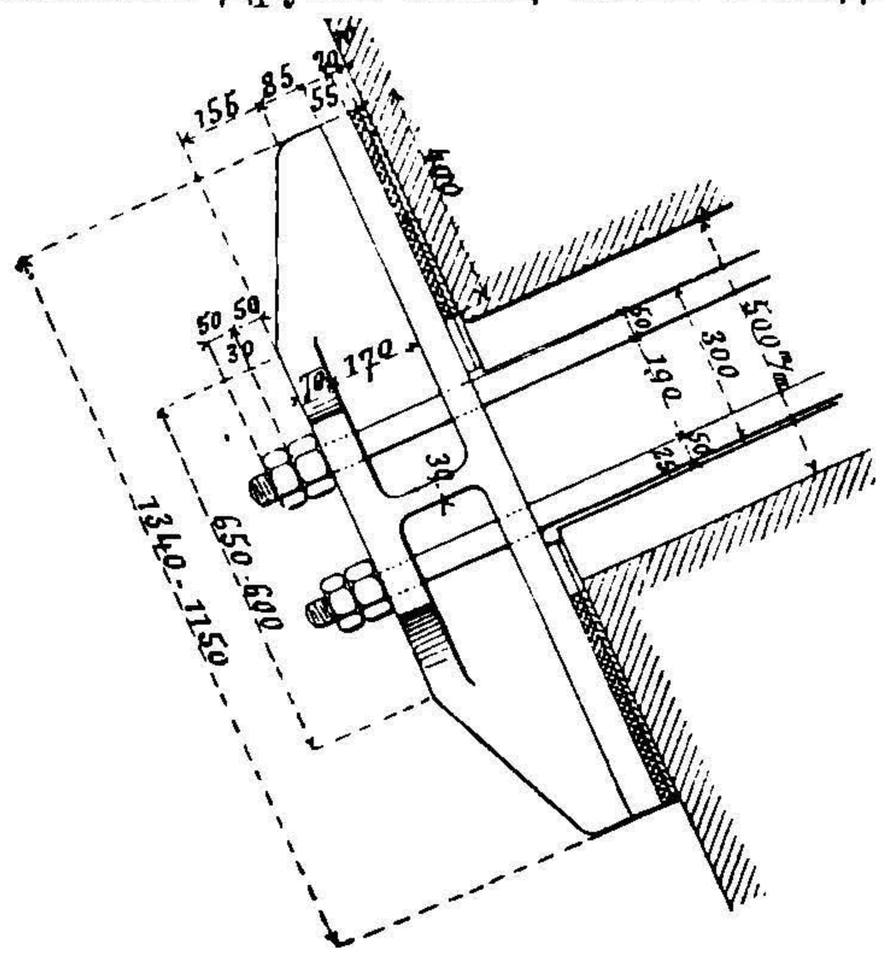
Фиг. 254.—Поперечное сечение канала для заделки кабелей в скале. Мост de la Cassagne.

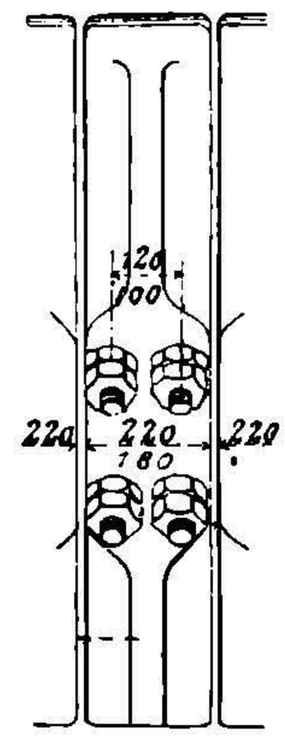
Конструкция опорной подушки, расположенной на пилоне, приведена на фиг. 259—260, на которых показано закрепление не всех сходящихся к подушке кабелей.

Для удержания от провисания длинных прямых вант, с каждой стороны полотна дано по два параболических кабеля (Ордиша) диаметром 40 *мм*. К ним нижележащие ванты подвешены, а вышележащие подперты при помощи трубок, способных сопротивляться сжатию.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

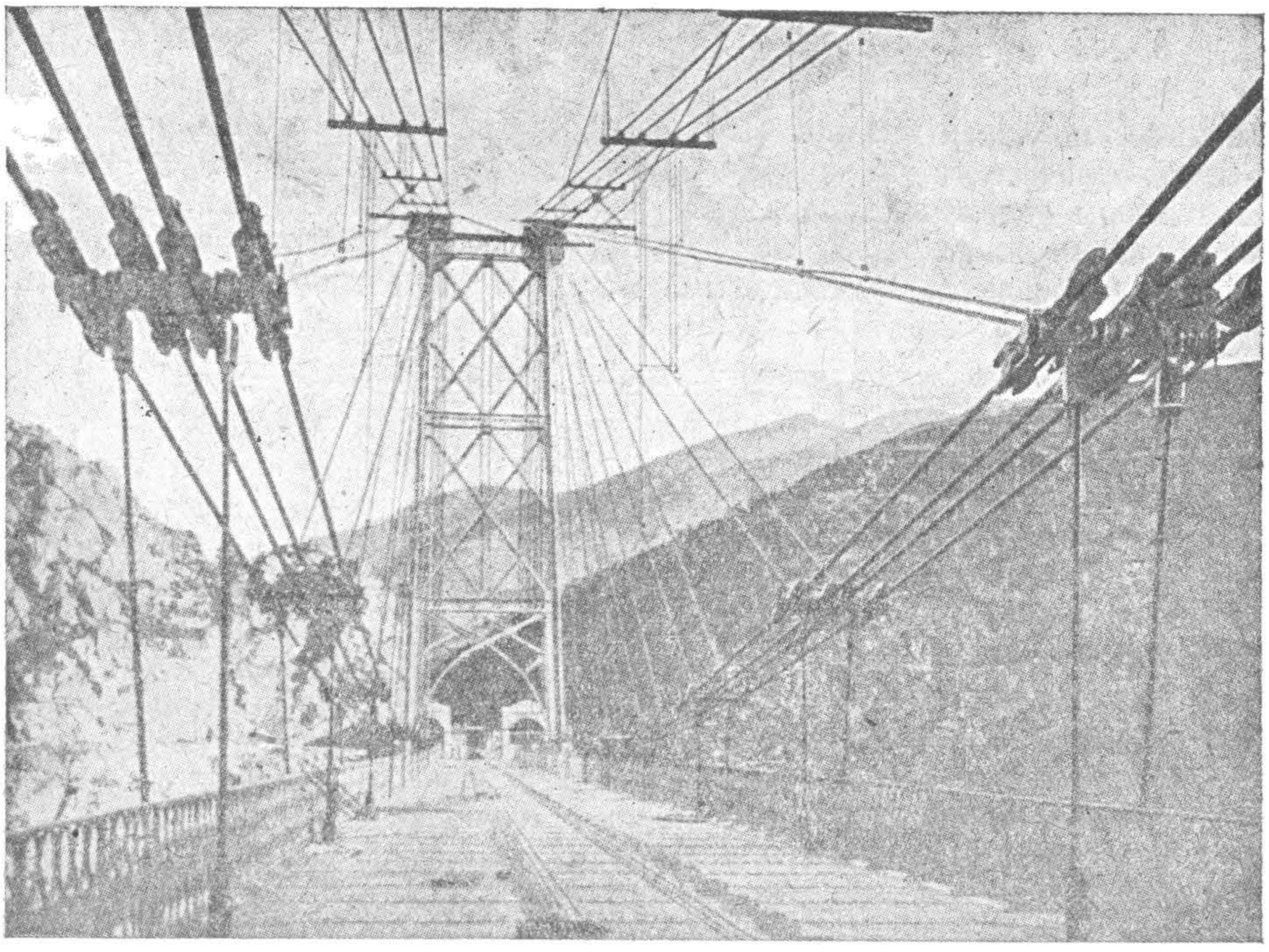
Продольные балки проезжей части, расстояние между которыми 6,0 *м*, идут непрерывно по всему протяжению трех пролетов. На одном устое конец их заделан при помощи тяжей. Над быками балки проходят, не опираясь на быки, — они поддерживаются здесь вантами. Другой конец балки свободно оперт на другом устое, где он





Фиг. 256—257.—Стальные подушки с продетыми серьгами кабелей. Мост de la Cassagne.

имеет подвижную опору. Перемещение этого конца, в соответствии с длиной балки 234 *м* и колебанием температуры на 40°, может доходить до 101 *мм*. Балки рассчитаны на двойную панель в предположении, что подвески одного узла из трех лопнули. Панель равна 7,8 *м* (фиг. 261), на этом расстоянии поставлены поперечные балки.



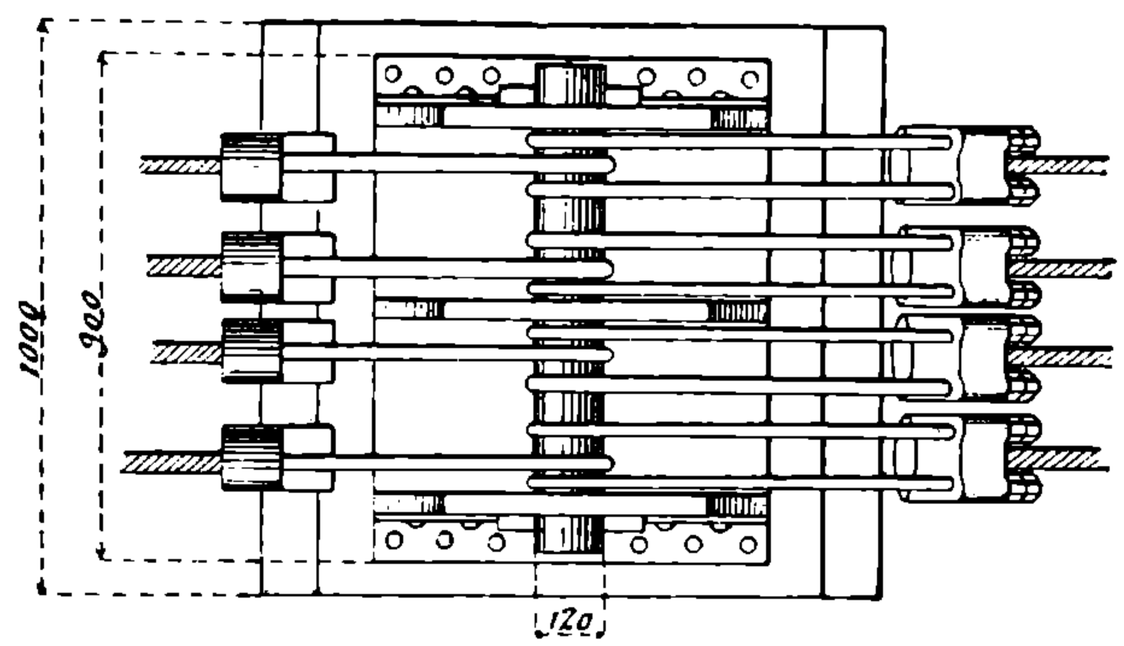
Фиг. 258.—Продольный вид моста de la Cassagne.

Главные балки со сплошной стенкой имеют высоту 1,0 *м*; поперечные балки, такие же и такой же высоты, вклепаны между главными. Между поперечными балками вклепаны две подрельсные продольные балки со сплошной стенкой, высотой 83 *см*, между ними расположены вертикальные связи, а по бокам — тавры 150 × 100 × 11 *мм*, для поддерживания железного листового настила, толщиной 7 *мм*.

УДУНТ (ДИТ)

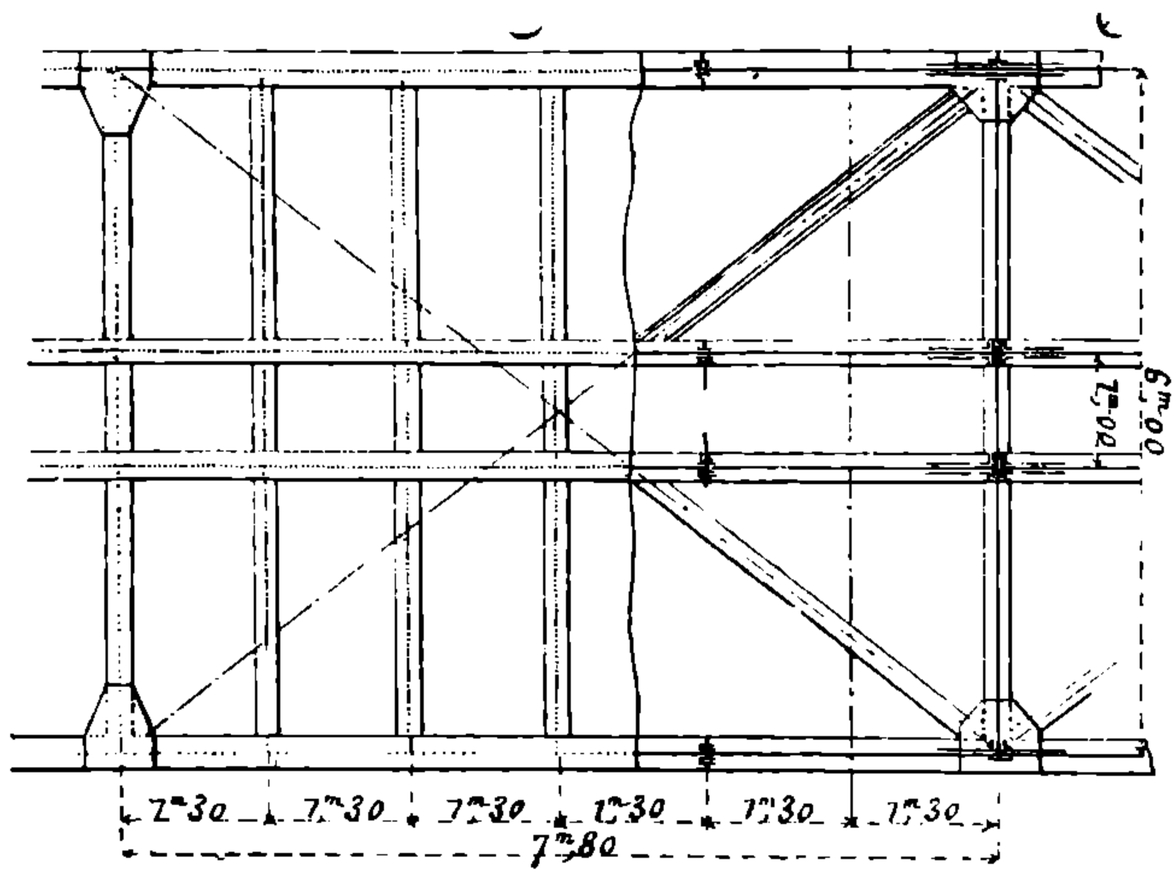
Под полотном имеются горизонтальные ветровые связи в виде крестов.

При сооружении моста прежде всего была устроена через долину на деревянных пилонах канатная воздушная подача материала для постройки каменных опор. Одновременно устраивались камеры для заделки канатов.



Фиг. 259—260.—Опорная подушка на пилоне. Мост de la Cassagne.

Металлические части пилонов были собраны при помощи крана, поставленного на пилоне и передвигаемого по пилону вверх по мере возведения его этажей. Затем были поставлены удерживающие кабели над береговыми пролетами, по возможности с меньшим натяжением, чтобы не подвергать пилоны односторонней боковой нагрузке. Потом при помощи полиспастов были уложены четыре вспомогательных кабеля

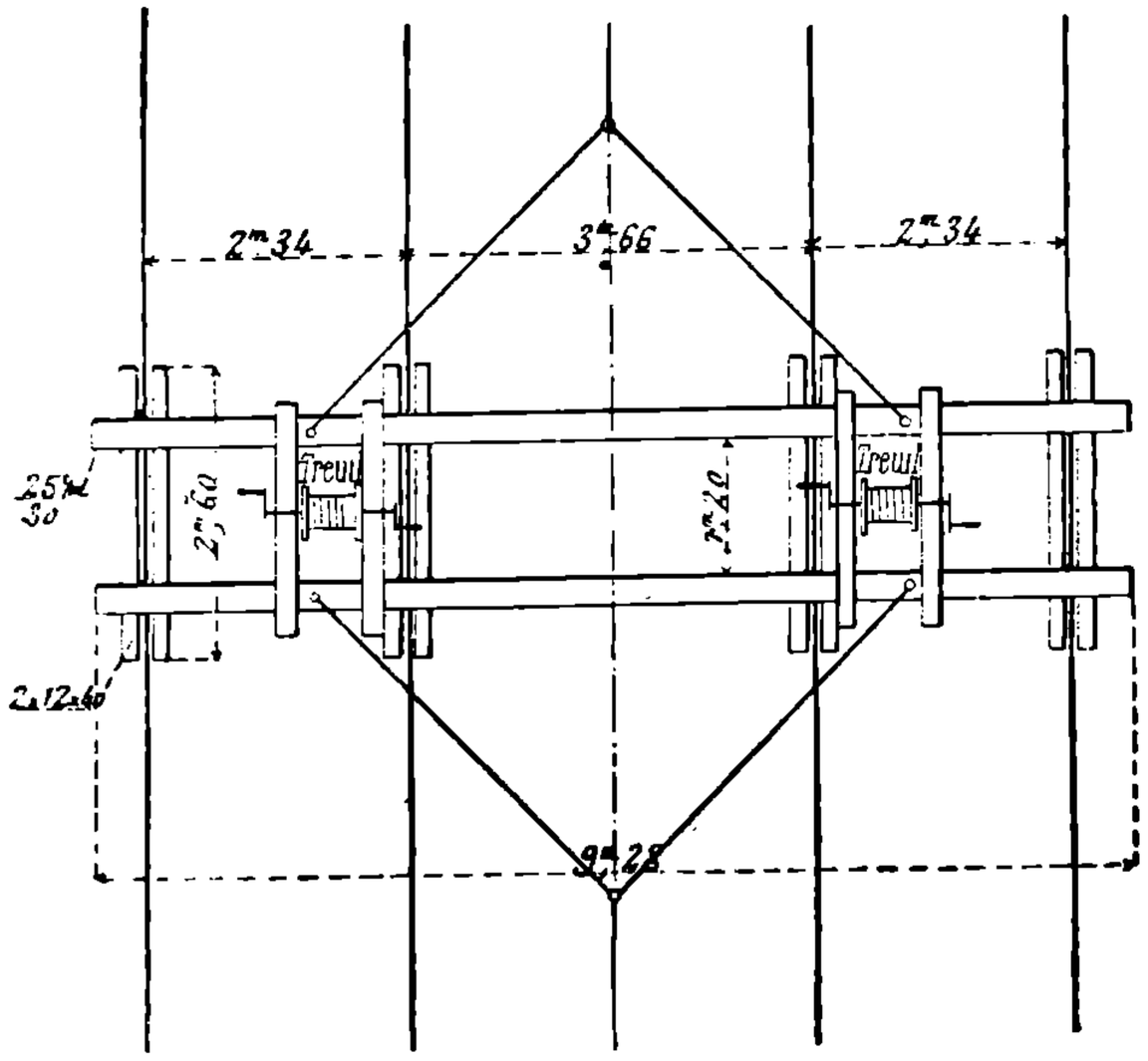


Фиг. 261.—План одной панели проезжей части моста de la Cassagne.

Ордиша со стрелкой в 9 *м*, одновременно были подтянуты удерживающие кабели, чтобы создать равновесие пилонов. На протянутых кабелях была поставлена на колесиках платформа (фиг. 262) с двумя ручными тележками, которая передвигалась паровой лебедкой, поставленной на берегу.

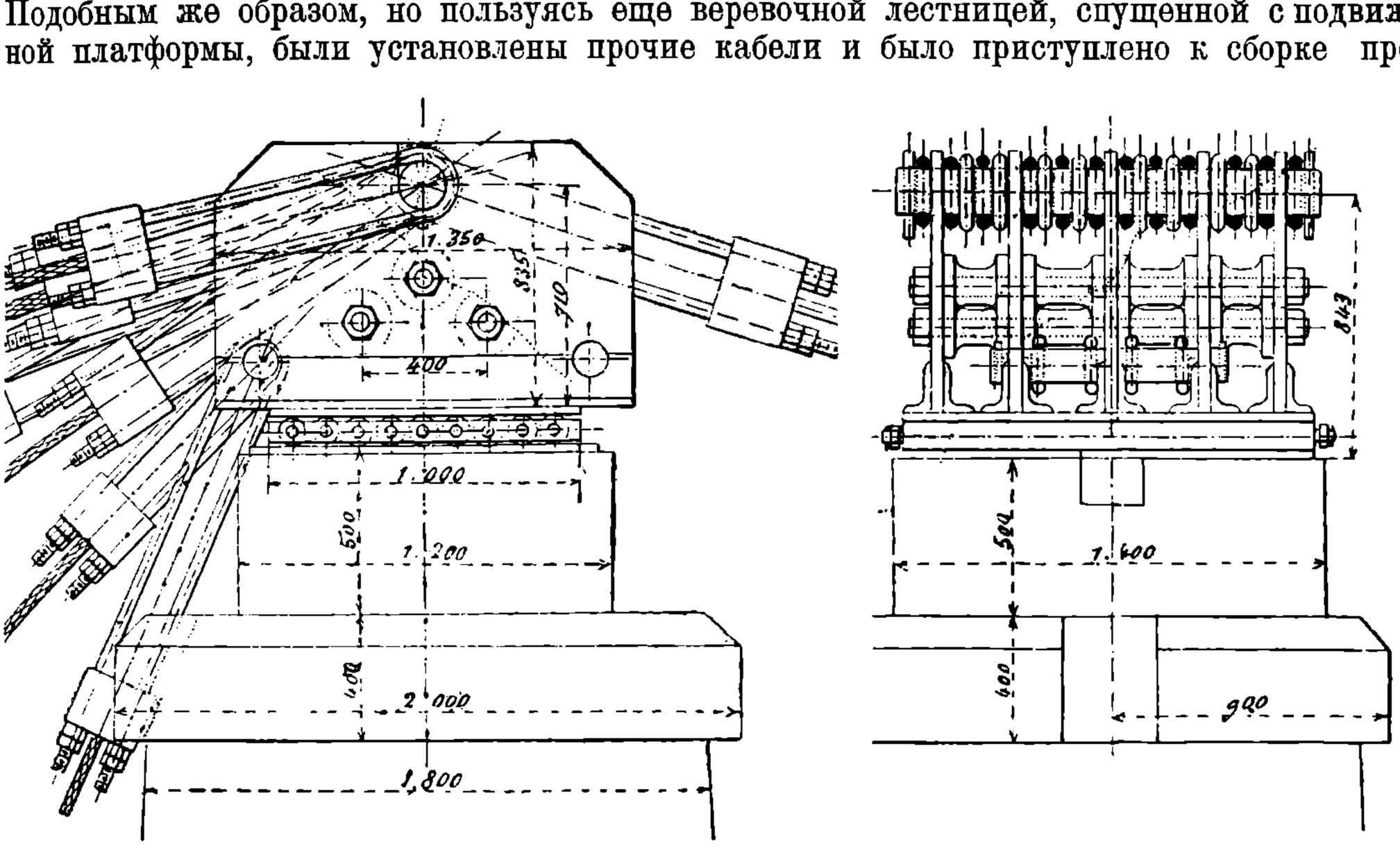
НВ УДУНТ (ДИТ)

Сборка пролетного строения начата была с середины пролета и велась в обе стороны к пилонам, симметрично. Кабель верхнего пояса одним концом был укреплен на вершине пилона, а другим спущен в долину; к нему средним шарниром прицеплен был конец симметричного ему кабеля другого полупролета; свободный конец пе-



Фиг. 262.— Поддерживаемая кабелями Орди ша подвижная платформа для сборки моста de la Cassagne.

реведен через долину, и оба конца кабеля подняты на место лебедкой, помещенной на другом пилоне, и подвижной платформой, с которой подтягивали средний шарнир. Подобным же образом, но пользуясь еще веревочной лестницей, спущенной с подвижной платформы, были установлены прочие кабели и было приступлено к сборке про-



Фиг. 263—264.—Подвижная опора на пилоне моста Luzège.

езжей части. При этом своевременно регулировались длина и натяжение удерживающих кабелей.

Постройка моста была начата в 1905 г. и закончена в 1908 г.

Испытания пробным поездом были произведены в 1909 г., как статической нагрузкой, так и динамической.

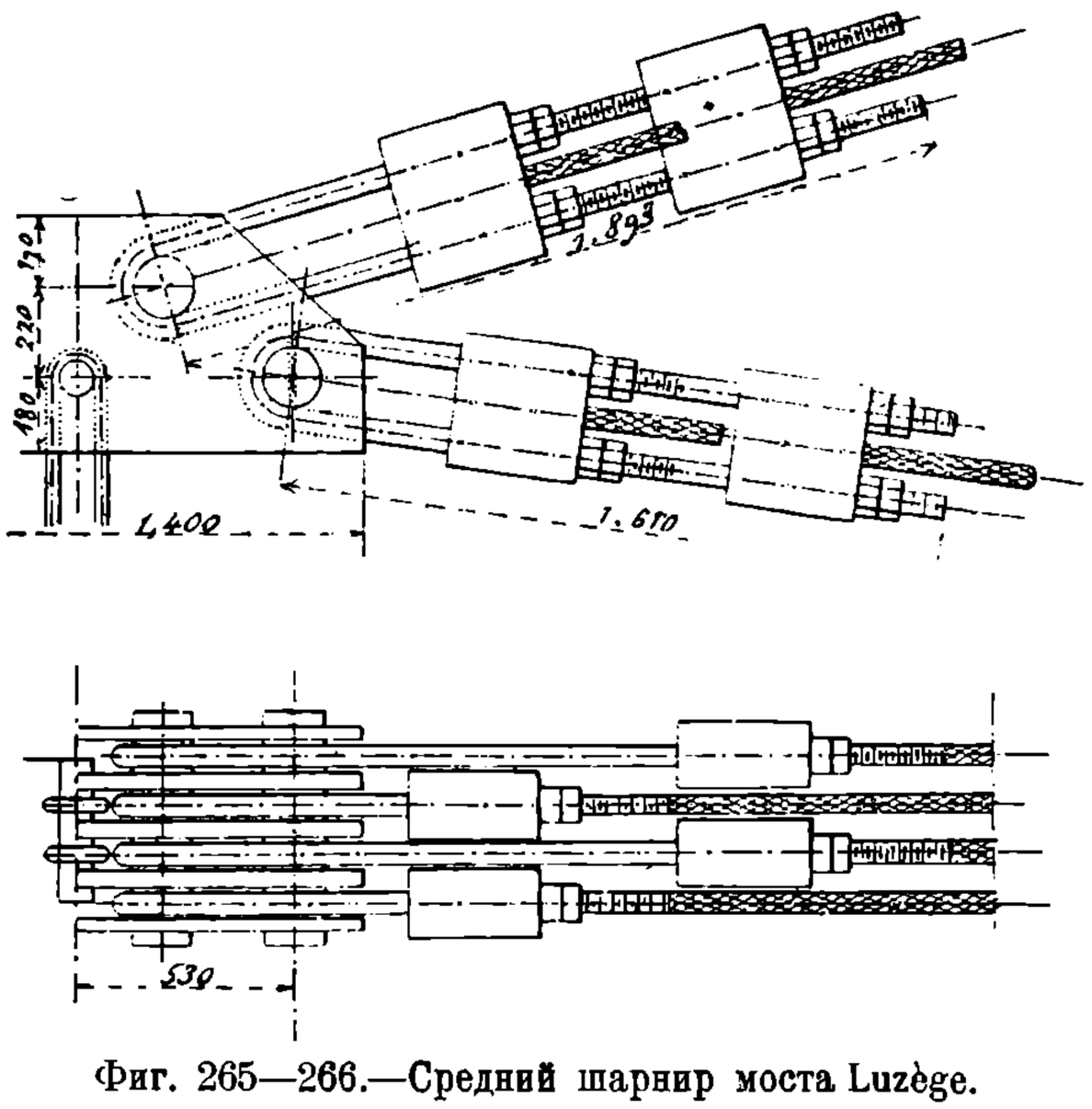
НБ УДУНТ (ДНТ)

Прогиб середины среднего пролета был 156 *мм*, т. е. ровно $^1/_{1000}$ пролета. Перемещение опоры на пилоне — 8 *мм*, боковое перемещение пилона — 7,4 *мм*. Средний шарнир перемещался вдоль моста на 11 *мм*.

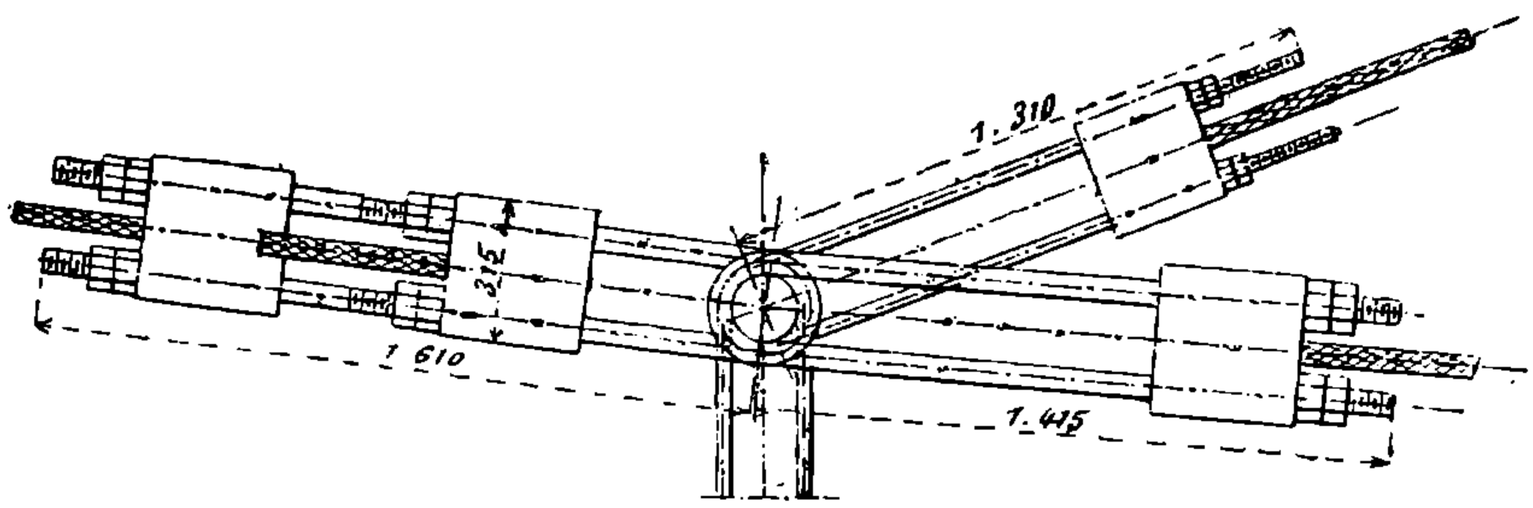
Расчет моста был произведен на нагрузку в 6 вагонов, по 32 *т* каждый, всего 192 *т*. Ветер при наличии поезда на мосту — 170 *кг* и без поезда — 270 *кг* на кв. метр. Напряжение в кабеле допущено в 20 *кг/мм²*. Временное сопротивление проволоки — 90 *кг/мм²* и предел упругости — 50 *кг/мм²*.

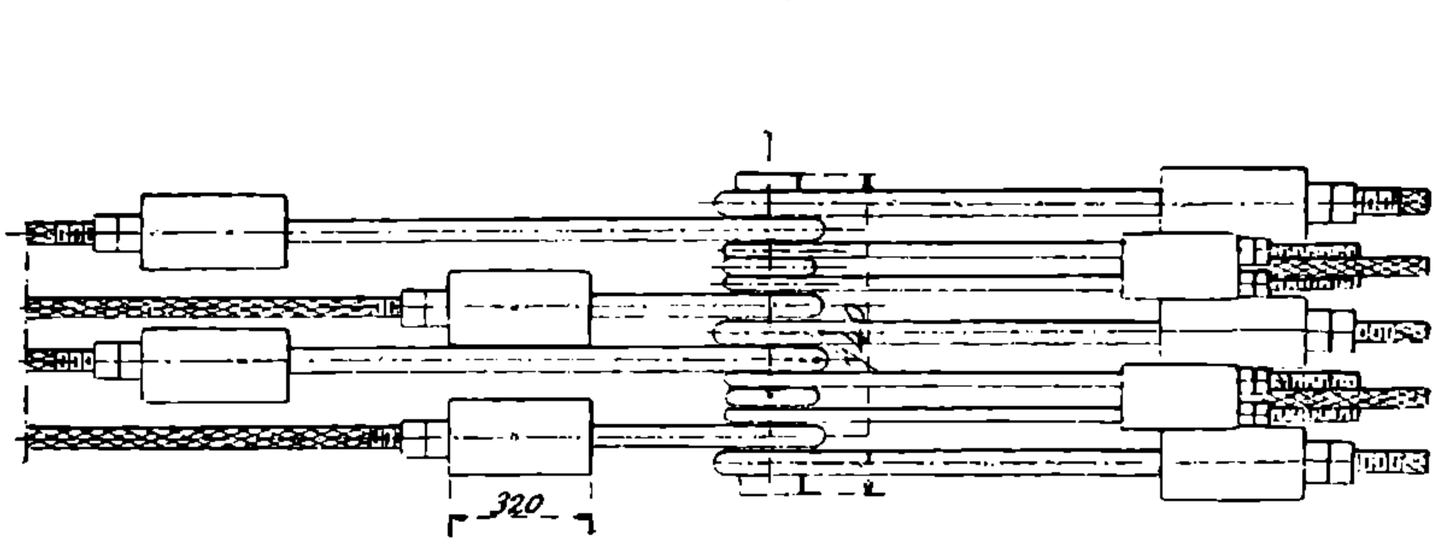
Стоимость моста — 1 100 000 франков.

Для более полной характеристики конструкции этого вида мостов приводим неко-



Фиг. 265—266.—Средний шарнир моста Luzège.



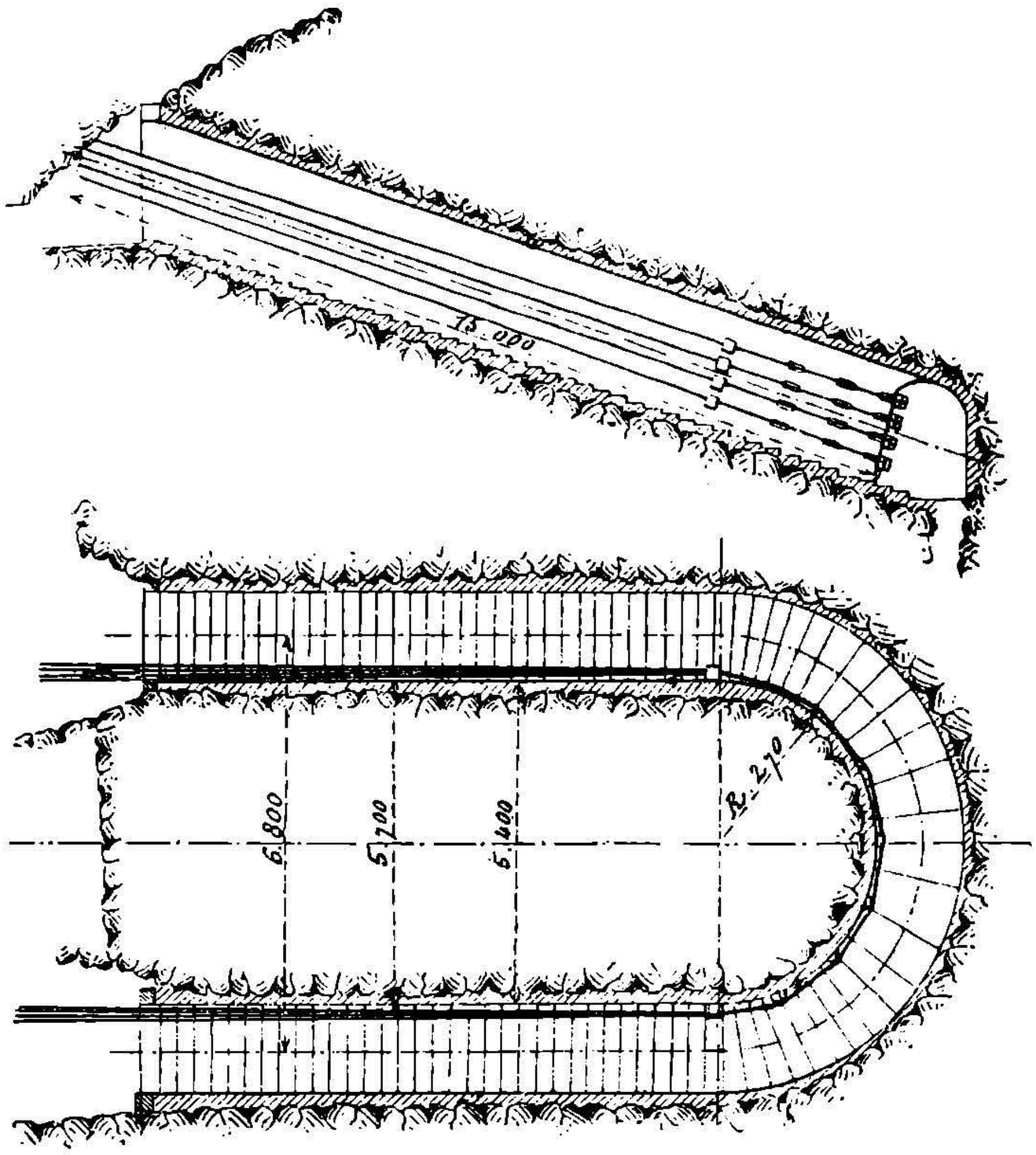


Фиг. 267—268.—Ближайший к среднему шарнир моста Luzège.

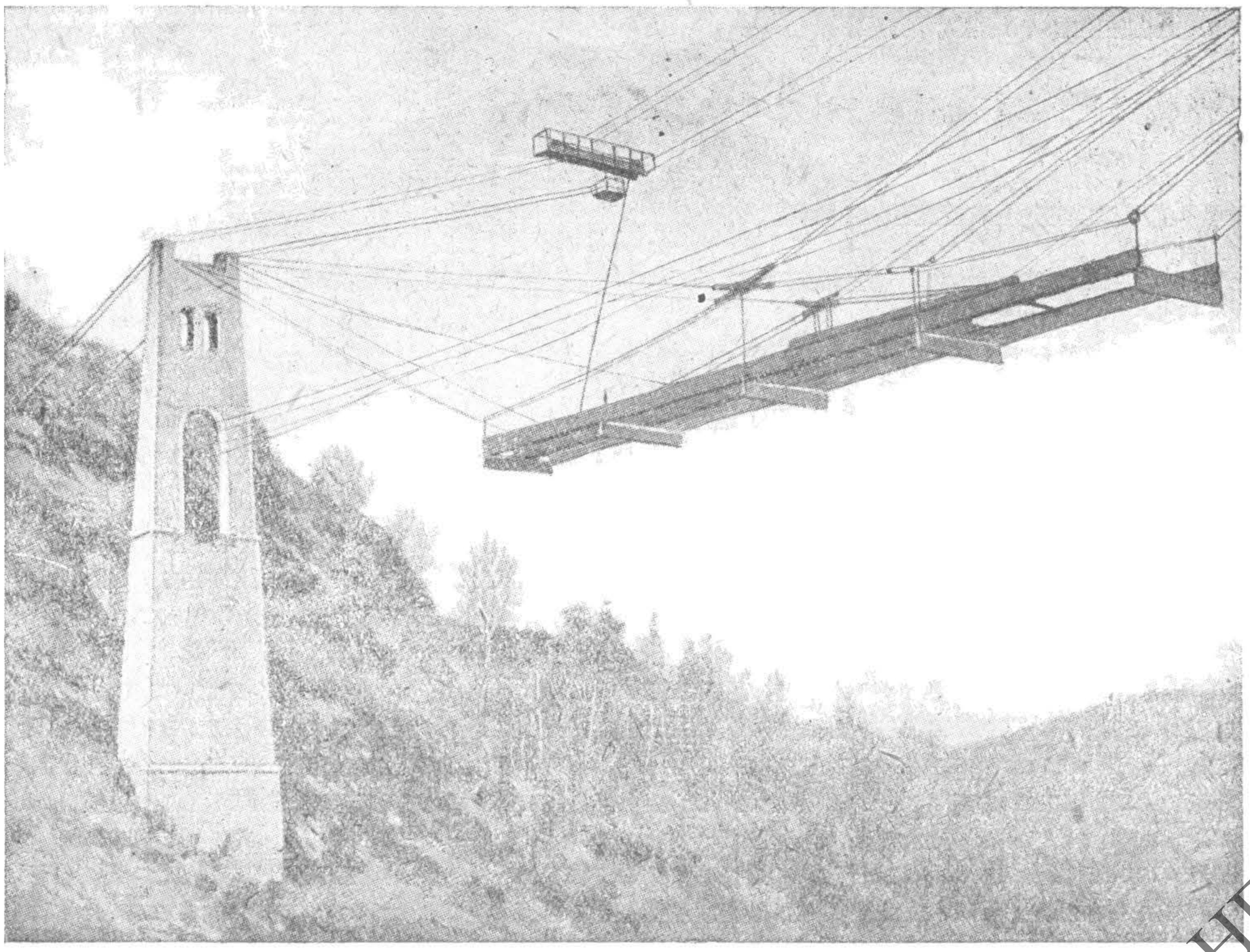
торые детали, относящиеся к мосту через долину Luzège, построенному в 1912 году, с пролетом 140 *м*, по системе Жискляра, для узколейной дороги.

На фиг. 263—264 показана подвижная опора на пилоне. На фиг. 265—266—средний шарнир (половина), на фиг. 267—268 — следующий от него шарнир по нижнему поясу. На фиг. 269—270 — заделка удерживающей цепи в скале, осуществлен-

НБ УДУНТ (ДНТ)



Фиг. 269—270.—Заделка в скале кабелей моста Luzège.



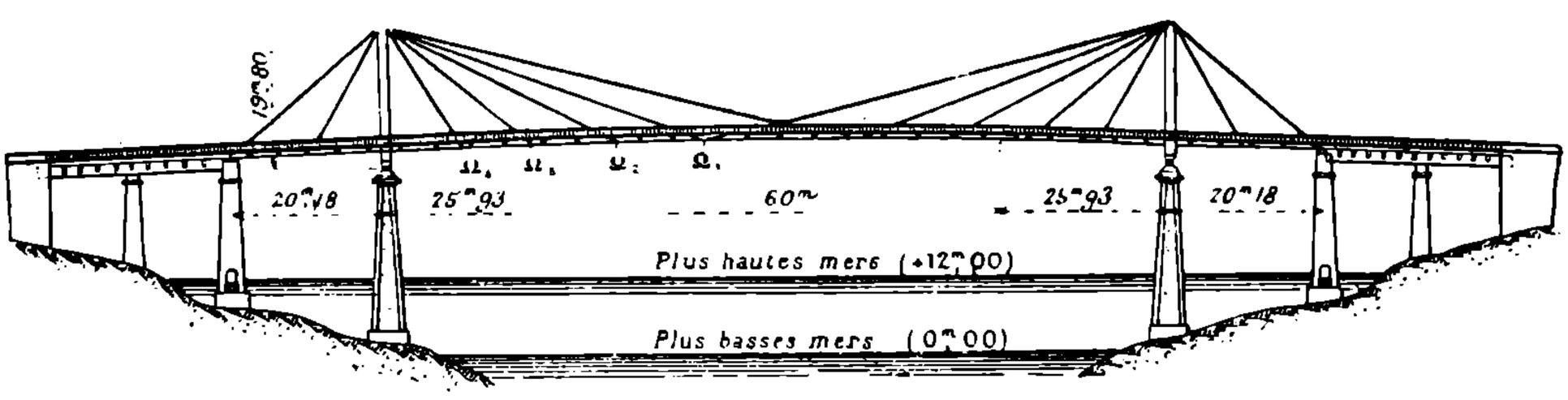
Фиг. 271.—Сборка моста Luzège.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ная по давно применяемому способу огибания массива непрерывно протянутой цепью, оба конца которой закрепляются при этом на пилоне. На фиг. 271 приведен один из моментов сборки без подмостей среднего пролетного строения.

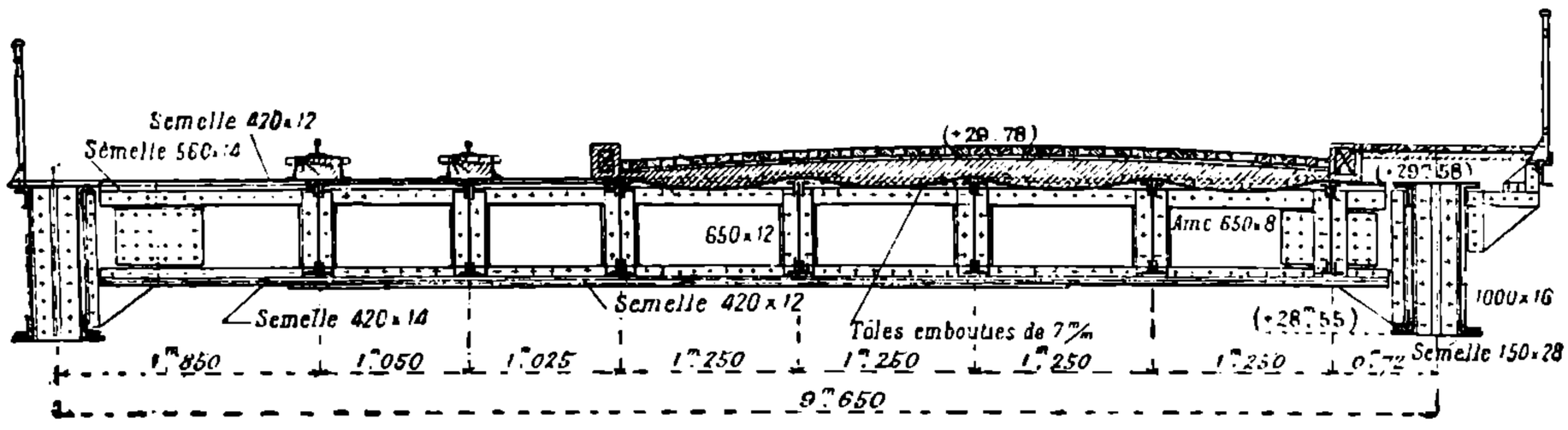
Система Жискляра применена до сих пор на следующих мостах: во Франции, кроме вышеописанных двух — Bourret, Très-Cassés, Vitry, Revin, Lumes, в Аргентине Sétubal и один мост в Сиаме.

14. Мост Лезардриё (Lézardrieux).[1] — Общий вид моста дан на фиг. 80. Существовавший здесь висячий мост с пролетом 152 *м*, обычной французской конструкции, типа моста в Вернезоне (фиг. 66), оказалось необходимым перестроить, так как надо было пропустить узкоколейную дорогу местного значения.



Фиг. 272.—Схема моста Lézardrieux.

По схеме (фиг. 272) видно, что эта новая система отличается от системы предыдущих мостов тем, что здесь устранен нижний пояс, связывающий наклонные ванты: его заменяют пролетные балки, протянутые, как и в предыдущих случаях, по бокам полотна моста (не будучи балками жесткости по очень малой высоте, они занимают положение именно этих балок). Узлы Ω, в которых присоединяются ванты к балке, расположены по нейтральной ее оси. Затем, удерживающие кабели закреплены не в устое, а на конце пролетных балок, которые принимают распор цепи, работая на сжатие, а отрицательные реакции, возникающие на крайних опорах балки, принимаются анкерной заделкой в устое. Таким образом, эта новая система есть ничто иное как старинная вантовая система с передачей распора цепи на распорку, подобно системе Кёльнского моста.



Фиг. 273.—Поперечный разрез проезжей части моста Lézardrieux.

Средний пролет 111,8 *м*, крайние — по 21,4 *м*. Быки — железобетонные пустотелые, на верхушки которых поставлены качающиеся металлические пилоны.

Путь на концах моста имеет подъемы в 3,5%, сопрягаемые в середине параболой на протяжении 35 *м*.

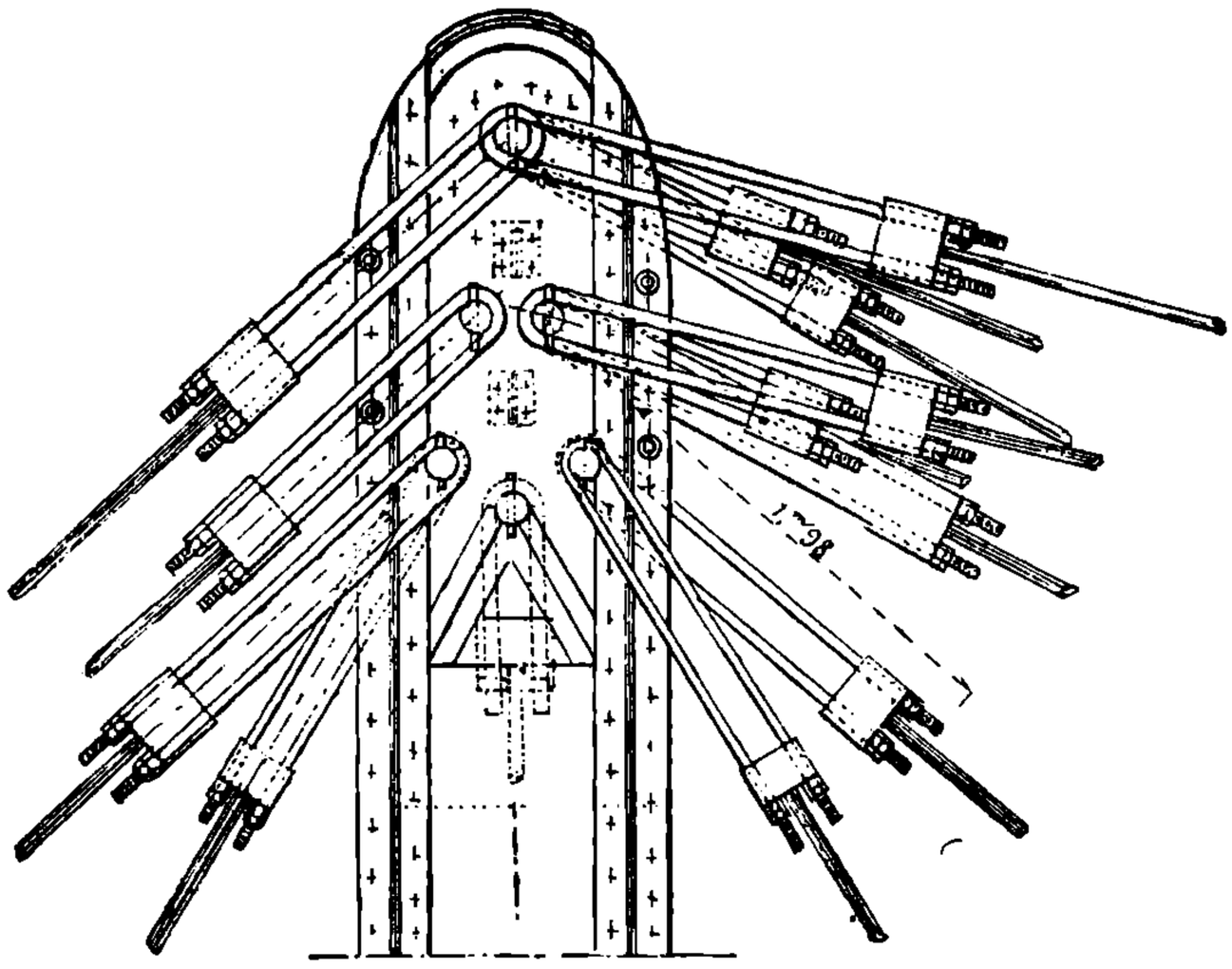
Ширина моста между перилами равна 10,65 *м* и делится: на ездовое полотно 5 *м*, путь для узкоколейной ж. д. с габаритом 4,2 *м* и тротуар шириною 1,45 *м*, который, однако, загроможден пилонами и вантами, проходящими к пролетной балке, находящейся под тротуаром (фиг. 273). Расстояние между осями висячих ферм — 9,65 *м*.

Панель пролетной балки равна 10 *м*, в середине две панели по 15 *м*. Сечение — коробчатое, при высоте вертикальных листов 1,0 *м* и расстоянии между ними около 30 *см*. Коробчатое сечение усилено диафрагмами. Балки идут непрерывно на всю

[1] Génie Civil, 1925, 4/VII.

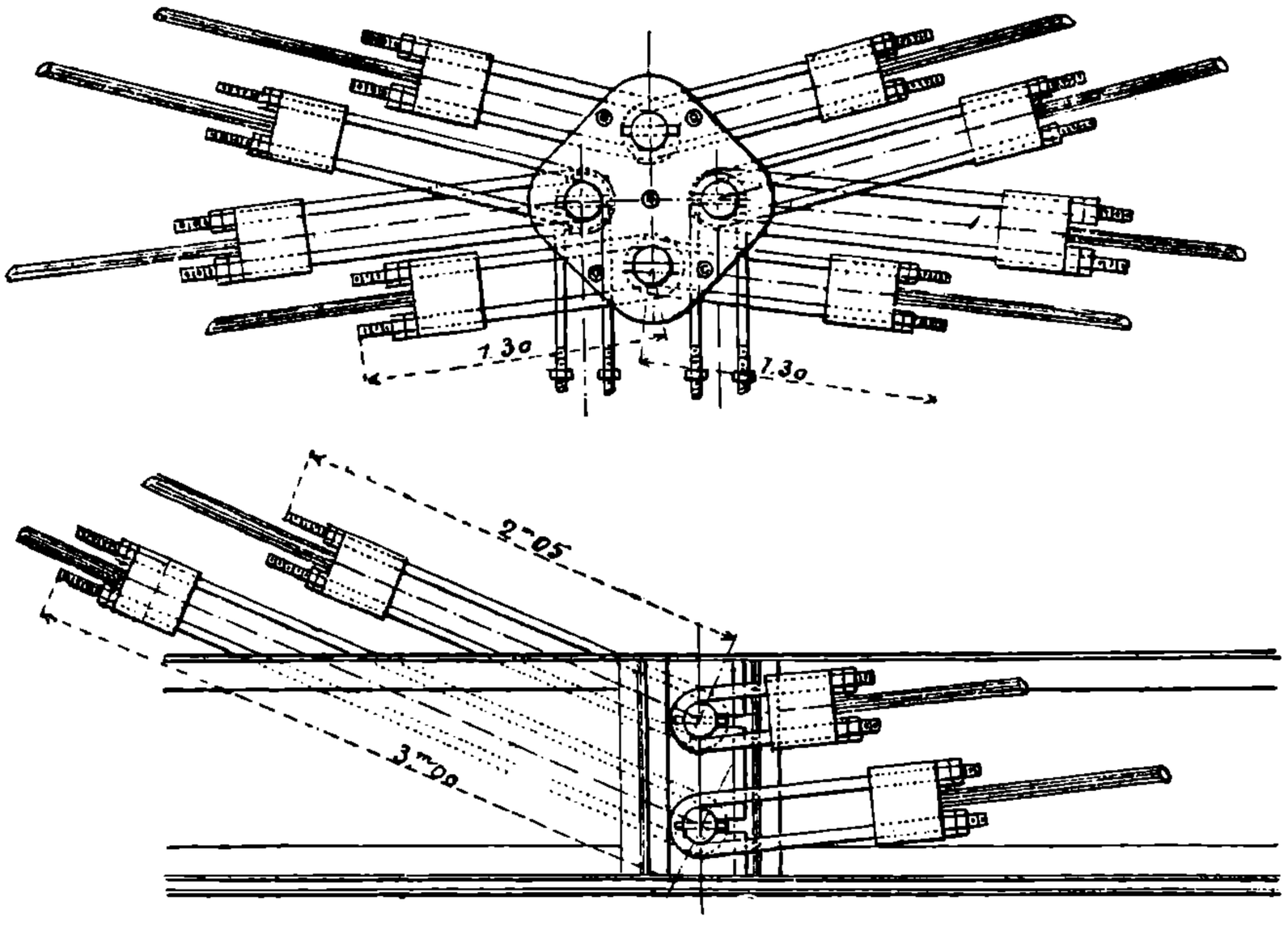
НБ УДУНТ (ДИТ)

длину пролетного строения 154 *м*, проходя сквозь пилоны через оставленные в них просветы; они здесь не опираются на пилоны, а подвешены при помощи вертикальных кабелей к верхушке пилона на шарниры толщиной 160 *мм*. Получается идеально подвижная опора.



Фиг. 274.—Закрепление кабеля на верху пилона моста Lézardrieux.

Поперечные балки поставлены двух типов: балки, которые проходят в узлах подвешивания главных балок (через каждые 10 *м*), имеют коробчатое сечение; остальные, промежуточные, — двутаврового сечения. К поперечным балкам прикреплены 7 линий продольных балок, с расстоянием 1,25 *м*, по которым в проезжем полотне положено лотковое железо толщиною 7 *мм*, а по железнодорожной колее — плоское железо



Фиг. 275—276. — Средний и ближайший к середине узлы. Мост Lézardrieux.

толщиною 7 *мм*. На лотках положен слой шлакового бетона, затем слой смазки толщиной 15 *мм* и мостовая из асфальтовых прессованных шашек $20 \times 10 \times 4$ *см*.

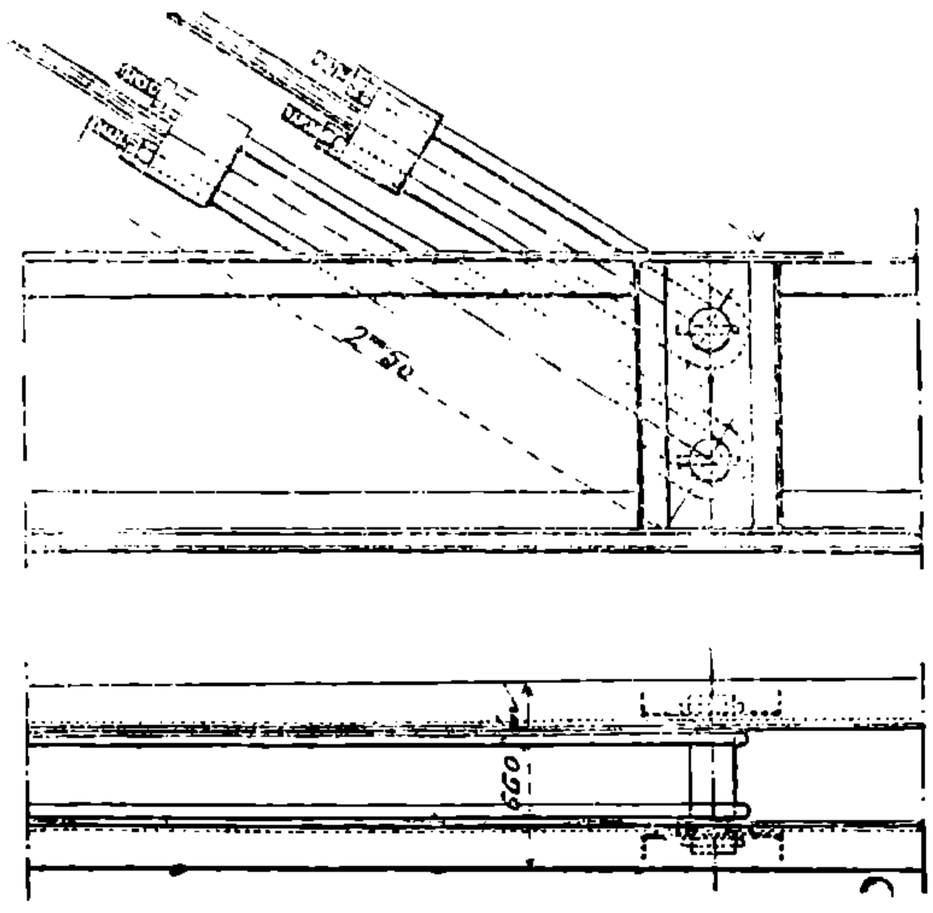
На канаты употреблена проволока с временным сопротивлением 120 *кг/мм*^{2}, с пределом упругости 70 *кг/мм*^{2}. Допущенные напряжения не превосходят 35 *кг/мм*^{2}.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Ванты, сходящиеся в среднем узле, имеют вертикальную проекцию (стрелку) 14,5 *м*, т. е. $^1/_8$ пролета.

На фиг. 274—278 приведены детали узлов.

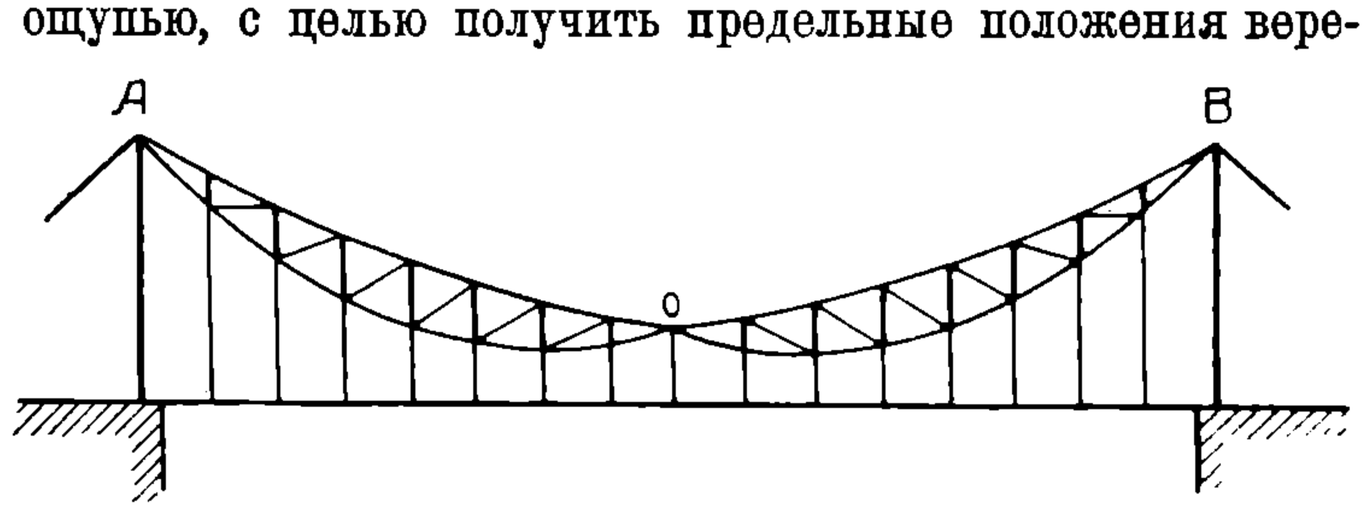
Мост был испытан поездом 148 *т* при длине 65 *м*, т. е. 2,3 *т* на пог. метр поезда. На ездовом полотне проходили пять грузовиков весом 11,3 *т*, с расстоянием между осями 4,2 *м*. Постоянная нагрузка составляет 5,3 *т* на пог. метр пролета. Прогиб получен 161 *мм* при статической нагрузке и 184 *мм* ($^1/_{600}$ пролета) при динамической.



Фиг. 277—278. — Второй от середины узел. Фасад и вид сверху. Мост Lézardrieux.

В 1899 году[1] Жискляр исследовал систему опрокинутой трехшарнирной арки (фиг. 279) и обратил внимание на то обстоятельство, что если верхнему и нижнему поясам арки дать очертания обертывающих для всех возможных веревочных кривых, получающихся для всевозможных положений временной нагрузки при наличности и постоянной нагрузки, — то такая система будет иметь пояса всегда растянутыми, а следовательно, их можно сделать из кабелей. Это приводит к такой системе висячего моста, которая в основе является геометрически неизменяемой и статически определимой. Постоянное действие растяжения в поясах системы освобождает от необходимости ставить в ней поперечные связи между двумя такими фермами моста.

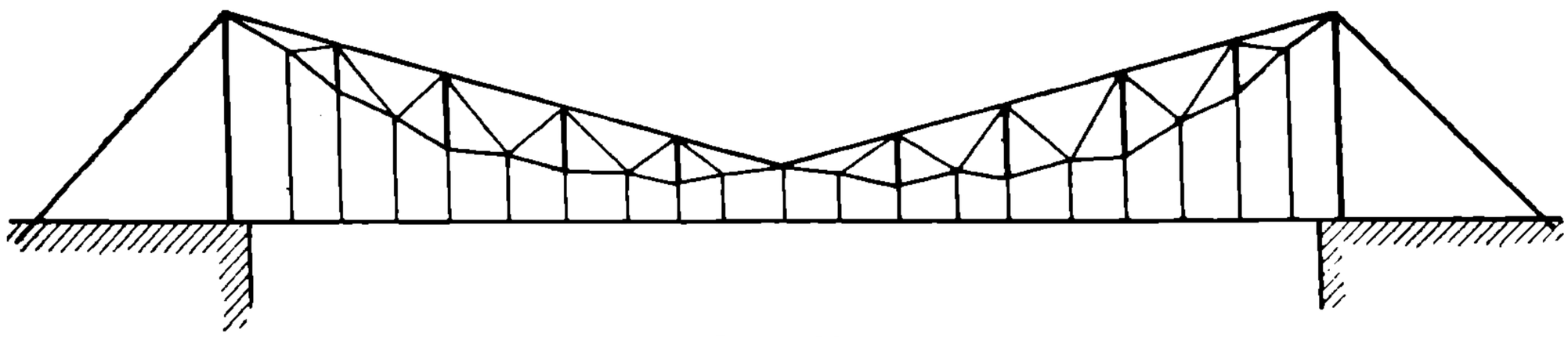
При проектировании очертание поясов может быть подобрано по нескольким веревочным кривым, построенным ощупью, с целью получить предельные положения веревочных кривых, проходящих через три заданные точки; очертание назначается с некоторым запасом, в смысле охвата всех веревочных кривых.



Фиг. 279.

Если узлы нижнего пояса несколько опустить через один, то можно получить систему, в которой и элементы решетки (фиг. 280) будут иметь усилия одного знака: в данном случае стойки будут сжаты, диагонали растянуты.

Во Франции проекты Лейнекюгеля по этой системе опубликованы в 1917 году.[2] Первый мост построен в 1927 г. (стр. 248).



Фиг. 280.

На фиг. 281 изображена схема пролетного строения, составленная для пролета 400 *м*. Стрелка — 40 *м* ($^1/_{10}$ пролета), раствор полуарки — около 9 *м*, панель в горизонтальной проекции или расстояние между подвесками — 10 *м*.

---

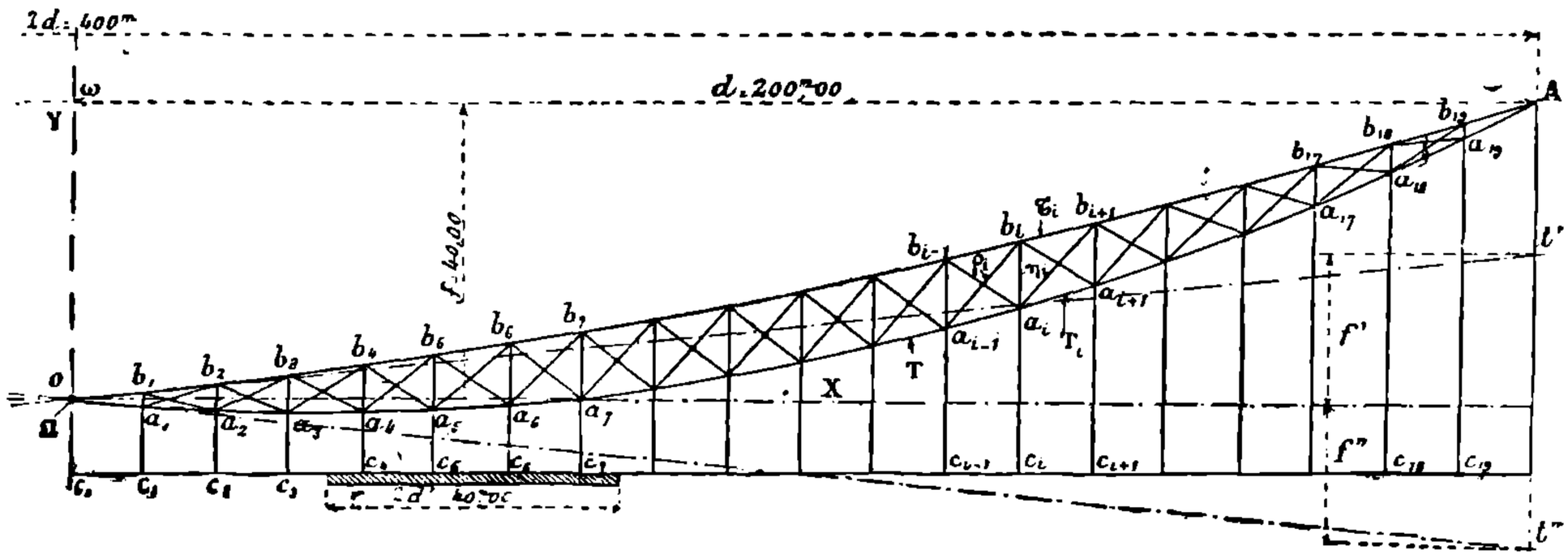
[1] Annales des p. et ch. 1899, 4 тр.

[2] Génie Civil, 1917, 1-я половина. — Подробности расчета этой статически определимой системы можно найти в упомянутой выше статье Жискляра, в книге Leinekugel le Cocq, «Ponts suspendus», т. II.

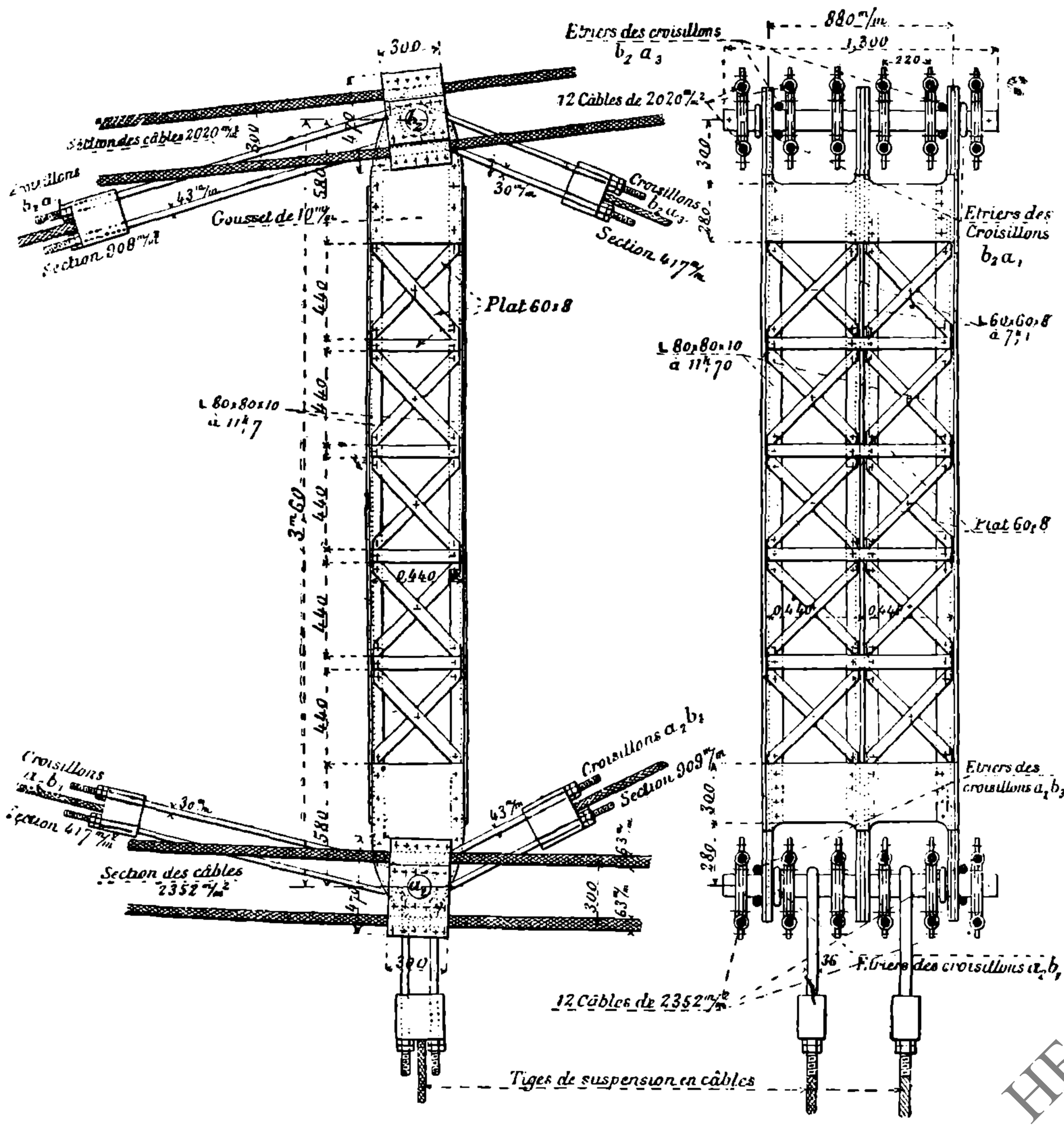
НБ УДУНТ (ДИТ)

Очертание осей верхнего и нижнего поясов системы предположено по параболам, оси которых вертикальны, а касательные в точке *o* идут по линиям *ot'* и *ot''*. Для верхней кривой уравнение (обозначения приведены на чертеже):

$$y_i = \frac{x_i}{d}\left[\frac{x_i}{d}(f - f') + f'\right]$$



Фиг. 281.



Фиг. 282—283. — Стойка висячей кабельной фермы.

НБ УДУНТ (ДИТ)

и для нижней

$$y'_i = \frac{x_i}{d}\left[\frac{x_i}{d}f + f'\right) - f'\Big].$$

Верхний и нижний пояса состоят каждый из 12 канатов в 2 ряда (фиг. 282 — 283), схваченных в узлах попарно плоскими железными муфтами, сквозь которые пропущен узловой болт. На этот болт надеты концы раскосов из кабеля и клепаных жестких стоек, работающих на сжатие. В нижних узлах к нему же прикрепляются и подвески. Остальные детали — в духе конструкции французских кабельных мостов, описанных выше. В точке *o* (фиг. 281) кабели прерываются и надеваются на такой же болт, как и в других узлах.

Расход на главные кабели в этой системе всего на 0,4% больше расхода на кабели обыкновенной системы висячего моста с балкой жесткости, но система получается неизменяемой, т. е. жесткой, а следовательно, расход на пояса балки жесткости остается в экономии.

Колебания температуры не вызывают добавочных напряжений в системе пролетного строения.

Дополнительных частей (паразитических), — в виде наконечников кабельных элементов системы, болтов, узловых листов и т. д., — которые в системе моста де ла Кассань достигают 40% веса кабелей, в данном проекте чувствительно меньше.

Все части фермы можно легко сменить в случае появления в них повреждений.

НБ УДУНТ (ДИТ)

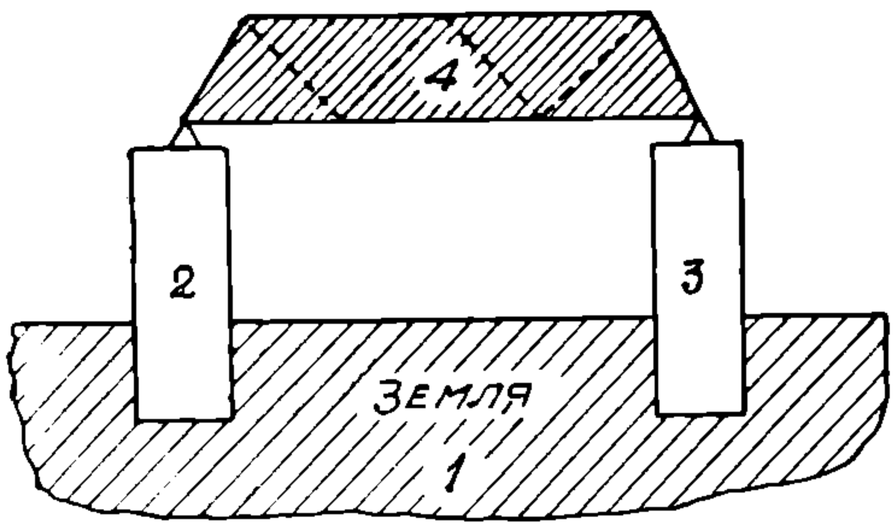
ГЛАВА ТРЕТЬЯ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ.

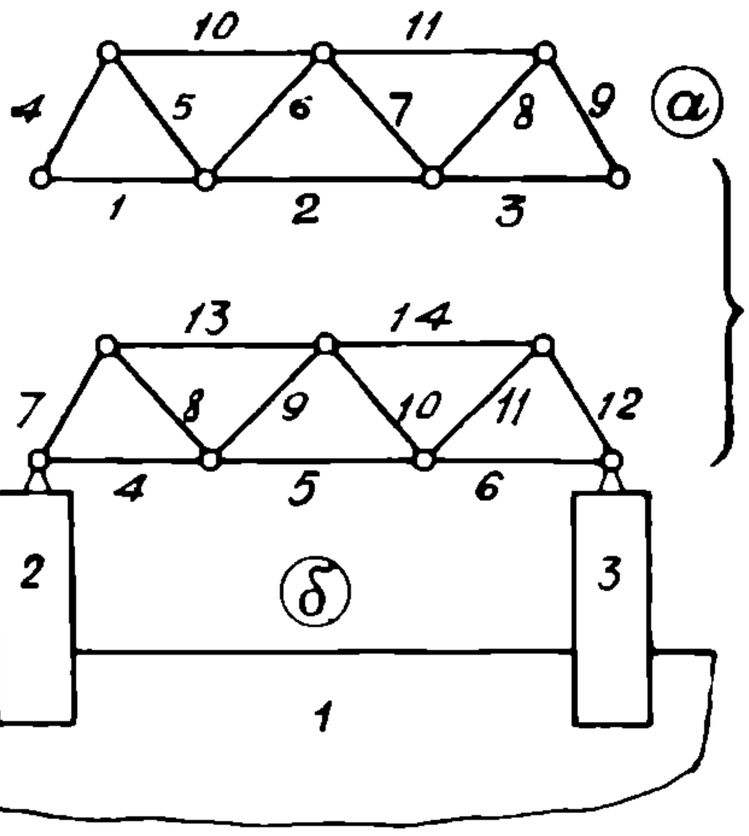
§ 5. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ЗАМЕЧАНИЯ.

15. Неизменяемость и статическая определимость системы. — При компановке вписчих мостов получаются, большей частью, такие системы, неизменяемость и статическая определимость которых без анализа не ясны. Приведем поэтому критерии, решающие вопрос.

Всякое сооружение можно разложить на геометрически неизменяемые элементы (плоские фигуры), — диски, соединенные друг с другом тем или иным способом. Разложение в значительной степени произвольно и выбирается такое, какое наиболее отвечает целям и средствам исследования. Так как сооружение соединяется с землей, то и землю можно ввести в исследование в качестве одной из плоских фигур системы. Например, мост в один пролет (фиг. 284) можно разложить на 4 плоские фигуры: земля, две опоры и пролетное строение. Такое разложение достаточно, когда мы не интересуемся явлениями, происходящими внутри каждой плоской фигуры, а имеем, например, в виду определение давлений пролетного строения на опоры или давлений на грунт, словом, определение давлений и реакций одной плоской фигуры на другую.



Фиг. 284.



Фиг. 285.

Когда, найдя реакции на плоскую фигуру 4, пожелаем вникнуть в положение вещей в пролетном строении, то можем, выделив эту плоскую фигуру как ферму, разложить ее в свою очередь на плоские фигуры и изучать их взаимодействие, если, конечно, ферма не сплошное тело. Получим, например, систему из 11 плоских фигур (фиг. 285, *а*).

Можно и сразу изучать всю систему моста, разложив его на 14 плоских фигур (фиг. 285 *б*), если это в каком-нибудь отношении представляет интерес. Из приведенных примеров видно, что изучение системы сводится, в первой стадии, к определению сил взаимодействия одной фигуры на другую в местах их соединения. Следовательно, разлагать систему на звенья нужно так, чтобы те силы, которые нас интересуют, вошли как силы взаимодействия между элементами системы.

Мы все время будем разуметь случаи плоских систем, когда силы находятся в одной плоскости, а нагрузка — узловая.

Соединения между плоскими фигурами можно разделить на три вида:

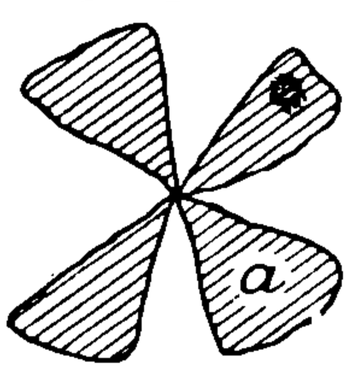
1) *Заделка.* Примером могут служить: соединение глубоко заложенной опоры с землей (фиг. 284); балка, заделанная концом в стену, и т. п. Это же соединение

НБ УДУМТ (ДИТ)

можно видеть в любом сечении твердого тела, например бруса, проведя через него мысленно разрез и изучая действие одной части на другую.

Взаимодействие тел, соединенных рассматриваемой связью (заделкой), сводится к трем силовым элементам: две силы и момент, или одна сила, направление и точка приложения, и проч. При исследовании силовых взаимодействий в таком соединении подлежат определению *три неизвестных.*

2) *Шарнир.* При помощи шарнира одно из соединяемых тел может вращаться относительно другого; это соединение с одной степенью свободы и с *двумя* силовыми элементами закрепления: или две составляющие, или сила и ее направление. Если шарнир соединяет два тела, то взаимодействие дает *две неизвестные.* Если один шарнир соединяет n тел, то неизвестных взаимодействия будет $2(n-1)$, так как выбрав некоторое тело a (фиг. 286) за основное и рассматривая каждое из остальных по отношению к нему, получим $(n-1)$ раз по 2 неизвестных.



Фиг. 286.

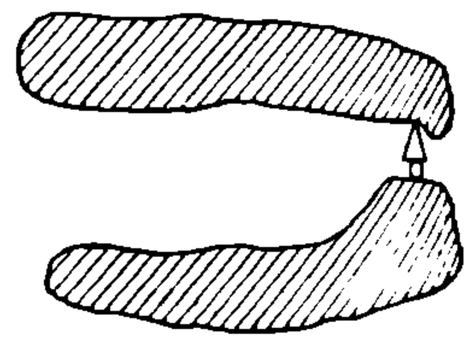
Заметим, следовательно, что:

2 тела, соединенных шарниром, дают 2 неизвестных;
3 » » » » 4 »
4 » » » » 6 » и т. д.

К этому виду соединений относится неподвижная шарнирная опора балки, арки и проч.

3) *Подвижный шарнир.* Так мы назовем соединение, примером которого является подвижная опора простой балки. Это соединение дает две степени свободы для перемещения одного тела относительно другого и, следовательно, одно закрепление. Оно определяется одной неизвестной. Условимся изображать его так, как приведено на фиг. 287. Неизвестна здесь величина силы взаимодействия, так как положение ее определяется шарниром, а направление перпендикулярно направлению возможного перемещения.

К этим замечаниям добавим еще следующие. В цепи или в канате будем предполагать наличность шарниров в местах прикрепления подвесок, вообще, в местах приложения нагрузки, за исключением их собственного веса.


Фиг. 287.

Три тела, соединенные попарно шарнирами, образуют неизменяемую систему (треугольник) и могут быть при желании объединены в одну плоскую фигуру. Это следует делать всегда для сокращения числа фигур, если вопрос не касается определения реакций между стержнями одной и той же фигуры.

Если в систему входит n плоских фигур, то, не будучи соединенными, они обладают $3n$ степенями свободы для перемещений. Чтобы фиксировать систему на плоскости, одно тело (землю) предполагаем неподвижным. Остается $3(n-1)$ степеней свободы.

Если система n тел соединена:
числом r''' — связей заделки,
» r'' — неподвижных шарнирных опор,
» r' — подвижных опор,
k_2 — шарниров между 2 телами,
» k_3 — шарниров между 3 телами,
. . . . . .
» k_m — шарниров между m телами,
то общее *число реакций* (или элементов) *между телами системы* будет:

$$s = 3r''' + 2r'' + r' + 2k_2 + 4k_3 \ldots + 2(m-1)k_m. \qquad (1)$$

Разделив систему на отдельные тела или плоские фигуры и *приложив к ним соответственные реакции*, получим для всей системы $3(n-1)$ степеней свободы. Для каждой степени свободы можем составить уравнение возможных перемещений (или уравнение статики), получим $3(n-1)$ уравнений, в которые войдут s неизвестных.

Если $s = 3(n-1)$, а определитель уравнений не равен нулю, — система статически определима.

Если $s > 3(n-1)$, — система статически неопределима.

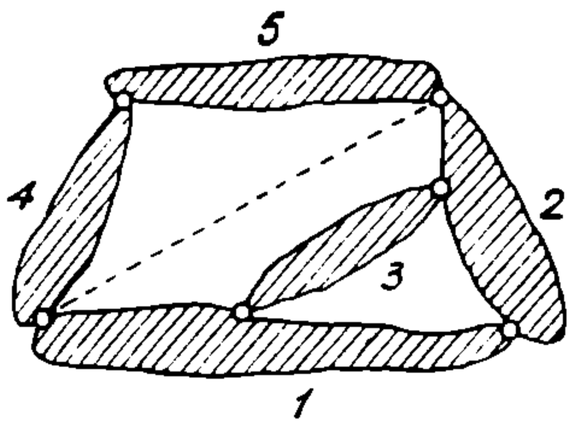
Если $s < 3(n-1)$, — система геометрически изменяема.

НБ УДУНТ (ДПТ)

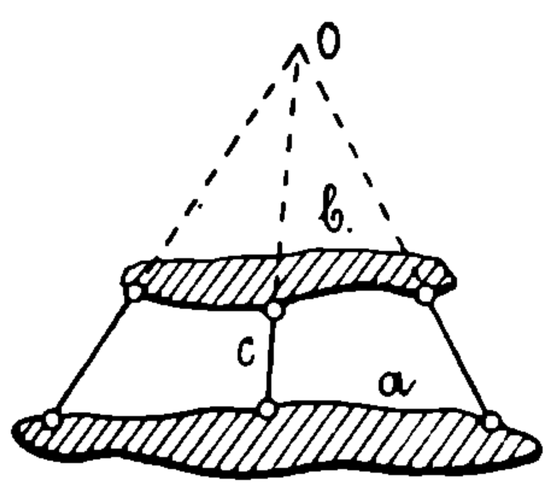
Для шарнирного треугольника, имеющего три шарнира (каждый для двух стержней): $3(n-1)=6$; $s=3\cdot 2=6$.

Для шарнирного четыреугольника: $3(n-1)=9$; $s=4\cdot 2=8$, — система изменяемая. Для четыреугольника с диагональю, имеющего два шарнира для двух и два для трех стержней: $n=5$; $3(n-1)=12$; число элементов реакций $s=2\cdot 2+2\cdot 4=12$, — система неизменяемая и статически определимая.

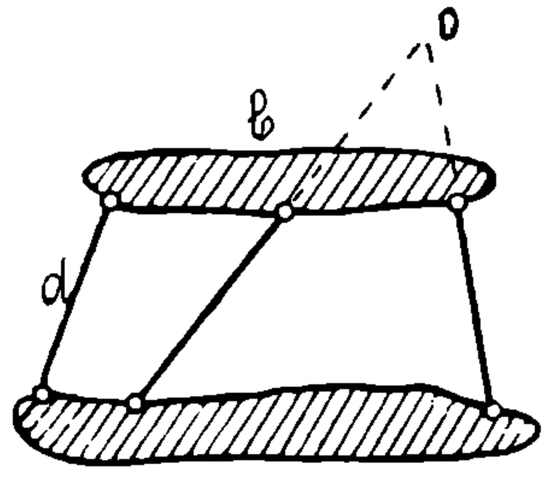
Вопрос о неизменяемости, вместо исследования определителя, во многих случаях решается просто приведением к системе треугольников. Каждые три плоские фигуры, соединенные шарнирами, заменяем одной фигурой (штриховкой) и идем дальше, прибавляя новые две фигуры к полученной так, чтобы получился треугольник, и объединяя все их в одну фигуру. Если в остатке получается треугольник, система неизменяема.



Фиг. 288.



Фиг. 289.



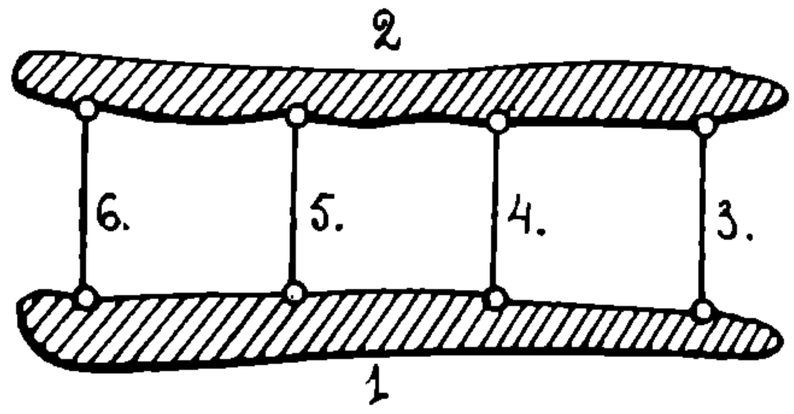
Фиг. 290.

Система, представленная на фиг. 288, имеет $3(n-1)=12$ уравнений, а неизвестных: $s=6\cdot 2=12$. Неизменяемость ее видна из того, что объединив фигуры 1, 2 и 3 в одну, получим треугольник с остальными фигурами 4 и 5.

В дальнейшем каждую плоскую фигуру, имеющую лишь два шарнира, будем изображать в виде прямой, соединяющей шарниры.

Для системы, изображенной на фиг. 289, попрежнему имеем $3(n-1)=12$; $s=6\cdot 2=12$, — система статически определимая, к треугольникам не приводится. Если написать определитель уравнений, то он будет равен нулю.

Такую систему называют системой *бесконечно малой подвижности*. В качестве сооружения она не годится. В самом деле, если выбросить стержень c, то получается изменяемый четыреугольник; тело b имеет мгновенный центр в O (относительно основного тела a). Вращению тела b около O не может помешать стержень c, так как его направление проходит через центр O. В следующее мгновение центр O займет другое положение, стержень c, вообще говоря, не пройдет уже через него и создаст препятствие подвижности. Система потому и называется системой бесконечно-малой подвижности. А для сооружения она, вообще говоря, не годится вследствие того, что во второй момент времени в системе возникают бесконечно-большие усилия.



Фиг. 291.

Из этого примера мы усматриваем новый способ разрешать вопрос о неизменяемости, — без рассмотрения определителя, — пользуясь построением мгновенных центров.

Система фиг. 290 уже будет неизменяемой, так как прямая, соединяющая шарниры пятого стержня d, не проходит через мгновенный центр для диска b.

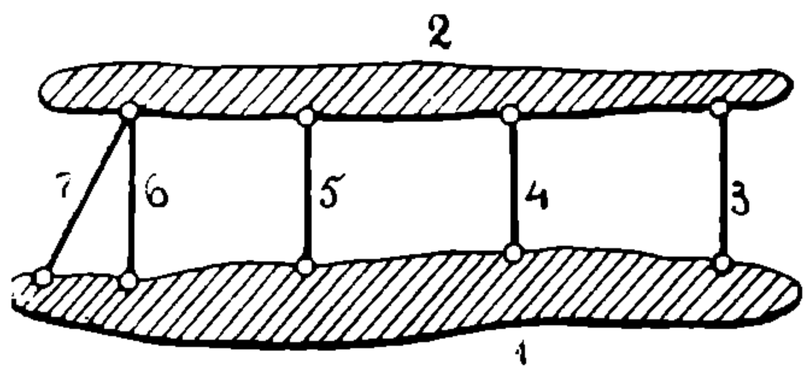
Система фиг. 291 имеет $n=6$; $3(n-1)=15$; $s=8\cdot 2=16$, — система как бы статически неопределимая, но вместе с тем она — *изменяемая*. Имеется одна свобода перемещения (вправо, влево, для тела 2 относительно тела 1). Здесь мы видим как бы противоречие с тем положением, что при $s>3(n-1)$ система будет иметь *лишние* связи. Несмотря на соблюдение условия, связей не хватает. Это объясняется тем, что два стержня 4 и 5 не связывают остальную систему, так как их направление проходит через мгновенный центр тела 2 относительно тела 1 (в бесконечности). Стержни 4 и 5 бесцельны; выбросив их, мы получим четыреугольник, т. е. систему изменяемую.

Если к системе поставить стержень 7 (фиг. 292), то создадим слева неподвижную опору. Подвижность будет уничтожена; $3(n-1)=18$; $s=8\cdot 2+1\cdot 4=20$, — две

НЕ УЧЕБНИТ (ДИТ)

статически неопределимых величины, а на самом деле — система статически определимая, так как стержни 4 и 5 не играют никакой роли. Если их отбросить, получим: $3(n-1)=12$; $s=4\cdot 2+1\cdot 4=12$.

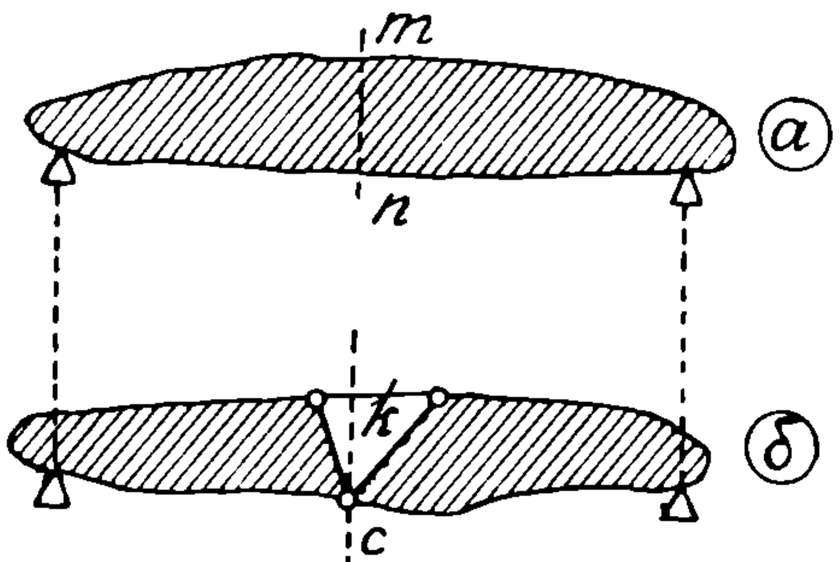
Здесь может возникнуть вопрос: почему стержни 4 и 5 мы должны считать бесполезными, когда они явно служат промежуточными опорами для плоской фигуры (2)? Дело в том, что все предыдущие рассуждения проводятся в предположении, *что внешние силы приложены в узлах*, т. е.; в шарнирах, а плоские фигуры неизменяемы. Если мы выбросим стержни 4 и 5, то и приложение нагрузки к телу 2 между его крайними шарнирами отпадает.



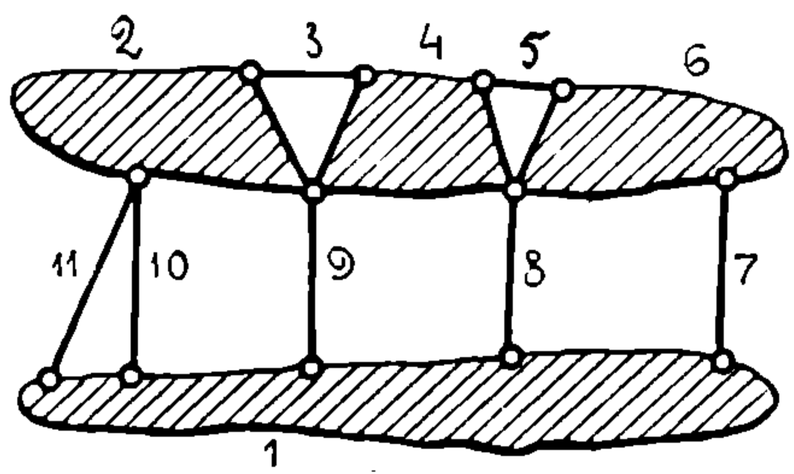
Фиг. 292.

Чтобы ввести тело 2 в рассмотрение как неразрезную балку, нужно вскрыть сущность работы этого тела, как неразрезной балки, посредством соединений *неизменяемых* плоских фигур.

Если мы хотим определить момент изгиба в каком-нибудь сечении mn (фиг 293, *а*) плоской фигуры, то, чтобы ввести эту неизвестную в уравнения, о которых была речь выше, надо преобразовать тело в систему *б*, фиг. 293; тогда в уравнения попадет усилие в стержне k, зная которое, можно найти и момент относительно шарнира c; это и будет момент изгиба в сечении относительно точки c.



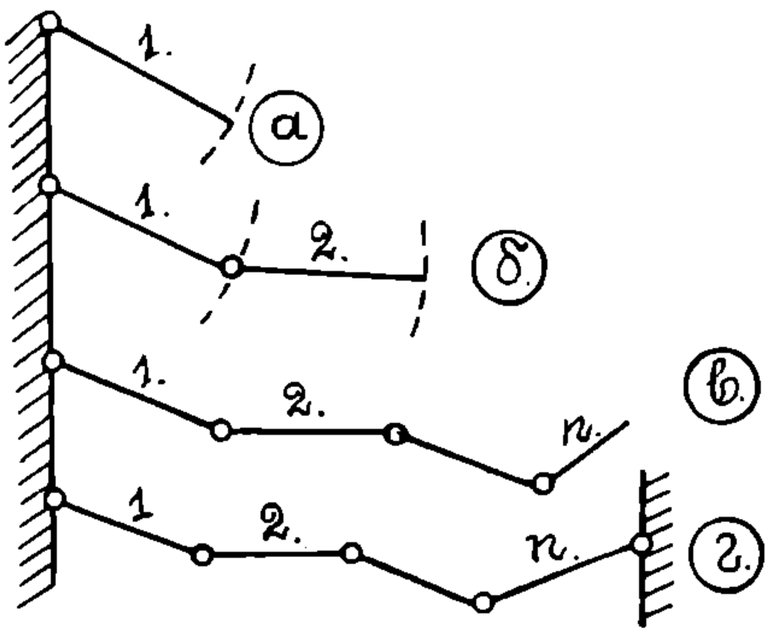
Фиг. 293.



Фиг. 294.

Если мы так поступим с системой фиг. 292, то получим систему, изображенную на фиг. 294. Имеем $3(n-1)=30$ и $s=10\cdot 2+3\cdot 4=32$, т. е. имеем две статически неопределимые величины в виде, например, опорных моментов или в виде других элементов усилий.

В дальнейшем мы будем рассматривать системы, состоящие из *плоских фигур* (дисков), допускающих нагрузку и между узлами, и *стержней*, не допускающих нагрузку между узлами. И наоборот, когда по условиям конструкции на диск между его шарнирами не действует никакая нагрузка, и когда, следовательно, в диске получается усилие сжатия или растяжения, направленное по линии шарниров, тогда диск будем заменять стержнем. Если диск способен работать и на изгиб, то будем оставлять его в виде диска.



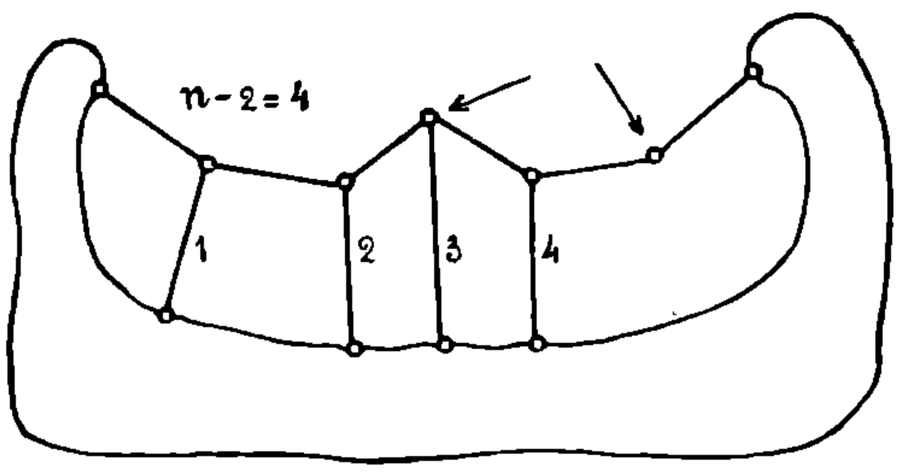
Фиг. 295.

Одно звено при закрепленном шарнире (фиг. 295, *а*) обладает одной свободой подвижности (вращение вокруг неподвижного шарнира). Если к нему присоединить второе звено (фиг. 395, *б*), то цепь будет иметь две степени свободы. При n звеньях (фиг. 295, *в*) цепь имеет n степеней свободы. Но если свободный конец последнего звена сделать тоже неподвижным на шарнире (фиг. 295, *г*), то система потеряет две степени свободы, останется $(n-2)$.

Каждый вспомогательный стержень, соединяющий цепь (фиг. 296) с землей (с основным диском), уничтожает одну степень свободы. На фиг. 296 имеем в цепи 6 стержней, цепь имеет $n-2=4$ степени свободы. Достаточно 4 стержней, чтобы сделать систему неизменяемой (узловая нагрузка).

НТБ УДУНТ (ДИТ)

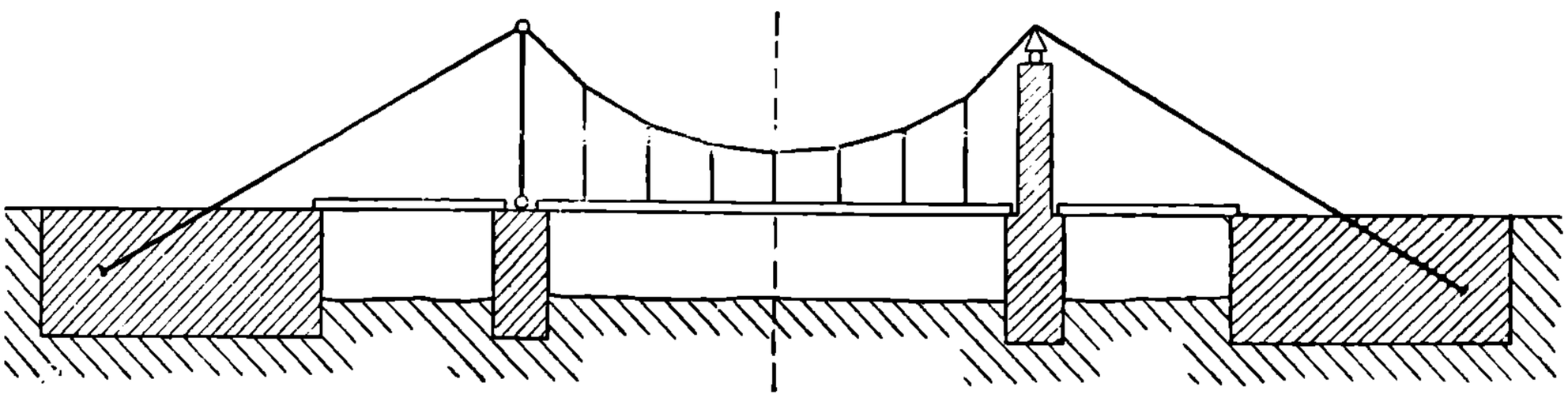
В висячих мостах простейшей системы (фиг. 297, — цепь с балкой жесткости) береговая часть той или другой стороны, — состоящая из пилона с подвижной опорой для цепи (правая сторона), или из качающейся стойки (левая сторона), затем из быка, устоя, балки между ними и из удерживающей цепи, — образует, очевидно, неизменяемую систему, которую можно присоединить к земле. Получим упрощенную схему (фиг. 298), по которой легче изучать статические свойства системы, перекрывающей главный пролет моста.



Фиг. 296.

На фиг. 299 изображена схема висячего моста с балкой жесткости. Балка жесткости неизменяемо связана с землей при помощи опор и может быть, в отношении цепи, отнесена к земле. В цепи 5 стержней, а соединяется с землей она четырьмя стержнями, тогда как, по предыдущему, достаточно трех. Один стержень в системе — лишний.

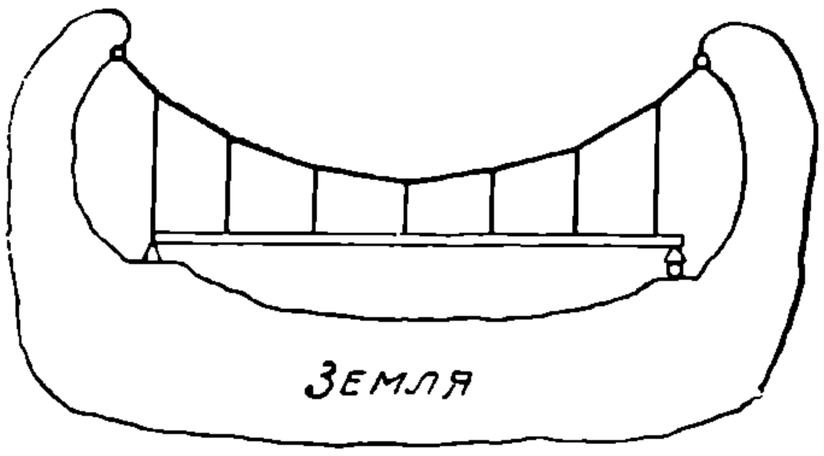
Если уберем один стержень из цепи, получим (фиг. 300) статически определимую систему и притом неизменяемую, Но если нагрузка приложена только к балке жесткости или к подвескам внизу, что в висячих мостах и имеет место, то *цепь не будет работать*, и нет никакого смысла ее устраивать. Этот же результат получим, если уберем вместо звена цепи одну из подвесок.



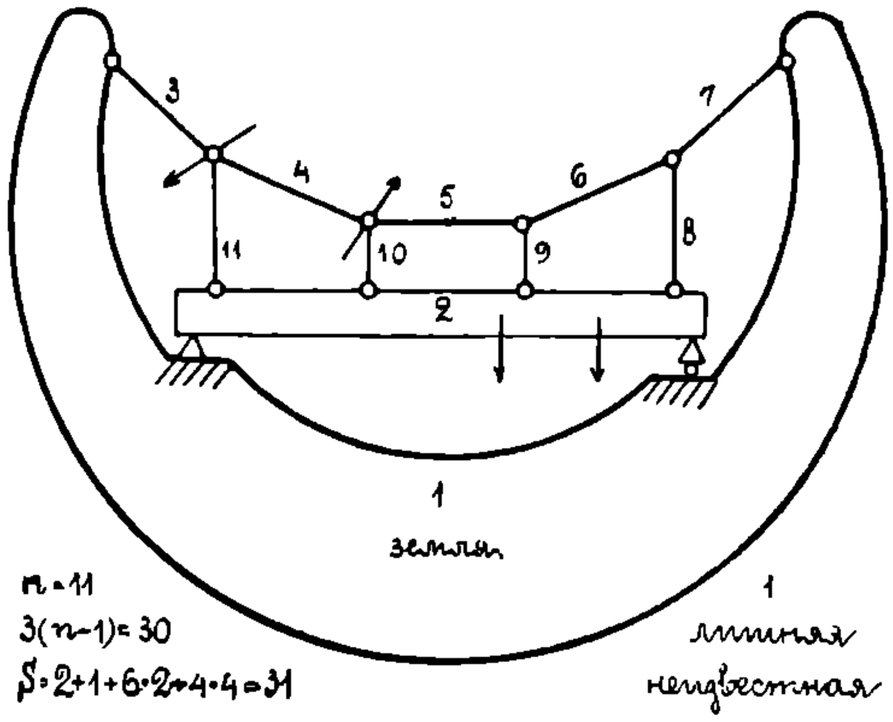
Фиг. 297.

Чтобы работала и цепь и балка, при нагрузке, приложенной к подвескам или к балке жесткости, надо дать подвески во все промежуточные шарниры цепи и цепь не прерывать, но при этих условиях *цепь с подвесками имеет уже одну лишнюю связь.*

Схема по фиг. 299 пригодна для осуществления. Она имеет одну лишнюю неизвестную. Здесь одна опора балки может быть неподвижной, что не усложняет задачи. Но устройство обеих опор подвижными не устраняет статической неопределимости, а делает только балку подвижной вправо и влево. Тормозить на таком мосту нельзя.



Фиг. 298.



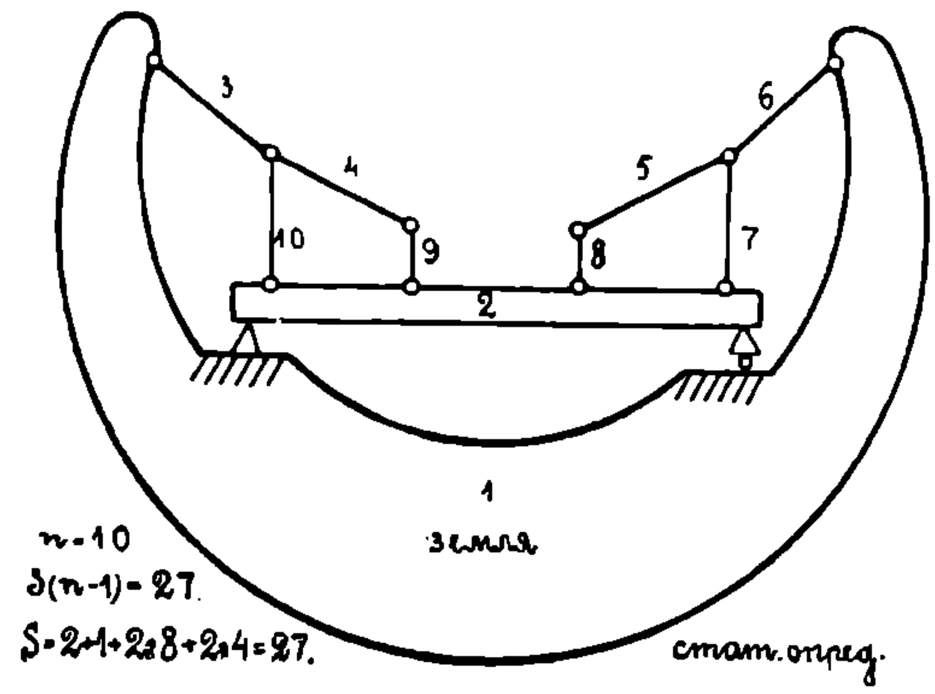
Фиг. 299.

В этом случае мы будем иметь опять систему бесконечно-малой подвижности, когда один или несколько стержней (подвески) проходят через мгновенный полюс балки относительно цели (в бесконечности).

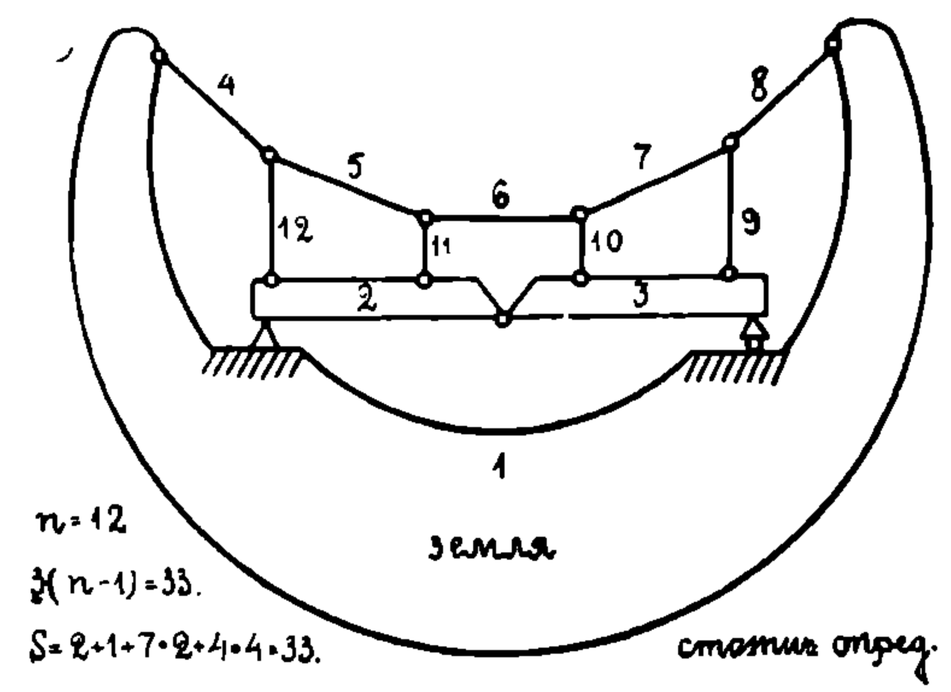
На фиг. 301 представлена схема с подразделением балки жесткости на две части шарниром: $n = 12$; $3(n-1) = 33$; $s = 2 + 1 + 7 \cdot 2 + 4 \cdot 4 = 33$. Система статически

НБ УГЛТУ (ДИТ)

определима и при *жестких* стержнях *неизменяема*. Если же стержни *гибки*, например, цепь состоит из *каната*, — система будет *изменяемая*, с одной степенью свободы, именно возможен подъем балки жесткости вверх. Нагрузка на балку снизу



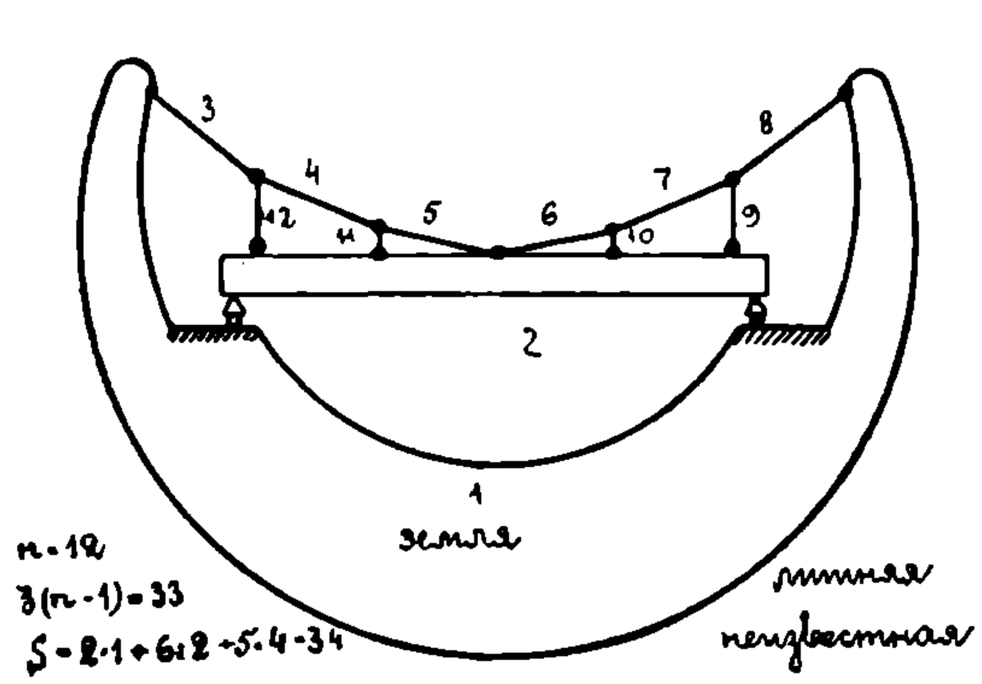
Фиг. 300.



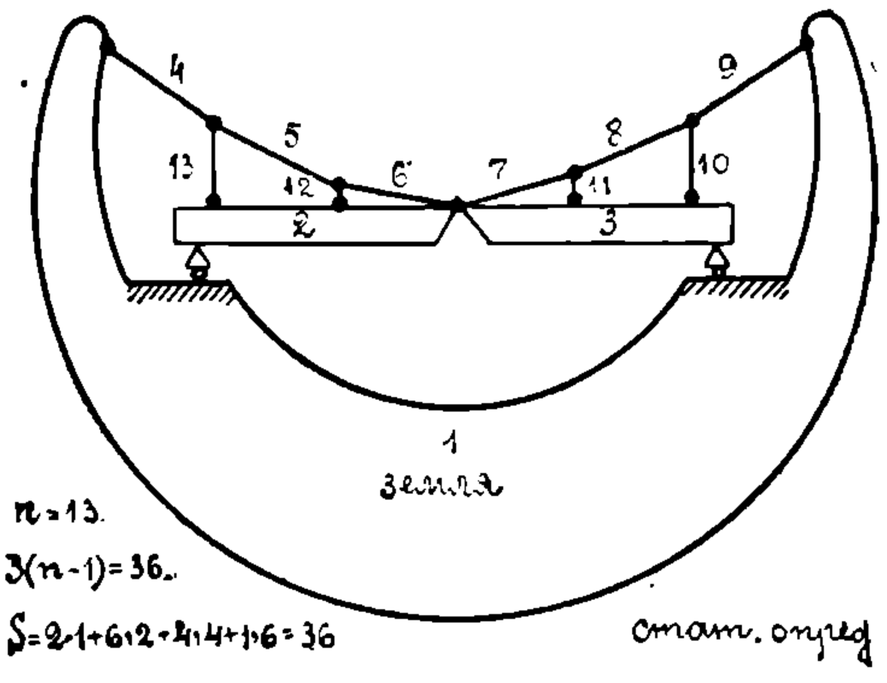
Фиг. 301.

вверх недопустима. Годна только нагрузка сверху вниз, приложенная к балке жесткости или к подвескам.

Здесь мы имеем случай применения в практике изменяемой системы, с погашением изменяемости наложением ограничивающего условия на нагрузку.

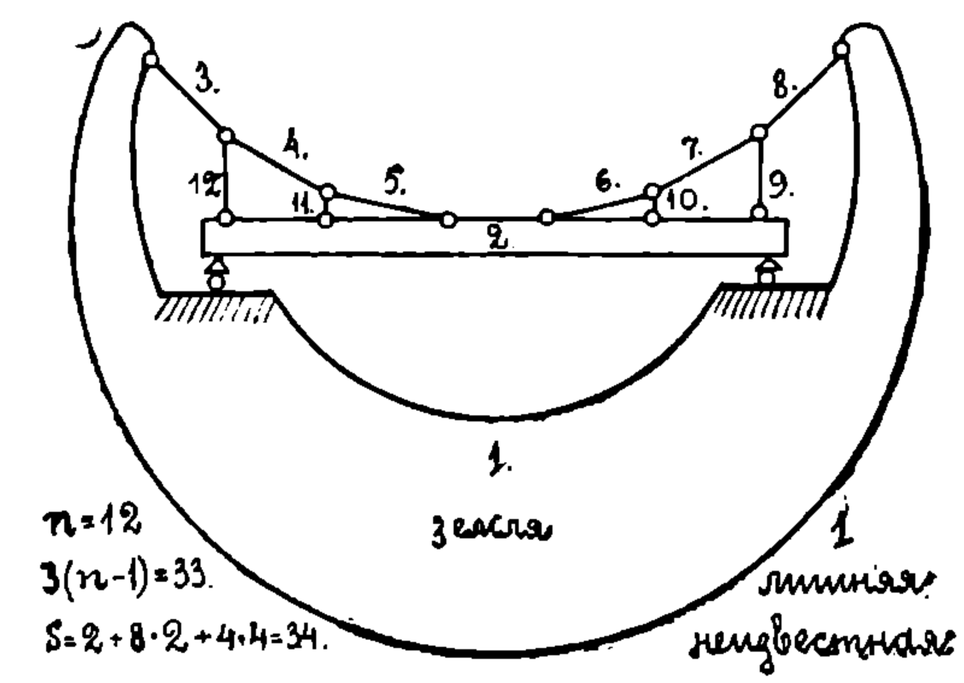


Фиг. 302.



Фиг. 303.

На фиг. 302 цепь одним своим шарниром соединена непосредственно с балкой жесткости. Если опоры у балки одна — неподвижная, другая — подвижная, система имеет две статически неопределимые величины. Можно сделать обе опоры подвижными, — получим систему с одной лишней неизвестной. И эту неизвестную можно уничтожить, если разделим балку на две части шарниром, общим с цепью (фиг. 303). При нежестких стержнях система имеет подвижность вверх, а балка — в горизонтальном направлении.



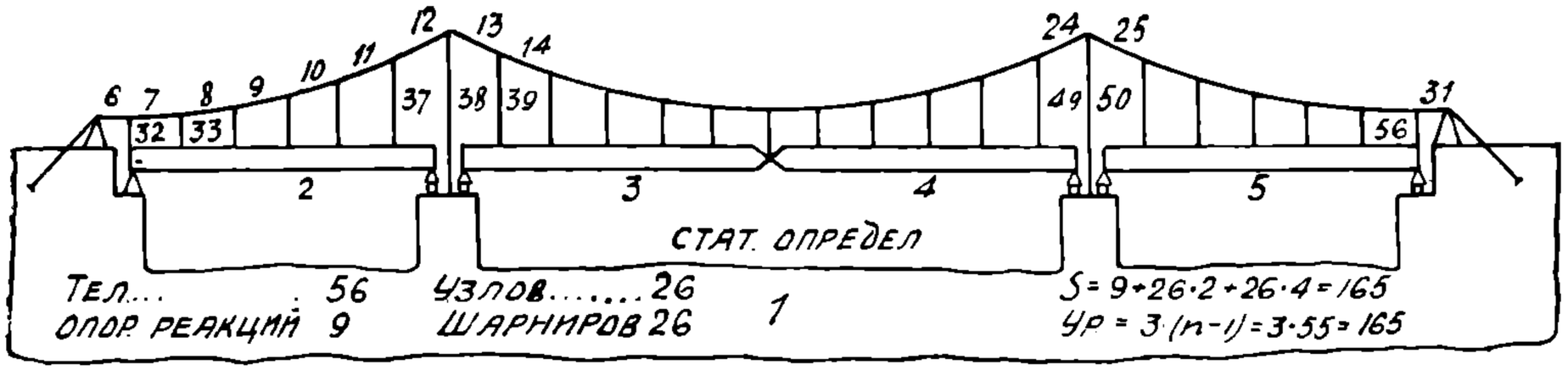
Фиг. 304.

Система, данная на фиг. 304, в статическом отношении одинакова с системой фиг. 302.

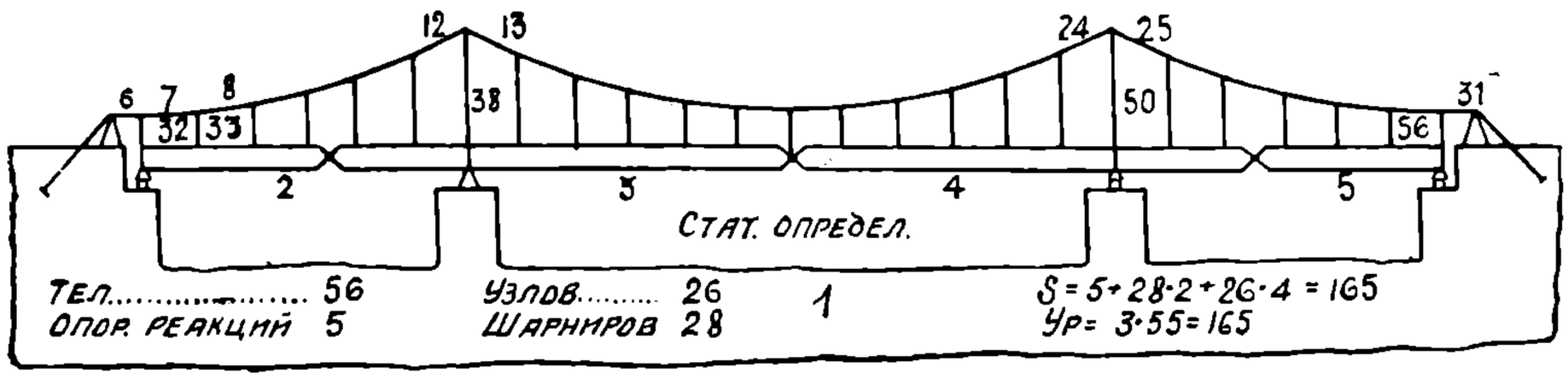
Полученный нами критерий для определения статических свойств сложных конструктивных систем в виде сопоставления числа уравнений $3(n-1)$ и числа неизвестных s — сам по себе очень прост и не возбуждает в применении никаких недоразумений.

Весьма желательно, однако, упростить его, например, устранить счет числа тел, шарниров и проч. Для этого можно использовать то положение, которое мы отмечали выше: *цепь звеньев с подвесками вводит в систему одну лишнюю связь*, сколько

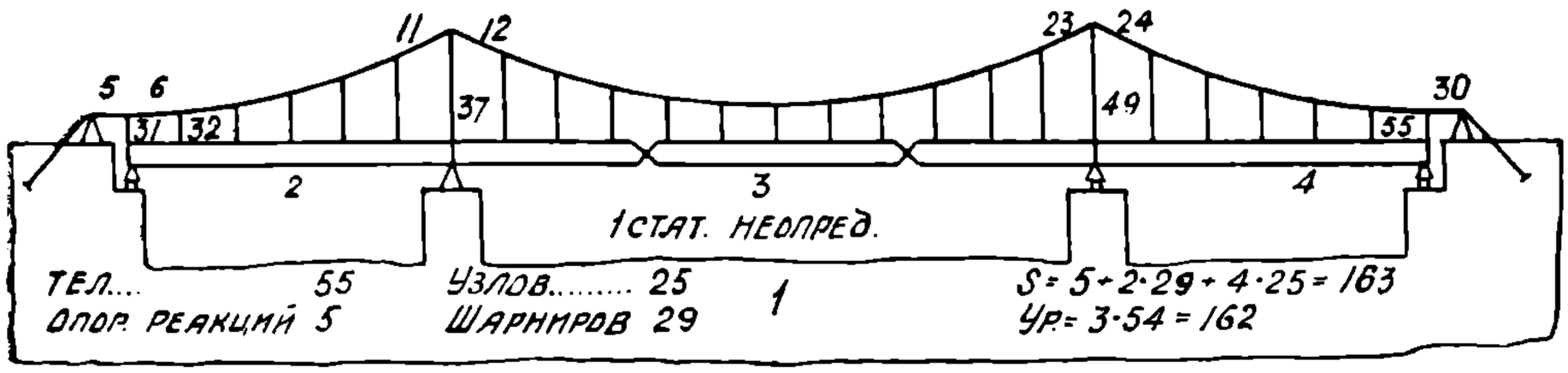
ЦБ УДУНТ (ДИТ)



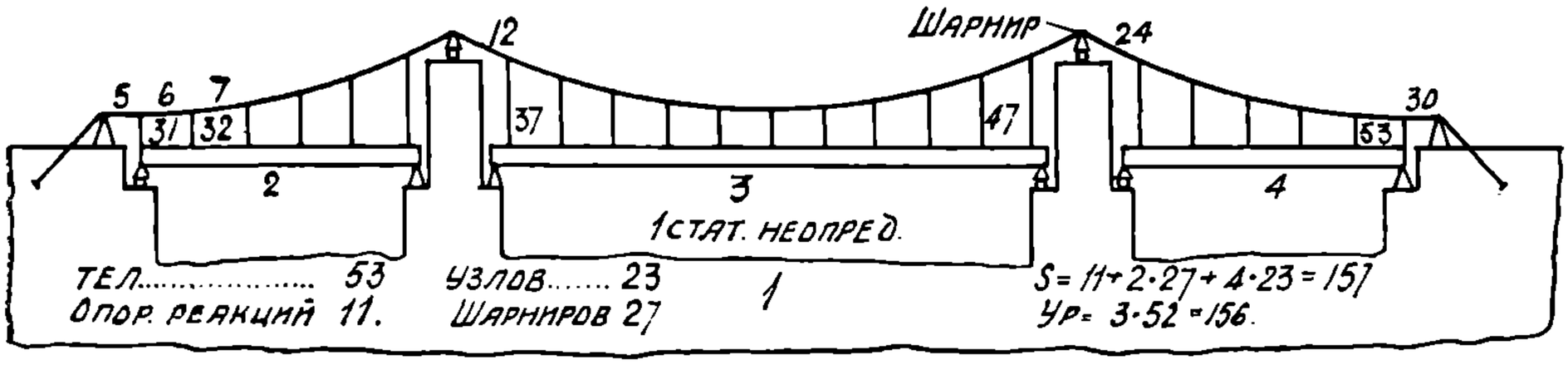
Фиг. 305.



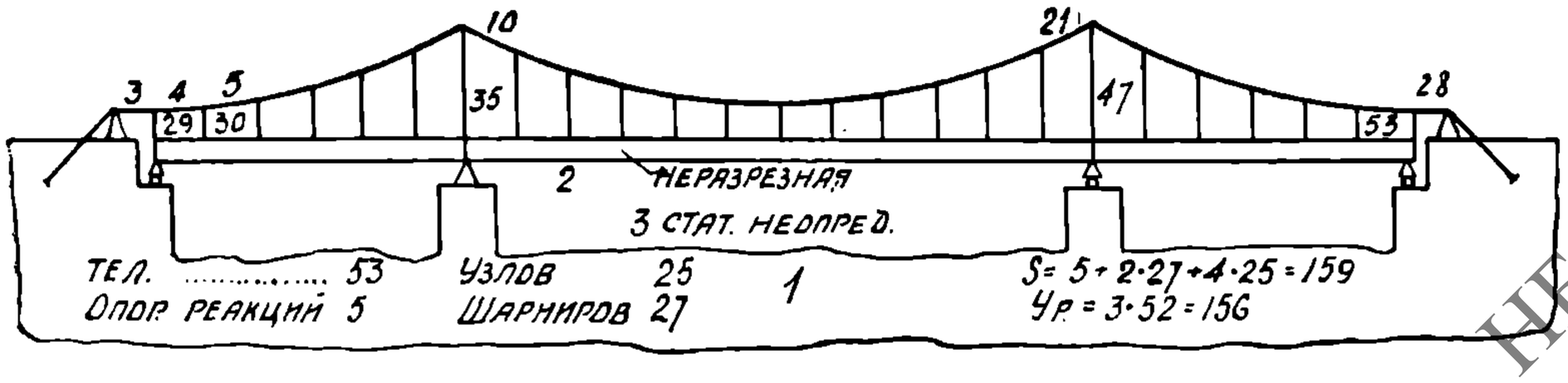
Фиг. 306.



Фиг. 307.



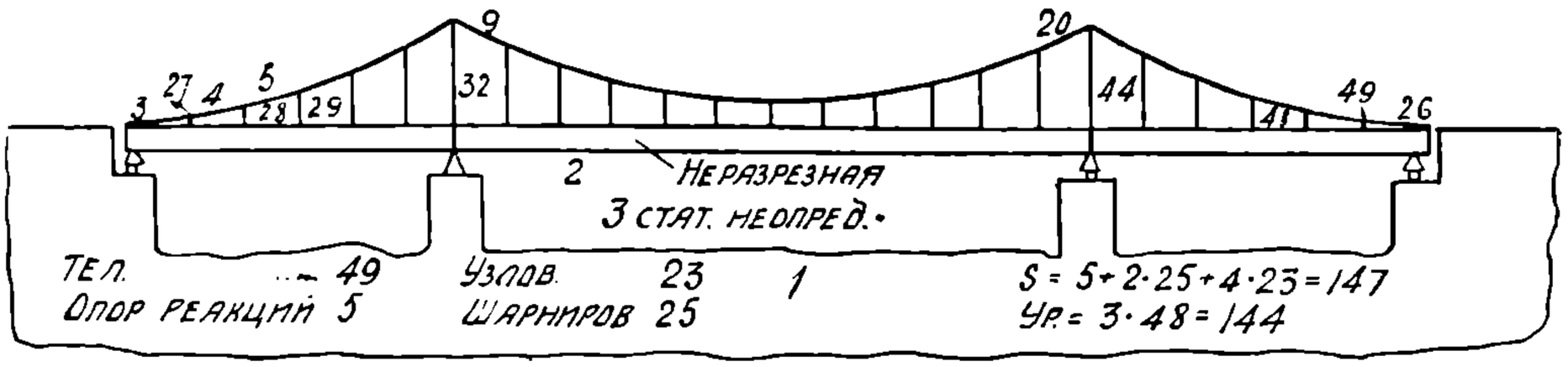
Фиг. 308.



Фиг. 309.

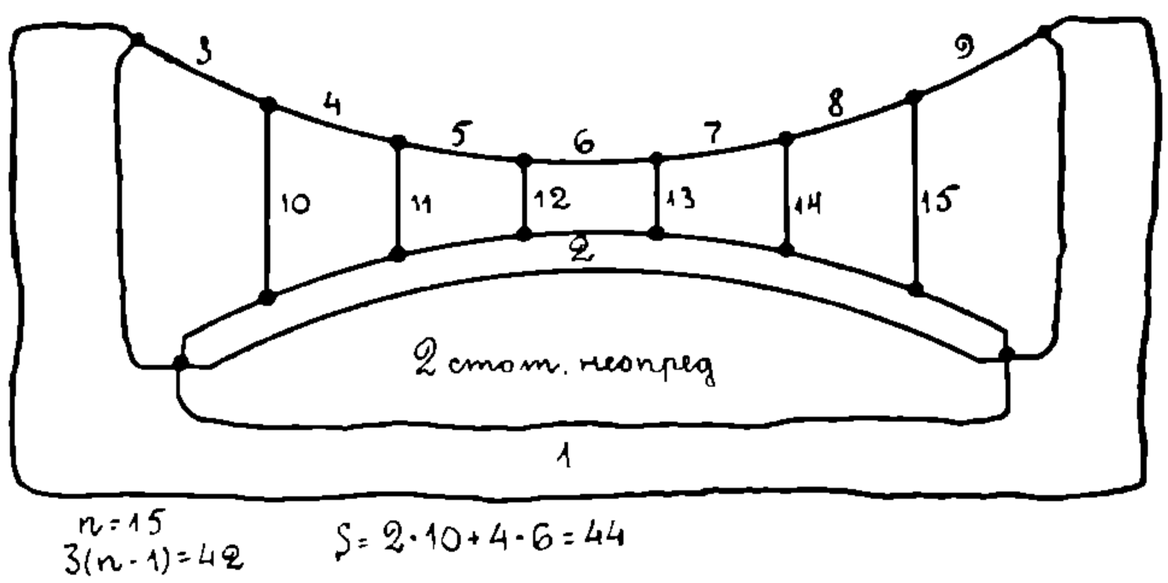
НБ УДУНТ (ДИТ)

бы звеньев и подвесок она в себе ни заключала. Если в данной схеме отбросим цепь с подвесками и ясно видим, что оставшаяся система статически определима (фпг. 299), то вся система в целом имеет одну лишнюю связь, т. е. одну статически неопределимую величину. Если же оставшаяся система имеет одну свободу подвижности (фиг. 301), то вся систома в целом будет статически определима.



Фиг. 310.

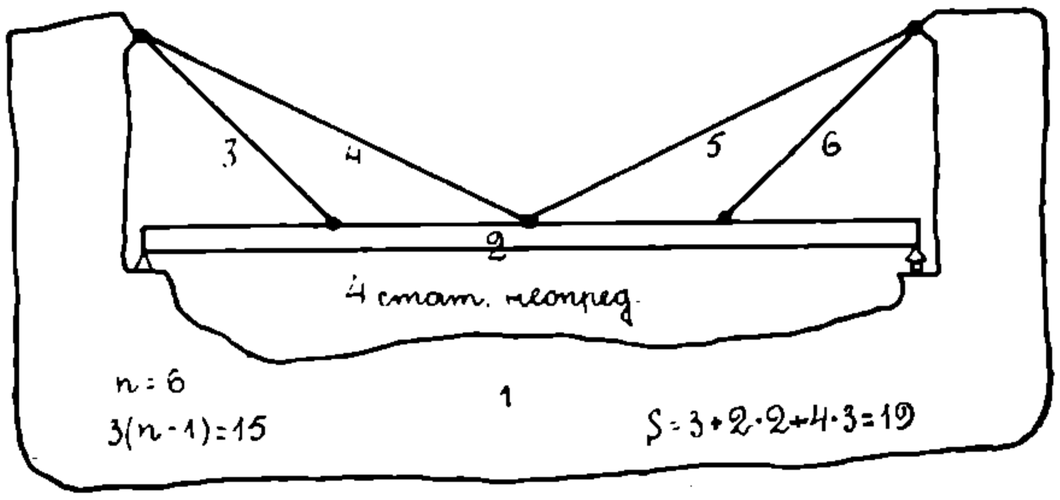
Но применение этого приема к фиг. 302 может повести уже к недоразумениям. Если у балки возьмем одну опору неподвижной, то, отбросив цепь с подвесками, получим систему статически определимую, значит полная система имеет одну лишнюю связь. Это неверно, так как выше мы видели, что в этом случае будет две ста-



Фиг. 311.

тически неопределимых величины. Дело в том, что в первой системе есть шарнир цепи, непосредственно примыкающий к балке, и через нее — к земле. Это обстоятельство делит цепь на *две* цепи, каждая из которых даст одну лишнюю связь. В данном случае цепь полностью дает не одну, а две лишних связи.

А применение рассматриваемого приема к фиг. 303 требует уменья в оставшейся системе (по устранению цепи с подвесками) определить, что получилось. Получпласъ



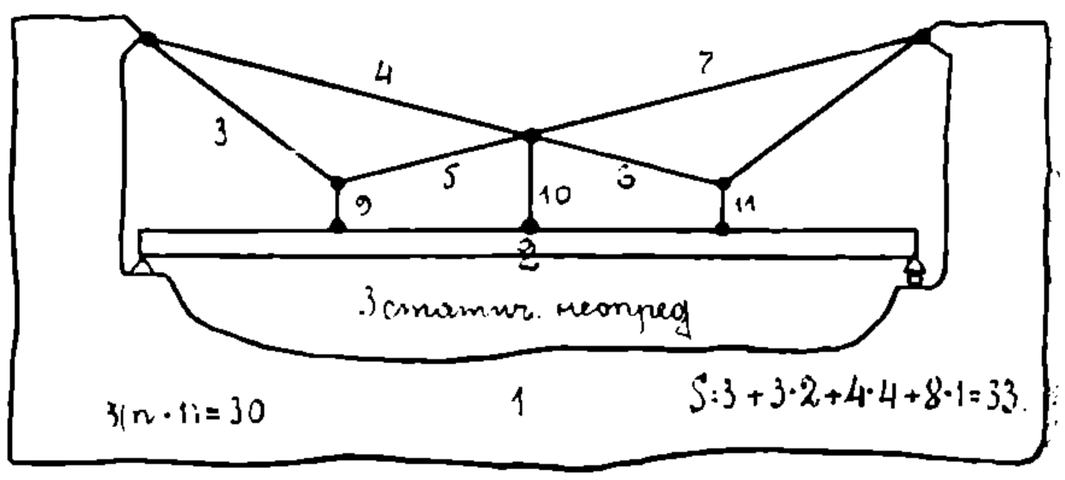
Фиг. 312.

подвижная система. Что она даст в соединении с цепью? Чтобы ответить на этот вопрос, надо определить число свобод оставшейся системы, и какое действие на них произведет цепь: уничтожит она эти свободы или нет.

Другое упрощение прпменения критерия основано на том, что в стержне, протянутом между двумя шарнирами, при узловой нагрузке действует усплие по оси стержня. Неизвестна его величина, т. е. для каждого стержня получается одна неизвестная величина. Мы уже учитываем, вообще говоря, по 4 неизвестных в виде

НБ УДУНТ (ДИТ)

двух составляющих реакций на каждом конце стержня. При этом упрощении придется ввести в счет число «узлов». Нужно будет различать «узлы», т. е. места соединения стержней, от «шарниров», — мест соединения дисков, и т. д. Здесь также возможны недоразумения, а потому в подробности второго приема упрощения мы не будем входить.



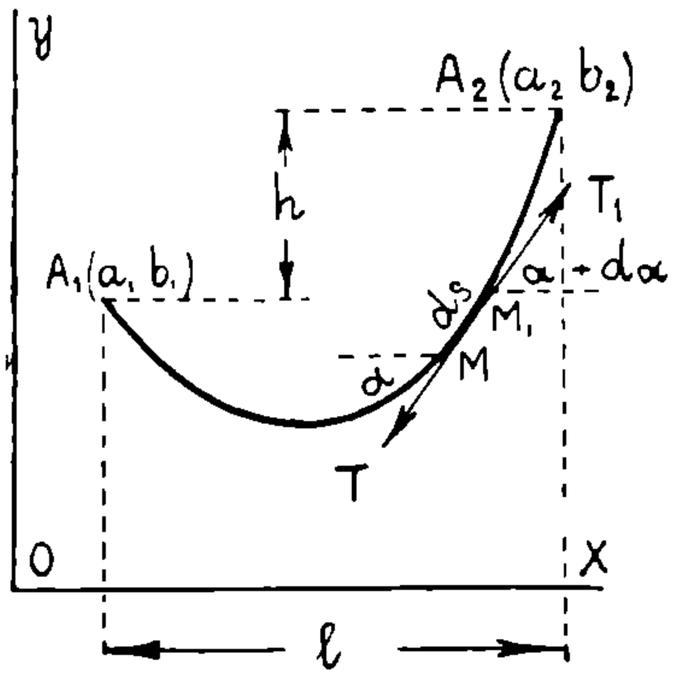
Фиг. 313.

Во всех случаях вполне ясной статочной системы, по исключении цепи и подвесок, мы рекомендуем применять критерий по первому упрощению. Во всех остальных случаях $3(n-1)$ и s. Считаем необходимым оговорить ся, что очень часто можно землю в счет не вводить, но когда цепь заделывается в устой, т. е. в землю, ее нельзя выбросить, — нарушается связность системы. Если же система сама по себе связана, например, балка на двух опорах, землю можно отбросить, приложив реакции. Тогда вместо формулы $3(n-1)$ для числа уравнений надо брать формулу $3n$.

На фиг. 305—313 приведены различные комбинации цепи с балкой для трех пролетов с указанием статических свойств.

§ 6. РАБОТА КАБЕЛЯ.

В основе конструкции пролетного строения висячих мостов лежит работа кабеля-цепи, — вообще, гибкой нити, условия равновесия которой в применении к висячим мостам разработаны еще Навье. Однако, для определения усилий в частях современных висячих мостов, в большинстве случаев, выгодней исходить из общих методов решения статически неопределимых задач, причем свойства весомой и нагруженной гибкой нити существенной роли не играют. Тем не менее, во многих случаях, особенно для предварительных подсчетов, теория висячей нити может оказаться очень полезной. Кроме того, канат в чистом виде в мостовом деле за последние десятилетия находит все более частое применение для подачи материала на строящийся мост, будь мост висячий или каменный.



Фиг. 314.

16. Кабель под действием собственного веса.[1] — На фиг. 314 представлена цепь, подвешенная к точкам A_1 и A_2; вес единицы ее длины — q. Вырезав элемент MM_1 и приложив к сечению его силы натяжения T и T_1 и вес его qds, напишем условия равновесия для действующих сил, т. е. приравняем проекции на горизонтальную и на вертикальную оси нулю. Первое уравнение будет:

$$T\cos\alpha + T_1\cos(\alpha + d\alpha) = 0,$$

т. е. горизонтальная проекция натяжения в цепи есть величина постоянная; обозначим ее через H.

Вертикальные составляющие натяжений будут:

$$-H\operatorname{tg}\alpha = -Hy';$$
$$H\operatorname{tg}(\alpha + d\alpha) = H(y' + dy').$$

Следовательно, второе уравнение будет:

$$H(y' + dy') - Hy' - qds = 0,$$

или

$$Hdy' = qds = q\sqrt{1 + y'^2}\cdot dx;$$
$$\frac{dy'}{\sqrt{1 + y'^2}} = \frac{dx}{k},$$

где $k = \frac{H}{q}$ — постоянная величина.

[1] Тамаркин и Смирнов. Курс высшей математики, т. II, стр. 20 и след.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Интегрируем это уравнение:

$$\ln(y' + \sqrt{1+y'^2}) = \frac{x+c_1}{k},$$

откуда

$$e^{\frac{x+c_1}{k}} = y' + \sqrt{1+y'^2}.$$

Для определения производной y', введем обратную величину

$$e^{-\frac{x+c_1}{k}} = \frac{1}{y' + \sqrt{1+y'^2}} = -y' + \sqrt{1+y'^2}.$$

Вычитая почленно второе из первого, получим

$$y' = \frac{1}{2}\left(e^{\frac{x+c_1}{k}} - e^{-\frac{x+c_1}{k}}\right).$$

Интегрируя еще раз, получим уравнение цепной линии:

$$y + c_2 = \frac{k}{2}\left(e^{\frac{x+c_1}{k}} + e^{-\frac{x+c_1}{k}}\right).$$

Произвольные постоянные определяются из условий, что цепь проходит через точки A_1 и A_2. Возьмем оси координат параллельно предыдущим, но с началом координат в точке $(-c_1, -c_2)$; тогда можно считать $c_1 = c_2 = 0$, и уравнение примет более простой вид:

$$y = \frac{k}{2}\left(e^{\frac{x}{k}} + e^{-\frac{x}{k}}\right) = k \operatorname{ch} \frac{x}{k}.$$

Пусть при новых осях координат точка A_1 имеет координаты a_1, b_1, точка A_2 — координаты a_2, b_2. Обозначая через l, h и s пролет, разницу в уровне точек подвеса и длину цепи, будем иметь:

$$l = a_2 - a_1;$$

$$h = b_2 - b_1 = k\left(\operatorname{ch}\frac{a_2}{k} - \operatorname{ch}\frac{a_1}{k}\right);$$

$$s = \int_{a_1}^{a_2} \sqrt{1+y'^2}\cdot dx = \int_{a_1}^{a_2} \sqrt{1+\operatorname{sh}^2\frac{x}{k}}\cdot dx = \int_{a_1}^{a_2} \operatorname{ch}\frac{x}{k}\,dx = k\left(\operatorname{sh}\frac{a_2}{k} - \operatorname{sh}\frac{a_1}{k}\right).$$

Пользуясь формулами приведения к логарифмическому виду суммы гиперболических функций, можно написать:

$$h = 2k\cdot \operatorname{sh}\frac{a_2+a_1}{2k}\operatorname{sh}\frac{a_2-a_1}{2k} = 2k\operatorname{sh}\frac{l}{2k}\operatorname{sh}\frac{a_2+a_1}{2k};$$

$$s = 2k\cdot \operatorname{sh}\frac{a_2-a_1}{2k}\operatorname{ch}\frac{a_2+a_1}{2k} = 2k\operatorname{sh}\frac{l}{2k}\operatorname{ch}\frac{a_2+a_1}{2k}.$$

Так как

$$\operatorname{ch}^2 z - \operatorname{sh}^2 z = 1,$$

то имеем

$$s^2 - h^2 = 4k^2\cdot \operatorname{sh}^2\frac{l}{2k},$$

что устанавливает зависимость между s, h и l. Это уравнение можно переписать в таком виде:

$$\frac{\operatorname{sh}\dfrac{l}{2k}}{\dfrac{l}{2k}} = \frac{\sqrt{s^2-h^2}}{l}, \tag{1}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

а положив для краткости

$$\frac{l}{2k}=\xi,\quad \frac{\sqrt{s^2-h^2}}{l}=c,$$

получим:

$$\frac{\operatorname{sh}\xi}{\xi}=c. \tag{2}$$

Если точки подвеса и длина цепи заданы, то l, h и s известны, тогда из уравнения (2) можно определить ξ, а затем параметр k. Если, далее, известна нагрузка q, то можно найти распор H.

Пример. $s=100$ *м*, $l=50$ *м*, $h=20$ *м*, $q=20$ *кг/м*.

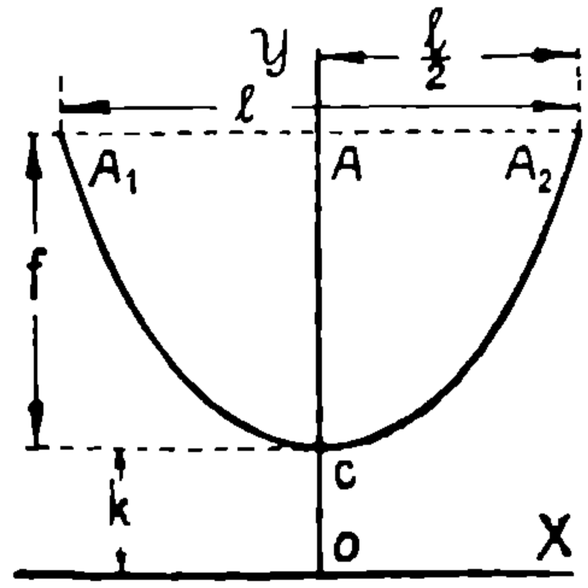
$$c=\frac{1}{50}\sqrt{10\,000-400}=1{,}96.$$

По таблицам гиперболических функций найдем из (2):

$$\xi=2{,}15=\frac{l}{2k},$$

откуда

$$H=kq=\frac{50}{2\cdot 2{,}15}\cdot 20=232\ кг.$$



Фиг. 315.

Когда точки подвеса находятся на одной высоте (фиг. 315), то будем иметь

$$f=\overline{OA}-\overline{OC}=\frac{k}{2}\left(e^{\frac{l}{2k}}+e^{-\frac{l}{2k}}\right)-k=\frac{k}{2}\left(e^{\frac{l}{2k}}+e^{-\frac{l}{2k}}-2\right).$$

Разлагая показательную функцию в ряд, получим

$$f=\frac{1}{2!}\cdot\frac{l^2}{2^2k}+\frac{1}{4!}\cdot\frac{l^4}{2^4k^3}+\cdots \tag{3}$$

Точно так же из (1) будем иметь

$$s=2k\operatorname{sh}\frac{l}{2k}=k\left(e^{\frac{l}{2k}}-e^{-\frac{l}{2k}}\right)=l+\frac{1}{3!}\cdot\frac{l^3}{2^2k^2}+\frac{1}{5!}\cdot\frac{l^5}{2^4k^4}+\cdots \tag{4}$$

Ограничиваясь в ряде (3) одним членом, получим

$$k=\frac{l^2}{8f}.$$

А если из ряда (4) возьмем два первые члена, как приближенное значение s, то получим, подставив значение k:

$$s=l+\frac{8f^2}{3l}.$$

Дифференцируя это соотношение, получим зависимость между удлинением цепи и увеличением стрелки провисания:

$$ds=\frac{16}{3}\cdot\frac{f\cdot df}{l},$$

или

$$df=\frac{3l}{16f}\,ds.$$

Уравнение цепной линии (фиг. 315), отнесенное к оси симметрии и к касательной, проведенной через вершину:

$$y+k=\frac{k}{2}\left(e^{\frac{x}{k}}+e^{-\frac{x}{k}}\right)=k\operatorname{ch}\frac{x}{k}. \tag{5}$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Приближенное уравнение цепной линии в тех же координатах:

$$y = \frac{x^2}{2k}, \tag{6}$$

т. е. уравнение параболы.

Но лучшие результаты дает эллипс:

$$y = 3k - \sqrt{9k^2 - 3x^2}. \tag{6'}$$

В практике висячих мостов стрелка равна около $^1/_{10}$ пролета.

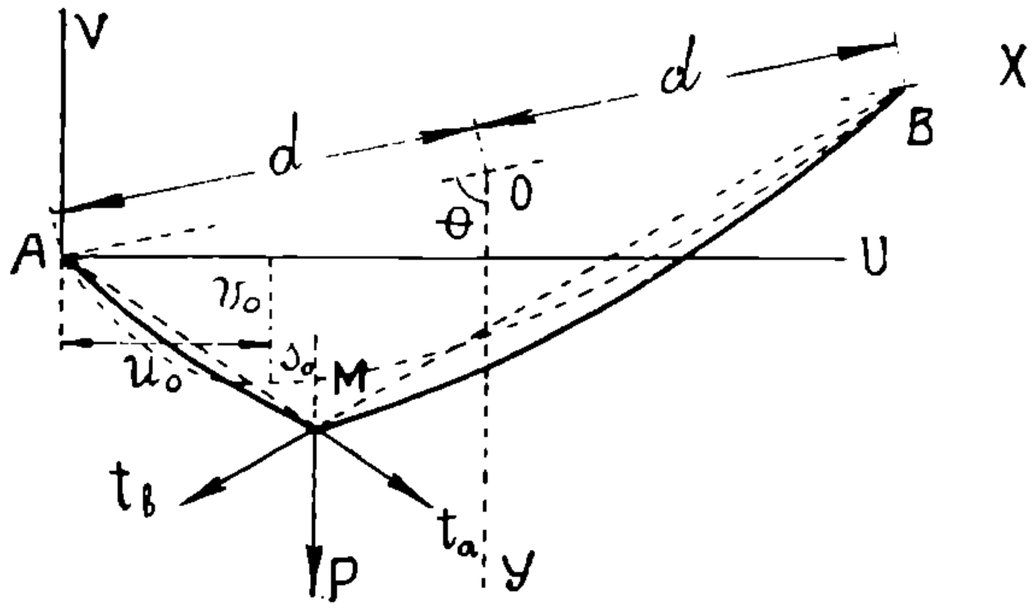
При этой величине по формулам (5), (6), (6′) получим для крайней точки кривой:

$$y = 0{,}08107\ k,$$
$$y = 0{,}08\ k,$$
$$y = 0{,}0811\ k.$$

17. Кабель, поддерживающий сосредоточенный груз. — Это случай применения кабеля к подаче материалов. Весом кабеля можно пренебречь по сравнению с сосредоточенным грузом P, который передвигается от одного конца до другого. Когда груз находится (фиг. 316) в точке M, натяжения в частях MA и MB определяются, принимая ветви за прямые и разлагая P по двум указанным направлениям.

Если длина $AB = 2d$, угол ее с вертикалью θ, координаты точки M относительно осей, проходящих через начало O, суть x, y, то

$$\left.\begin{aligned} t_a &= \frac{P}{2d} \cdot \frac{d - x}{y} \cdot \sqrt{y^2 + (d + x)^2 + 2y(d + x)\cos\theta} \\ t_b &= \frac{P}{2d} \cdot \frac{d + x}{y} \cdot \sqrt{y^2 + (d - x)^2 + 2y(d - x)\cos\theta} \end{aligned}\right\} \tag{7}$$



Фиг. 316.

Точка M при перемещении груза описывает эллипс, так как сумма $AM + MB$ — величина постоянная. Для осей OX и OY уравнение эллипса

$$\frac{(x + y\cos\theta)^2}{l^2} + \frac{y^2 \sin^2\theta}{l^2 - d^2} = 1,$$

где $2l$ — длина кабеля.

Когда груз P находится в середине пролета AB, натяжение

$$t_b = \frac{P}{2}\sqrt{1 + 2\frac{d}{y}\cos\theta + \frac{d^2}{y^2}}; \tag{8}$$

при этом y определяется формулой:

$$y = l\sqrt{\frac{l^2 - d^2}{l^2 - d^2\cos^2\theta}}.$$

Длина кабеля при координатах точки s_0, вершины свободной цепи, u_0, — v_0 для осей AU, AV, выражается формулой

$$2l = 2d \cdot \sin\theta + \frac{4}{3}d\,\frac{v_0^2 \sin\theta + 2du_0\cos^2\theta - 2u_0v_0\cos\theta}{u_0(2d\sin\theta - u_0)}. \tag{9}$$

Когда точки A и B находятся на одном уровне, $\theta = 90°$, формулы принимают вид:

$$\left.\begin{aligned} t_a &= \frac{P}{2d} \cdot \frac{d - x}{y}\sqrt{y^2 + (d + x)^2} \\ t_b &= \frac{P}{2d} \cdot \frac{d + x}{y}\sqrt{y^2 + (d - x)^2} \end{aligned}\right\} \tag{10}$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

при

$$\frac{x^2}{l^2}+\frac{y^2}{l^2-d^2}-1=0.$$

Длина кабеля

$$2l=2d\left(1+\frac{2}{3}\cdot\frac{f^2}{d^2}\right),$$

где f — стрела кабеля в ненагруженном состоянии.

Наибольшее натяжение в кабеле при положении груза в точке $x=0$:

$$t_m=\frac{P}{2}\sqrt{1+\left(\frac{d}{y}\right)^2}$$

или

$$t_m=\frac{P}{2}\sqrt{1-\frac{1}{\frac{16}{3n^2}\left(1+\frac{4}{3n^2}\right)}}, \tag{11}$$

где

$$n=\frac{2d}{f}.$$

Горизонтальные и вертикальные составляющие этого натяжения

$$\left.\begin{aligned} t_{mx}&=\frac{P}{2}\frac{1}{\sqrt{\frac{16}{3n^2}\left(1+\frac{4}{3n^2}\right)}}\\ t_{my}&=\frac{P}{2}\end{aligned}\right\} \tag{12}$$

Под P надо при расчетах разуметь не только вес подаваемого груза, но и вес каретки и половину веса самого кабеля.

В практике принимают $n=20$, 25 или 30. Для этих случаев получим:

$$\begin{aligned} n=20;&\quad t_m=P\cdot 4{,}357;&\quad (P\cdot 2{,}55);\\ n=25;&\quad t_m=P\cdot 5{,}430;&\quad (P\cdot 3{,}16);\\ n=30;&\quad t_m=P\cdot 6{,}493;&\quad (P\cdot 3{,}78).\end{aligned}$$

В скобках показаны значения натяжения при равномерном распределении по кабелю того же груза P. При n около 25, натяжение в первом случае в 1,71 раза больше, чем во втором. Пользуясь этим замечанием, можно быстро определить усилие в кабеле и задать его сечение.

18. Кабель при нагрузке, равномерно распределенной по горизонтальной его проекции. — Из двух уравнений равновесия элемента ds первое уравнение показывает, что горизонтальная проекция натяжения T есть величина постоянная; обозначим ее через H. А из второго уравнения, которое будет иметь вид $Hdy'=qdx$, получим:

$$y=-\frac{q}{2H}x^2+c_1x+c_2. \tag{13}$$

Это есть парабола с вертикальной осью. Постоянные находим из условия, что кривая проходит через две данные точки и имеет данную длину или стрелку провеса. Если дана точка A и вершина параболы O, т. е. d и f, то $c_2=0$, $Hc_1=qd$, $f=\frac{qd^2}{2H}$, и уравнение получает вид (фиг. 317):

$$y=2\frac{f}{d}x-\frac{f}{d^2}x^2. \tag{14}$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Проекции натяжения, горизонтальная и вертикальная, имеют теперь выражения:

$$T_x = T\frac{dx}{ds} = \frac{qd^2}{2f} = H,$$

$$T_y = T\frac{dy}{ds} = q(d-x),$$

откуда

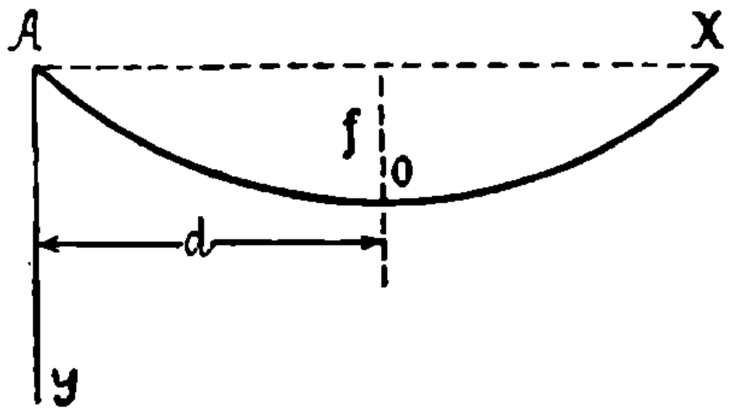
$$T = q\sqrt{\left(\frac{d^2}{2f}\right)^2 + (d-x)^2}. \tag{15}$$

Наибольшие значения будут при $x = 0$ и $x = 2d$:

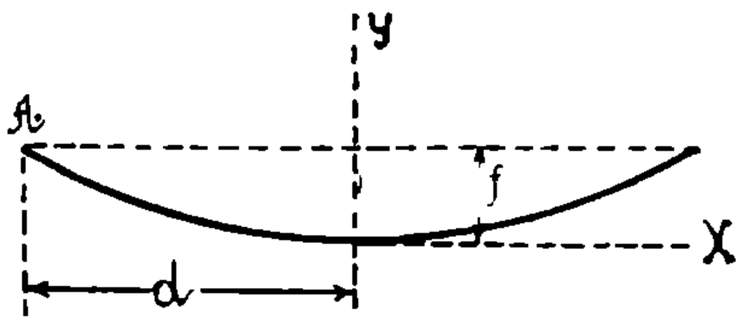
$$T_m = qd\sqrt{1+\left(\frac{d}{2f}\right)^2} \tag{16}$$

Вертикальная составляющая:

$$T_v = qd. \tag{17}$$



Фиг. 317.



Фиг. 318.

Если за оси координат взять касательную в вершине параболы и нормаль в той же точке, то уравнение будет (фиг. 318):

$$y = \frac{f}{d^2}x^2, \tag{18}$$

$$T = qx\sqrt{1+\left(\frac{x}{2y}\right)^2}; \tag{19}$$

при $x = d$:

$$T_m = qd\sqrt{1+\left(\frac{d}{2f}\right)^2} \tag{20}$$

Длина L дуги параболы от вершины ее до некоторой точки A, определяемой координатами $x = d$, $y = f$:

$$L = d\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{f}{d}\right)^2 - \frac{2}{5}\left(\frac{f}{d}\right)^4 + \frac{2^2}{7}\left(\frac{f}{d}\right)^6 - \frac{2\cdot 5}{9}\left(\frac{f}{d}\right)^8 + \dots\right].$$

При $\frac{2d}{f} = n$:

$$L = d\left[1 + \frac{2^3}{3}\cdot\frac{1}{n^2} - \frac{2^5}{5}\cdot\frac{1}{n^4} + \frac{2^8}{7}\cdot\frac{1}{n^6} - \frac{2^9\cdot 5}{9}\cdot\frac{1}{n^8} + \dots\right].$$

Когда концы кабеля на одном уровне, полная длина кабеля

$$2L = 2d\left[1 + 2{,}666666\,\frac{1}{n^2} - 6{,}4\,\frac{1}{n^4} + 36{,}571428\,\frac{1}{n^6} - 284{,}444444\,\frac{1}{n^8} + \dots\right]. \tag{21}$$

Пример: $2d = 400$ *м*, $n = 10$, $2L = 410{,}419$ *м*.
Ошибка меньше четвертого члена, т. е. меньше 14,6 *мм*.
Достаточно, следовательно, взять 4 — 5 членов ряда (21).
Точное значение длины дуги параболы L от вершины до точки $A(d, f)$:

$$L = \frac{d}{2n}\sqrt{16+n^2} + \frac{nd}{8}\ln\frac{4+\sqrt{16+n^2}}{n}.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Обозначая выражения в скобках формулы (21) через m, имеем при

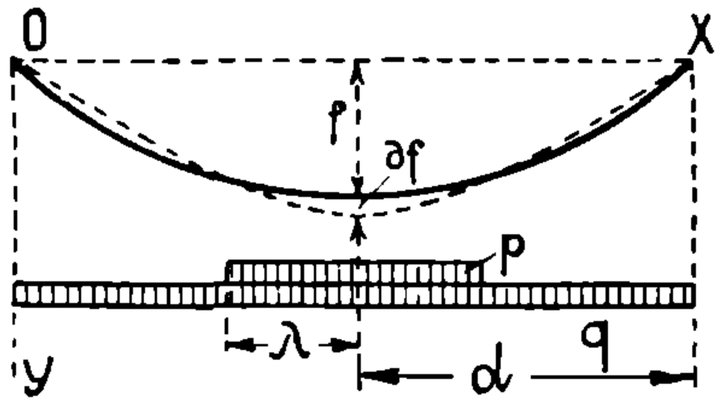
$$\begin{aligned}
n &= 6, \quad m = 1{,}06978; \\
n &= 7, \quad m = 1{,}05205; \\
n &= 8, \quad m = 1{,}04021; \\
n &= 9, \quad m = 1{,}031946; \quad T_m = 460{,}9772 \ кг; \\
n &= 10, \quad m = 1{,}026026; \quad T_m = 509{,}9019 \ кг; \\
n &= 11, \quad m = 1{,}021601; \quad T_m = 559{,}0169 \ кг; \\
n &= 12, \quad m = 1{,}018210; \quad T_m = 608{,}2762 \ кг.
\end{aligned}$$

Для предварительных соображений рядом приведено значение наибольшего натяжения кабеля при нагрузке $q = 1$ *кг* и при пролете $2d = 100$ *м*. Для подсчета натяжения в каком-нибудь частном случае соответственное число таблички надо умножить на q и на $2d$ и разделить на 100.

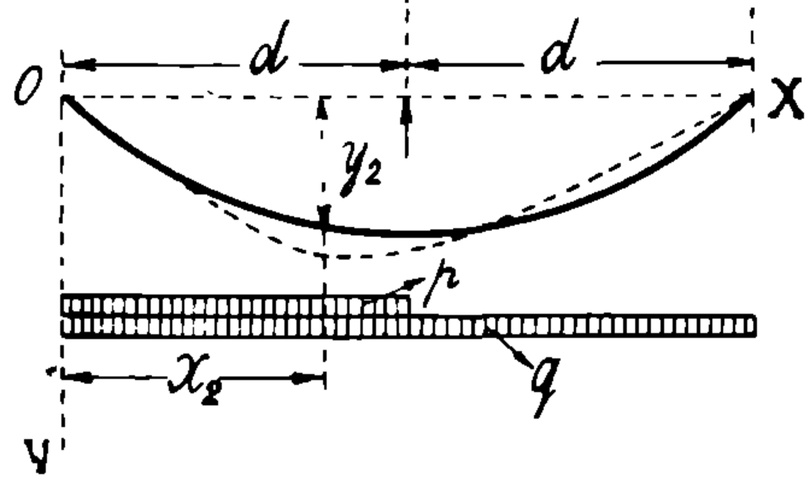
При частичном загружении середины пролета подвижной сплошной нагрузкой форма кабеля геометрически изменяется, т. е. независимо от упругих изменений. Стрелка его увеличивается на величину [1] (фиг. 319):

$$\partial f = f \left\{ \frac{\left(p + \frac{p}{q}\lambda\right)^2 - 2\frac{p}{q}\lambda^2}{\sqrt{d\left[\left(d + \frac{p}{q}\lambda\right)^3 - \lambda^3 \frac{p}{q}\left(1 + \frac{p}{q}\right)^2\right]}} - 1 \right\}; \tag{22}$$

$$T_m = (qd + p\lambda) \sqrt{1 - \frac{d\left[\left(d - \frac{p}{q}\lambda\right)^3 - \lambda^3 \frac{p}{q}\left(1 + \frac{p}{q}\right)^2\right]}{4f^2\left(d + \frac{p}{q}\lambda\right)^2}} \tag{23}$$



Фиг. 319.



Фиг. 320.

Например, для Вильямсбургского моста (1904 г.), имеющего пролет $2d = 486{,}4$ *м* и стрелку $f = 54$ *м*, постоянную нагрузку $q = 20\,000$ *кг/п. м*, при загружении пролета поездом длиною 100 *м*, весом 700 000 *кг*, т. е. при $p = 7000$ *кг/м*, получим по формуле (22) прогиб $\partial f = 0{,}56$ *м*, не учитывая упругих деформаций, а лишь от одного изменения формы равновесия кабеля.

Обозначая λ по фиг. 319 через kd, будем иметь наибольший прогиб при таком загружении, при котором по Steinman'у

$$k = 0{,}20 + \frac{0{,}05\,q}{p}$$

и он (прогиб) будет равен для q/p от 4 до $^1/_4$

$$\Delta f = \left[0{,}007 + 0{,}046\,\frac{p}{q} - 0{,}0075\,\left(\frac{p}{q}\right)^2\right] . f. \tag{24}$$

При загружении полупролета (фиг. 320) наиболее низкое положение займет точка x_1, y_2 при

$$x_2 = d\left(1 - \frac{p}{4q}\right);$$

[1] Leinekugel le Cocq «Ponts suspendus», т. I.

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$y_2 = \frac{y_0}{x^2_0}\left[d\,(2x_0 - d) + \frac{q}{p+q}(x_2 - d)^2\right];$$

$$x_0 = d\left(1 - \frac{p}{4(p+q)}\right);$$

$$y_0 = f\,\frac{(4q+3p)^2}{\sqrt{2\left(1+\frac{p}{q}\right)\left[q\,(4q+3p)^3 + (q+p)\,(4q+p)^3 - p^4\right]}}.$$

Найдя соответственное величине x_2 значение y и взяв разницу $y_2 - y$, получим прогиб полотна моста.

Для Вильямсбургского моста, при загружении полупролета нагрузкой $p = 7000$ *кг/м*, наиболее низкая точка кабеля будет при $x_2 = 221{,}92$ *м*. Ордината основной параболы (под нагрузкой q) для $x = x_2$ имеет значение 53,42 *м*, ордината $y_2 = 54{,}04$. Таким образом, опускание кабеля $= 0{,}62$ *м*, без учета упругих деформаций.

19. Упругие деформации кабеля. — На сколько опустится низшая точка кабеля от нагрузки p на всем пролете?

$$\Delta f = \frac{5pd^2n^2 \cdot (3n^2 + 16)}{32E\omega \cdot (5n^2 - 24)}, \tag{25}$$

или проще, с некоторой допустимой погрешностью,

$$\Delta f = \frac{3}{32} \cdot \frac{pn^2d^2}{E\omega}; \tag{26}$$

более точное выражение будет

$$\Delta f = \frac{5}{48} \cdot \frac{pn^2d^2}{E\omega}. \tag{27}$$

От этого распор уменьшится на

$$\Delta H = -\frac{H}{f}\Delta f$$

Нужно заметить, что в зависимости от удлинения кабеля на dL, стрелка увеличивается на

$$df = \frac{15n^3}{16\,(5n^2 - 24)}\,dL, \tag{28}$$

т. е. опускание не зависит от величины пролета непосредственно, и пропорционально dL;

$$\text{для } n = 10 \quad df = 1{,}96953 \cdot dL;$$
$$n = 9 \quad df = 1{,}79379 \cdot dL.$$

В вышеприведенных формулах ω есть площадь сечения кабеля, E — коэффициент упругости, $n = 2d : f$. Пролет обозначается величиной $2d$.

Если кабель от данной нагрузки имеет напряжение σ, то его удлинение

$$\Delta L = \frac{\sigma L}{E}.$$

При $n = 10$, $L = 2d \cdot 1{,}026026$, $\sigma = 1$ *кг/см*^{2},

$$df = \frac{15}{16} \cdot \frac{n^3}{5n^2 - 24} \cdot \frac{2d \cdot 1{,}026026}{E} = 2{,}020790\,\frac{2d}{E};$$

при $2d = 200$ *м*, $\sigma = 1000$ *кг/см*^{2}, E для витого кабеля 1 700 000 *кг/см*^{2},

$$df = 0{,}237 \text{ м}, \text{ т. е. около } \frac{1}{1000} \text{ пролета.}$$

Для Вильямсбургского моста постоянная нагрузка 20 тонн на пог. метр, временная — 7 *т/м*. Напряжение от полной нагрузки 28 *кг/мм*^{2}, от одной временной — 7,5 *кг/мм*^{2}.

НБ УДУНТ (ДИТ)

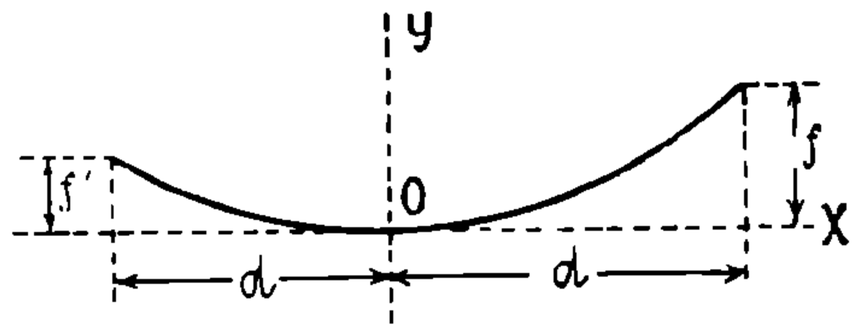
Прогиб от временной нагрузки 0,338 *м*. От постоянной нагрузки прогиб был бы 0,97 *м* (около $^1/_{500}$ *l*).

Этот прогиб, однако, учтен при сборке пролетного строения. Кабелю дана меньшая длина, именно такая, при которой он от постоянной нагрузки даст требуемую стрелу 54 *м*. Сократить длину кабеля надо было на

$$\Delta L = \frac{20{,}5 \cdot 502}{20\,000} = 0{,}515 \text{ м}.$$

Это составляет $^1/_{930}$ часть кабеля.

Если опорные точки кабеля на пилонах находятся на разных уровнях (фиг. 321), то



Фиг. 321.

$$\Delta L = \frac{q}{E\omega}\left[\frac{2}{3}(fd + f'd') + \frac{d^2}{2f}(d + d')\right]. \qquad (29)$$

20. Действие температуры. — Удлинение или укорочение кабеля $\Delta L = \alpha t L$, где α — коэффициент расширения (для стали 0,000011), L — полная длина кабеля.

Изменение стрелы будет:

$$\Delta f = \frac{15 d^3 \Delta L}{8f(5d^2 - 6f^2)} \qquad (30)$$

Если же учесть то обстоятельство, что с изменением стрелки изменяется натяжение кабеля, то имеем:

$$\Delta' f = \frac{15 n^3 \alpha t L}{16(5n^2 - 24)}\left[1 - \frac{qd}{4E\omega}\frac{n^2(15n^4 + 40n^2 - 96)}{16(5n^2 - 24)\sqrt{16 + n^2}}\right]. \qquad (31)$$

Изменение же напряжения σ в кабеле выражается формулой:

$$\Delta\sigma = \frac{15}{64} \cdot \frac{qd\alpha t n^6 \frac{L}{2d'}}{\omega(5n^2 - 24)\sqrt{16 + n^2}}. \qquad (32)$$

Если его выразить через напряжение от постоянной нагрузки, которое равно:

$$\sigma = \frac{qd}{4\omega}\sqrt{16 + n^2},$$

то получим

$$\Delta\sigma = \frac{15}{16} \cdot \frac{\alpha t n^6 \frac{L}{2d}\sigma}{(16 + n^2)(5n^2 - 24)}. \qquad (33)$$

21. Сдвижение опорных точек кабеля. — Вследствие изменения длины удерживающих концов кабеля, опорные точки на пилонах перемещаются. Это дает изменения в величине стрелки провеса и пр. Рассматриваем случай с опорными точками на разных уровнях (фиг. 321). Перемещения опор изменяют d и d' на Δd и $\Delta d'$.

$$\Delta f = \frac{\Delta d\left[\frac{2}{3} \cdot \frac{f^2}{d^2} - \frac{6}{5} \cdot \frac{f^4}{d^4} - 1\right] + \Delta d'\left[\frac{2}{3} \cdot \frac{f'^2}{d'^2} - \frac{6}{5} \cdot \frac{f'^4}{d'^4} - 1\right]}{\frac{4}{3}\left(\frac{f}{d} + \frac{f'}{d'}\right) - \frac{8}{5}\left(\frac{f^3}{d^3} + \frac{f'^3}{d'^3}\right)}.$$

Для симметричного кабеля $d = d'$, $f = f'$, $\Delta d = \Delta d'$, будем иметь:

$$\Delta f = \Delta d \frac{10\left(\frac{f}{d}\right)^2 - 18\left(\frac{f}{d}\right)^4 - 15}{20\left(\frac{f}{d}\right) - 24\left(\frac{f}{d}\right)^3}.$$

22. Суммарная длина подвесок. — Уравнение параболы с началом координат в вершине ее из формулы (17):

$$y = \frac{4fx^2}{l^2}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Если нижние концы подвесок расположены на горизонтальной прямой, проходящей ниже вершины на величину a, то длина подвески равна ординате параболы по предыдущему уравнению плюс величина a. Если через вершину цепи проходит подвеска, то ее длина $y+a$, где $y=0$; следующая подвеска при $x=\lambda$ имеет

$$y=\frac{4f\lambda^2}{l^2};$$

следующая при $x=2\lambda$ имеет

$$y=\frac{4f(2\lambda)^2}{l^2}$$

и т. д.

Сумма длин всех подвесок по всему пролету, которых число от вершины до опоры (на одной половине цепи) равно n, будет:

$$\Sigma s=2\left[\left(n+\frac{1}{2}\right)a+\frac{4f\lambda^2}{l^2}(1^2+2^2+3^2+\ldots+n^2)\right];$$

$$\Sigma s=2\left[\left(n+\frac{1}{2}\right)a+\frac{2f\lambda^2}{3l^2}n(n+1)(2n+1)\right].$$

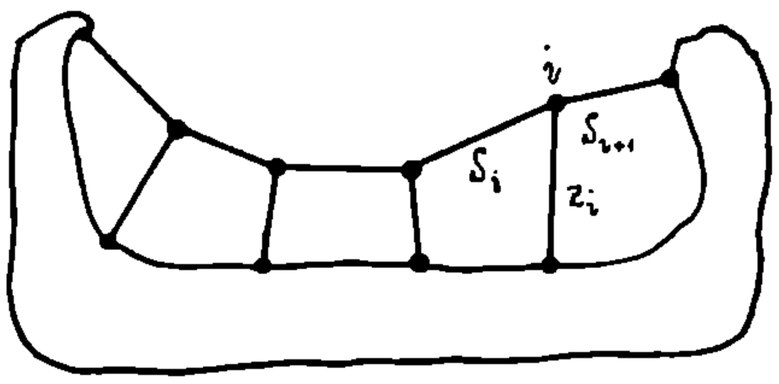
Если вершина параболы приходится на середине между двумя подвесками, то, выражая x для подвесок в полупанелях: $\frac{\lambda}{2}$, $\frac{3\lambda}{2}$, $\frac{5\lambda}{2}$ и т. д., получим:

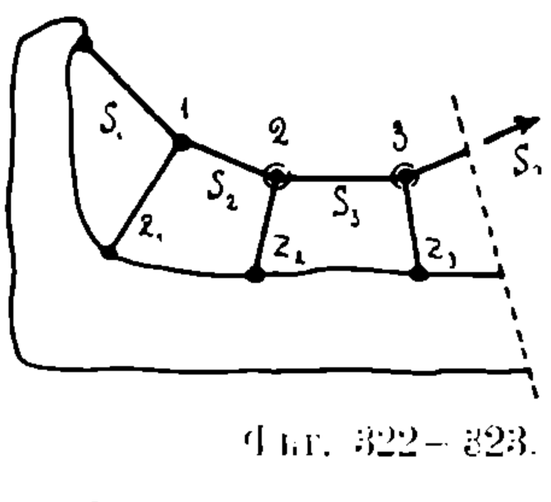
$$\Sigma s=2\left[na+\frac{f\lambda^2}{l^2}\left(1^2+3^2+5^2+\ldots+(2n-1)^2\right)\right],$$

$$\Sigma s=2\left[na+\frac{f\lambda^2}{3l^2}n(4n^2-1)\right].$$

§ 7. ЦЕПЬ С БАЛКОЙ ЖЕСТКОСТИ.

23. Общие соображения. — Если в цепи с дополнительными стержнями (фиг. 322) от какой бы то ни было причины, например, от понижения температуры, появляются усилия, то в каждом ее стержне усилие действует по оси звена, т. е. по линии, соединяющей шарниры, находящиеся по концам этого звена. Относительно усилий в частях цепи и в дополнительных стержнях имеем следующее основное положение:





Фиг. 322—323.

Если известно усилие в каком-нибудь стержне цепи s_i или в дополнительном стержне z_i, то становятся известными и усилия во всех прочих стержнях системы.

По известному s_i (фиг. 323) из равновесия узла 3 находим усилия s_3 и z_3; далее, зная s_3, из равновесия узла 2 находим s_2 и z_2. Точно так же, если дано усилие в z_i (фиг. 322), то из равновесия узла i находим усилие s_i и s_{i+1}, а отсюда, по предыдущему, усилия во всех прочих стержнях.

Отметим здесь одно важное обстоятельство: усилия в звеньях цепи и в дополнительных стержнях *пропорциональны* усилию s_i в каком-нибудь стержне.

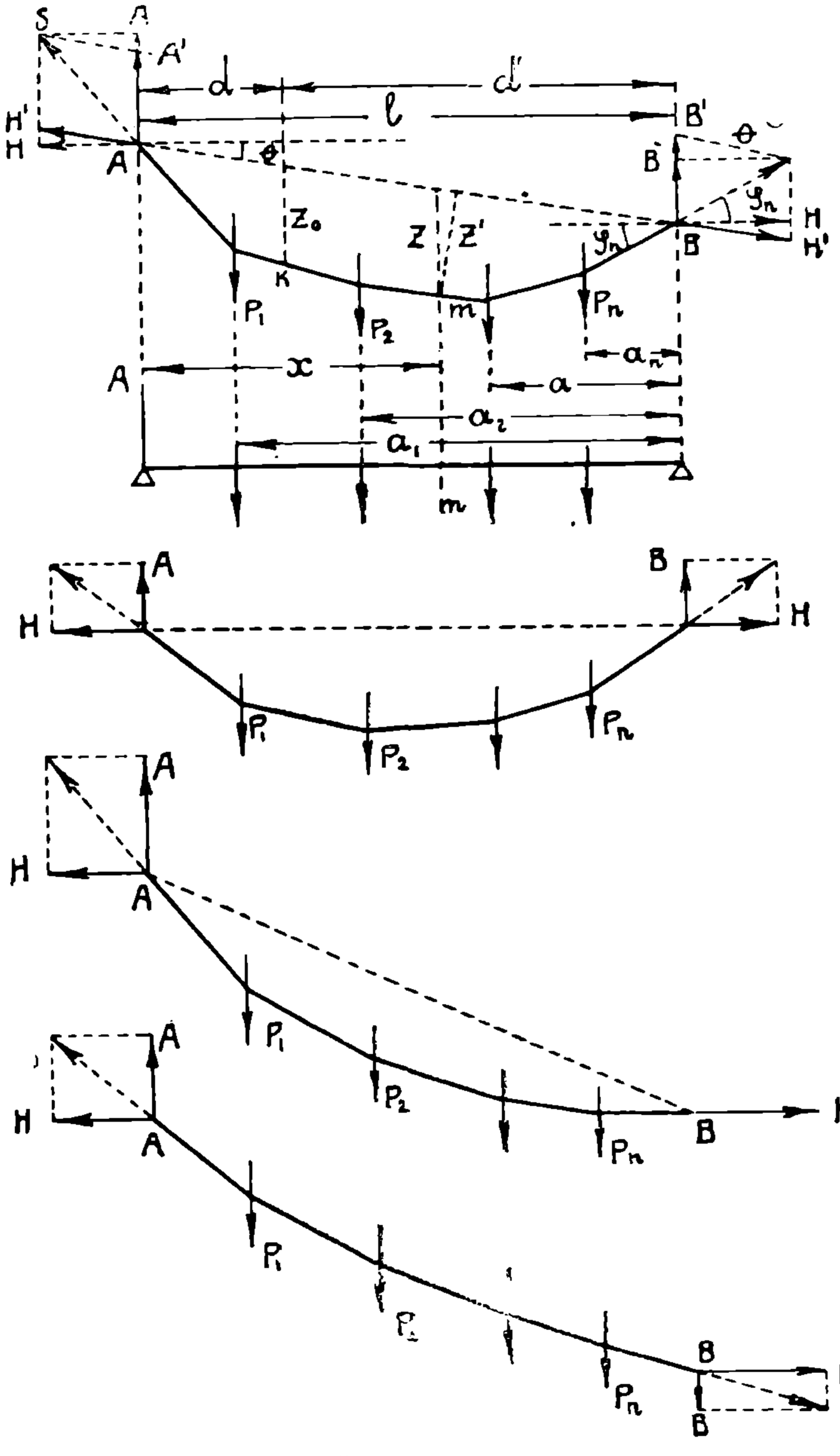
Если цепь свободно висит между точками A и B (фиг. 324) и находится под действием вертикальных сил P, приложенных в ее сочленениях, то цепь, как известно, в состоянии равновесия займет положение веревочной линии. Если шарниры расположены на одинаковых горизонтальных расстояниях друг от друга и нагрузка одинакова, то узлы цепи расположатся *по параболе.*

Возьмем произвольные вертикальные силы P; цепь заняла известное положение и находится в равновесии. Определим реакции в ее опорных шарнирах A и B, каждая из которых представлена двумя составляющими, взятыми по любому направлению. Составляющие можно найти, зная усилия в крайних звеньях цепи, а они известны,

НТБ УДУНТ (ДИТ)

раз дана нагрузка P. Но реакции можно найти, не определяя усилий s в звеньях цепи

Возьмем составляющие реакций по вертикали и по линии AB. Так как все силы, кроме H', вертикальны, то по правилу, что сумма проекций на горизонталь должна быть равна нулю, получаем в точках A и B одинаковые вторые составляющие H' с направлением в обратные стороны.



Фиг. 324 — 327.

Реакцию A' найдем из уравнения моментов всех сил относительно точки B:

$$A' = \frac{\Sigma Pa}{l},$$

т. е. реакция A' выражается так же, как и для простой балки того же пролета l при той же нагрузке.

Однако, нужно заметить, что для балки величина A' есть вместе с тем и давление на опору, тогда как у цепи давление на опору выражается силой S, которую можно различными способами разложить на составляющие. Если разложить на H' по замы-

НБ УДУНТ (ДИТ)

кающей AB и на вертикальную A', то ***только в этом случае*** будем иметь величину вертикальной составляющей равною реакции балки того же пролета.

Вертикальное *давление* на опору A найдем, разложив S на вертикаль и горизонталь; получим A и H:

$$A = A' + H \operatorname{tg} \theta,$$

$$H = H' \cos \theta.$$

Для опоры B таким же путем найдем:

$$B = B' - H \operatorname{tg} \theta.$$

Когда угол $\theta = 0$, т. е., когда опоры находятся на одинаковом уровне (фиг. 325), тогда $H = H$, $A = A'$ и $B = B'$, т. е. в этом случае *полные вертикальные составляющие реакций равны реакциям соответственной балки.*

С другой стороны видим, что вертикальная составляющая реакции в точке B

$$B = H \operatorname{tg} \varphi_n.$$

Эта величина равна нулю, когда $\varphi_n = 0$; значит, если крайнее звено цепи горизонтально, то *вертикальное давление на примыкающую опору равно нулю* (фиг. 326). Беря суммы вертикальных проекций всех сил, приложенных к цепи, получим:

$$A = \Sigma P,$$

т. е. в этом частном случае, *давление всей нагрузки передается на опору A.*

Если спустим конец цепи B еще ниже (фиг. 327), то в опоре B вертикальная составляющая будет отрицательна, опора будет увлекаться вверх с силою B, а опора A будет испытывать вертикальное давление

$$A = B + \Sigma P,$$

т. е. больше суммы приложенных сил.

Вернемся к основной системе (фиг. 325), рассечем цепь в точке m и выразим равенство нулю суммы моментов всех сил, действующих на левую оставшуюся часть относительно точки m. Сила A' и грузы P дадут такой же момент, как момент изгиба в соответствующей балке для того же состояния, обозначим его через M_x; плечо H' будет z'. Следовательно:

$$H' \cdot z' = M_x.$$

Между H и H' и между z и z' угол одинаковый — 0; $H'z' = Hz$; поэтому

$$M_x = Hz, \tag{35}$$

откуда

$$z = \frac{M_x}{H}. \tag{36}$$

Так как M_x есть функция x, то это представляет уравнение семейства цепных линий, проходящих через данные точки A и B и поддерживающих в равновесии данные грузы. Чтобы зафиксировать определенную цепную линию, надо задать положение одной ее какой-нибудь точки. Пусть задана точка k (фиг. 328), для которой $x = d'$, а $z = z_0$, т. е.:

$$z_0 = \frac{M_k}{H},$$

откуда

$$H = \frac{M_k}{z_0} \tag{37}$$

и

$$z = \frac{M_x}{M_k} z_0. \tag{38}$$

Отсюда имеем весьма интересное заключение: если все грузы P, оставляя их на том же месте, будем увеличивать или уменьшать в одно и то же число раз, то во столько же раз будут увеличиваться или уменьшаться моменты M_x и M_k, а следовательно ординаты z останутся без перемены, т. е. *цепь при этом не меняет формы своего равновесия.*

НБ УДУНТ (ДИТ)

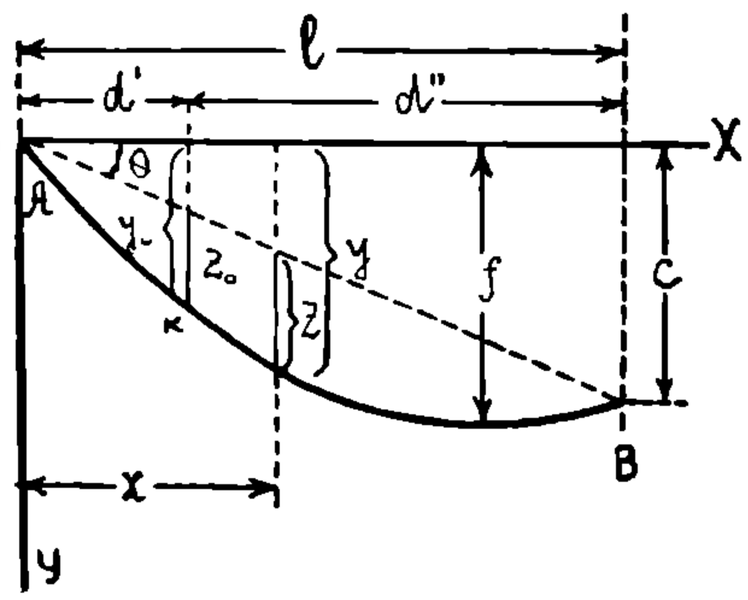
И обратно, если с переменой нагрузки форма цепи не меняется, то *нагрузка изменяется пропорционально* с одним и тем же коэффициентом пропорциональности.

Вместо сосредоточенных сил P возьмем *равномерно распределенную* нагрузку q на единицу горизонтальной проекции цепи. Цепь примет положение плавной кривой, параболы (фиг. 328), и будет обладать всеми вышеизложенными свойствами цепи. Уравнение (38) можно написать в более явном виде, приняв во внимание, что

$$M_x = \frac{qx(l-x)}{2} \quad \text{и} \quad M_k = \frac{qd'd''}{2},$$

а именно:

$$z = \frac{z_0 x(l-x)}{d'd''}. \tag{39}$$



Фиг. 328.

А распор

$$H = \frac{M_k}{z_0} = \frac{qd'd''}{2z_0}. \tag{40}$$

Если поставить вопрос, при каком значении x ордината z будет иметь наибольшее значение, то ответ получим, приравняв нулю производную по x выражения (39):

$$\frac{dz}{dx} = \frac{z_0}{d'd''}(l-2x) = 0,$$

откуда

$$x = \frac{l}{2},$$

причем

$$\max z = \frac{z_0}{d'd''} \cdot \frac{l^2}{4}. \tag{41}$$

Обозначим max z через z_m; из предыдущего будем иметь:

$$\frac{z_0}{d'd''} = \frac{4z_m}{l^2}.$$

Подставляя это значение в (39), получим новую форму уравнения параболы:

$$z = \frac{4z_m \cdot x(l-x)}{l^2}, \tag{42}$$

которое дает ординаты параболы, если известны z_m и l.

Распор при этом выразится формулой

$$H = \frac{ql^2}{8z_m}.$$

Уравнения (39) и (42) выражены в своеобразных координатах: для z-ов берется вертикальный отрезок между кривой и *замыкающей* прямой, а для x-ов — обычные горизонтальные отрезки.

Если отнести кривую к *осям прямоугольным* OX и OY, то, обозначив ординату точки B через c, вместо z_0 будем иметь y_0, а вместо z будет y, причем:

$$y = z + \frac{c}{l}x, \tag{44}$$

$$y_0 = z_0 + \frac{c}{l}d'. \tag{44'}$$

Тогда уравнение (39) примет вид:

$$y = \frac{(y_0 l - cd')x(l-x)}{ld'd''} + \frac{c}{l}x. \tag{45}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Более простое выражение получим, если вместо произвольной точки $k\,(d', y_0)$ будет *задана вершина параболы*. Чтобы определить положение вершины, возьмем производную по x и приравняем нулю. Получим абсциссу вершины, которую обозначим через d:

$$d = \frac{y_0 l^2 - c d'^2}{2(y_0 l - c d')} \tag{46}$$

Обозначив ординату вершины через f, получим из (45) при $x = d$

$$f = \frac{(y_0 l - c d')\, d (l - d)}{l d' (l - d')} + \frac{c}{l} d. \tag{47}$$

Из уравнений (46) и (47), считая d и f данными, можем определить c и y_0; получим:

$$\left.\begin{aligned} c &= \frac{(2d - l) fl}{d^2} \\ y_0 &= \frac{(2d - d') f d'}{d^2} \end{aligned}\right\} \tag{48}$$

Вставляя в (45), получим еще одну форму уравнения параболы:

$$y = \frac{2f}{d} x - \frac{f}{d^2} x^2. \tag{49}$$

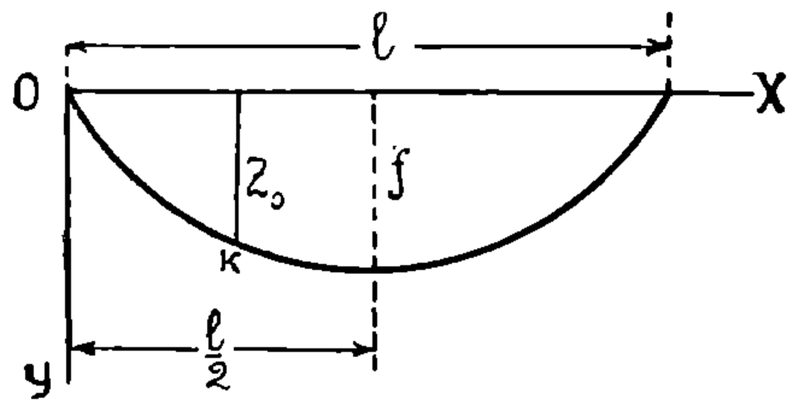
Это уравнение уже было получено раньше в виде уравнения (14) (стр. 333). Из него для осей, имеющих начало в вершине, получим уравнение (18) (стр. 334)

$$y = \frac{f}{d^2} x^2.$$

Из выражения 4(0), принимая во внимание (44′) и (48), получим распор

$$H = \frac{q d^2}{2f}. \tag{50}$$

Это выражение показывает, что *распор не зависит*, вообще говоря, *от пролета*, а зависит от параметра параболы $\frac{d^2}{2f}$. Раз парабола дана, то какой бы пролет в ней мы ни брали и какой бы кусок симметричный или несимметричный мы из нее ни вырезывали, при данной величине q распор будет иметь во всех случаях одну и ту же величину.



Фиг. 329.

И наоборот, *если при одном и том же q желают в разных пролетах моста иметь один и тот же распор кабеля или цепи, то должны взять для их очертания отрезки одной и той же параболы, при любом значении пролетов.*

Если цепь имеет опорные точки на одном уровне (фиг. 329), то при заданном положении вершины из уравнения (49), полагая $d = \frac{l}{2}$, получим:

$$y = \frac{4fx(l - x)}{l^2}. \tag{51}$$

Сопоставляя с уравнением (42), видим, что так и должно быть, так как мы имеем здесь частный случай, когда замыкающая совпадает с осью x-ов, z обращается в y, z_m обращается в f.

В соответствии с уравнением (43), распор в этом случае будет:

$$H = \frac{q l^2}{8f}. \tag{52}$$

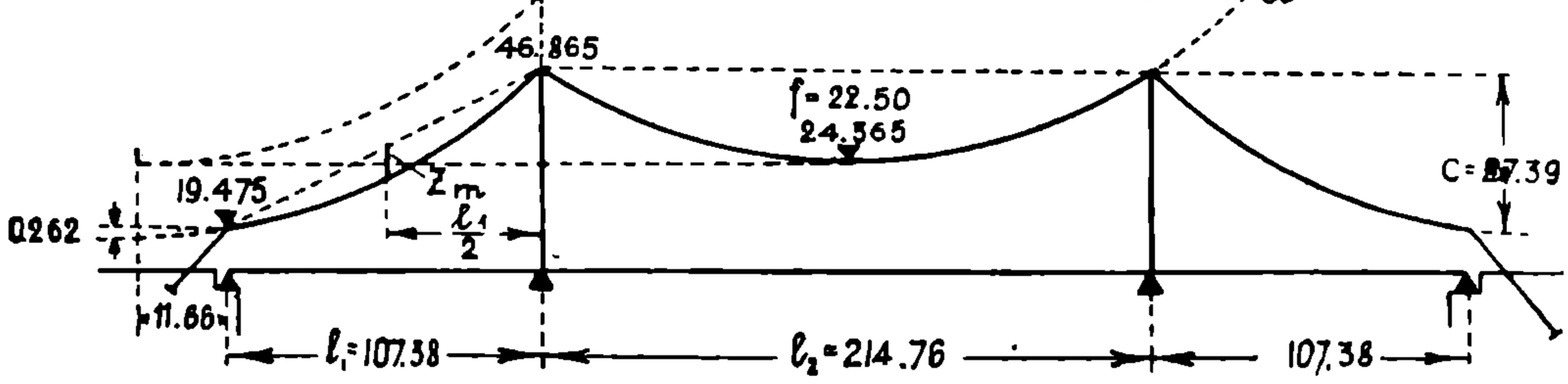
НБ УДУНТ (ДПТ)

В заключение общих соображений о свойствах очертания цепи или кабеля приведем пример определения очертания цепи для трехпролетного висячего моста. Установлена (фиг. 330) величина пролетов: средний — 214,76 *м*, крайние — по 107,38 *м*. Затем установлена отметка опорных точек кабеля на пилонах и низших точек кабеля в пролетах.

Для среднего пролета, величину которого обозначим через l_2, стрелка кабеля $f = 22{,}5$ *м*; для крайнего пролета, при $l_1 = 107{,}38$, $c = 27{,}39$ *м*.

Для определения точек кабеля в среднем пролете послужит уравнение (51):

$$y = \frac{4 \cdot 22{,}5x}{214{,}76^2}(214{,}76 - x).$$



Фиг. 330.

Для бокового пролета имеем l_1 и c, т. е. две точки кривой, чего мало для определения параболы. Поставим еще условие, что при одном и том же q распоры должны быть одинаковы. Это условие равносильно заданию третьей точки. Получаем:

$$H = \frac{ql_2^2}{8f} = \frac{ql_1^2}{8z_m},$$

откуда

$$z_m = \frac{l_1^2}{l_2^2} f = \frac{1}{4} f = 5{,}625 \text{ м}.$$

По (44)

$$y_m = z_m + \frac{c}{2} = 5{,}625 + \frac{27{,}39}{2} = 19{,}32 \text{ м}.$$

Определив по (46) и (47) d и f при $d' = d'' = \frac{l_1}{2}$, можем применить уравнение (49) или непосредственно применить уравнение (45). В обоих случаях получим ординаты от оси, проходящей через опорные точки кабелей на пилонах.

Для вычисления моментов нам нужны будут и ординаты z; их мы получим по формуле (44).

Полюбопытствуем определить вершину параболы крайнего пролета. По формуле (46) она находится по абсциссе d:

$$d = \frac{19{,}32 \cdot 107{,}38^2 - 27{,}39 \cdot \frac{107{,}38^2}{4}}{2 \cdot (19{,}32 \cdot 107{,}38 - 27{,}39 \cdot 53{,}69)} = 119{,}044 \text{ м},$$

т. е. на 11,664 *м* за опорой крайнего пролета. Ордината вершины, или стрелка f_1, найдется по (47):

$$f_1 = 27{,}652 \text{ м},$$

т. е. на 0,262 *м* ниже крайней точки кабеля бокового пролета.

Таким образом, вершины парабол бокового пролета на 5,152 *м* ниже вершины среднего пролета.

Можно считать, что очертание бокового (левого) пролета получено перемещением параболы среднего пролета на 226,424 *м* влево и спуском ее на 5,152 *м* вниз (фиг. 330).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Углы касательных к кабелю у пилона будут разные, усилия в крайних элементах будут разные и т. д.

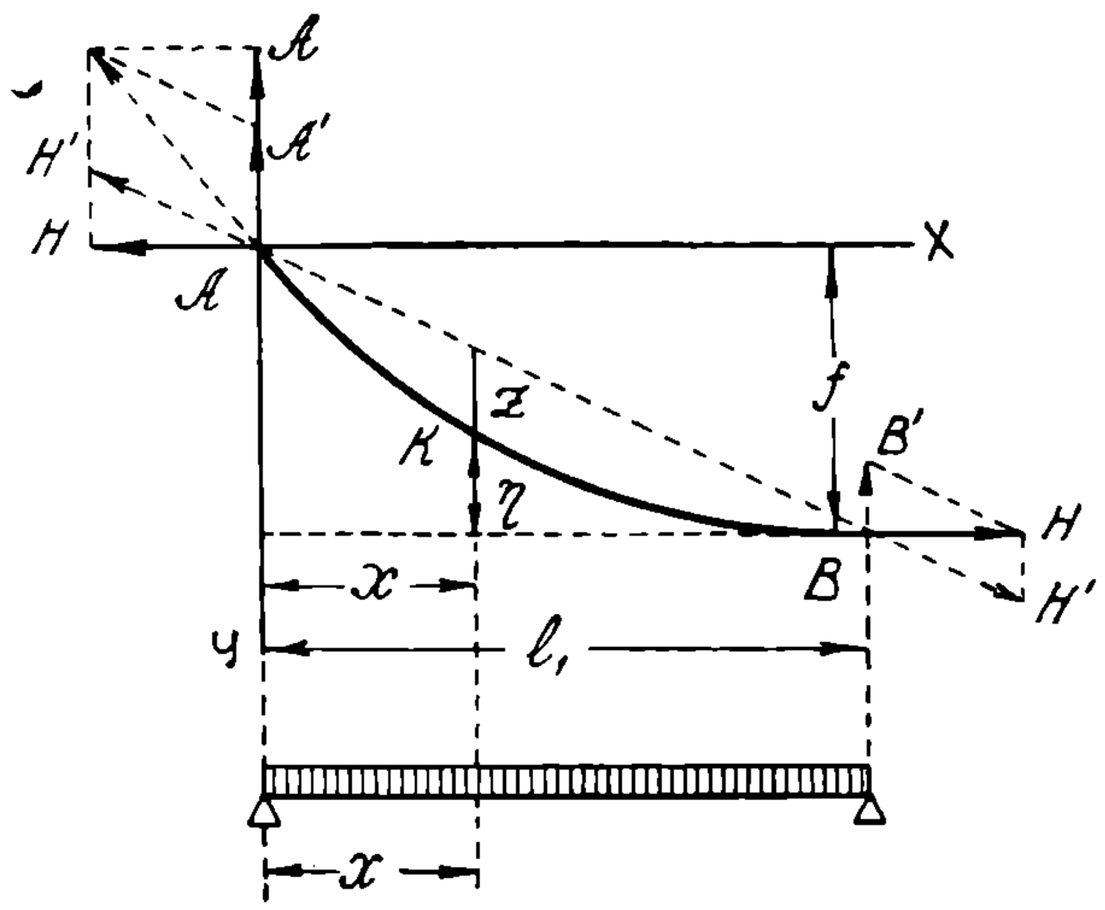
Нужно указать еще одну особенность изучаемых вопросов. Возьмем цепь в виде полупараболы (фиг. 331) с точками закрепления в A и B. Вертикальное давление на опору B равно нулю, здесь приложена только сила H. К цепи приложена равномерно распределенная нагрузка q. Распор H по формуле (50) будет иметь выражение

$$H = \frac{ql_1^2}{2f}.$$

Система находится в равновесии. Если пожелаем определить момент в какой-нибудь точке цепи, то получим:

$$M = H \cdot \eta - \frac{q(l_1 - x)^2}{2}.$$

Если подставить вместо H и η соответственные значения, то в результате получим нуль, что конечно, и должно быть, так как цепь гибка, никаких моментов не принимает, и, раз она в покое, значит, моментов нет.



Фиг. 331.

Между тем, по уравнению (35)

$$M_x = H \cdot z.$$

Мы имеем в виду указать, что противоречия здесь нет. И по фиг. 324, в точке m момент равен нулю. Дело в том, что здесь речь идет о разных моментах. M_x есть тот момент, который появится в соответственной фиктивной балке, если на нее перенести нагрузку цепи (фиг. 331). В цепи на опоре B нет вертикальной реакции, в балке она и будет равна B_1, если распор H разложим по замыкающей AB и по вертикали.

Для балки пролета l_1 под нагрузкой q момент в сечении x будет

$$m_x = \frac{qx(l_1 - x)}{2}.$$

Так как нагрузка вызывает в цепи распор H, то ее величина

$$q = \frac{2Hf}{l_1^2}.$$

Подставив, получим

$$M_x = H\left(f\frac{x}{l_1} - f\frac{x^2}{l_1^2}\right).$$

Принимая во внимание (49) и (44), можно написать

$$M_x = H\left(y - \frac{f}{l_1}x\right) = H \cdot z.$$

Кстати, заметим еще здесь, что по имеющимся ординатам y параболы легко вычислить величины z по формуле (44):

$$z = y - \frac{c}{l}x. \qquad (53)$$

Наконец, последнее замечание. По (42) и 43) имеем уравнение кривой кабеля в общем виде и распор:

$$z = \frac{4z_m \cdot x(l - x)}{l^2} \quad \text{и} \quad H = \frac{ql^2}{8z_m}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Исключив z_m, получим

$$z = \frac{qx(l-x)}{2H}$$

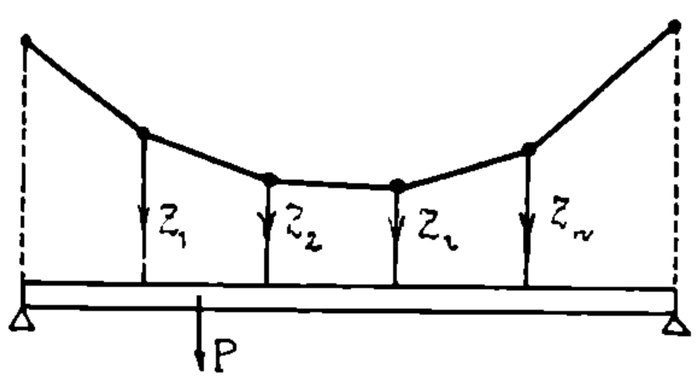
Возьмем случай действия собственного веса кабеля, которого поперечное сечение ω *мм*², вес 1 *куб. мм* стали γ. Тогда нагрузка на погон. *мм* будет $q = \omega\gamma$. Распор H при площади ω вызывает напряжение σ. Имеем $H = \sigma\omega$. Подставляя эти величины, получим

$$z = \frac{\gamma \cdot x(l-x)}{2\sigma},$$

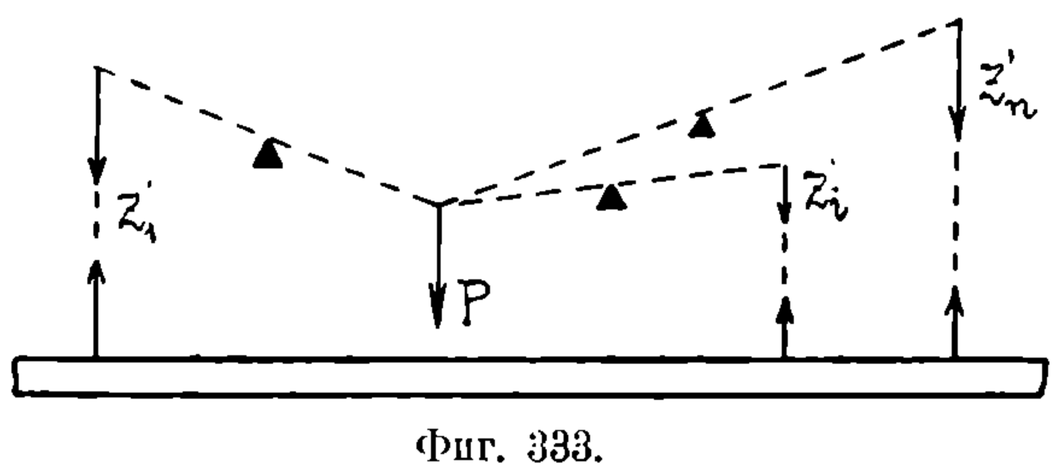
т. е. кривая кабеля зависит в этом случае только от удельного веса его материала и от величины напряжения. Значит, два кабеля из одного материала, подвешенные на одни и те же опоры при одинаковой стрелке, — *одинаково напряжены*, независимо от их диаметров.

Это — идея применения *кабеля-измерителя* (câble-témoin), предложенного Арнодэном в 1903 году. Для измерения напряжений в свободно натянутом кабеле (без посторонней нагрузки) натягивают рядом с ним проволоку из этого же материала сечением 1 *мм*², на протяжении которой вставлен динамометр. Когда проволока получит одинаковый с кабелем провес, показание динамометра дает напряжение в кабеле на *кв. мм*.

Возьмем цепь (фиг. 332), находящуюся в равновесии под действием грузов Z. Присоединим к ней балку жесткости, а к последней приложим груз P.



Фиг. 332.



Фиг. 333.

Если упругими перемещениями пренебречь, т. е. считать балку напрягшейся, но без изменения прямизны, то от груза P цепь не изменит своего очертания. На основании заключения из уравнения (38) усматриваем, что груз P вызывает во всех подвесках добавочные усилия, пропорциональные раньше действовавшим нагрузкам Z_i. Если цепь висела по параболе, т. е. при Z_i равных по величине для всех узлов, то и груз P вызовет в подвесках равные добавочные усилия. Это действие нагрузки идет не через балку, а через цепь, которая и играет здесь роль как бы рычага (фиг. 333), давление на один конец которого вызовет на другом отрывание подвески от балки вверх, а действие подвески на рычаг направлено вниз. Нагрузка P через цепь, наподобие системы рычагов, действует на все узлы цепи пропорционально первоначальной нагрузке узлов.

Полагать, однако, что груз P *распределяется* по цепи равномерно, было бы грубой ошибкой, которую до сих пор делают в руководствах по мостам.[1] Нагрузка на цепь получается равномерной, но в сумме она не равна P, а, как ниже увидим, может быть и больше P и меньше P, смотря по тому, где груз поставлен (стр. 159 — 160).

§ 8. БАЛКА ЖЕСТКОСТИ С ШАРНИРОМ В ПРОЛЕТЕ.

24. Распор. — Проведем (фиг. 334) вертикали через опоры A и B балки жесткости до встречи с цепью в точках A' и B'. Цепь можем считать подвешенной в точках A' и B', так как направление стержней не меняется, и реакции в опорных шарнирах равны реакциям в точках A' и B'.

---

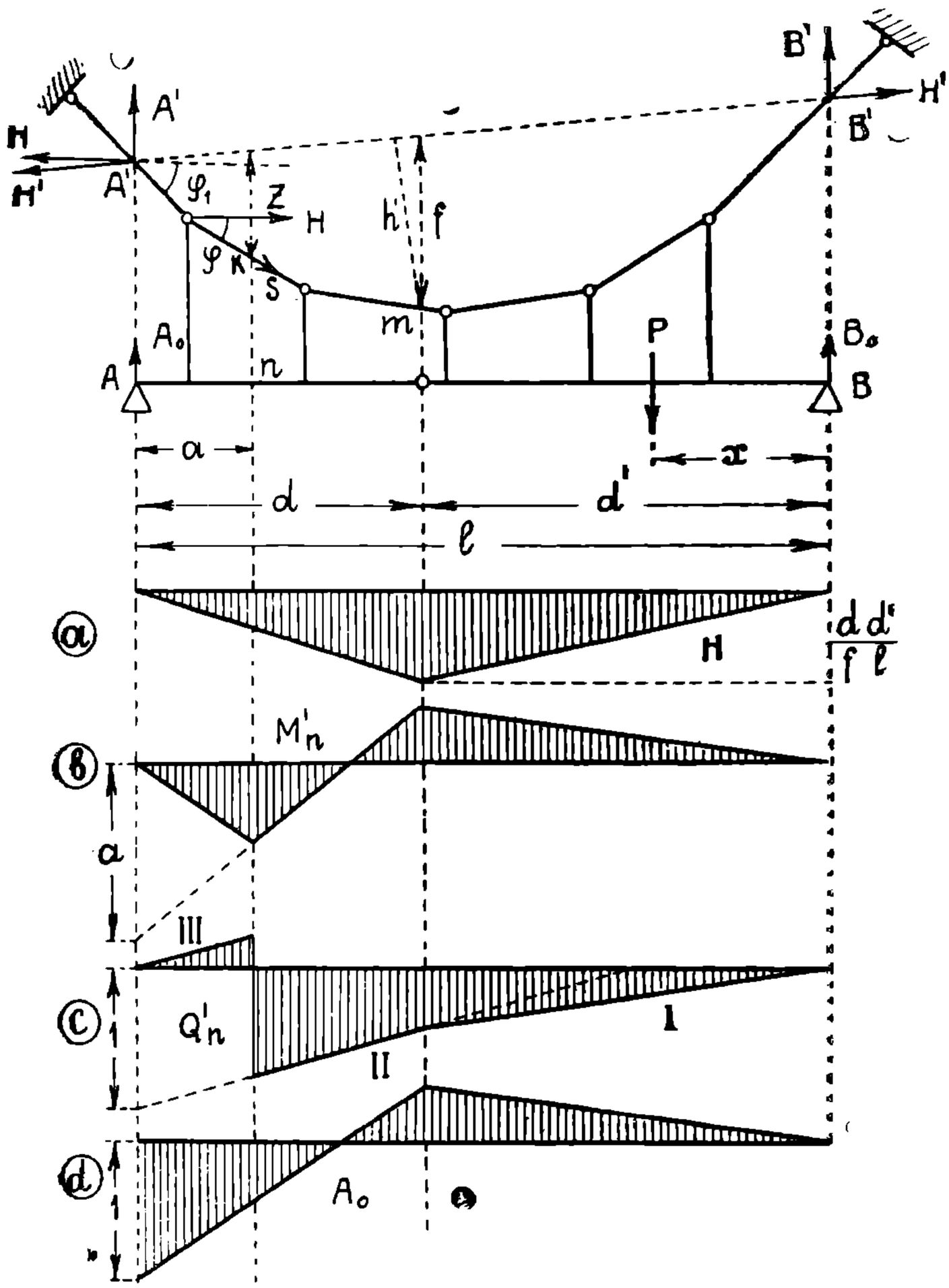
[1] См., например, Johnson, Bryan and Turneaure: «The Theory and Practice of modern framed Structures», New-Jork, 1909 г., Vol. II (стр. 100). Это — старая, примитивная идея расчета, предложенная Ревкином.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Приложив к балке жесткости какую-нибудь силу P и вызываемые ею реакции в точках A, B, A' и B' (в A и B реакции вертикальны) и беря момент всех сил относительно точки B', получим

$$(A_0 + A')l = M_B,$$

где M_B — момент внешней силы P относительно опоры B простой балки (без цепи). $A_0 + A'$ равно, следовательно, реакции A опоры простой балки.



Фиг. 334.

Если теперь проведем сечение через шарнир балки жесткости, то в разрезе получим усилие в стержне S_m, в балке момент изгиба равен нулю, осевая сила (продольная) равна нулю, так как одна опора подвижна, а нагрузка и реакции подвесок вертикальны; поперечная сила имеет некоторое значение Q_m. Беря момент относительно точки m, получим

$$H' \cdot h' = Hf = M_m,$$

где M_m — момент внешних сил в сечении m простой балки (без цепи); в данном случае

$$M_m = (A_0 + A')d = \frac{M_B \cdot d}{l} = \frac{Pxd}{l},$$

следовательно,

$$H = \frac{M_m}{f} = \frac{Pxd}{fl}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Если груз $P=1$, то для ординаты линии влияния имеем:

$$\eta_H = \frac{xd}{fl}$$

Под шарниром $x=d'$ ордината имеет величину

$$\eta_H = \frac{dd'}{fl}. \tag{56}$$

Для симметричной цепи, когда $d=d'=\frac{l}{2}$,

$$\eta_H = \frac{l}{4f}. \tag{57}$$

Если груз P находится левее шарнира балки жесткости, то

$$M_m = \frac{Pxd}{l} - P(x-d');$$

$$H = \frac{Pxd}{fl} - \frac{P}{f}(x-d');$$

$$\eta_H = \frac{1}{f}\left(\frac{xd}{l} - x + d'\right).$$

При $x=l$, $\eta_H=0$; при $x=d'$, $\eta_H=\frac{dd'}{fl}$; это же значение получено выше, как предельное значение первого участка линии влияния.

Линия влияния приведена на фиг. 334 *а*. Площадь ее

$$\omega = \frac{dd'}{2f},$$

следовательно, от равномерно распределенной нагрузки p распор

$$H_p = p\frac{dd'}{2f};$$

при симметричной цепи

$$H_p = \frac{pl^2}{8f}$$

25. Момент M'_n — в балке жесткости в каком-нибудь сечении ее n (фиг. 334), отстоящем на a от левой опоры при положении груза P в расстоянии x от правой опоры, определится следующим образом. Проводим сечение n и через цепь. К левой отсеченной части будут приложены взамен правой части усилие S в звене, момент M'_n в сечении балки, поперечная сила Q_n там же, продольная сила равна нулю; затем к ней будут приложены вертикальные реакции A_0 и A' и H'.

Беря момент относительно точки k, получим.

$$M_n = H\cdot z + M'_n, \tag{58}$$

где M_n — момент внешних сил в сечении n, взятый как для простой балки на двух опорах (без цепи и без шарнира).

Отсюда

$$M'_n = M_n - H\cdot z. \tag{59}$$

Но при $P=1$

$$M_n = \frac{x}{l}a, \text{ пока } x<l-a,$$

$$M_n = \frac{xa}{l} - a + l - x, \text{ пока } x>l-a.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Затем

$$\left.\begin{aligned} H &= \frac{xd}{fl}\ \text{пока}\ x < d' \\ H &= \frac{1}{}\left(\frac{xd}{l} - x + d'\right),\ \text{пока}\ x > d' \end{aligned}\right\} \tag{60}$$

Для участка от опоры B до шарнира балки жесткости $x < d'$ и $x < l - a$. Ордината линии влияния для M'_n на этом участке

$$\eta_M = \frac{xa}{l} - \frac{xd}{fl} z = x\left(\frac{a}{l} - \frac{dz}{fl}\right) \tag{61}$$

При $d = d' = \frac{l}{2}$

$$\eta_M = x\left(\frac{a}{l} - \frac{z}{2f}\right). \tag{62}$$

С изменением x ордината изменяется по прямой. При $x = d'$

$$\eta_M = \frac{d'a}{l} - z\frac{dd'}{fl}. \tag{63}$$

Для случая $d = d' = \frac{l}{2}$

$$\eta_M = \frac{a}{2} - z\frac{l}{4f}. \tag{64}$$

Для второго участка, когда $x > d'$, но $< l - a$,

$$\eta_M = \frac{xa}{l} - \frac{z}{f}\left(\frac{xd}{l} - x + d'\right) = x\left(\frac{a}{l} - \frac{zd}{fl} + \frac{z}{f}\right) - \frac{zd'}{f}.$$

Ордината и здесь изменяется по прямой. Она имеет значение нуль, когда

$$x = -\frac{zd'}{\left(\frac{a}{l} - \frac{zd}{fl} + \frac{z}{f}\right)} = \frac{zd'l}{fa + d'z}, \tag{65}$$

т. е. на пересечении прямых $A'k$ и $B'm$.

На этом участке при $x = l$

$$\eta_M = l\left(\frac{a}{l} - \frac{zd}{fl} + \frac{z}{f}\right) - \frac{zd'}{f} = a. \tag{66}$$

Формулы 63, 65, 66 дают три величины, из которых любых двух достаточно, чтобы построить линию влияния M'_n (фиг. 334, b).

26. Поперечные силы и реакции опор. — Поперечная сила Q'_n в каком-нибудь сечении балки есть сумма сил, действующих на левую, положим, отсеченную часть ее. Направление этой суммы вверх будем считать положительным.

Очевидно,

$$Q'_n = Q_n - H \cdot \operatorname{tg}\varphi, \tag{67}$$

где Q_n — поперечная сила при той же нагрузке для простой балки (без цепи и без шарнира) на двух опорах; H имеет выражение в формулах (60).

Что касается Q_n, то

при $x < l - a$, $\quad Q_n = \frac{x}{l}$;

при $x > l - a$, $\quad Q_n = \frac{x}{l} - 1$.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для первого участка, принимая во внимание (60), когда $x < d'$ и $x < l - a$, имеем

$$Q'_n = \frac{x}{l} = \frac{xd}{fl} \operatorname{tg} \varphi = \frac{x}{l}\left(1 - \frac{d}{f} \operatorname{tg} \varphi\right)$$

Это — прямая линия. При $x = 0$, $Q'_n = 0$; при $x = d'$,

$$Q'_n = \frac{d'}{l}\left(1 - \frac{d}{l} \operatorname{tg} \varphi\right) \tag{68}$$

При $d = d' = \frac{l}{2}$

$$Q'_n = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{d \operatorname{tg} \varphi}{f}\right) \tag{69}$$

Для второго участка, когда $x > d'$, но $< l - a$, получим:

$$Q'_n = \frac{x}{l} - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{f}\left(\frac{xd}{l} - x + d'\right) = x\left(\frac{1}{l} - \frac{d \operatorname{tg} \varphi}{fl} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{f}\right) + \frac{d' \operatorname{tg} \varphi}{f}$$

Тоже — прямая, имеет *нулевое* значение при

$$x = \frac{d' \operatorname{tg} \varphi}{f\left(\frac{1}{l} - \frac{d \operatorname{tg} \varphi}{fl} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{f}\right)} = \frac{d'}{\frac{f}{l \operatorname{tg} \varphi} - \frac{d}{l} + 1} \tag{70}$$

При $d = d' = \frac{l}{2}$

$$x = \frac{l}{\frac{2f}{l \operatorname{tg} \varphi} + 1} = \frac{l^2 \operatorname{tg} \varphi}{2f + l \operatorname{tg} \varphi} \tag{71}$$

При $x = l$

$$Q'_n = 1. \tag{72}$$

Для третьего участка, когда $x > d'$ и $x > l - a$, имеем:

$$Q_n' = \frac{x}{l} - 1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{l}\left(\frac{xd}{l} - x + d'\right) = -1 + x\left(\frac{1}{l} - \frac{d \operatorname{tg} \varphi}{fl} + \frac{\operatorname{tg} \varphi}{f}\right) - \frac{d' \operatorname{tg} \varphi}{f}.$$

Эта прямая параллельна прямой предыдущего участка.

По формулам 68, 70, 72 получаем всю линию влияния для Q'_n (фиг. 334 *c*).

Реакция опоры A_0 балки жесткости. Выше установлено, что $A_0 + A' = A$, реакции простой балки.

Отсюда

$$A_0 = A - A' = A - H \cdot \operatorname{tg} \varphi_1, \tag{73}$$

где $H \cdot \operatorname{tg} \varphi_1$ — вертикальная составляющая усилия в первом звене цепи по фиг. 334. Значение H дано формулами (60), что касается A, то оно выражается так;

$$A = \frac{x}{l}.$$

Следовательно, для участка от опоры B до шарнира балки жесткости, т. е. пока $x < d'$, имеем

$$\eta_A = \frac{x}{l} - \frac{xd}{fl} \operatorname{tg} \varphi_1.$$

Это — прямая, которая при $x = 0$ дает ординату нуль, а при $x = d'$

$$\eta_A = \frac{d'}{l} - \frac{dd'}{fl} \operatorname{tg} \varphi_1. \tag{74}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

При $d = d' = \frac{l}{2}$

$$\eta_A = \frac{2}{1} - \frac{l}{4f} \operatorname{tg} \varphi_1. \tag{75}$$

Второй участок линии влияния будет для $x > d'$

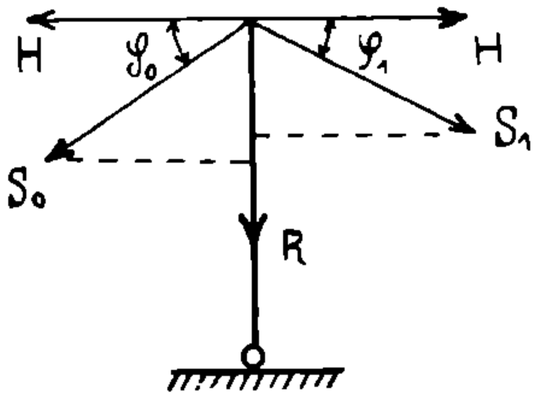
$$\eta_A = \frac{x}{l} - \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{f} \left(\frac{xd}{l} - x + d' \right) = x \left(\frac{1}{l} - \frac{d \operatorname{tg} \varphi_1}{fl} + \frac{\operatorname{tg} \varphi_1}{f} \right) - \frac{d' \operatorname{tg} \varphi_1}{f}.$$

Здесь имеется нулевая точка. А, кроме того, при $x = l$

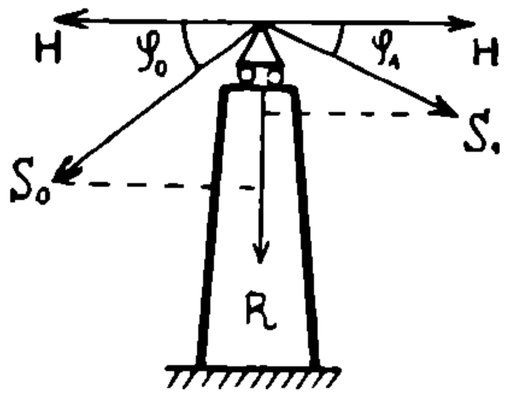
$$\eta_A = 1. \tag{76}$$

Применения формул (74) и (76) достаточно, чтобы построить линию влияния реакции опоры балки жесткости (фиг. 334 *d*). Реакция балки меняет знак, ввиду чего опору приходится заделывать анкером, чтобы она не подымалась, или загружать балластом.

Что касается удерживающей цепи и давления на пилон, то, будет ли пилон качающейся стойкой (фиг. 335) или каменной опорой с подушкой на катках для цепи (фиг. 336), имеем:



Фиг. 335.



Фиг. 336.

$$S_0 = \frac{H}{\cos \varphi_0}, \tag{77}$$

$$R = H (\operatorname{tg} \varphi_0 + \operatorname{tg} \varphi_1). \tag{78}$$

27. Пример. — Пролет цепи 160 *м*, расчетный пролет балки жесткости (фиг. 337) 150 *м*. Стрелка полная 20 *м*, стрелка в пределах балки 17,3 *м*.

Линия влияния H (фиг. 337) определяется ординатой под шарниром балки по формуле (57):

$$\eta_H = \frac{150}{4 \cdot 17{,}3} = 2{,}168.$$

Линия влияния момента M'_n для сечения балки n в расстоянии $a = 45$ *м* от левой опоры. Ордината под шарниром по формуле (64)

$$\eta_M = \frac{a}{2} - z \frac{l}{4f} = \frac{45}{2} - 14{,}53 \cdot 2{,}168 = -9{,}0.$$

Нулевое значение ордината имеет (65) при

$$x = \frac{zd'l}{fa + d'z} = \frac{14{,}53 \cdot 75 \cdot 150}{17{,}3 \cdot 45 + 75 \cdot 14{,}53} = 87{,}50 \text{ м}.$$

Этих данных более чем достаточно для построения линии влияния (фиг. 337), так как второй участок линии засекает на опорной вертикали ординату 45 *м* (формула 66). Здесь имеется поверка.

Линия влияния поперечной силы Q'_n в сечении балки n. Ордината под шарниром по формуле (69), при $\operatorname{tg} \varphi = 0{,}185$, будет:

$$\eta_Q = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{d}{f} \operatorname{tg} \varphi \right) = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{75 \cdot 0{,}185}{17{,}3} \right) = 0{,}10.$$

Нулевая точка следующего участка будет по формуле (71) при

$$x = \frac{150^2 \cdot 0{,}185}{2 \cdot 17{,}3 + 150 \cdot 0{,}185} = 66{,}75 \text{ м}.$$

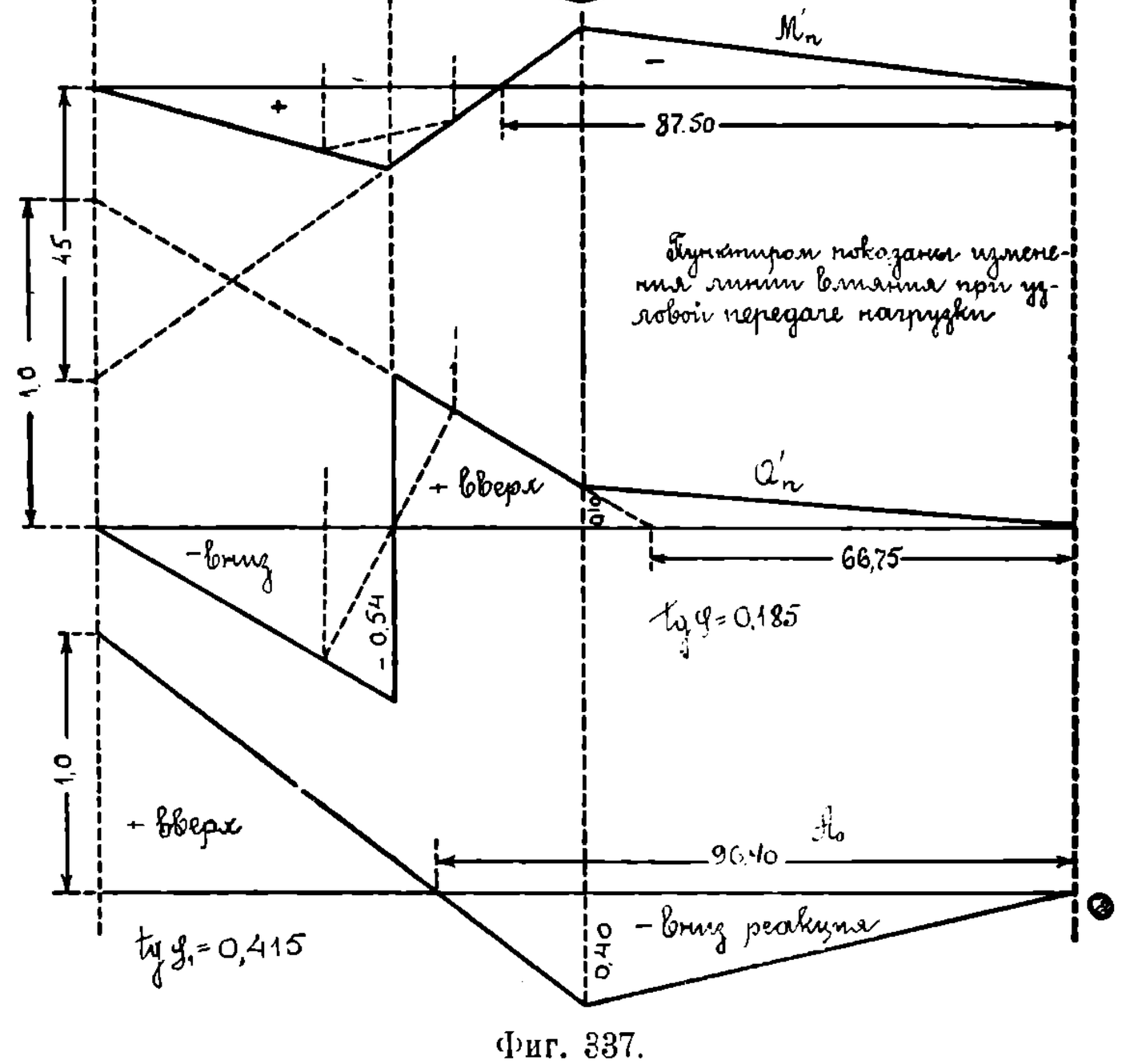
НБ УДУНТ (ДИТ)

Этих данных уже достаточно. Но для поверки определим ординату для третьего участка по приведенной для него формуле при $x = l - a$, т. е. в самом сечении:

$$\eta_Q = -1 + (l-a)\left(\frac{1}{l} - \frac{d\operatorname{tg}\varphi}{fl} + \frac{\operatorname{tg}\varphi}{f}\right) - \frac{d'\operatorname{tg}\varphi}{f} =$$

$$= -1 + 105\left(\frac{1}{150} - \frac{75 \cdot 0{,}185}{17.3 \cdot 150} + \frac{0{,}185}{17{,}3}\right) - \frac{75 \cdot 0{,}185}{17{,}3} = -0{,}54,$$

что по масштабу оправдывается.



Фиг. 337.

Линия влияния опорной реакции A_0. Для ординаты под шарниром имеем по формуле (75) при $\operatorname{tg}\varphi_1 = 0{,}415$:

$$\eta_A = \frac{1}{2} - \frac{l}{4f}\operatorname{tg}\varphi_1 = 0{,}5 - 2{,}168 \cdot 0{,}415 = -0{,}40.$$

Этого достаточно. Но для проверки вычислим положение нулевой ординаты:

$$x = \frac{150^2 \cdot 0{,}415}{2 \cdot 17{,}3 + 150 \cdot 0{,}415} = 96{,}40\ м,$$

что по масштабу оправдывается.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Следует иметь в виду, что очертание цепи дается *по параболе*, а при таких условиях от нагрузки, равномерно распределенной по всему пролету, будь то постоянная или временная, балка жесткости не работает. В этом можно убедиться, определив M и Q в любом месте балки по предыдущим формулам. Следовательно, положительные и отрицательные площади линий влияния в сумме должны давать нуль, за исключением опорной реакции A_0, для которой должно получиться значение, равное половине нагрузки крайней панели.

Для *отрицательного момента* площадь линии влияния будет

$$\omega = \frac{1}{2}\left(\frac{a}{2} - \frac{z \cdot l}{4f}\right)\frac{zd'l}{af + d'z}.$$

Найдем ее наибольшее значение при $d = d' = \frac{f}{2}$ по переменной a, как абсциссе параболы:

$$z = \frac{4f}{l^2}a(l-a).$$

При этих условиях

$$\omega = \frac{1}{2}\frac{a(l-a)(2a-l)}{3l-2a}.$$

Наибольшее значение будет при $a = 0{,}234\ l$, т. е. почти в $^1/_4$ пролета, и будет равно

$$\max \omega = -0{,}019\ l^2.$$

От равномерно распределенной нагрузки p наибольший момент среди моментов для всех сечений балки будет

$$\max M'_n = -0{,}019\ pl^2 = -\frac{1}{53}pl^2. \qquad (79)$$

Если балка жесткости *решетчатая*, то можно тем же порядком определить моменты и поперечные силы и по ним усилия в частях фермы. При этом в линии влияния войдут известные изменения, сопряженные с узловой передачей нагрузки. На фиг. 337 эти изменения показаны пунктиром. Можно непосредственно построить линии влияния для *усилий* в поясах и раскосах. Для этого ординаты момента надо разделить на плечо h усилия в элементе пояса; при параллельных поясах это будет высота балки. А для усилия в раскосе ординату поперечной силы надо разделить на косинус угла наклона раскоса к вертикали. Линии влияния распора и опорного давления остаются без изменения.

28. Система в три пролета. — Цепь (или кабель) очерчена во всех пролетах по параболе (фиг. 338). Все балки имеют одну опору подвижную, другую — неподвижную.

Уравнение параболы для среднего и крайнего пролетов цепи будет по предыдущему (39):

$$z = z_0\frac{x(l-x)}{dd'}, \quad z' = z'_0\frac{x(l_1-x)}{d'_1 d_1}$$

Опоры на пилонах подвижные. а потому для равновесия опорного шарнира при постоянной нагрузке q распоры должны быть равны $H = H_1$, т. е. (по 40),

$$H = q\frac{dd'}{2z_0} = q\frac{d_1 d_1'}{2z'_0},$$

или

$$z'_0 = z_0\frac{d_1 d_1'}{d'd}$$

Следовательно, для бокового пролета получим уравнение (см. вообще n^0 23):

$$z' = z_0\frac{x(l_1-x)}{dd'}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Усилия в частях среднего пролета определяются по предыдущим формулам и соображениям, так как подвижная нагрузка на боковых пролетах не влияет на усилия в частях среднего пролета, *не передается на цепь, а принимается лишь боковыми балками*. Это объясняется тем, что, как было указано по поводу фиг. 301, система среднего пролета изменяема снизу вверх. При всяком натяжении цепи в боковых пролетах происходит подъем цепи в среднем пролете, и нагрузка вся ложится на боковую балку.

Нагрузка же, поставленная на среднем пролете, влияет на каждую из боковых балок.

Момент изгиба в каком-нибудь сечении боковой балки, находящемся в расстоянии x от левой опоры, при нагрузке среднего пролета, по формуле (59)

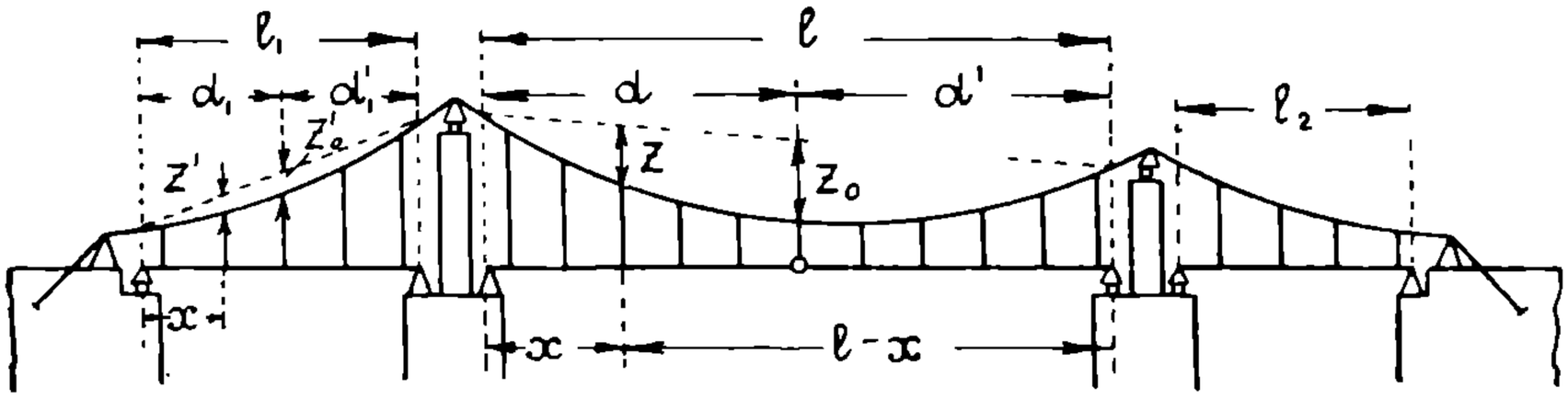
$$M_x' = -H \cdot z'.$$

Поперечная сила в этом же случае нагрузки, по формуле (67)

$$Q_x' = -H \operatorname{tg} \varphi.$$

Наибольшее значение момента изгиба в сечении x боковой балки будет при загружении всего бокового пролета подвижной нагрузкой. При равномерной сплошной нагрузке p момент будет (цепь не работает):

$$M_x' = p \frac{x(l_1 - x)}{2}$$



Фиг. 338.

Отрицательный момент, когда боковая балка выгибается вверх, будет иметь место при полном загружении всего *среднего* пролета. В этом случае

$$M_x' = -Hz' = -\frac{pdd'}{2z_0} z' = -\frac{pdd'}{2z_0} \cdot \frac{x(l_1 - x)z_0}{dd'} = -p \frac{x(l_1 - x)}{2},$$

т. е. и в данном случае наибольшее и наименьшее значения моментов в сечении боковой балки равны по величине и противоположны по знаку.

Поперечная сила в каком-нибудь сечении x балки бокового пролета находится в данном случае, как для простой балки. По площади линии влияния для простой балки при одностороннем загружении имеем

$$Q_x' = \frac{p(l_1 - x)^2}{2l_1}.$$

Такую же величину противоположного знака даст загружение всего среднего пролета и другого участка крайнего пролета. В самом деле, в этом случае

$$Q_x' = -H \operatorname{tg} \varphi - \frac{px^2}{2l_1}.$$

Вставляя значение $H = p \frac{dd'}{2f}$ и значение $\operatorname{tg} \varphi$, как производной $\frac{dz'}{dx}$ уравнения параболы $z' = z_0 \frac{x(l_1 - x)}{dd'}$, получим

$$Q_x' = -\frac{p(l_1 - x)^2}{2l_1}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

При постоянной нагрузке балки всех трех пролетов не работают.

Если расчет ведется на сплошную равномерную подвижную нагрузку p, то, по предыдущему (уравнение 79), в балке жесткости среднего пролета наибольший момент $M = -0{,}019\ pl^2$. В боковой балке наибольший момент для середины пролета l_1 будет $M = \frac{pl_1^2}{8}$.

Если желаем, чтобы оба наибольшие моменты были *одинаковы*, то должны дать $l_1^2 = 8 \cdot 0{,}019 l^2$, или

$$l_1 = 0{,}39l.$$

Балку жесткости по эстетическим соображениям следует делать одинаковой, приблизительно, высоты на всем протяжении моста. Этому условию и отвечает уравнивание моментов при $l_1 = 0{,}39l$.

Другая система висячего моста в три пролета представлена на фиг. 339. В каждом пролете балка жесткости, идущая непрерывно по всем трем пролетам, имеет шарнир. Такая система статически определима (фиг. 306).

На предыдущих случаях уже выяснился *общий метод* определения усилий в частях системы или моментов M' и поперечных сил Q'. Он состоит в том, что в уравнениях равновесия балки жесткости или отсекаемых частей ее вводится наравне с внешней нагрузкой и распор цепи. Действие распора цепи равнозначно действию усилий в подвесках, с которыми собственно и надо было бы считаться. Момент распора $H \cdot z$ равен моменту натяжений подвесок; $H \cdot \operatorname{tg}\varphi$ равняется сумме натяжений подвесок и реакции опоры цепи.

Итак, общий прием будет такой. Находим для балки жесткости момент, поперечную силу или реакцию опоры, как для простой балки, консольной или неразрезной, смотря по тому, какой тип балки лежит в основе балки жесткости, и прибавляем с плюсом или с минусом действие цепи в виде момента $H \cdot z$, поперечной силы $H \operatorname{tg}\varphi$ или реакции цепи $H \operatorname{tg}\varphi_1$.

В случае фиг. 334 в основе лежит простая балка жесткости. Шарнир в ней дан, чтобы сделать систему статически определимой. Благодаря шарниру, мы можем распор определить непосредственно из уравнения моментов для сечения через шарнир. Если мы этот подсобный шарнир мысленно устраним, то и получим тот тип балки, который лежит в основе балки жесткости.

Применение этого же приема к случаю фиг. 339 показывает, что в основе балки жесткости лежит *консольная балка*.

При отсутствии такого подсобного шарнира тип балки жесткости нисколько не затемняется, — тип таков, каков он на схеме. Но распор уже труднее определить. Его находят из рассмотрения упругих деформаций системы. А раз он найден, остальное сказанное выше об общем приеме расчета висячих систем остается в силе.

Итак, для системы фиг. 339 линию влияния распора найдем по уравнению

$$H = \frac{M_0}{z_0'},$$

где M_0 — момент изгиба от груза P для консольной балки, которая получается при устранении среднего шарнира, а z'_0 — стрелка цепи или ордината ее, отнесенная к пунктирной замыкающей ломаной линии $A'B'C'D'$, проведенной через концы цепей и сечения цепи над боковыми шарнирами балки. Выше этой линии ординаты надо считать отрицательными. Ордината линии влияния под шарниром (фиг. 339,*а*)

$$\eta_H = \frac{dd'}{lz_0'}.$$

Момент в каком-нибудь сечении балки жесткости

$$M_n' = M_n - H \cdot z.$$

Строим линию влияния для момента M_n консольной балки (фиг. 339, *б*) и вычитаем из ее ординат ординаты линии влияния H, умножив их на одну и ту же величину z,

НБ УДУНТ (ДИТ)

отвечающую данному сечению. Получим в остатке требуемую линию (фиг. 339, *в*). Для построения достаточно найти одну ординату, например, под шарниром:

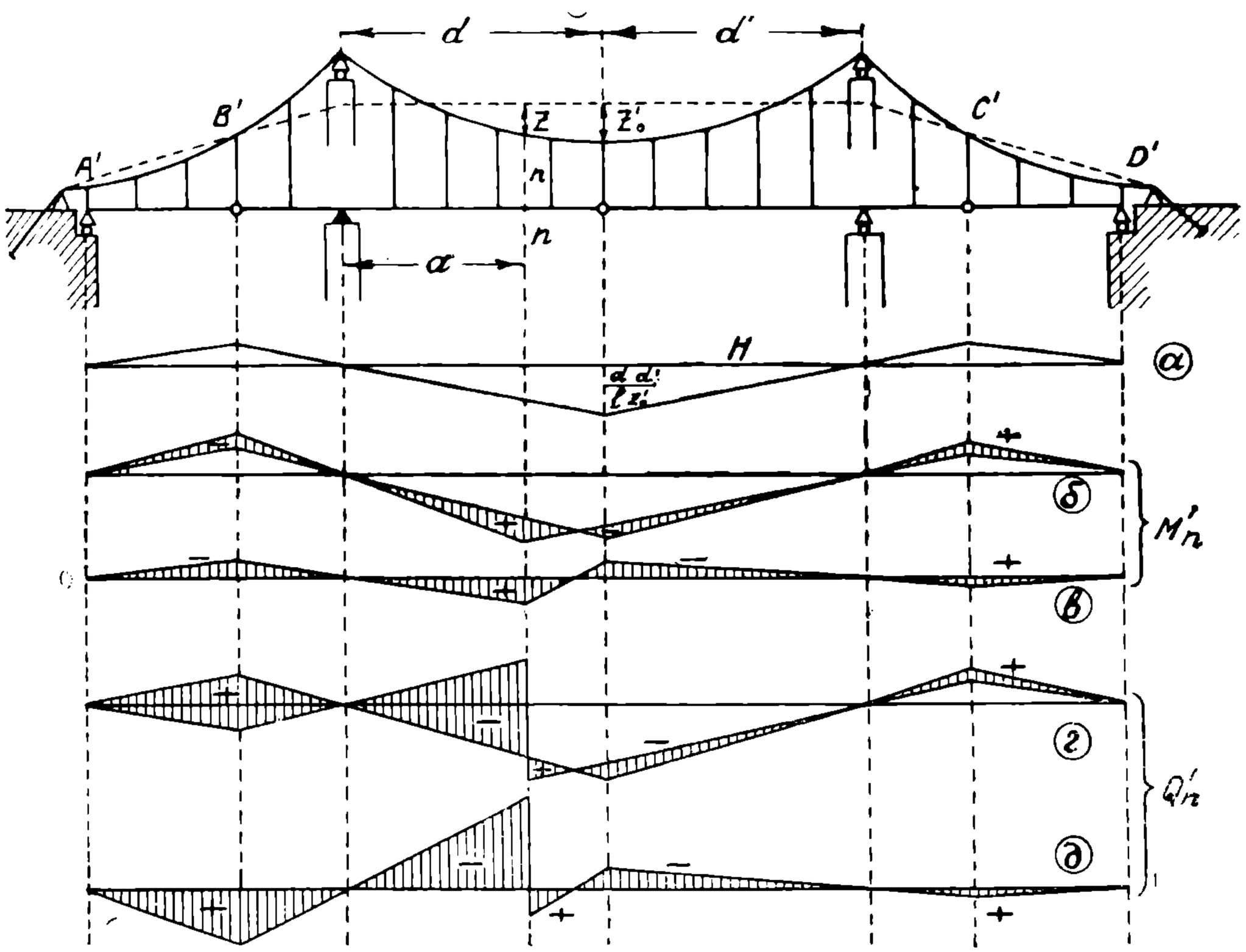
$$\eta = \frac{d'}{l}\left(a - \frac{zd}{z'_0}\right)$$

Для поперечной силы в сечении n имеем

$$Q_n' = Q_n - H \operatorname{tg} \varphi.$$

Подобными же действиями получаем сперва фиг. 339, *г*, потом фиг. 339, *д*. Достаточно знать одну ординату линии влияния. Например, под шарниром:

$$\eta = \frac{d'}{l}\left(1 - \frac{d}{z_0'} \operatorname{tg} \varphi\right)$$



Фиг. 339.

Таким же порядком получаем линии влияния давления на опоры.

Для сечений балки жесткости в боковых пролетах способ остается в силе.

Остается также в силе и то положение, что при загружении всех пролетов сплошной равномерной нагрузкой балка жесткости не работает.

§ 9. СИСТЕМА С БАЛКОЙ ЖЕСТКОСТИ НА ДВУХ ОПОРАХ БЕЗ ШАРНИРА. ПРИБЛИЖЕННЫЙ РАСЧЕТ.

Система с одной статически неопределимой величиной (фиг. 340). Определению подлежат натяжения в элементах цепи и в подвесках (для чего достаточно определить распор цепи H) и поперечные силы и моменты в балке. Поперечные силы и моменты в балке, как видно из предыдущего, зависят от распора H и просто выражаются через H, а потому целесообразно за статически неопределимую величину взять распор H.

Недостающее уравнение для решения задачи необходимо извлечь из рассмотрения деформации системы. Это, как известно, можно сделать разнообразными приемами. Можно, например, сопоставить деформацию цепи и деформацию балки жесткости:

РБ УГЛУНТ (ДИТ)

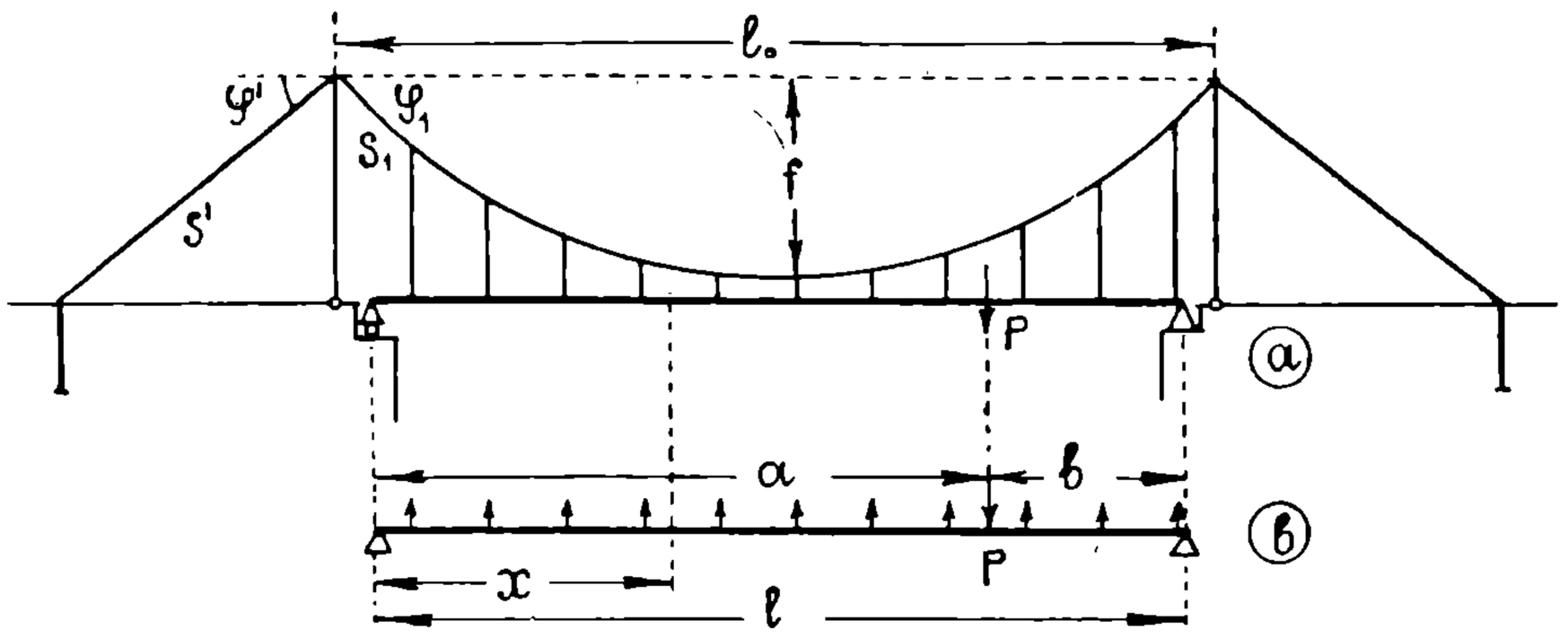
прогиб балки жесткости в ее какой-нибудь точке сопоставить с провисанием цепи в той же точке. Прогиб равен провисанию. Это и есть добавочное условие для нахождения статически неопределимой величины. Провисание зависит от натяжения цепи, а натяжение выражается через распор H. Прогиб балки зависит от нагрузки P и от реакций подвесок. Нагрузка P дана, а реакции подвесок выражаются через распор H. Таким образом, обе части равенства выражаются через H, откуда и найдем H.

Этот простой и наглядный прием дает точные результаты, если деформации цепи, подвесок и балки выразить точно, и приблизительные, если их взять приближенно.

Приближенными приемами необходимо располагать, так как точные приемы требуют предварительного определения размеров балки и цепи, требуют знания поперечных сечений их элементов, каковыми и удобно задаться по приближенным, простым приемам расчета.

Для первоначальных соображений и подсчетов достаточно определить наибольший распор в цепи H, наибольший и наименьший моменты в балке по середине пролета и в $^1/_4$ пролета, наибольшие и наименьшие поперечные силы у опоры и в середине пролета и наибольшее и наименьшее давление на опору балки и цепи. Для разных величин можно взять разные приближенные подходы, чтобы точнее подойти к искомой величине.

29. Наибольший распор H, по которому определяется сечение цепи, с достаточной точностью можно определить, *исходя из предположения, что балка жесткости*



Фиг. 340.

не работает. Это потому допустимо, что max H получится при максимальном загружении всего пролета, а при загружении всего пролета балка жесткости прогибается без точек перегиба, выпуклостью вниз; так как ее высота по отношению к пролету невелика, то она гнется по такой кривой легко, от небольшой доли нагрузки ($2 — 5\%$), почему передачей этой нагрузки на балку можно пренебречь.

Если рассматривается равномерно распределенная нагрузка p, то распор

$$H = \frac{pl^2}{8f}.$$

При загружении подвижной нагрузкой, дающей на каждую из двух систем $p = 3{,}6$ *т/м*, моста в Бреславле, имеющего пролет $l = 114$ *м* и стрелку $f = 11{,}4$ *м*, по точному расчету $H = 501$ *т*. Применяя же приближенную формулу, получим

$$H = \frac{3{,}6 \cdot 114^2}{8 \cdot 11{,}4} = 513 \text{ т}.$$

Неточность составляет 2%, что для предварительных соображений о размерах цепи, величине давления на пилон, на устой и пр. — допустимо.

Переходя к рассмотрению положения дела в балке жесткости, мы не можем делать предположение, что она не работает.

Возьмем случай (фиг. 340, *а*), когда к системе через балку жесткости приложен сосредоточенный груз P. Цепь примет участие в поддержании груза с натяжением,

НБ УДУНТ (ДПТ)

соответствующим некоторому распору H. Но всякому распору цепи отвечает определенная *равномерно распределенная* нагрузка цепи p на пог. метр горизонтальной проекции цепи (см. стр. 345). В данном случае эта нагрузка действует на цепь через подвески; подвески одинаково натянуты и действуют на цепь вниз, *а на балку вверх.* Таким образом цепь и подвески можно удалить из системы и приложить к балке вместо них реакции подвесок; при неограниченно большом их числе это будет равномерно распределенная нагрузка p, направленная снизу вверх (фиг. 340, *в*).

Если определим нагрузку p, то для балки будут известны все силы, к ней приложенные, а значит, получим любой момент изгиба или поперечную силу.

Нагрузку p определим из рассмотрения деформации балки как составной части заданной системы. Возьмем то же положение, что и выше, — что жесткость балки при прогибе во весь пролет без перегиба невелика, — но выразим это в виде положения, что прогибом ее середины можно пренебречь, т. е. положить этот прогиб *равным нулю.* Это можно считать равносильным предположению, что цепь не вытягивается и вершина ее не опускается.

Из этого именно условия найдем p следующим образом.

Прогиб балки в середине пролета от неизвестной нагрузки p будет

$$f' = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI}.$$

Прогиб того же сечения балки от груза P, находящегося в расстоянии b от правой опоры, равен

$$f'' = \frac{1}{48} \cdot \frac{Pb}{EI}(3l^2 - 4b^2).$$

Выражение это годно для значений b от 0 до $\frac{l}{2}$. С дальнейшим увеличением b надо брать прогиб по симметрии.

Так как силы направлены в разные стороны, то при их совместном действии прогиб равен разности этих двух прогибов и, вместе с тем, по предположению, равен нулю, т. е. имеем:

$$\frac{1}{48} \cdot \frac{Pb}{EI}(3l^2 - 4b^2) - \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI} = 0, \tag{80}$$

откуда:

$$p = \frac{8b(3l^2 - 4b^2)}{5l^4} P. \tag{81}$$

Как видим, величина нагрузки цепи p меняется в зависимости от положения груза P и пропорциональна величине этого груза. Можно дать линию влияния нагрузки p, располагая груз $P = 1$ в каждом сечении балки, разделенной, например, на 10 равных частей, т. е. полагая

$$b = nl,$$

где:

$$n = 0{,}1\,l;\ 0{,}2l;\ 0{,}3\,l;\ldots;\ 0{,}9\,l;\ 1{,}0\,l.$$

Подставляя в (81) $P = 1$ и $b = nl$, получим для ординаты линии влияния нагрузки p формулу:

$$\eta_p = \frac{8}{5l}(3n - 4n^3); \tag{82}$$

$$\eta_p = \frac{A}{l}, \tag{83}$$

где:

$$A = \frac{8}{5}(3n - 4n^3). \tag{84}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Эта формула дает следующие значения ординат (для $b > 0{,}5\ l$ ординаты взяты по симметрии с первой половиной сечений):

$b=$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0	$\times l$
$\eta_p=$	0	0,4736	0,9088	1,2672	1,5104	1,6000	1,5104	1,2672	1,1000	0,9088	0,4736	0	$:l$

Приведенные ординаты для пролета l надо разделить на l; если l возьмем в метрах, получим p на пог. метр. Линия приведена на фиг. 341.

Кроме того, нужно помнить, что ординаты идут по делениям от правой опоры к левой, т. е. деление 0,1 — у правой опоры. Впрочем здесь, ввиду симметрии, это безразлично.

Числа же, приведенные здесь, как они есть, выражают *значение* A, которое равно $p \cdot l$, т. е. полной нагрузке цепи при постановке груза $P=1$.

Интересно отметить, что постановка груза, равного единице, в середине пролета дает на цепь нагрузку 1,6, а не единицу. Соответственно — и на балку вверх. При этом у балки получается отрицательная реакция опор.

Площадь этой линии влияния равна единице; если загрузить балку равномерной нагрузкой q, то на цепь получится нагрузка q, как и должно быть.

Найдя нагрузку p, можем теперь определить любую интересующую нас величину.

Распор цепи будет:

$$H=\frac{pl^2}{8f}.$$

Линия влияния для распора дается следующей формулой для ее ординаты, которую получим из предыдущего выражения, подставив значение p по найденной выше формуле (81) и положив $P=1$:

$$\eta_H=\frac{8}{5l}(3n-4n^3)\frac{l^2}{8f};$$

$$\eta_H=\frac{3n-4n^3}{5}\cdot\frac{l}{f}=B\frac{l}{f}, \qquad (85)$$

где:

$$B=\frac{3n-4n^3}{5}=\frac{A}{8}. \qquad (86)$$

$b=$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0	$\times l$
η_H	0	0,0592	0,1136	0,1584	0,1888	0,2000	0,1888	0,1584	0,1375	0,1136	0,0592	0	$\times\frac{l}{f}$

Для данного случая эти ординаты нужно помножить на l и разделить на f. Откладывать по делениям от правой опоры к левой. Числа, как они есть, дают значения B.

Площадь этой линии влияния (фиг. 327):

$$\omega=\frac{l^2}{8f}.$$

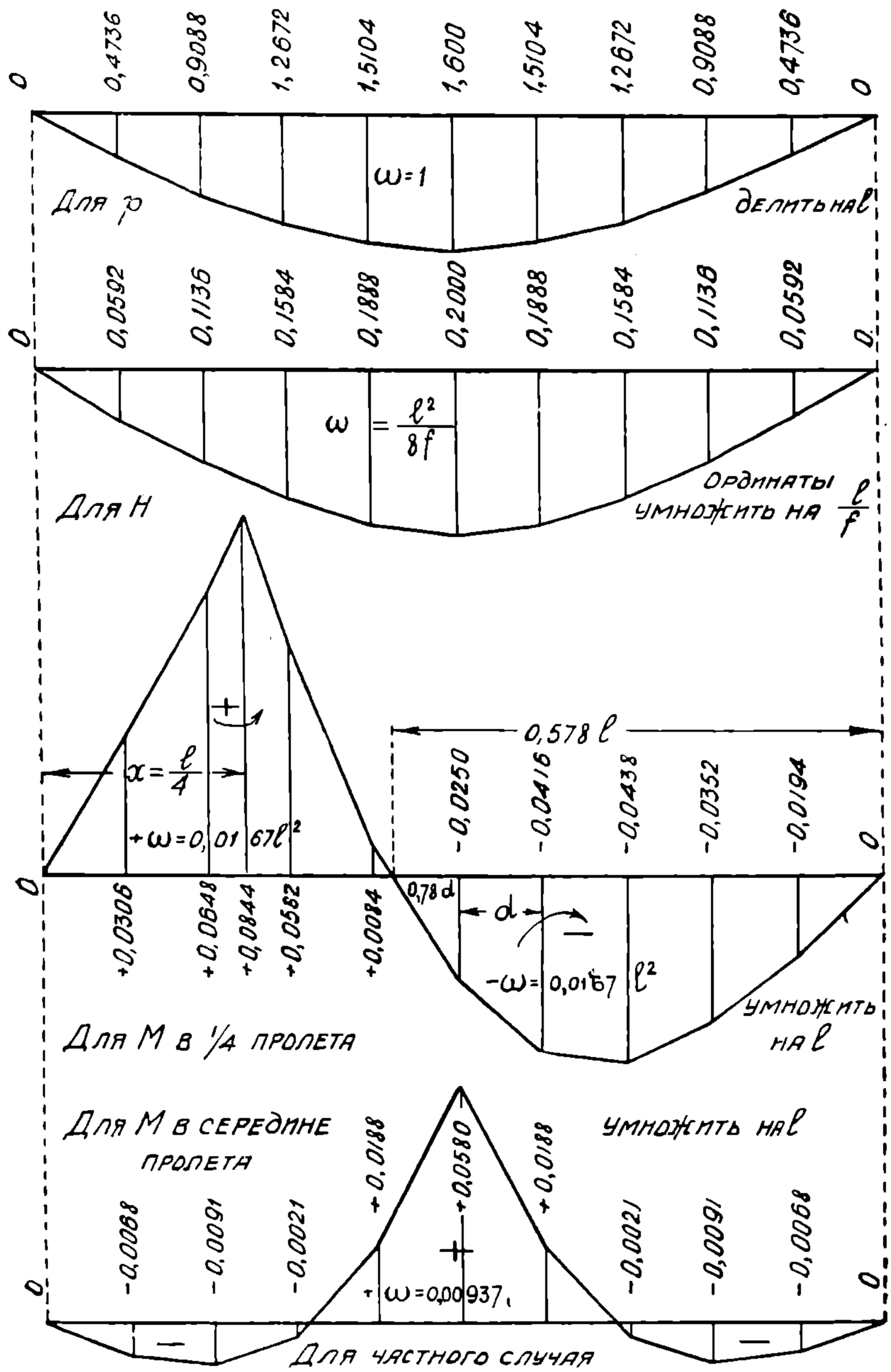
30. Момент изгиба для сечения, находящегося в расстоянии x от левой опоры (фиг. 340), имеет выражение:

$$\left.\begin{aligned} M_x &= \frac{Pb}{l}x-\frac{px(l-x)}{2}, \quad \text{для } b<l-x \\ M_x &= \frac{Pb}{l}x-P(b-l+x)-\frac{px(l-x)}{2}, \quad \text{для } b>l-x \end{aligned}\right\} \qquad (87)$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для $x = \frac{1}{4}$ ординаты линии влияния будут:

$$\eta_M = \frac{b}{4} - \frac{pl}{8}\left(l - \frac{l}{4}\right) \text{ и } \eta_M = \frac{b}{4} - \left(b - l + \frac{l}{4}\right) - \frac{pl}{8}\left(l - \frac{l}{4}\right)$$



Фиг. 341.

или, подставляя p:

$$\eta_M = \frac{1}{4}(n - 3B)\,l \qquad \text{для} \quad n < 0{,}75,$$

$$\eta_M = \frac{3}{4}(1 - n - B)\,l \qquad \text{для} \quad n > 0{,}75,$$

$b =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0	$\times l$
$\eta_M =$	0	$\overline{0{,}0194}$	$\overline{0{,}0352}$	$\overline{0{,}0438}$	$\overline{0{,}0416}$	$\overline{0{,}0250}$	$+0{,}0084$	$+0{,}0562$	$+0{,}0844$	$+0{,}0648$	$+0{,}0306$	0	$\times l$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для данного случая эти ординаты надо помножить на l и откладывать по делениям, идя от правой опоры к левой (фиг. 341).

Нулевая точка линии влияния найдется, если первое уравнение ординаты приравняем нулю и решим относительно n:

$$\frac{1}{4}(n-3B)\,l=0.$$

Подставляя значение B и решая, получим $n=0{,}578$, т. е. нулевая точка близка к середине пролета. Это уравнение в зависимости от формулы (81) годно для значений n от 0 до 0,5, но неточность весьма незначительна, если распространить формулу дальше.

Площади участков линии влияния будут:

$$\left.\begin{aligned}+\omega &= 0{,}0167\,l^2\\ -\omega &= 0{,}0167\,l^2\end{aligned}\right\}=\frac{1}{60}l^2. \qquad (88)$$

В сумме дают нуль, т. е. при равномерно распределенной нагрузке по всему пролету балка не работает, вся нагрузка принимается цепью.

Для установления точности, какую дает наша линия влияния для момента в $^1/_4$ пролета, приведем несколько примеров.

Пример 1. — В труде H. Müller-Breslau «Die graphische Statik der Baukonstruktionen» (Stuttgart 1907, часть II, отд. I, стр. 282 — 284) приведен пример окончательного (достаточно точного) расчета для пролета $l=72$ *м*, $f=9{,}0$ *м*, h (высота балки жесткости) $=2{,}0$ *м*. Усилие в поясе в $^1/_4$ пролета у автора равно 115 *т*, с учетом влияния температуры, причем усилие от температуры (стр. 283) равно:

$$U_t=\frac{3H_t\cdot f}{4h}=\frac{3\cdot 13{,}7\cdot 9}{4\cdot 2{,}0}=46{,}2\ т.$$

Таким образом, усилие от подвижной нагрузки 1,5 *т* на пог. метр пролета равно $115-46{,}2=68{,}8$ *т*.

По нашей линии влияния это усилие будет:

$$U=\frac{0{,}0167\cdot 72^2\cdot 1{,}5}{2{,}0}=65\ т.$$

Неточность составляет 6% в сторону преуменьшения. Ниже ($n°$ 36) мы вводим поправку, которая понижает неточность.

Bohny предлагает $\frac{1}{72}pl^2$. Это будет далеко не точно, в сторону преуменьшения.

Пример 2. — Из того же источника (часть II, отд. 2, стр. 405) для пролета $l=100$ *м*, $f=12{,}5$ *м*, $h=2{,}5$ *м* имеем момент в $^1/_4$ пролета от сосредоточенного груза $P=15$ *т* равным 122,3 *т* · *м* точно и 129,4 *т* · *м* приближенно.

Расхождение у Мюллера-Бреслау между точным и приближенным значениями составляет $5{,}5\%$.

По нашему приему в этом случае будем иметь:

$$M=0{,}0844\cdot 100\cdot 15=126{,}6\ т\cdot м.$$

Разница — $3{,}4\%$.

Пример 3. — На стр. 410 того же труда, для моста предыдущего примера, вычисляется момент в $^1/_4$ пролета при загружении половины пролета равномерной нагрузкой 3 *т/м*. Сечение находится в загруженной части. По точному расчету автор получил $M=471$ *т* · *м*, по приближенному 525 *т* · *м* (стр. 411). Разница — около 10%.

По нашей линии влияния (фиг. 341) при загружении левого полупролета площадь линии влияния будет

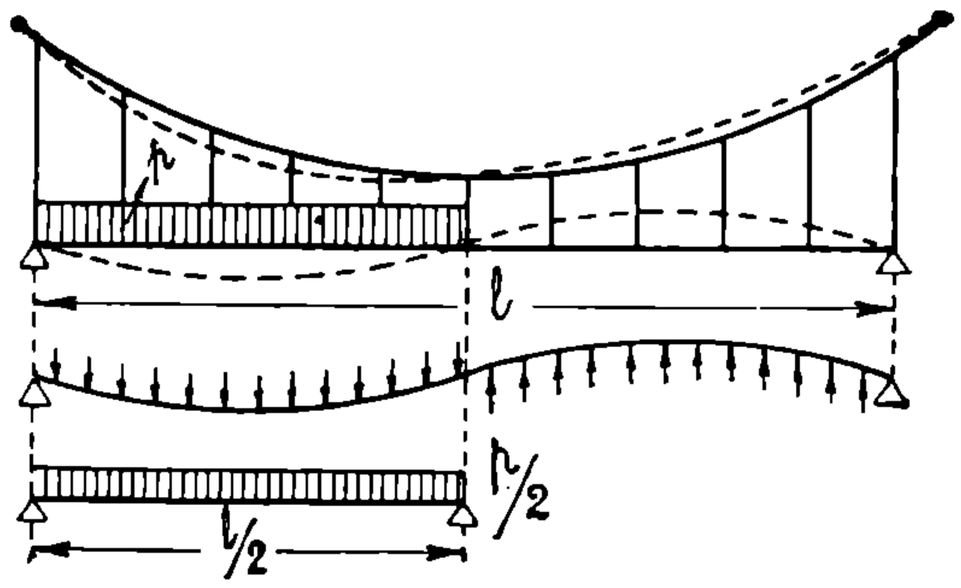
$$\omega=0{,}0167\cdot l^2-\frac{0{,}0250\cdot 0{,}078\,l^2}{2}=0{,}0157\,l^2;$$

$$M=0{,}0157\cdot 100^2\cdot 3{,}0=471\ т\cdot м.$$

Неточность равна нулю.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Случай загружения полупролета равномерной нагрузкой p (фиг. 342) можно рассмотреть упрощенно еще так же, как нами рассмотрен этот случай в шпренгельной системе (Курс мостов, ч. I, стр. 389—391, изд. 1927). Балка жесткости на одной половине прогибается вниз, на другой — вверх; половину нагрузки берет на себя левая половина балки, половину — правая часть, при чем цепь, наподобие рычага 1-го рода, меняет знак у этой нагрузки. Момент в $^1/_4$ пролета равен моменту в середине балки с пролетом $\frac{l}{2}$ при нагрузке $\frac{p}{2}$. Получим



Фиг. 342.

$$M = \frac{pl^2}{64} = 0{,}0156\ pl^2.$$

Получается значение весьма близкое к результату, найденному из линии влияния.

Приведенные примеры дают основание полагать, что предлагаемый приближенный прием достаточно точен для предварительных подсчетов момента изгиба в $^1/_4$ пролета балки жесткости.

Найдем теперь момент изгиба в балке жесткости для сечения *в середине пролета*. Предположение, что середина балки не прогибается, дает сравнительно грубую неточность. Балка прогибается посередине настолько, насколько вследствие удлинения цепи опускается низшая точка цепи (вершина параболы).

По формуле (26)[1] провес цепи сечением ω под нагрузкой p выражается так:

$$\Delta f_1 = \frac{3}{32} \cdot \frac{p \cdot n^2 \cdot d^2}{E\omega},$$

которая в теперешних обозначениях примет вид:

$$\Delta f_1 = \frac{3}{32} \cdot \frac{p}{E\omega} \cdot \frac{l^4}{4f^2}. \qquad (89)$$

На провес цепи влияет не только ее собственная вытяжка от напряжений, но и удлинение удерживающих участков цепи (фиг. 340). Пусть длина удерживающей цепи, от вершины пилона до зацепления в камере устоя, есть s', усилие в ней S', площадь сечения ω'; тогда удлинение удерживающей цепи

$$\Delta s' = \frac{S's'}{E\omega'}.$$

Но

$$S' = \frac{H}{\cos\varphi'} = \frac{pl^2}{8f\cos\varphi'}; \qquad \omega' = \frac{\omega}{\cos\varphi'},$$

где ω — сечение цепи в вершине параболы.

Таким образом

$$\Delta s' = \frac{s'pl^2}{8E\omega f}.$$

Вследствие такого удлинения удерживающей цепи, ее опорная точка на пилоне передвинется в сторону пролета на величину

$$\Delta d = \frac{\Delta s'}{\cos\varphi'}.$$

---

[1] Формула (26) менее точна, нежели формула (27); она дает несколько преувеличенный прогиб. Но применение ее в дальнейших соображениях дает лучшие результаты, нежели применение формулы (27).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Вследствие же перемещения опорных точек цепи с каждой стороны на Δd, цепь провиснет на величину (см. форм. 34):

$$\Delta f^2 = \Delta d \frac{10\left(\frac{f_0}{d}\right)^2 - 18\left(\frac{f_0}{d}\right)^4 - 15}{20\left(\frac{f_0}{d}\right) - 24\left(\frac{f_0}{d}\right)^3}.$$

Здесь d означает полупролет цепи, считая между опорными точками ее на пилонах; f_0 — стрелка цепи в этих же пределах.

Предыдущее выражение можно дать в виде

$$\Delta f_2 = k \cdot \Delta d, \tag{90}$$

где k изменяется по вышеприведенной формуле в зависимости только от отношения $f_0 : d$. Его значение можно вычислить наперед для разных отношений в пределах практики.

При

$$\frac{f_0}{d} = \quad \frac{1}{4} \qquad \frac{1}{4{,}5} \qquad \frac{1}{5} \qquad \frac{1}{5{,}5}$$

$$k = 3{,}12331;\ 3{,}49165;\ 3{,}84160;\ 4{,}20636.$$

Следовательно, прогиб цепи от удлинения удерживающих концов цепи под влиянием временной нагрузки P

$$\Delta f_2 = k \cdot \Delta d = k \cdot \frac{\Delta s'}{\cos\varphi'} = \frac{k s' l^2 p}{8 E \omega f \cos\varphi'}. \tag{91}$$

Если теперь напишем, что прогиб балки под действием нагрузки P и p' равен провесу цепи от собственного ее удлинения под действием нагрузки p' плюс провес цепи от удлинения удерживающих концов, то и получим нужное уравнение для определения p' по данному P:

$$\frac{1}{48}\frac{Pb}{EI}(3l^2 - 4b^2) - \frac{5}{384}\cdot\frac{p' l^4}{EI} = \frac{3}{32}\frac{p'}{E\omega}\frac{l^4}{4f^2} + \frac{k s' p' l^2}{8 E \omega f \cos\varphi'},$$

откуда

$$p' = \frac{8b(3l^2 - 4b^2)P}{5l^4\left[1 + \frac{I}{5\omega f}\left(\frac{9}{f} + \frac{48 k s'}{l^2 \cos\varphi'}\right)\right]}.$$

Сопоставляя это выражение с выражением (81), получим

$$p' = \beta p,$$

если положить

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{I}{5\omega f}\left(\frac{9}{f} + \frac{48 k s'}{l^2 \cos\varphi'}\right)}. \tag{92}$$

Таким образом, на цепь в этом случае будет действовать не вся нагрузка p, а часть ее βp, так как коэффициент β меньше 1. Остальная часть $(1 - \beta)p$ будет принята балкой.

Мы видим, что для определения момента для середины пролета балки даже приближенно, необходимо знать момент инерции балки I и площадь ω сечения цепи в вершине параболы или отношение этих величин; однако, если имеем дело с кабелем, сечение которого не меняется по длине, то надо брать его по усилию в крайнем элементе у пилона. Следовательно, сечение цепи ω найдем либо по наибольшему значению H (найденному, как сказано выше) и по допускаемому напряжению σ, либо по тому же значению σ и по усилию в цепи у пилона, которое равно

$$S_1 = \frac{H}{\cos\varphi_1} = H\sqrt{1 + \frac{16 f_0^2}{l_0^2}}; \tag{93}$$

f_0 и l_0 относятся к цепи в пределах между опорными точками на пилонах.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Что касается балки, то все ее поперечное сечение, — а значит, и момент инерции, если она сплошная, или сечение ее поясов, если она сквозная, — можно было бы приближенно определить по моменту изгиба для $^1/_4$ пролета (который находится по предыдущему), если бы на балку не действовал еще один фактор, а именно *колебания температуры цепи*. Эти колебания отзываются очень сильно на балке, а потому без их учета подобрать предварительное сечение нельзя.

Но действие колебания температуры также нельзя учесть не зная I и ω, а потому приходится начать с более грубого подхода. Можно, например, положить $I:\omega=1$, тогда по (92) найдем величину β и затем ординаты линии влияния:

$\eta_{p'}=\eta_p\cdot\beta$ (см. формулу 82);
$\eta_{H'}=\eta_H\cdot\beta$ (» » 85);
A надо заменить через $A\beta$;
B » » » $B\beta$.

Для определения *момента изгиба в середине пролета* используем первое уравнение из (87), полагая $x=\frac{l}{2}$:

$$M=\frac{Pb}{2}-\frac{p'l}{4}\cdot\frac{l}{2}.$$

Полагая далее $P=1$, $b=nl$, подставляя значение $p'=p\beta$ и беря p по формуле (83), получим:

$$\eta_M=\left(\frac{n}{2}-\beta B\right)l, \tag{94}$$

где B берется по формуле (86). Строится половина линии влияния, другая симметрична.

Интегрирование выражения (94) по переменной n дает точные значения площадей линии влияния:

для положительного участка
$$+\omega=\frac{(5-4\beta)^2}{160\ \beta}\cdot l^2,$$
для отрицательного
$$-\omega=-\frac{(6\beta-5)^2}{160\cdot\beta}\cdot l^2.$$ (94′)

При загружении всего пролета полная площадь линии влияния

$$\omega_0=+\frac{(1-\beta)\,l^2}{8},$$

что и должно быть по смыслу замечания по поводу формулы $p'=\beta p$ (стр. 362).

Пример. В труде Мюллера-Бреслау (часть II, отд. 1, стр. 283, изд. 1907) рассмотрен уже упоминавшийся нами пример. Пролет цепи $2d=75$ *м*, стрелка 9,7 *м*. Пролет балки $l=72$ *м*, $f=9$ *м*. Высота балки $h=2{,}0$ *м*. Длина удерживающей цепи $s'=27$ *м*, угол наклона ее $\varphi'=35°$; $\cos\varphi'=0{,}819$. Полагая $I:\omega=1$, имеем:

$$\beta=\frac{1}{1+\frac{1}{5\cdot9}\left(\frac{9}{9}+\frac{48\cdot3{,}12\cdot27}{72^2\cdot0{,}819}\right)}=\frac{1}{1{,}043}=96.$$

Площадь линии влияния положительного участка

$$+\omega=\frac{(5-4\cdot0{,}96)^2}{160\cdot0{,}96}\,l^2=0{,}009\,l^2,$$

а сама линия влияния показана для примера на фиг. 341.

При временной нагрузке 1,5 тонн на пог. метр фермы, получим момент для середины пролета

$$M=0{,}009\cdot1{,}5\cdot72^2=70\ \ т\cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

У Мюллера-Бреслау дано усилие 108 тонн, из коих 62 m от действия температуры, от вертикальной нагрузки 46 m, что отвечает моменту изгиба 92 $m \cdot м$.

Принимая во внимание еще значительное слагаемое от действия колебаний температуры, получим относительно меньшую неточность, и результатом уже можно пользоваться для предварительного подбора сечений; все же лучше по найденным сечениям найти снова β и получить более точное значение M для вторичного предварительного подбора.

31. Влияние температуры. — От понижения температуры укорачивается цепь в пролете, укорачиваются и удерживающие цепи. Вследствие этого цепь подымается и увлекает за собою балку, которая, однако, оказывает сопротивление, изгибаясь выпуклостью вверх.

Балка получает добавочную нагрузку p'', направленную вверх, а цепь — добавочную нагрузку p'', — вниз. В цепи появляется распор H_t, который вызывает в ней добавочные напряжения.

При повышении температуры знак нагрузки p'' меняется, и соответственно меняют знаки все зависящие от нее величины: распор и проч.

От укорочения цепи на ΔL в пределах между опорными точками на пилонах (стр. 336)

$$\Delta f_1 = \frac{15 d^3 \Delta L}{8 f_0 (5 d^2 - 6 f_0^2)},$$

где

$$\Delta L = \alpha t L,$$

появляется нагрузка на цепь вниз p''. От нее цепь вытягивается и дает провес

$$\Delta f_2 = \frac{3}{32} \cdot \frac{p''}{E\omega} \cdot \frac{l^4}{4 f^2}.$$

Удерживающая цепь от понижения температуры сокращается, а от действия нагрузки p'' удлиняется. В сумме

$$\Delta s' = - s' \alpha t + \frac{s' p'' l^2}{8 E \omega f}.$$

Смещение опорных точек на пилонах дает изменение полупролета на

$$\Delta d = \frac{\Delta s'}{\cos \varphi'} = \frac{1}{\cos \varphi'} \left[- s' \alpha t + \frac{s' p'' l^2}{8 E \omega f} \right],$$

а вследствие этого изменяется стрелка цепи на:

$$\Delta f_3 = k \cdot \Delta d = \frac{k}{\cos \varphi'} \left[- s' \alpha t + \frac{s' p'' l^2}{8 E \omega f} \right].$$

Теперь напишем равенство прогиба балки и провеса цепи:

$$- \frac{5}{384} \cdot \frac{p'' l^4}{EI} = - \frac{15 d^3 \alpha t L}{8 f_0 (5 d^2 - 6 f_0^2)} + \frac{3}{128} \cdot \frac{p'' l^4}{E \omega f^2} - \frac{s' \alpha t k}{\cos \varphi'} + \frac{s' p'' l^2 k}{8 E \omega f \cos \varphi'}.$$

Отсюда

$$p'' = \frac{\dfrac{15 d^3 \alpha t L}{8 f_0 (5 d^2 - 6 f_0^2)} + \dfrac{s' \alpha t k}{\cos \varphi'}}{\dfrac{5}{384} \cdot \dfrac{l^4}{EI} + \dfrac{3}{128} \cdot \dfrac{l^4}{E \omega f^2} + \dfrac{s' l^2 k}{8 E \omega f \cos \varphi'}}$$

или в более удобной для вычислений форме

$$p'' = \frac{\left(\dfrac{15 d^3 L}{f_0 (5 d^2 - 6 f_0^2)} + \dfrac{8 s' k}{\cos \varphi'} \right) \dfrac{E \alpha t \omega}{l^2}}{\dfrac{5 l^2}{48} \left(\dfrac{\omega}{I} + \dfrac{9}{5 f^2} \right) + \dfrac{s' k}{f \cos \varphi'}}. \qquad (95)$$

Здесь можно сделать следующие упрощения: вместо L длины цепи взять ее пролет $2d$, пренебречь вторыми и третьими членами знаменателя.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Получим

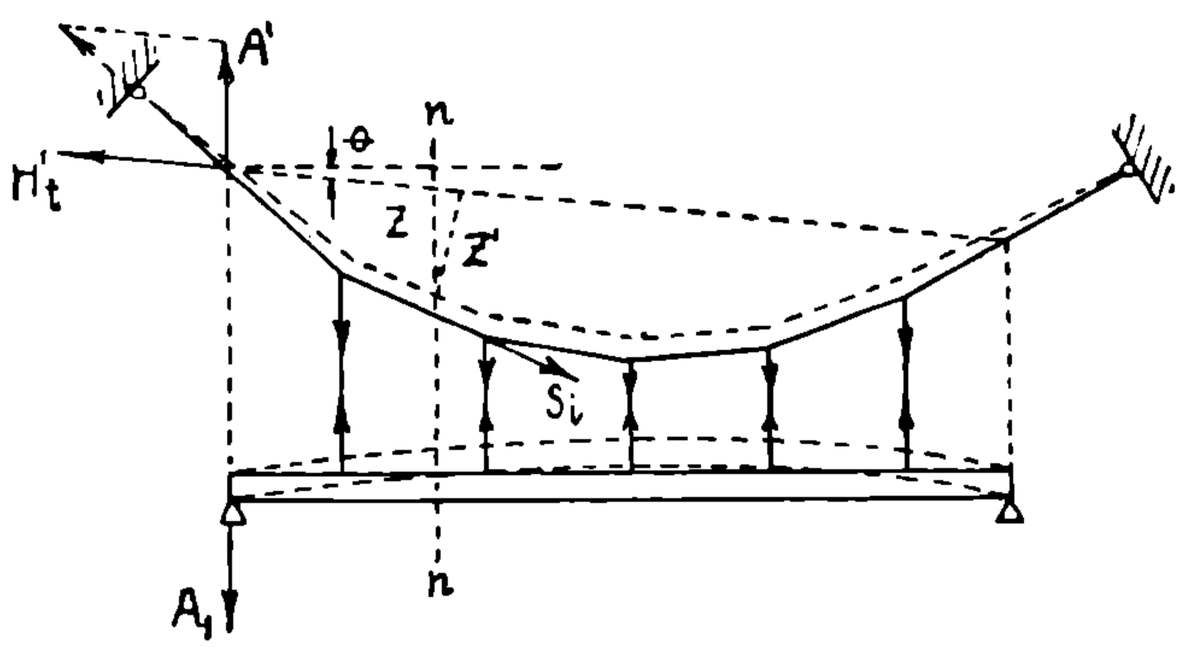
$$p'' = \left[\frac{15}{f_0\left[5 - 6\left(\frac{f_0}{d}\right)^2\right]} + \frac{4s'k}{d^2\cos\varphi'}\right]\frac{96IE\alpha t d^2}{5l^4}. \qquad (96)$$

Распор от изменений температуры

$$H_t = \frac{p''l^2}{8f}.$$

Момент изгиба в каком-нибудь сечении балки *nn* найдем из следующих соображений. Возьмем случай понижения температуры. Цепь укорачивается (фиг. 343), балка жесткости выгибается вверх и вызывает в подвесках натяжения, которые на балку действуют вверх, на цепь с теми же силами — вниз. Больше никакой нагрузки нет. Нагрузка цепи и нагрузка балки совершенно одинаковы, поэтому вертикальная составляющая реакции цепи A' и реакция балки A_1 равны по величине и обратны по знаку.

Если сделаем сечение *nn*, то обнажим усилие в звене s_i, а в сечении балки поперечную силу Q_i и момент изгиба M_i. Нормальная (вдоль балки) сила равна нулю, так как к балке приложены только вертикальные силы.



Фиг. 343.

Беря момент всех сил относительно центра тяжести сечения *nn* цепи, получим

$$M_t = H_t' \cdot z' = H_t \cdot z.$$

Поперечную силу получим, проектируя все силы на вертикаль:

$$Q_t = H_t \cdot \operatorname{tg}\varphi - H_t \cdot \operatorname{tg}\theta.$$

Таким образом, приходится задаться моментом инерции I балки. Это можно сделать грубо, хотя бы по моменту в $^1/_4$ пролета от временной нагрузки, *удвоив его*. Получим по (96) p'' от колебаний температуры; найдя добавочный момент для $^1/_4$ же пролета (см. ниже), можно внести поправку в p'', изменив ее величину пропорционально новому моменту инерции, что не требует длительных выкладок.

Пример. Возьмем предыдущий численный пример, добавив недостающие данные: $f_0 : d = 0{,}259$, $I = 0{,}0308\ м^4$, $t = \pm 40°$, $\alpha = 0{,}000012$, $E = 2 \cdot 10^7\ т/м^2$, $E\alpha = 240\ т/м^2$.

По предыдущему $k = 3{,}123$.

По формуле (96) имеем:

$$p'' = \left[\frac{15}{9{,}7\,(5 - 6 \cdot 0{,}259^2)} + \frac{4 \cdot 27 \cdot 3{,}123}{37{,}5^2 \cdot 0{,}819}\right]\frac{96 \cdot 0{,}0308 \cdot 240 \cdot 40 \cdot 37{,}5^2}{5 \cdot 72^4} 0{,}187\ т/м.$$

$$H_t = \frac{p''l^2}{8f} = \frac{0{,}187 \cdot 72^2}{8 \cdot 9{,}0} = 13{,}5\ т.$$

(У Мюллера-Бреслау $H_t = 13{,}7\ т$.)

Момент изгиба в середине пролета

$$M_0 = \pm H_t \cdot z_0 = 13{,}5 \cdot 9 = \pm 122\ т \cdot м.$$

(У Мюллера-Бреслау 124 $т \cdot м$).

Момент изгиба от изменений температуры для $^1/_4$ пролета (ордината z цепи $= {}^3/_4 f$):

$$M' = \pm H_t \cdot z = 13{,}5 \cdot \frac{3}{4} \cdot 9{,}0 = \pm 91\ т \cdot м.$$

(У Мюллера-Бреслау 92,4 $т \cdot м$).

НБ УДУНТ (ДПТ)

32. Поперечные силы и реакции. — Для предварительного задания *сечений раскосов* найдем величину поперечной силы у опоры балки, в средине и в четверти пролета, от временной нагрузки и колебаний температуры.

Для простой балки, нагруженной грузом P в расстоянии b от правой опоры и равномерно распределенной нагрузкой p, действующей вверх (реакция цепи), реакция левой опоры R выражается формулой

$$R = \frac{Pb}{l} - \frac{pl}{2}.$$

Для получении ординаты линии влияния полагаем $P = 1$, $b = nl$ и подставляем из предыдущего $\eta_p = \frac{A}{l}$ (83). Получим:

$$\eta_R = n - \frac{A}{2}. \qquad (97)$$

$b =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	$\times l$
$\eta_R =$	0	$\overline{}$ 0,1368	$\overline{}$ 0,2544	$\overline{}$ 0,3336	$\overline{}$ 0,3552	$\overline{}$ 0,3000	$\overline{}$ 0,1552	+ 0,0664	+ 0,3456	+ 0,6632	+ 1,0	

Ординаты надо откладывать от правой опоры к левой, т. е. деление 0,1 находится у правой опоры (фиг. 344). Знак + давление на опору вниз.

Площадь положительного участка линии влияния $\omega = 0{,}155\, l = \frac{1}{6{,}5}\, l$. Площадь отрицательного участка такая же. При узловой передаче из + ω надо вычесть треугольник $\Delta\omega$.

Поперечная сила для балки у опоры равна опорной реакции, т. е. при $\omega = \pm 0{,}155\ l$.

Поперечная сила или реакция опоры от колебаний температуры

$$R_t = \pm \frac{p'' l}{2},$$

где p'' определяется по формуле (96).

Поперечная сила в *середине балки жесткости* имеет линию влияния как для простого случая балки, так как цепь вызывает всегда равномерно распределенную по всему пролету нагрузку, а такая нагрузка для середины пролета балки дает поперечную силу нуль. Иными словами, наличие цепи на поперечной силе в середине пролета не сказывается (фиг. 344). Площади линии влияния $\omega = \pm \frac{1}{8} l$.

По этой же причине колебания температуры на величину поперечной силы в середине пролета балки не влияют.

Поперечная сила в $^1/_4$ пролета балки, нагруженной сосредоточенной силой $P = 1$ в расстоянии b от правой опоры и равномерной нагрузкой p (реакцией цепи), имеет выражение:

$$Q_{1/4} = R + \frac{pl}{4}, \text{ пока груз } P \text{ правее сечения,}$$

$$Q_{1/4} = R + \frac{pl}{4} - 1, \text{ когда груз } P \text{ левее сечения.}$$

Переходя к линии влияния и учитывая уравнение (97), имеем:

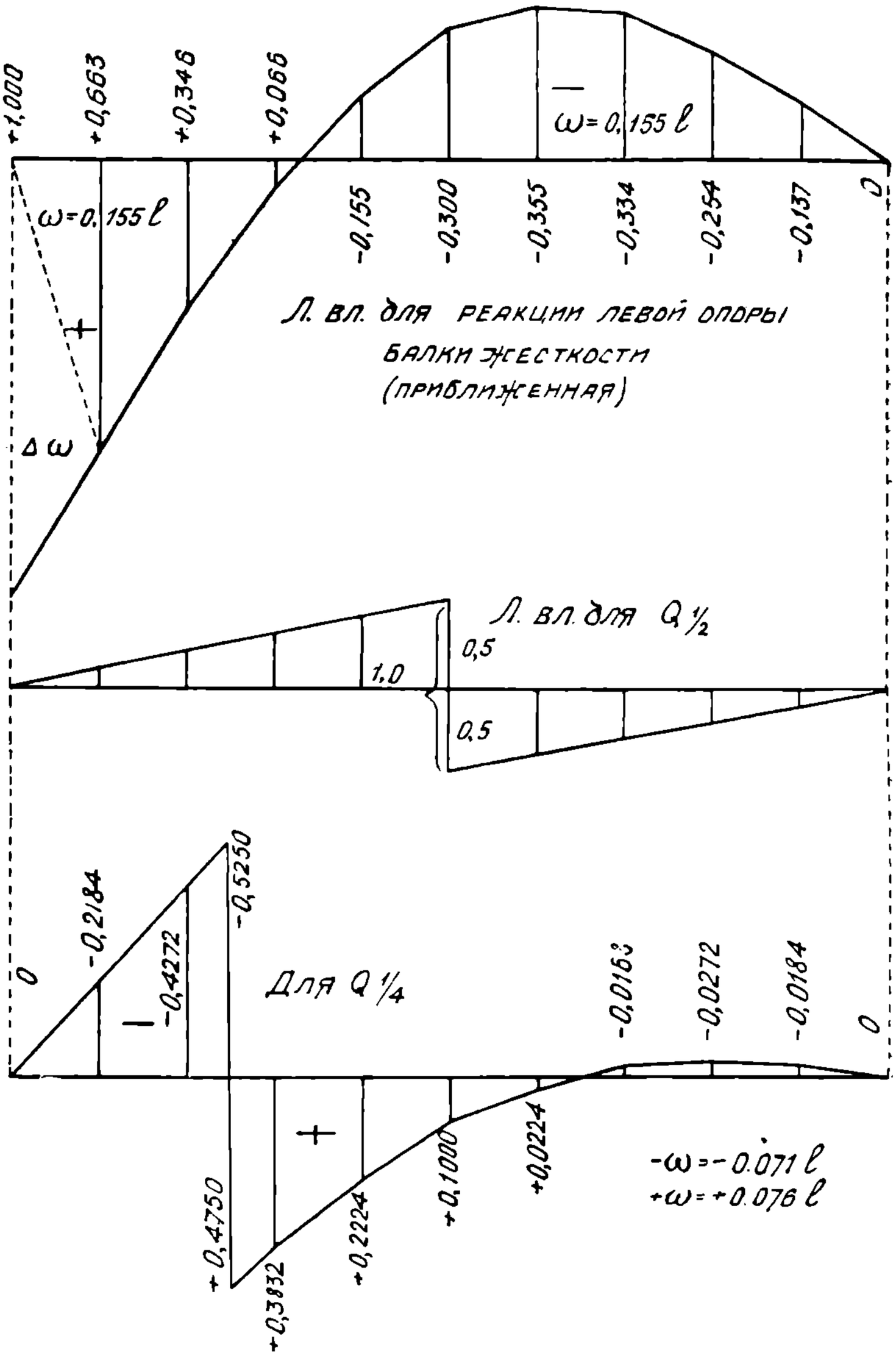
$$Q_{1/4} = n - \frac{A}{4} \text{ при } n < 0{,}75,$$

$$Q_{1/4} = n - \frac{A}{4} - 1 \text{ при } n > 0{,}75.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Ординаты получим такие (фиг. 344):

$b=$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,75	0,8	0,9	1,0	$\times l$
$\eta_Q=$	0	— 0,0184	— 0,0272	— 0,0168	+ 0,0224	+ 0,1000	+ 0,2224	+ 0,3832	+ 0,4750 — 0,5250	— 0,4272	— 0,2184	0	



Фиг. 344.

Положительная площадь линии влияния $+\omega = +0{,}073\,l$.
Отрицательная » » » $-\omega = -0{,}073\,l$.

§ 10. ТЕОРИЯ ОКОНЧАТЕЛЬНОГО РАСЧЕТА ЦЕПИ С БАЛКОЙ ЖЕСТКОСТИ В ОДИН ПРОЛЕТ.

33. Основные уравнения. — Для окончательного расчета цепи с балкой жесткости (фиг. 345), как системы статически неопределимой с одной лишней неизвестной, применим теорему взаимности, взяв за статически неопределимую величину распор цепи H.

Мы здесь не употребили выражения «точный расчет», имея в виду, что нижеприводимый расчет не будет точным, но для применения в окончательном расчете он при-

РГБ УДНТ (ДИТ)

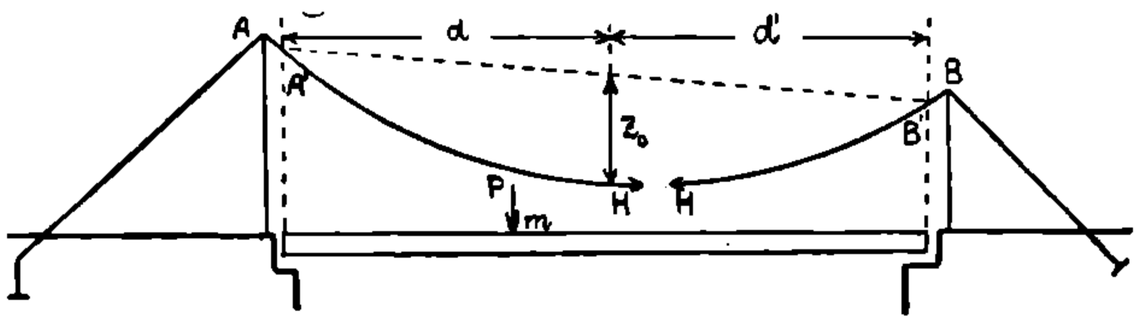
годен. Точным он не будет потому, что для цепи несовсем верно основное положение о независимости действия сил. Если на цепь уже действует значительная нагрузка, то она изменяет стрелку провеса достаточно чувствительно, и новая нагрузка при новой стреле провеса оказывает уже иное действие, не пропорциональное действию первой нагрузки.

Цепь очерчена по параболе

$$z = z_0 \frac{x(l-x)}{dd'}.$$

Основную статически определимую систему получим, если разрежем цепь в вершине параболы. Приложим здесь силы H взаимно противоположные, вызываемые данной внешней силой P.

Этот случай нагрузки считаем первым. Второй случай нагрузки возьмем такой: в разрезе цепи приложены к концам разреза две противоположные силы $H=1$, других внешних сил нет. Составим равенство работы внешних сил первого случая на перемещения второго и, взаимно, внешних сил второго на перемещения первого. В первом случае имеем две внешние силы: P и H. Отвечающие им перемещения их точек приложения, когда действует второй случай нагрузки, будут: δ_{mh} для силы P, и δ_{hh} для силы H. Во втором случае нагрузки будет одна



Фиг. 345.

парная сила $H=1$. Отвечающее ей перемещение ее точки приложения в первом случае нагрузки равно нулю, так как при действии H, вызываемом нагрузкой P, концы цепи в разрезе плотно примыкают друг к другу: ни сходятся, ни расходятся.

Равенство работ будет:

$$-P \cdot \delta_{mh} + H \cdot \delta_{hh} = 0, \tag{98}$$

откуда

$$H = \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}} \cdot P.$$

При $P=1$ получим ординату в точке m линии влияния распора H:

$$\eta_H = \delta_{mh} \cdot \frac{1}{\delta_{hh}}, \tag{99}$$

т. е., линия влияния распора получится как линия прогиба основной системы при нагрузке $H=1$ и при масштабе $1=\delta_{hh}$.

Задача сводится к определению прогибов точек m (δ_{mh}) и перемещения концов разреза цепи (δ_{hh}) при действии парной силы $H=1$.

Пусть балка жесткости есть сквозная ферма.

Прогибы определим, применяя к системе с разрезанной цепью начало возможных перемещений. Силы возьмем для случая нагрузки $P=1$ в узле m, когда в стержнях основной системы возникают усилия T_1, причем перерезанная цепь не может напрягаться, т. е. в ее стержнях и подвесках усилия равны нулю; работают *только стержни балки жесткости.*

Возможные перемещения возьмем из случая нагрузки (второго) $H=1$. Этот случай дает перемещение для силы P в виде δ_{mh}; для усилия в каком-нибудь стержне фермы жесткости перемещение будет

$$\Delta_2 = T_2 \frac{s}{E\omega},$$

где T_2 — усилие, вызываемое в данном элементе фермы нагрузкой $H=1$, s — длина стержня, ω — площадь его сечения брутто; E — модуль упругости железа. Виртуальная работа

$$1 \cdot \delta_{mh} - \Sigma T_1 T_2 \frac{s}{E\omega} = 0,$$

откуда

$$\delta_{mh} = \Sigma T_1 T_2 \frac{s}{E\omega}, \tag{100}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

где знак суммы распространяется только на стержни фермы жесткости. Ставя груз $P=1$ поочередно в узлах фермы и определяя для каждого положения T_1, получим по приведенной формуле прогиб δ_{mh} во всех узлах.

Взаимное перемещение δ_{hh} концов цепи в разрезе от действия нагрузки $H=1$ тем же путем найдем в виде выражения:

$$\delta_{hh}=\Sigma T_2^2\frac{s}{E\omega}, \tag{101}$$

но здесь знак суммы распространяется на все стержни системы: и на стержни цепи с удерживающими ее концами и на подвески, так как сила $H=1$ действует, в отличие от нагрузки P, на все стержни.

Итак

$$\eta_H=\frac{\Sigma T_1T_2\frac{s}{E\omega}}{\Sigma T_2^2\frac{s}{E\omega}} \tag{102}$$

Когда балка жесткости сплошная, то внутренние силы T_1 системы в первом случае нагрузки ($P=1$) заменяются моментами M_1 изгиба, а перемещения (удлинения и сокращения), соответствующие усилиям T_2, заменятся углами поворота смежных сечений, соответствующими моментам M_2 изгиба для второго случая нагрузки; эти повороты выражаются формулой:

$$\triangle d\varphi=\frac{M_2}{EI}dx.$$

Таким образом получим:

$$\delta_{mh}=\int_0^l\frac{M_1M_2}{EI}dx; \tag{103}$$

$$\delta_{hh}=\int_0^l\frac{M_2^2}{EI}dx+\Sigma T_2^2\frac{s}{E\omega}. \tag{104}$$

Второй член последнего выражения относится к стержням цепи и к подвескам. Следовательно,

$$\eta_H=\frac{\int_0^l\frac{M_1M_2}{EI}dx}{\int_0^l\frac{M_2^2}{EI}dx+\Sigma T_2^2\frac{s}{E\omega}}. \tag{105}$$

Нужно здесь заметить, что M_2 — момент в каком-нибудь сечении балки жесткости с абсциссой x при действии $H=1$ выражается очень просто:

$$M_2=1\cdot z=z,$$

где z — соответствующая ордината цепи, отнесенная к замыкающей $A'B$ (фиг. 345). Таким образом

$$\int_0^l\frac{M^2{}_2}{EI}dx=\int_0^l\frac{z^2dx}{EI};$$

при постоянном значении момента инерции I:

$$\int_0^l\frac{M^2{}_2dx}{EI}=\frac{1}{EI}\int_0^l z^2dx.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для симметричной цепи z совпадает с y (фиг. 329), и уравнение параболы, отнесенное к осям Ox и Oy, имеет вид (51):

$$y = 4f\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right).$$

Следовательно:

$$\int_0^l \frac{M_2^2 dx}{EI} = \frac{8f^2 l}{15EI}. \qquad (106)$$

В общем случае интеграл можно заменить суммой:

$$\int_0^l \frac{M_2^2 dx}{EI} = \Sigma z^2 \frac{\Delta x}{EI},$$

где Δx — определенный участок балки, разделенной на несколько равных частей; это может быть и панель. Сумма берется по Симпсону или Котесу.

Второе слагаемое знаменателя выражения (105) $\Sigma T_2^2 \frac{\lambda}{E\omega}$ относится к стержням всей цепи и к подвескам. Влиянием подвесок по малости пренебрегаем. Что касается цепи, то усилие в ней при действии $H = 1$ равно $T_2 = \frac{1}{\cos\varphi}$; длина звена $s = \frac{\lambda}{\cos\varphi}$; площадь сечения звена, если площадь сечения в вершине параболы цепи ω_0, $\omega = \frac{\omega_0}{\cos\varphi}$.

Таким образом, для цепи пролета (при симметрии ее)

$$\Sigma T_2^2 \frac{s}{E\omega} = \frac{1}{E\omega_0} \Sigma \frac{\lambda}{\cos^2\varphi} = \frac{2}{E\omega_0} \cdot \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{dx}{\cos^2\varphi}.$$

Уравнение параболы с началом координат в вершине ее

$$y = \frac{4fx^2}{l^2}, \quad \frac{dy}{dx} = \frac{8fx}{l^2}, \quad \frac{1}{\cos^2\varphi} = 1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2$$

$$\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{dx}{\cos^2\varphi} = \int_0^{\frac{l}{2}} \left[1 + \left(\frac{8fx}{l^2}\right)^2\right] dx = \frac{l}{2} + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l}$$

$$\Sigma T_2^2 \cdot \frac{\lambda}{E\omega} = \frac{l}{E\omega_0} \cdot \left(1 + \frac{16f^2}{3l^2}\right) + \frac{l}{E\omega_0} \cdot \left(1 + \frac{16}{3} n^2\right).$$

Для удерживающих участков цепи, угол наклона которых с горизонтом φ_1, длина s_1, площадь сечения ω_1 слагаемое будет $2\sec^2\varphi_1 \frac{s_1}{E\omega_1}$, значит для всей цепи

$$\Sigma T^2_2 \cdot \frac{s}{E\omega} = \frac{l}{E\omega_0} \cdot \left(1 + \frac{16}{3} n^2\right) + 2\sec^2\varphi \cdot \frac{s_1}{E\omega_1}.$$ [1]

Таким образом, знаменатель выражения (105) по умножении и разделении его на $\frac{3EI}{f^2 l}$ и принимая во внимание (106) примет вид:

$$\left[\frac{8}{5} + \frac{3I}{\omega_0 f^2}\left(1 + \frac{16}{3} n^2\right) + \frac{6s_1 I}{\omega_1 f^2 l} \cdot \sec^2\varphi_1\right] \cdot \frac{f^2 l}{3EI}$$

или

$$N \frac{f^2 l}{3EI} \qquad (107)$$

где N = выражению в прямых скобках.

[1] Если цепь постоянного сечения (кабель), то вместо $\frac{16}{3} n^2$ будем иметь $8\,n^2$.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Для числителя формулы (105) $M_2 = y = \frac{4fx(l-x)}{l^2}$.

M_1 берем по эпюре моментов для балки от груза 1, поставленного в расстоянии kl от опоры. Получим

$$\frac{1}{EI} \cdot \int_0^l M_1 y dx = \frac{1}{3EI} \cdot fl^2 k (1 - 2k^2 + k^3). \tag{108}$$

Если принять $k(1 - 2k^2 + k^3) = B_k$ и подставить в (105) значения (107) и (108), то получим для случая сплошной балки и применения цепи переменного сечения

$$\eta_H = \frac{B_k}{nN}. \tag{105^1}$$

Здесь знаменатель для всех ординат число постоянное.

Значения B_k для разных сечений можно вычислить наперед, изменяя k от 0 до 1,0:

$k=$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$B_k=$	0	0,0981	0,1856	0,2541	0,2976	0,3125	0,2976	0,2541	0,1856	0,0981	0

Это будут ординаты линии влияния H, если за единицу измерения их выбрать число Nn.

При загружении подвижной равномерно распределенной нагрузкой p на единицу длины части пролета kl от одной из опор, получим распор

$$H = \frac{1}{5Nn}\left(\frac{5}{2}k^2 - \frac{5}{2}k^4 + k^5\right) pl. \tag{109}$$

При загружении всего пролета получим (при $k=1$):

$$H = \frac{pl}{5Nn}. \tag{110}$$

34. Влияние температуры. — От изменения температуры каждый стержень изменяет свою длину на величину αts; это изменение можно вызвать внешними силами, приложенными ко всем стержням в отдельности и равными $E\alpha t\omega$. Этой нагрузкой заменим силу P первого случая нагрузки, взятого нами выше для вывода уравнения (98). Нагрузка H остается, но это будет H_t — распор, вызываемый колебаниями температуры.

Для второго случая нагрузки попрежнему возьмем $H=1$; при ней перемещение точки приложения парной силы H будет прежнее δ_{hh}, а для точек приложения сил $E\omega\alpha t$, действующих на соответственные стержни перемещения, будет $T_2 \frac{s}{E\omega}$, где T_2 — усилия в стержнях от нагрузки $H=1$. Соответствующее силе $H=1$ перемещение из первого случая нагрузки равно нулю, так как в первом случае разрез цепи не расходится, система — в равновесии. Имеем по теореме взаимности:

$$H_t \cdot \delta_{hh} + \sum E\omega\alpha t \frac{T_2 s}{E\omega} = 0,$$

откуда

$$H_t = \frac{\alpha t \sum T_2 s}{\delta_{hh}} = \frac{\alpha t \sum T_2 s}{\sum T_2^2 \frac{s}{E\omega}}. \tag{111}$$

Под знак суммы в знаменателе входят все стержни системы. Что касается числителя, то в нем сумму достаточно распространить *только на цепь и подвески*, при чем цепь надо брать до закрепленных концов; члены суммы, относящиеся к балке, будучи разных знаков, уравновесят друг друга. Это вытекает также из того соображения, что балка жесткости при одинаковом изменении температуры для всех ее стержней свободно изменяет свою длину и высоту, не вызывая никаких усилий в цепи.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

После этого очевидно, что H_t от колебаний температуры при *сплошной* балке жесткости имеет выражение

$$H_t = \frac{\alpha t \sum T_2 s}{\int_0^l \frac{M_2^2}{EI} dx + \sum T_2^2 \frac{s}{E\omega}},$$

где обе суммы распространяются только на все стержни цепи и подвески (удерживающие цепи также), а интеграл — на всю балку.

Пренебрегая влиянием подвесок, можем написать

$$H_t = \frac{\alpha t \int T_2 ds}{\int \frac{M_2^2 dx}{EI} + \sum T_2^2 \cdot \frac{s}{E\omega}}.$$

Для балки жесткости с постоянным моментом инерции имеем числитель по предыдущему для цепи пролета:

$$\alpha t \int T_2 ds = 2\alpha t \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{dx}{\cos^2 \varphi} = \alpha t l \left(1 + \frac{16}{3} n^2\right)$$

и для удерживающих частей $2\alpha t \cdot s_1 \sec \varphi_1$.

Если обозначить $C = l\left(1 + \frac{16}{3} n^2\right) + 2 s_1 \sec \varphi_1$ то, принимая во внимание, что знаменатель имеет выражение (107), получим:

$$H_t = \frac{3EI\alpha t C}{Nf^2 t} \qquad (112)$$

35. Усилия в частях системы. — В результате расчетов по изложенному плану мы получим линию влияния для H и величину H_t.

Принимая во внимание, что $H = 1$ вызывает в каком-нибудь стержне балки жесткости усилие T_2, а сила $P = 1$ — усилие T_1 (как в свободной балке), получим действительное усилие в таком элементе при нагрузке системы силой $P = 1$ в виде:

$$\eta = T_1 + \eta_H \cdot T_2.$$

Это есть уравнение для ординат η линии влияния для усилия в данном стержне. Оно указывает, что для получения линии влияния нужно линию влияния для того же стержня в свободной балке алгебраически сложить с линией влияния распора H, помножив предварительно ординаты последней на T_2.

Если балка жесткости — сплошная, то для момента в каком-нибудь сечении имеем:

$$M'_n = M_n - Hz,$$

где M_n — момент от той же нагрузки для свободной балки.

Для поперечной силы:

$$Q'_n = Q_n - H \operatorname{tg} \varphi,$$

где Q_n — поперечная сила для свободной балки.

Для реакции опоры:

$$A' = A - H \operatorname{tg} \varphi_1,$$

и т. д.

Из этих выражений видно, как получаются линии влияния по линиям влияния для свободной балки и для распора цепи.

Для случая применения балки жесткости постоянного момента инерции со сплошной стенкой для распора, моментов изгиба и поперечных сил можно применить соответственные формулы n^0 39 с отбрасыванием членов, относящихся к боковым пролетам, т. е. содержащих f_1, y_1, $n_1 l_1$ или $v = \frac{f_1}{f}$. Получим: при загружении всего пролета выражение (110), а момент изгиба в каком нибудь сечении x.

$$M_0 = \frac{1}{2} px (l - x)\left(1 - \frac{8}{5N}\right).$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Поперечная сила в каком-либо сечении

$$V_0 = \frac{1}{2} p (l - 2x) \left(1 - \frac{8}{5N}\right).$$

Наибольший отрицательный момент при частичном загружении

$$\min M = - \frac{2px (l - x)}{5N} D_k.$$

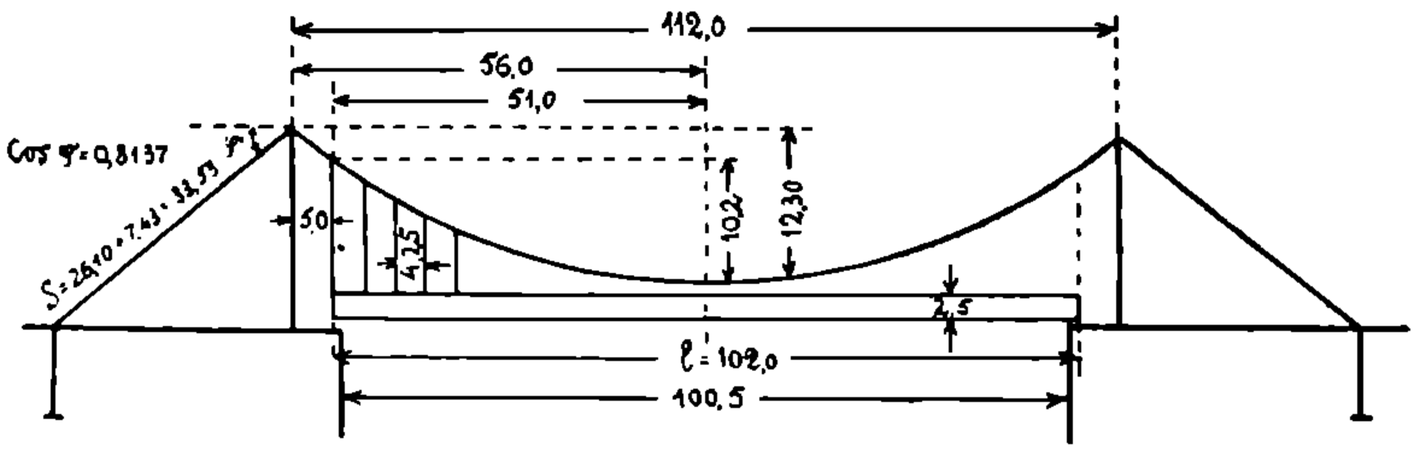
где D_k см. стр. 404.

Наибольший положительный момент $\max M = M_0 - \min M$ и т. д.

О прогибе пролетного строения см. n^0 37.

36. Пример. — Для пояснения приведем пример применения всех вышеизложенных соображений о расчете системы цепи с простой балкой жесткости.

Пролет в свету (фиг. 346) = 100,5 *м*. Пролет цепи $2d = 112$ *м*, стрелка $f_0 = 12{,}3$ *м*. Расчетный пролет балки жесткости = 102 *м*, цепь в ее пределах имеет стрелку $f = 10{,}2$ *м* $\left(\frac{1}{10}\right)$. Высота балки жесткости $h = 2{,}5$ *м*, панель ее 4,25 *м*. Длина удерживающей цепи до места заделки 33,53 *м*, $\cos \varphi = 0{,}814$.



Фиг. 346.

Постоянная нагрузка на одну цепь с балкой 10,1 *т* на пог. метр, временная нагрузка 3,6 *т/м*. Колебания температуры ± 40°; $E\alpha = 240$ *т/м*^{2}.

Длина элемента верхнего и нижнего поясов балки жесткости 4,25 *м*. Длина раскоса 3,281 *м*. Для угла наклона раскоса к вертикали $\cos \psi = 0{,}762$.

Предварительный подсчет. Полная нагрузка $q + p = 10{,}1 + 3{,}6 = 13{,}7$ *т/м*.

$$H_{q+p} = \frac{(q+p) l^2}{8f} = \frac{13{,}7 \cdot 102^2}{8 \cdot 10{,}2} = 1\,747 \text{ т}.$$

Момент в $^1/_4$ пролета по формуле (88) (стр. 360):

$$M_{1/4} = 0{,}0167\, l^2 \cdot p = 0{,}0167 \cdot 102^2 \cdot 3{,}6 = 625{,}5 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Полагая столько же на действие колебаний температуры, получим:

$$\max M_{1/4} = 1\,250 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Усилие в каждом из поясов будет $\frac{1\,250}{2{,}5} = 500$ *т*.

Беря допускаемое напряжение $\sigma = 1\,000$ *кг/см*^{2} и учитывая ослабление сечения в 20%, получим площадь сечения пояса брутто:

$$\omega' = 1{,}20 \cdot \frac{500}{1{,}0} = 600 \text{ см}^2 = 0{,}06 \text{ м}^2$$

Момент инерции балки жесткости:

$$I = \frac{\omega' h^2}{2} = \frac{0{,}06 \cdot 2{,}5^2}{2} = 0{,}1875 \text{ м}^4.$$

Влияние температуры дает распор:

$$H_t = \frac{p'' l^2}{8f},$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

где

$$p'' = \left[\frac{15}{f_0\left[5 - 6\left(\frac{f_0}{d}\right)^2\right]} + \frac{4s'k}{d^2\cos\varphi'}\right]\frac{96 \cdot I \cdot E\alpha t d^2}{5l^4} =$$

$$= \left[\frac{15}{12{,}3\,(5 - 6 \cdot 0{,}22^2)} + \frac{4 \cdot 33{,}53 \cdot 3{,}84}{56^2 \cdot 0{,}814}\right]\frac{96 \cdot 0{,}188 \cdot 240 \cdot 40 \cdot 56^2}{5 \cdot 102^4} = 0{,}464 \ т/м.$$

$$H_t = \frac{0{,}464 \cdot 102^2}{8 \cdot 10{,}2} = 60 \ т.$$

Момент от изменений температуры в $^1/_4$ пролета будет теперь иметь более правдоподобную величину:

$$M_{1/4} = H_t \cdot z = 60 \cdot {}^3/_4 \cdot 10{,}2 = 459 \ т \cdot м,$$

$$\max M_{1/4} = 625{,}5 + 459 = 1\,085 \ т \cdot м,$$

$$U = \frac{1\,085}{2{,}5} = 434 \ т.$$

Учитывая ослабление 20%, получим сечение пояса

$$\frac{434}{1{,}0} \cdot 1{,}20 = 520 \ см^2.$$

Среднее сечение можно считать $500 \ см^2 = 0{,}5 \ м^2$; I изменится и будет иметь величину $0{,}157 \ м^4$; p'' требует поправки: $p'' = 0{,}464 \cdot \frac{0{,}157}{0{,}188} = 0{,}388 \ т/м$. Соответственно изменится и H_t. Получим $H_t = 50 \ т$.

Момент в $^1/_4$ пролета от Δt будет: $M_{1/4} = 50 \cdot {}^3/_4 \cdot 10{,}2 = 383 \ т \cdot м$; $\max M_{1/4} = 1\,009 \ т \cdot м$.

Усилие: $\frac{1\,009}{2{,}5} = 404 \ т$.

Сечение пояса: $1{,}2 \cdot 404 = 485 \ см^2$. Близко к учтенному выше.

В цепи полный распор будет:

$$\max H = H_{p+q} + H_t = 1\,747 + 50 = 1\,797 \ т.$$

Площадь сечения цепи, допуская напряжение $\sigma = 1\,000 \ кг/см^2$ и считая 18% на ослабление:

$$\omega_0 = \frac{1797}{1{,}0} \cdot 1{,}18 = 2124 \ см^2 \cong 0{,}213 \ м^2.$$

После этого имеем:

$$\frac{I}{\omega_0} = \frac{0{,}157}{0{,}213} = 0{,}74,$$

и по формуле (92) (стр. 362):

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{0{,}74}{5 \cdot 10{,}2}\left(\frac{9}{10{,}2} + \frac{48 \cdot 3{,}84 \cdot 33{,}53}{102^2 \cdot 0{,}814}\right)} = \frac{1}{1{,}0234} = 0{,}977.$$

Теперь по формулам (94′) имеем для площадей линии влияния момента в средине пролета балки:

$$+\omega = \frac{(5 - 4\beta)^2}{160\beta} l^2 = +0{,}0076 l^2,$$

$$-\omega = -\frac{(6\beta - 5)^2}{160\beta} l^2 = -0{,}0047 l^2,$$

$$\omega_0 = +\frac{(1 - \beta)\, l^2}{8} = +0{,}0029 l^2.$$

Пользуясь полной площадью линии влияния, можем найти момент изгиба в середине балки при загружении всего пролета подвижной нагрузкой (до сих пор предполагали его равным нулю, балка не работает) и исправить найденный выше распор.

$$M_{1/2} = +0{,}0029 \cdot 102^2 \cdot 3{,}6 = 109 \ т \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Ему отвечает распор

$$\triangle H = \frac{109}{10{,}2} = 10{,}7 \ m.$$

Балка взяла на себя часть нагрузки, распор будет меньше, а именно:

$$1\,797 - 10{,}7 = 1\,786 \ m \ (\text{разница меньше } 1\%).$$

Предельное значение момента в середине пролета получим при частичном загружении подвижной нагрузкой 3,6 *т/м* положительного и отрицательного участков линии влияния:

$$\max M'_{1/2} = + 0{,}0076 \cdot 102^2 \cdot 3{,}6 = + 285 \ m \cdot м;$$
$$\min M'_{1/2} = - 0{,}0047 \cdot 102^2 \cdot 3{,}6 = - 176 \ m \cdot м,$$

От колебаний температуры

$$M''_{1/2} = \pm H_t \cdot f = \pm 50{,}0 \cdot 10{,}2 = \pm 510 \ m \cdot м.$$

Полные моменты

$$\max M_{1/2} = + 510 + 285 = + 795 \ m \cdot м,$$
$$\min M_{1/2} = - 510 - 176 = - 686 \ m \cdot м.$$

Усилия в поясах *средней панели* будут:

в нижнем поясе: растяжение ($\Delta t = + 40°$) $+ \frac{795}{2{,}5} = + 318 \ m$,

сжатие ($\Delta t = - 40°$) $- \frac{686}{2{,}5} = - 274 \ m$.

в верхнем поясе: сжатие ($\Delta t = + 40°$) $- \frac{795}{2{,}5} = - 318 \ m$,

растяжение ($\Delta t = - 40°$) $+ \frac{686}{2{,}5} = + 274 \ m$.

Усилия в $^1/_4$ пролета найдены выше: $\pm 404 \ m$.

Мы исправили выше распор на 11 *м*, учтя работу балки при загружении всего пролета. Можно теперь исправить и момент в $^1/_4$ пролета, найденный выше в предположении, что балка не работает при загружении половины пролета. При загружении половины пролета распор уменьшится на $^1/_2 \cdot 11{,}0 = 5{,}5 \ m$, что снимет с цепи равномерную нагрузку

$$p' = \frac{5{,}5 \cdot 8f}{l^2} = 0{,}043 \ m/м$$

и передаст ее на балку. Вследствие этого в $^1/_4$ пролета уменьшается отрицательный момент на $\frac{p'x(l-x)}{2}$ при $x = \frac{l}{4}$, т. е. на

$$\triangle M_{1/4} = \frac{3p'l^2}{32} = \frac{3 \cdot 0{,}043 \cdot 102^2}{32} = 42 \ m \cdot м$$

и увеличивается на столько же положительный момент

$$\max M_{1/4} = 1\,009 + 42 = 1\,051 \ m \cdot м,$$
$$\min M_{1/4} = - 1\,009 + 42 = - 967 \ m \cdot м,$$

и усилия в поясах будут:

в нижнем: сжатие $U_{1/4} = - \frac{967}{2{,}5} = - 387 \ m$,

растяжение $U_{1/4} = + \frac{1\,051}{2{,}5} = + 420 \ m$,

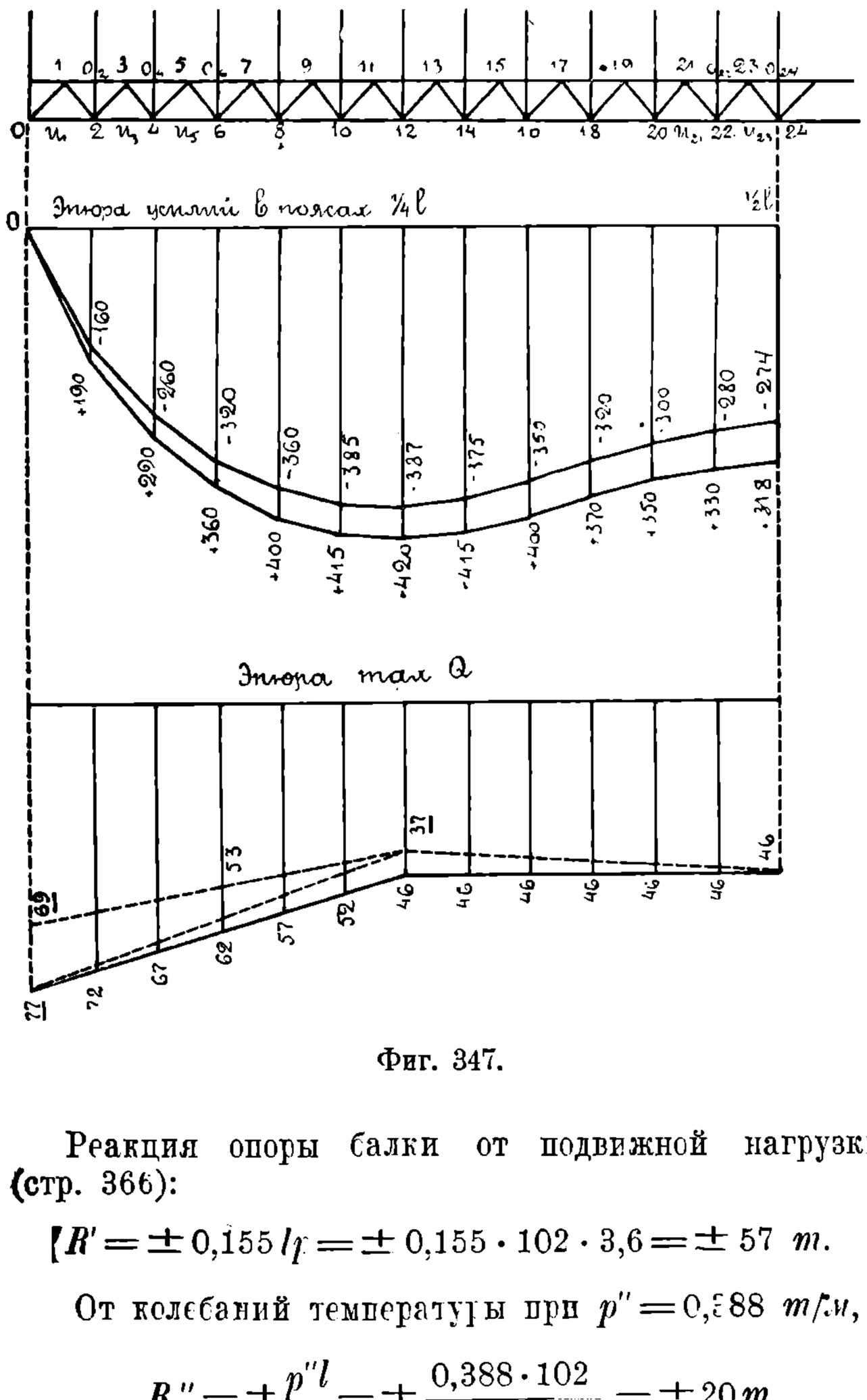
в верхнем: сжатие $- 420 \ m$ и растяжение $+ 387 \ m$.

Полученные результаты дают возможность при помощи клетчатой бумаги построить эпюру наибольших усилий в поясах (фиг. 347) следующим образом. На ординате из середины пролета откладываем 318 и 274 *т* как предельные усилия в поясе разных

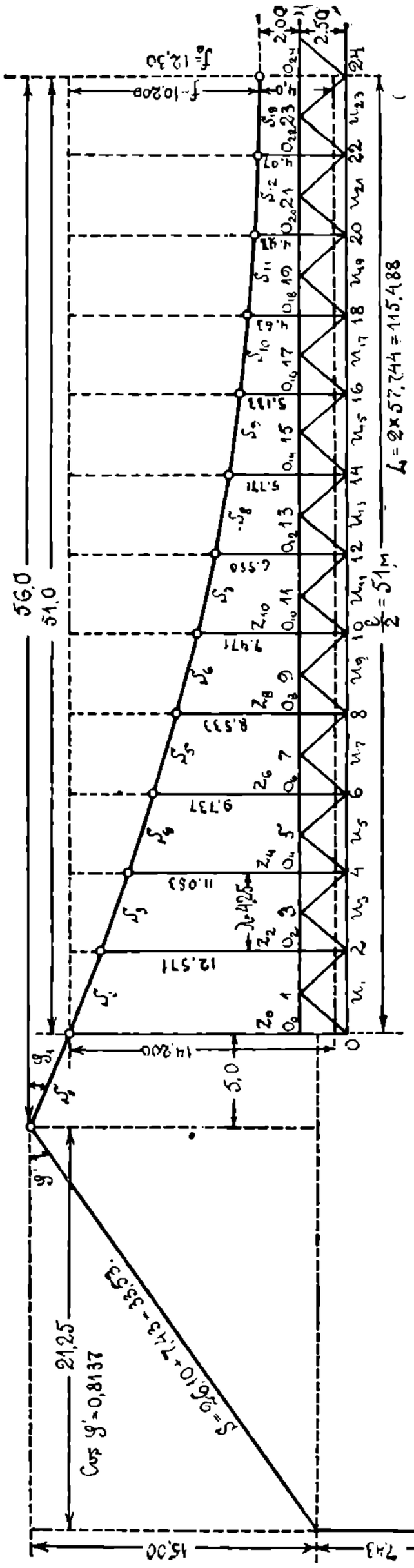
НБ УДУНТ (ДИТ)

знаков. На ординате из $^1/_4$ пролета откладываем усилия 420 и 387 *m*. Третью точку для каждой кривой имеем на опоре, где ордината равна нулю. По трем точкам 318, 420 и 0 проводим на-глаз кривую параболической формы от 0 до 420 и *S*-образной формы от 420 до 318 при условии, что в точках 420 и 318 кривая должна иметь горизонтальную касательную. Точно так же проводим кривую 0 — 387 — 274.

Полученные кривые дают приблизительные значения усилий в поясах для всех панелей. Эти значения, полученные таким путем, приведены в таблице 1. Все элементы сжато-вытянутые, причем в нижнем поясе численно больше растягивающие усилия, в верхнем — сжимающие.



Фиг. 347.



Фиг. 348.

Реакция опоры балки от подвижной нагрузки (стр. 366):

$$R' = \pm 0{,}155\, lp = \pm 0{,}155 \cdot 102 \cdot 3{,}6 = \pm 57\ m.$$

От колебаний температуры при $p'' = 0{,}388\ m/м$,

$$R_t'' = \pm \frac{p'' l}{2} = \pm \frac{0{,}388 \cdot 102}{2} = \pm 20\, m.$$

От совместного действия

$$R = \pm 57 \pm 20 = \pm 77\ m.$$

От постоянной нагрузки надо прибавить половину узловой нагрузки. Поперечная сила у опоры, за вычетом половины узловой нагрузки,

$$Q_0 = + (0{,}155 - 0{,}5 \cdot {}^1/_{24})\, lp = 0{,}134 \cdot 102 \cdot 3{,}6 = + 49\ m;$$
$$Q_0 = - 0{,}155 \cdot 102 \cdot 3{,}6 = - 57\ m,$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Прибавляя от колебаний температуры ± 20 m, получим

$$\max Q_0 = +49 + 20 = +69 \ m,$$
$$\min Q_0 = -57 - 20 = -77 \ m.$$

Поперечная сила в середине балки

$$\max Q_{1/2} = \pm \frac{pl}{8} = \pm \frac{3{,}6 \cdot 102}{8} = \pm 46 \ m.$$

Поперечная сила в $^1/_4$ пролета от подвижной нагрузки

$$Q_{1/4} = \pm 0{,}074 \cdot 3{,}6 \cdot 102 = \pm 27 \ m.$$

От изменений температуры

$$Q''_{1/4} = \pm \frac{p''l}{4} = \pm 10 \ m,$$

т. е.:

$$\max Q_{1/4} = +37 \ m,$$
$$\min Q_{1/4} = -37 \ m.$$

Мы видим, что наибольшая поперечная сила и в середине, и в четверти пролета мало разнятся. Возьмем ее 46 m на всем этом протяжении. А от $^1/_4$ пролета до опоры допустим изменение ее по закону прямой линии. По фиг. 347 построена эпюра и найдены по клетчатой бумаге промежуточные значения.

Делением поперечных сил на cos угла ψ наклона раскоса к вертикали ($\cos \psi = 0{,}762$) получены значения усилий в раскосах, приведенные в таблице 1.

По найденным усилиям элементов фермы можем подобрать их сечения и таким образом получить все данные для окончательного расчета напряжений фермы и цепи (фиг. 348).

Таблица 1. — **Предварительная площадь сечений. Балка жесткости.**

Верхний пояс [1]				Раскосы			
Панель	Расчетное усилие		Площадь сечения $см^2$	Панель	Расчетное усилие		Площадь сечения $см^2$
	Сжатие	Растяжение			Сжатие	Растяжение	
O_2	190	160	361	0 — 1	91	101	144
O_4	290	260		1 — 2			
O_6	360	320	484	. . . .			
O_8	400	360		5 — 6			
O_{10}	415	385	516	6 — 7	70	81	119
O_{12}	420	387		7 — 8			
O_{14}	415	375		. .			
O_{16}	400	350		11 — 12			
O_{18}	370	320	454	12 — 13	60	60	75
O_{20}	350	300		13 — 14			
O_{22}	330	280		. .			
O_{24}	318	274		22 — 23			
				23 — 24			

[1] Для нижнего пояса усилия те же, но с обратными знаками.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для площади сечений цепи составлена таблица 2.

Таблица 2. — **Предварительная площадь сечений.**

Цепь

$$\left(y' = \frac{4f}{l^2}x^2 = 0{,}0039215x^2\right) \qquad H = 1\,786\ m.$$

x	$y = f - y'$	Длина подвесок	Длина звена цепи s_i	$\frac{1}{\cos\varphi_i}$	Усилие $S_i = \frac{H}{\cos\varphi_i}$	$\operatorname{tg}\varphi_i = \frac{y_{i-1} - y_i}{\lambda}$	Сечение ω звеньев цепи
м	*м*	*м*	*м*		*т*		*см²*
56,00	— 2,100						
			5,423	1,0846	1937	0,4200	2330
51,00	0,0	14,200					
			4,552	1,071	1913	0,3833	
46,75	1,6291	12,571					
			4,504	1,060	1893	0,3501	2280
42,50	3,1168	11,083					
			4,456	1,0485	1872	0,3167	
38,25	4,4626	9,737					
			4,416	1,0391	1856	0,2833	
34,00	5,6668	8,533					
			4,378	1,0301	1840	0,2500	2220
29,75	6,7293	7,471					
			4,348	1,0231	1827	0,2167	
25,50	7,6500	6,550					
			4,321	1,0167	1816	0,1833	
21,25	8,4292	5,771					
			4,298	1,0094	1803	0,1500	
17,00	8,8667	5,133					
			4,278	1,0061	1797	0,1167	
12,75	9,5625	4,638					
			4,264	1,0033	1792	0,0833	2170
8,50	9,9167	4,283					
			4,255	1,0012	1788	0,0500	
4,25	10,1292	4,071					
			4,251	1,0002	1786	0,0167	
0	10,2000	4,000					

Усилия в подвесках одинаковы и равны:

$$Z_i = H(\operatorname{tg}\varphi_{i+1} - \operatorname{tg}\varphi_i);$$
$$Z = 1\,786 \cdot 0{,}0333 = 60 \text{ тонн.}^1$$

Сечение подвески дано 96 *см²*.
Усилие удерживающей цепи

$$S' = \frac{H}{\cos\varphi'} = \frac{1\,786}{0{,}814} = 2\,191\ m.$$

Сечение дано 2 640 *см²*.
Окончательный поверочный расчет.— Постоянная нагрузка на балку не действует, а в цепи от нее распор остается без изменений, как найдено выше. Все дальнейшие расчеты касаются только временной нагрузки. Для окончательного расчета мы имеем все необходимые данные, выясненные в предыдущем параграфе и частью приведенные на фиг. 348.

Найдем сперва δ_{hh} по формуле:

$$\delta_{hh} = \Sigma T_2^2 \frac{s}{E\omega}.$$

Для подсчетов составляем таблицу 3. Приводим в ней длины s и площади ω сечений (в метрах) всех элементов.

[1] Следовало бы вычесть распор от собственного веса цепи, который не передается подвескам.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Необходимо определить усилия T_2 во всех элементах системы при нагрузке основной системы $H = 1$.

Усилие в удерживающей цепи $T_2 = H \frac{1}{\cos \varphi'} = 1{,}228$.

Усилие в звеньях цепи $T_2 = \frac{H}{\cos \varphi} = \frac{1}{\cos \varphi}$; берем эти величины из таблицы 2 и вписываем в таблицу 3.

Таблица 3. — **Определение** δ_{hh}.

Название части	№ элемента	s длина элемента, $м$	ω площадь сечения, $м^2$	T_2 усилие от $H = 1$, $т$	T^2_2	$\frac{s}{\omega}$	$T_2^2 \frac{s}{\omega}$
Цепь (половина)	Удерживающая цепь	33,53	0,264	1,228	1,508	127,0	191,5
	1	5,423	0,233	1,085	1,177	23,27	27,42
	2	4,552	0,233	1,071	1,147	19,54	22,37
	3	4,504	0,228	1,060	1,124	19,75	22,26
	4	4,456	0,228	1,049	1,100	19,50	21,45
	5	4,416	0,228	1,039	1,080	19,37	20,92
	6	4,378	0,222	1,030	1,061	19,72	20,92
	7	4,348	0,222	1,023	1,047	19,59	20,38
	8	4,321	0,222	1,017	1,034	19,46	20,12
	9	4,298	0,217	1,009	1,018	19,81	20,17
	10	4,278	0,217	1,006	1,012	19,71	19,95
	11	4,264	0,217	1,003	1,006	19,65	19,77
	12	4,255	0,217	1,001	1,002	19,61	19,65
	13	4,251	0,217	1,000	1,000	19,59	19 59
				13,41			466,5
Подвески	0	14 20					
	2	12.57					
	4	11,08					
	6	9,74					
	8	8,53					
	10	7,47					
	12	6,55	0,0096	0,0333	0,00111		11,3 (см. текст)
	14	5,77					
	16	5,13					
	18	4,64					
	20	4,28					
	22	4,07					
	24	4,00					
		98,03					

В подвесках усилия одинаковы и равны:

$$T_2 = H(\operatorname{tg}\varphi_{i+1} - \operatorname{tg}\varphi_i) = 1 \cdot 0{,}0333 = 0{,}0333.$$

Пишем дальше для цепи величины T_2^2, $\frac{s}{\omega}$, $T_2^2 \frac{s}{\omega}$ и суммируем, опуская множитель $\frac{1}{E}$. Получаем для половины цепи с удерживающим концом слагаемое 466,5.

а) Для всей цепи вдвое больше, т. е. $2 \times 466{,}5 = 933$.

Для подвесок в сумме $\Sigma T_2^2 = \frac{s}{E\omega}$ можно вынести за скобки $T_2^2 \frac{1}{\omega}$, получим, опуская $\frac{1}{E}$, $\frac{0{,}0011}{0{,}0096} \Sigma s = 0{,}1156 \cdot 98{,}03 = 11{,}3$ для одной половины.

б) Для всех подвесок вдвое больше, т. е. $2 \times 11{,}3 = 23$.

Подсчитывать суммы для частей балки жесткости при помощи таблицы в данном случае невыгодно. Постоянная высота балки дает возможность получить эти суммы проще.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Усилие в поясе, при отсутствии нагрузки P и при наличии лишь $H=1$, выражается так:

$$T_2=\frac{M_x}{h}=\frac{Hy}{h}=\frac{y}{h},\ \Sigma T_2^2\frac{s}{\omega}=\frac{s}{h^2}\Sigma\frac{y^2}{\omega},$$

где y — ордината в цепи в данном сечении, отнесенная к прямой, соединяющей концы цепи в пределах пролета балки (фиг. 348). Здесь y совпадает с z. Эти величины и площади ω даны в таблицах 1 и 2.

Для верхнего пояса имеем:

$$\Sigma T_2^2\frac{s}{\omega}=\frac{4{,}25}{2{,}5^2}\Sigma\frac{y^2}{\omega}=0{,}68\Sigma\frac{y^2}{\omega}=$$

$$=0{,}68\left[\frac{1{,}63^2+3{,}12^2}{0{,}0362}+\frac{4{,}56^2+5{,}67^2}{0{,}0484}+\frac{6{,}73^2+7{,}65^2+8{,}43^2+9{,}07^2}{0{,}0516}+\right.$$

$$\left.+\frac{9{,}563^2+9{,}913^2+10{,}129^2=0{,}5\cdot10{,}2^2}{0{,}0454}\right]=9\,522.$$

в) Для всего пояса вдвое больше: $9\,522\times2=19\,044$.

Для нижнего пояса таким же порядком имеем:

$$\Sigma T_2^2\frac{s}{\omega}=0{,}68\left[\frac{0{,}815^2+2{,}375^2}{0{,}0362}+\frac{3{,}84^2+5{,}12^2}{0{,}0484}+\right.$$

$$\left.+\frac{6{,}2+7{,}19^2+8{,}04^2+8{,}75^2}{0{,}0516}+\frac{9{,}315^2+9{,}738^2+10{,}021^2+10{,}165^2}{0{,}0454}\right]=9\,514.$$

г) А для всего пояса вдвое больше: $9\,514\times2=19\,028$.

Усилие в раскосе балки жесткости

$$T_2=\frac{Q}{\cos\psi}=1{,}312Q.$$

Но, имея в виду уравнение цепи,

$$Q=H\operatorname{tg}\varphi=\operatorname{tg}\varphi=\frac{dy'}{dx}=\frac{8f}{l^2}x.$$

В таблице 2 написано в заголовке уравнение цепи, из него усматриваем, что $\frac{8f}{l^2}=2\cdot0{,}0039215=0{,}007843$.

Следовательно

$$Q=0{,}007843x;$$
$$T_2=1{,}312\cdot0{,}007843x=0{,}01029x.$$

Принимая во внимание, что все раскосы имеют одинаковую длину $s=3{,}28$ *м*, имеем:

$$\Sigma\frac{T_2^2s}{\omega}=0{,}01029^2\cdot3{,}28\Sigma\frac{x^2}{\omega}=0{,}000347\Sigma\frac{x^2}{\omega}$$

$$\Sigma\frac{T_2^2s}{\omega}=0{,}000347\left[\frac{\lambda^2}{4}\left(\frac{1^2+3^2+5^2+7^2+9^2+11^2}{0{,}0075}+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{13^2+15^2+17^2}{0{,}0119}+\frac{19^2+21^2+23^2}{0{,}0144}\right)\right]=0{,}001565\cdot187959=294{,}2.$$

д) А для всех раскосов в 4 раза больше: $294{,}2\times4=1\,177$.

Таким образом для всей системы имеем:

$$\Sigma T_2^2\frac{s}{E\omega}=\frac{1}{E}(933+23+19044+19028+1177)=\frac{1}{E}40\,205.$$

$$\delta_{hh}=40\,205\frac{1}{E}.\qquad(113).$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Распор от изменений температуры имеет, как видели выше, выражение

$$H_t = \frac{\alpha t \sum T_2 s}{\omega_{hh}},$$

причем под знак суммы входят усилия T_2 в цепи и в подвесках. Сумму, в данном случае, также проще искать, не прибегая к детальной таблице.

Усилие в цепи, при $H = 1$, $T_2 = \frac{1}{\cos\varphi}$; длина звена $s = \frac{\lambda}{\cos\varphi}$; следовательно, для цепи $\sum T_2 s = \lambda \sum \frac{1}{\cos^2\varphi} = \lambda \sum T_2^2 = 4{,}25 \cdot 13{,}41 = 58{,}7$ (см. табл. 3), а для всей цепи 117,5. Для подвесок $\sum T_2 s = 0{,}0333 \sum s = 0{,}0333 \cdot 98{,}03 = 3{,}26$, а для всех подвесок 6,5.

Для удерживающей цепи $T_2 s = 1{,}228 \cdot 33{,}5 = 41{,}1$ а, для двух 82.

Таким образом:

$$\sum T_2 s = 206.$$

Распор, принимая $t = 40°$, $\alpha E = 240$ *т/м*², будет:

$$H_t = \frac{\alpha t \cdot 206 \cdot E}{40\,205} = \frac{240 \cdot 40 \cdot 206}{40\,205} = 49 \text{ т}.$$

При предварительном подсчете по приблизительному способу было найдено $H_t = 50$ *т*. Неточность приблизительного способа выражается для настоящего примера величиной в 2%.

Линия влияния для распора. — Теперь выражение для ординаты линии влияния распора H имеет вид:

$$\eta_{|H} = \frac{\sum T_1 T_2 \frac{s}{\omega}}{40\,205},$$

где знак суммы распространяется только на стержни фермы жесткости.

Линию влияния построим по 12 точкам на весь пролет. Так как для распора линия влияния симметрична относительно середины пролета, то достаточно вычислить 6 ординат: η_4, η_8, η_{12}, η_{16}, η_{20} и η_{24}. Для каждой ординаты надо вычислить сумму, стоящую в числителе вышеприведенной формулы.

Величины T_2 — одни и те же для всех ординат. Эти величины соответствуют нагрузке основной системы парой сил $H = 1$. Величины T_1 суть усилия в частях фермы, когда груз $P = 1$ стоит в определенном узле.

Ордината η_4. — Груз $P = 1$ стоит в узле 4. В таблице 4 (см. стр. 383) ведется подсчет слагаемых суммы для поясов, потом в таблице 5 (см. стр. 384) для раскосов.

Усилие T_2 в поясе, по предыдущему, выражается формулой $T_2 = \frac{y}{h}$, где h — высота фермы = 2,5 *м*, следовательно, $T_2 = 0{,}4y$. Эти усилия по величине возрастают от опоры к середине, а затем падают. В симметрично расположенных панелях они одинаковы по величине. Точно такое же положение имеем для площади сечения ω, а значит, и для чисел $\frac{T_2}{\omega}$. Это даст возможность писать в одной строке таблицы 4 всё, относящееся к двум симметрично расположенным стержням. Руководствуясь фиг. 349, написана вторая колонна таблицы с обозначением частей. Таким образом, слагаемые суммы для стержней, взятых по два, можно представить в виде

$$\frac{T_2}{\omega}(T_1 + T'_1),$$

полагая, что T_1 для этих двух стержней разные.

Получение следующих 4 колонн понятно само собой. Дальше идут колонны, определяющие $T_1 + T_1'$ — сумму усилий в двух панелях пояса, симметрично расположенных. По данным фиг. 349, при положении $P = 1$ в 4 узле, момент M_i для стержня

НБ УДУНТ (ДИТ)

$1-3$ выражается числом $\frac{22}{24}\lambda$, где λ — длина панели, а M'_i для стержня $1'-3'$ числом $\frac{2}{24}\lambda$; беря для двух стержней сумму $M_i + M'_i$, получим $\left(\frac{22}{24}+\frac{2}{24}\right)\lambda = \lambda$.

Для следующей пары получим $(44+4)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$, каковая сумма и остается затем без изменения до среднего стержня, которому пары нет, — для него имеем λ.

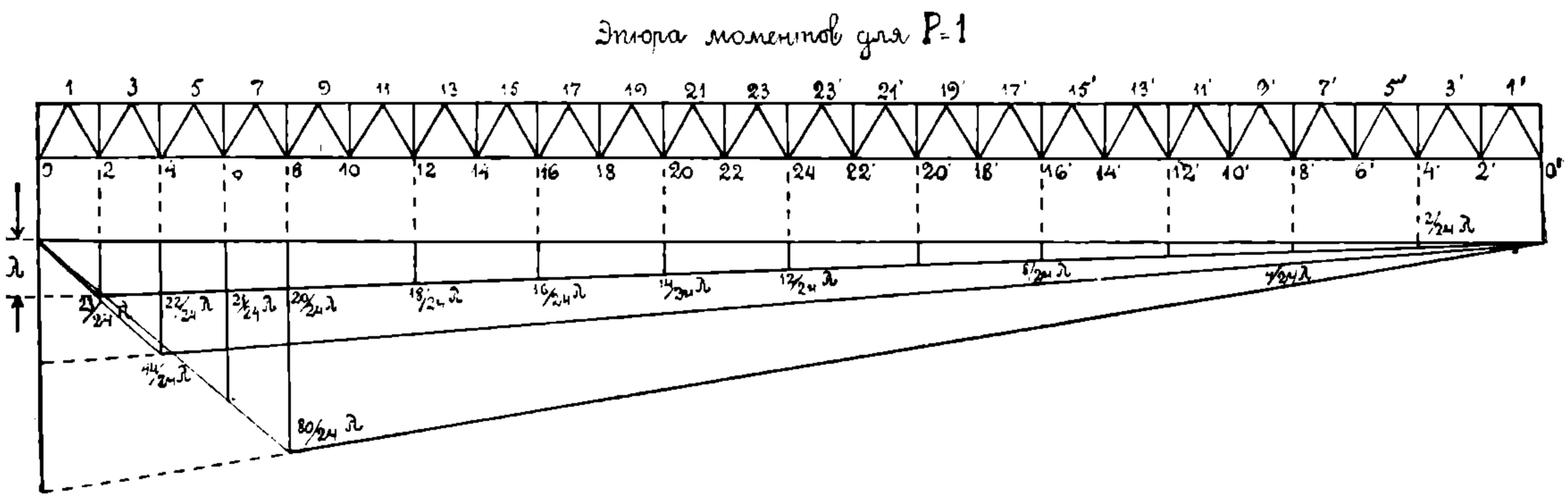
Чтобы в следующей колонне получить число $T_1 + T'_1$, надо $M_i + M'_i$ разделить на $h = 2{,}5$ *м*, т. е. умножить на 0,4. После этого, перемножением получаются искомые слагаемые в последней колонне.

Сумму слагаемых для поясов умножаем на $s = 4{,}25$ *м* и получаем частную сумму 19 583 .

Вычисление слагаемых для раскосов приведено в таблице 5.

В первой колонне проставлено обозначение раскосов по порядку и в связи с фигурой 349. Раскосы приведены не все, так как все они нам не нужны, в чем ниже убедимся.

Величины T_2, по предыдущему, выражаются формулой $T_2 = 0{,}01029x$, где x — расстояние от середины до сечения, определяющего ту поперечную силу, от которой зависит усилие в раскосе. Необходимо заметить, что два раскоса, сходящихся в узле верхнего



Фиг. 349.

пояса (нечетные номера), имеют усилия одинаковые по величине, но разных знаков. Нагрузка на балку при $H = 1$ идет от цепи через тяжи, т. е. узловая. Величину x следует брать для верхнего узла рассматриваемой пары раскосов. Во второй колонне даны эти величины. В третьей получены T_2, которые от левой опоры уменьшаются к середине и потом опять увеличиваются к правой опоре, причем в симметрично расположенных раскосах усилия одинаковы.

Все раскосы восходящие (считая от опоры к середине пролета) имеют T_2 ***с плюсом***, нисходящие — ***с минусом***, так как балка при действии $H = 1$ подымается вверх цепью и, будучи удерживаема на опорах, выгибается выпуклостью вверх. Дальше дается колонна для ω и $\frac{T_2}{\omega}$

Что касается усилий в раскосах T_1 от груза 1 в узле 4, то все раскосы левее узла 4 имеют одинаковое по величине значение T_1, равное $\frac{11}{12}\cdot\frac{1}{\cos\psi} = \frac{11}{12}\cdot 1{,}312$.

Все раскосы правее узла 4 имеют тоже одинаковую величину T_1, а именно $\frac{1}{12}\cdot 1{,}312$.

Что касается знака, то в этом случае все восходящие раскосы, с той и другой стороны узла 4, сжаты (минус) и нисходящие — вытянуты (плюс).

При перемножении T_1 на $\frac{T_2}{\omega}$ замечаем следующее обстоятельство: произведение $\frac{T_1 T_2}{\omega}$ для раскосов от левой опоры до узла 4 имеет знак минус; от узла 4 до середины — знак плюс, а затем во второй половине фермы все слагаемые с минусом. При этом слагаемые с плюсом нейтрализуются такими же слагаемыми с минусом и из суммы выпадают. В сумму войдут произведения для крайних раскосов слева до узла 4

НБ УДУНТ (ДПТ)

Таблица 4. — **Линия влияния распора цепи *H*.**

Ордината 4 узла (учет работы поясов).

$s = \lambda = 4{,}25$ *для поясов.*

$h = 2{,}5$ *м.*

$T_2 = \frac{y}{h} = 0{,}4\,y$ *для поясов.*

Название частей	№№ стержней	y м	ω $м_2$	$T_2 = \frac{y}{h} = 0{,}4y$	$\frac{T_2}{\omega}$	$M_i + M'_i$	$T_1 + T'_1 = 0{,}4\,(M_i + M'i)$	$\frac{T_2}{\omega}(T_1+T'_1)$
Верхний пояс	1 — 3, 3′ — 1′	1,63	0,0362	+ 0,652	+ 18,0	$(22+2)\frac{\lambda}{24} = \lambda$	$-0{,}4 \quad \lambda = 1{,}70$	— 30,6
	3 — 5, 5′ — 3′	3,12	0,0362	+ 1,248	+ 34,2	$(44+4)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot 2\lambda = 3{,}40$	— 116,6
	5 — 7′ — 5′	4,56	0,0484	+ 1,824	+ 37,7	$(42+6)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot 2\lambda = 3{,}40$	— 128,2
	7 — 9, 9′ — 7′	5,67	0,0484	+ 2,268	+ 46,9	$(40+8)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot 2\lambda = 3{,}40$	— 159,5
	9 — 11, 11′ — 9′	6,73	0,0516	+ 2,692	+ 52,2	$(38+10)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \quad 2\lambda + 3{,}40$	— 177,5
	11 — 13, 13′ — 11′	7,65	0,0516	+ 3,060	+ 59,3	$(36+12)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 201,6
	13 — 15, 15′ — 13′	8,43	0,0516	+ 3,372	+ 65,4	$(34+14)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 222,4
	15 — 17, 17′ — 15′	9,07	0,0516	+ 3,628	+ 70,3	$(32+16)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot 2\lambda = 3{,}40$	— 239,0
	17 — 19, 19′ — 17′	9,56	0,0454	+ 3,824	+ 84,2	$(30+18)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot 2\lambda = 3{,}40$	— 286,3
	19 — 21, 21′ — 19′	9,91	0,0454	+ 3,964	+ 87,3	$(28+20)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 296,8
	21 — 23, 23′ — 21′	10,13	0,0454	+ 4,052	+ 89,3	$(26+22)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot 2\lambda = 3{,}40$	— 303,6
	23 — 23′	10,20	0,0454	+ 4,080	+ 89,9	$24\,\frac{\lambda}{24} = \lambda$	$-0{,}4 \cdot \lambda = 1{,}70$	— 152,8
								2315
Нижний пояс	0 — 2, 2′ — 0′	0,82	0,0362	— 0,328	— 9,1	$(11+1)\frac{\lambda}{24} = 0{,}5\lambda$	$-0{,}4 \cdot 0{,}5\lambda = 0{,}85$	— 7,7
	2 — 4, 4′ — 2′	2,38	0,0362	— 0,952	— 26,3	$(33+3)\frac{\lambda}{24} = 1{,}5\lambda$	$-0{,}4 \cdot 1{,}5\lambda = 2{,}55$	— 67,1
	4 — 6, 6′ — 4′	3,84	0,0484	— 1,536	— 31,7	$(43+5)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 107,8
	6 — 8, 8′ — 6′	5,12	0,0484	— 2,048	— 42,3	$(41+7)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 139,6
	8 — 10, 10′ — 8′	6,20	0,0516	— 2,480	— 48,1	$(39+9)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 163,5
	10 — 12, 12′ — 10′	7,19	0,0516	— 2,876	— 55,7	$(37+11)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 189,4
	12 — 14, 14′ — 12′	8,04	0,0516	— 3,216	— 62,3	$(35+13)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 211,8
	14 — 16, 16′ — 14′	8,75	0,0516	— 3,500	— 67,8	$(33+15)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 230,5
	16 — 18, 18′ — 16′	9,32	0,0454	— 3,728	— 82,1	$(31+17)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 279,1
	18 — 20, 20′ — 18′	9,74	0,0454	— 3,896	— 85,8	$(29+19)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 291,7
	20 — 22, 22′ — 20′	10,02	0,0454	— 4,008	— 88,3	$(27+21)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 300,2
	22 — 24, 24′ — 22′	10,17	0,0454	— 4,068	— 89,6	$(25+23)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	$-0{,}4 \cdot \quad 2\lambda = 3{,}40$	— 304,6
								2293

Для поясов $\Sigma \frac{T_2 T_1 s}{\omega} = (2315 + 2293) \cdot 4{,}25 = 19\,584.$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 5. — Линия влияния распора H.

Ордината узла 4 (учет работы раскосов).

$s = 3{,}23$ *м*.

№№ стержней	x — от середины пролета, *м*	$T_2 = 0{,}01029x$	ω, $м_2$	$\frac{T_2}{\omega}$	T_1	$\frac{T_1 T_2}{\omega}$
0 — 1	$23\frac{\lambda}{2} = 48{,}88$	+0,503	0,0144	+35	—1,203	— 42
1 — 2		—0,503	0,0144	—35	+1,203	— 42
2 — 3	$21\frac{\lambda}{2} = 44{,}63$	+0,459	0,0144	+32	—1,203	— 38,5
3 — 4		—0,459	0,0144	—32	+1,203	— 38,5
Узел нагр.						
4 — 5	$19\frac{\lambda}{2} = 40{,}38$	+0,416	0,0144	+29	+0,109	
5 — 6		—0,416	0,0144	—29	—0,109	
6 — 7	$17\frac{\lambda}{2} = 36{,}13$	+0,372	0,0119	+31	+0,109	
7 — 8		—0,372	0,0119	—31	—0,109	
. . . .	. . . . .	. . . . .	. . . .	. .	. . . . .	
. . . .	. . . . .	. . . . .	. . . .	. .	. . . . .	
20 — 21	$3\frac{\lambda}{2} = 6{,}38$	+0,066	0,0075	+ 9	+0,109	
21 — 22		—0,066	0,0075	— 9	—0,109	
22 — 23	$1\frac{\lambda}{2} = 2{,}13$	+0,022	0,0075	+ 3	+0,109	
23 — 24		—0,022	0,0075	— 3	—0,109	
Середина						
24 — 23′	$1\frac{\lambda}{2} = 2{,}13$	—0,022	0,0075	— 3	+0,109	
23′ — 22′		+0,022	0,0075	+ 3	—0,109	
22′ — 21′	$3\frac{\lambda}{2} = 6{,}38$	—0,066	0,0075	— 9	+0,109	
21′ — 20′		+0,066	0,0075	+ 9	—0,109	
. . . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	. .	. . . .	
. . . . .	. . . . .	. . . . .	. . . . .	. .	. . . . .	
8′ — 7′	$17\frac{\lambda}{2} = 36{,}13$	—0,372	0,0119	—31	+0,109	
7′ — 6′		+0,372	0,0119	+31	—0,109	
6′ — 5′	$19\frac{\lambda}{2} = 40{,}38$	—0,416	0,0144	—29	+0,109	
5′ — 4′		+0,416	0,0144	+29	—0,109	
4′ — 3′	$21\frac{\lambda}{2} = 44{,}63$	—0,459	0,0144	—32	+0,109	— 3,5
3′ — 2′		+0,459	0,0144	+32	—0,109	— 3,5
2′ — 1′	$23\frac{\lambda}{2} = 48{,}88$	—0,503	0,0144	—35	+0,109	— 3,8
1′ — 0′		+0,503	0,0144	+35	—0,109	— 3,8
						— 176

$1{,}312 \cdot \frac{11}{12}$ (для 0 — 1, 1 — 2, 2 — 3, 3 — 4)

$1{,}312 \cdot \frac{1}{12}$ (для 4 — 5 … 24 — 23′)

+ *Нейтрализуют друг друга*

Для раскосов $\Sigma \frac{T_1 T_2 s}{\omega} = 176 \cdot 3{,}23 = 577.$

А всего $E \cdot \delta_m h = 19\,584 + 577 = 20\,161.$

$$\eta_4 = \frac{20\,161}{40\,205} = 0{,}501.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

(в котором находится $P=1$) и для стольких же крайних раскосов от правой опоры. Для этих раскосов только и нужны данные. Мало того, каждому раскосу слева соответствует раскос справа, у которых $\frac{T_2}{\omega}$ можно взять за скобки, а в скобках останется сумма, дающая единицу для поперечной силы или 1,312 — для усилия в раскосе.

Таким образом, подсчет работы раскосов значительно упрощается. Можно обойтись без таблицы.

В самом деле.

Для нагрузки силой $P=1$ любого узла из намеченных нами (4, 8, 12,...) можно написать, что

$$T_1 = k \cdot \frac{1}{12} \cdot 1{,}312.$$

Для нагрузки узла 4 для левых раскосов от этого узла $k=k'=11$, для правых $k=k''=1$. При нагрузке узла 8 будем иметь $k'=10$ и $k''=2$ и т. д.

Можем написать для раскосов от левой опоры до груза $P=1$ и для соответственных им от правой опоры:

$$\Sigma \frac{T_1 T_2 s}{\omega} = \Sigma \frac{1{,}312 \cdot \frac{k}{12} \cdot 0{,}01029 x \cdot s}{\omega}.$$

Прежде чем взять общую сумму, возьмем частные суммы попарно; раскос слева до груза $P=1$ и ему соответствующий раскос правой половины фермы. В такой парной сумме x — расстояния от середины пролета, одинаковы, s — длина раскоса (равная 3,28 $м$) и ω — также одинаковы. Все можно вынести за скобки, в скобках останется $k'+k''$, которое равно 12. Таким образом, получим

$$\Sigma \frac{T T_2 s}{\omega} = 1{,}312 \cdot 0{,}01029 \cdot 3{,}28 \Sigma \frac{x}{\omega} = 0{,}04428 \Sigma \frac{x}{\omega}.$$

Сумма теперь берется из слагаемых, равных числу раскосов только от левой опоры до груза.

Но x выражается в полупанелях

$$x = n \frac{\lambda}{2},$$

а, кроме того, одному x отвечают 2 раскоса; чтобы не брать одно и то же слагаемое два раза, вынесем 2 за скобки, получим окончательно

$$\Sigma \frac{T_1 T_2 s}{\omega} = 0{,}04428 \cdot 2 \frac{4{,}25}{2} \Sigma \frac{n}{\omega} = 0{,}1882 \Sigma \frac{n}{\omega}.$$

Каждое слагаемое под знаком суммы берется одно для каждой пары раскосов от левой опоры до груза P.

В применении к предыдущему случаю (груз 1 в 4 узле) имеем:

$$\Sigma \frac{T_1 T_2 s}{\omega} = 0{,}1882 \left(\frac{23+21}{0{,}0144} \right) = 575,$$

— результат, совпадающий с результатом табличного подсчета (577).

Чтобы в дальнейшем не возвращаться к учету работы раскосов при постановке груза $P=1$ в других узлах приведем для этих случаев интересующую нас сумму.

Груз $P=1$ в узле 8:

$$\Sigma \frac{T_1 T_2 s}{\omega} = 0{,}1882 \left(\frac{23+21+19}{0{,}0144} + \frac{17}{0{,}0119} \right) = 1\,092,$$

Груз $P=1$ в узле 12:

$$\Sigma = 0{,}1882 \left(\frac{23+21+19}{0{,}0144} + \frac{17+15+13}{0{,}0119} \right) = 1\,535.$$

Груз $P=1$ в узле 16:

$$\Sigma = \text{предыдущему значению} + 0{,}1882 \left(\frac{11+9}{0{,}0075} \right) = 2\,037.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 6. — Линия влияния распора H.

Ордината узла 8.

№№ стержней	$\frac{T_2}{\omega}$	$M_i + M_i'$	$\frac{T_1 + T_1'}{0{,}4} = (M_i + M_i')$	$\frac{T_2}{\omega}(T_1 + T_1')$
1 — 3, 3′ — 1′	+ 18,0	$(20 + 4)\frac{\lambda}{24} = \lambda$	1,70	— 30,6
3 — 5, 5′ — 3′	+ 34,2	$(40 + 8)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	3,40	— 116,6
5 — 7, 7′ — 5′	+ 37,7	$(60 + 12)\frac{\lambda}{24} = 3\lambda$	5,10	— 192,3
7 — 9, 9′ — 7′	+ 46,9	$(80 + 16)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 318,9
9 — 11, 11′ — 9′	+ 52,2	$(76 + 20)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 355,0
11 — 13, 13′ — 11′	+ 59,3	$(72 + 24)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 403,2
13 — 15, 15′ — 13′	+ 65,4	$(68 + 28)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 444,7
15 — 17, 17′ — 15′	+ 70,3	$(64 + 32)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 478,0
17 — 19, 19′ — 17′	+ 84,2	$(60 + 36)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 572,6
19 — 21, 21′ — 19′	+ 87,3	$(56 + 40)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 593,6
21 — 23, 23′ — 21′	+ 89,3	$(52 + 44)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 607,2
23 — 23′	+ 89,9	$48\ \frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	3,40	— 305,7
				— 4418
0 — 2, 2′ — 0′	— 9,1	$(10 + 2)\frac{\lambda}{24} = 0{,}5\lambda$	0,85	7,7
2 — 4, 4′ — 2′	— 26,3	$(30 + 6)\frac{\lambda}{24} = 1{,}5\lambda$	2,55	67,1
4 — 6, 6′ — 4′	— 31,7	$(50 + 40)\frac{\lambda}{24} = 2{,}5\lambda$	4,25	134,7
6 — 8, 8′ — 6′	— 42,3	$(70 + 14)\frac{\lambda}{24} = 3{,}5\lambda$	5,95	251,7
8 — 10, 10′ — 8′	— 48,1	$(78 + 18)\frac{\lambda}{24} = 4)\lambda$	6,80	327,1
10 — 12, 12′ — 10′	— 55,7	$(74 + 22)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,50	378,8
12 — 14, 14′ — 12′	— 62,3	$(70 + 26)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	423,6
14 — 16, 16′ — 14′	— 67,8	$(66 + 30)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	461,0
16 — 18, 18′ — 16′	— 82,1	$(62 + 34)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	558,3
18 — 20, 20′ — 18′	— 85,8	$(58 + 38)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	583,4
20 — 22, 22′ — 20′	— 88,3	$(55 + 42)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	600,4
22 — 24, 24 — 22′	— 89,6	$(50 + 46)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	609,3
				— 4403

Для поясов $(4418 + 4403) \cdot 4{,}25 = 37489$

Для раскосов $\underline{1092}$

38581

$$\eta_8 = \frac{38581}{40205} = 0{,}960.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 7. — Линия влияния распора H.

Ордината узла 12.

№№ стержней		$\frac{T_2}{\omega}$	$M_i + M_i'$	$T_1 + T_1'$	$\frac{T_2}{\omega}(T_1 + T_1')$
1 — 3,	3′ — 1′	+ 18,0	$(18 + 6)\frac{\lambda}{24} = \lambda$	1,70	— 30.6
3 — 5,	5′ — 3′	+ 34,2	$(36 + 12)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	3,40	— 116.6
5 — 7,	7′ — 5′	+ 37,7	$(54 + 18)\frac{\lambda}{24} = 3\lambda$	5,10	— 192,3
7 — 9,	9′ — 7′	+ 46,9	$(72 + 24)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 318.9
9 — 11,	11′ — 9′	+ 52,2	$(90 + 30)\frac{\lambda}{24} = 5\lambda$	8,50	— 443,7
11 — 13,	13′ — 11′	+ 59,3	$(108 + 36)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 604,9
13 — 15,	15′ — 13′	+ 65,4	$(102 + 42)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 667,1
15 — 17,	17′ — 15′	+ 70,3	$(96 + 48)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 717,1
17 — 19,	19′ — 17′	+ 84,2	$(90 + 54)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 858, 8
19 — 21,	21′ — 19′	+ 87,3	$(84 + 60)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10.20	— 890,5
21 — 23,	23′ — 21′	+ 89,3	$(78 + 66)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 910,9
23 — 23′		+ 89,9	$72\ \frac{\lambda}{24} = 3\lambda$	5,10	— 458,5
					— 6209,9
0 — 2,	2′ — 0′	— 9,1	$(9 + 3)\frac{\lambda}{24} = 0{,}5\lambda$	0,85	7,7
2 — 4,	4′ — 2′	— 26,3	$(27 + 9)\frac{\lambda}{24} = 1{,}5\lambda$	2,55	67,1
4 — 6,	6′ — 4′	— 31,7	$(45 + 15)\frac{\lambda}{24} = 2{,}5\lambda$	4 25	134,7
6 — 8,	8′ — 6′	— 42,3	$(63 + 21)\frac{\lambda}{24} = 3{,}5\lambda$	5,95	251,7
8 — 10,	10′ — 8′	— 48,1	$(81 - 27)\frac{\lambda}{24} = 4{,}5\lambda$	7,65	368,0
10 — 12,	12′ — 10′	— 55,7	$(99 + 33)\frac{\lambda}{24} = 5{,}5\lambda$	9,35	520,8
12 — 14,	14′ — 12′	— 62,3	$(105 + 39)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	635,5
14 — 16,	16′ — 14′	— 67,8	$(99 + 45)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	691,6
16 — 18,	18′ — 16′	— 82,1	$(93 + 51)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	837,4
18 — 20,	20′ — 18′	— 85,8	$(87 + 57)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10 20	875,2
20 — 22,	22′ — 20′	— 88,3	$(81 + 63)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	900,1
22 — 24,	24 — 22′	— 89,6	$(75 + 69)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	913.5
					— 6203,7

Для поясов $(6209{,}9 + 6203{,}7) \cdot 4{,}25 = 12413{,}6 \cdot 4{,}25 = 52757$

Для раскосов 1535

54292

$$\eta_{12} = \frac{54292}{40205} = 1{,}350.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 8. — Линия влияния распора H.

Ордината узла 16.

№№ стержней		$\frac{T_1}{\omega}$	$M_i + M_i'$	$T_1 + T_1'$	$\frac{T_2}{\omega}(T_1 + T_1')$
1 — 3,	3′ — 1′	18,0	$(16 + 8)\frac{\lambda}{24} = \lambda$	1,70	— 30,6
3 — 5,	5′ — 3′	34,2	$(32 + 16)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	3,40	— 116,6
5 — 7,	7′ — 5′	37,7	$(48 + 24)\frac{\lambda}{24} = 3\lambda$	5,10	— 192,3
7 — 9,	9′ — 7′	46,9	$(64 + 32)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 318,9
9 — 11,	11′ — 9′	52,2	$(80 + 40)\frac{\lambda}{24} = 5\lambda$	8,50	— 443,7
11 — 13,	13′ — 11′	59,3	$(96 + 48)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 604,9
13 — 15,	15′ — 13′	65,4	$(112 + 56)\frac{\lambda}{24} = 7\lambda$	11,90	— 778,3
15 — 17,	17′ — 15′	70,3	$(128 + 64)\frac{\lambda}{24} = 8\lambda$	13,60	— 956,1
17 — 19,	19′ — 17′	84,2	$(120 + 72)\frac{\lambda}{24} = 8\lambda$	13,60	— 1145
19 — 21,	21′ — 19′	87,3	$(112 + 80)\frac{\lambda}{24} = 8\lambda$	13,60	— 1187
21 — 23,	23′ — 21′	89,3	$(104 + 88)\frac{\lambda}{24} = 8\lambda$	13,60	— 1214
23 — 23′		89,9	$96\ \frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 611,3
					— 7598
0 — 2,	2′ — 0′	9,1	0,5λ	0,85	6,7
2 — 4,	4′ — 2′	26,3	1,5λ	2,55	67,1
4 — 6,	6′ — 4′	31,7	2,5λ	4,25	134,7
6 — 8,	8′ — 6′	42,3	3,5λ	5,95	251,7
8 — 10,	10′ — 8′	48,1	4,5λ	7,65	368,0
10 — 12,	12′ — 10′	55,7	5,5λ	9,35	520,8
12 — 14,	14′ — 12′	62,3	6,5λ	11,05	688,4
14 — 16,	16′ — 14′	67,8	7,5λ	12,75	864,5
16 — 18,	18′ — 16′	82,1	8λ	13,60	1117
18 — 20,	20′ — 18′	85,8	8λ	13,60	1167
20 — 22,	22′ — 20′	88,3	8λ	13,60	1201
22 — 24,	24 — 22′	89,6	8λ	13,60	1219
					— 7614

Для поясов $(7598 + 7614) \cdot 4{,}25 = 15212 \cdot 4{,}25 = 64651$

Для раскосов 2037

66688

$$\eta_{16} = \frac{66688}{40205} = 1{,}658.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Таблица 9. — **Линия влияния распора H.**

Ордината узла 20.

№№ стержней	$\frac{T_2}{\omega}$	$M_i + M_i'$	$T_1 + T_1'$	$\frac{T_2}{\omega}(T_1 + T_1')$
1 — 3, 3′ — 1′	18,0	$(14 + 10)\frac{\lambda}{24} = \lambda$	1,70	— 30,6
3 — 5, 5′ — 3′	34,2	$(28 + 20)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	3,40	— 116,6
5 — 7, 7′ — 5′	37,7	$(42 + 30)\frac{\lambda}{24} = 3\lambda$	5,10	— 192,3
7 — 9, 9′ — 7′	46,9	$(56 + 40)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 318,9
9 — 11, 11′ — 9′	52,2	$(70 + 50)\frac{\lambda}{24} = 5\lambda$	8,50	— 443,7
11 — 13, 13′ — 11′	59,3	$(84 + 60)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 604,9
13 — 15, 15′ — 13′	65,4	$(98 + 70)\frac{\lambda}{24} = 7\lambda$	11,90	— 778,3
15 — 17, 17′ — 15′	70,3	$(112 + 80)\frac{\lambda}{24} = 8\lambda$	13,60	— 956,1
17 — 19, 19′ — 17′	84,2	$(126 + 90)\frac{\lambda}{24} = 9\lambda$	15,30	— 1288
19 — 21, 21′ — 19′	87,3	$(140 + 100)\frac{\lambda}{24} = 10\lambda$	17,00	— 1484
21 — 23, 23′ — 21′	89,3	$(130 + 110)\frac{\lambda}{24} = 10\lambda$	17,00	— 1518
23 — 23′	89,9	$120\ \frac{\lambda}{24} = 5\lambda$	8,50	— 764
				— 8495
0 — 2, 2′ — 0′	9,1	$0{,}5\lambda$	0,85	7,7
2 — 4, 4′ — 2′	26,3	$1{,}5\lambda$	2,55	67,1
4 — 6, 6′ — 4′	31,7	$2{,}5\lambda$	4,25	134,7
6 — 8, 8′ — 6′	42,3	$3{,}5\lambda$	5,95	251,7
8 — 10, 10′ — 8′	48,1	$4{,}5\lambda$	7,65	368,0
10 — 12, 12′ — 10′	55,7	$5{,}5\lambda$	9,35	520,8
12 — 14, 14′ — 12′	62,3	$6{,}5\lambda$	11,05	688,4
14 — 16, 16′ — 14′	67,8	$7{,}5\lambda$	12,75	864,5
16 — 18, 18′ — 16′	82,1	$8{,}5\lambda$	14,45	1186
18 — 20, 20′ — 18′	85,8	$9{,}5\lambda$	16,15	1386
20 — 22, 22′ — 20′	88,3	$10\ \lambda$	17,00	1501
22 — 24, 24 — 22′	89,6	$10\ \lambda$	17,00	1523
				— 8506

Для поясов $(8495 + 8506) \cdot 4{,}25 = 17001 \cdot 4{,}25 = 72254$

Для раскосов 2338

74592

$$= \frac{74592}{40205} = 1{,}855.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 10. — Линия влияния распора H.

Ордината узла 24.

№№ стержней	$\frac{T_2}{\omega}$	$M_i + M_i'$	$T_1 + T_1'$	$\frac{T_2}{\omega}(T_1 + T_1')$
1 — 3, 3′ — 1′	18,0	$(12 + 12)\frac{\lambda}{24} = \lambda$	1,70	— 30,6
3 — 5, 5′ — 3′	34,2	$(24 + 24)\frac{\lambda}{24} = 2\lambda$	3,40	— 116,6
5 — 7, 7′ — 5′	37,7	$(36 + 36)\frac{\lambda}{24} = 3\lambda$	5,10	— 192,3
7 — 9, 9′ — 7′	46,9	$(48 + 48)\frac{\lambda}{24} = 4\lambda$	6,80	— 318,9
9 — 11, 11′ — 9′	52,2	$(60 + 60)\frac{\lambda}{24} = 5\lambda$	8,50	— 443,7
11 — 13, 13′ — 11′	59,3	$(72 + 72)\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 604,9
13 — 15, 15′ — 13′	65,4	$(84 + 84)\frac{\lambda}{24} = 7\lambda$	11,90	— 778,3
15 — 17, 17′ — 15′	70,3	$(96 + 96)\frac{\lambda}{24} = 8\lambda$	13,60	— 956,1
17 — 19, 19′ — 17′	84,2	$(108 + 108)\frac{\lambda}{24} = 9\lambda$	15,30	— 1288
19 — 21, 21′ — 19′	87,3	$(120 + 120)\frac{\lambda}{24} = 10\lambda$	17,00	— 1484
21 — 23, 23′ — 21′	89,3	$(132 + 132)\frac{\lambda}{24} = 11\lambda$	18,70	— 1670
23 — 23′	89,9	$144\frac{\lambda}{24} = 6\lambda$	10,20	— 917
				— 8800
0 — 2, 2′ — 0′	9,1	$0\,5\lambda$	0,85	7,7
2 — 4, 4′ — 2′	26,3	$1,5\lambda$	2,55	67,1
4 — 6, 6′ — 4′	31,7	$2,5\lambda$	4,25	134,7
6 — 8, 8′ — 6′	42,3	$3,5\lambda$	5,95	251,7
8 — 10, 10′ — 8′	48,1	$4,5\lambda$	7,65	368,0
10 — 12, 12′ — 10′	55,7	$5,5\lambda$	9,35	520,8
12 — 14, 14′ — 12′	62,3	$6,5\lambda$	11,05	688,4
14 — 16, 16′ — 14′	67,8	$7,5\lambda$	12,75	864,5
16 — 18, 18′ — 16′	82,1	$8,5\lambda$	14,45	1176
18 — 20, 20′ — 18′	85,8	$9,5\lambda$	16,15	1386
20 — 22, 22′ — 20′	88,3	$10,5\lambda$	17,85	1576
22 — 24, 24 — 22′	89,6	$11,5\lambda$	19,55	1752
				— 8803

Для поясов $(8800 + 8803) \cdot 4,25 = 17603 \cdot 4,25 = 74813$

Для раскосов 2439

77252

$$\eta_{24} = \frac{77252}{40205} = 1,921.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Груз $P=1$ в узле 20:

$$\Sigma = 2\,037 + 0{,}1882\left(\frac{7+5}{0{,}0075}\right) = 2\,338.$$

Груз $P=1$ в узле 24:

$$\Sigma = 2338 + 0{,}1882\left(\frac{3+1}{0{,}0075}\right) = 2\,439.$$

В дальнейшем остается только составить таблички для учета работы поясов, при чем $\frac{T_2}{\omega}$ берется из таблицы 4.

Ординаты η_8 и другие. В таблице 6 произведен подсчет слагаемых для δ_{mh} в узле 8, в следующих таблицах — в узлах 12, 16, 20 и 24. Из таблиц видно, что вычисление слагаемых не так сложно и длинно, как могло показаться на основании лишь общих положений. Поставить груз в данном узле и найти усилия для 48 элементов двух поясов и для 48 раскосов. Для шести ординат надо вычислить 576 слагаемых. Все дело сводилось к вычислению весьма простым закономерным путем одной четверти приведенного выше количества, причем из них 60 слагаемых повторяются. Для всех шести ординат надо вычислить около 80 слагаемых.

На фиг. 350 приведена линия влияния для распора H.

Площадь линии влияния $\omega = 123{,}96$.

От временной нагрузки 3,6 m на пог. метр распор будет

$$H_p = 123{,}96 \cdot 3{,}6 = 446{,}3\ m;$$

от постоянной нагрузки:

$$H_q = \frac{ql^2}{8f} = 1\,288\ m.$$

Наибольший распор, с учетом действия понижения температуры, —

$$\max H = 1288 + 446 + 49 = 1\,783\ m.$$

Приближенно было найдено 1 786 m (стр. 375), — неточность ничтожна.

Наибольшие усилия в подвесках, звеньях цепи и в удерживающей цепи были определены без погрешностей.

И вообще, новые площади сечений будут мало отличаться от предположенных в расчете на основании приближенных подсчетов, почему нет оснований производить новый пересчет системы. Необходимо, однако, убедиться в таком же положении вещей и с балкой жесткости.

Располагая линией влияния распора, легко получить линию влияния усилия в любой части балки жесткости.

Линии влияния для моментов. — Для момента посредине пролета

$$M_{24} = M - H \cdot f;$$
$$\eta_M = \eta_0 - \eta_H \cdot 10{,}2,$$

где η_0 — ординаты линии влияния для свободной балки жесткости (без цепи).

В таблице 11 (см. стр. 392) приведено вычисление ординат линии влияния. Площадь положительной части $+\omega = +93{,}24$, отрицательной: $-\omega = -50{,}68$. Линию влияния см. фиг. 350.

Наибольшие значения положительного и отрицательного моментов от подвижной нагрузки будут:

$$\max M_{24} = +93{,}24 \cdot 3{,}6 = +335{,}6\ m \cdot м;$$
$$\min M_{24} = -50{,}68 \cdot 3{,}6 = -182{,}4\ m \cdot м.$$

От колебаний температуры

$$M'_{24} = \pm H_t \cdot f = \pm 49 \cdot 10{,}2 = \pm 500\ m \cdot м.$$

Расчетные моменты будут:

$$+500 + 336 = +836\ m \cdot м \quad \text{и} \quad -500 - 182 = -682\ m \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для числителя формулы (105) $M_2 = y = \frac{4fx(l-x)}{l^2}$.

M_1 берем по эпюре моментов для балки от груза 1, поставленного в расстоянии kl от опоры. Получим

$$\frac{1}{EI} \cdot \int_0^l M_1 y dx = \frac{1}{3EI} \cdot fl^2 k (1 - 2k^2 + k^3). \tag{108}$$

Если принять $k(1 - 2k^2 + k^3) = B_k$ и подставить в (105) значения (107) и (108), то получим для случая сплошной балки и применения цепи переменного сечения

$$\eta_H = \frac{B_k}{nN}. \tag{105^1}$$

Здесь знаменатель для всех ординат число постоянное.

Значения B_k для разных сечений можно вычислить наперед, изменяя k от 0 до 1,0:

$k=$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$B_k=$	0	0,0981	0,1856	0,2541	0,2976	0,3125	0,2976	0,2541	0,1856	0,0981	0

Это будут ординаты линии влияния H, если за единицу измерения их выбрать число Nn.

При загружении подвижной равномерно распределенной нагрузкой p на единицу длины части пролета kl от одной из опор, получим распор

$$H = \frac{1}{5Nn}\left(\frac{5}{2}k^2 - \frac{5}{2}k^4 + k^5\right) pl. \tag{109}$$

При загружении всего пролета получим (при $k=1$):

$$H = \frac{pl}{5Nn}. \tag{110}$$

34. Влияние температуры. — От изменения температуры каждый стержень изменяет свою длину на величину αts; это изменение можно вызвать внешними силами, приложенными ко всем стержням в отдельности и равными $E\alpha t\omega$. Этой нагрузкой заменим силу P первого случая нагрузки, взятого нами выше для вывода уравнения (98). Нагрузка H остается, но это будет H_t — распор, вызываемый колебаниями температуры.

Для второго случая нагрузки попрежнему возьмем $H=1$; при ней перемещение точки приложения парной силы H будет прежнее δ_{hh}, а для точек приложения сил $E\omega\alpha t$, действующих на соответственные стержни перемещения, будет $T_2 \frac{s}{E\omega}$, где T_2 — усилия в стержнях от нагрузки $H=1$. Соответствующее силе $H=1$ перемещение из первого случая нагрузки равно нулю, так как в первом случае разрез цепи не расходится, система — в равновесии. Имеем по теореме взаимности:

$$H_t \cdot \delta_{hh} + \sum E\omega\alpha t \frac{T_2 s}{E\omega} = 0,$$

откуда

$$H_t = \frac{\alpha t \sum T_2 s}{\delta_{hh}} = \frac{\alpha t \sum T_2 s}{\sum T_2^2 \frac{s}{E\omega}}. \tag{111}$$

Под знак суммы в знаменателе входят все стержни системы. Что касается числителя, то в нем сумму достаточно распространить *только на цепь и подвески*, при чем цепь надо брать до закрепленных концов; члены суммы, относящиеся к балке, будучи разных знаков, уравновесят друг друга. Это вытекает также из того соображения, что балка жесткости при одинаковом изменении температуры для всех ее стержней свободно изменяет свою длину и высоту, не вызывая никаких усилий в цепи.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Очень малая разница с приближенными значениями, приведенными в скобках. Сечения можно не исправлять.

Приведем еще здесь усилие в поясе в $^1/_4$ пролета. Панель 11—13 верхнего пояса.

$$M_{12} = M - H \cdot \frac{3}{4} f;$$
$$\eta_M = \eta_0 - \eta_H \cdot 7.65.$$

В таблице 12 приведено вычисление ординат линии влияния. Площадь положительного участка $+\omega = +184{,}7$, отрицательного $-\omega = -154{,}4$. Линию влияния см. фиг. 350.

Таблица 12. — Ординаты M_{12}.

№ узла	η_0	η_H	$\eta_H \cdot 7{,}65$	η_M
0	0	0	0	0
4	6. 8	0,501	3,82	+ 2,56
8	12,75	0,960	7,31	+ 5,44
12	19,13	1,350	10,27	+ 8,86
16	17,00	1,658	12,62	+ 4,38
20	14,88	1,855	14,12	+ 0,76
24	12,75	1,921	14,63	— 1,88
20	10,63	1,855	14,12	— 3,49
16	8,50	1,658	12,62	+ 4,12
12	6,38	1,350	10,27	— 3,89
8	4,25	0,960	7,31	— 3,06
4	2,13	0.501	3,82	— ,69
0	0	0	0	0

Момент от подвижной нагрузки будет:

$$+ M_{12} = + 184{,}7 \cdot 3.6 = + 664.9 \ m \cdot м;$$
$$- M_{12} = - 154{,}4 \cdot 3{,}6 = - 555{,}8 \ m \cdot м.$$

Приближенно мы нашли сперва 625 $m \cdot м$, потом внесли поправку на ± 54 $m \cdot м$, т. е. получили $+ M = + 679$ $m \cdot м$ и $- M = - 571$ $m \cdot м$. Разница составляет всего $2—2^1/_2$ $/_0$.

Учтя момент от колебаний температуры, получим расчетный момент для определения усилия в стержне 11—13.

Давление на левую опору A. — Величина A определяется формулой:

$$A = A_0 - Ht \cdot \varphi_1;$$
$$\eta_A = \eta_0 - \eta_H \cdot 0{,}420,$$

где η_0 — ордината для свободной балки. Линия влияния приведена на фиг. 350.

Значение реакции при действии временной нагрузки будет:

$$+ A = + 15{,}56 \cdot 3{,}6 = + 56{,}02 \ m;$$
$$- A = - 16{,}41 \cdot 3{,}6 = - 59{,}08 \ m.$$

Приближенно было найдено ± 57 m; неточность от 2 до $3^1/_2{}^0/_0$.

Учтя влияние колебаний температуры по известному H_t, получим окончательное значение реакции.

Усилия в раскосах. — Приведем линию влияния для раскоса 11—12.

Имеем

$$D_{11-12} = \frac{1}{\cos\psi} Q_{12} = \frac{1}{\cos\psi} (Q - H(\operatorname{tg}\varphi_7);$$
$$\eta_{11-12} = 1{,}312 (\eta' - \eta_H \cdot 0{,}2167).$$

Вычисления приведены в таблице 13. Линия влияния приведена на фиг. 350.

Площадь положительного участка $+\omega = + 9{,}74$; отрицательного $-\omega = - 8{,}50$.

НБ УГУНТ (ДИТ)

Таблица 13. — Линия влияния усилия в раскосе 11—12.

№ узла	η'	η_H	$0{,}217\,\eta_H$	$\eta' - \eta_H \cdot 0{,}217$	η_{11-12}
0	0	0	0	0	0
4	— 0,0833	0,501	0,109	— 0,192	— 0,252
8	— 0.1667	0,960	0,207	— 0,374	— 0,491
	— 0,250	1,350	0,291	— 0,541	— 0,710
12	+ 0, 50			+ 0,459	+ 0,602
16	+ 0,6667	1,658	0,358	+ 0,309	+ 0,405
20	+ 0,5833	1,855	0,401	+ 0,182	+ 0,239
24	+ 0,500	1,921	0,415	+ 0,085	+ 0,112
20	+ 0,4167	1,855	0,401	+ 0, 16	+ 0,021
16	+ 0,3333	1,658	0,358	— 0,025	— 0,033
12	+ 0,250	1,350	0,291	— 0,041	— 0,054
8	+ 0,1667	0,960	0,207	— 0,040	— 0,052
4	+ 0,0833	0,501	0,109	— 0,026	— 0,034
0	0	0	0	0	0

Соответственные усилия от подвижной нагрузки

$$D = + 9{,}74 \cdot 3{,}6 = + 35\ m;$$
$$D = - 8{,}50 \cdot 3{,}6 = - 31\ m.$$

От изменений температуры при $H_t = 49\ m$:

$$D_t = \pm 1{,}312 \cdot 49 \cdot 0{,}2167 = \pm 14\ m.$$

Расчетные усилия

$$\max D = + 35 + 14 = + 49\ m;$$
$$\min D = - 31 - 14 = - 45\ m.$$

Приближенно было найдено соответственное $Q = \pm 37\ m$, которому отвечает участие 48 m. Ввиду незначительности усилий, подбор сечений раскосов был сделан сериями. Для раскоса 11—12 усилие было взято по поперечной силе в середине (с запасом).

Найдя точные значения усилий в раскосах, можем проверить сечения и, если нужно, изменить их соответственным образом.

37. Определение прогиба пролетного строения. — Для решения этой задачи применим общий прием определения прогиба сочлененной системы. При отыскании прогиба узла i балки жесткости приложим груз $P = 1$ в узле i и обозначим усилия в стержнях через T_i. Усилия в стержнях системы от той нагрузки, для которой ищем прогиб (временная нагрузка), обозначим через T. Тогда по началу возможных перемещений прогиб

$$\delta_i = \Sigma\, T_i \cdot T \frac{s}{E\omega}, \qquad (114)$$

где знак суммы распространяется *только на стержни балки жесткости.*

Если балка жесткости сплошная, то, обозначив моменты в ней для указанных выше двух случаев нагрузки через M_i и M, будем иметь для прогиба выражение

$$\delta_i = \int \frac{M_i M}{EI}\, dx. \qquad (115)$$

Интеграл распространяется на всю длину балки жесткости.

Величины T и M для элементов балки или для ее сечений, если она сплошная, берутся полные, т. е. с учетом влияния статически неопределимой величины H.

Указанный прием предполагает, что известны пределы загружения пролета для получения наибольшего прогиба и способ размещения временной нагрузки. При отсутствии этих данных *надо получить линию влияния прогиба* данной точки (узла).

Прогиб какой-нибудь точки балки жесткости от груза $P = 1$ слагается из двух частей: прогиба δ_1 простой свободной балки под действием нагрузки $P = 1$ и прогиба

РБ УДУНТ (ДИТ)

δ_2 той же балки от действия (через подвески) распора, соответственного нагрузке $P=1$, т. е.:

$$\delta = \delta_1 - \delta_2.$$

Что касается действия распора, то мы уже знаем ординату прогиба точки m при $H=1$, — это наше δ_{mh}. Вместо $H=1$ будет действовать η_H, следовательно:

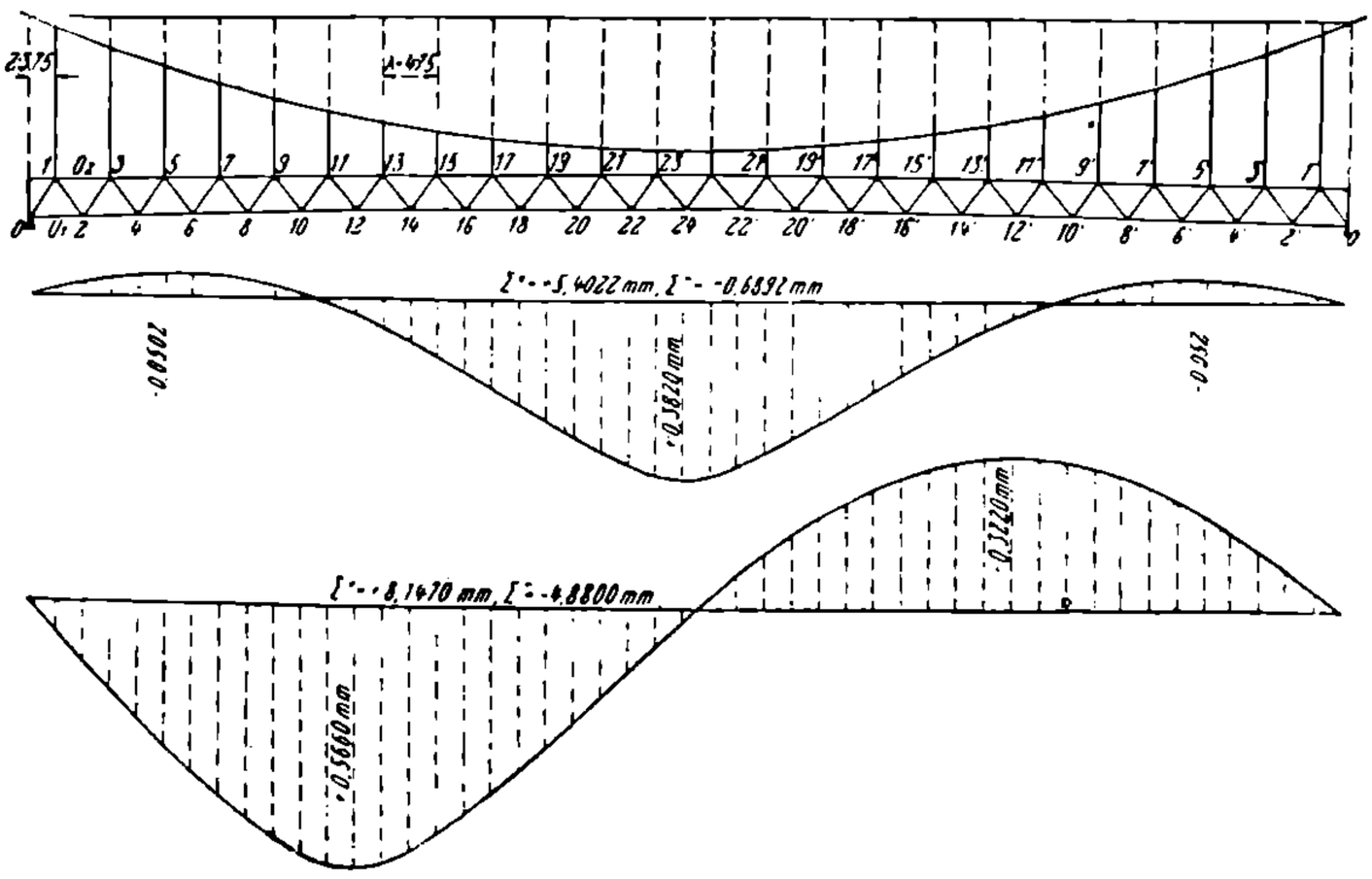
$$\delta_2 = \eta_H \cdot \delta_{mh} = \eta_H{}^2 \cdot \delta_{hh}.$$

В случае постоянного момента инерции I балки жесткости проще всего получить δ_1, использовав уравнение упругой линии, когда груз P находится в расстоянии a от левой опоры и b — от правой.

От левой опоры до P

$$\left.\begin{aligned} y &= P\,\frac{b(l^2-b^2)x - bx^3}{6lEI}, \\ \text{от } P \text{ до правой опоры} \quad y &= P\,\frac{b(l^2-b^2)x - bx^3 + l(x-a)^3}{6lEI}. \end{aligned}\right\} \qquad (116)$$

Вид линии влияния прогиба изображен на фиг. 351, относящейся к мосту в Бреславле.



Фиг. 351.

Приближенное решение. — При определении приближенного значения момента изгиба в середине балки жесткости (n^0 30) мы нашли, что от груза P, поставленного в расстоянии b от правой опоры, *прогиб середины балки* δ_0 выражается так:

$$\delta_0 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Pb}{El}\,(3l^2 - 4b^2) - \frac{5}{384} \cdot \frac{p'l^4}{EI},$$

где

$$p' = \beta \cdot p$$

с применением для β выражения (92), а для p — выражения (81). Для данного моста коэффициент β — величина постоянная.

По этой формуле легко найти линию влияния для прогиба среднего узла балки жесткости

$$\eta_\delta = \frac{1}{48EI}\left[b(3l^2 - 4b^2) - \frac{5}{8}\,\beta \cdot \eta_p l^4\right].$$

Вставляя вместо η_p выражение (81), положив в нем $P=1$, получим

$$\eta_\delta = \frac{1-\beta}{48EI}\,b(3l^2 - 4b^2).$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Полагая здесь, как и раньше, $b = nl$, где $n = 0{,}1;\ 0{,}2;\ \ldots\ 0{,}9;\ 1{,}0$, будем иметь

$$\eta_\delta = \frac{5l^3(1-\beta)}{48EI} \cdot \frac{(3n - 4n^3)}{5}$$

или, наконец, принимая во внимание (86),

$$\eta_\delta = \frac{5l\ B(1-\beta)}{48EI}.$$

Здесь, кроме B, все величины постоянные. Величина B приведена вслед за формулой (86), как коэффициент для η_B.

Отсюда видим, что линия влияния прогиба, по приближенному решению, имеет такой же вид, как и линия влияния для распора H, т. е. одного знака на всем протяжении. На самом деле это не так: у опор имеются отрицательные участки.

Итак, по приближенной линии влияния прогиба середины, наибольшее значение получим при загружении временной нагрузкой p всего пролета. Площадь линии влияния

$$\omega_\delta = \frac{5l^3}{48EI}(1-\beta)\,\omega_B.$$

Но $\omega_B = \frac{l}{8}$ (стр. 358) следовательно,

$$\max \delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI}(1-\beta), \qquad (117)$$

что и следовало ожидать, так как балка жесткости имеет тот прогиб, какой вызывается, когда она одна, нагрузкой, на нее приходящейся; эта нагрузка $p\ (1-\beta)$.

Прогиб в $^1/_4$ пролета. — Для этого случая представим себе систему при загружении полупролета, как изображено на фиг. 342. Прогиб узла в $^1/_4$ пролета слагается из двух величин:

б) прогиба этого узла от общего прогиба балки жесткости, при котором середина опускается на $\frac{1}{2}$ max δ_0 (по формуле 117), так как нагрузка половинная; наш узел опустится, примерно, на $^3/_4$ опускания середины (по закону параболы), т. е. на $\frac{3}{8}$ max δ_0;

б) прогиба полупролета $\frac{l}{2}$ под нагрузкой $\frac{p}{2}$, который выражается формулой:

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{p}{2} \cdot \frac{l^4}{16} \cdot \frac{1}{EI} = \frac{\max \delta_0}{32(1-\beta)}.$$

В нагруженном полупролете этот прогиб тоже направлен вниз, т. е. суммируется с предыдущим; для незагруженного полупролета его надо брать со знаком минус.

Итак

$$\delta_{1/4} = \max \delta_0 \left(\frac{3}{8} \pm \frac{1}{32(1-\beta)}\right). \qquad (118)$$

Амплитуда колебаний будет равна

$$\max \delta_0 \left[\left(\frac{3}{8} + \frac{1}{32(1-\beta)}\right) + \left(-\frac{3}{8} + \frac{1}{32(1-\beta)}\right)\right]$$

или

$$\alpha_{1/4} = \frac{\max \delta_0}{16(1-\beta)} = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI} \cdot \frac{1}{16} = \frac{5}{6144} \cdot \frac{pl^4}{EI}. \qquad (119)$$

Пример. — В журнале «Eisenbau» за 1911 г., в № 3 на стр. 127, дается вычисленный прогиб (по линии влияния, фиг. 351) для середины пролета моста в Бреславле при пробной нагрузке 4,26 *т/м*. Для этого моста мы имеем следующие данные: $l = 114$ *м*; $f = 11{,}4$ *м*; $s' = 37{,}15$ *м*; $\cos\varphi' = 0{,}80$; $k = 3.84$ (см. стр. 362), $p = 4{,}26$; ω (цепи) $= 0{,}237$ *м*^{2}; $I = 0{,}235$ *м*^{4} (найдено по среднему значению сечения нижнего

УДУНТ (ДИТ)

пояса 0,062 $м^2$, и верхнего 0,045 $м^2$) (см. стр. 65 № 2 «Eisenbau» 1911 г.); $E = 2 \cdot 10^7$ $т/м^2$.

Имеем:

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{0,235}{5 \cdot 0,237 \cdot 11,4}\left(\frac{9}{11,4} + \frac{48 \cdot 3,84 \cdot 37,15}{114^2 \cdot 0,88}\right)} = 0,976.$$

$$\delta_0 = \frac{5 \cdot 4,26 \cdot 114^4 \cdot 0,024}{384 \cdot 2 \cdot 10^7 \cdot 0,235} = 0,048 \ м = 48 \ мм.$$

По точному расчету в приведенном источнике дается прогиб 48 *мм*. Неизвестно только, при каком значении E он найден. Мы взяли $2 \cdot 10^7$ $т/м^2$ ввиду того, что имеем дело с клепаной конструкцией.

Таким образом приближенное значение в этом случае получилось без ошибки.

Там же мы имеем линию влияния для прогиба в $^1/_4$ пролета (фиг. 351). При той же нагрузке по этой линии влияния получаем, при узловой нагрузке на малую панель; $4,26 \cdot 2,375 = 10,1$ $т$:

$$+\delta_{1/4} = +8,15 \cdot 10,1 = +82 \ мм;$$
$$-\delta_{1/4} = -4,88 \cdot 10,1 = -49 \ мм.$$

По предлагаемому нами приему получим по формуле (118):

$$\delta_{1/4} = 48\left(\frac{3}{8} \pm \frac{1}{32 \cdot 0,024}\right) = 48(0,375 \pm 1,302)$$

или

$$+\delta_{1/4} = +48 \cdot 1,68 = +81 \ мм;$$
$$-\delta_{1/4} = -48 \ \ 0,93 = -45 \ мм, —$$

— результат тоже очень близкий к точному значению.

Прогиб от изменений температуры. — Распор $H_t = \pm 57$ $т$. Ему отвечает равномерная нагрузка

$$p'' = \frac{8Hf}{l^2} = \frac{8 \cdot 57 \cdot 11,4}{114^2} = 0,4 \ т/м;$$

$$\delta_t = \frac{\delta_0 \cdot 0,4}{4,26(1 - \beta)} = 183 \ мм;$$

по точному подсчету найдено 182 *мм*.

38. Неточность теории окончательного расчета. — В n^0 33 мы уже говорили, что окончательный расчет, построенный на применении уравнений работы деформации для нахождения статически неопределимых величин, нельзя считать точным.

Дело в том, что распор в цепи и моменты изгиба в балке жесткости зависят от стрелки провеса цепи и от ее ординат y:

$$H = \frac{ql^2}{8f}; \quad M = M_0 - Hy,$$

а стрелка и ординаты, как мы только-что видели, чувствительно изменяются под действием нагрузки и от колебаний температуры. Для моста в Бреславле понижение температуры вызывает увеличение распора на 57 $т$ и сокращение стрелки провеса — на 182 *мм*. Действие 57 $т$ мы учитываем, а сокращение стрелки распора не учитываем, между тем это сокращение стрелки при полном загружении моста ($10,81 + 3,6 = 14,41$ $т/м$ на одну ферму) вместо распора 2 053 $т$ дает распор

$$\frac{14,41 \ \ 114^2}{8 \cdot 11,22} = 2\,086 \ т.$$

Разница на 33 $т$ в распоре невелика; но добавочный распор, вызываемый понижением температуры, будет уже не 57 $т$, а $57 + 33 = 90$ $т$ — разница 58%. Разница эта, однако, не влияет на величину моментов в балке, для определения которых остается правильным распор 57 $т$.

Затем в предыдущем n^0 мы видели, что под действием нагрузки $p = 4,26$ $т/м$ мост в Бреславле дал прогиб 48 *мм*. От расчетной нагрузки в 3,6 $т/м$ прогиб будет 40 *мм*. Это дает стрелку 11,44 *м* вместо 11,4 *м*.

РБ УДУНТ (ДИТ)

Точное значение распора от временной нагрузки $H_p = 501\ m$. При загружении всего пролета момент изгиба посредине балки жесткости будет:

при стрелке 11,4 *м*

$$M = \frac{3{,}6 \cdot 114^2}{8} - 501 \cdot 11{,}4 = 137\ m \cdot м.$$

(Это не есть невыгоднейшее загружение.)

При стрелке 11,44 *м*

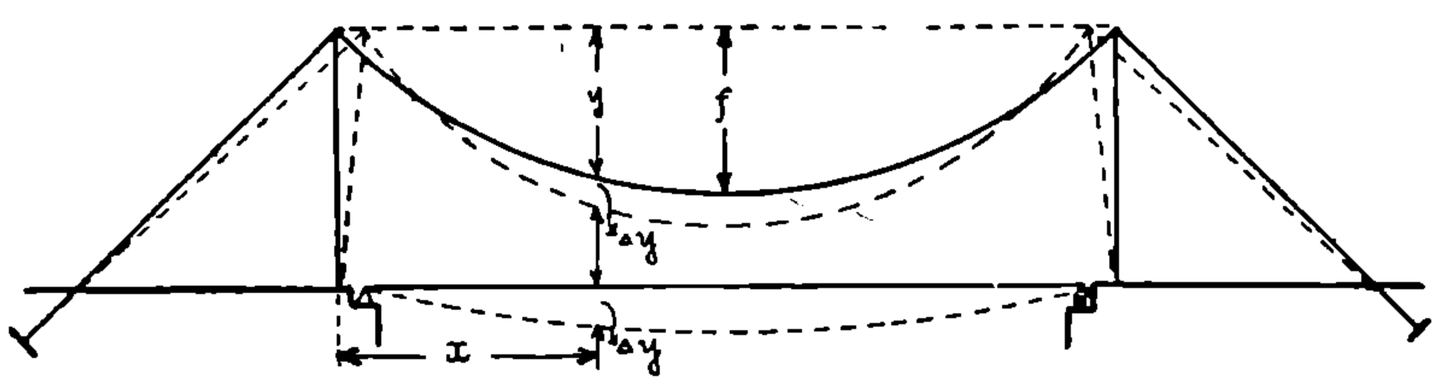
$$M = \frac{3{,}6 \cdot 114^2}{8} - 501 \cdot 11{,}44 = 117\ m \cdot м.$$

Разница — 17%.

Такими подсчетами поправок внести нельзя. Мы имеем в виду показать, что изменение ординаты цепи чувствительно отзывается на результатах подсчета.[1]

А это значит, что при точном решении мы не можем пользоваться *законом независимости действия сил* на систему: это значит — не можем пользоваться линиями влияния. Каждый случай нагрузки надо изучать отдельно.

Система висячего моста так регулируется при постройке, что при данной температуре и при постоянной нагрузке система занимает вполне проектное геометрическое положение, и балка жесткости не напряжена. На фиг 352 это положение показано сплошными линиями. Оставляя температуру без изменений, загрузим систему какой-



Фиг. 352.

нибудь подвижной нагрузкой p. Система деформируется и займет положение, показанное пунктиром.

Для момента в балке жесткости будем иметь уравнение

$$M_x = M_x^0 - H_p(y + \Delta y) - H_q \cdot \Delta y.$$

M_x^0 — момент в простой балке, свободной от цепи. Остальные величины M_x, H_p и H_q зависит от Δy. С другой стороны Δy зависит от деформаций цепи под действием нагрузки и тех же H_p и H_q. Отсюда получаются условия для решения задачи. Приведем результаты численных подсчетов Bleich'a.

Пролет 200 *м*, стрелка 20 *м*. Кабель. $H_q = 3000\ m/м$, $p = 6\ m/м$, полное загружение всего пролета.

	Обычный способ.	Точный.	Разница.
H_p	1 249 *m*	1 191 *m*	4,6%
$M_{1/2}$	5 020 *m · м*	4 410 *m · м*	12,1%
$M_{1/4}$	3 765 *m · m*	3 372 *m · м*	10,1%

При нагрузке $p = 2\ m/м$, H_p разница все о на 0,7% (меньше).

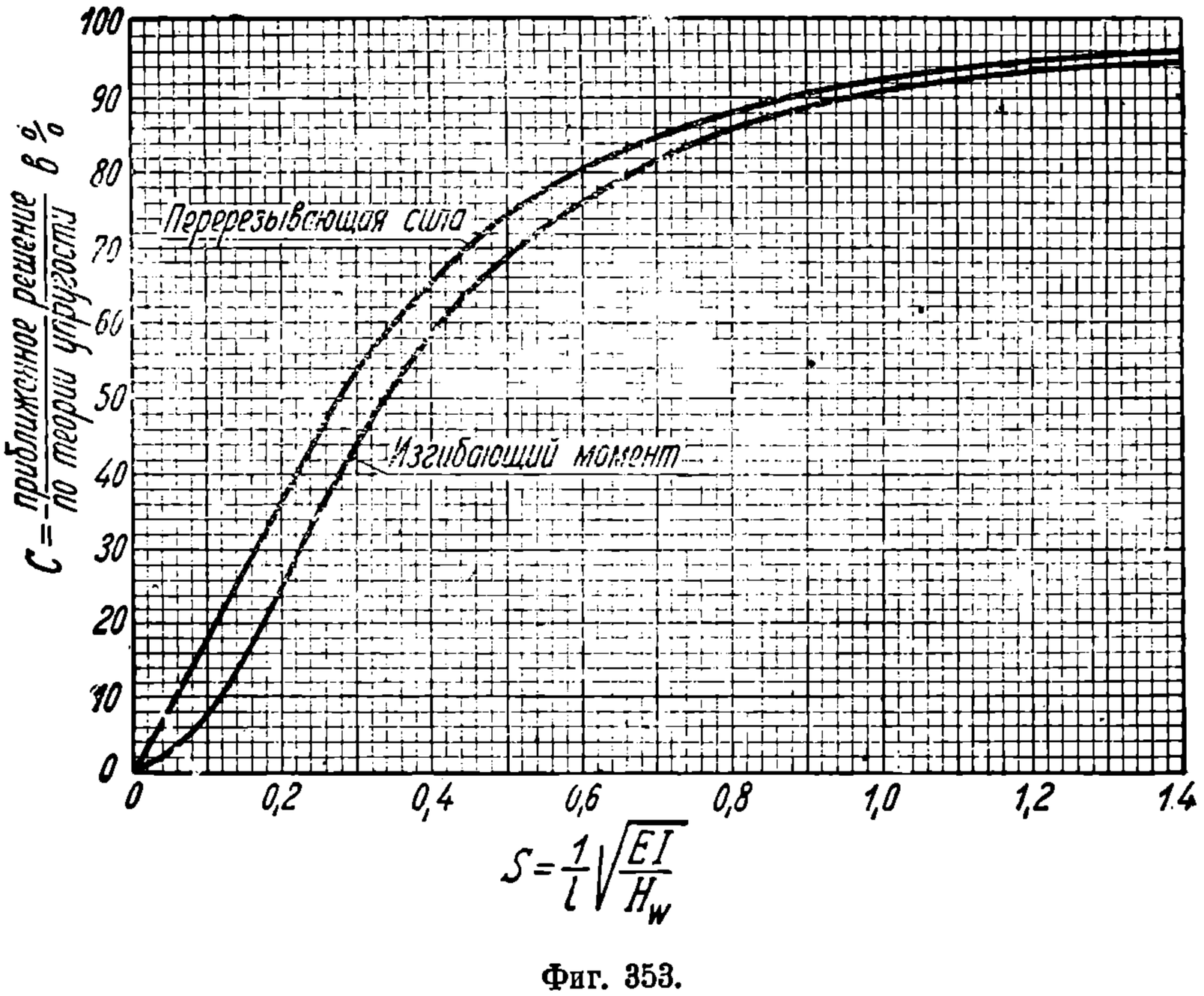
Таким образом, мы видим, что в отношении деформаций и воздействий временной нагрузки на балку жесткости обычный способ расчета дает результаты преувеличенные, т. е. способ обладает неточностью в запас прочности.

---

[1] Интересующи ся рекомендуем сочинения:
Müller-Breslau. «Die graphische Statik», Band II, zweite Abt. 1908, стр. 397;
Bleich. «Theorie und Berechnung der eisernen Brücken» 1924, стр. 457;
статью Hoening'a в журнале Eisenbau 914, стр. 265.
Melan. Handbuch d. Ing. Wissensch. Brückenbau, II B. 5 Abt. 1925.
Тимошенко — см. след. стр.
Karpinski — Le calcul der ponts suspendus à poutre de rigidité. Ann. des Travaux publics de Belgique. 1928, Juin.
Pigeaud — Nouvelles recherches sur le calcul des ponts suspendus. Le Génie civil 1927, 2 et 9 juillet
Prof. G. G. Krivochéine — La théorie exacte des ponts suspendus à trois travées. Bericht, über II Int. Tagung für Brückenbau und Hochbau. Wien, 1929 г., стр. 617.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Применение точного способа расчета к большим американским мостам показало однако, что разница более значительна, чем думали. Разница в моментах и поперечных силах, действующих на балку жесткости, может достигать 50—60%. Штейнман и Бекер составили график (фиг. 353), показывающий отношение момента и поперечной

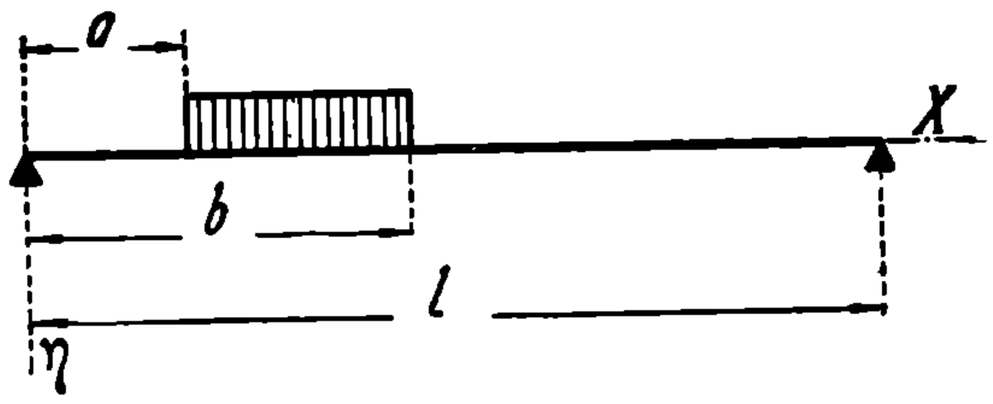


Фиг. 353.

силы по точному способу к моменту или поперечной силе по обычному способу в зависимости от величины S, выражаемой формулой

$$S=\frac{1}{l}\sqrt{\frac{EI}{H_w}}.$$

Например, для моста Mount Hope (пролеты $l=365{,}8$ и боковые $l_1=153{,}6$ *м*) $S=0{,}149$ и $S_1=0{,}351$, что по графикам дает для главного пролета $C=0{,}45$ для моментов и 0,63 для поперечных сил, т. е. неточность обычного способа расчета 55% и 37%. Для боково о $C=0{,}51$ и 0,60, т. е. неточность 49 и 40%.



Фиг. 354.

Проф. Тимошенко [1] дает решение с учетом деформации, исходя из представления уравнения упругой линии балки жесткости при каком-нибудь загружении пролетного строения в виде тригонометрического ряда:

$$\eta=a_1\sin\frac{\pi x}{l}+a_2\sin\frac{2\pi x}{l}+a_3\sin\frac{3\pi x}{l}\ldots. \qquad (120)$$

где a_1, a_2, a_3 . . . коэффициенты, вычисляемые из рассмотрения энергии системы: x — абсциссы вдоль балки от левой опоры, l — пролет балки жесткости (система в один пролет).

[1] Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik. Bd 8, 1928. H 1. S. 1—10.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Положим, что подвижная равномерно распределенная нагрузка занимает участок от $x=a$ до $x=b$ (фиг. 354). Для этого случая коэффициенты будут:

$$a_n=\frac{2l^4}{EI\pi^5[n^5+n^3\alpha(1+\beta)]}\left[p\left(\cos\frac{n\pi a}{l}-\cos\frac{n\pi b}{l}\right)-2\beta w\right]\text{при } n \text{ нечетном} \quad (121)$$

$$a_n=\frac{2pl^4}{EI\pi^5[n^5+n^3\alpha(1+\beta)]}\left(\cos\frac{n\pi a}{l}-\cos\frac{n\pi b}{l}\right) \text{ при } n \text{ четном}.$$

Здесь E — модуль упругости балки; I — момент инерции сечения ее; $\alpha=\frac{H_w l^3}{EI\pi^3}$, H_w — распор в цепи от постоянной нагрузки w цепи на погонную единицу пролета; $\beta=\frac{H}{H_w}$, где H — распор в цепи от временной нагрузки p.

Подставляя (121) в (120), получим быстро сходящийся ряд η, по которому их можно вычислить, если задаться дополнительным распором цепи H. Например, для случая $a=0$, $b=\frac{l}{4}$ (загружение левой четверти пролета от левой опоры).

$$\eta=\frac{2l^4}{EI\pi^5}\left[\frac{p\left(1-\cos\frac{\pi}{4}\right)2\beta w}{1+\alpha(1+\beta)}\sin\frac{\pi x}{l}+\frac{p\sin\frac{2\pi x}{l}}{2^5+2^3\alpha(1+\beta)}+\right.$$

$$\left.+\frac{p\left(1-\cos\frac{3\pi}{4}\right)-2\beta w}{3^5+3^3\alpha(1+\beta)}\sin\frac{3\pi x}{l}+\ldots\right]. \quad \ldots(122)$$

откуда можно вычислить прогиб, зная $\beta=\frac{H}{H_w}$.

Найдя вторую производную η, получим момент изгиба $M=-EI\cdot\frac{d^2\eta}{dx^2}$.

При действии лишь изменений температуры

$$a_n=-\frac{4\beta w l^4}{EI\pi^5[n^5+n^3\alpha(1+\beta)]} \text{ при } n \text{ нечетном и } a_n=0 \text{ при } n \text{ — четном}$$

$$\eta=-\frac{4\beta w l^4}{EI\pi^5}\left[\frac{\sin\frac{\pi x}{l}}{1+\alpha(1+\beta)}+\frac{\sin\frac{3\pi x}{l}}{3^5+3^3\alpha(1+\beta)}+\frac{\sin\frac{5\pi x}{l}}{5^5+5^3\alpha(1+\beta)}+\ldots\right].$$

Для определения дополнительного распора H или отношения β имеем (из равенства приращения потенциальной энергии кабеля работе внешних сил):

$$\frac{H_w L}{FE}\beta\left(1+\frac{1}{2}\beta\right)=\frac{16f}{\pi l}\left(1+\frac{1}{2}\beta\right)\left(a_1+\frac{a_3}{3}+\frac{a_5}{5}+\ldots\right)+$$

$$+\frac{\pi^2}{4l}\cdot(1+\beta)(a_1^2+2^2a_2^2+3^2a_3^2+\ldots) \quad (123)$$

Причем F — площадь поперечного сечения кабеля, E — его коэффициент упругости,

$$L=\int_0^l\left(\frac{ds}{dx}\right)^2\cdot ds$$

или

$$L=l\left[\frac{1}{4}\left(\frac{5}{2}+\frac{16f^2}{l^2}\right)\left(1+\frac{16f^2}{l^2}\right)^{\frac{1}{2}}+\frac{3}{32}\ln\left\{\frac{4l}{l}+\left(1+\frac{16f^2}{l^2}\right)^{\frac{1}{2}}\right\}\right].$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Задаемся величиной β, тогда из (123) находим p соответствующее β. Затем уменьшаем или увеличиваем β пропорционально данной нагрузке p. Возьмем средний пролет Мангатанского моста, $l=435$ *м*, EI для балки жесткости $2\,040\,000 \cdot 43\,900 \cdot 144$; $=43{,}5$; $F=1\,770$ *см*^{2}; $w=8\,660$ *кг/м*; $\alpha=\frac{H_w \cdot l^2}{EI\pi^2}=1{,}75$; $L=475$ и $H_w=\frac{wl^2}{8f}=4\,650\,000$ *кг*.

Для случая загружения $^1/_4$ пролета предположим, например, $\beta=0{,}2$; тогда (122) дает:

$$\eta=\frac{2l^4}{EI\pi^2}\left[\frac{0{,}2929p-0{,}4w}{1+1{,}75\cdot 1{,}2}\sin\frac{\pi x}{l}+\frac{p\sin\frac{2\pi x}{l}}{2^5+2^3\cdot 1{,}75\cdot 1{,}2}+\frac{1{,}7071p-0{,}4w}{3^5+3^3\cdot 1{,}75\cdot 1{,}2}\sin\frac{3\pi x}{l}+\right.$$
$$\left.+\frac{2p\sin\frac{4\pi x}{l}}{4^5+4^3\cdot 1{,}75\cdot 1{,}2}+\frac{1{,}7071p-0{,}4w}{5^5+5^3\cdot 1{,}75\cdot 1{,}2}\sin\frac{5\pi x}{l}+\cdots\right]$$
$$a_1+\frac{1}{3}a_3+\frac{1}{5}a_5+\ldots=\frac{2l^4}{EI\pi^5}(0{,}0905p-62{,}81)$$
$$a_1^2+2^2a_2^2+3^2a_3^2+\ldots=\left(\frac{2l^4}{EI\pi^5}\right)^2(0{,}01096p^2+3920).$$

После чего из (123) получаем

$$0{,}0000197p^2+0{,}028p-3{,}62=0,$$

откуда $p=119$ *кг/см*; а при $p=6000$ *кг/м* будем иметь

$$H=\frac{0{,}2H_w 6000}{100\cdot 119}=465000\ кг.$$

Для определения дополнительного распора H от колебаний температуры применяется тот же способ. Пусть c коэффициент линейного расширения,

$$L_t=\int_0^l\frac{ds}{dx}\,ds;\ ^1$$

Связь между β и t (на основании равенства приращения потенциальной энергии кабеля работе внешних сил) устанавливается выражением

$$\frac{H_w^2L}{FE}\cdot\beta\left(1+\frac{\beta}{2}\right)+H_w\left(1+\frac{\beta}{2}\right)clL_t=\left(w+\frac{\beta}{2}\right)\left(\frac{2l}{\pi}\right)\left(a_1+\frac{1}{3}a_3+\frac{1}{5}a_3+\ldots\right)+$$
$$+\frac{\pi^2H_w}{4l}(a_1^2+2^2a_2^2+3^2a_3^2+\ldots)(1+\beta)$$

Задавшись β, находим отсюда t, а затем по имеющемуся в действительности t находим соответственное β, а потом и H.

§ 11. ЦЕПЬ В ТРИ ПРОЛЕТА С ПРОСТЫМИ БАЛКАМИ ЖЕСТКОСТИ.

39. Схема висячего моста в три пролета имеет в каждом пролете балку жесткости. Эта система должна изучаться в расчетном отношении как одно связное целое. Система имеет одну статически неопределимую величину, за которую удобно взять величину H.

Линия влияния для H есть взятая в известном масштабе линия прогибов балок при действии на разрезанную посредине цепь нагрузки $H=1$ (две равные и проти-

---

[1] Достаточно точно этот интеграл равен $\frac{16f^2}{3l^2}$ для кабеля.

НБ УДУНТ (ДИТ)

воположные силы, приложенные к сечениям разреза цепи). От действия этой нагрузки деформируются все три балки в одинаковом смысле: изогнутся выпуклостью вверх. Линия влияния, следовательно, имеет три отдельных участка одного знака (плюс). Ординаты ее определяются формулой (99)

$$\eta_H = \delta_{mh} \cdot \frac{1}{\delta_{hh}};$$
$$\delta_{mh} = \Sigma T_1 T_2 \frac{s}{E_\omega} \qquad (124)$$

Здесь T_1 — усилия, вызываемые в частях фермы жесткости при постановке груза $P=1$ в каком-нибудь узле балки жесткости (соответственно которому ищем ординату линии влияния); T_2 — усилия в частях ферм жесткости от действия в разрезе цепи усилия $H=1$.

Так как при нагрузке $P=1$ в одном каком-нибудь пролете ни разрезанная цепь, ни балки остальных пролетов не работают, то под знак суммы входят только элементы нагруженной грузом $P=1$ балки жесткости (т. е. одного только пролета),

$$\delta_{hh} = \Sigma T_2^2 \frac{s}{E_\omega}.$$

В этом выражении под знак суммы входят *все* элементы системы.

Если балки жесткости — сплошные, то применяются выражения (103), (104) и (106), а для ординаты распора имеем выражение (105).

Если балка постоянного момента инерции, то подобно тому, как приведено в n^0 33 интегралы можно раскрыть. [1] Возьмем случай кабеля, для которого сечение постоянно.

Введем обозначения (фиг. 355):

$$N = \frac{8}{5}(1 + 2irv^2) + \frac{3IEl'}{\omega f^2 E_c l}(1 + 8n^2) + \frac{6IEl_2}{\omega_1 f^2 E_c l}\sec^3\alpha_1(1 + 8n_1^2)$$

где $i = \frac{I}{I_1}$, $r = \frac{l_1}{l}$, $v = \frac{f'}{f}$, E_c — модуль упругости для кабеля,

$$B_k = k(1 - 2k^2 + k^3),$$

если k определяет положение груза P на пролете: $x = kl$, значения B_k даны в таблице 14.

Тогда имеем для ординаты линии влияния распора значения

для среднего пролета

$$\eta_H = \frac{B_k}{Nn},$$

» бокового »

$$\eta_H = \frac{ir^2 v B_k}{Nn}.$$

Для равномерно распределенной нагрузки p, расположенной на участке kl от одной из опор балки, распор

для среднего пролета

$$H = \frac{F_k}{5Nn}\, pl.$$

» бокового »

$$H = \frac{F_k}{5Nn}\, ir^3 v p_1 l.$$

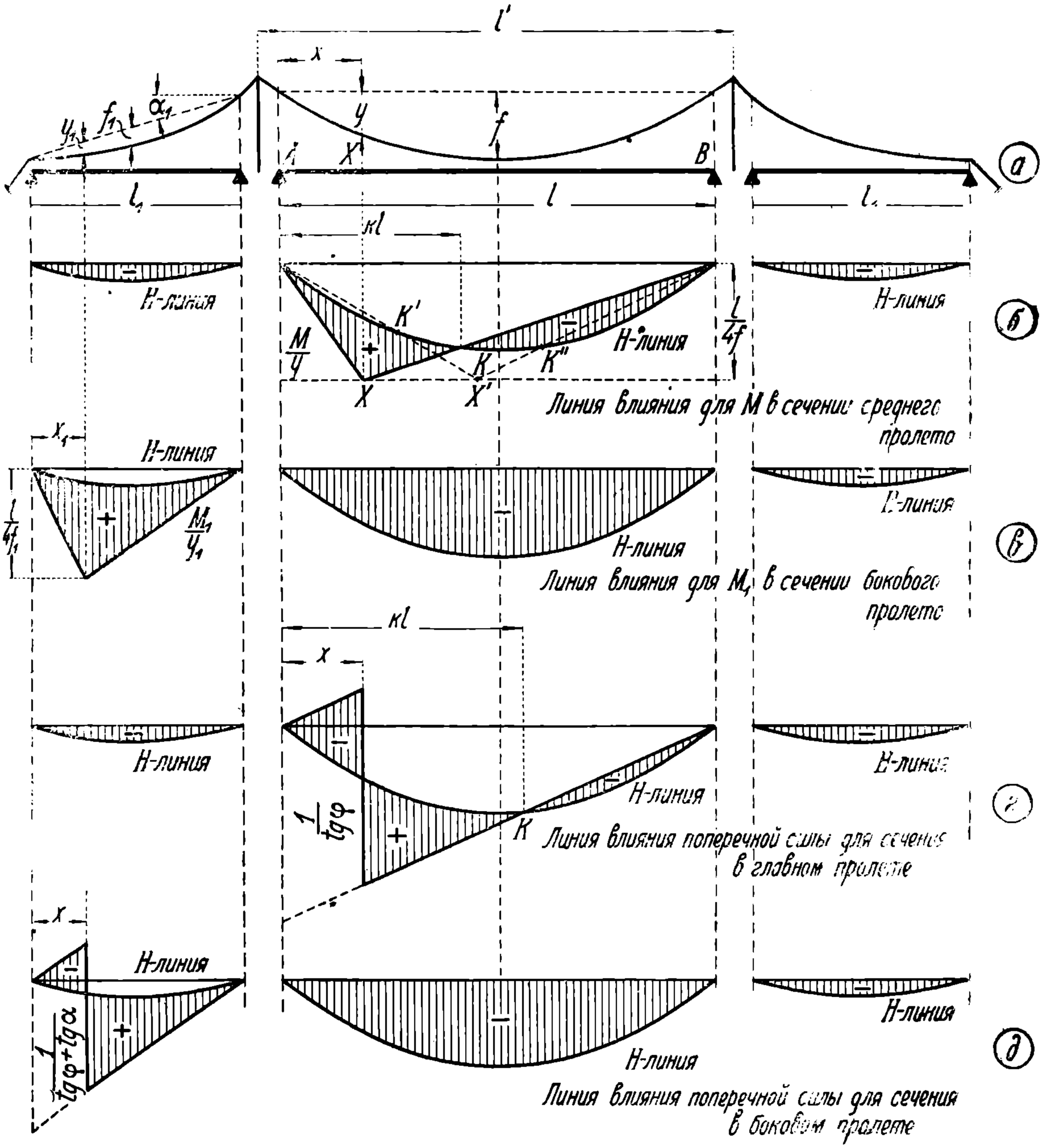
[1] Steinman, A practical Treatise on suspension bridges. New-York. 1929.

НБ УДУНТ (ДИТ)

где

$$F_k = \frac{5}{2} k^2 - \frac{5}{2} k^4 + k^5 .$$

Значения F_k даны в табл. 14.



Фиг. 355 *а — д.*

Наибольшее значение распора получим при загружении всех пролетов

$$H_0 = \frac{1 + 2ir^3v}{5Nn}\, pl.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Момент изгиба в балке жесткости среднего пролета при загружении равномерной нагрузкой всех трех пролетов

$$M_0 = \frac{1}{2} px(l - x)\left[1 - \frac{8}{5N}(1 + 2ir^3v)\right]$$

и для бокового пролета

$$M_1^0 = \frac{1}{2} px_1(l - x_1)\left[1 - \frac{8}{5N}(1 + 2ir^3v)\right]\frac{v}{r^2}$$

Вообще момент изгиба в балке жесткости выражается формулой

$$M = M^1 - Hy$$

где M^1 — момент от той же нагрузки для балки как она есть без цепи

$$M = y\left(\frac{M^1}{y} - H\right);$$

значит, если на линию влияния H наложим линию влияния $\frac{M'}{y}$, в виде разности ординат получим линию влияния M, причем ординаты эти надо умножить на y. Вершина треугольника для разных сечений балки лежит на горизонтали в расстоянии $\frac{l}{4f}$ или $\left(\frac{l_1}{4f_1}\right)$ от оси линии влияния (фиг. 355*б*).

Точка k (нулевая) находится из условия

$$C_k = k + k^2 - k^3 = \frac{Nl}{4(l - x)} \qquad (125)$$

Из этого уравнения можно найти k для данного x. Для облегчения задач приводим значения C_k в таблице 14.

Для получения наибольшего отрицательного момента в балке в сечении x надо загрузить участок $l - kl$ и оба боковые пролета.

$$\min M = -\frac{2px(l - x)}{5N}[D_k + 4ir^3v)],$$

где $D_k = (2 - k - 4k^2 + 3k^3)(1 - k)^2$ имеет значения по табл. 14 для k, найденного из уравнения (125).

Для сечений x у середины пролета $\left(x > \frac{Nl}{4}\right)$ нулевых точек две k' и k''; вместо D_k надо в формулу min M подставить $Dk' + Dk''$, где k' есть значение k из уравнения (125) для x, а k'' — значение k из (125) для симметричного сечения $(l - x)$

$$\max M = M_0 - \min M = \frac{1}{2} px\,(l - x)\left[1 - \frac{8}{5N}\left(1 - \frac{1}{2} D_k\right)\right]$$

при этом боковые пролеты не нагружены.

В боковых пролетах нулевых точек нет (фиг. 355, *в*). Для отрицательного момента загружаются оба остальные пролета; для положительного — один рассматриваемый пролет.

$$\min M_1 = -y_1 \frac{1 + ir^3v}{5Nn} pl$$

$$\max M_1 = \frac{ry_1}{8n_1}(1 - \frac{8}{5N} irv^2)pl.$$

Поперечные силы. — Поперечная сила имеет выражение (из n^0 35)

$$V = V' - H \operatorname{tg} \varphi,$$

где

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{4f}{l}\left(1 - \frac{2x}{l}\right).$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

При загружении всех трех пролетов для какого-нибудь сечения x
для главного пролета

$$V_0 = \frac{1}{2} p(l - 2x)\left[1 - \frac{8}{5N}(1 + 2ir^3v)\right]$$

для бокового пролета

$$V_1^0 = \frac{1}{2} p(l_1 - 2x_1)\left[1 - \frac{8}{5N} \cdot \frac{v}{r^2}(1 + 2ir^3v)\right].$$

Линию влияния получим, наложив на линию влияния H линию влияния поперечной силы для простой балки, ординаты которой разделены на $\operatorname{tg}\varphi$ для рассматриваемого сечения (фиг. 355, *г*). Полученные площади линии влияния надо помножить на $p \operatorname{tg}\varphi$

$$\max V = \frac{1}{2} pl\left(1 - \frac{x}{l}\right)^2\left[1 - \frac{8}{N}\left(\frac{1}{2} - \frac{x}{l}\right)G_k\right],$$

где

$$G_k = \frac{2}{5}(2 - k)^3 - (1 - k)^2 + 1$$

Значения этой функции даны в таблице 14.

Но для сечений между $x = 0$ и $x = \frac{l}{2}\left(1 - \frac{N}{4}\right)$ для max V нагрузка будет доходить только до точки k, абсцисса которой $x = kl$ находится из уравнения

$$C_k = k + k^2 - k^3 = \frac{N}{4} \cdot \frac{l}{l - 2x};$$

значения C_k приведены в табл. 14.

В боковых пролетах нулевых точек нет, для них (фиг. 355, *д*)

$$\max V_1 = \frac{1}{2} pl_1\left(1 - \frac{x_1}{l_1}\right)^2\left[1 - \frac{8}{N} irv^2\left(\frac{1}{2} - \frac{x_1}{l_1}\right)G_k\right]$$

где G_k — по предыдущему.

Отрицательный момент

$$\min V = V_0 - \max V$$
$$\min V_1 = V_1^0 - \max V_1.$$

Таблица 14.

k	B_k	C_k	D_k	F_k	G_k	k
	Для линии влияния H	Нулевая точка	Для неим. момента	Для H от равномерной нагрузки	Для поперечных сил	
0	0	0	2,0	0	0,4	0
0,05	0,0498	0,0524	1,7511	0,0062	0,4404	0,05
0,10	0,0981	0,1090	1,5090	0,0248	0,4816	0,10
0,15	0,1438	0,1691	1,2790	0,0550	0,5232	0,15
0,20	0,1856	0,2320	1,0650	0,0963	0,5648	0,20
0,25	0,2227	0,2969	0,8704	0,1474	0,6062	0,25
0,30	0,2541	0,3630	0,6062	0,2072	0,6472	0,30
0,35	0,2793	0,4296	0,5445	0,2740	0,6874	0,35
0,40	0,2976	0,4960	0,4147	0,3462	0,7264	0,40
0,45	0,3088	0,5614	0,3065	0,4222	0,7640	0,45
0,50	0,3125	0,6250	0,2188	0,5	0,8	0,50
0,55	0,3088	0,6861	0,1497	0,5778	0,8340	0,55
0,60	0,2976	0,7440	0,0973	0,6538	0,8656	0,60
0,65	0,2793	0,7979	0,0593	0,7260	0,8946	0,65
0,70	0,2541	0,8470	0,0332	0,7928	0,9208	0,70
0,75	0,2227	0,8906	0,0166	0,8526	0,9438	0,75
0,80	0,1856	0,9280	0,0070	0,9037	0,9632	0,80
0,85	0,1438	0,9584	0,0023	0,9450	0,9788	0,85
0,90	0,0981	0,9810	0,0005	0,9752	0,9904	0,90
0,95	0,0498	0,9951	0,0003	0,9938	0,9976	0,95
1,00	0	1,0	0	1,0	1,0	1,0

НБ УДУНТ (ДИТ)

Из предыдущего видим, что боковые участки этой линии влияния дают для распора небольшие прибавки, так как они выражают ту часть распора, которая зависит от жесткости балки среднего пролета. Если в среднем пролете поставить шарнир, т. е. уничтожить жесткость балки, то участки эти исчезают; нагрузка боковых пролетов не будет в таком случае влиять на величину M (см. n^0 28, фиг. 338).

Распор от колебаний температуры определяется формулой (111):

$$H_t = \frac{\alpha t \Sigma T_2 s}{\Sigma T_2^2 \frac{s}{E_\omega}}$$

при чем знаменатель определяется как сказано выше, а числитель — при условии распространения суммы только на звенья цепи от одного конца заделки до другого.

В применении цепи из кабеля со сплошной балкой жесткости постоянного момента инерции

$$H_t = -\frac{3EI \cdot ct \,.\, L}{f^2 \cdot Nl}$$

где

$$L = l(\sec^2\alpha + \frac{8}{3} n^2) + 2l_1\left(\sec\alpha_1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{n_1^2}{\sec^3\alpha_1}\right)$$

Здесь t — число градусов изменения температуры,
c — коэффициент расширения
N — по предыдущему
α — угол наклона к горизонту линии, соединяющей вершины пилонов; при симметричном очертании $\alpha = 0$.
α_1 — см. фиг. 355 — боковой пролет.

Для задания предварительрых размеров цепи и балки среднего пролета пренебрегаем наличием балок жесткости в боковых пролетах, а цепи боковых пролетов принимаем за удерживающие цепи, т. е. приводим этот случай к предыдущему (§ 9), когда имеем цепь с балкой жесткости в один пролет. Найдя max H, сможем задаться сечением цепи во всех ее элементах, а по моменту изгиба в $^1/_4$ пролета сможем задаться моментом инерции или сечением поясов балки жесткости среднего пролета. Зададимся и сечением раскосов. Искать момент изгиба для середины пролета при принятых предположениях было бы бесполезно, так как на нем наличие боковых балок жесткости скажется более чувствительно.

Сечения поясов балки жесткости крайнего пролета или момент инерции ее сечения можно предварительно установить в предположении, что балка жесткости свободна от цепи и временную нагрузку принимает одна, т. е. как бы предположив, что расматриваемая система цепи в 3 пролета снабжена шарниром в балке среднего пролета и сведена, таким образом, к системе, рассмотренной в n° 28 (фиг. 338).

С этими данными можно предпринять окончательный расчет, затем, судя по его результатам, исправить сечения и на том закончить, или, исправив сечения, предпринять новый пересчет.

§ 12. ЦЕПЬ В ТРИ ПРОЛЕТА С КОНСОЛЬНОЙ БАЛКОЙ ЖЕСТКОСТИ.

40. Эта система представлена на фиг. 307. Она содержит одну статически неопределимую величину H. Для построения линии влияния применим тот же метод, что и в предыдущих случаях. Выражение δ_{hh} имеет сумму, которая распространяется на *все* элементы системы. Что касается суммы, определяющей δ_{mh} (124), то она распространяется только на те элементы консольной балки жесткости, которые напрягаются от груза $P = 1$ в данном узле; стержни цепи и подвески не входят.

По этой системе был составлен для конкурса моста через Рейн проект под девизом. «Köln-Deutz I». Шарниры даны были в крайних пролетах («Eisenbau» 1912, № 1).

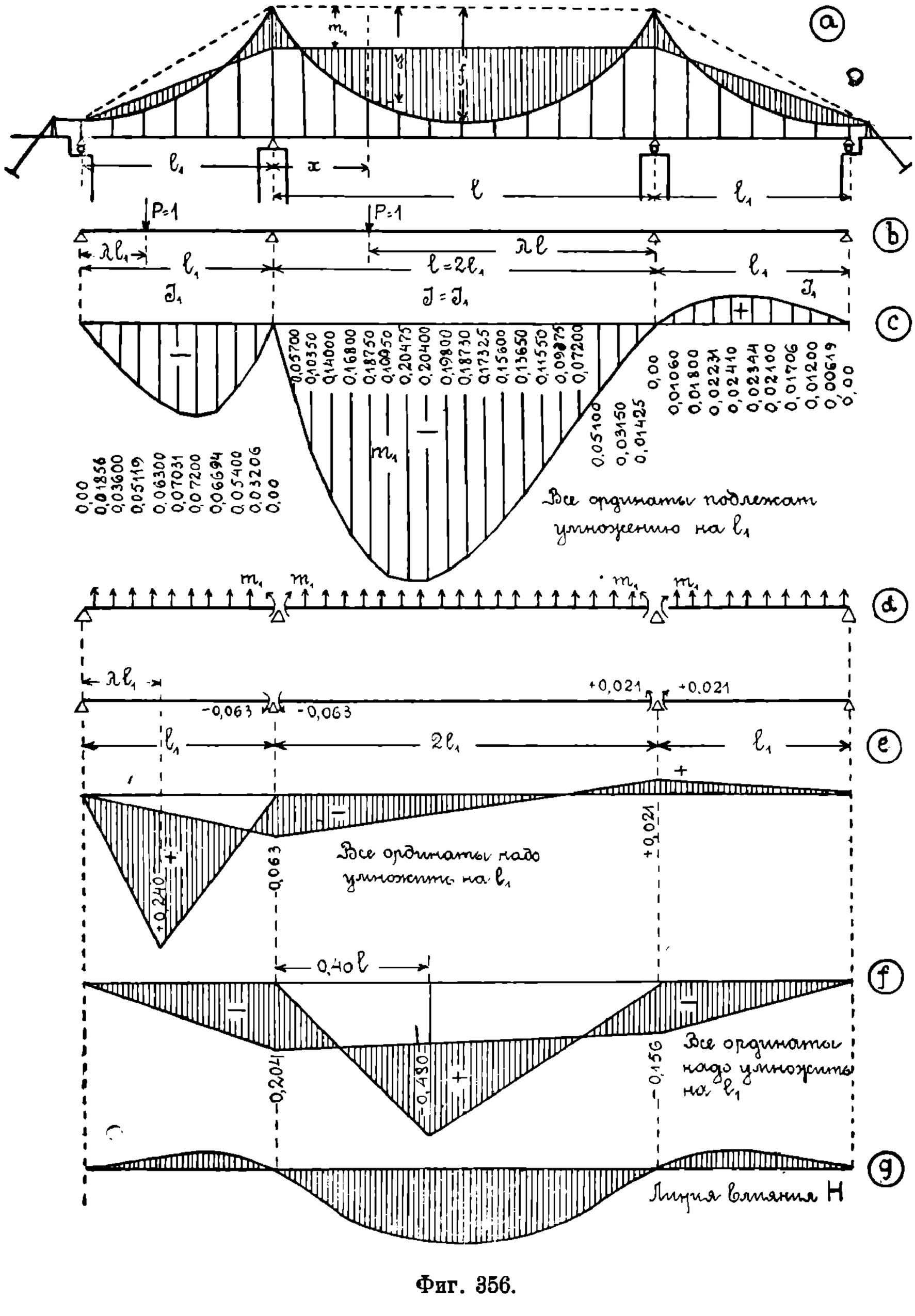
§ 13. ЦЕПЬ В ТРИ ПРОЛЕТА С НЕРАЗРЕЗНОЙ БАЛКОЙ ЖЕСТКОСТИ.

41. Система (фиг. 356, a) с тремя статически неопределимыми величинами В общем случае здесь применимы такие же три уравнения работы, какие применены к расчету сводов без шарниров в нашем «Курсе железобетонных мостов».

НБ УДУНТ (ДИТ)

Но задача значительно упрощается ввиду особенностей системы висячего моста рассматриваемого типа.

1) Очертание цепи во всех трех пролетах выбирается такое, чтобы от постоянной нагрузки распоры на пилоне уравновешивались. Для этого необходимо, чтобы цепи



Фиг. 356.

описывали отрезки одной и той же параболы (одного параметра). Уравнение параболы (42), при ординатах, отнесенных к замыкающей линии (фиг. 328).

$$H = \frac{4z_m x(1-x)}{l^2};$$

$$H = \frac{ql^2}{8z_m}.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Таблица 15. — Формулы для линии влияния опорного момента.

	I_1 и I разные: $I=\sigma I_1$; $l=\mu l_1$	$I_1=I$ $(\sigma=1)$; $l=\mu l_1$	$I_1=I$ $(\sigma=1)$; $l=2l_1$ $(\mu=2)$
$\eta_1=(m_1)=$	$-\dfrac{\lambda(1-\lambda^2)}{k_1'}l_1$	$-\dfrac{\lambda(1-\lambda^2)}{k_1'}l_1$	$-\lambda(1-\lambda^2)\dfrac{3l_1}{16}$
$\eta_2=(m_1)=$	$\dfrac{\lambda(1-\lambda)\left[2-\lambda-2\left(\dfrac{\sigma}{\mu}+1\right)\left(1+\lambda\right)\right]}{4\left(\dfrac{\sigma}{\mu}+1\right)^2-1}l_1$	$-\dfrac{2\lambda(1-\lambda^2)+3\lambda_2(1-\lambda)\mu}{\mu\left[4\left(\dfrac{1}{\mu}+1\right)^2-1\right]}l_1$	$-\dfrac{\lambda(1-\lambda^2)+3\lambda^2(1-\lambda)}{4}l_1$
$\eta_3=(m_1)=$	$+\dfrac{\lambda(1-\lambda^2)}{k_2k_3}l_1$	$+\dfrac{\lambda(1-\lambda^2)}{k_2k_3}l_1$	$+\dfrac{\lambda(1-\lambda^2)}{16}l_1=-\dfrac{1}{3}\eta_1$
$k_1'=k_3$	$2\left(1+\dfrac{\mu}{\sigma}\right)-\dfrac{\mu}{\sigma}\quad\dfrac{\mu}{2(\sigma+\mu)}$	$2(1+\mu)-\dfrac{\mu^2}{2(1+\mu)}$	$\dfrac{16}{3}$
$k_2=k_2'$	$2\left(\dfrac{\sigma}{\mu}+1\right)$	$\dfrac{2}{\mu}(1+\mu)$	3
$k_2\,.\,k_3$	$\dfrac{4}{\mu\sigma}\left(\sigma+\mu\right)^2-\dfrac{\mu}{\sigma}$	$\dfrac{4(1+\mu)^2}{\mu}-\mu$	16

НБ УДУНТ (ДИТ)

2) При одинаковой высоте пилонов уравнение для среднего пролета будет:

$$y = \frac{4fx(l-x)}{l^2};$$

$$H = \frac{ql^2}{8f}.$$

Наибольшая ордината крайнего пролета z_m и стрелка среднего пролета связаны между собой отношением через H:

$$H = \frac{ql^2}{8f} = \frac{ql_1^2}{8z_m} \text{ или } z_m = f\frac{l_1^2}{l^2};$$

при $l = 2l_1$

$$z_m = \frac{f}{4}.$$

3) Наконец, последнее упрощение, которое здесь сделаем, заключается в задании $l = 2l_1$ и в предположении, что момент инерции I постоянен.

Приступая к решению задачи, разрежем цепь и приложим в разрезе к каждому концу цепи по силе $H = 1$, направленной в противоположные стороны, предполагаем, навстречу друг другу. Цепь натянется, балка прогнется вверх во всех трех пролетах, как неразрезная. Назовем, как и раньше, усилия в стержнях цепи и подвесках T_2, а моменты изгиба в балке через M_2.

Затем поставим в каком-нибудь узле балки груз $P = 1$. Разрезанная цепь не напрягается. В балке моменты изгиба обозначим через M_1.

Тогда соответственная ордината распора (105)

$$\eta_{1H} = \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}} = \frac{\int \frac{M_1 M_2}{EI}\,dx}{\int \frac{M_2^2}{EI}\,dx + \Sigma T_2^2 \frac{s}{E\omega}}; \tag{126}$$

$$H_t = \frac{\alpha l \Sigma T_2 s}{\int \frac{M_2^2}{EI}\,dx + \Sigma T_2^2 \frac{s}{E\omega}}. \tag{127}$$

Нахождение усилий T_2 в частях цепи и в подвесках от действия $H = 1$ известно.

Что касается моментов M_1 и M_2, то их легко найти, определив сперва опорные моменты m_1 и m_2 неразрезной балки. Они статически неопределимы и составляют вторую и третью (после H) статически неопределимые величины нашей системы.

К применению общих уравнений работы можем не прибегать, так как m_1 и m_2 можно искать независимо от H. Определение моментов и поперечных сил в неразрезной балке изложено нами в «Курсе железобетонных мостов».

Приведем здесь (см. таблицу 15) формулы для построения линии влияния опорного момента для симметричной неразрезной балки в 3 пролета (фиг. 356, *b*).

Для момента на другой опоре линия влияния берется, как зеркальное изображение первой линии влияния.

По числу пролетов линия влияния имеет 3 участка с ординатами η_1, η_2, η_3, формулы для которых приведены в таблице 15.

Величина λ (положение груза $P = 1$ или ординаты) изменяется в каждом пролете от 0 до 1 ($a = \lambda l$), но отсчитывается для первого (слева) пролета от левой опоры до правой, *в остальных пролетах — от правой опоры к левой.*

От равномерно распределенной нагрузки, которая для крайних пролетов имеет значение g_1, для среднего g, будем иметь при $I_1 = I$

$$m_1 = m_2 = \frac{l_1^2(g_1 + \mu^3 g)}{4(2+3\mu)}; \tag{128}$$

если $g_1 = g$, то

$$m_1 = m_2 = \frac{l_1^2 g(1+\mu^3)}{4(2+\mu)}; \tag{129}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

если $g_1 = g$, $\mu = 2$, то

$$m_1 = m_2 = \frac{9}{32} g l_1^2. \tag{130}$$

По приведенным формулам вычислены ординаты линии влияния для нашего случая: $l = 2l_1$; $I_1 = I$; они показаны на фиг. 356, *c* и приведены в таблице 16.

Таблица 16. — **Ординаты m_1.**

Для 1-го пролета		Для 2-го пролета				Для 3-го пролета	
λ	η_1	λ	η_2	λ	η_2	λ	η_3
0	0	1,0	0		—	1,0	0
0,1	— 0,01856	0,95	— 0,05700	0,45	— 0,17325	0,9	+ 0,01069
0,2	— 0,03600	0,90	— 0,10350	0,40	— 0,15600	0,8	+ 0,01800
0,3	— 0,05119	0,85	— 0,14000	0,35	— 0,13650	0,7	+ 0,02231
0,4	— 0,06300	0,80	— 0,16800	0,30	— 0,11550	0,6	+ 0,02400
0,5	— 0,07031	0,75	— 0,18750	0,25	— 0,09375	0,5	+ 0,02344
0,6	— 0,07200	0,70	— 0,19950	0,20	— 0,07200	0,4	+ 0,02100
0,7	— 0,06694	0,65	— 0,20475	0,15	— 0,05100	0,3	+ 0,01706
0,8	— 0,05400	0,60	— 0,20400	0,10	— 0,03150	0,2	+ 0,01200
0,9	— 0,03206	0,55	— 0,19800	0,05	— 0,01425	0,1	+ 0,00619
1,0	0	0,50	— 0,18750	0	0	0	0

Нагрузка $H = 1$ вызывает равномерное натяжение всех подвесок, т. е. равномерно нагружает неразрезную балку некоторой нагрузкой g; эта нагрузка определяется из равенства $1 = \frac{gl^2}{8f}$. По формуле (130), имея в виду, что $l = 2l_1$, получим:

$$m_1 = m_2 = \frac{9}{16} f. \tag{131}$$

Чтобы получить момент изгиба в каком-нибудь сечении балки, можем теперь разрезать ее на опорах, приложив опорные моменты (фиг. 356, *d*), и рассматривать все пролеты как простые балки под нагрузкой g и под действием моментов по концам.

Момент при $H = 1$ от нагрузки g равен, как мы знаем, y. Следовательно, для среднего пролета моменты будут

для каждого из крайних
$$\left.\begin{aligned} M_2 &= y - m_1, \\ M_2 &= y - \frac{m_1}{l_1} x. \end{aligned}\right\} \tag{132}$$

На фиг. 356, *a* эти моменты изображены графически заштрихованной площадью между цепью и замыкающей линией, опущенной на пилонах на величину m_1. По формулам (132) можем вычислить все M_2.

Теперь легко определить и M_1, так как опорные моменты известны. Например, груз $P = 1$ находится в 4 узле (или сечении) первого пролета. Строим эпюру моментов. Опорные моменты $m_1 = -0{,}06300\ l_1$; $m_2 = +0{,}02100\ l_1$ (по зеркальному изображению линии влияния для m_1). Ордината момента в простой балке под грузом берется по формуле

$$m' = a - \frac{a^2}{l} = \lambda (1 - \lambda)\ l.$$

В данном случае $m' = 0{,}4 \cdot 0{,}6\ l_1 = 0{,}24\ l_1$.

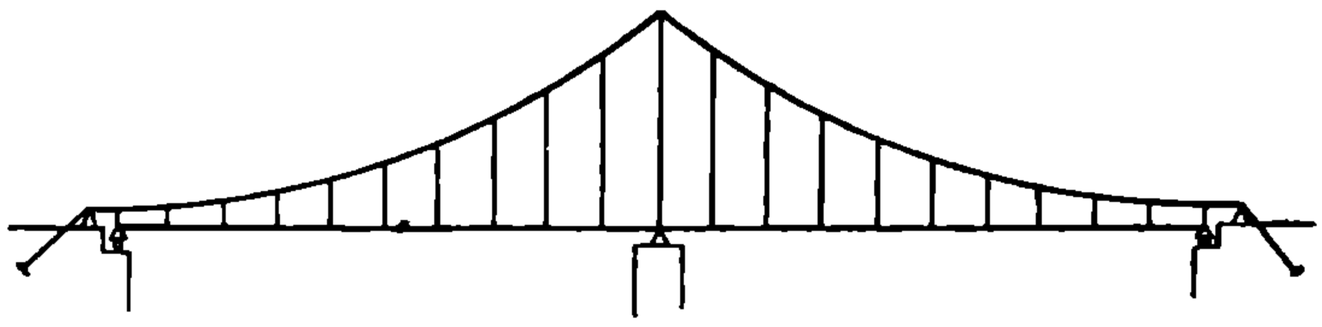
Эпюра приведена на фиг. 356, *e*. По ней вычислим все соответственные значения M_1 и получим значение η_4 для распора H (фиг. 356, *g*).

Для груза $P = 1$ в 8, например, узле (или сечении) среднего пролета эпюру моментов получим таким же образом (фиг. 356, *f*) и по ней моменты M_1 для получения ординаты η_8 (в среднем пролете) для линии влияния распора цепи H.

Располагая линиями влияния H и опорных моментов балки жесткости, можем построить линию влияния любой величины.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для предварительного подбора сечений можно предположить в балке три шарнира, посредине каждого пролета. Система будет статически определимая. По ней можно задаться сечениями элементов системы, а затем повторными расчетами приблизиться, как угодно близко, к сечениям, требуемым по величине напряжений.



Фиг. 357.

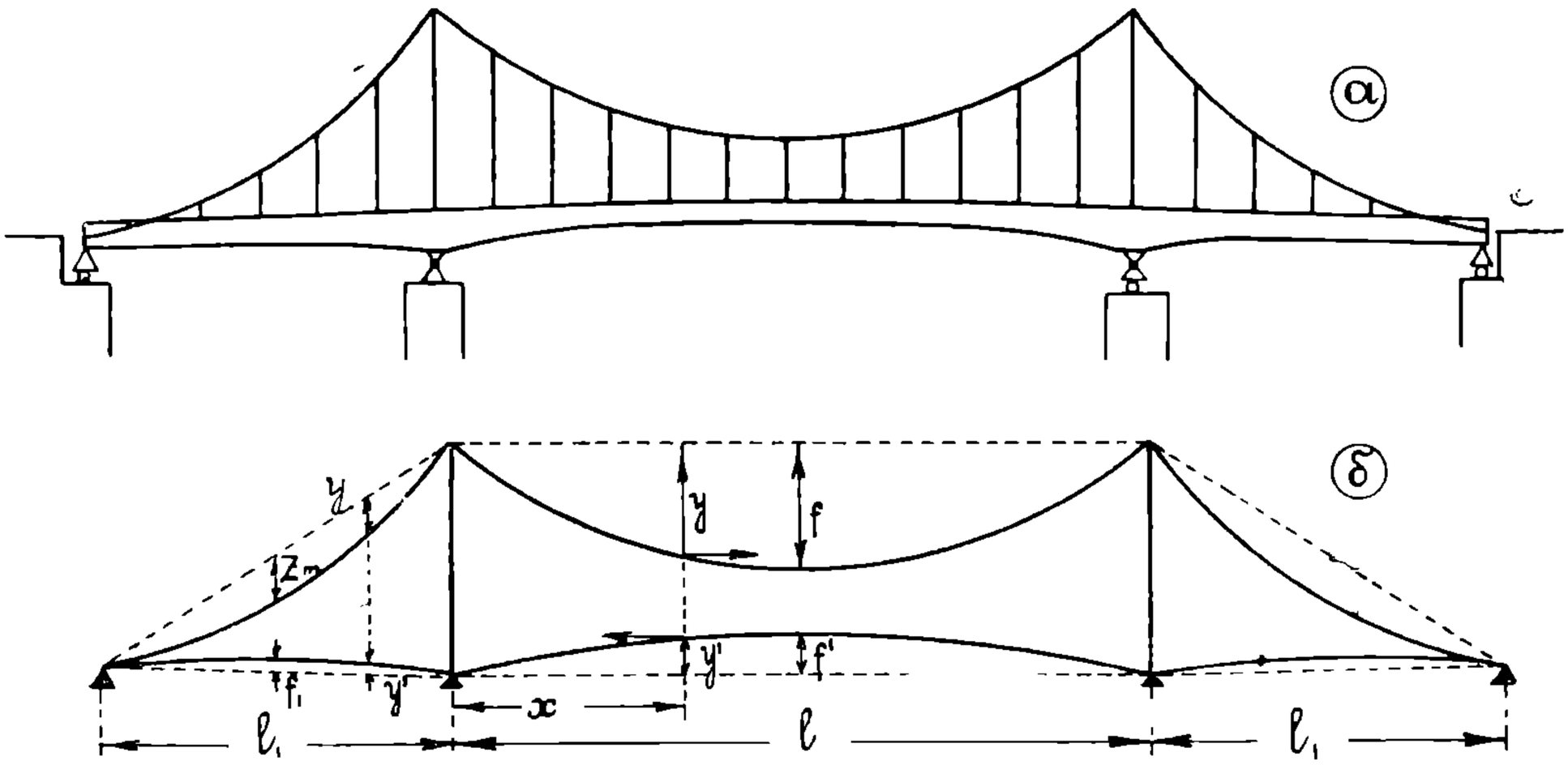
Частный случай рассматриваемой системы представляет система в 2 пролета, изображенная на фиг. 357.

Статически неопределимых здесь две: распор H и опорный момент m для двухпролетной неразрезной балки.

§ 14. ЦЕПЬ В ТРИ ПРОЛЕТА С РАСПОРКОЙ.

42. В этой системе (фиг. 358, *а*) балка жесткости неразрезная. Отличие от предидущей системы заключается в том, что концы цепи не заделаны в устоях, как обычно, а закреплены к концам балки жесткости. Система пролетного строения сама в себе замкнута и свободно лежит на опорах, по отношению к которым она является неразрезной балкой. Таким образом, устои освобождаются от действия распора цепи.

Другая весьма ценная особенность этой системы заключается в том, что колебания температуры на одинаковую величину для всех частей не влияют на эту систему.



Фиг. 358.

В $n°$ 37 мы видели, что от подвижной нагрузки прогиб середины для моста в Бреславле составляет 48 *мм*, а от изменения температуры 182 *мм*. Увеличение высоты балки жесткости не дает чувствительного уменьшения прогиба от изменений температуры. Рассматриваемая система дает возможность освободиться от столь неприятного фактора.

Неравномерное изменение температуры сказывается на этой системе, как и на всякой неразрезной балке. При тщательной проектировке учитывают разницу температуры цепи и балки на 10 — 15°С.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Балке жесткости по конструктивным и эстетическим соображениям может понадобиться придать криволинейное очертание выпуклостью вверх, со стрелками f_1 в боковом пролете и f' в среднем пролете (фиг. 358, *б*).

Если в расстоянии x от левой средней опоры сделаем вертикальный разрез, то в цепи и в балке обнажим в качестве горизонтальных составляющих распор H, приложенный к левой части: в цепи — вправо, в балке — влево. Искривленная балка жесткости, будучи зажата на концах между реакциями цепи, обращается в трехпролетную арку.

Если нагрузку, которая вызывает в цепи распор H, — например, постоянную нагрузку, — передадим мысленно на воображаемую простую балку на протяжении среднего пролета, то момент, какой имеет место в такой балке в нашей системе, принимается распором H в цепи с плечом y (относительно опорной точки), и распором H в балке жесткости с плечом y' относительно крайней опоры балки. Оба момента — одного знака, следовательно, величина такого момента выражается формулой $H(y+y')$. Распор от постоянной нагрузки будет;

$$H_q = \frac{q^2 l}{8(f+f')},$$

в предположении, что кривые участки балки жесткости очерчены по параболе, как и цепь.

Вообще, следовательно, в смысле расчета рассматриваемая система сводится к системе (фиг. 358, *в*) с прямой балкой жесткости, но с измененными стрелками провеса цепи.

Основы расчета остаются те же, что и в случае предыдущего параграфа:

$$\eta_H = \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}} = \frac{\int \frac{M_1 M_2}{EI} dx}{\int \frac{M_2^2 dx}{EI} + \Sigma T_2^2 \frac{s}{E\omega} + \int \frac{N_2^2 dx}{E\omega_0}}, \qquad (133)$$

с тою лишь разницей, что в знаменатель войдет новый член, выражающий работу осевых сил N в балке жесткости от действия $H=1$. В отношении определения входящих в формулу величин остается в силе все сказанное в предыдущем параграфе.

Реакции опор балки определяются сперва от $H=1$ при помощи отвечающей этому распору равномерной нагрузки

$$q' = \frac{8(f+f')}{l^2}.$$

Если от реальной нагрузки давление балки жесткости на опору без цепи (т. е. как неразрезной) обозначим через R_0, то искомое давление на опору будет:

$$R = R_0 + HR',$$

где R' — давление на опору от $H=1$.

Наибольшее натяжение подвесок определяется по наибольшему распору за вычетом распора от веса цепи.

Распор от разницы в температуре балки жесткости и остальных частей системы (цепь, подвески, пилоны, которые предполагаются тоже металлическими) получается по формуле (см. форм. 127 на стр. 409):

$$H_t = \frac{\alpha l \Sigma T_2 s}{\int \frac{M_2^2 dx}{EI} + \Sigma T_2^2 \frac{s}{E\omega} + \int \frac{N_2^2 dx}{E\omega_0}} \qquad (134)$$

Числитель распространяется на цепь, подвески и пилоны, а знаменатель — как в формуле (133); $\alpha = 0{,}000012$; t — разница температур в градусах С.

Прогиб какого-нибудь сечения балки жесткости следует определять по линии влияния.

Для получения линии влияния прогиба точки m могут быть разные подходы, например, такой. Пусть точка m находится в среднем пролете. Отделяем средний пролет балки жесткости сечениями на опоре от боковых пролетов и освобождаем от

ЦБ УДУНТ (ДПТ)

действия цепи, т. е. рассматриваем простую свободную балку на протяжении среднего пролета.

Всякая нагрузка нашей системы сказывается на нашей изолированной балке следующими воздействиями:

1) действие данной нагрузки непосредственно на балку, если груз находится в среднем же пролете;

2) действие на балку опорных моментов m_1 и m_2, возникающих в системе от действия поставленной нагрузки;

3) действие на балку распора цепи, возникающего от поставленной нагрузки.

Каждое из этих воздействий вызывает в интересующей нас точке m тот или иной прогиб. Суммируя эти прогибы, получим искомую величину.

По теореме взаимности ордината δ_1 прогиба точки m от действия распора H, вызываемого грузом $P=1$, стоящим в какой-нибудь точке i, равна ординате η_i линии влияния распора, взятой под грузом (этой величине равен распор), умноженной на ординату η_m линии влияния распора, взятую под точкой m. Эта последняя ордината изображает прогиб δ_{mh} точки m от действия $H=1$, если ее умножить на δ_{hh}, т. е. на знаменатель выражения (133):

$$\delta_1 = \eta_i (\eta_m \cdot \delta_{hh}).$$

Для данной точки m величина в скобках постоянная. Значит линия влияния прогиба от H изображается линией влияния распора H, но со своим масштабом.

Что касается прогибов балки от действия опорных моментов, то можем взять их величины по формулам, выведенным в «Курсе железобетонных мостов» (стр. 485, 486 пятого издания), если можно рассматривать момент инерции постоянным на протяжении каждого пролета. В противном случае надо применить общий метод нахождения прогиба в простой балке для этого случая нагрузки.

Упомянутые формулы таковы:

От действия $m_1=1$ на левой средней опоре прогиб в левом крайнем пролете

$$y = \frac{\lambda(1-\lambda^2)l^2}{6EI}.$$

Точка определяется величиной $x=\lambda l$, отсчитываемой от *левой* опоры крайнего пролета.

Прогиб в среднем пролете

$$y = \frac{\lambda(1-\lambda^2)\mu^2 l^2}{6EI\sigma},$$

здесь точка $x=\lambda l$ определяется от *правой* опоры среднего пролета.

В этих формулах l — величина крайнего пролета, а величина среднего пролета l_2 выражена через величину крайнего пролета l при помощи коэффициента μ; т. е. $l_2=\mu l$. Затем I — момент инерции балки в крайнем пролете, а в среднем σI.

Наконец, балка взята симметричная, т. е. крайние пролеты одинаковы.

Действие момента $m_2=1$ на правой средней опоре балки есть зеркальное изображение прогиба балки от действия m_1.

Что касается последнего фактора — действия вертикальной нагрузки, то линия влияния прогиба точки m для общего случая найдется по общим методам. Для частного случая, когда I постоянное, можно применить формулы (116) на изложенных для них основаниях.

Возможен и другой подход. От балки жесткости, как неразрезной, отделяем только цепь и рассматриваем балку жесткости как неразрезную. Нагрузка моста сказывается на балке жесткости непосредственно, как на неразрезной балке, и через распор H, возникающий от поставленной нагрузки. Суммируя прогиб точки m неразрезной балки от этих двух воздействий, получим искомый прогиб.

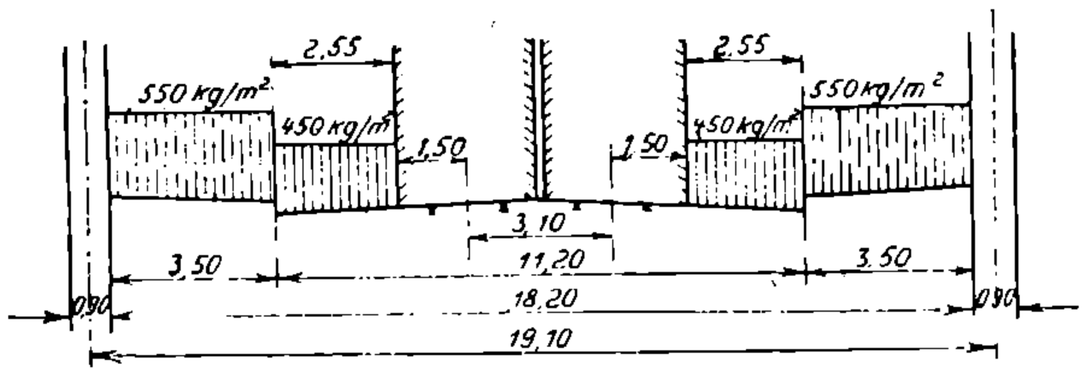
43. Из расчетов Кёльнского моста. — В качестве примера расчета висячего моста рассматриваемой системы приводим некоторые данные из расчета Кельнского моста [1] при величине пролетов 92,08 + 184,16 + 92,08 *м*.

---

[1] Eisenbau, 1913, № 7.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Нагрузки. Вес полотна на проезжей части и на тротуарах составляет 4,266 *т/м* одной фермы. Вес железа в проезжей части и в тротуарах составляет 2,067 *т/м*; в балке жесткости — 4,100 *т/м*; в цепи и подвесках — 2,667 *т/м*. Всего постоянная нагрузка (*g*) составляет 13,100 *т/м*.



Фиг. 359.

Подвижная нагрузка (*p*), при загружении (фиг. 359) трамвайных путей двумя моторными вагонами, весом 48 *т*, и одним прицепным, весом 32 *т*, длиною все по 17,5 *м*, толпой на тротуарах 550 *кг/м*² и по бокам вагонов на проезжей части толпой 450 *кг/м*², составляет 5,513 *т/м*.

Допустимые напряжения приняты следующие:

для литого железа:

в проезжей части и тротуарах	800	*атм*
там же, при чрезвычайной нагрузке катком весом 28 т .	1 100	»
в связях	1 000	»
на скалывание в проезжей части и тротуарах	650	»
на скалывание в главных формах и связях . .	900	»

для никкелевой стали:

в поперечных балках проезжей части и тротуаров .	1 280	*атм*
там же, при нагрузке катком	1 760	»
в главных фермах, при вертикальной нагрузке	1 760	
там же, при учете ветра и колебаний температуры . .	2 160	
для заклепок на срезывание в проезжей части	1 040	
то же, в главных фермах	1 440	
на смятие дыр — вдвое больше, чем на срезывание		

для стали опорных частей:

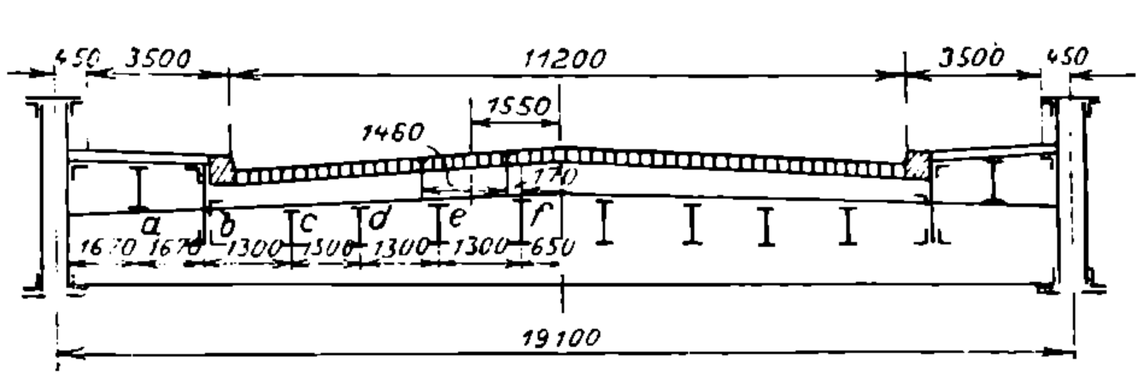
при расчете по Герцу	6 500 *кг/см²*

для давления на подферменники:

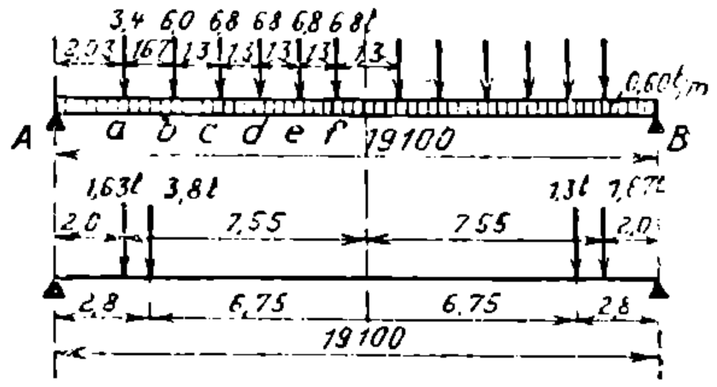
при вертикальной нагрузке	50 *кг/см²*;
то же, при учете горизонтальной нагрузки .	60 »

Вычет заклепочных отверстий в продольных и поперечных балках сделан как в вертикальных листах, так и в обоих поясах. В сжатых стержнях вычет не делался.

Продольные балки. — Нормальный пролет 7,59 *м*. Наибольший момент имеет балка (фиг. 360) при загружении вагоном трамвая, 20-тонной фурой и толпой 450 *кг/см*². Постоянная нагрузка — 900 *кг/м*. Момент изгиба 22,10 *т · м*, момент сопротивления = 2848 *см*³; $\sigma = 780$ *кг/см*².



Фиг. 360.



Фиг. 361.

Поперечные балки. Пролет 19,1 *м*. Постоянная нагрузка (фиг. 361) состоит из собственного веса 0,6 *т/м*; веса водопроводной трубы 3,8 *т* и 1,3 *т* на балку; веса кабелей (электрических) 1,67 *т* и 1,63 *т* на балку; давления продольных балок по 6,8 *т*; давления бордюрных балок по 6,0 *т*; балки тротуара 3,4 *т*. Опорные давления $A = 47{,}40$ *т*, $B = 45{,}66$ *т*.

Невыгоднейшее расположение временной нагрузки приведено на фиг. 362.

Полное сечение балки на опоре имеет момент инерции $I = 951\,148$ *см*⁴, наиболь-

НБ УДУНТ (ДИТ)

шая поперечная сила на опоре 102,1 m, статический момент поясных уголков $S = 60 \cdot 71{,}4 = 4\,284$ $см^3$. Скалывающее усилие на единицу длины

$$t = \frac{102{,}1 \cdot 4284}{951148} = 0{,}461 \ \ m/см.$$

Шаг заклепок 85 *мм*, диаметр 26 *мм*, усилие на одну заклепку

$$T = 0{,}461 \cdot 8{,}5 = 3{,}92 \ \ m.$$

Напряжение на срез

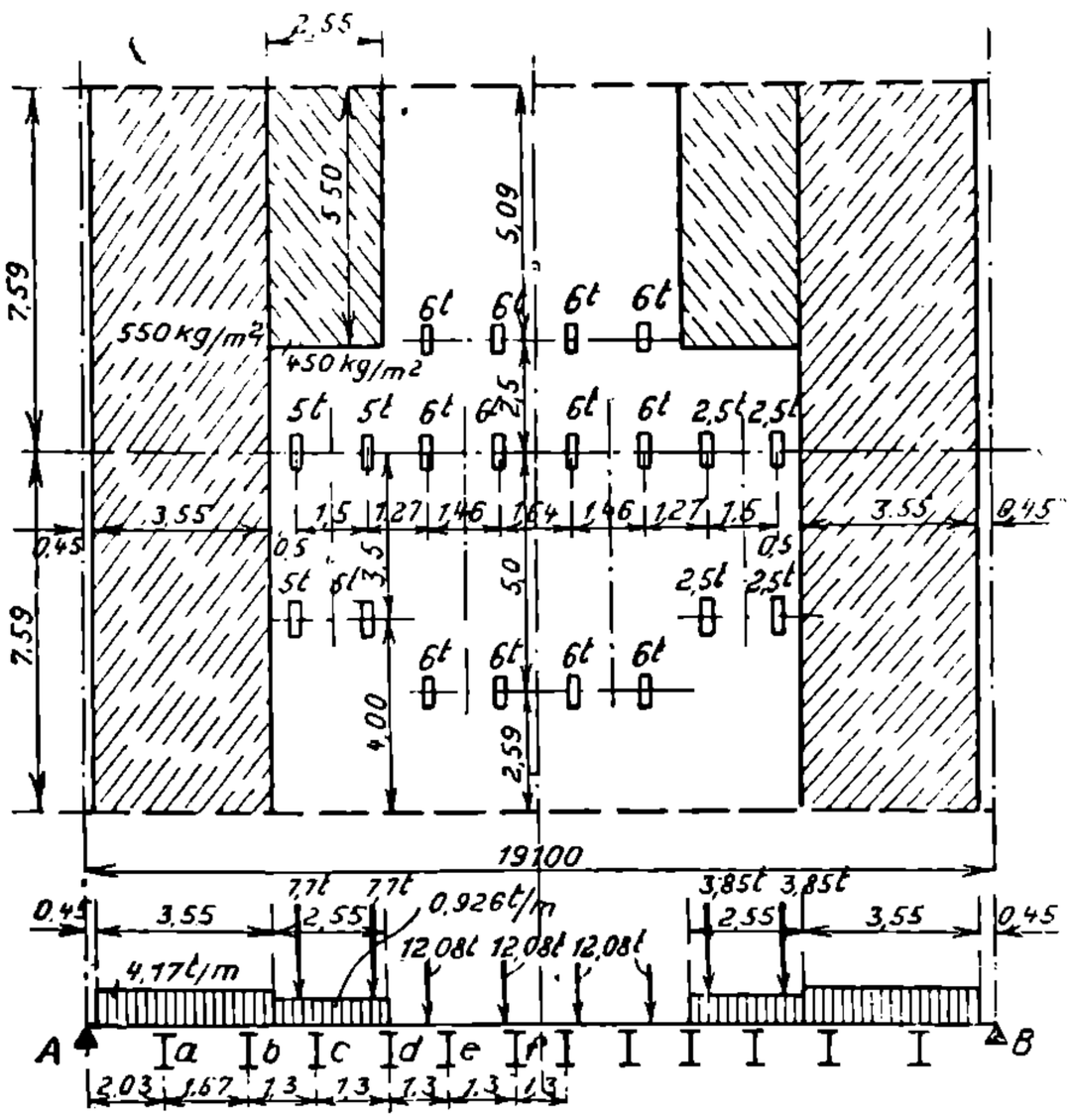
$$t = \frac{3{,}92}{2 \cdot 5{,}31} 0{,}368 \ \ m/см^2.$$

На смятие

$$s = \frac{3{,}92}{2{,}6 \cdot 1{,}2} = 1{,}256 \ \ m/см^2.$$

Момент инерции сечения посредине пролета 3 896 336 $см^4$, при расстоянии крайних волокон от оси 87,8 *см*. Напряжение

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{55677}{44350} = 1{,}25 \ \ m/см^2.$$



Фиг. 362.

Главные фермы. За статически неопределимые величины взяты распор цепи H и опорные моменты неразрезной балки m_1 и m_2. Расчет сделан был четыре раза: 1) В предположении, что момент инерции I балки жесткости и поперечное сечение ω цепи не меняется на протяжении балки и на протяжении цепи; влиянием деформации подвесок и пилонов пренебрежено; на основании этого расчета были определены сечения всех частей системы. 2) Учтены переменные значения I и ω и деформации подвесок и пилонов; получены более точные значения сечений элементов. 3) На основании этих величин сечений сделан третий расчет, результаты которого приняты были для конкурсного проекта. 4) Последний пересчет был сделан перед приступом к работам по возведению моста, причем учтены были некоторые пожелания городского управления.

Линия влияния для распора определяется по формуле (133)

$$\eta_H = \frac{\int \frac{M_1 M_2}{EI} dx}{\int \frac{M_2^2 dx}{EI} + \Sigma T_2^2 \frac{s}{E\omega} + \int \frac{N_2^2 dx}{E\omega_0}}, \qquad (133)$$

где M_1 — моменты в неразрезной балке жесткости при действии на нее груза $P = 1$; M_2, N_2 — моменты и осевые усилия в той же балке жесткости от нагрузки $H = 1$; T_2 — усилия в цепи, подвесках и пилонах при нагрузке $H = 1$; I и ω_0 — относятся к балке жесткости, ω — к остальным стержням системы.

Моменты M_2 определяются следующим образом. При действии $H = 1$ на основную систему (цепь и балка на опорах разрезаны), в балке появляются моменты (фиг. 363)

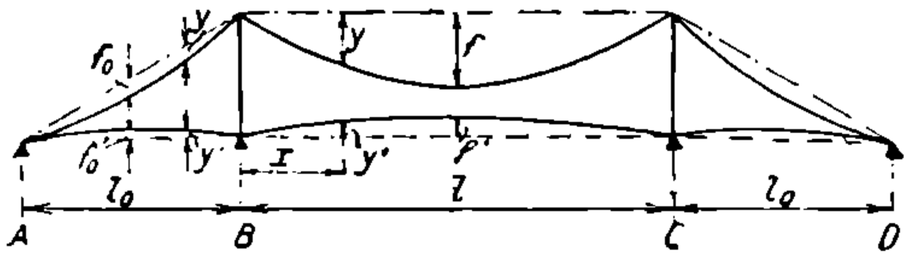
$$M_2' = -1 \ (y + y'),$$

которые изобразятся на фиг. 364 ординатами верхней кривой. В неразрезной балке возникнут при этом опорные моменты m_1 и m_2, равные друг другу, так как действие

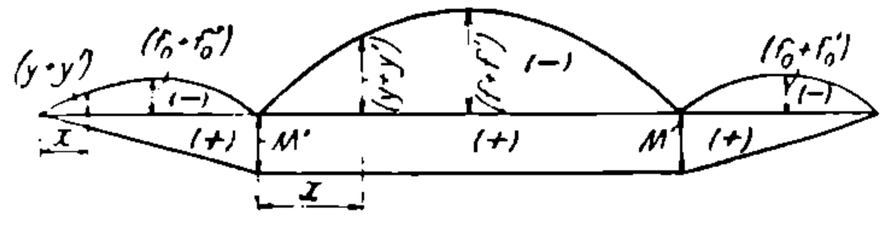
НБ УДУНТ (ДИТ)

цепи на балку будет симметрично и направлено вверх. Их находим, как указано в § 13. Добавочные моменты, которые появятся в сечениях балки от действия опорных моментов, выражаются на фиг. 364 ординатами нижней линии (трапеции). Моменты M_2 получают выражение

$$\left.\begin{aligned} M_2 &= m_1 - (y + y') \text{ в среднем пролете} \\ M_2 &= m_1 \frac{x}{l_0} - (y + y') \text{ в крайних пролетах} \end{aligned}\right\} \qquad (a)$$



Фиг. 363.



Фиг. 364.

Линия влияния для опорного момента m_1 приведена на фиг. 365.

От действия $H = 1$ возникает равномерно распределенная нагрузка на балку

$$\frac{8(f_0 + f_0')}{l_0^2} = 0{,}0048998 \ т/м \text{ в боковом пролете,}$$

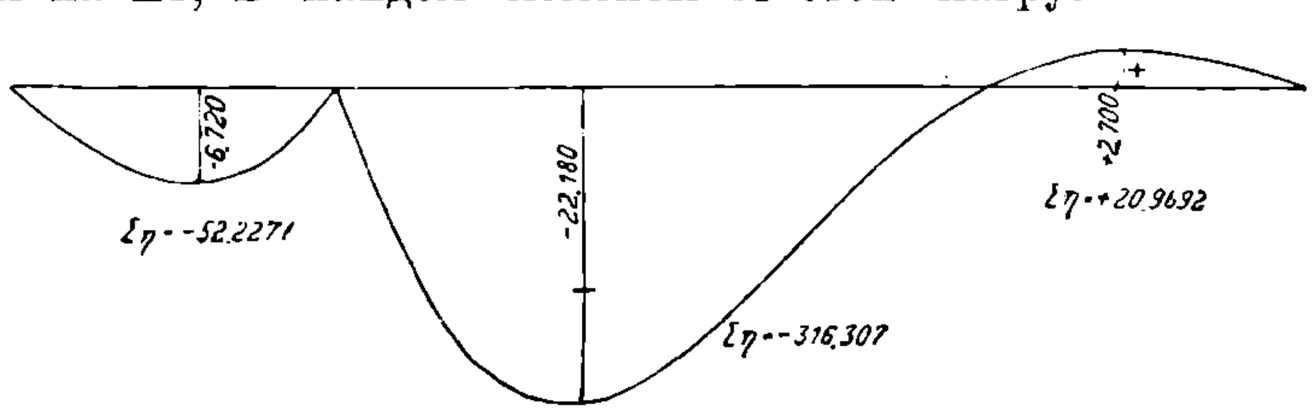
$$\frac{8(f + f')}{l^2} = 0{,}00508 \ т/м \text{ в среднем пролете.}$$

По площадям линии влияния (фиг. 365) при этой нагрузке имеем, вводя среднюю величину панели $a = l_0 : 12 = l : 24 = 7{,}6733$ м:

$$m_1 = 7{,}6733\,[(52{,}227 - 20{,}9692) \cdot 0{,}0048998 + 316{,}307 \cdot 0{,}00508] = +13{,}505 \ т \cdot м.$$

Затем получаем моменты M_2 по формулам (a).

Если моментную площадь M_2 (фиг. 364) обратим в нагрузку, разделив предварительно ординаты на EI, и найдем моменты от этой нагрузки в балках, то получим



Фиг. 365.

линию прогиба неразрезной балки. Если ординаты этой линии прогиба разделим на знаменателя формулы (125), то получим линию влияния распора в цепи.

Для упрощения выкладок опускается E, моменты инерции I заменяются отношением к ним некоторого момента инерции I_c. взятого произвольно. Иными словами, вместо $\frac{dx}{EI}$ берем $\frac{I_c}{I} dx$, т. е. преувеличиваем результат в EI_c раз. Упругие грузы будут

$$w = M_2 \frac{I_c}{I}.$$

Знаменатель Z формулы (125) вычисляется по найденным M_2, T_2 и N_2.

$$\int M_2^2 \frac{I_c}{I} dx = 2 \cdot 7{,}6733 \cdot 602{,}6434 = 9\,248{,}527.$$

Слагаемое для цепи дает .	.	1 764,284
» » подвесок		28,178
» » пилонов . . .		152,922
» » балки жесткости .		972,744
		2 918,138.

$$I_c = 0{,}6894 \ м^4.$$

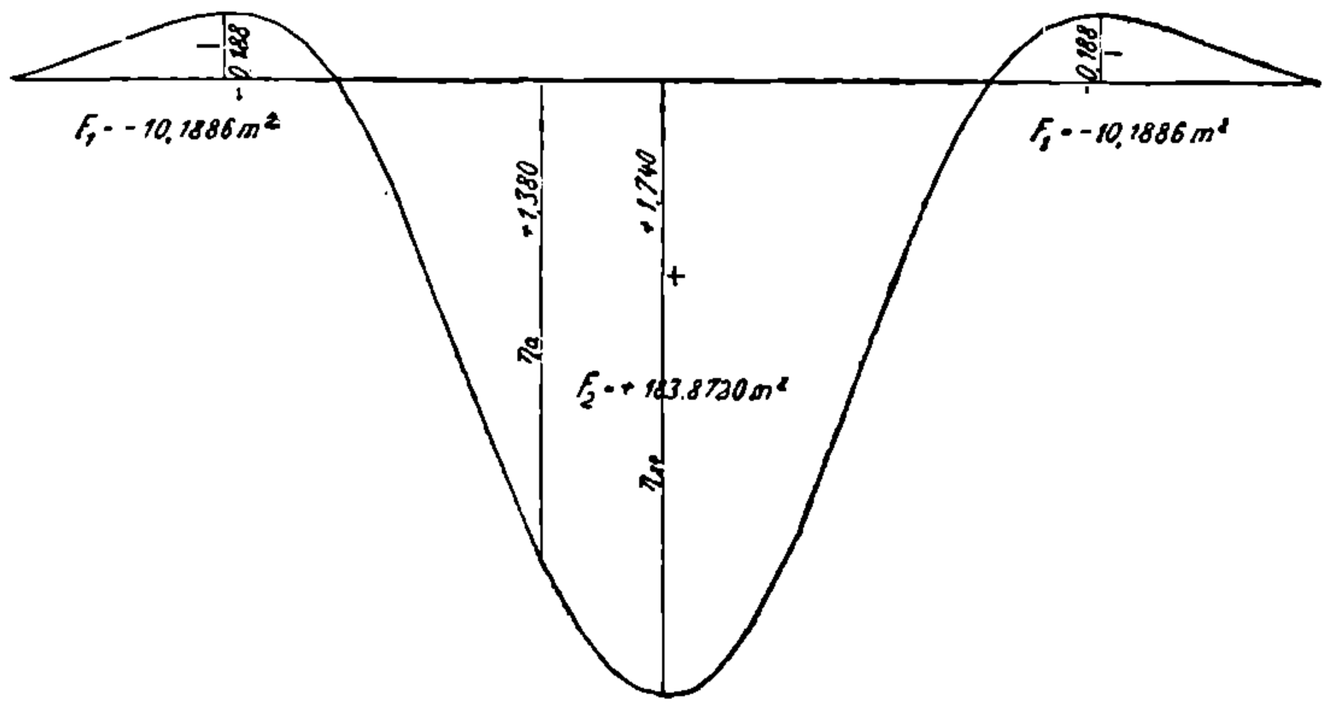
$$Z = 9248{,}527 + 0{,}6894 \cdot 2918{,}138 = 11\,260{,}292.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Линия влияния H изображена на фиг. 366.

Реакции опор. Давление $\overline{A}$ на крайнюю опору и $\overline{B}$ на среднюю выражаются так:

$$\overline{A} = A + HA_h;\ \overline{B} = B + HB_h,$$



Фиг. 366.

где A и B — давление на опору при разрезанной цепи, а A_h и B_h — давление от нагрузки $H = 1$.

По фиг. 367 имеем

$$V = H\operatorname{tg}\alpha;\ V' = H\operatorname{tg}\alpha';$$
$$V' - V = H(\operatorname{tg}\alpha' - \operatorname{tg}\alpha) = -0{,}0744H.$$

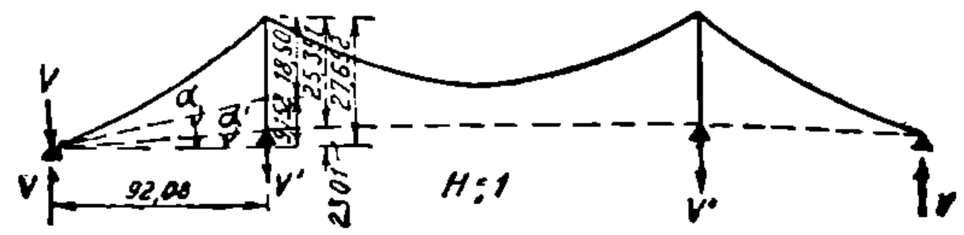
Кроме того, на балку действуют подвески, их нагрузка дает

$$-\frac{8f}{l^2}\cdot\frac{l_0}{2} + \frac{m_1}{l_0} = -0{,}00436\,\frac{92{,}08}{2} + \frac{13{,}505}{92{,}08} = -0{,}0541.$$
$$A_h = -0{,}0744 - 0{,}0541 = -0{,}1285.$$

Получим линию влияния $\overline{A}$.

Для средней опоры

$$V' = 1\cdot\frac{2{,}301}{92{,}08} = 0{,}025\ m.$$



Фиг. 367.

Подвески дают нагрузку

$$p = -\frac{8f}{l^2},$$

от которой

$$B_h = -p\,\frac{l_0 + l}{2} - \frac{m_1}{l_0} - V' = -0{,}7739;$$

получим линию влияния для $\overline{B}$.

От подвижной нагрузки

$$\max \overline{A} = 5{,}513\cdot 46{,}0655 = +253{,}959\ m;$$
$$\min \overline{A} = -5{,}513\cdot 50{,}0402 = -275{,}872\ m;$$
$$\max \overline{B} = 5{,}513\cdot 95{,}248 = +530{,}617\ m;$$
$$\min \overline{B} = -5{,}513\cdot 55{,}999 = -308{,}722\ m.$$

Давление на пилон

$$\overline{P} = H(\operatorname{tg}\beta + \operatorname{tg}\beta') = 0{,}9041\,H.$$

При загружении среднего пролета

$$\max H = +1013{,}686\ m;$$

при загружении боковых пролетов

$$\min H = -111{,}754\ m.$$
$$\max \overline{P} = 916{,}474\ m.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

При загружении по всей длине моста

$$\overline{A} = 253{,}959 - 275{,}872 = -21{,}91 \ m.$$

Давление на бык

$$\overline{R} = p\left(l_o + \frac{l}{2}\right) - \overline{A} = 1037{,}19 \ m.$$

$$H = 1013{,}686 - 111{,}754 = 901{,}93 \ m:$$

$$\overline{P} = 815{,}437 \ m:$$

$$\overline{B} = \overline{R} - \overline{P} = 221{,}71 \ m.$$

От постоянной нагрузки. Сделав разрез через всю систему непосредственно у опоры B и написав уравнение моментов для B, получим

$$\overline{A} l_0 - \frac{g l_0^2}{2} + H_g \cdot h = 0,$$

но

$$H_g = \frac{g l_0^2}{2(f + f')},$$

следовательно:

$$\overline{A} = \frac{g l_0^2}{2}\left(1 - \frac{h}{f + f'}\right) = -0{,}178 \frac{g l_0}{2} = -107{,}2 \ m.$$

$$H_g = 2580 \ m; \quad \overline{P} = 2332{,}578 \ m.$$

Давление на бык

$$\overline{R} = g\left(l_0 + \frac{l}{2}\right) - \overline{A} = 2519{,}70 \ m;$$

$$\overline{B} = \overline{R} - \overline{P} = 187{,}118 \ m.$$

Цепь. $g = 13{,}1$ *т/м*, $p = 5{,}513$ *т/м*. Распор в цепи от постоянной нагрузки

$$H_g = \frac{g l^2}{8(f + f')} = 2\,580 \ m;$$

распор от подвижной нагрузки

$$H_p = p \cdot F_2 = 5{,}513 \cdot 183{,}872 = 1\,014 \ m;$$

$$\max H = 2580 + 1014 = 3\,594 \ m.$$

Подвески. Для панели 7,59 *м* при $H = 3\,594$ *т* усилие в подвеске

$$Z = \frac{8f}{l^2} \cdot a \cdot H = \frac{8 \cdot 18{,}5}{184{,}16^2} \cdot 7{,}59 \cdot 3594 = 119 \ m.$$

От постоянной только нагрузки $Z = 85{,}5$ *т*.

Из этих усилий надо вычесть узловую нагрузку цепи, не действующую на подвеску. Вес цепи на панель 19 *т*. Следовательно,

$$Z = 100 \ m \text{ и } 66{,}5 \ m.$$

Подвеска состоит из круглого стержня $d = 14$ *см*, $\omega = 122{,}7$ *см*^{2};

$$\sigma = \frac{100000}{122{,}7} = 817 \ кг/см^2.$$

Подвески в узлах 5, 9, 15, 18 и 21 имеют двутавровое сечение.

Дополнительные напряжения в цепи от ветра. Посредине большого пролета подвеска имеет конструкцию жесткой стойки и может служить опорой для цепи при действии на последнюю ветра. Полуцепь, опираясь на эту подвеску и на вершину пилона, изгибается под действием ветра, благодаря кривизне скручивается и, кроме всего этого, растягивается всей осевой силой. Упрощая задачу, принимают полуцепь прямой, по хорде длиною $s = 93{,}4$ *м*.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Если давление ветра W, осевая сила S, то совместное действие дает момент изгиба (по Энгессеру)

$$M = \frac{Ws^2}{8\left(1 + \frac{5Ss^2}{48EI}\right)}$$

Цепь состоит из 11 вертикальных листов 900×23 *мм*, расставленных с промежутками в 53 *мм*. Момент инерции относительно вертикальной и горизонтальной осей:

$$I_y = 0{,}01314 \ м^4; \quad I_x = 0{,}01538 \ м^4.$$

$W_1 = 0{,}228$ *т/м* при ветре в 250 *кг/м²*, когда $S_1 = 2\,635$ *т*.
$W_2 = 0{,}137$ *т/м* при ветре в 150 *кг/м²*, когда $S_2 = 3\,666$ *т*.

$$M_1 = \frac{0{,}228 \cdot 93{,}4^2}{8\left(1 + \frac{5 \cdot 2635 \cdot 93{,}4^2}{48 \cdot 21500000 \cdot 0{,}01314}\right)} = 26{,}2 \ т \cdot м;$$

$$\sigma_1 = \frac{2620 \cdot 39{,}15}{1314000} = \pm 0{,}078 \ т/см^2;$$

$$M_2 = 11{,}7 \ т \cdot м; \quad \sigma_2 = \pm 0{,}035 \ т/см^2.$$

Рассматривая концы цепи заделанными, получим

$\sigma_1 = \pm 66$ *кг/см²*, $\sigma_2 = \mp 225$ *кг/см²* при ветре 250 *кг/м²*;
$\sigma_1 = \pm 11$ *кг/см²*, $\sigma_2 = \pm 134$ *кг/см²* при ветре 150 *кг/м²*.

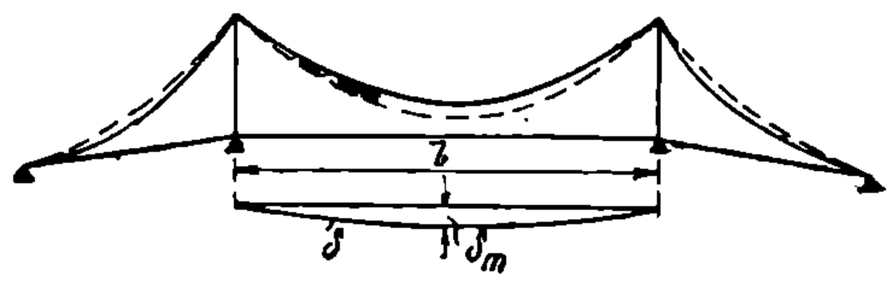
При прогибе цепи ее кривизна изменяется, она подвергается изгибу. Если прогиб посредине δ_m (фиг. 368), то линию прогибов можно считать параболой.

$$\delta = 4\delta_m\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right).$$

Дифференцируя два раза, получим

$$M = EI\frac{8\delta_m}{l^2};$$

$$\sigma_n = \frac{Me}{I} = \frac{8\delta_m Ee}{l^2}.$$



Фиг. 368

Наибольший прогиб найден равным 0,337 *м*. Тогда $\sigma = \pm 77$ *кг/см²*. Напряжения в звене от изгиба под действием собственного веса его в предположении, что звено свободно опирается на болты, определено в количестве 28,6 *кг/см²*.

Действие температуры. Равномерное колебание температуры изменяет систему в подобную, без появления добавочных напряжений. На подвижных опорах при этом получаются перемещения:

для опоры в узле 0: $92{,}08 \cdot 0{,}000012 \cdot 35 = 4$ *см*,
» » » » 36: $184{,}16 \ \alpha t = 8$ *см*,
» » 48: $(92{,}08 + 184{,}16) \ \alpha t = 12$ *см*.

Если предположить, что температура балки жесткости на $\pm 10°$ разнится от температуры остальной части системы, то следует учесть возникающие при этом добавочные усилия.

$$H_t = \pm\frac{EI_c\alpha t \sum Ndx}{Z};$$

$$\sum Ndx = 390 \text{ (цепь)} + 15 \text{ (подвески)} - 53 \text{ (пилоны)} = 350;$$

$$H_t = \frac{21500000 \cdot 0{,}6894 \cdot 0{,}000012 \cdot 10 \cdot 350}{11260} = \pm 55{,}5 \ т;$$

изменение распора очень небольшое. В балке жесткости напряжение колеблется на 128 *кг/см²*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Прогиб от колебаний температуры. Линия влияния для H (фиг. 366) есть вместе с тем линия прогиба для нагрузки $H=1$. Обозначая через δ прогиб от $H=1$, получим:

$$\delta_t = \delta \cdot H_t = \frac{EI_c \alpha t \Sigma N dx}{Z} \delta;$$

$$\text{но } \eta_H = \frac{EI_c \delta}{Z},$$

следовательно

$$\delta_t = (\alpha t \Sigma N dx)\, \eta_H.$$

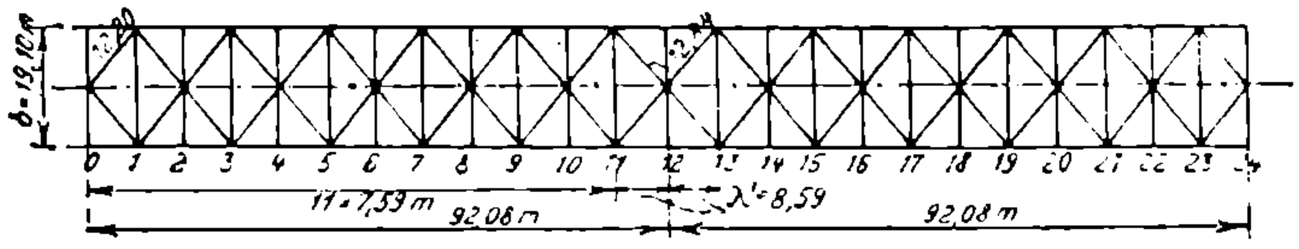
По фиг. 366 имеем

для точки a: $\eta_H = 1{,}38$; $\delta_t = 0{,}0000121 \cdot 350 \cdot 1{,}38 = 0{,}058$ *м*;
» » 24: $\eta_H = 1{,}74$; $\delta_t = 0{,}073$ *м*.

Прогиб от нагрузки. Линия влияния прогиба в точке m есть линия упругого изгиба системы при нагрузке силою $P=1$ в точке m. Применяя этот закон, построена линия влияния прогиба средней точки 24.

При загружении среднего пролета.	$\delta = 337$ *мм*	$p = 4{,}1$ *т/м*.
При загружении боковых пролетов	$\delta = 167$ *мм* вверх	
При загружении всего моста.	$\delta = 170$ *мм*	

Связи. Горизонтальные связи представляют собой неразрезную ферму в три пролета (фиг. 369), поясами которой служат балки жесткости. Эту систему можно счи-



Фиг. 369.

тать неразрезной балкой с постоянным моментом инерции. Для равномерно распределенной нагрузки w имеем опорные моменты:

$$M_w = \frac{9}{32} w l_0^2;$$

опорные реакции:

$$C_0 = \frac{7}{23} w l_0 \text{ (крайние)}; \qquad C = \frac{57}{32} w l_0 \text{ (средние)}.$$

Кроме того, в середине приложена сосредоточенная сила от жесткой подвески, передающая ветровой ферме давление ветра на половину цепи.

Для частичного загружения подвижной ветровой нагрузкой построены необходимые линии влияния.

Давление ветра сказывается на величине опорных вертикальных давлений. При полном загружении подвижной нагрузкой, возвышение равнодействующей давления ветра над плоскостью связей равно 2,09 *м*.

Сосредоточенная нагрузка W имеет плечо 6,7 *м*. По моменту давления ветра находим добавочную вертикальную перегрузку на ферму, по которой определяем добавочные усилия. Прибавки получаются в 3,7 *т* для крайних опор, 9,3 *т* для средних, — сравнительно незначительные. Чувствительную прибавку в давлении на бык дает действие ветра на пилон и на верхние части цепи, собирающееся на верху пилона.

§ 15. МНОГОПРОЛЕТНЫЕ ВИСЯЧИЕ МОСТЫ.

44. В качестве примера (фиг. 370) возьмем мост в 3 пролета с разрезными балками жесткости. Постоянная нагрузка принимается только цепью, причем распор H_q определяется прежней формулой:

$$H_q = \frac{q l^2}{8 f},$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

где l и f относятся к любому из пролетов, так как для разных пролетов должно быть осуществлено равенство:

$$\frac{l^2}{f} = \frac{l_1^2}{f_1} = \frac{l_2^2}{f_2} = \dots$$

При действии временной нагрузки в каком-нибудь пролете, в цепи возникает распор H. Балка в том пролете, в котором расположен груз P, находится под действием распора H и груза P, в остальных пролетах — только под действием распора H.

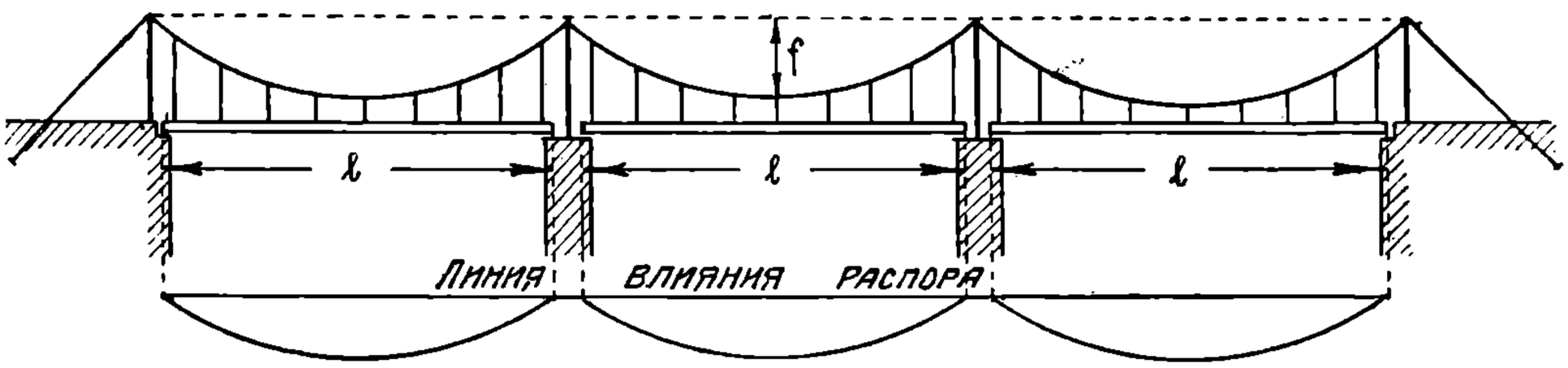
Для построения линии влияния распора применяется формула (105)

$$\eta_H = \frac{\int_0^l \frac{M_1 M_2}{EI}\, dx}{\int_0^l \frac{M_2^2}{EI}\, dx + \Sigma T_2^2 \frac{s}{E\omega}} \qquad (105)$$

где M_1 — моменты в балках жесткости от действия на основную систему (с разрезом цепи) груза $P = 1$; M_2 и T_2 — моменты и усилия в частях системы при действии на основную систему $H = 1$.

Таким образом, в числителе сумма распространяется только на один пролет, в котором находится груз $P = 1$, а в знаменателе — на все пролеты, с пилонами и удерживающими концами цепи.

Если предположить все пролеты равными и пренебречь влиянием удерживающих концов цепи, то числитель будет такой же по величине, как у моста в один пролет,



Фиг. 370.

равный одному из пролетов рассматриваемого моста, а знаменатель, распространенный на n пролетов, будет в n раз больше. Следовательно, при загружении одного пролета многопролетного моста *распор в n раз меньше*, чем в однопролетном мосту того же пролета, т. е. нагрузка данного пролета распределяется цепью на все пролеты поровну.

Чтобы наглядней представить это замечательное свойство многопролетного висячего моста, сопоставим его с таким же мостом, перекрытым разрезными балками. Нагрузка какого-нибудь пролета этого моста целиком принимается балкой этого пролета; между тем, цепь висячего моста принимает только n-ую часть этой нагрузки.

Очевидно, что при загружении всех n пролетов *одновременно*, распор окажется таким же по величине, как в однопролетном.

Следовательно, использовать обсуждаемое свойство многопролетного висячего моста можно только *ограничив длину загружения моста*. Без ограничения длины загружения система не дает никаких резких преимуществ по сравнению с балочной системой.

В отношении жесткости многопролетных мостов в n равных пролетов имеем следующее. По n^0 37, ордината линии влияния прогиба

$$\delta = \delta_1 - \delta_2,$$

где δ_1 — ордината прогиба балки жесткости как простой балки, без цепи; δ_2 — ордината прогиба балки от действия распора, вызываемого грузом $P = 1$.

$$\delta_2 = \eta_H^2 \cdot \delta_{hh},$$

где η_H — ордината линии влияния распора, δ_{hh} — знаменатель формулы (105).

НБ УДУНТ (ДИТ)

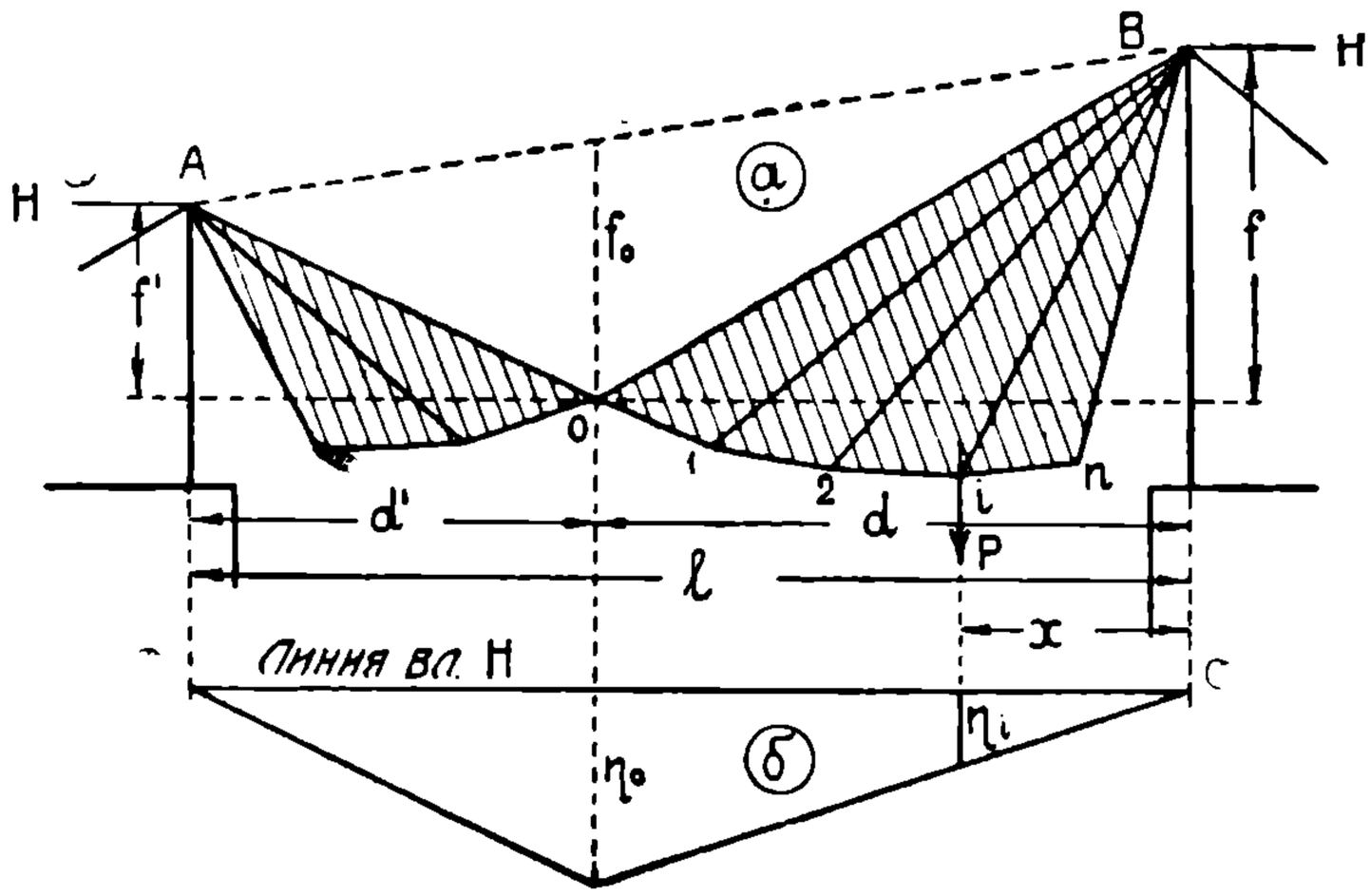
Если многопролетный мост имеет в каждом пролете балку жесткости такую же по размерам сечений, как и в мосту однопролетном (с пролетом l), то δ_1 будет одинаково для многопролетного моста и для однопролетного. Но δ_2, по первому множителю, будет в n^2 раз меньше, а по второму множителю — в n раз больше. В результате δ_2 будет в n раз меньше, а следовательно, δ для многопролетного моста будет значительно больше.

Итак, в отношении жесткости многопролетные висячие мосты весьма неблагоприятны. Достаточную жесткость можно придать заделкой концов цепи каждого пролета на пилонах, что вызывает значительный добавочный расход на быки. С другой стороны, если увеличим жесткость балки жесткости, то и числитель выражения (105) увеличится, распор возрастет, жесткость моста — тоже. Следовательно, вместо расхода на быки, жесткость можно увеличить добавочным расходом на цепь и балку жесткости.

Когда известен распор цепи, легко определить любой момент или усилие в балке жесткости.

§ 16. СИСТЕМА ЖИСКЛЯРА.

45. Общие формулы. — Рассмотрим систему, представленную на фиг. 371, в которой, кроме опорных колонн, работающих на сжатие, все остальные элементы растя-



Фиг. 371.

нуты и состоят из нитей. Центральный узел 0, остальные обозначены через 1, 2... i... n. Положим, что в узле i приложен груз P, в расстоянии x от правой опорной колонны. Пролетное строение, подвешенное в точках A и B, состоит из треугольников. В предположении, что нити получают только растягивающие усилия, треугольники не деформируются, а следовательно, пролетная система AOB представляет собою трехшарнирную арку, для которой при положении P в узле i распор H будет иметь значение (формула 37):

$$H_i = \frac{M_0}{f_0} = \frac{Pxd'}{lf_0}.$$

Линия влияния для H будет построена (фиг. 371, $б$) по ординате

$$\eta_0 = \frac{dd'}{lf_0}.$$

А имея линию влияния, будем иметь для груза P в узле i

$$H_i = \eta_0 \frac{x}{d} P. \qquad (135)$$

Таким образом, можно считать, что где бы груз P ни находился, распор H известен.

Теперь обратимся к фиг. 372 и примем показанные на ней обозначения. Ординаты

НБ УДУНТ (ДИТ)

z узлов относительно горизонтали OD берутся с минусом, если узел будет выше этой прямой.

Груз приложен в узле n.

Усилие в тяже OA будет

$$T_n = \frac{H_n}{\cos\beta} \tag{136}$$

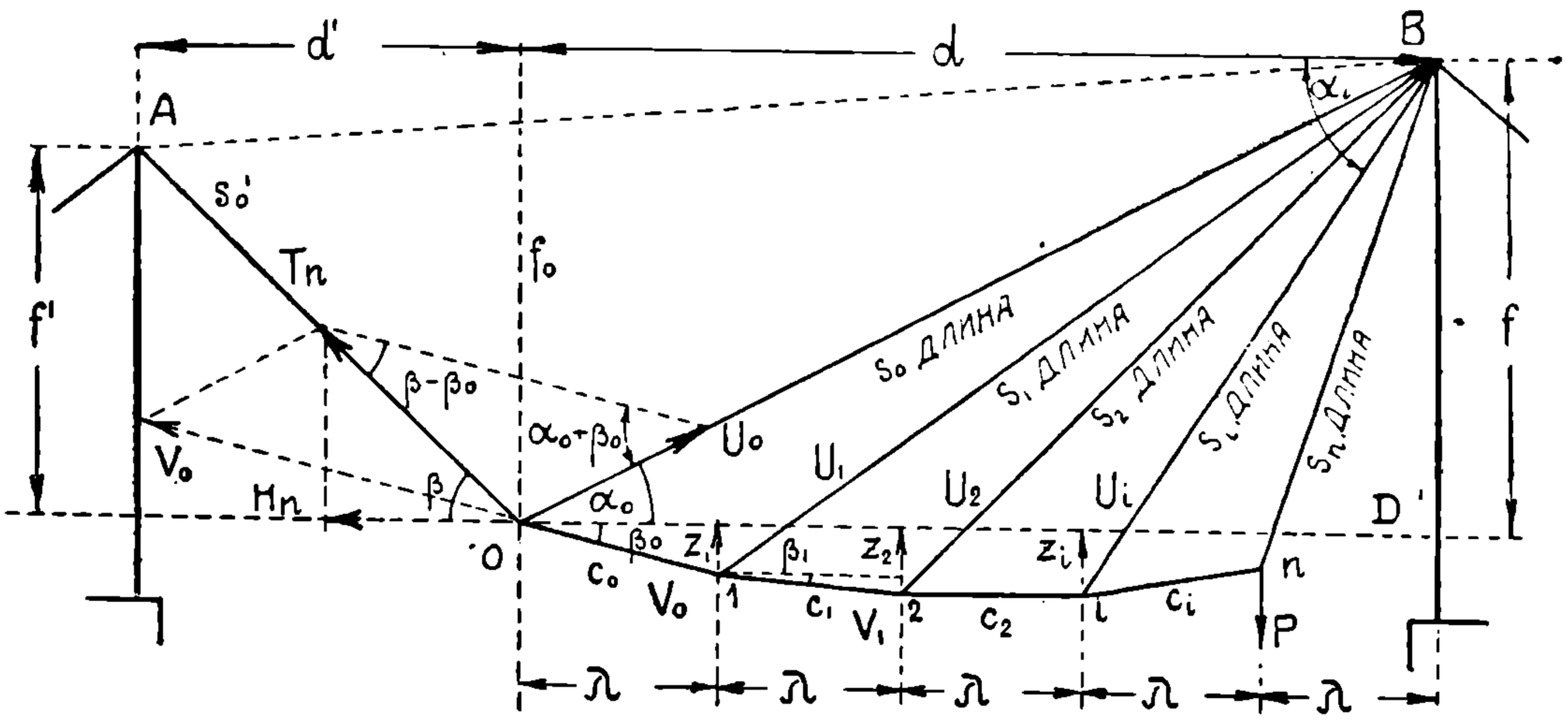
Усилия V_0 и U_0 найдем, разложив T_n на два направления c_0 и s_0; имеем:

$$U_0 = -T_n \frac{\sin(\beta - \beta_0)}{\sin(\alpha_0 + \beta_0)} = -T_n \frac{\sin\beta\cos\beta_0 - \cos\beta\sin\beta_0}{\sin\alpha_0\cos\beta_0 + \cos\alpha_0\sin\beta_0};$$

$$V_0 = +T_n \frac{\sin(\alpha_0 + \beta)}{\sin(\alpha_0 + \beta_0)} = +T_n \frac{\sin\alpha_0\cos\beta + \cos\alpha_0\sin\beta}{\sin\alpha_0\cos\beta_0 + \cos\alpha_0\sin\beta_0};$$

$$\sin\alpha_0 = \frac{f}{s_0}; \quad \sin\beta = \frac{f'}{s_0'}; \quad \sin\beta_0 = \frac{z_1}{c_0};$$

$$\cos\alpha_0 = \frac{d}{s_0}; \quad \cos\beta = \frac{d'}{s_0'}; \quad \cos\beta_0 = \frac{\lambda}{c_0}.$$



Фиг. 372.

Тогда

$$U_0 = -T_n \frac{s_0(f'\lambda - d'z_1)}{s_0'(f\lambda + dz_1)}; \tag{137}$$

$$V_0 = +T_n \frac{c_0(fd' + df')}{s_0'(f\lambda + dz_1)}. \tag{138}$$

Сила V_0 действует на треугольник $1B2$ так же, как сила T_n на треугольник $OB1$. Имеем:

$$U_1 = -V_0 \frac{\sin(\beta_0 - \beta_1)}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)};$$

$$V_1 = +V_0 \frac{\sin(\alpha_1 + \beta_0)}{\sin(\alpha_1 + \beta_1)}.$$

Но

$$\sin\alpha_1 = \frac{f + z_1}{s_1}, \quad \sin\beta_1 = \frac{z_2 - z_1}{c_1},$$

$$\cos\alpha_1 = \frac{d - \lambda}{s_1}, \quad \cos\beta_1 = \frac{\lambda}{c_1}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Подставляя эти значения и принимая во внимание (138), получим

$$U_1 = -T_n \frac{(fd' + df')(2z_1 - z_2)\lambda s_1}{s_0'(f\lambda + dz_1)[(f + 2z_1 - z_2)\lambda + d(z_2 - z_1)]}; \quad (139)$$

$$V_1 = +T_n \frac{(fd' + df')c_1}{s_0'[(f + 2z_1 - z_2)\lambda + (z_2 - z_1)d]}. \quad (140)$$

Точно таким же путем находим

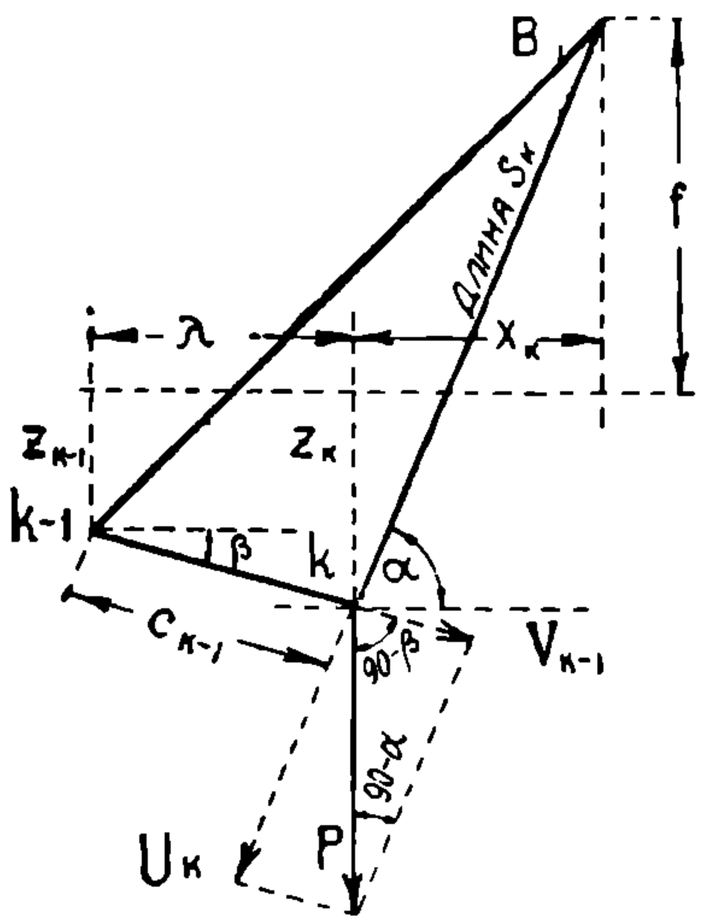
$$U_2 = -V_1 \frac{(2z_2 - z_1 - z_3)s_2\lambda}{c_1[(f + 3z_2 - 2z_3)\lambda + (z_3 - z_2)d]}; \quad (141)$$

$$V_2 = +T_n \frac{c_2(fd' + df')}{s_0'[(f + 3z_2 - 2z_3)\lambda + (z_3 - z_2)d]}; \quad (142)$$

И вообще:

$$U_i = -V_{i-1} \frac{(2z_i - z_{i-1} - z_{i+1})s_i\lambda}{c_{i-1}[(f + (i+1)z_i - iz_{i+1})\lambda + (z_{i+1} - z_i)d]}; \quad (143)$$

$$V_i = +T_n \frac{c_i(fd' + df')}{s_0'[(f + (i+1)z_i - iz_{i+1})\lambda + (z_{i+1} - z_i)]}. \quad (144)$$



Фиг. 373.

Для тех стержней U_k и V_{k-1}, которые непосредственно поддерживают груз P (фиг. 373), имеем:

$$V_{k-1} = +P \cdot \frac{\sin(90° - \alpha)}{\sin(\alpha + \beta)};$$

$$U_k = +P \cdot \frac{\sin(90° - \beta)}{\sin(\alpha + \beta)};$$

или, заменяя тригонометрические величины отношениями между отрезками прямых, получим:

$$V_{k-1} = +P \frac{x_k \cdot c_{k-1}}{(f + z_k)\lambda + x_k(z_k - z_{k-1})}; \quad (145)$$

$$U_k = +P \frac{\lambda s_k}{(f + z_k)\lambda - x_k(z_k - z_{k-1})}. \quad (146)$$

Общих формул (135—146) достаточно для определения усилий в частях фермы Жискляра.

Для случая симметричной фермы, имеющей в каждом полупролете m панелей, длиной λ, т. е. когда

$$d' = d', \quad f = f', \quad d = m\lambda,$$

будем иметь более простые формулы для положения P в n-ом узле:

$$\left.\begin{aligned}
H_n &= \frac{P(m-n)\lambda}{2f} \\
T_n &= H_n \cdot \frac{s_0}{d} = \frac{P(m-n)s_0}{2mf} \\
U_0 &= -T_n \frac{f - mz_1}{f + mz_1} \\
V_0 &= +T_n \frac{2fm}{f + mz_1} \cdot \frac{c_0}{s_0} \\
U_1 &= -T_n \frac{2fm(2z_1 - z_2)s_1}{s_0(f + mz_1)[f - (m-2)z_1 + (m-1)z_2]} \\
V_1 &= +T_n \frac{2fmc_1}{s_0[f - (m-2)z_1 + (m-1)z_2]}
\end{aligned}\right\} \quad (147)$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$U_i = -T_n \frac{2fm(2z_i - z_{i-1} - z_{i+1})s_i}{s_0[f-(m-i)z_{i-1}+(m-i+1)z_1][f-(m-i-1)z_i+(m-i)z_{i+1}]}$$
$$V_i = +T_n \frac{2fmc_i}{s_0[f-(m-i-1)z_i+(m-i)z_{i+1}]} \quad (147)$$

Вместо формул (145) и (146) будем иметь, полагая $x_k = (m-k)\lambda$,

$$V_{k-1} = +P\frac{(m-k)c_{k-1}}{(f+z_k)+(m-k)(z_k-z_{k-1})}$$
$$U_k = +P\frac{s_k}{(f+z_k)+(m-k)(z_k-z_{k-1})} \quad (148)$$

Из приведенных формул можно видеть, что усилия V в частях нижнего пояса $0, 1, 2, \ldots, n$ (фиг. 372) всегда растягивающие. Усилия же U в лучевых элементах сжимающие, за исключением того случая, когда груз P находится в узле, поддерживаемом данным лучем. Вся идея фермы Жискляра заключается в том, что наличие постоянной нагрузки во всех узлах создает и для лучей наличие растягивающей составляющей усилия; лишь подвижная частичная нагрузка вызывает в них сжатие. Надо так устроиться, чтобы растягивающие усилия в лучах всегда были больше сжимающих.

Задачу можно поставить так, чтобы преобладание растягивающих усилий над сжимающими обеспечивалось известным коэффициентом запаса. Для моста de la Cassagne Жискляр задался коэффициентом 4; это значит, что лишь увеличение подвижной нагрузки в 4 раза дает сжимающее усилие равным растягивающему, т. е. что минимум усилия U при этом будет равен нулю.

Величина сжимающих усилий в лучевых элементах зависит от кривизны нижнего пояса; чем меньше он ломается и чем ближе к продолжению AO, тем меньше величина сжимающей силы. Очертание нижнего пояса определяется ординатами z. Эти ординаты можно последовательно найти из условия $\min U_0 = 0$; $\min U_1 = 0$, и т. д.

46. Пример.[1] — Определим по линиям влияния усилия в ферме Жискляра при пролете $l = 80$ *м*, стрелке $f = 8{,}0$ *м* $= {}^1/_{10}\, l$; число панелей 10; $\lambda = 8$ *м*. Постоянная равномерно распределенная по пролету нагрузка на одну ферму $q = 1{,}2$ *т/м*; временная $p = 2{,}0$ *т/м*. Коэффициент запаса для преобладания растягивающих усилий $\alpha = 4$, следовательно, для определения ординат z из условий $\min U = 0$ надо рассматривать одновременное действие $q = 1{,}2$ *т/м* и $p = 8$ *т/м*.

Величины z получают следующие значения (фиг. 374):

$$z_1 = 1{,}076\ м, \quad z_2 = 1{,}885\ м, \quad z_3 = 2{,}220\ м, \quad z_4 = 1{,}429\ м.$$

а) Для линии влияния распора H имеем при $d = d' = \frac{l}{2}$:

$$\eta_{l_0} = \frac{l}{4f} = \frac{80}{4 \cdot 8} = 2{,}50;$$

по этой ординате под средним узлом на фиг. 374 дана линия влияния H.

б) Линия влияния для усилия U_0 (в правой половине фермы) до тех пор, пока груз расположен на левой половине фермы, находится по значениям T_n предыдущего параграфа:

$$U_0 = T_n = H_n \frac{s_0}{d};$$

$$s_0 = \sqrt{40^2 + 8^2} = 40{,}792\ м; \quad \frac{s_0}{d} = \frac{40{,}792}{40} = 1{,}02;$$

$$U_0 = T_n = 1{,}02 H_n,$$

---

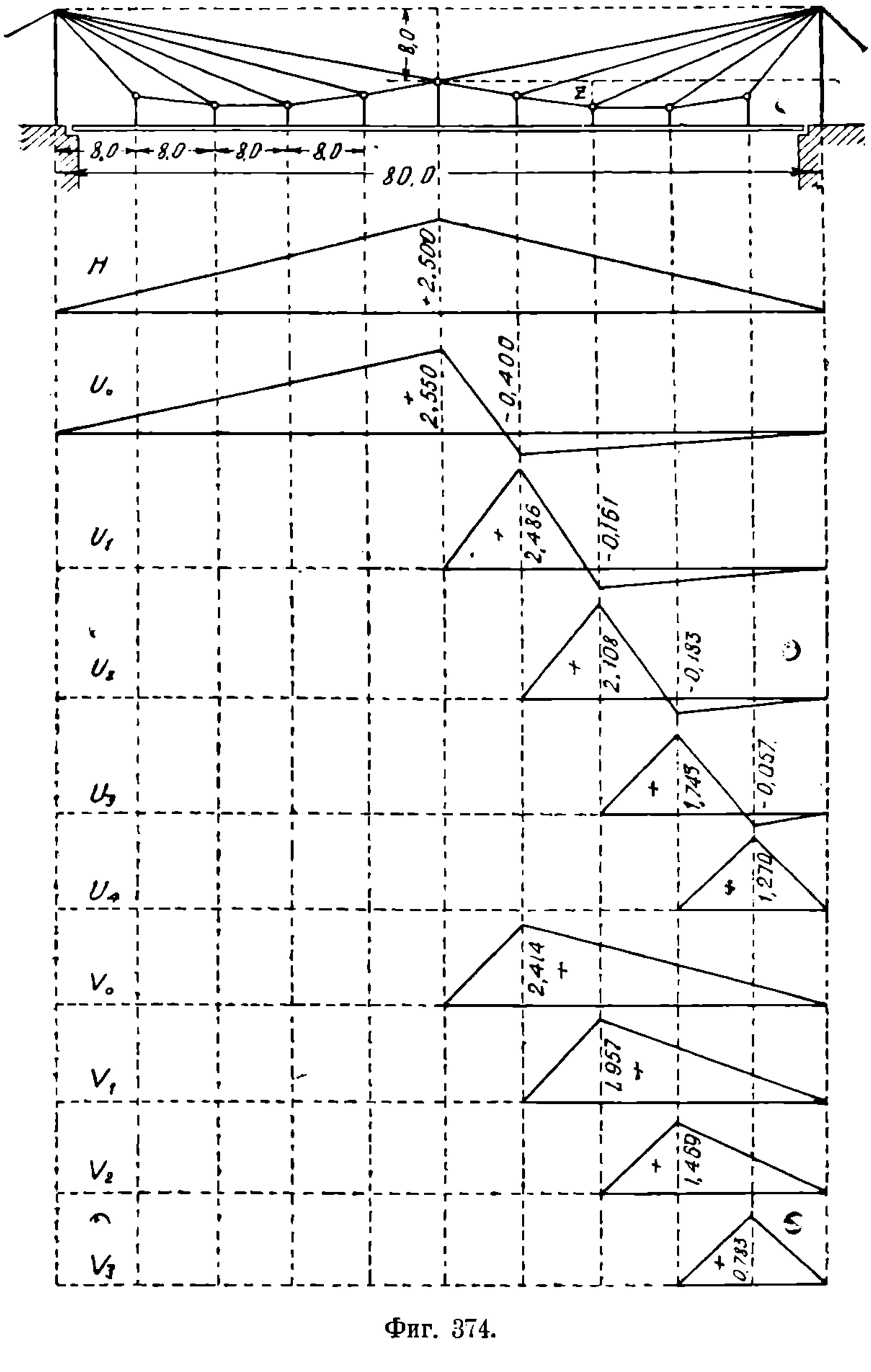
[1] Для составления примера определения усилий в частях фермы Жискляра автор обратился за содействием к инж. Н. А. Шошину, который сделал по этому поводу целое исследование с выводом формул для определения ординат и проч. Его работа заслуживает опубликования как самостоятельный труд. Здесь, с разрешения Н. А. Шошина, мы позволяем себе использовать найденные им ординаты z для рассматриваемого примера.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

т. е. ординаты положительные (растяжение) изменяются от нуля на левой опоре $\eta' = 2{,}5 \cdot 1{,}02 = 2{,}55$ под центральным узлом.

Когда груз $P = 1$ находится на правой половине пролета, то по (147)

$$U_0 = -T_n \frac{f - mz_1}{f + mz_1} = -T_n \cdot \frac{8 - 5 \cdot 1{,}076}{8 + 5 \cdot 1{,}076} = -0{,}196\, T_n;$$



Фиг. 374.

или

$$U_0 = -0{,}196 \cdot T_n = -0{,}196 \cdot 1{,}02 \cdot H_n = -0{,}200\, H_n,$$

т. е. ординаты отрицательные и изменяются по прямой от нуля на правой опоре наибольшего значения под узлом 1:

$$\eta'' = -0{,}2 \frac{2{,}5}{5} \cdot 4 = -0{,}400.$$

Линия влияния приведена на фиг. 374. Площади ее

$$+\omega = +59{,}82; \quad -\omega = -6{,}62.$$

Усилие от постоянной нагрузки

$$U_0' = +(59{,}82 - 6{,}62) \cdot 1{,}2 = +63{,}8\ m.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

От временной нагрузки

$$+U_0'' = +59{,}82 \cdot 2{,}0 = +119{,}64 \ m;$$
$$-U_0'' = -\ 6{,}62 \cdot 2{,}0 = -\ 13{,}24 \ m.$$

В результате

$$\max U_0 = +63{,}8 + 119{,}64 = +183{,}44 \ m;$$
$$\min U_0 = +63{,}8 - 13{,}24 = +50{,}56 \ m.$$

в) Линия влияния для усилия U_1 находится на основании следующих соображений. Когда груз $P=1$ находится на левой половине фермы, усилие $U_1=0$.

Когда $P=1$ находится в узле 1, усилие U_1 по (148) будет иметь величину

$$U_1 = +\frac{s_1}{(f+z_1)+4(z_1-z_0)};$$

так как $z_0=0$, то

$$U_1 = +\frac{s_1}{f+5z_1} = +\frac{33{,}26}{13{,}38} = +2{,}486.$$

При расположении груза $P=1$ в остальных узлах, усилие U_1 будет уже отрицательным и найдется по формуле из группы (147):

$$U_1 = -T_n \frac{2fm(2z_1-z)s_1}{s_0(f+mz_1)[f-(m-2)z_1+(m-1)z_2]};$$

$$U_1 = -T_n \frac{2\cdot 8{,}0\cdot 5(2\cdot 1{,}076-1{,}885)33{,}26}{40{,}792(8{,}0+5\cdot 1{,}076)(8{,}0-3\cdot 1{,}076+4\cdot 1{,}885)} = -0{,}105\,T_n;$$

или

$$U_1 = -0{,}105\cdot 1{,}02 H_n = -0{,}107 H_n,$$

т. е. ординаты изменяются по прямой от нуля на правой опоре до наибольшего значения в узле 2:

$$\eta'' = -0{,}107\cdot\frac{2{,}5}{5}\cdot 3 = -0{,}161.$$

Вся линия влияния изображена на фиг. 374.

Площадь линии влияния:

$$+\omega = +{}^1/_2\cdot 2{,}486\cdot 15{,}50 = +19{,}27;$$
$$-\omega = -{}^1/_2\cdot 0{,}161\cdot 24{,}50 = -\ 1{,}97.$$

Усилие от постоянной нагрузки

$$U_1' = +(19{,}27-1{,}97)\cdot 1{,}2 = +20{,}76 \ m.$$

От временной нагрузки

$$+U_1'' = +19{,}27\ \ 2 = +38{,}54 \ m,$$
$$-U_1'' = -\ 1{,}97\cdot 2 = -\ 3{,}94 \ m.$$

В результате

$$\max U_1 = 20{,}76 + 38{,}54 = +59{,}30 \ m;$$
$$\min U_1 = 20{,}76 - 3{,}94 = +16{,}82 \ m.$$

Подобным же образом находим линии влияния для U_2, U_3, U_4.

г) Линия влияния для V_0 имеет ординату нуль, когда груз $P=1$ находится на левой половине фермы. При положении груза на правой половине применяем формулу из группы (147):

$$V_0 = +T_n \frac{2fmc_0}{(f+mz_1)s_0};$$

$$s_0 = 40{,}79 \ м, \quad c_0 = \sqrt{\lambda^2+z_1^2} = 8{,}072 \ м.$$

$$V_0 = +T_n \frac{2\cdot 8{,}0\cdot 5\cdot 8{,}072}{(8{,}0+5\cdot 1{,}076)40{,}79} = +1{,}183\,T_n,$$

или

$$V_0 = +1{,}183\cdot 1{,}02 H_n = +1{,}207 H_n,$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

т. е. ординаты изменяются по прямой от нуля на правой опоре до наибольшего значения в узле 1:

$$\eta'' = +1{,}207 \cdot \frac{2{,}50}{5} \cdot 4 = +2{,}414.$$

Линия влияния изображена на фиг. 374. Она одного знака. Площадь ее

$$\omega = {}^1/_2 \cdot 2{,}414 \cdot 40 = 48{,}28;$$
$$\max V_0 = 48{,}28\,(1{,}2 + 2{,}0) = 154{,}5\ m;$$
$$\min V_0 = 48{,}28 \cdot 1{,}2 = 57{,}9\ m.$$

Подобным же путем находятся остальные линии влияния V_1, V_2 и V_ε, приведенные на фиг. 374.

47. Некоторые замечания. Наибольшие площади сечений имеют элементы U_0, V_0, V_1; площадь сечения остальных элементов в 2 и 3 раза меньше. В упомянутой выше работе инж. Шошин показал, что с изменением коэффициента α (обеспечение растягивающих усилий) от 1 до 4, изменяется рациональное очертание нижнего пояса, а также довольно чувствительно изменяются и усилия в элементах; при этом с увеличением α усилие U_0 возрастает, а V_0 и V_1 падают.

В общем результате теоретический вес частей фермы, считая и пилоны, увеличивается всего на несколько процентов при переходе от $\alpha = 1$ к $\alpha = 4$.

Это объясняется, конечно, тем обстоятельством, что увеличение временной нагрузки в α раз играет роль в определении величин z; при определении же усилий нагрузка остается одной и той же.

Затем, заслуживает внимания вопрос об определении постоянной нагрузки, действующей в узлах. Чувствительные неправильности, допущенные в этом вопросе, подрывают коренным образом и выбранное очертание нижнего пояса, которое не будет уже отвечать реальной постоянной нагрузке, и коэффициент обеспечения растягивающих усилий α.

Жискляр в проекте моста de la Cassagne передал, повидимому в качестве постоянной нагрузки узлов, и половину веса лучевых кабелей U. Здесь упущено из виду, что наклонно подвешенный кабель может не только не давать давления на нижнюю опору, но и подымать ее вверх (отрицательная реакция). Это следует из изложенного в n^0 23, фиг. 327 (стр. 339).

Правильней и надежней будет вес лучевых кабелей передавать целиком на пилоны. Но мост de la Cassagne снабжен подвесными канатами Ордиша; в таком случае их вес берется в главной части этими канатами, чем уничтожается *разгружающее* действие лучевых элементов фермы. При устройстве моста без канатов Ордиша надо выяснить величину разгружающего действия веса лучевых кабелей в зависимости от стрелки провеса этих кабелей и их натянутости.

Инженеры С. А. Сиренев и А. Р. Рубинчик в их работе[1] «Технико-экономическое обследование вантовых ферм» дают, между прочим, таблицу ординат z для разных отношений стрелки к пролету при коэффициентах обеспеченности растягивающих усилий от 2 до 4 и при отношении подвижной нагрузки к постоянной 1,5. Общая формула, выведенная ими, имеет вид:

$$z_i = \frac{\gamma (n-i)^2 (2z_{i-1} - z_{i-2}) + 2(n-i) z_{i-1} - 2f}{2(n-i-1) + \gamma (n-i)^2},$$

а для ординаты z_1 особо:

$$z_1 = \frac{f[\gamma (n-1) - (n+1)]}{n[(n+1) + \gamma (n-1)]}$$

кроме того $z_0 = 0$ (в среднем узле).

Здесь f — стрелка, n — число узлов в половине нижнего пояса, не считая среднего узла, $\gamma = \alpha\beta + 1$ выражает отношение положительной площади линии влияния усилия U_i к отрицательной площади: α — коэффициент обеспеченности растягивающего усилия в вантах, β — отношение подвижной нагрузки к постоянной.

Затем, указанные авторы, исходя из теоретических изысканий и из проектировок мостов под обыкновенную дорогу при легком полотне, ширине проезда 5,8 *м*, при

[1] Выпуск 112 Ц. Н. И. У. Москва. 1930.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

допускаемом напряжении для кабелей 3000 *кг/см*^{2}, нашли, что с изменением стрелки (от $^1/_6$ до $^1/_{10}$ пролета) суммарный вес («приведенный») ферм, удерживающих частей цепи, пилона, подвесок и каната Ордиша мало изменяется. Минимум находится при стрелках около $^1/_6 - ^1/_8$. Вес одних ферм растет почти пропорционально пролету и с увеличением пологости увеличивается; при переходе от $^1/_6$ к $^1/_{10}$ увеличение составляет $60^0/_0$.

Инженер Е. И. Крыльцов,[1] учитывая не только стоимость моста, но и жесткость, приходит к заключению, что наивыгоднейшей пологостью является $^1/_6 - ^1/_7$. Прогибы определяются им в пределах от $^1/_{300}$ до $^1/_{600}$ пролета, что, конечно, находится в зависимости от величины временной нагрузки.

§ 17. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ.

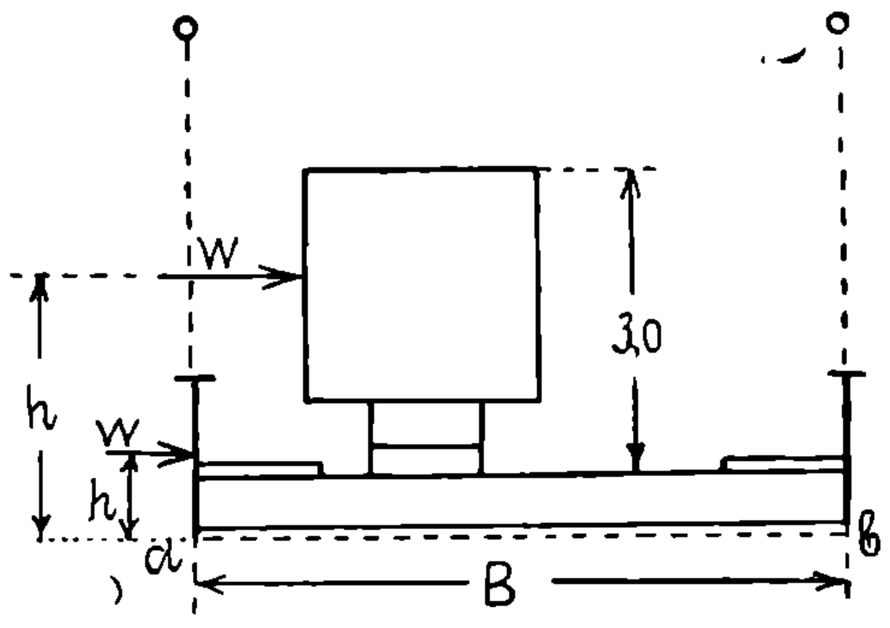
48. Давление ветра вызывает в частях пролетного строения дополнительные напряжения.

Во-первых, давление W (фиг. 375) на балку жесткости и на половину подвесок, а также на подвижную нагрузку, которая принимаетс в виде полосы высотою 3,0 *м*, действует с плечом h относительно плоскости ветровых связей, принимающих это давление в разных сечениях пролета. Получающийся момент кручения находит сопротивление в работе вертикальных и горизонтальных ферм.

Если расстояние между балками жесткости B, то добавочная нагрузка на фермы будет

$$q' = \pm \frac{\Sigma W \cdot h}{B}.$$

Одна ферма будет этой нагрузкой разгружаться, а другая — нагружаться. От этой добавочной нагрузки появятся добавочные усилия во всех частях системы, которые определяются по имеющимся линиям влияния.



Фиг. 375.

Во-вторых, давление ветра на пролетное строение принимается связями, поясами для которых служат либо балки жесткости целиком, либо их пояса. В поясах учитываются возникающие вследствие этого добавочные напряжения от ветра.

В третьих, ветер действует на подвески и изгибает их равномерным давлением. Давление для крупных подвесок берется на диаметральную плоскость, с коэффициентом $^2/_3$ или $^1/_2$, так как круглая форма уменьшает давление ветра на предмет. При значительной длине подвесок, напряжения в них от изгиба ветром могут достигать значительных величин. Их надо прибавить к существующим напряжениям растяжения в подвесках.

В четвертых, в цепи давление ветра также может вызывать добавочные напряжения на изгиб. Цепь рассматривают как балку, изгибаемую равномерной нагрузкой ветра и одновременно растягиваемую осевой силой. По формулам для этого случая изгиба и определяют дополнительные напряжения. Эти напряжения также имеют иногда значительную величину — несколько сот килограммов на *кв. см*.

В пятых, надо учесть добавочные давления на опоры от действия ветра. На пилон ветер передается цепью наверх, и, если пилоны металлические рамные, то получается соответственная перегрузка заветренной опоры. Кроме того, от скручивания, как указано выше, получается еще одно слагаемое.

Следует рассмотреть также дополнительные напряжения в цепи, возникающие от упругой деформации цепи. Меняется при этом кривизна цепи, возникают, значит, моменты и дополнительные натяжения. Это относится к клепаным цепям в виде пояса. В цепях, соединенных болтами, дополнительные напряжения возникают от трения в болтовых шарнирах.

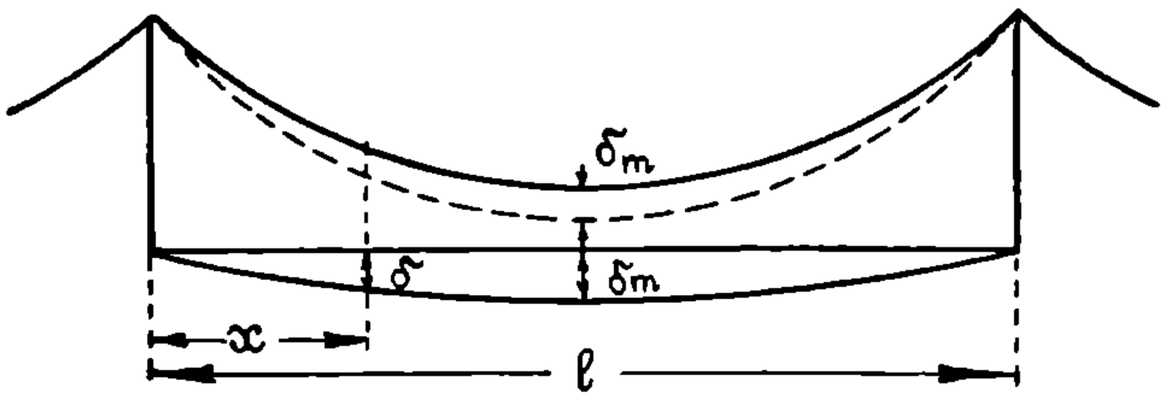
Искривление цепи от упругих деформаций можно мерить, пренебрегая вытяжкой подвесок, ординатами прогиба балки жесткости. Пусть прогиб посредине $= \delta_m$; тогда,

[1] «Вантовые фермы, исследование и проектирование». Вып. 112. Ц. Н. И. У.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

принимая за параболу кривую искривления (фиг. 376), определим ординату искривления в точке x по уравнению

$$\delta = \frac{4\delta_m x(l-x)}{l^2}.$$



Фиг. 376.

Дифференцируя два раза, как уравнение упругой линии, получим

$$M = EI\frac{8\delta_m}{l^2}.$$

Дополнительное напряжение

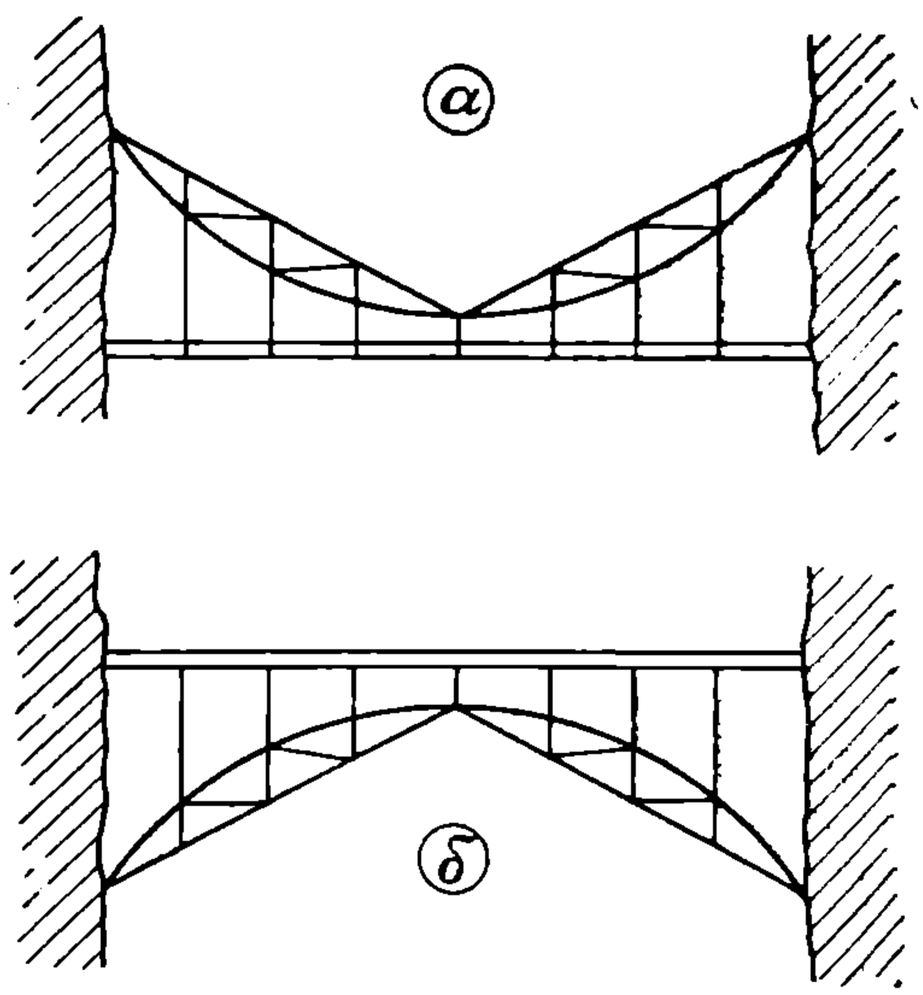
$$\delta = \frac{Mz}{I} = \frac{8\delta_m Ez}{l^2}.$$

Эти напряжения дают десятки добавочных килограммов на 1 *кв. см.*

§ 18. СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗНОГО ПРОЕКТА.

49. Общие свойства висячих мостов. — В историческом очерке мы видели, как оценивали висячие мосты инженеры сто лет тому назад, в первый период их применения. Это — система, наилучшим образом приспособленная для перекрытия больших пролетов через глубокие ущелья, или глубоководные реки, или морские проливы, словом, во всех тех случаях, когда промежуточные опоры по тем или другим причинам не могут быть возведены, когда и устройство сборочных подмостей также затруднено.

Это преимущество системы вытекает из того ее основного свойства, на которое указывал Навье, а именно: две цепи или два кабеля, переброшенные с берега на берег, дают уже возможность без всяких скреплений и связей воспользоваться ими для работ по сборке. *По положению своего центра тяжести* относительно опор, подвешенная цепь находится в устойчивом равновесии, тогда как арка находится в неустойчивом равновесии. Кроме того, кабель может быть переброшен с берега на берег по частям, по одной проволоке, не требуя для этого громоздких вспомогательных приспособлений в пролете. С аркой проделать это невозможно: собирая арку без подмостей, приходится оперировать тяжелыми частями, подвешивать вантами, крепить на ветер и т. п. Наконец, и знак усилий в кабеле играет существенную роль. Работа материала на растяжение по природе самого явления не требует боковой жесткости элемента; отсюда — возможно применять кабели, составленные из пучков отдельных проволок, а это, как мы видели, дает возможность составлять тяжелые кабели на самом месте их службы из отдельных проволок. Затем, кабель и цепь не имеют заклепочных дыр, ослабления сечения, — материал работает полностью; это дает уменьшение собственного их веса. Стальная проволока обладает очень высоким временным сопротивлением разрыву и допускает напряжения в 3 — 4 раза бо́льшие, чем прокатная сталь того же состава. Кроме того, работа на растяжение не требует понижения допускаемых напряжений на продольный изгиб или постановки связей для уменьшения свободной длины, как то требуют части, работающие на сжатие.



Фиг. 377.

Таким образом, и в настоящее время для больших пролетов, — для пролетов примерно больше 500 *м*, — висячая система мостов весьма целесообразна. О мостах с пролетами около 1000 *м* можно думать уже исключительно в виде висячей системы.

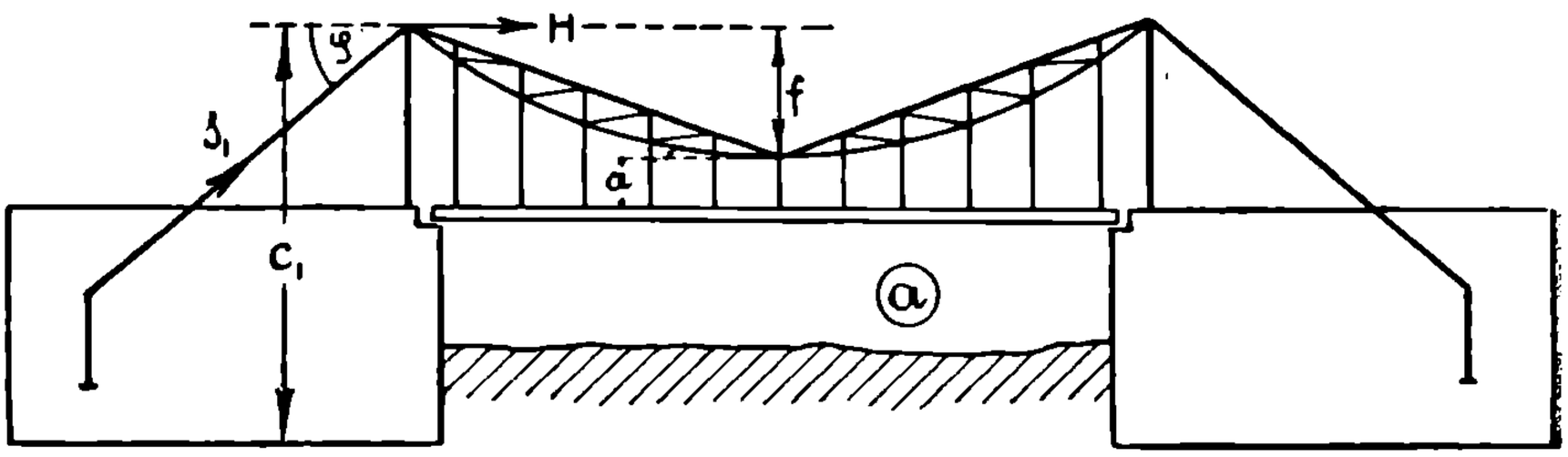
Представим себе скалистое узкое ущелье (фиг. 377); через него можно перебросить мост как арочный, так и висячий, одинаковой жесткости. Если ширина моста незначительна, то в обоих случаях будут применены две фермы, и проезжая часть,

НТБ УДУНТ (ДИТ)

а следовательно, и веса их на погонную единицу будут одинаковы. Применяя в обоих случаях материал как литое железо, работающий одинаково на растяжение и на сжатие, получим одинаковый вес пролетного строения; возможна лишь небольшая разница в весе связей в пользу висячей системы. Продольный изгиб еще даст преимущество висячей системе. Но зато для арки опоры требуют незначительных работ и ничтожного количества материала, тогда как для висячей системы требуется глубокая заделка концов цепи. Стоимость моста, если не считаться с приемами сборки, будет примерно одинакова.

Но если ширина моста значительна, то арочная система с ездою по верху дает возможность уклониться от тяжелых поперечных балок, неизбежных в случае висячего моста (всегда с ездою по низу). Постановка цепей в количестве, большем двух, требует значительного уширения моста, при одинаковой полезной ширине, и портит полезные свойства рабочей поверхности моста с ездою по верху, когда полотно свободно во всю длину и во всю ширину моста. Чем шире мост, тем больше будет преимуществ на стороне арочного моста.

Применение кабеля дает, однако, сильное уменьшение веса фермы висячей системы и, при значительных пролетах, это может дать весьма значительную разницу в пользу варианта висячего моста.



Фиг. 378.

Отсюда можно заключить, что *при малой ширине моста и при значительных пролетах* (например, больше 100 *м*), для которых арки становятся уже тяжелыми, применение кабельных висячих мостов будет выгодным. В практике мы и наблюдаем, что французы, когда им нужен дешевый не широкий мост через большую реку или глубокую долину, применяют именно эту систему.

Выгода настолько велика, что даже в случае отсутствия скал, за которые можно было бы закрепить цепи, она еще весьма ощутительна. А между тем (фиг. 378), при отсутствии скал, когда приходится принимать распор массивами из кладки, для моста висячего требуются пилоны, удерживающие цепи и больший массив по сравнению с массивом для арочного моста, который не требует ни пилонов, ни удерживающих цепей.

Что устой висячего моста должен быть больше устоя арочного моста, видно из того, что при одинаковых распорах плечо *c* вращения устоя около центра тяжести подошвы устоя в арочном мосте гораздо меньше, чем в висячем. По арке нагрузка идет вниз, к земле; по цепи она сперва подымается на пилоны, а потом сбрасывается вниз. Стрелки арки и цепи полагаем одинаковыми и равными f, — тогда

$$c_1 = c_2 + 2f + 2a.$$

Таким образом, в отношении стоимости, только применение кабеля может дать преимущество системе висячего моста по сравнению с арочным, и только лишь вследствие огромной разницы в допускаемых напряжениях для кабеля и для арки.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Но, если даже в статическом отношении обе системы одинаково жестки, то уже вследствие повышенных напряжений в главных элементах пролетного строения висячего моста прогибы его должны быть значительно больше прогиба арочного моста. И мы видим, что для железнодорожного движения была попытка применить кабельный висячий мост (Ниагара), но дала отрицательные результаты. Во Франции эти мосты имеют применение лишь для узкоколейных дорог.

Следовательно, когда хотят получить мост достаточно жесткий, то если и применяют систему висячего моста, то не по мотивам меньшей стоимости, а по эстетическим соображениям.

Прогиб от временной нагрузки тем меньше, чем меньше временная нагрузка по отношению к постоянной. При очень больших пролетах постоянная нагрузка будет достаточно велика, чтобы и от тяжелой временной нагрузки прогиб получился небольшой. Поэтому принципиально нет возражений против применения системы висячих мостов для железных дорог.

Штейнман считает возможным применение висячих мостов для железной дороги при пролетах не менее 450 *м*.

Из всего изложенного можно сделать следующие заключения о сфере применения висячих мостов.

1) По эстетическим соображением — в любом случае постройки моста кроме мостов под железную дорогу. Здесь важно, однако, соблюсти пропорции между длиной моста и его шириной. Мост широкий при небольшом пролете будет иметь неуклюжий вид.

2) По экономичности системы — во всех случаях узких мостов с малой или умеренной временной нагрузкой при условии применения каболей; сюда относятся пешеходные мосты, мосты под экипажную езду с узким полотном, мосты-каналы и т. п. при пролетах более 100 *м*.

3) По техническим соображением—во всех случаях невозможности сборки пролетного строения другой системы; в случаях очень больших пролетов.

50. Жесткость висячих мостов. — За висячими мостами, в общем, установилась репутация мостов недостаточно жестких. В настоящее время можно придать висячему мосту такую конструкцию, что жесткость его будет вполне достаточной. Но это нужно в каждом частном случае доказать.

Относительно мостов, описанных нами в предыдущих главах, имеются следущие данные об их жесткости:

Название моста	Год сооружения	Пролет *м*	Конструкция	Стрелка f *м*	Прогиб Δf *см*
Мост в Питтсбурге .	1877	244	цепи	26,84 ($^1/_9$)	12 ($^1/_{2000}$)
» в Вер езоне . .	1903	233	кабель	—	49 ($^1/_{470}$)
» чер.з р. Блае .	1904	163	»	18 ($^1/_9$)	25 ($^1/_{650}$)
Jons-Niévroz . .	1905	200	»	$^1/_9$	32,5 ($^1/_{600}$)
» Елизаветы .	1903	290	цепи	29 ($^1/_{10}$)	28,0 ($^1/_{1035}$)
» в Бреславле . .	1909	114	клепан.	$^1/_{10}$	4,8 ($^1/_{2370}$)
» в Кёльне . .	1915	184,5	цепи	18,5 ($^1/_{10}$)	32,2 ($^1/_{578}$)
Второй Кёльнский . .	1929	315	кабель	$^1/_9$	102 ($^1/_{300}$)
Мост Florianopolis .	1926	339,5	цепь	36,6 ($^1/_{9,8}$)	40 ($^1/_{850}$)
Конкурсные проекты Кёльнского моста:					
«Alaaf-Colonia» . .	—	215	кабель	$^1/_{9,5}$	72,6 ($^1/_{300}$)
«Freiheit»	—	215	»	$^1/_9$	71,3 ($^1/_{300}$)
«Köln-Deutz I» .	—	215	цепь	$^1/_{10}$	35,4 ($^1/_{610}$)
«Gitterkette» . .	—	215	клепан.	$^1/_{9,5}$	34,4 ($^1/_{620}$)
«Köln-Deutz II» . . .	—	215	кабель	$^1/_{10}$	74,5 ($^1/_{290}$)
«Neuzeit»	—	215	»	$^1/_9$	91,6 ($^1/_{234}$)
«Kunst u. Technik» . .	—	215	клепан. с распорк.	$^1/_9$	21,5 ($^1/_{1000}$)
«Stabbogen» . .	—	184,5	арочный		9,7 ($^1/_{2000}$)
«Blechbogen» . .	—	184,5	»		12,5 ($^1/_{1400}$)

Из таблицы усматриваем, что кабельные мосты в 2 — 3 раза менее жестки, нежели цепные, а цепные раза в 2 менее жестки, нежели арочные мосты. Особенно

НБ УДУНТ (ДПТ)

поучительны в этом отношении проекты Кёльнского моста. Цепной мост Елизаветы дает прогиб в $^1/_{1000}$, цепной Кёльнский — в $^1/_{600}$. Здесь сказывается система моста: первый — однопролетный, второй — в 3 пролета. Удлинение цепи в больших боковых пролетах при загружении только среднего пролета дает чувствительную составляющую в прогибе.

На прогибе висячего моста с металическими пилонами сказывается не только удлинение цепи в боковых пролетах, но и упругое сокращение длины пилонов от сжатия.

Таким образом, из висячих мостов наибольшей жесткостью будет обладать однопролетный цепной мост с наиболее короткими удерживающими цепями и с каменными пилонами. Массивный висячий мост в Бреславле дает от временной нагрузки прогиб всего $^1/_{2370}$ пролета, т. е. мы имеем здесь жесткость, далеко превосходящую жесткость балочных железнодорожных мостов ($^1/_{1500}$).

Кроме этих общих факторов, влияющих на жесткость висячих мостов, имеют значение и специальные факторы, как стрелка цепи, высота балки жесткости.

Для изучения этих факторов обратимся к непосредственному исследованию прогиба висячего моста с балкой жесткости на конкретном примере.

Возьмем случай, рассмотренный в n^0 36 (стр. 373 — 394). Основные данные приведены на стр. 383 — 384.

Прогиб в середине выражается так (117) (стр. 396):

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{EI} p(1-\beta).$$

Для $^1/_4$ пролета (118)

$$\delta^1/_4 = \delta_0 \left(\frac{3}{8} \pm \frac{1}{32(1-\beta)} \right)$$

Амплитуда (119′)

$$\alpha_{1/4} = \frac{5}{6144} \cdot \frac{pl^4}{EI}.$$

Для середины пролета от колебаний температуры

$$\varepsilon t = \delta_0 \frac{p'}{p(1-\beta)},$$

где

$$p' = \frac{8H_t \cdot f}{l^2}.$$

Из расчетов, относящихся к упомянутому примеру при стрелке $^1/_{10}$ и высоте балки жесткости 2,5 *м*, имеем $\beta = 0{,}977$, сечение пояса в балке жесткости по середине пролета $\omega = 0{,}0454$, в $^1/_4$ пролета $\omega = 0{,}0516$ *м*^{2}, в среднем 0,0485 *м*^{2}. Тогда

$$I = \frac{\omega \cdot h^2}{2} = \frac{0{,}0485 \cdot 2{,}5^2}{2} = 0{,}151 \text{ м}^4.$$

Для временной нагрузки 3,6 *т/м* и $E = 2 \cdot 10^7$ *т/м*^{2} имеем:

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{102^4 \cdot 3{,}6 \cdot 0{,}023}{2 \cdot 10^7 \cdot 0{,}151} = 0{,}039 \text{ м} = 39 \text{ мм},$$

$$\delta_{1/4} = 39 \left(\frac{3}{8} \pm \frac{1}{32 \cdot 0{,}023} \right) = +67 \text{ мм}, -38 \text{ мм},$$

$$p' = \frac{8 \cdot 49 \cdot 10{,}2}{102^2} = 0{,}384 \text{ т/м},$$

$$\delta_t = 39 \cdot \frac{0{,}384}{3{,}6 \cdot 0{,}023} = 180 \text{ мм}.$$

Возьмем теперь цепь со стрелкой $^1/_8$ пролета: $f = 12{,}75$ *м*; f_0 будет 15,37 *м*. Удерживающая цепь будет длинней (угол φ_1 тот же) на 5,3 *м*.

$$H_{p+q} = \frac{13{,}7 \cdot 102^2}{8 \cdot 12{,}75} = 1\,398 \text{ т}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для определения распора от изменений температуры на $\pm 40°$, $E\alpha = 240$, по формуле (96), находим при прежнем $I = 0{,}151\ м^4$:

$$p'' = \left[\frac{15}{15{,}37\,(5 - 6 \cdot 0{,}275^2)} + \frac{4 \cdot 38{,}8 \cdot 2.88}{56^2 \cdot 0{,}814}\right] \cdot \frac{96 \cdot 0{,}151 \cdot 240 \cdot 40 \cdot 56^2}{5 \cdot 102^4} = 0{,}324\ т/м;$$

$$H_t = \frac{0{,}324 \cdot 102^2}{8 \cdot 12{,}75} = 33\ т.$$

Момент в $^1/_4$ пролета от временной нагрузки остается тот же (стр. 373) $M_{1/4}' = 626\ т \cdot м$. Момент здесь же от H_t будет:

$$M''_{1/4} = H_t \cdot y = 33 \cdot {}^3/_4 \cdot 12{,}75 = 315\ т \cdot м;$$
$$\max M_{1/4} = 626 + 315 = 941\ т \cdot м.$$

Усилие в поясе будет:

$$U = \frac{941}{2{,}5} = 376\ т.$$

Допускаемое напряжение $\delta = 1\,000\ кг/см^2$. На ослабление полагаем $20^0/_0$. Площадь сечения пояса будет:

$$\omega = 376 \cdot 1{,}20 = 450\ см^2.$$

Среднее значение надо принять (на $6^0/_0$ меньше) $425\ см^2$. Между тем, момент инерции $I = 0{,}151\ м^4$ введен для сечения $485\ см^2$.

Надо произвести пересчет. Момент инерции надо взять меньше, ω будет еще меньше $425\ см^2$. Надо так задаться величиной ω для I, чтобы результат привел к принятому ω.

Возьмем $\omega = 410\ см^2 = 0{,}041\ м^2$; тогда

$$I = \frac{0{,}041 \cdot 2{,}5^2}{2} = 0{,}128\ м^4;$$

$$p'' = 0{,}324 \cdot \frac{0{,}128}{0{,}151} = 0{,}275\ т/м; \qquad H_t = 33 \cdot \frac{0{,}275}{0{,}324} = 28\ т;$$

$$M_{1/4} = 28 \cdot 9{,}56 = 268\ т \cdot м; \quad \max M_{1/4} = 626 + 268 = 894\ т \cdot м;$$

$$U = \frac{894}{2{,}5} = 358\ т;\ \omega = 358 \cdot 1{,}20 = 430\ см^2.$$

Среднее значение будет $\omega = 410\ см^2$.
Теперь идем дальше и найдем прогибы.

$$\max H = H_{p+q} + H_t = 1\,398 + 28 = 1\,426\ т.$$

Площадь сечения цепи при $\sigma = 1\,000\ кг/см^2$ и при ослаблении $18^0/_0$:

$$\omega_0 = 1\,426 \cdot 1{,}18 = 1\,680\ см^2;$$
$$\frac{I}{\omega_0} = \frac{0{,}128}{0{,}168} = 0{,}762;$$

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{I}{5\omega f}\left(\frac{9}{f} + \frac{48ks'}{l^2\cos\varphi'}\right)} = \frac{1}{1 + \frac{0{,}76}{5 \cdot 12{,}75}\left(\frac{9}{12{,}75} + \frac{48 \cdot 2{,}88 \cdot 38{,}8}{102^2 \cdot 0{,}814}\right)} = \frac{1}{1{,}016} = 0{,}984;$$

$$\max \delta_0 = \frac{39 \cdot 0{,}151}{0{,}023} \cdot \frac{0{,}016}{0{,}128} = 32\ мм;$$

$$\delta_{1/4} = 32\,(0{,}375 \pm 1{,}95) = +75\ мм; -51\ мм.$$

Амплитуда $\alpha = 126\ мм$.
Для середины пролета

$$\delta = \frac{32 \cdot 0{,}275}{3{,}6 \cdot 0{,}016} \quad 153\ мм.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 17. К исследованию зависимости прогибов от стрелки f и высоты балки жесткости h.

Стрелка	Высота ба ки жесткости h м	$H_p + q$	H_t	max H	ω_0 цепи $м^2$	$M_{1/4}$ $т \cdot м$ от p	$M_{1/4}$ $т \cdot м$ от t	$M_{1/4}$ $т \cdot м$ max	$V_{1/4}$ $т$	$\omega_{1/4}$ $см^2$	Среднее ω $см^2$	J $м^4$	β	$мм$	$\delta_{1/4}$ $мм$	$\alpha_{1/4}$ $мм$	δ_t $мм$
$f = 1/8 l$	2,5 м ($1/41$)	1398	28	1426	0,168	626	268	894	358	430	410	0,128	0,984	32	+ 75 — 51	126	153
	3 м ($1/34$)	1398	36	1434	0,169	626	344	970	323	388	360	0,162	0,980	32	+ 62 — 38	100	155
	4 м ($1/25$)	1398	59	1457	0,172	626	564	1190	298	360	340	0,272	0,967	31	+ 41 — 18	59	152
	6 м ($1/17$)	1398	316	1714	0,200	626 (500)	3020 (4028)	3646 (4528)	608 (750)	730 (900) [1]	800	1,44	0,800	23	+ 18 — 1	19	152
$f = 1/10 l$	2,5 ω ($1/41$)	1734	49	1783	0,217	665	375	1040	416	516	480	0,151	0,977	39	+ 67 — 38	105	180
	5 м ($1/26$)	1734	240	1974	0,236	626	1836	2462	500	600	600	0,750	0,909	31	+ 22 — 1	23	180
	6 м ($1/17$)	1734	793	2527	0,300	665	6100	6765	1127	1356	1400	2,52	0,790	21	+ 11 — 5	16	173

[1] В скобках приведены соответственные величины для середины пролета, т. е.: $M_{1/2}$, $U_{1/2}$, $\omega_{1/2}$.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Из этих результатов можно сделать следующие заключения об изменениях, происходящих вследствие перехода от стрелки $^1/_{10}$ к стрелке $^1/_8$.

1) Цепь и балка жесткости стали легче, примерно, на $15^0/_0$.

2) Прогиб середины уменьшился на $19^0/_0$ (т. е. вывод, полученный еще Навье для упругих прогибов, остается в силе для середины пролета).

3) Прогиб в середине, однако, не есть наибольший; таковым является в нашем примере прогиб в $^1/_4$ пролета; этот прогиб был 57 *мм*; при $f = ^1/_8$ пролета он стал 75 *мм*. Амплитуда прогибов четвертной точки пролета была 105, стала 126 *мм*, т. е. ***мост стал менее жестким на 15 — 20%***; это есть следствие того обстоятельства, что балка жесткости получила меньший момент инерции, так как колебания температуры вызывают меньший распор и меньший момент изгиба в балке жесткости, что при том же допускаемом напряжении (в нашем примере 1 000 *кг/см*^{2}) требует меньшего сечения поясов.

4) Прогиб от колебаний температуры уменьшается (на $12^0/_0$).

Таким образом *увеличение стрелки провеса* цепи удешевляет цепь и балку жесткости, но увеличивает стоимость пилона. Во многих случаях в результате *будет удешевление моста*, так как уменьшается и стоимость устоя, как следствие уменьшения распора.

Что касается жесткости, то последняя с увеличением стрелки *уменьшается*, по крайней мере, при известных условиях, т. е. до тех пор, пока прогиб четвертной точки больше прогиба средней точки.

Из выражения $\delta_{1/4} = \delta_0\left(\frac{3}{8} + \frac{1}{32(1-\beta)}\right)$ находим, что $\delta_{1/4}$ будет равно δ_0, когда выражение в скобках равно 1. Отсюда $\beta = 0{,}95$. А это значит, что при сравнительно жестких балках жесткости увеличение стрелки может увеличить и жесткость моста, а при слабых балках жесткости, наоборот, с увеличением стрелки жесткость уменьшается.

В таблице 17 (см. стр. 435) приведены результаты подсчетов прогиба в зависимости от изменений стрелки цепи f и высоты балки жесткости h. Подсчеты произведены таким именно путем, как только-что показано.

Из таблицы можно сделать некоторые заключения о влиянии высоты балки жесткости.

1) Увеличение высоты h от $^1/_{40}$ до $^1/_{25}$ пролета очень немного увеличивает сечение цепи, чувствительно уменьшает сечение поясов балки жесткости (почти на $20^0/_0$) и почти вдвое уменьшает прогиб четвертной точки балки жесткости.

2) Дальнейшее увеличение высоты балки жесткости (до $^1/_{17}$) сильно увеличивает величину распора и моментов от колебаний температуры, а следовательно, увеличивает стоимость моста весьма заметно. Что касается прогибов, то они уменьшаются. Но, повидимому, жесткость в этом случае покупается слишком дорогой ценой. Здесь следует применять балку жесткости с шарниром посредине или систему с распоркой. — вообще, систему, в которой колебания температуры не вызывают дополнительных усилий в балке жесткости.

С дальнейшим увеличением высоты балки жесткости (без шарнира) усилия в цепи и в поясах балки жесткости увеличиваются до бесконечности, система приводит к абсурду именно вследствие сокращения цепи от понижения температуры. Цепь стремится укоротить свою стрелку, балка не пускает, появляется непреодолимое противоречие. Постановкой шарнира посредине противоречие уничтожается.

3) На прогиб от колебаний температуры высота балки жесткости сколько-нибудь чувствительно не влияет.

Таким образом, для рассматриваемого частного случая необходимо остановиться на стрелке в $^1/_8$ и высоте балки жесткости в $^1/_{25}$ пролета, если, конечно, этому не мешают требования эстетические, судоходные и т. п. При этих условиях получим мост наименьшей стоимости при наибольшей жесткости.

Распространить полученные здесь выводы на все мосты вообще мы пока не имеем оснований, а потому рекомендуем в каждом частном случае произвести исследование, подобное предыдущему, на что потребуется всего несколько часов работы.

51. Свойства железа и стали для висячих мостов. — Для висячих мостов в настоящее время употребляются следующие сорта железа и стали:

обыкновенное литое железо (мостовое),
углеродистая сталь,
никкелевая сталь,
эдектросталь и
тигельная сталь.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Обыкновенное литое железо для мостов должно иметь у нас временное сопротивление от 37 до 44 *кг/мм*^{2}, при удлинении 22%. Предел пропорциональности можно считать 20 — 22 *кг/мм*^{2}. Коэффициент упругости 2 150 000 *кг/см*^{2}. Допускаемые напряжения, по нормам НКПС, зависят у нас от наибольшего и наименьшего значения усилия в данной части моста и от пределов загружения, причем поставлены известные границы. Так, при учете одной вертикальной нагрузки R не должно превосходить 1 250 и должно быть не менее 800 *кг/см*^{2}. При учете вертикальной нагрузки и ветра — не больше 1 450 и не меньше 933 *кг/см*^{2}. При суммировании вертикальной нагрузки и действия температуры — не больше 1 400 *кг/см*^{2}. Наконец, при суммировании действия всех трех факторов — не больше 1 600 *кг/см*^{2}.

Для моста в Бреславле были допущены следующие напряжения: для проезжей части и балок жесткости 900 *кг/см*^{2}, для цепи при учете вертикальной нагрузки и колебаний температуры ($\pm$ 20°) — 1 100 *кг/см*^{2}, при учете вертикальной нагрузки, давления ветра и колебаний температуры на $\pm$ 40° — 1 320 *кг/см*^{2}.

Для первого конкурса проектов моста в Кёльне было предложено держаться следующих допускаемых напряжений: в проезжей части 800 *кг/см*^{2}, но при проверке на паровой каток (23 *т*) 1 100 *кг/см*^{2}; в подвесках — 1 000, а при учете давления ветра 1 350 *кг/см*^{2}; в главных фермах 1 100, а при учете действия ветра и температуры 1 300 *кг/см*^{2}; в связях 1 000 *кг/см*^{2}. На срезывание заклепок в проезжей части 650, в главных фермах 900 *кг/см*^{2}, на смятие дыр 1 800 *кг/см*^{2}.

Углеродистая сталь, — у нас ей отвечает судостроительная сталь, — содержит 0,25 — 0,33% C, 0,6 — 1,1% Mn и не больше 0,04% P. Временное сопротивление ее 50 — 60 *кг/мм*^{2}, при удлинении 16 — 20% и при пределе упругости 28 — 32 *кг/мм*^{2}.

По сравнению с литым железом, временное сопротивление стали в среднем на 35% больше, а предел упругости на 40%. Допускаемое напряжение можно повысить на 30% (у нас на 25%), т. е. вместо 1 320 брать 1 716 *кг/см*^{2}.

По стоимости эта сталь в Германии, по данным Sonntag'a,[1] дороже литого железа на 12 — 15%, у нас — на 25%.

Никкелевая сталь применена в мостах впервые в Америке, а именно при постройке мостов Мангатанского, Блеквельского, Квебекского. Примесь никкеля была 3,25%. В Германии (с 1910 г.) дается меньшее количество никкеля: 2 — 2,5%. Временное сопротивление этой стали колеблется от 56 до 67 *кг/мм*^{2}, при границе текучести 38 *кг мм*^{2} (для литого железа около 24) и при удлинении от 17 до 20%. Коэффициент упругости E = 2 120 000 *кг/см*^{2}. Допускаемые напряжения назначаются на 50% больше, чем для литого железа, т. е. до 2 000 *кг/см*^{2} (вместо 1 320). Никкелевая сталь в Германии на 45% примерно *дороже литого железа;* труднее обрабатывается, дыры надо просверливать, заклепки требуют тщательной механической клепки.

Электросталь получается лучшей очисткой металла при высоких температурах в электрической печи. Она значительно дешевле никкелевой стали; в готовых мостах всего процентов на 25 дороже литого железа. Временное сопротивление электростали колеблется от 60 до 75 *кг/мм*^{2}, при пределе упругости от 40 до 45 *кг/мм*^{2} и при удлинении от 25 до 18%. По техническим качествам эта сталь нисколько не уступает никкелевой. Допускаемые напряжения можно брать те же.

Тигельная литая сталь употребляется исключительно для изготовления проволоки для кабелей. Для Бруклинского моста (1883 г.) стальная проволока дала временное сопротивление 120 *кг/мм*^{2}. Напряжение допущено в кабеле этого моста 33,3 *кг/мм*^{2}. С течением времени свойства проволоки повышаются. В настоящее время можно считать временное сопротивление стальной проволоки 120 — 140 *кг/мм*^{2}, при удлинении 4 — 5%, при пределе упругости 60 — 70 *кг/мм*^{2} и при модуле упругости 1 900 000 *кг/см*^{2}.

Для моста Кёльн-Мюльгейм проволока изготовлена из литой стали. Модуль упругости проволоки 1 920 000 *кг/см*^{2}. Для кабеля в целом 1 600 000.

Для готовых патентованных кабелей фирма Фельтен и Гильом в Германии предлагает считать временное сопротивление кабеля (92 *мм* диаметром, при весе 50 *кг/м*) в 135 *кг/мм*^{2} рабочего сечения кабеля, которое составляет 85% от полного сечения по наружной окружности кабеля.

Проволока Мангатанского моста имеет временное сопротивление до оцинкования 157, после оцинкования — 146 *кг/мм*^{2}. Граница текучести 101 — 120 *кг/мм*^{2}. Напряжение допущено с учетом дополнительных 5 900 *к /см*^{2}.

---

[1] Eisenbau, 1911, № 6.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Исходя из среднего сопротивления 130 *кг/мм²* и беря обычный коэффициент запаса 3,0 — 3,3, получим допускаемое напряжение 4 200 *кг/см²*.

Для кабелей с параллельной проволокой коэффициент упругости может быть взят тот же как для проволоки, — 1 900 000 *кг/см²*. Для спиральных кабелей он ниже, так как такие кабели удлиняются не только от упругой вытяжки, но и от изменения спиральной кривой вследствие поперечного сжатия кабеля.

Стоимость тонны кабелей с установкой надо считать в 3 — 4 раза больше стоимости литого железа со сборкой.

Что касается цепей из никкелевой стали с проушинами в болтах, то их стоимость тоже раза в два превышает стоимость клепаного литого железа. Для другой стали — соответственно меньше.

Германский инженер Зоннтаг сделал очень интересный подсчет веса в *кг* на *пог. м* и стоимости в марках на 1 *пог. м* цепной части моста в Бреславле, в предположении применения для изготовления цепной части разных вышеперечисленных материалов и в разной форме: в виде клепаной ленты, цепи с проушинами, кабеля. Результаты подсчетов таковы:

Цепная часть	Сравниваемые величины	Единицы	Литое железо	Электро-сталь	Никкел. сталь	Углер. сталь	Тигельн. сталь
Клепан. пояс	Допущен. напряжение	*кг/см²*	1 320	1 980	1 980	1 716	4 230
	Вес 1 *пог. м* пояса	*кг*	1 929	1 2 8	1 218	1 427	—
	Стоим 1 *т* металла	марок	410	495	556	460	—
	Стоим. 1 *пог. м* пояса	марок	791	603	677	656	—
	H_q от веса пояса	% от *H* max	13,2	8,7	8,7	9,7	—
Цепь с проушин	Допущен. напряжение	*кг/см²*	1 320	1 980	1 980	1 716	4 230
	Вес 1 *пог. м* цепи	*кг*	1 247	803	803	936	500
	Стоим. 1 *т* металла	марок	596	679	740	646	950
	Стоим. 1 *пог. м* цепи	марок	743	545	594	605	475
	H_q от веса цепи	% от *H* max	8,9	6,0	6,0	6,4	3,4
кабель							

Выгодность применения того или другого материала обратно пропорционально как стоимости пог. метра, так и весу пог. метра. Первое непосредственна сказывается на стоимости моста, второе, через распор, сказывается на стоимости устоя. Характеристичным числом *невыгодности* применения будет произведение веса *пог. м* на стоимость *пог. м*. Дополним данные Зоннтага следующими строками:

Коэффициенты невыгодности:	Литое железо	Электро-сталь	Никкел. сталь	Углерод. сталь	Тигельн. сталь
для клепан. пояса	1 526	734	825	936	—
» цепи	927	438	477	566	—
» кабеля	—	—	—	—	238

Если коэффициент кабеля (238) взять за 1, то получим для сравнения более наглядные числа:

для пояса	6,4	3,1	3,5	3,9	—	(*A*)
» цепи	3,9	1,8	2,0	2,4	—	
» кабеля	—	—	—	—	1	

Из своих сопоставлений Зоннтаг приходит к следующим заключениям для тяжелого моста под обыкновенную дорогу с пролетом цепи 126,6 *м*:

Кабель выгодней, нежели клепаный пояс, или цепь из электростали, углеродистой или никкелевой стали, или литого железа.

Электросталь выгодней для клепаного пояса и цепи, нежели углеродистая или никкелевая сталь, или литое железо.

Углеродистая сталь выгодней для клепаного пояса, нежели никкелевая сталь или литое железо. (По строкам *A* никкелевая сталь выгодней углеродистой.)

Никкелевая сталь выгоднее литого железа для клепаного пояса.

Затем нельзя не обратить внимание и на то, что выгодность, например, применения кабеля сопряжена с *потерей жесткости моста*, каковое обстоятельство Зоннтаг также не учел в своем анализе. Приблизительно это можно учесть, предположив, что гибкость моста пропорциональна величине допускаемого напряжения. Если

УДУНТ (ДИТ)

коэффициент невыгодности по (A) помножим на соответственное допускаемое напряжение, то получим коэффициент хозяйственной невыгодности, показывающий, насколько мост дорог и плохого качества:

	Литое железо	Электро-сталь	Никкел. сталь	Углерод. сталь	Тигельн. сталь	
Пояс.	8 448	6 138	6 930	6 708	—	(B)
Цепь .	5 148	3 564	3 960	4 128	—	
Кабель	—	—	—		4 230	

Эта табличка указывает, что хозяйственно выгодней будет применение цепи из электростали, потом никкелевой стали, затем углеродистой стали, и только на четвертом месте стоит кабель.

Хозяйственная ценность применения клепаного пояса из сталей почти одинакова; иначе говоря, чем дороже применение материала, тем жестче мост.

Дороговизна применения клепаной цепи из литого железа не возмещается в такой же степени жесткостью моста, но этого вида мост все же будет обладать наивысшей жесткостью, что и подтверждается Бреславльским мостом.

Ко всем изложенным здесь соображениям и цифрам надо относиться как к весьма приближенным. Соотношения выгодности изменяются с изменением цен. Некоторую ориентировку можно получить из таблички Зоннтага, но уверенно задачу можно решить только сопоставлением разных вариантов в каждом частном случае проектирования висячего моста.

Кабели для висячих мостов и цепи. — Кабель представляет собою конструктивный материал, прекрасно приспособленный для работы на растяжение.

Прежде всего железную цепь стал вытеснять *железный кабель* с временным сопротивлением проволоки до 70 *кг/мм*^{2} и с допускаемым напряжением 16 — 18 *кг/мм*^{2}.

Выгодность применения кабеля, кроме получения более высокого (в два раза) допускаемого напряжения, заключалась еще в отсутствии паразитических элементов в виде тяжелых и дорогих по работе болтовых соединений, которые входят в состав цепи.

В настоящее время применяются *стальные кабели*, в которых сопротивление проволоки разрыву доходит до 200 *кг/мм*^{2}. Следует, кроме того, иметь в виду, что для сборки цепи требуются подмости, для сборки же кабельного пролетного строения подмостей не требуется.

Кабели, применяемые для мостов, делятся на два вида: крученые кабели, изготовляемые на заводе и доставляемые к мосту на барабанах, и кабели с параллельными проволоками, изготовляемые над пролетом, на месте службы кабеля, посредством перебрасывания над пролетом каждой проволоки кабеля отдельно и последующей их обмотки в одно целое.

Кабели с параллельными проволоками раньше применялись во Франции в старых мостах и изготовлялись на берегу у самого моста, в горизонтальном положении, на продолжении оси моста. Через каждые полметра кабель снабжался поперечным пояском из тонкой проволоки и таким образом представлял собою довольно жесткий элемент. В таком виде он с большим трудом ставился на место службы. Неудобство этого приема заключается в том, что проволоки, связанные на плоскости, по установке на место должны, располагаясь по кривой, либо сократить свою длину (верхние), либо удлиниться (нижние), что вызывает добавочные напряжения. Эти напряжения могут уменьшить полезную работу кабеля в больших мостах до 25%. Этот прием теперь оставлен.

Кабель с параллельными проволоками впервые применен во Франции при постройке моста La Roche-Bernard в 1836 г., но затем в широких размерах был использован Реблингом в Америке и теперь носит название кабеля, изготовленного по американскому способу.

Французы же применяют в своих мостах, сравнительно небольших пролетов (до 300 *м*), исключительно крученые кабели. Они ставят их сравнительно небольшого диаметра, но в целом пучком, намеренно избегая заменять пучок кабелей одним большим кабелем. В основе этого приема лежит ценная идея о возможности смены сработавшихся и поврежденных кабелей. Каждый кабель поочередно, по мере надобности может быть сменен, так как снять один кабель из пяти или десяти вполне возможно без перерыва движения.

Пучок кабелей очень легко поставить в такое положение, чтобы все отдельны кабели имели одинаковое напряжение: для этого достаточно, чтобы стрелки провеса

НБ УДУНТ (ДИТ)

их были одинаковы, т. е. чтобы ряд кабелей в вершине параболы имел одну горизонтальную плоскость касания. Подсчет показывает, что при пролете в 200 *м* и стрелке в $^1/_{10}$, разница в стрелке в 5 *мм*, легко заметная на глаз, даст разницу в натяжении всего в 18 *кг/см*^{2}, при допускаемом напряжении 2 500 — 3 000 *кг/см*^{2}. При смене сработавшегося кабеля очень легко, поэтому, ввести в работу новый кабель.

Большие кабели составляются из малых посредством скручивания в одно целое определенного числа малых кабелей или прядей (фиг. 379).

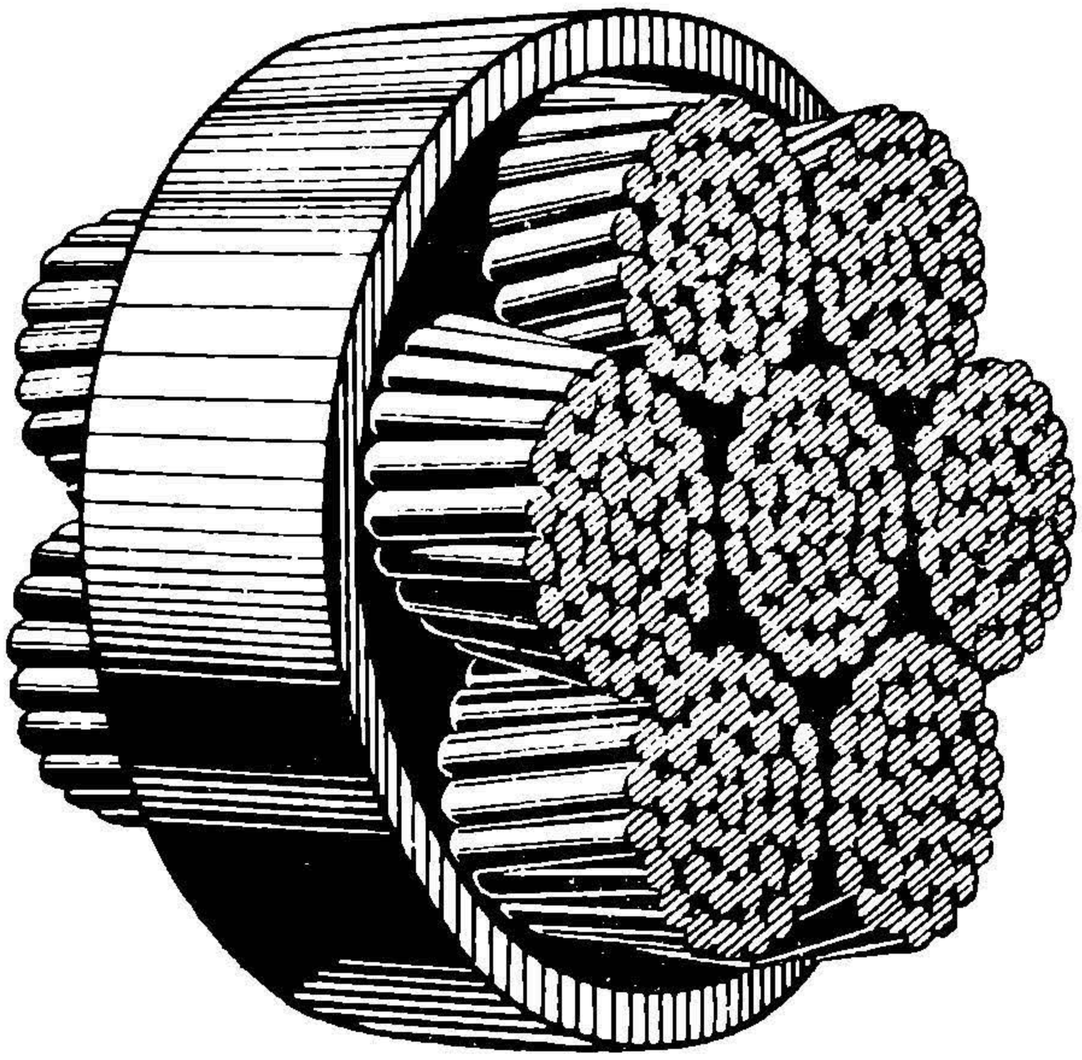
Малый кабель в разрезе представляет собою большее или меньшее число (фиг. 380) концентрических слоев проволоки, причем в центре помещается одна осевая проволока. Проволоки берутся, конечно, одного и того же диаметра — от 3 до 5,5 *мм*. Первый слой содержит шесть проволок, второй — 12, третий — 18 и т. д.; n-ый ряд содержит 6 n проволок.

Если в кабеле n рядов, то число проволок в нем N будет определяться формулой

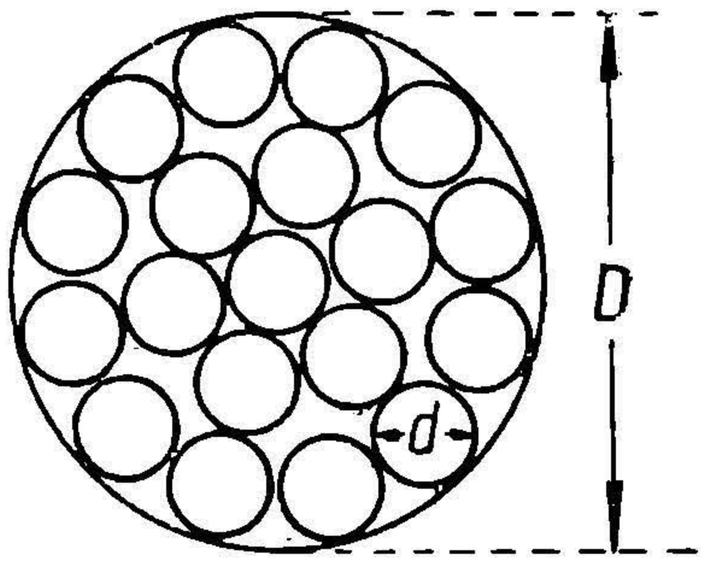
$$N = 1 + 3n(n+1).$$

Если при этом диаметр проволоки d, то диаметр круга, в который вписывается кабель, будет

$$D = (2n+1)\,d.$$



Фиг. 379.



Фиг. 380.

Если известен диаметр кабеля D, то число проволок диаметра d, в нем находящихся, равно

$$N = \frac{1}{4}\left(3\,\frac{D^2}{d^2} + 1\right).$$

Сечение кабеля будет

$$\Omega = \frac{1}{4}\left(\frac{3\pi D^2}{4} + \frac{\pi d^2}{4}\right);$$

пренебрегая вторым членом в скобках, получим достаточно точно

$$\Omega = \frac{3}{4}\cdot\frac{\pi D^2}{4},$$

т. е. рабочее сечение кабеля составляет 75% от сечения сплошного стержня того же диаметра D. Остальные 25% падают на пустоты.

Из последней формулы можем получить

$$D = \sqrt{\frac{16}{3\pi}\,\Omega} = 1{,}303\,\sqrt{\Omega}.$$

По этой формуле определяется диаметр кабеля, если известно, какова должна быть его рабочая площадь. Диаметр проволоки может быть любой.

Нужно заметить, что для крученого кабеля площадь Ω сечения несколько больше, чем дает выше приведенная формула, так как сечение, нормальное для кабеля, не является нормальным для проволоки, составляющей с осью кабеля некоторый угол ψ. С другой стороны, вследствие кручения в проволоке развиваются дополнительные

НБ УДУНТ (ДИТ)

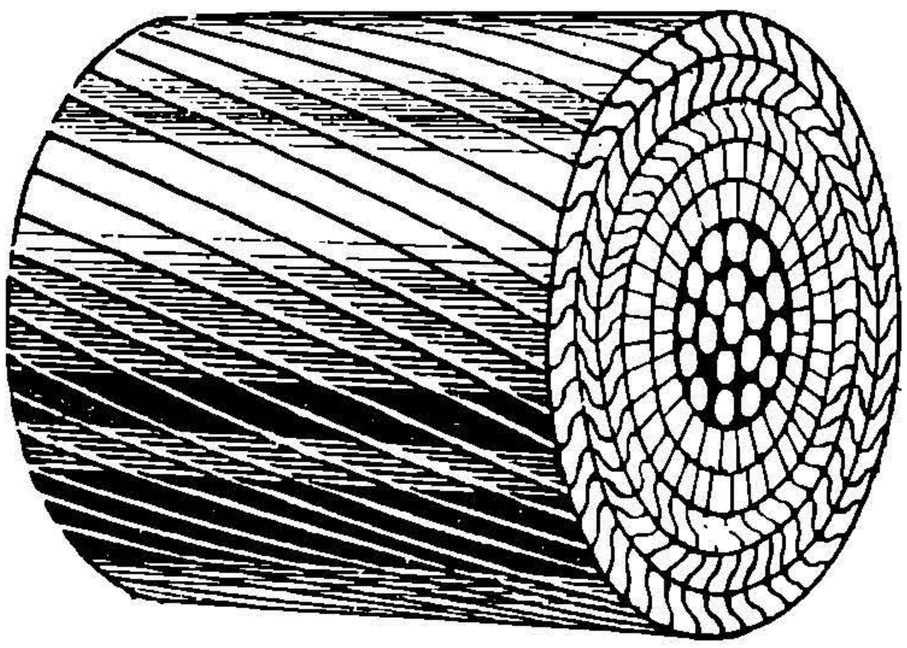
напряжения, так что временное сопротивление несколько понижается. В результате можно считать площадь сечения по формуле и брать допускаемое напряжение полное.

Крученые кабели отличаются большей гибкостью, еще более гибки кабели *переменного скручивания* (фиг. 40). Так называются такие кабели, в которых один слой имеет винтовой ход в одном направлении, следующий слой — в другом направлении и т. д. Проволока при скручивании кабеля укладывается по винтовой линии с некоторым изгибом: упругие напряжения вызывают у каждой проволоки и каждого слоя стремление раскрутиться, следствием чего является образование петель, перекручивание каната. В кабелях переменного скручивания это явление ослаблено. Затем нагрузка P, направленная вдоль оси каната, принимается проволокой, находящейся в наклонном положении относительно оси (угол скручивания). При разложении силы P на направление проволоки получается поперечная составляющая, которая имеет плечо r (радиус слоя) относительно оси каната. Возникает момент вокруг оси кабеля. При переменном скручивании эти моменты почти уравновешиваются.

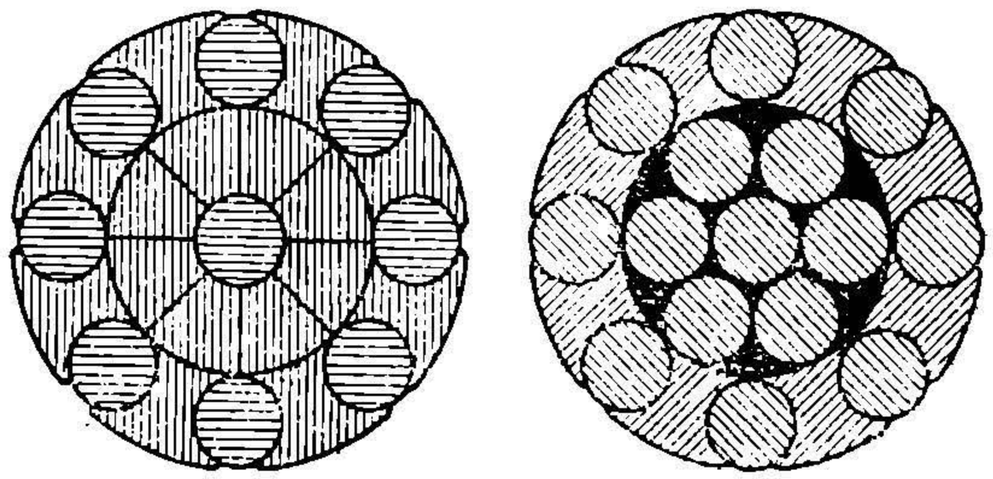
Для мостов употребляются исключительно кабели переменного скручивания.

В последнее время стали выделывать и во Франции и в Германии *плотные* кабели (фиг. 381, 382, 383), состоящие из проволок особого профиля, плотно прилегающих друг к другу и образующих гладкую поверхность, затрудняющую проникновение влаги внутрь.

Самые толстые кабели, которые изготовляет ныне лучший в мире кабельный завод



Фиг. 381.



Фиг. 382, 383.

Фельтен и Гильом в Германии, имеют диаметр до 104 *мм*. Сечение металла в этом последнем кабеле 7 356 *мм*^{2}; разрывающая нагрузка около 1 000 *т*, вес 1 *пог. м* 64 *кг*.

Положим, имеем кабель длиною l; под действием нагрузки он упруго удлинился на $\triangle l$, сечения при этом остались плоскими. Абсолютное удлинение всех проволок почти одинаково, но так как длина проволок неодинакова (наименьшая длина — у центральной проволоки, наибольшая — у проволок наружного слоя), то напряжения отдельных проволок будут не одинаковы. Если все они из одного материала, то разрыв проволок произойдет не одновременно.

Для кабеля из 7 проволок, при угле кручения 9°, центральная проволока напряжена на 4% больше среднего напряжения кабеля $\frac{P}{\Omega}$. При угле кручения 18° перенапряжение составляет 17%, при 25° — 34%. Чтобы разрыв всех 7 проволок мог произойти одновременно, нужно, чтобы центральная проволока была сделана из более пластичного материала.

Сказанное относится также к кабелям, составленным из малых кабелей или из прядей, как на фиг. 379. Это, конечно, вносит неопределенность в работу кабеля, вследствие чего в последнее время сложных кабелей не применяют, предпочитают ставить пучок параллельных кабелей или большой кабель, изготовленный по американскому способу.

Однако, огромное преимущество применения готовых кабелей заключается в большом сбережении времени на прядение кабеля на месте. Своевременно изготовленный на заводе кабель доставляется в нужный момент к месту работ и перекидывается через пролеты. И мы видим применение готовых кабелей не только в Европе (Кёльн-Мюльгейм 1929 г.), но и в Америке (например, мост через Ohio в Портсмуте, 1927 г.).

Что касается упругих свойств крученого кабеля, то в начале нагрузки удлинения

НТБ УГАУНТ (ДИТ)

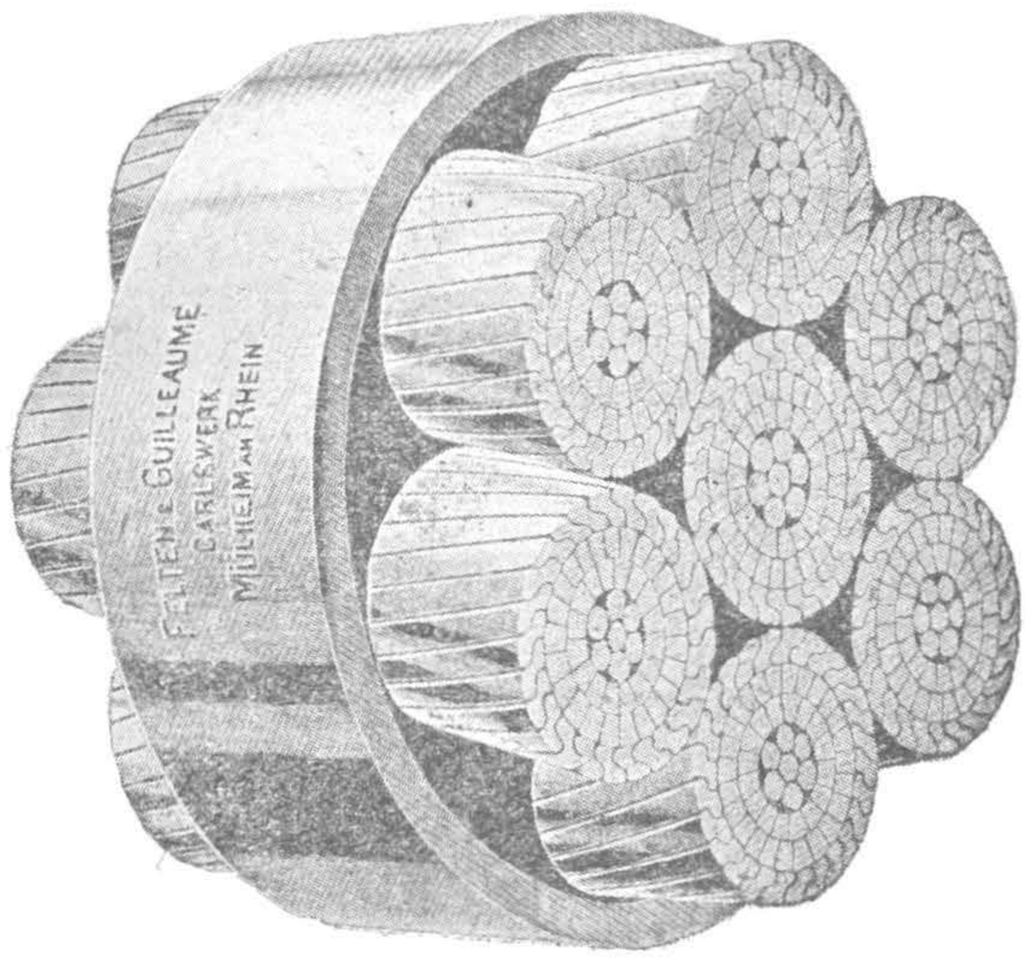
больше, чем в дальнейшем, так как проволоки плотнее сжимаются и круглые проволоки даже немного сдавливаются: это уменьшает диаметр спирали проволоки и дает место лишнему удлинению. Плотные кабели менее пластичны, чем кабели из круглых проволок, так как проволоки меньше изменяют свое сечение при стремлении к оси кабеля.

Опыты с кабелем, представленным на фиг. 384, дали коэффициент упругости для всего кабеля, при изменении напряжения от 28 до 35 *кг/мм*^{2}, равным 1 439 000 *кг/см*^{2}, а для отдельного первичного кабеля (одна из 7 прядей составного кабеля) — 1 800 000 *кг/см*^{2}.

Сопротивление разрыву крученого кабеля меньше суммы сопротивления составляющих его проволок. По Баху, разница не превосходит 10%.

Завод Фельтен-Гильом установил следующие положения для плотных кабелей:

Рабочая площадь кабеля на 14% меньше полной площади сечения кабеля по наружной его окружности. Вес 1 километра кабеля в *кг* равен рабочей площади в *мм*, умноженной на 8,50 плюс от 2 до 3% на вес мази, заполняющей пустоты. Временное сопротивление можно рассчитывать, исходя из 130 *кг/мм*^{2} рабочей площади сечения. Коэффициент упругости можно считать 1 800 000 *кг/см*^{2}. Для кабеля моста Кёльн — Мюльгейм 1 600 000.



Фиг. 384.

Для простых крученых кабелей из круглой проволоки коэффициент упругости можно принять равным 1 700 000 *кг/см*^{2}, для составных, типа фиг. 379, — 1 500 000 *кг/см*^{2}. Штейнман указывает 1 400 000.

Предел упругости можно считать в 50% для кабелей из круглой проволоки и 60% для плотных кабелей — от временного сопротивления.

Некоторые данные о кабелях завода Фельтен-Гильом приведены в таблице 18 (см. стр. 443). А в таблице 19 данные одного из советских заводов.

В отношении ржавчины кабель представляет ту особенность, что поверхность металла, доступная ржавлению, образует огромную площадь. Например, для 1 пог. метра кабеля Мангатанского моста, при количестве проволок 9 472, диаметром 5 *мм*, поверхность металла составляет 148 *м*^{2}.

Для предохранения от ржавчины употребляются различные средства. Séguin проваривал проволоку два раза в масле с прибавкой графита. В Америке применяют оцинкованную проволоку, хотя она от этой операции теряет 5 — 7% временного сопротивления.

Меры против ржавчины кабелей Вильямсбургского моста состоялп в следующем. Проволоки тотчас после прокатки пропускались через растительное масло, потом через нефтяное масло, к которому подмешано 25% графита. На месте сборки кабеля этой же массой покрыты пучки проволок и весь кабель в целом. Затем между подвесками кабель в три слоя покрыт спиральной обмоткой из просмоленного полотна в 15 *см* шириной. Потом дано два слоя масляной краски и, наконец, футляр в виде трубы из железа толщиной 1,6 *мм*.

Кабель Мангатанского моста состоит из оцинкованных проволок, промежутки заполнены нефтяной массой; кабель покрыт сверху проволочной обмоткой.

Спиральные кабели, изготовляемые на заводах, заполняются мазью при самом изготовлении их.

При применении кабеля нельзя менять сечения его сообразно с изменением наибольшего усилия в поясе, как то можно делать при применении цепи с проушинами. Наибольшее усилие в кабеле получается у пилона, либо в удерживающем участке. Усилие у пилона при стрелке $^1/_{10}$ пролета на 7,7% больше *H*, т. е. усилия в вершине параболы кабеля. Потеря на кабеле составляет несколько процентов. Но если удерживающий участок идет круто, потеря будет значительно больше; при угле

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 18. — **Данные о кабелях завода Фельтен-Гильом**

Кабели из круглой проволоки				Плотные кабели			
Вид кабеля	Диаметр *мм*	Вес 1 пог. *м* *кг*	Разрывающее усилие [1] *т*	Вид кабеля	Диаметр *мм*	Вес 1 пог. *м* *кг*	Разрывающее усилие [1] *т*
Кабель из проволоки	36,2	7,0	101,8	Кабель из проволоки	47,3	12,8	204,9
	45,2	11,0	159,0		52,2	15,6	250,0
	51,5	14,0	207,0		56,9	18,7	301,0
					61,2	22,0	352,5
Кабель из витков (составной)	68	18,0	252,4		65,6	25,0	400,8
	76	22,0	303,0		69,3	28,0	450,3
	80	25,0	349,1		73,1	31,4	500,9
	86	28,0	398,3		76,4	34,0	551,0
	91	32,0	450,6		79,6	37,2	602,1
	96	36 0	506,0		82,6	40,2	649,0
	100	39,0	553,1		85,6	43,6	703,8
	105	43,0	602,1		88,4	46,7	747,3
	109	46,0	652,9		91,3	49,5	798,2
	113	50,0	705,0		94,2	52,8	851,8
	117	53,0	747,0		97,1	55,8	901,0
	121	57,0	803,7		100,0	59,0	954,0
	125	60,0	847,7				
	129	65,0	908,6	Кабель из витков (составной)	123,0	71,0	1 024,6
	132	68,0	954,0		128,5	75,5	1 100,0
	136	72,0	996,4		134,0	82,0	1 200,0
	142	78,0	1 102,2		139,5	89,1	1 300,0
	148	85,0	1 190,8		144,5	96,0	1 400,0
	155	94,0	1 306,4		144,7	103,3	1 500,0

Таблица 19. — **Данные о кабелях одного из советских заводов.**

Диаметр в *мм*		Вес погонного метра в *кг*	Проволока с временным сопротивлением (*кг/см²*)					
			120 — 140		130 — 150		140 — 160	
			Временное сопротивление в тоннах					
Каната	Проволоки		Суммарное для проволок кабеля	Действ. для каната	Суммарное для проволок	Действ. для каната	Суммарное для проволок	Действит. для каната
40	2,6	6,0	92	82	99	89	106	95
43	2,8	6,86	107	96	115	104	123	111
46	3,0	8,03	122	110	132	119	141	127

[1] Разрывающее усилие кабелей дано при временном сопротивлении 135 *кг/мм²*.

НБ УДУНТ (ДПТ)

наклона 45° сечение кабеля будет на 41% больше, чем нужно для *II*. Для моста через Гудзон сечение дано по удерживающему участку и превосходит на 20% сечение, нужное по усилию *II*.[1]

В кабеле моста Кёльн-Мюльгейм в главном пролете усилие доходит до 1,031 *II*, в боковом пролете (удерживающий участок) усилие равно 1,116 *II*. На весь кабель среднее усилие 1,066 *II*, т. е. на 6,6% увеличивается вес кабеля от неодинаковости усилий в нем по сравнению с величиной *II*.[2]

Нужно еще отметить, что крученые кабели вследствие неопределенности упругих свойств их создают в серьезных случаях их применения некоторые затруднения. От модуля упругости зависит распределение нагрузки между кабелем и балкой жесткости, а модуль упругости зависит от условий изготовления и от величины нагрузки. Затем, есть неопределенность и в распределении напряжений между отдельными проволоками. Чтобы устранить все эти неудобства при постройке моста Кёльн-Мюльгейм пришлось привести кабели к упругому состоянию предварительной нагрузкой. Каждый заводской кабель выдерживался под нагрузкой 240 *т* два часа; эта нагрузка превышает наибольшую расчетную в службе моста 209 *т*. После разгрузки кабель давал остаточное удлинение 0,00072 от длины кабеля (551 *м*). При перевозке, установке на место и пр. кабель укорачивался на 0,0003 своей длины после предварительной вытяжки; оставалось, таким образом, 0,0004. Разметку заводского кабеля (места на оси пилонов, подвесок и пр.) производили при его предварительной вытяжке под нагрузкой 147,2 *т*, отвечающей действию постоянной нагрузки. При этой обработке заводских кабелей ($D = 80$ *мм*) найден модуль упругости изменяющимся от 1 255 до 1 630 $т/см^2$ в зависимости от величины напряжений, изменявшихся от 235 до 4 700 $кг/см^2$. Само собою разумеется, что эти числа должны быть иные для кабелей иной конструкции и при изготовлении на ином заводе.

Что касается применения цепей с проушинами, то так как для них применяются стали повышенного качества с временным сопротивлением значительно ниже сопротивления проволоки, их перекрывающая способность значительно ниже перекрывающей способности кабелей. При проектировании моста через Гудзон ($l = 1\,067$ *м*) был составлен вариант с применением цепей из стали с временным сопротивлением 73,8, пределом текучести 52,7 и допускаемым напряжением 35,2 $кг/мм^2$. Цепь оказалась в $2^1/_2$ раза тяжелей кабеля, а мост на 4 млн. рублей дороже.

Для значительных пролетов цепь надо ставить в два и больше ярусов, причем все же получаются широкие звенья и окраска внутренних поверхностей становится затруднительной. Для моста через Гудзон намечалось 4 яруса цепи, всего 96 звеньев в одном сечении. Высота цепи в замке получалась 3,6 *м*, ширина 1,9 *м*. При таких условиях трудно обеспечить равномерное распределение усилий между звеньями; кроме того одностороннее нагревание солнцем вызывает значительные добавочные напряжения.

Кельнский мост с цепью при пролете 184 *м*, но при тяжелой и широкой проезжей части и при допускаемом напряжении 1 760 $кг/см^2$ имеет до 11 полос в цепи при ширине от 900 до 1 500 *мм*. Мост Елизаветы в Буда-Пеште с пролетом 290 *м* имеет цепь в два яруса. Каждая из 20 полос шириною от 400 до 880 *мм*. Допускаемое напряжение 1 400 $кг/см^2$.

Но мост Florianopolis (Бразилия 1926) с пролетом 339,5 *м*, с узкой и легкой проезжей частью (одиночный досчатый настил), имеет цепь из высокопрочной стали с допускаемым напряжением 3 500 $кг/см^2$, т. е. вдвое выше нежели в Кёльнском мосту; эта цепь одиночная и содержит всего 4 полосы шириною 305 *мм*, при двойной толщине (40—50 *мм*).

Кроме того, цепь для сборки требует подмостей, хотя постройка моста Florianopolis показала, что это требование не относится к безусловным.

Зато цепь дает меньший прогиб, позволяет заранее заготовить все части на заводе и берет на себя вследствие своего большего веса большую часть нагрузки, разгружая балку жесткости.

Изготовление звеньев цепи ведется разными приемами. Для моста в Буда-Пеште звенья были вырезаны из широких листов. Этот способ дал большое количество обрезков, оказался мешкотным и дорогим. Для моста через Рейн дыры были сделаны

---

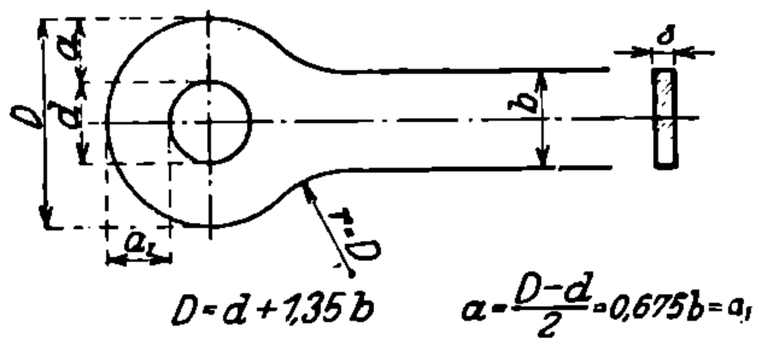
[1] Bohny, Ueber die Bemessung von Hängegurten, Die Bautechnik 1930. H. 6 и 8.
[2] Der Bauingenieur 1929. H. 47.

НБ УДУНТ (ДИТ)

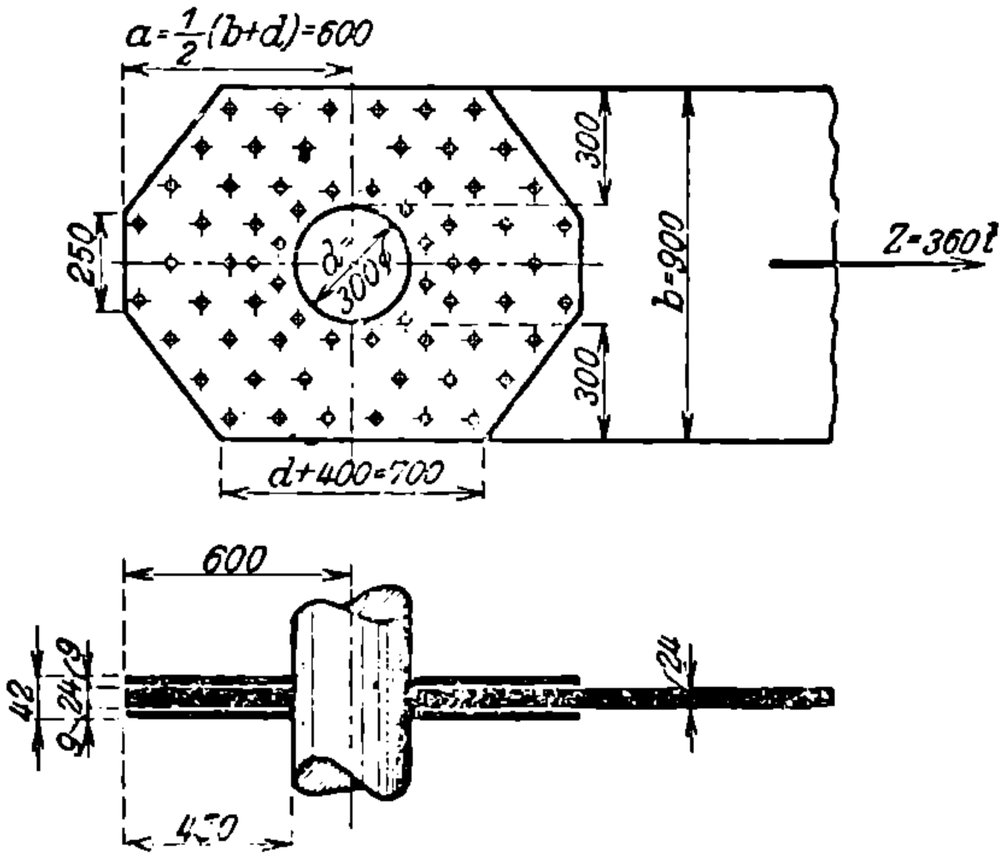
в полосах однообразной ширины, а ослабление дырой восполнено приклепкой на концах добавочных накладок, для увеличения здесь толщины звена. Для моста Florianopolis была применена горячая обработка при помощи прессов. После обработки концов все звено нагревалось и медленно охлаждалось, чтобы устранить неоднородность материала, возникшую в результате обработки.

При выделке звеньев особого внимания заслуживает точность длины звеньев от центра дыры до центра дыры: при неодинаковой длине не может быть равномерного распределения усилия цепи между полосами в одном поперечном сечении цепи. Американские заводы дают точность до 0,2 *мм*. При сверлении дыр звеньев моста Елизаветы применялись парные сверлильные станки на одной станине.

Размеры проушин по американским данным принимаются следующие (фиг. 385): толщина однообразная по всей длине. Употребительны ширина от 250 до 400 *мм*, толщина от 30 до 50 *мм*.



Фиг. 385.



Фиг. 386.

Наклепка дополнительных накладок (фиг. 386) вызывает ослабление 2 заклепками $d = 20$ *мм*. Число заклепок для склепки проверяется по усилию, передающемуся на накладку от болта.

53 Наибольший пролет, возможный для висячего моста. — Этот вопрос надо, конечно, решать в предположении кабелей из наилучшей современной стали, с временным сопротивлением 180—200 *кг/мм*^{2} и с допускаемым напряжением 5 000 *кг/см*^{2} = = 60 000 *т/м*^{2}.

Возьмем сперва кабель под действием только собственного веса q на единицу горизонтальной проекции. Наибольшее усилие в таком кабеле у точки привеса (стр. 334):

$$T_m = qd\sqrt{1+\left(\frac{d}{2f}\right)^2}$$

где $d = \frac{l}{2}$, l — пролет.

Если сечение кабеля ω *м*^{2}, вес 1 *м*^{3} кабеля 8,5 *т*, то $q = 8{,}5\omega$ *т/м*.

С другой стороны, $T_m = \sigma\omega$. Имеем, обозначив $\frac{2d}{f}$ через n,

$$\sigma\omega = 8{,}5\omega d\sqrt{1+\frac{n^2}{16}},$$

откуда

$$l = 2d = \frac{0{,}94\sigma}{\sqrt{16+n^2}}.$$

Предельный пролет будет уменьшаться с увеличением n; получим:

для $n =$	6	8	10	12
max $l =$	7 800 *м*	6 300 *м*	5 200 *м*	4 500 *м*

Эти пролеты перекрываются, при соответственных стрелках, кабелями любого диаметра, а также и одиночной проволокой. Перекрывающая способность при действии одного собственного веса кабеля не зависит от диаметра кабеля.

НБ УДУНТ (ДИТ)

В действительности, кроме веса кабеля, на него действует вес проезжей части и подвижной нагрузки. Что касается веса проезжей части, то при пролетах больших ширина моста по условиям боковой жесткости должна быть большая, а следовательно проезжая часть должна быть тяжелая. В тяжелых мостах отношение временной нагрузки к полной постоянной равно от $^1/_3$ до $^1/_5$. Беря $^1/_5$, получим, что из допущенного напряжения в кабеле $^1/_6$ часть пойдет на временную нагрузку, а $^5/_6$ на постоянную. Предполагая затем, что в постоянной нагрузке на собственный вес кабеля придется 0,3 по примеру моста через Гудзон, получим для работы кабеля на себя 0,25σ. Тогда и соответственные наибольшие пролеты для висячего моста получим, беря 0,25 от найденных выше величин, т. е.:

при $\frac{f}{l}=$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{12}$
max $l=$	2 000 *м*	1 600 *м*	1 300 *м*	1 100 *м*,

при этом прогиб от подвижной нагрузки будет около $^1/_{1000}$ пролета. Для более легких конструкций пролет соответственно увеличивается.

54. Выбор системы и материала. —Из всего вышеизложенного следует, что *при малых* и *средних* пролетах и при *тяжелой* временной нагрузке висячие мосты можно строить лишь по эстетическим соображениям, а не по соображениям меньшей стоимости: они будут дороже.

Применение этой системы к мостам железнодорожным вполне возможно. Чтобы при этом получить наибольшую жесткость пролетного строения, следует применить систему в один пролет, с возможно более короткими удерживающими цепями, с каменными пилонами с клепаной цепью из литого железа. Высоту балки жесткости надо выбрать по обследовании прогиба в связи с высотой балки; возможно, что это будет в пределах от $^1/_{20}$ по $^1/_{30}$ пролета. То же самое надо сказать и о выборе стрелки провеса параболического пояса. Она будет в пределах $^1/_8$—$^1/_{10}l$.

Неудача Ниагарского моста под железную дорогу есть следствие применения кабеля, наименее отвечающего требованиям жесткости.

Для моста под обыкновенную дорогу при тяжелой временной нагрузке можно допустить уже трехпролетную систему с применением цепи с проушинами из той или другой стали на каменных пилонах. При однопролетном мосте можно попробовать и применение кабеля на каменных пилонах.

Мост Елизаветы в Буда-Пеште имеет один пролет 290 *м*, металлические пилоны и довольно длинные удерживающие цепи. Мост построен с цепью с проушинами и дал прогиб в $^1/_{1035}$. Когда выяснилась высокая стоимость изготовления цепи, то подсчеты показали, что применение кабеля вместо цепи дало бы уменьшение стоимости моста на 10, даже на 17% (Зоннтаг). Но, конечно, мост сильно потерял бы в жесткости. При каменных пилонах и при меньшей длине удерживающих цепей, может быть, получили бы $^1/_{700}$. Здесь возникает очень трудный вопрос о наименьшей допустимой жесткости, т. е. о величине допустимого прогиба. В значительной своей доле вопрос решается имеющимися в распоряжении средствами. Но прогиб ниже $^1/_{500}$ можно допустить только в исключительных случаях, например, при сочетании целого ряда маловеро́ятных максимальных нагрузок, вроде предельных по весу поездов на двух путях с одновременным предельным загружением толпой двухъярусного моста. Затем — по обстоятельствам военного времени и т. п.

Кёльнский мост имеет прогиб $^1/_{573}$. Для монументального моста это, конечно, большой прогиб. Его можно было бы уменьшить применением вместо никкелевой стали с допускаемым напряжением 2 160 *кг/см*^{2} (для одной вертикальной нагрузки — 1 760) литого железа с допускаемым напряжением 1 350 *кг/см*^{2} (или 1 100), т. е. на 60% меньше. Но, очевидно, такое решение было бы дороже.

Сравнивая Кёльнский мост с мостом Елизаветы, находим, что оба имеют цепь из стали, но в первом сталь выше качеством, и допускаемое напряжение выше на 25% (1 760 и 1 400 *кг/см*^{2}). Это уже должно было увеличить гибкость Кёльнского моста; но затем надо прибавить отрицательное влияние на прогиб Кёльнского моста наличия боковых пролетов и упругих сокращений распорки, принимающей распор цепи.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Для мостов под обыкновенную дорогу, при легкой нагрузке, или для мостов пешеходных наивыгоднейшее решение дает применение кабеля, а затем, с меньшими прогибами, — цепи. При этом надо иметь в виду, что в эстетическом отношении кабель не вполне удовлетворителен вследствие слишком ничтожной ширины его конструктивной линии: при некотором удалении от моста кабель становится незаметным. С этой точки зрения кабель при каменных пилонах — наименее подходящая комбинация.

В мостах больших пролетов, — чем больше пролет, тем с бо́льшим успехом, — можно вводить стальную цепь с проушинами, кабель, металлические пилоны, три пролета, так как хотя каждое из этих условий увеличивает прогиб пролетного строения, но с увеличением пролета отношение подвижной нагрузки к постоянной падает, что благотворно отражается на прогибе.

Относительно упомянутого здесь применения трех пролетов нужно сделать оговорку. Положим, имеем мост с отверстием 400 *м*. Мы не хотим сказать, что при одном пролете в 400 *м* мост будет жестче, нежели при трех пролетах 100 + 200 + 100 *м*, и что ради жесткости следует держаться пролета в 400 *м*. Это замечание относится к двум разным мостам: в одном случае — один пролет 200 *м* (т. е. с отверстием 200 *м*), в другом — три пролета со средним пролетом 200 *м* (отверстие 400 *м*). Из этих двух мостов, при прочих равных условиях, первый будет жестче. И оперируя с определенным пролетом, тем скорее можно приставить к нему боковые, чем больше этот пролет.

Система с распоркой, при прочих равных условиях, наименее жестка. Но во многих случаях уменьшение жесткости от введения распорки можно парализовать применением той или другой комбинации, увеличивающей жесткость. В результате может получиться значительная экономия в стоимости устоев, особенно при большой их высоте.

Однако, нужно иметь в виду некоторые особенности этой системы. Так как распор цепи или кабеля принимается балкой жесткости, то ясно, что при осуществлении этой системы нельзя перекинуть кабель и пользоваться им при сборке проезжей части, как в других системах. Здесь необходимо собрать на подмостях балку жесткости, установить поперечные балки и горизонтальные связи, чтобы обеспечить жесткость балки на продольный изгиб, и лишь по окончании работы с балкой жесткости можно раскружалить цепь (или кабель), которую тоже приходится собирать на подмостях.

При этом возникает еще одно затруднение. Цепь (или кабель) должна взять на себя всю постоянную нагрузку. Если собрать систему на подмостях и раскружалить, то балка жесткости примет участие в работе от постоянной нагрузки. Чтобы избежать этого, в Кёльнском мосте в среднем пролете, по оси балки жесткости, было поставлено три временных шарнира: посредине пролета и у пилонов. Этим путем балка жесткости освобождена была от напряжений на изгиб под действием постоянной нагрузки. Когда вся постоянная нагрузка или намеченная ее доля уложена на мосту и принята цепью, тогда шарниры удаляются, и балка окончательно замыкается.

Для балки жесткости может быть применено литое железо или сталь с повышенным сопротивлением. Здесь положение вопроса о выгодности применения того или другого сорта металла такое же, примерно, как для клепаной цепи.

Таблица 20 — **Данные о весе балок жесткости.**

Название моста	Пролет *м*	Постоянная нагрузка *q* *т/м*	Отношение временной нагрузки к постоянной	Вес балки жесткости на 1 *п. м*	
				тонн	% относит. *q*
Бруклинский	486,5	16,126	1 : 4,88	—	—
Вильямсбургский	487,7	19,7	1 : 3,2	—	—
Кёльнский	184	13,1	1 : 2,4	4,55	35
Бреславльский	114	10,81	1 : 3,0	1,23	11,4
М. через Ниагару .	250	4,50	1 : 1,8	—	—
М. в Цинциннати	322	4,30	1 : 2,6	—	—
М. во Фрейбурге	—	1,22	1 : 2,0	—	—
M. d'Aramon на Роне	273,7	1,37	1 : 1,4	—	—
М. Елизаветы в Буда-Пеште .	290	10,85	1 : 2,7	2,8	26
«Alaaf-Colonia» (проект)	215	10,2	1 : 1,6	2,0	20

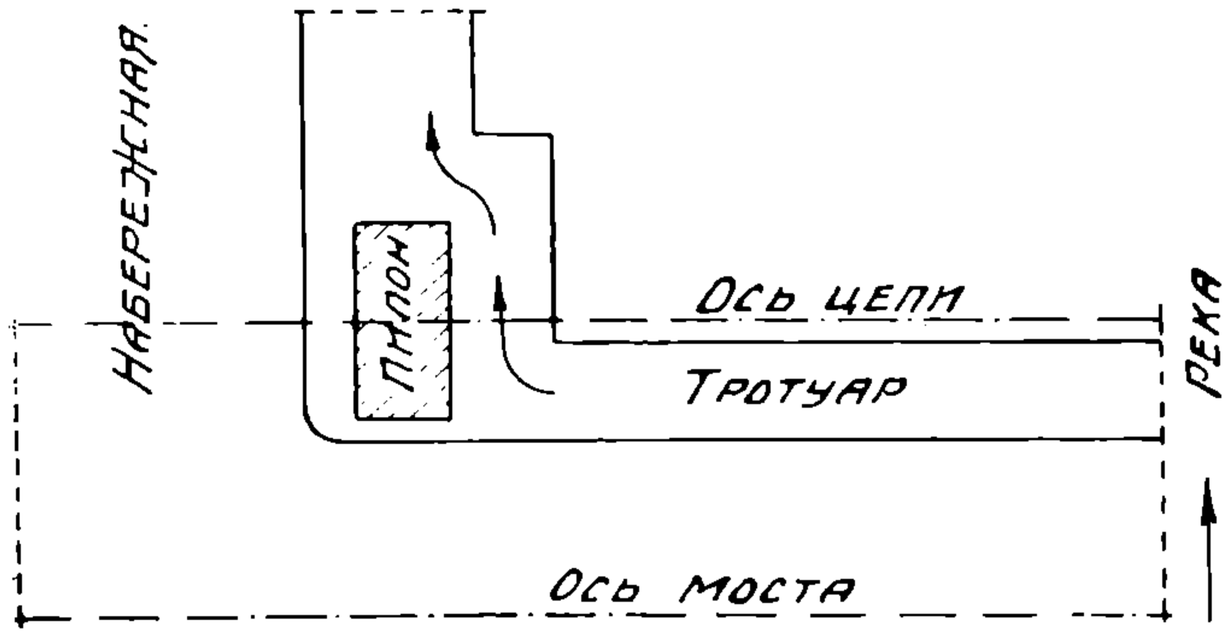
НБ УДУНТ (ДПТ)

Уменьшение веса балки жесткости не уменьшает моментов изгиба в ней и усилий, но уменьшает постоянную нагрузку, а следовательно — сечение цепи, подвесок, пилонов и объем устоев, как это происходит от уменьшения веса самой цепи.

С увеличением допускаемого напряжения вес балки жесткости уменьшится пропорционально, и по тому, какую часть полной нагрузки составляет вес балки жесткости, можно судить об относительной величине уменьшения распора.

Из таблицы 20 видно, что вес балки жесткости составляет от 10 до 35% постоянной нагрузки.

В тяжелых мостах малого пролета (Бреславльский) балка жесткости весит относительно мало, 11,4%; в тяжелых мостах большого пролета вес составляет 20—25%. Кёльнский мост дает 35%, так как на балку жесткости принят горизонтальный распор.



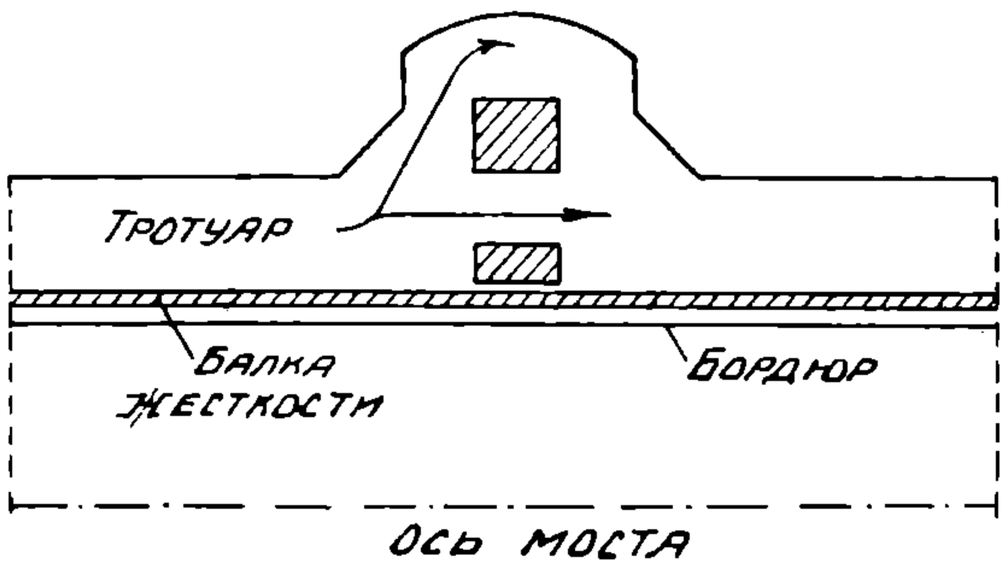
Фиг. 387

Чем меньше пролет и чем меньше временная нагрузка, тем менее чувствительны изменения в весе балки жесткости, а с другой стороны — тем больше прогиб. Следовательно, в этих случаях нет оснований для применения стали.

Мы видели (n^0 50), что уменьшение сечения поясов, т. е. уменьшение момента инерции балки жесткости, увеличивает прогиб четвертной точки пролета, который во многих случаях (при малой высоте балок) больше прогиба средней точки и, имея разные знаки, более характеризует жесткость пролетного строения (амплитудой колебаний), нежели прогиб средней точки пролета. Отсюда можно заключить, что в случае больших пролетов, когда притом высоту балки жесткости развить по тем или другим причинам нельзя, применение для балок жесткости стали будет сопряжено с уменьшением жесткости моста.

Таким образом, более или менее тщательное решение вопроса о применении стали в балке жесткости требует в каждом частном случае особого исследования, как в отношении экономии материалов, так и в отношении изменений жесткости.

Для пилонов могут быть применены камень, железо и сталь. Вершина пилона составляет точку опоры для цепи, пилон подвергается действию сжимающих напряжений и измерений температуры, что сказывается повышением или понижением опорных точек цепи и соответственным уменьшением или увеличением прогибов пролетного строения. По значению для жесткости пролетного строения надо на первом месте поставить камень, потом железо, затем сталь. В отношении стоимости моста порядок будет обратный.



Фиг. 388.

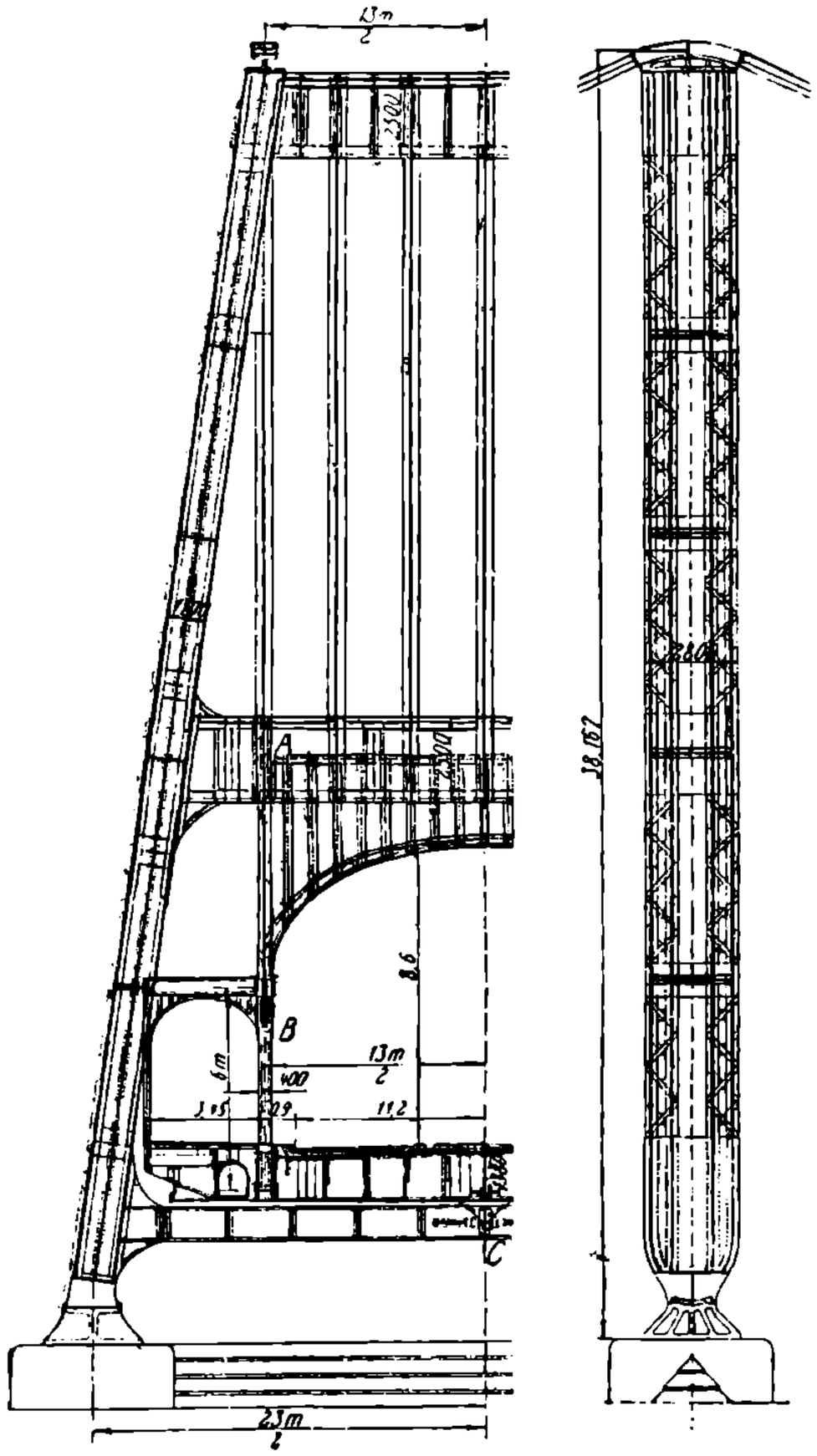
Здесь мы встречаемся с одним из крупнейших конструктивных вопросов висячих мостой: пилон заграждает проезжую часть и тротуар, а при неразрезных балках пилон еще должен пропустить балку и дать место для расположения опорных частей для нее.

Каменный пилон моста в Бреславле (фиг. 387) наглухо преграждает путь по тротуару, его надо обходить, для чего необходимо отодвинуть пилон от грани устоя и при пролете балки жесткости 114 *м* пролет для цепи дать 126,6 *м*.

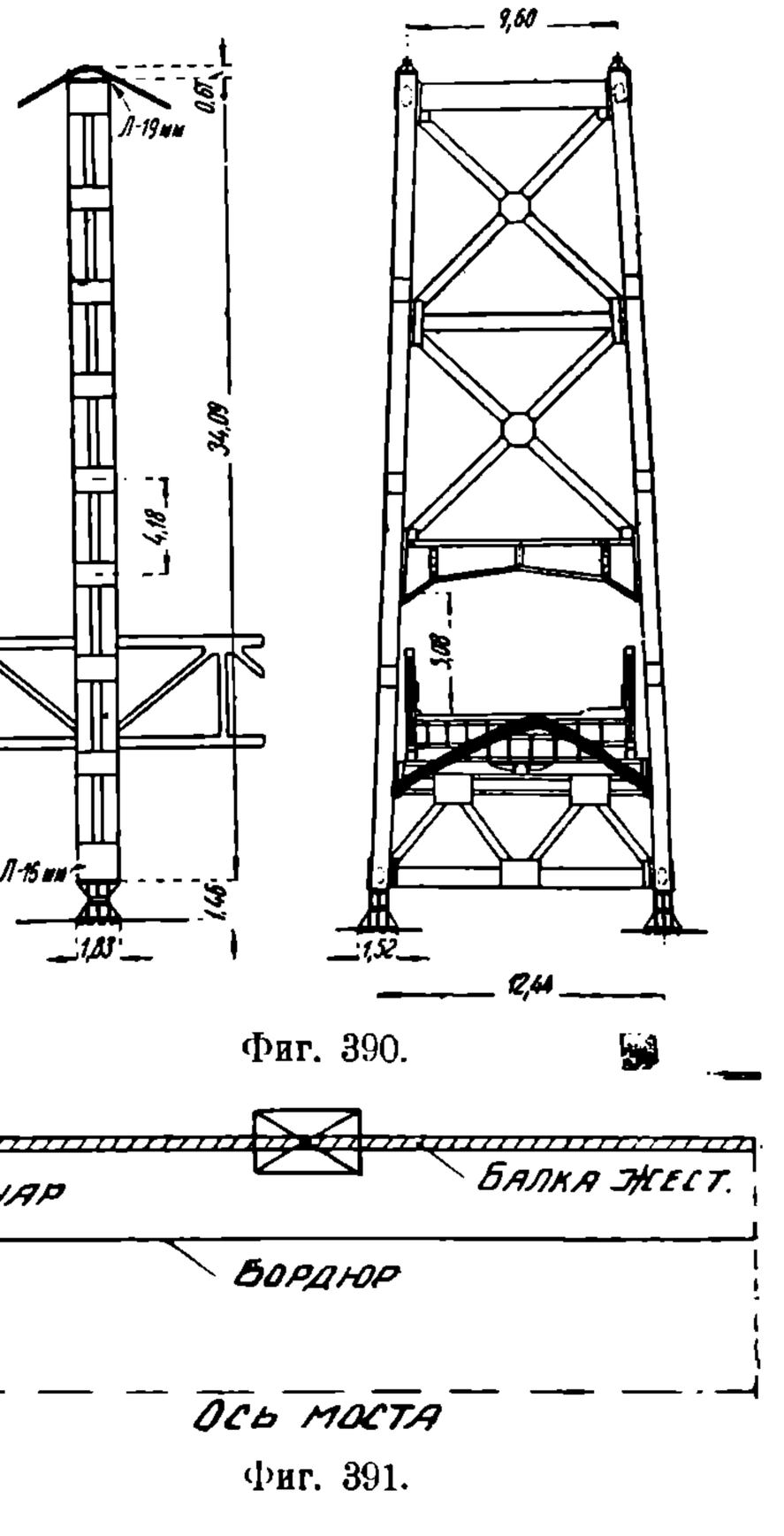
Каменный пилон Кёльнского моста по проекту «Alaaf-Colonia» (фиг. 388) расположен над быком. Балка жесткости находится у бордюра тротуара, отделяя его от проезжей части. Если поместить кабели в вертикальной плоскости, то пилон одной половиной должен бы был пересечь тротуар, а другой половиной врезаться в проезжую часть и создать на мосту горловину. Чтобы избегнуть этого, здесь кабели расположены в наклонных плоскостях; ось пилона отодвигается настолько, что освобождается про-

НТБ УДУНТ (ДИТ)

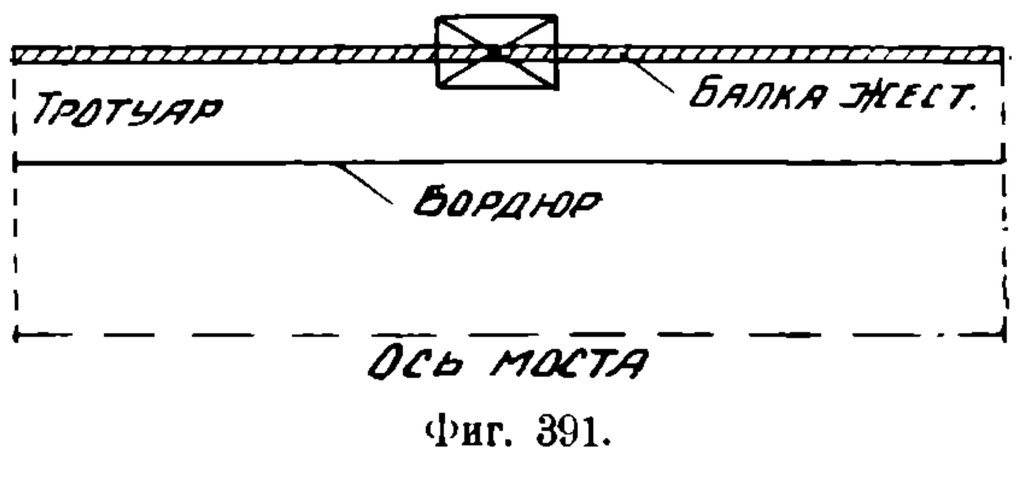
езжая часть и дается еще место для пропуска балки жесткости. Тротуар пропускается частью в проем в пилоне, частью в обход пилона. При такой конструкции, кроме наклона кабелей, требуется значительное удлинение быка.



Фиг. 389. Пилон по проекту «Freiheit» Кёльнского моста.



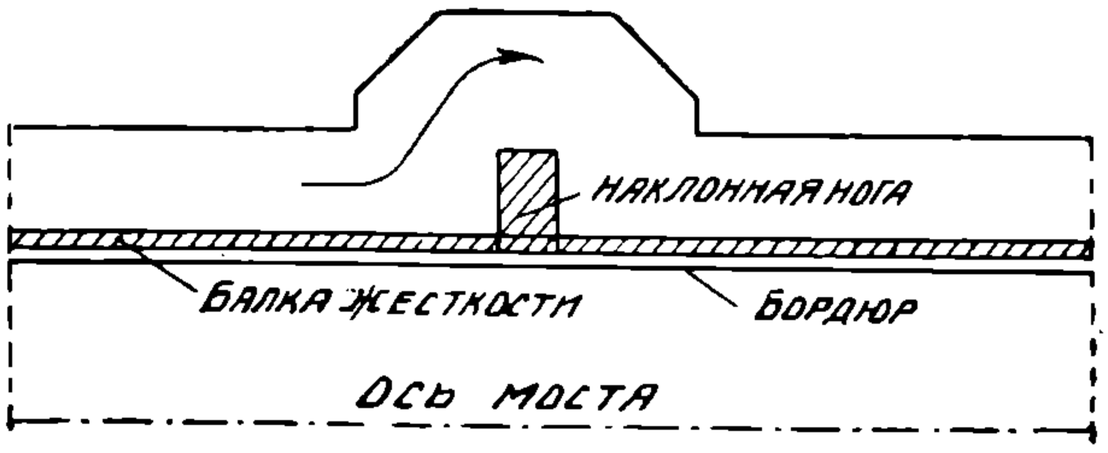
Фиг. 390.



Фиг. 391.

Таким образом, устройство пилонов из камня значительно удорожает мост.

Что касается металлических пилонов, то с ними возможны следующие комбинации. На фиг. 389 показаны наклонные пилоны из проекта Кёльнского моста «Freiheit». Под наклонным пилоном проходит тротуар и балка жесткости. В том же роде, но более простая конструкция дана в мосте через р. Ohio в Портсмуте (САСШ), построенном в 1927 г.[1] (фиг. 390). На фиг. 391 представлено положение пилона из проекта моста в Кёльне «Köln-Deutz I». Балка жесткости — вне тротуара; пилон урезывает несколько ширину тротуара. Это сужение тротуаров при их значительной ширине (3,5 *м*) не очень чувствительно, кроме того, у пешеходов есть возможность, в случае необходимости, сделать при обгоне или встрече несколько шагов по ездовому полотну.



Фиг. 392.

На фиг. 392, 393 представлено положение слегка наклонных пилонов при расположении цепи в вертикальной плоскости у бордюра тротуара. Пилон необходимо наклонить, чтобы он не врезался в ездовое полотно. Тротуар приходится делать в обход пилона.

[1] Eng. News Record 1927, т. 99. № 16. — Die Bautechnik, 1928 H. 20.

НБ УДУНТ (ДИТ)

По всем данным следует сказать, что каменный пилон следует давать лишь по эстетическим соображениям для придания мосту монументальности либо, когда надо использовать все средства для увеличения жесткости моста, например, для железнодорожного моста.

Итак, если для данного случая и данного отверстия решено составить эскизный проект висячего моста, то, в зависимости от величины отверстия, судоходных требований, требований жесткости, в зависимости от интенсивности движения (величина временной нагрузки, ширина моста) — устанавливается на основании вышеприведенных общих соображений общий характер моста: либо легкий кабельный мост типа французских мостов, либо тяжелый цепной мост с большой шириной полотна и т. п.



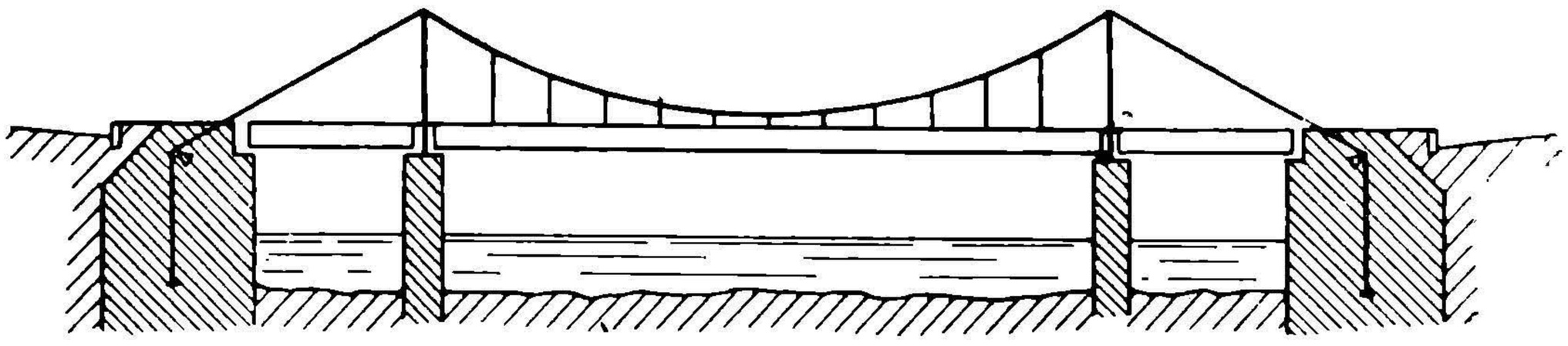
Фиг. 393. Пилон по проекту «Gitterkette» Кёльнского моста.

Затем нужно установить число пролетов.

В настоящее время висячие мосты делают либо в один пролет, как мост в Бреславле, либо в три пролета с отношением пролетов 1 : 2 : 1 или подобным этому (мост Елизаветы следует считать в один пролет). Это не значит, конечно, что висячий мост, например, в пять пролетов не возможен. Вполне возможно построить многопролетный висячий мост, даже не портя его внешнего вида верхними кабельными затяжками для принятия распора от временной нагрузки. Для этого необходимо применить каменные или железобетонные, сплошные или пустотелые, широкие пилоны на быках. Гибкие или качающиеся металлические пилоны здесь вряд ли возможны, так как в таком случае будут развиваться слишком большие прогибы. Широкие пилоны требуют толстых и дорогих быков. Мост будет дорогой и может быть дан только по эстетическим требованиям.

Мост в три пролета с отношением 1 : 2 : 1 дает наиболее красивое решение, устраняет постановку пилонов и удерживающих цепей на берегу, что особенно неудобно в городах при наличии набережных вдоль реки. При таких условиях мост в один пролет следует давать с береговыми быками (фиг. 394) или с устоями, выдвинутыми в реку (фиг. 395) и имеющими проемы; удерживающая цепь остается прямой.

Для небольших отверстий (до 100 *м*) мост в три пролета может уже не дать нужного эстетического результата, так как, при значительной ширине моста, пролеты окажутся непропорционально малыми, мост будет казаться коротким, плоским, мизерным. Лежащий в основе очертания цепной линии размах будет убит отсутствием необходимых пропорций. Мост получится претенциозно убогим. При незначительной ширине моста возможно и при небольших отверстиях успешное применение трех пролетов, в особенности при отсутствии близлежащих тяжелых построек. Примером удачного применения, кажется нам, можно считать Mühlentorbrücke в Любеке.



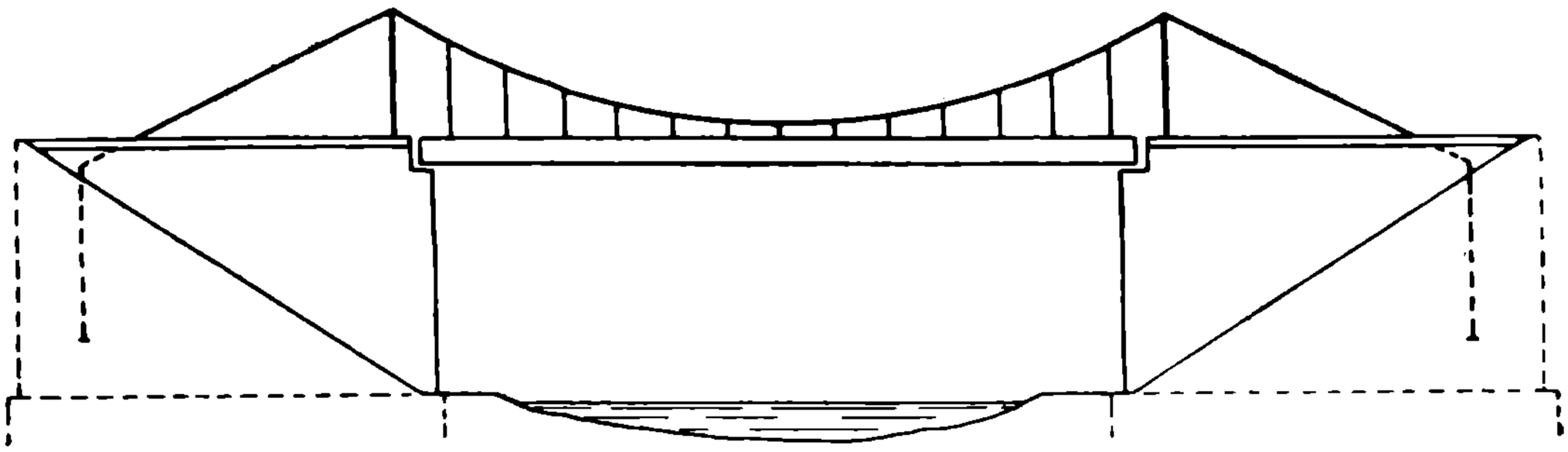
Фиг. 394.

При данном отверстии (до 100 *м*) мост в один пролет будет значительно дороже (на 50% и больше) моста в три пролета при дешевых быках. Очень дорогие быки — в глубокой воде или при большей высоте — могут дать перевес одному пролету.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Приняв во внимание судоходные требования и требования жесткости, решается вопрос о выборе числа пролетов. В трудных и сложных условиях необходимо сделать соответственные проектные исследования и, может быть, даже спроектировать несколько вариантов.

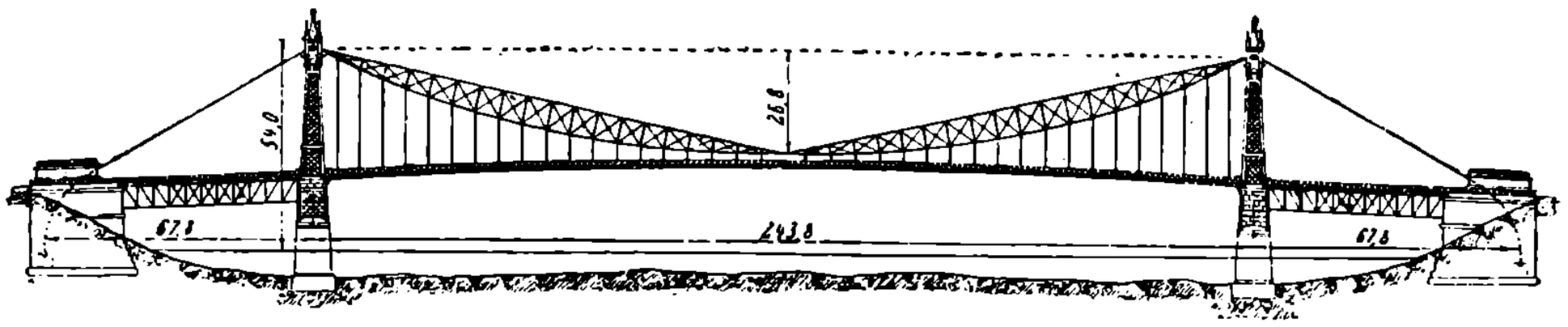
Наметив общее решение о числе пролетов, типе параболического пояса (кабель, цепь, клепаный пояс), выбрав материал для пояса, пилонов, балки жесткости, проектирующий становится перед вопросом о способе придания жесткости пролетному стро-



Фиг. 395.

онию, так как все время подразумеваемая нами балка жесткости по своей роли может быть заменена вантами по системе Жискляра, жесткой висячей цепью и пр. Рассмотрим ближе различные системы придания жесткости пролетному строению.

Система Жискляра. Можно считать доказанной меньшую стоимость этого вида мостов и целесообразность применения ее для легких мостов под трамвай или для узких мостов под обыкновенную дорогу с облегченной нагрузкой. Мы говорим с точки

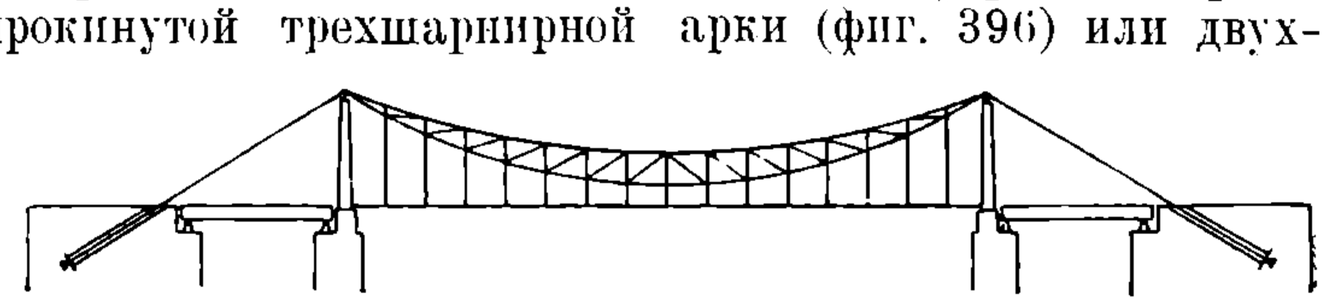


Фиг. 396.

зрения сопоставления этой системы с висячими же мостами другой конструкции. Жесткость их можно считать вполне удовлетворительной.

В эстетическом отношении эта система не может итти ни в какое сравнение с чистой системой висячего моста. Для городских мостов вряд ли эта система пригодна.

Система жесткой цепи. Перенос жесткого элемента висячей фермы наверх и компановка системы в виде опрокинутой трехшарнирной арки (фиг. 396) или двухшарнирной арки (фиг. 397) представляет большой технический интерес. Очень часто—по условиям судоходства или другим причинам—балки жесткости приходится ставить выше полотна. Чтобы они не мешали свободному использованию полезной поверхности моста, их необходимо ставить вне тротуаров, охватывая всю ширину полотна моста. В широких городских мостах это требует очень тяжелых поперечных балок, увеличивает постоянную нагрузку и конструктивную высоту. Для меньшей стоимости моста ставят часто балки жесткости по линии бордюров, вынося тротуары на консоли поперечных балок (например, в проекте «Alaaf-Colonia»). Следствием этого является затруднение перехода с одной стороны места на другую, потеря в полезной ширине моста и в свободном пользова-

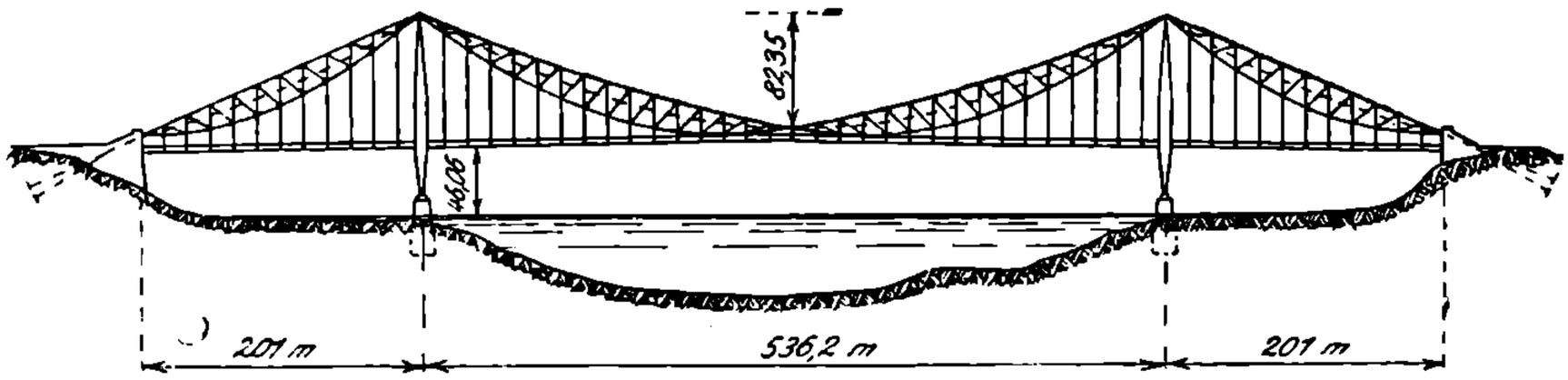


Фиг. 397.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

нии тротуарами, которые получаются в виде узких коридоров с уменьшением пропускной способности благодаря наличию второй стенки сбоку.

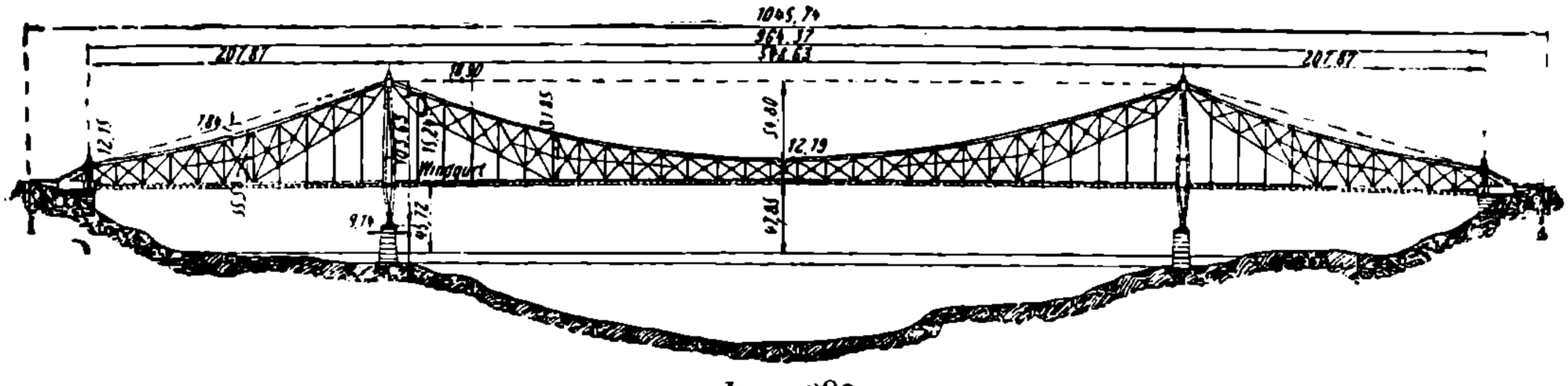
Перенос жесткого элемента наверх дает возможность уменьшить пролет поперечных балок почти без неудобств и потерь в полезной площади моста: по линии бор-



Фиг. 398.

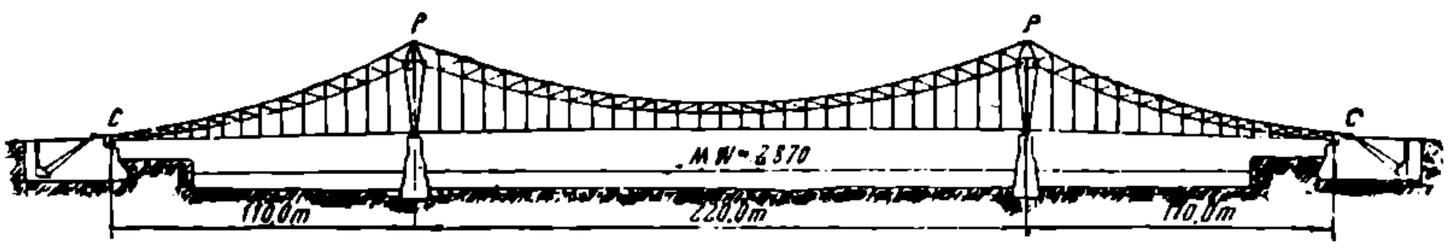
дюров, при достаточно высоко поднятой цепи, будут находиться только подвески, которые не мешают переходу поперек моста и мало отнимают полезной площади тротуаров.

К сожалению, в отношении внешнего вида мост сильно теряет: чувствуется некоторая нелогичность в поднятии высоко над полотном главных масс пролетного строения.



Фиг. 399.

Затем в этих конструкциях, если не принимать особых мер, в верхнем поясе висячей арки получаются сжимающие усилия, а это уже требует постановки над полотном поперечных связей, как это сделано в мосте через Monongahela в Питтсбурге, что

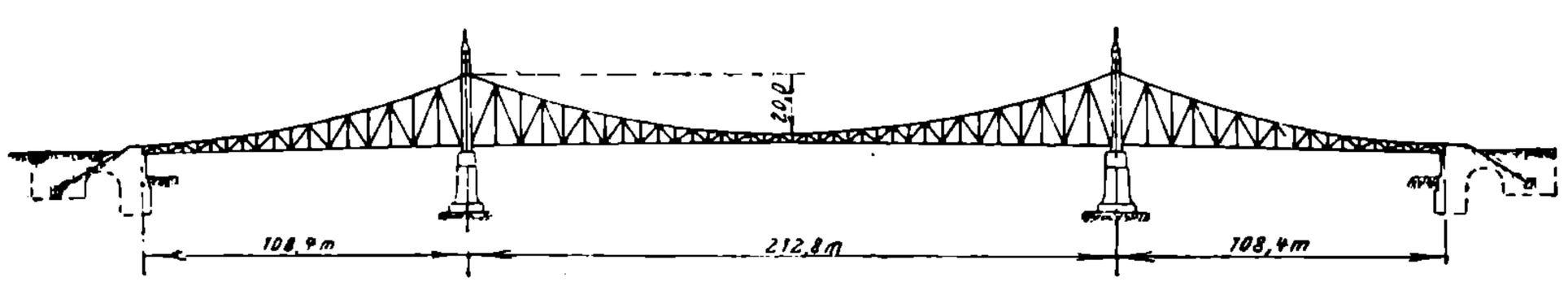


Фиг. 400.

лишает висячий мост всей красоты, ему свойственной.

По второй системе Жискляра можно дать такое очертание висячим аркам (фиг. 398), что оба их пояса всегда будут растянуты. Это освобождает от поперечных связей, но очертание арок все же получается малоудовлетворительным в эстетическом отношении.

Дальнейшее развитие этой системы представлено на фиг. 399 и 400. Первая представляет собою схему моста в Квебеке по проекту Линденталя, вторая — проект моста в Кёльне завода Harcort, 1898 года.



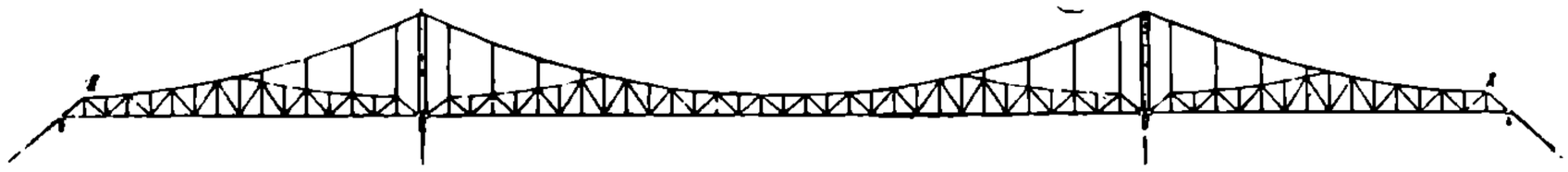
Фиг. 401.

На фиг. 401 изображена схема моста через Рейн в Бонне, по проекту 1894 г. Ни в техническом, ни в эстетическом отношениях эта схема не выдерживает никакой критики. В ней у пилонов появляются длинные сжатые раскосы; панели приходится к середине моста и к берегам делать меньше и меньше. Это — пример того, как можно дойти до безвкусицы, исходя из красивой в основе системы висячего моста.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Системы в виде висячих арок выгоднее систем с балкой жесткости, кроме уменьшения веса поперечных балок, еще тем, что в состав жесткой фермы, в качестве одного из ее поясов, входит кабель или цепь; пролетное строение имеет всего два пояса, а не три, как в случае балки жесткости.

Но имеется интересная система с балкой жесткости, которая наполовину уничтожает третий пояс строения. Эта — система (фиг. 402), в которой верхним поясом балки жесткости на половине каждого из трех пролетов служит кабель или цепь того или иного вида. Получается довольно приятное очертание пролетного строения, а кроме того, очень кстати в четвертных точках пролета, где прогибы имеют наибольшее значение, высота балки жесткости увеличена. Это хорошо в том отношении, что уменьшает прогиб балки жесткости в четвертых точках.[1] Недостаток этой системы заключается в том, что балка жесткости слишком высоко подымается над полотном моста

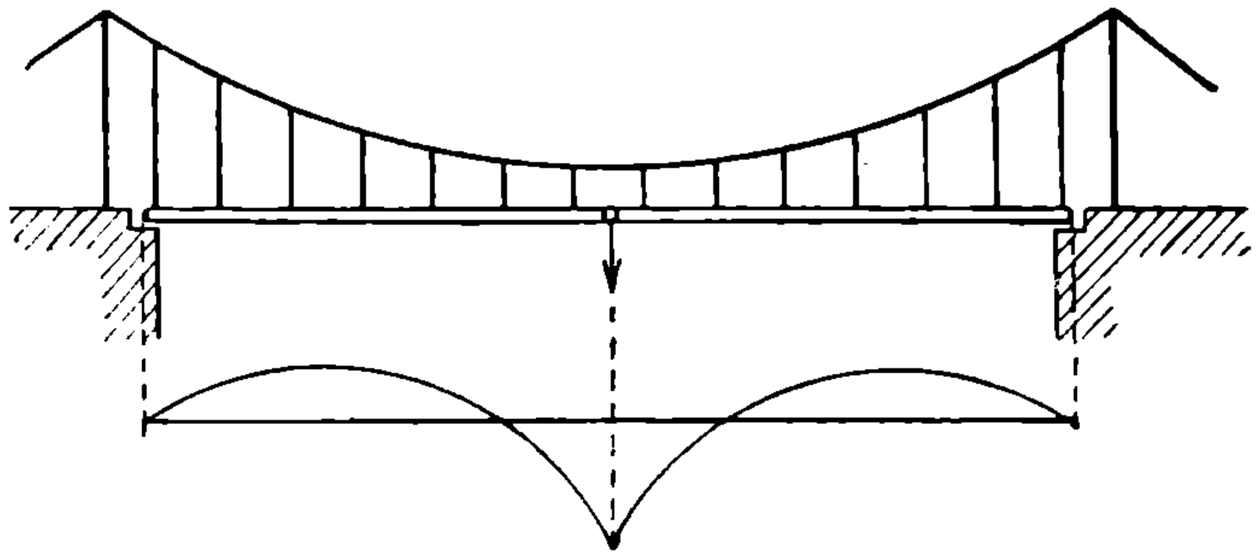


Фиг. 402.

и закрывает вид с моста на реку и берега. С этим обстоятельством культурные инженеры считаются, примером чему может служить Кёльнский мост и др. По этой именно системе построен в 1926 г. мост Florianopolis в Бразилии с пролетом 339,5 *м* с применением цепи с проушинами (см. стр. 272).

Системы с балкой жесткости. Относительно систем с балкой жесткости здесь остается лишь подвести итоги сказанному на предыдущих страницах и сравнительно немного добавить.

Наиболее выгодным положением балок жесткости по высоте и ширине моста надо признать расположение их *под полотном, по линии бордюров;* примером может служить упомянутый мостик в Любеке. Но это расположение требует лишней высоты просвета под мостом, а затем для мостов первоклассных, монументальных не следует портить полотно моста, даже слегка, подвесками, расположенными у бордюра. В таких случаях балки жесткости и цепи надо располагать вне тротуаров, идя на увеличение веса проезжей части. По высоте балки жесткости очень целесообразно расположить, как в Кёльнском мосту, частью над полотном моста, частью под полотном. Над полотном верх пояса не должен возвышаться больше, чем возвышаются перила, т. е. не выше 1,2 *м*. Цель этого условия — не закрывать вид с моста на реку и берега. Под полотном желательно не спускаться ниже низа поперечных балок.



Фиг. 403.

В однопролетном мосте балка жесткости может быть в виде балки с шарниром посредине, в виде простой балки и балки с заделанными концами. Постановка шарнира посредине не находит применения в практике, так как ничего она не дает положительного, а в отрицательном смысле имеет свойство увеличивать прогиб пролетного строения и создавать при проходе груза над шарниром излом в профиле полотна (фиг. 403), при котором в цепи и кабеле возникают дополнительные напряжения. Затем в шарнире при проходе груза быстро должна происходить смена знака поперечной силы. Наконец, наличие шарнира затрудняет перевод связей через шарнир.

---

[1] Обычно выгодность такого очертания объясняют тем, что высота здесь изменяется сообразно с изменением наибольших моментов. На этом же основании делают возвышения над опорами у неразрезных и консольных балок. Это несомненно предрассудок, широко распространенный в современной мировой технике. Здесь надо не с моментами считаться, а с прогибами, что далеко не одно и то же; а прогибы требуют повышения неразрезных балок не на опорах, а посреди пролетов. Следование за моментами никакого реального смысла в железных конструкциях не имеется.

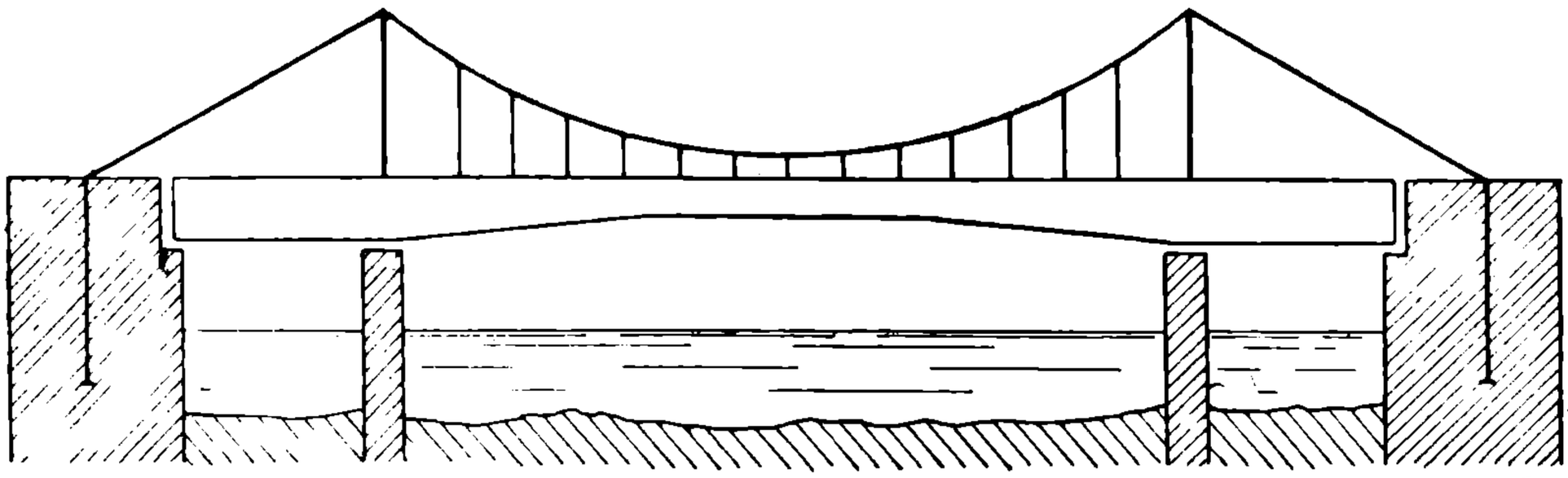
НТБ УДУНТ (ДИТ)

Балка с заделанными концами, т. е. так заделанными, чтобы при деформациях касательная к ее деформированной оси на конце пролета не поворачивалась, — трудно осуществима. Такая система в отношении жесткости пролетного строения, при прочих равных условиях, была бы гораздо выгодней, в особенности в отношении прогиба четвертных точек пролета. Выгода здесь была бы такая же, как в арке с заделанными пятами по сравнению с двухшарнирной. Конструктивно довольно близко к заделке можно подойти устройством под удерживающей цепью боковых коротких пролетов, подобно тому как сделано в мосте Елизаветы. Необходимо только до возможного предела развить жесткость балки на этом участке: дать большую высоту, конструировать ее со сплошной стенкой и т. п. Получится система, представленная на фиг. 404. Если при этом получится некрасивая внешность, то концы балки жесткости можно заделать в устой, чтобы их не было видно.

По таким же соображениям роль балки жесткости *при трех пролетах* будет более ощутительна, когда балки жесткости берутся неразрезными.

Нелогично ставить специальный элемент в систему для жесткости и, вместе с тем, ослаблять его роль устройством шарниров посредине или на опорах.

Жесткость пролетного строения в горизонтальном направлении обеспечивается, прежде всего, достаточной шириной полотна моста по отношению к пролету или, точнее говоря, расстоянием между поясами ветровых связей, которые следует устраивать для поперечной жесткости. В железнодорожных балочных мостах наименьшей



Фиг. 404.

величиной расстояния между фермами и практике считается $^1/_{20}$ пролета, редко опускаются до $^1/_{24}$. В мостах висячих имеются случаи отношения ширины к пролету гораздо меньшего: Jons-Niévroz на Роне — $^1/_{38}$; мост в Вернезоне — $^1/_{45,5}$; мост у Медвежьей Горы (Нью-Йорк) — $^1/_{30}$. В случаях таких малых отношений можно с пользой применить горизонтальные кабели, укрепляемые на устоях или балках или на выносных поперечинах, подобно тому как это сделано в Point-Bridge в Питтсбурге.

При больших пролетах и недостаточной ширине моста соображение боковой жесткости может послужить решительным доводом за постановку балок жесткости вне тротуаров, а не по линии бордюров, хотя и без того веских доводов достаточно.

Затем, для увеличения боковой жесткости иногда, как и в арочных мостах, прибегают к *наклону плоскостей*, в которых расположены цепи: от вершины к опорным точкам на пилонах цепи расходятся. Подробней об этом см. ниже. Здесь нужно сказать, что без острой нужды к такому решению прибегать не следует: это портит внешний вид моста.

55. Наивыгоднейшая стрелка цепи. — Наивыгоднейшей стрелкой цепи надо считать не ту, какая дает наименьшую стоимость моста, как это обычно принимается, а ту, которая *при наименьшей стоимости дает наибольшую жесткость моста*.

Еще Навье нашел, что стрелка, при которой цепь и подвески имеют наименьшую стоимость, будет равна $^1/_3$ пролета. Однако, с уменьшением стрелки уменьшается стоимость пилонов, но увеличивается стоимость балки жесткости, увеличивается распор, а следовательно, и стоимость устоев. Жесткость увеличивается. В общем только стоимость проезжей части и связей не зависит от стрелки.

В 1887 году Schwend исследовал этот вопрос на подсчетах стоимости кабеля, пилонов и устоев для пешеходного мостика пролетом 38 *м* и 1,5 *м* ширины, при железных пилонах. Наивыгоднейшей в смысле стоимости оказалась стрелка в $^1/_6$ пролета.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Распространять этот вывод на тяжелые мосты или на мосты больших пролетов нет, конечно, никаких оснований.

Учитывая стоимость пилона и предполагая ее в 2 000 марок на 1 *п. м*, при стоимости цепи 400 марок за *т*, Мелан (1906) нашел, что наивыгоднейшая стрелка будет $^1/_9$ пролета. Стоимость пилона, конечно, колеблется в больших пределах, в зависимости от пролета моста, материала пилона и т. д. Считать, поэтому, результат Мелана имеющим какое-либо руководящее значение не приходится.

В работе 1910 г. Hauffe рассматривает стоимость кабеля, подвесок и железного пилона, как элементов, зависящих от стрелки, и приходит к $^1/_7$ пролета.

В практике стрелка колеблется от $^1/_{22}$ до $^1/_7$. За последние десятилетия — от $^1/_8$ до $^1/_{12}$ и даже еще тесней: от $^1/_8$ до $^1/_{10}$ пролета.

Steinmann для американских висячих мостов больших пролетов рекомендует $^1/_{8,2}$ для $l = 300$ *м* и $^1/_{7,3}$ для $l = 900$ *м*.

Таким образом, если считать сколько-нибудь обоснованным отношение $^1/_6$—$^1/_7$ пролета без учета стоимости устоев, то, принимая во внимание, что стоимость устоя увеличивается с уменьшением стрелки, следовало бы считать наивыгоднейшим отношением не меньше $^1/_6$, а скорее больше. Но, с другой стороны, есть основания думать, что с уменьшением стрелки увеличивается жесткость пролетного строения, как мы это видели на примере n^0 50. Наконец, по эстетическим соображениям более пологое очертание предпочитается. Следовательно, принятие стрелки в $^1/_8$—$^1/_{10}$ пролета близко повидимому, к тому, что следует делать. В серьезных же случаях необходимо при проектировании выяснить этот вопрос каждый раз особо, учитывая все требования данного случая и обращая внимание не только на стоимость, но и на жесткость пролетного строения. Выяснение следует производить по способу изучения и сопоставления вариантов.

Кроме стрелки цепи, при проектировании приходится ставить и решать вопрос о пролете цепи, как расстоянии между осями пилонов. Мост в Бреславле, например, имеет отверстие 112,5 *м*, расчетный пролет балки жесткости 114 *м* и пролет цепи 126,6 *м*. Отверстие моста или пролеты в свету определяются по условиям пропуска воды, судов и целесообразной разбивки отверстия на пролеты. Переход к расчетному пролету балки и пролету цепи делается исключительно по конструктивным соображениям. Для выяснения расчетного пролета балки необходимо, исходя из самых приближенных предположений о величине его, определить величину реакций и по ним спроектировать устройство опор балки. В результате получится обоснованная величина расчетного ее пролета.

Точно также для установления пролета цепи необходимо предварительно спроектировать пилон, если он на устое, или бык, с выяснением его толщины, или и то и другое, смотря по разбивке моста. Эту предварительную работу также сперва придется сделать приближенно и, может быть, снова повторить при более точных данных для проектирования. Только таким путем последовательного приближения можно дать тщательно увязанное сооружение.

Необходимо обратить здесь внимание на то, что при неразрезных балках жесткости расчетный пролет балки жесткости совпадает, — в среднем пролете всегда, а в крайних в зависимости от конструкции, — с пролетом цепи. В мостах однопролетных с балкой жесткости, кончающейся в некотором расстоянии от оси пилона, как в мосте в Бреславле, эти величины могут сильно отличаться. В последнем случае, исходя из существа совместной работы цепи с балкой жесткости, за *расчетный пролет цепи* следует принимать расчетный пролет балки жесткости и относительно него находить расчетную величину стрелки по вышепроизведенным соображениям.

56. Высота балки жесткости и ее очертание. — В исследовании, приведенном в n^0 50 (стр. 433—434), мы видели, что изменение высоты балки жесткости в рассмотренном частном случае от $^1/_{40}$ до $^1/_{25}$ пролета нисколько не отражается на прогибе середины пролета. Оно и понятно: прогиб середины пролета зависит, главным образом, от удлинения цепи, а не от изменения ее формы, которое отсутствует, так как форма отвечает нагрузке на всем пролете. Только с переходом h к $^1/_{17}$, когда балка жесткости берет на себя уже 20% (вместо 1—2%) нагрузки, становится заметным уменьшение прогиба в середине, а именно с 32 до 23 *мм* (на 28%).

Совсем иначе обстоит дело с прогибом четвертной точки, зависящим, главным образом, от изменения формы цепи при одностороннем загружении системы; здесь, при переходе от $^1/_{40}$ до $^1/_{25}$, амплитуда колебаний точки уменьшается вдвое, — результат очень существенный. При этом распор изменяется очень слабо, — всего на 2% увели-

НТБ УДУНТ (ДИТ)

чивается; сечения поясов балки жесткости уменьшаются на 17%, вес решетки несколько увеличивается, следовательно, вес балки жесткости будет меньше или, по крайней мере, не будет увеличен сколько-нибудь заметно. Таким образом, увеличение высоты балки жесткости может увеличить жесткость моста без увеличения его стоимости; в рассматриваемом частном случае вместо 75 *мм* прогиб будет 41 *мм* (вместо $^1/_{1360}$ будет $^1/_{2500}$).

В практике, на основании данных, приведенных в таблице на стр. 258, высота балки жесткости колеблется от $^1/_{180}$ до $^1/_{21}$. Исключая старые мосты и легкие французские мосты, при постройке которых не очень заботились о придании большей жесткости, колебания высоты балки жесткости находятся в пределах от $^1/_{60}$ (мост Елизаветы, Мангатанский) до $^1/_{21}$ (мост через р. Марх). Чем больше пролет, тем относительно ниже балка жесткости. В этом есть известный смысл: чем больше пролет, тем меньше отношение временной нагрузки к постоянной, деформировать цепь трудней, и балке жесткости легче справиться со своей задачей.

Лишь один маленький мост имеет балки жесткости в $^1/_{21}$, отвечающие наибольшей жесткости. В остальных случаях по разным причинам высота дана значительно меньше.

В Кёльнском мосте и в Бреславльском, например, нельзя было дать большую высоту, так как сверху она ограничивалась требованием не подниматься выше перил, чтобы не закрывать вида с моста на реку, а снизу — требованиями судоходства.

Затем, в эстетическом отношении такое очертание балки жесткости, при котором пояса ее параллельны, несовсем удовлетворительно. Более красиво и легко выходит, когда нижний пояс очерчен как пологая арка. Высокая балка может производить слишком тяжелое впечатление. Во всяком случае, следует проанализировать вопрос, найти наилучшее решение в смысле жесткости и, удовлетворяя всем другим требованиям, дать высоту, возможно более отвечающую прямому назначению балки *жесткости*: назначается она не для того, чтобы уменьшить работу цепи, а чтобы уменьшить изменение ее очертания, как веревочной кривой, с изменением расположения нагрузки.

Рецептурные указания здесь столь же мало обоснованы, как и во многих других важных вопросах, а потому к ним надо относиться как к весьма условным. Данные практики тоже надо расценивать с изрядной долей скептицизма, так как и здесь в жизни, как и в других областях ее, делается много непродуманного. Что данный мост построен и служит, — это еще не доказывает исчерпывающе правильности его конструкции. Необходимо посмотреть: *как* он служит и *как использованы* затраченные материалы.

Примером того, как иногда легковесно обосновываются рецепты, может служить решение интересующего нас вопроса в книге Bohny (см. перечень литературы).

Он рассуждает так: среднее наибольшее значение момента в балке жесткости в 9 раз меньше момента в простой балке того же пролета и при той же нагрузке. Для простых же балок употребительна высота от $^1/_6$ до $^1/_8$, следовательно, для балки жесткости нужно взять в 9 раз меньше, т. е. $^1/_{51}$—$^1/_{72}$, в среднем $^1/_{60}$ пролета. Наибольший момент в балке жесткости процентов на 30 больше среднего, значит надо увеличить высоту до $^1/_{45}$. Затем следует ссылка на высоту балки жесткости в существующих мостах. Рецепт готов.

Во-первых, наибольший момент в балке жесткости имеет место в $^1/_4$ пролета при нагрузке, примерно, полупролета. Балка жесткости при этом изгибается S-образно; как простая балка, изгибается она не на всем пролете, а на полупролете, и работает под половиной временной нагрузки. Значит норму в $^1/_6$—$^1/_8$ надо отнести к полупролету, а не ко всему пролету. Если брать весь пролет, то надо норму взять меньше, т. е. считать $^1/_{12}$—$^1/_{16}$. На этом и надо было Bohny остановиться, так как рецепт $^1/_6$—$^1/_8$ не зависит от нагрузки: мы применяем его и для однопутных мостов и для двупутных.

Во-вторых, для сечения посредине свободной балки имеем

$$M = \frac{pl^2}{8}$$

и прогиб

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{EI} = \frac{5}{38} \cdot \frac{Ml^2}{EI};$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

если высота балки h, площадь сечения пояса ω, то $I = \frac{\omega h^2}{2}$ следовательно:

$$\delta = \frac{5M}{24E\omega}\left(\frac{l}{h}\right)^2.$$

Отсюда следует, что при одинаковой жесткости отношение высоты балки к пролету меняется пропорционально корню квадратному из M: если момент в 9 раз меньше, то высота должна измениться в 3 раза, т. е. должна быть в $^1/_{18} - ^1/_{24}$.

Посредством подобных поверхностных исследований получается либо неправильно обоснованный вывод, либо неприемлемый вывод. Весь рецепт держится подгоном к размерам h в существующих мостах.

Таким же примерно образом обоснован другой рецепт, на который ссылаются в немецкой литературе. Мы имеем здесь в виду работу Schwend'a (см. перечень литературы). Исходное положение в этой работе — наименьший вес балки жесткости. Берется теоретическая приближенная формула веса фермы, в которой изменение веса решетки выпадает, — так как наклон раскосов предположен во всех случаях 45°, — и которая дает, следовательно, только вес поясов. Автор находит формулу наименьшего веса. Из этой формулы для частного случая, когда $l = 62{,}5$ *м* при $f = ^1/_7 l$, получается посредине высота $^1/_{60} l$.

В этом случае постановка задачи совершенно неправильна. Наименьший вес балки жесткости равен нулю, т. е. если мы хотим экономить, то проще всего совсем не ставить балку жесткости. Балка жесткости ставится не потому, что без нее мост неосуществим, а потому, что мост будет неудобен для пользования, — потому, что требуется получить мост *жесткий*. Задача может быть поставлена только в смысле определения такой высоты балки жесткости, при которой была бы обеспечена необходимая жесткость при затрате материала в разумных размерах. А затем, меняя высоту, мы не будем, как правило, менять и панель, чтобы удержать угол 45°. С увеличением высоты число раскосов не будет меняться, а длина будет возрастать, — вес решетки будет изменяться, его надо было учесть.

В труде Hauffe также из условия наименьшего веса балки жесткости, — но уже с учетом не только изменений в весе раскосов и стоек, но и с учетом изменений давления ветра на пролетное строение, изменений в связях и пр., — получено отношение для пролетов от 300 до 600 *м* равным $^1/_{40} - ^1/_{46}$. Но этот автор делает уже оговорку, что полученный результат особого значения не имеет, так как надо иметь еще в виду жесткость пролетного строения и пр.

Известный профессор Melan («Handbuch der Ingenieurwissenschaften» 1906), с точки зрения *наименьшего веса* в балке жесткости дает для цепи отношение $\frac{h}{f}$ в пределах от 0,23 до 0,360 при отношении временной нагрузки к постоянной от 2 до $^1/_3$. При $f = ^1/_{10} l$ это дает h от $^1/_{43}$ до $^1/_{28} l$.

На затем Мелан решает задачу с точки зрения жесткости пролетного строения. Он ставит условием, чтобы амплитуда колебаний четвертной точки вверх и вниз не превосходила $^1/_{1000}$ пролета. И находит $h = ^1/_{33} l$ или больше. Подобный анализ заслуживает полного внимания; именно на этом пути можно получить результаты, которыми действительно можно будет руководствоваться как исходной точкой для назначения высоты балки жесткости. Условие, что амплитуда должна быть не больше $^1/_{1000}$, конечно, не обязательно. Оно равносильно требованию, чтобы прогиб *вниз* балки жесткости в $^1/_4$ пролета не превосходил для цепных мостов примерно $^2/_3 \times ^1/_{1000}$, т. е. $^1/_{1500}$ пролета. Во многих случаях, в зависимости от характера сооружения, придется примириться и с меньшей жесткостью. Затем полученное Мелаком отношение меняется с изменением величины допускаемого напряжения в цепи, пределов колебания температуры и т. п.

Упрощенную, но достаточно точную формулу для амплитуды колебаний четвертной точки балки жесткости, которою пользуется Мелан, мы имеем в виде формулы (119) (см. стр. 396):

$$\alpha^1/_4 = \frac{5}{6144} \cdot \frac{pl^4}{EI}.$$

Обозначая через ω площадь сечения пояса, через σ — допускаемое напряжение в балке жесткости, будем иметь $I = \frac{\omega h^2}{2}$, где, учитывая ослабление, $\omega = 1{,}20 \frac{M}{h\sigma}$. По

ИБ УДУНТ (ДПТ)

формуле (88) (стр. 360), $M_p = \frac{1}{60} pl^2$; прибавляя $50^0/_0$ от действия температуры, получим расчетный момент $M = \frac{1}{40} pl^2$.

Тогда $\omega = 0{,}03 \frac{pl^2}{h\sigma}$ Беря среднее значение на $10^0/_0$ меньше, получим $\omega = 0{,}027 \frac{pl^2}{h\sigma}$; следовательно:

$$I = 0{,}0135 \frac{pl^2 h}{\sigma}$$

Полагая, кроме того, $E = 2\,100\,000$ *кг/см²*, $\sigma = 1000$ *кг/см²*, получим

$$\frac{\alpha}{l} = \frac{1}{34\,860} \cdot \frac{l}{h}. \qquad (a)$$

Полагая теперь $\frac{\alpha}{l} = \frac{1}{1000}$, получим

$$h = \frac{1}{35} l.$$

Из таблицы 17, приведенной на стр. 435, мы видим, что действительно амплитуда в $^1/_{1000}$ пролета (100 *мм*) отвечает высоте балки жесткости в $^1/_{34}$ пролета.

Из другой таблицы (на стр. 432) усматриваем, что прогиб $^1/_{1500}$ даже только для середины моста дают очень немногие существующие мосты. Во многих случаях было бы достаточно иметь амплитуду в $^1/_{650}$, что соответствует наибольшему прогибу вниз $^1/_{1000}$. Для такого результата из формулы (a) получим

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{54}.$$

Недостаточная точность этого заключения (как и предыдущего) вытекает из того, что момент от колебаний температуры может значительно отклоняться и в ту и в другую сторону от принятых нами $50^0/_0$ момента от временной нагрузки.

Таким образом, и по этому вопросу единственным пока надежным средством подойти к целесообразной высоте балки жесткости, чтобы получить достаточно жесткое пролетное строение, является *исследование при помощи вариаций в каждом частном случае*.

Если посредине балки жесткости дать шарнир, то колебания температуры не будут вызывать моментов в балке жесткости. В предыдущем рассуждении надо взять $M_p = \frac{1}{60} pl^2$, $\omega = 0{,}02 \frac{pl^2}{h\sigma}$, или среднее $\omega = 0{,}018 \frac{pl^2}{h\sigma}$, $I = 0{,}009 \frac{pl^2 h}{\sigma}$;

$$\frac{\alpha}{l} = \frac{1}{23\,120} \cdot \frac{l}{h} \qquad (a')$$

Полагая $\alpha = \frac{1}{1000} l$, получим $h = \frac{1}{23} l$.

При $\alpha = {}^1/_{650}\, l$, $h = {}^1/_{35}\, l$.

Т. е. для той же жесткости в четвертной точке балка жесткости с шарниром посредине должна быть гораздо выше балки жесткости без шарнира. Но шарнирная балка будет, в общем, легче, так как площадь поясов ее значительно меньше.

Цепь с распоркой (Кёльнский мост) также устраняет в балке жесткости момент от колебаний температуры, но, с другой стороны, действие распора на балку жесткости сильно увеличивает ее сечение, а следовательно, и момент инерции. Наконец, упругое сокращение длины распорки увеличивает прогиб. Можно сказать, что положение будет приблизительно среднее между рассмотренными двумя, т. е. при прогибе около $^1/_{1000}$ балка жесткости должна быть около $^1/_{40}$. В действительности дано на большей части длины $^1/_{58}$, что и отразилось недостаточной жесткостью этого моста.

При неразрезной системе балок жесткости, если боковые пролеты не велики и балки в них сильного сечения, т. е. когда балка среднего пролета приближается к заделанной концами, — высота балки жесткости при прочих равных условиях может быть взята меньше. При отношении пролетов 1 : 2 1, в составляющих частях прогиба

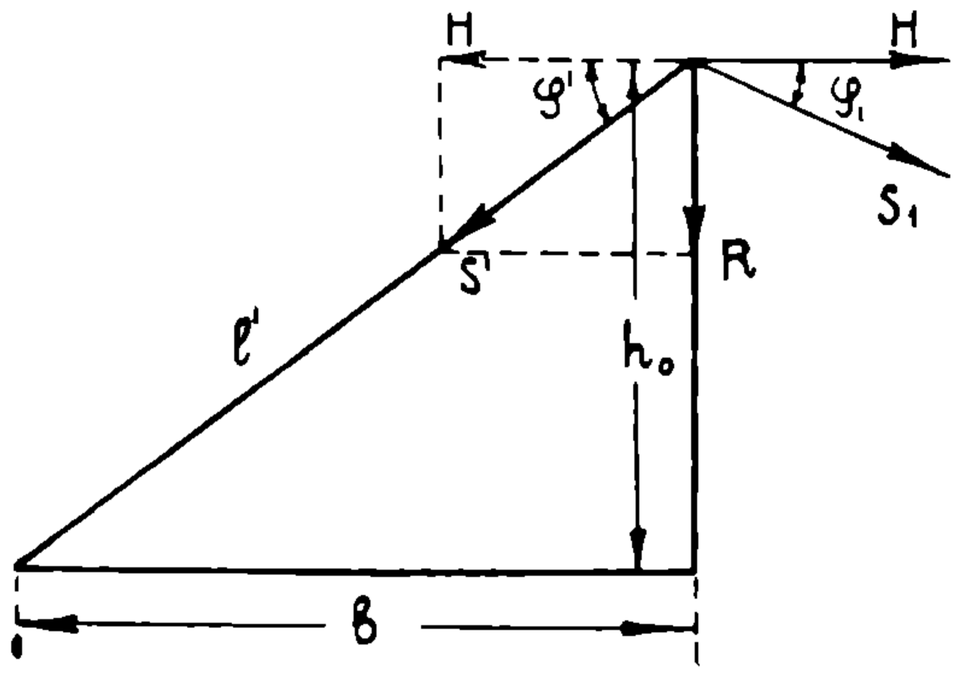
НТБ УДУНТ (ДИТ)

среднего пролета увеличивается слагаемое от вытяжки цепи в боковых пролетах, от деформации боковых пролетов балки жесткости (выгибание их вверх). Высота должна быть увеличена по сравнению с системой в один пролет. Вообще же этот вопрос открыт для исследования.

57. Удерживающая цепь. — Относительно удерживающей цепи основным вопросом при проектировании является вопрос об угле наклона ее к горизонту. В этом отношении к удерживающей цепи могут быть предъявлены различные требования.

1) В кабельных мостах, где кабель изготовляется на месте или тянется непрерывно от одной анкерной заделки в устое до другой, менять сечение кабеля невозможно. Его приходится подбирать по наибольшему усилию S_1 у пилона. В этом случае необходимо, чтобы и усилие в удерживающем конце кабеля (фиг. 405) S' не превосходило S_1, а для этого угол наклона должен быть равен углу наклона цепи у пилона. Этот угол φ_1 имеет $\operatorname{tg}\varphi_1 = \frac{dy}{dx}$; из уравнения $y = \frac{4fx(l-x)}{l^2}$ при $x = 0$ получаем $\operatorname{tg}\varphi_1 = \frac{4f}{l}$; заложение $b = \frac{h_0 l}{4f}$.

Для стрелки $\frac{f}{l} =$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{8}$
$\operatorname{tg}\varphi_1 =$	0,400	0,444	0,500
Заложение $b =$	$2{,}5h_0$	$2{,}25h_0$	$2{,}0h_0$



Фиг. 405.

2) В тех случаях, когда, как в новых французских мостах, кабель прерывается на пилоне и может подбираться из нескольких отдельных кабелей разных диаметров, или когда имеем цепь в виде звеньев с проушинами, сечение которых, а также и число их, может изменяться, или в виде клепаной цепи, где также легко изменять сечение по площади, — во всех этих случаях можно поставить вопрос о наивыгоднейшем в отношении расхода материала угле наклона.

Предполагая пилон металлическим, с допускаемым напряжением σ_0, а удерживающую цепь — с допускаемым напряжением σ', и стоимость металла в обеих частях одинаковой, получим объем металла в цепи

$$\frac{S'l'}{\sigma'} = \frac{Hh_0}{\sigma' \cos\varphi' \cdot \sin\varphi'};$$

в пилоне от действия только удерживающей цепи

$$\frac{Rh_0}{\sigma_0} = \frac{Hh_0 \operatorname{tg}\varphi'}{\sigma_0}$$

Условие для минимума находим, приравнивая производную общего объема нулю

$$\frac{d}{d\varphi'}\left(\frac{Hh_0}{\sigma' \cos\varphi' \sin\varphi'} + \frac{Hh_0 \operatorname{tg}\varphi'}{\sigma^0}\right) = 0$$

или, обозначая $\frac{\sigma_0}{\sigma'}$ через n,

$$-\frac{4n\cos 2\varphi'}{\sin^2 2\varphi'} + \frac{1}{\cos^2\varphi'} = 0,$$

откуда

$$\sin\varphi' = \sqrt{\frac{n}{1+2n}}$$

Если $\sigma' = \sigma_0$, $n = 1$;

$$\sin\varphi' = \frac{\sqrt{3}}{3} = 0{,}577, \quad \varphi' = 35°20', \quad \operatorname{tg}\varphi' = 0{,}709;$$

$$b = 1{,}41h_0.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Если напряжение цепи вдвое выше напряжения в пилоне, т. е. $\frac{\sigma_0}{\sigma'} = \frac{1}{2}$,

$$\sin\varphi' = \frac{1}{2}, \quad \varphi' = 30^\circ, \quad \operatorname{tg}\varphi' = 0{,}577;$$

$$b = 1{,}73 h_0.$$

3) Удлинение удерживающей цепи как упругое, так и от повышения температуры, дает свою составляющую в величине прогиба пролетного строения, — и составляющую довольно заметную. В интересах жесткости моста удерживающая цепь должна быть возможно короче, угол φ' — возможно больше. Пределом здесь будет угол 45° или около того, так как затем уже будет сильно возрастать сечение удерживающей цепи.

4) В эстетическом отношении наклон удерживающей цепи не безразличен. Крутой наклон, повидимому, хуже пологого. Подбор наилучшего уклона надо дать при помощи набросков вариантов очертания моста в масштабе.

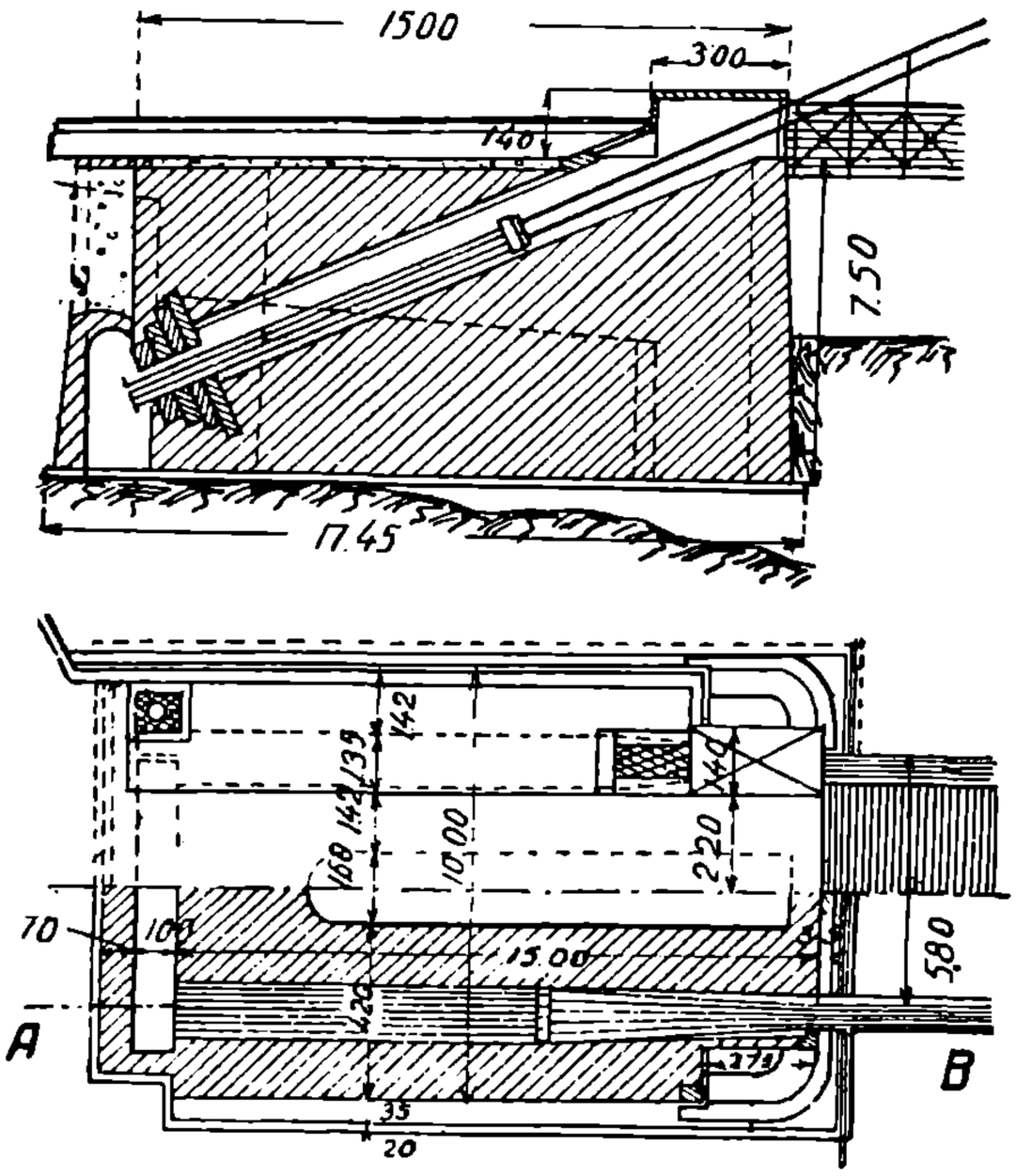
Из материалов по существующим мостам имеем следующие данные:

Название мостов	$\frac{f}{l}$	b	Кабель или цепь
Мост в Бреславле . . .	$^1/_{10}$	1,42 h_0	Цепь клепаная
Мост Елизаветы	$^1/_{10}$	1,40 h_0	Цепь на болтах
Мост через Саону в Лионе	$^1/_{10}$	2,40 h_0	Кабель
Проект моста в Сиднее ($l = 396$ м) . .	—	2,50 h_0	Кабель
Вильямсбургский мост . .	$^1/_9$	2,25 h_0	Кабель
Кёльнский мост 1929 года . .	$^1/_8$	2,10 h_0	Кабель

58. Устои. — Устой висячего моста находится под действием собственного веса, напора земли и натяжения цепи, которая в него заделана. Общие требования, которым должен удовлетворять устой, сводятся к следующим: 1) устой должен оставаться неподвижным как в смысле поступательных перемещений (скольжение), так и в смысле вращения (наклона); 2) устой должен прочно выдерживать действующие на него силы как в целом, так и в своих отдельных частях.

Натяжение цепи, приложенное к устою, достигает нередко огромной величины в несколько тысяч тонн. Главным средством удержать устой на месте при действии таких сил является собственный его вес, который обусловливает громадные размеры каменного или бетонного массива устоя.

Простейшим случаем конструкции устоя можно считать заделку в нем удерживающей цепи, протянутой без переломов до самого конца (фиг. 406 — 407). Натяжение цепи и напор земли стремятся заставить устой скользить своей подошвой по грунту, чему сопротивляется трение, вызываемое весом массива. Проектируя для этого массив, надо, конечно, использовать его весь, чтобы не могла какая-нибудь часть отделиться и не принять участия в сопротивлении. Отсюда вытекает необходимость заделывать конец цепи на заднем конце устоя возможно ниже. Получается комбинация, приведенная на чертеже. Это — устой моста в Вернезоне (стр. 242). Устой сложен из бутовой кладки. В массиве оставлены каналы: два для пропуска концов удерживающих цепей и третий поперечный канал для доступа к конструкциям, осуществляющим заделку.

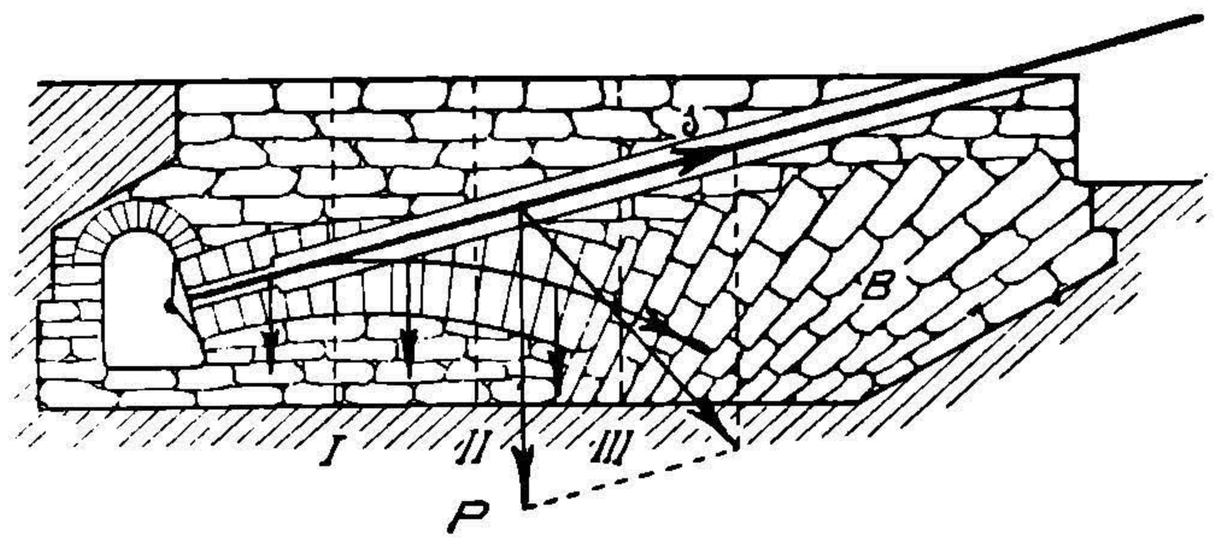


Фиг. 406 — 407. Устои моста в Vernaison.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Наклонные каналы или оставляются открытыми, — им тогда придаются такие размеры, чтобы человек мог продвинуться для осмотра состояния железных частей, около 0,70 — 1,00 *м* ширины и высоты, — или заполняются материалом, предохраняющим железо от ржавчины. Все каналы изолируются от доступа как грунтовой воды, так и сверху дождевой. Концы удерживающих цепей передают свое усилие на болт или балочку, перекрывающую просвет канала, которые это давление передают на стенки камеры в виде больших сосредоточенных сил. Для принятия кладкой устоя этих сил, требуется постановка стальных подушек, особых прочных камней и прокладных рядов.

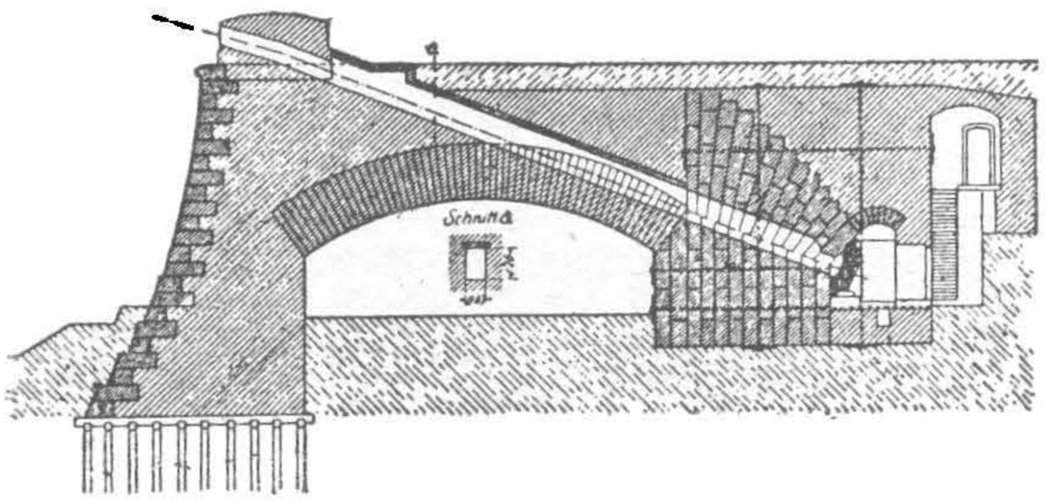
Устой этого типа для больших низких мостов, когда напором земли можно пренебречь, находится (фиг. 408) под действием собственного веса и усилия в цепи. Усилие в цепи разлагается на вертикальное (вверх) *V* и горизонтальное *H*. По этим силам, по единичному весу кладки и коэффициенту трения можно определить общие размеры массива, способного противостоять сдвигу под действием *H*, когда составляющая *V* уменьшает нормальное давление на подошву. Затем размеры массива увязываются с шириной моста, необходимой глубиной заложения фундамента и уровнем поверхности полотна; в случае получения излишнего веса, можно сделать в массиве добавочные пустоты и т. п. На фиг. 407 в середине устоя имеется такая камера, для экономии в кладке.



Фиг. 408.

Необходимо затем отдать себе ясный отчет о положении отдельных частей массива в отношении действующих на него сил и сообразно с этим расположить кладку. Если в массиве фиг. 408 проведем ряд вертикальных сечений и, начиная с заднего отсека, найдем равнодействующую сил, действующих на отсек, и точку ее приложения в соответствующем сечении, — то найдем кривую давления в массиве, которая укажет общий ход распределения усилий.

При таком положении дела можно посмотреть по величине упомянутых равнодействующих для каждого отсека, какова должна быть рабочая площадь кладки, чтобы эти усилия принять. Может при этом оказаться, что достаточно охватить кривую давления сводом некоторой толщины, сложенных по правилам кладки свода, с подбором соответственной прочности камней. Давление пяты свода должно передаться грунту, а потому, соответственно твердости грунта, должно было принято достаточно широким массивом (*B*). Тогда верхнюю (относительно свода) и нижнюю части кладки надо рассматривать как балластную нагрузку, которая может быть сложена из бутовой кладки горизонтальными рядами. Относительно нижней кладки надо озаботиться ее связью со сводом, к которому она должна быть как бы подвешена, чего на самом деле может не требоваться, если в массиве есть запас веса.



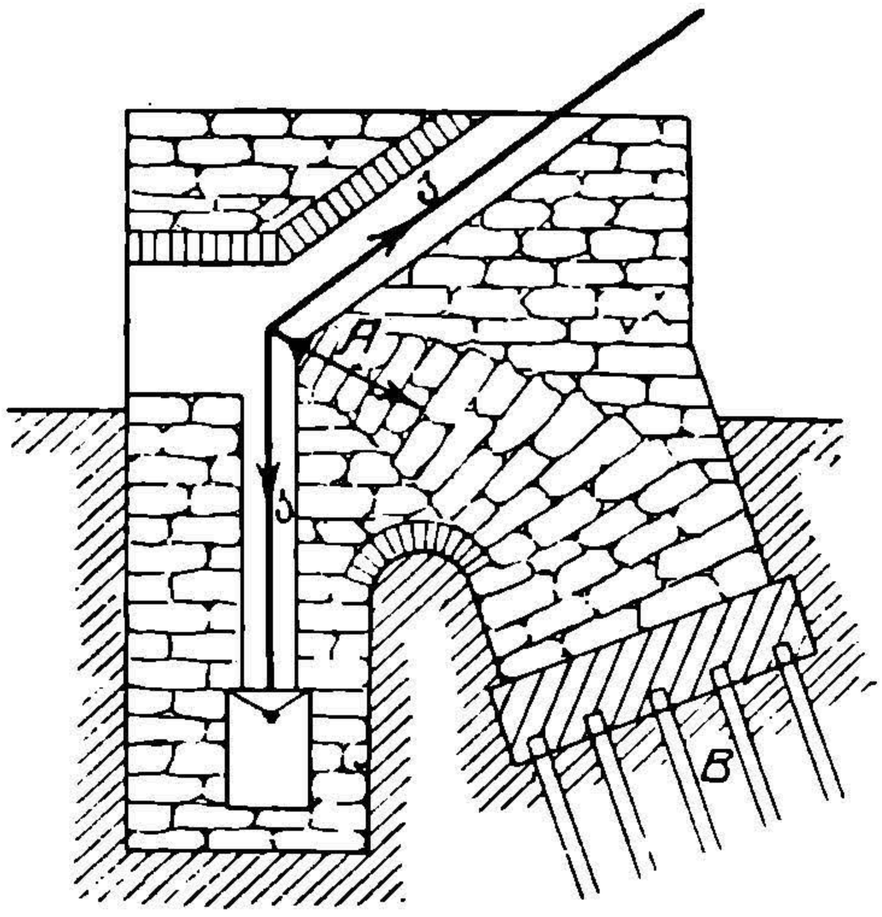
Фиг. 409. Устой моста в Tetschen'е через Эльбу.

В этом именно направлении мыслей спроектирован устой моста в Tetschen'е через Эльбу, с пролетом 119 *м* (фиг. 409). Прекрасный устой. Чтобы все части заднего массива принимали участие в сопротивлении сдвигу, они связаны вертикальными и горизонтальными железными тяжами. Это наводит на мысль о целесообразности применения бетона с соответственной арматурой. Было бы еще очень хорошо дать сваям под передним массивом наклон, а также соответственный наклон его подошве. Форма переднего массива хороша.

Когда массив намечен приблизительно в своих очертаниях и по общему весу удовлетворяет устойчивости на сдвиг, нужно проверить его еще в отношении давления на грунт. Необходимо, чтобы общая равнодействующая веса *P* и натяжения *S* не выходила из средней трети общей площади подошвы массива, и при этом чтобы напряжения в грунте соответствовали свойствам грунта.

РЕПОЗИТОРИЙ УДУНТ (ДИТ)

Когда по недостатку места приходится сокращать длину массива и увеличивать его высоту за счет глубины заложения фундамента, то возникает необходимость делать излом удерживающей цепи (фиг. 410), при чем на изломе появляется огромное давление, направленное по биссектрисе.

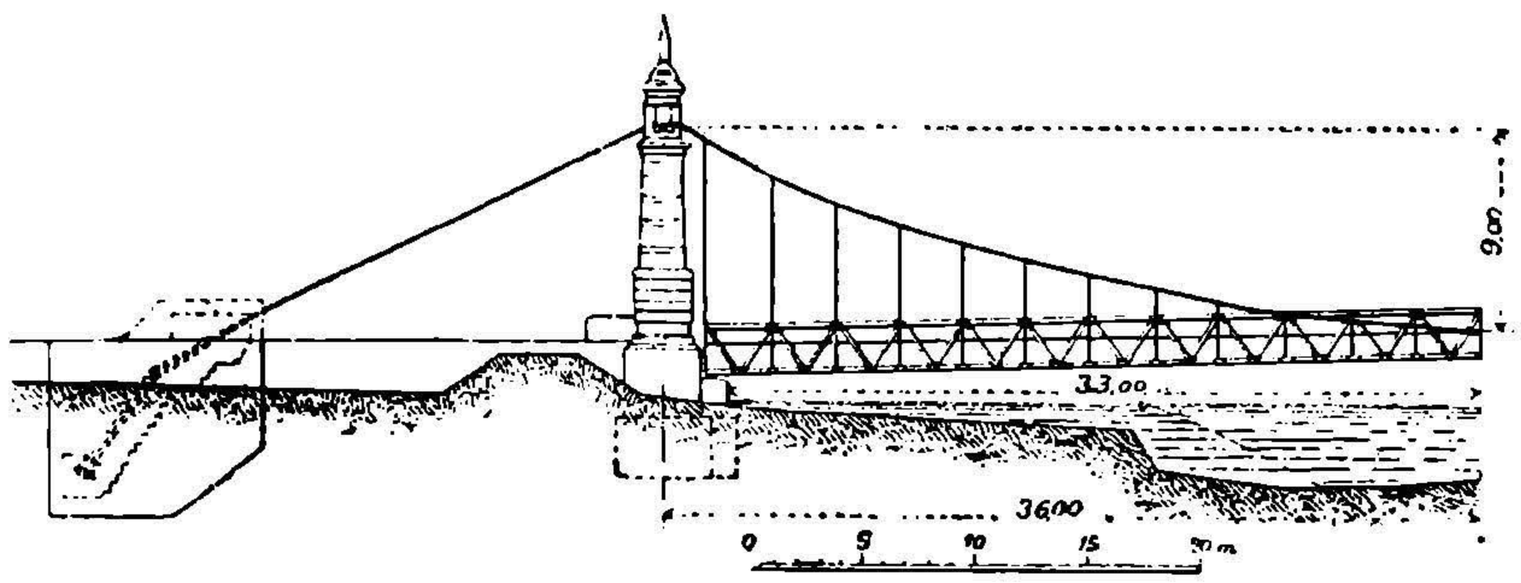


Фиг. 410.

Положение массива можно рисовать себе так: массив опирается на грунт по подошве *B* передней части его; задняя часть висит на вертикальном отрезке удерживающей цепи и около точки *A* уравновешивает натяжение цепи. Задний массив надо крепить против отрыва нижней части, а передний проектировать пользуясь кривой давления, которую здесь можно построить. Устой такого типа был спроектирован для моста на станции Gotha (Германия).

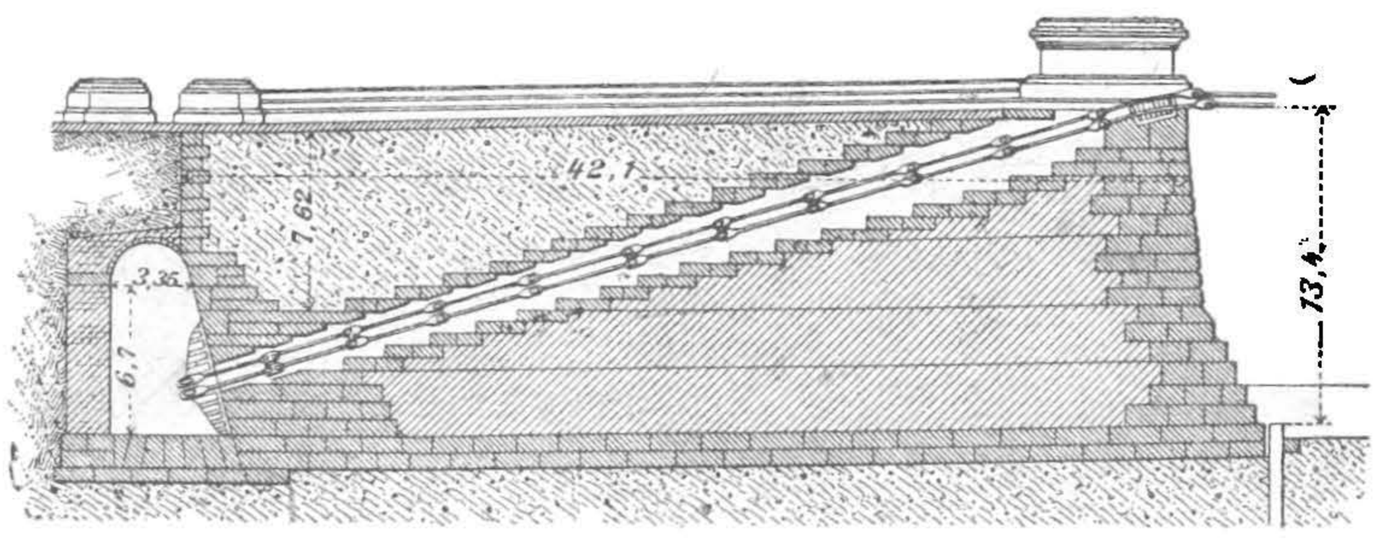
На фиг. 411 представлен устой моста в Argen'e (Германия).

Затем имеют место переломы удерживающей цепи на устоях во всех тех случаях, когда мост кончается полупролетом, например, при отношении пролетов 1 : 2 : 1. В этих случаях цепь подходит к устою по горизонтальному или близкому к нему направлению. Если в месте недостатка нет, получается устой вида, изображенного на фиг. 415, принадлежащий старому мосту в три пролета через Дунай в Буда-Пеште. Устой имеет огромную длину, около 50 *м*.



Фиг. 411. Устой моста в Argen'e.

При недостатке места можно сократить продвижение устоя в берег, сделав более крупный излом, как это имеет место в устое (фиг. 413) Кёльнского моста по конкурсному проекту «Gitterkette». Еще больше можно сократить, сделав два излома и закончив

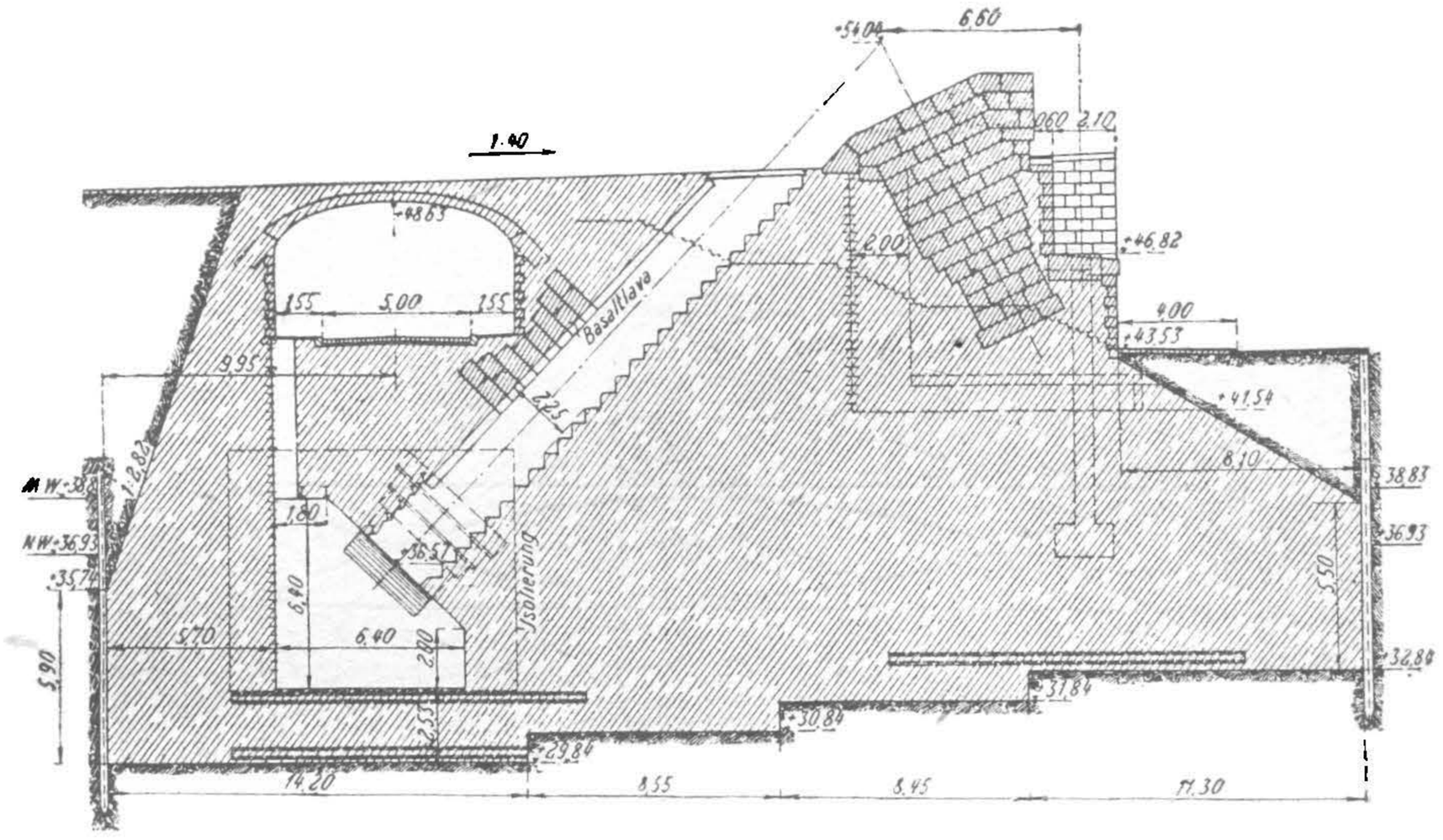


Фиг. 412. Устой старого моста через Дунай в Буда-Пеште.

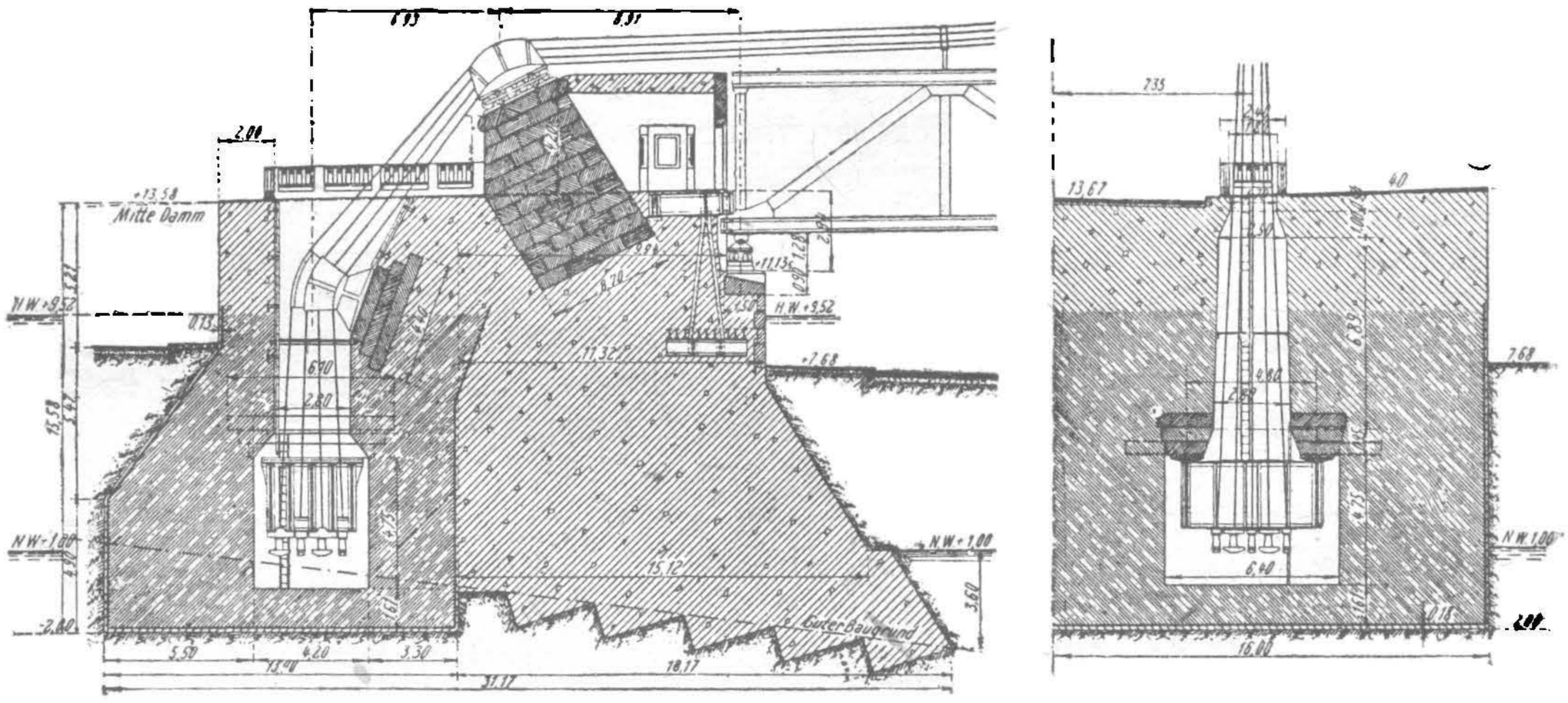
цепь вертикальным участком. В таких условиях спроектирован устой для Кёльнского моста по проекту «Alaaf Colonia» (фиг. 414 — 415). Смысл конструкции и очертания после сказанного выше должен быть понятен.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Наконец, на фиг. 416 изображен устой Вильямсбургского моста, в котором переход конца в вертикальное положение произведен множеством переломов по некоторой кривой.



Фиг. 413. Устой Кёльнского моста по проекту «Gitterkette».

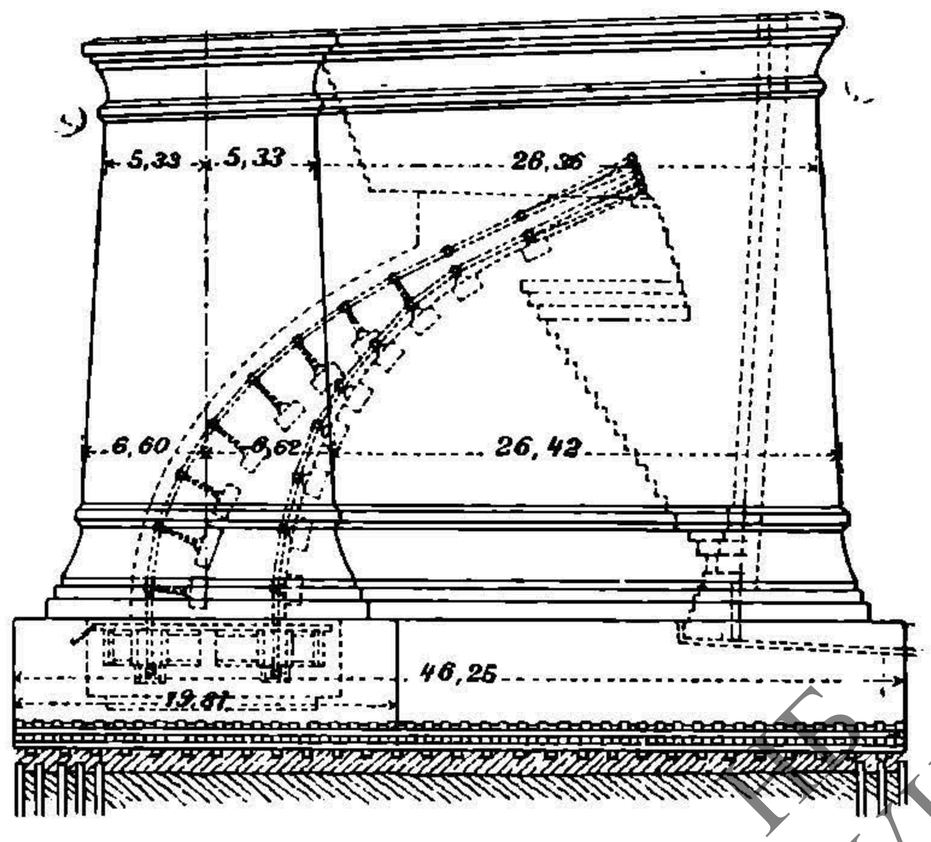


Фиг. 414 — 415. Устой Кёльнского моста по проекту «Alaaf Colonia».

Как бы цепь нп шла в устое, общая поверка производится на действие напора земли, веса устоя и натяжения цепи, приложенного в сечении цепи у места входа в устой. Поверка отдельных частей устоя производится уже под действием цепи в обе стороны от места перелома подобно тому, как было указано по поводу фиг. 410 для переднего массива; для заднего массива, как подвешенного, имеется вес массива и натяжение вертикального отрезка цепи.

59. Ветровые связи. — В эскизном проекте необходимо установить расположение связей и их схему; то и другое находится в тесной зависимости от принятых решений основных вопросов конструкции пролетного строения.

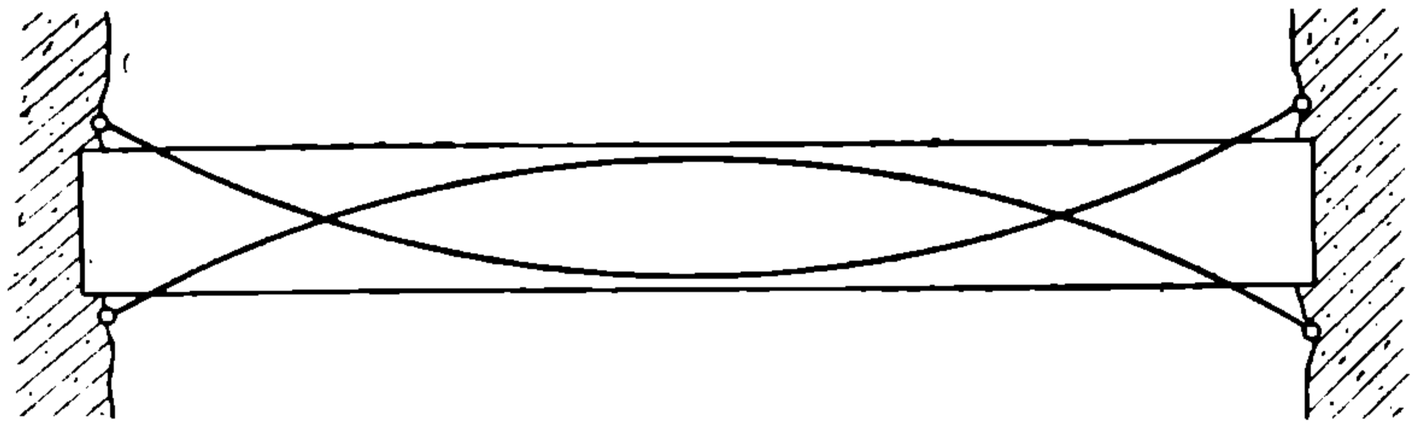
Если пролетное строение не имеет балок жесткости, а имеет жесткие цепи, то незави-



Фиг. 416. Устой Вильямсбургского моста.

симо от крепления жестких цепей (типа Point Bridge в Питтсбурге), если это нужно по условиям их работы, — необходимо дать связи и в плоскости проезжей части. Ограничиваться здесь, как делают иногда французы, жесткостью одного досчатого настила было бы очень ненадежно. Нужно создать горизонтальную ферму, использовав в качестве ее поясов крайние продольные балки, которые в этом случае должны быть непрерывны на всем протяжении. Поперечные балки (своими нижними поясами) служат распорками. Диагонали должны быть поставлены под достаточно подходящим углом к поясам.

Очень соблазнительно применение в качестве связей кабелей, расположенных в горизонтальной плоскости, как в Бруклинском мосте и др. (фиг. 417). Чтобы

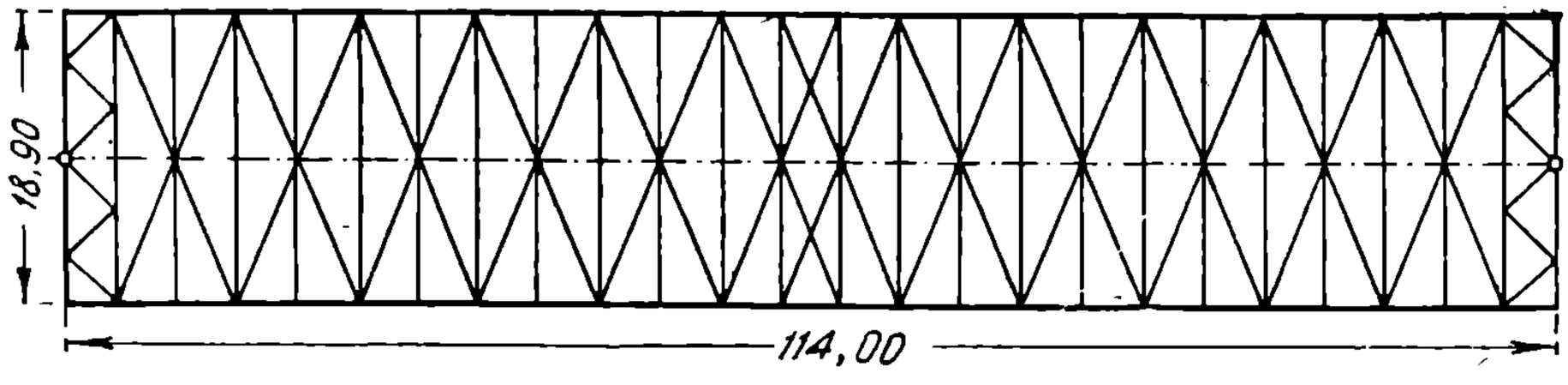


Фиг. 417.

кабельные связи не давали слабины даже при колебаниях температуры, такую систему нужно держать всегда в достаточно натянутом состоянии, что требует особого надзора.

Если в системе пролетного строения имеются балки жесткости, то очень логично использовать нижние пояса их, как пояса горизонтальных ветровых связей. Постановка связей и в плоскости верхних поясов может иметь место лишь в исключительных случаях, когда, как, например, в Мангатанском мосте, имеет место двухъярусное устройство проезжей части.

Примером устройства наиболее совершенных связей в одноцролетном мосте могут служить связи моста в Бреславле (фиг. 418). Для свободного изгиба горизонтальной системы в своей плоскости, все четыре опоры двух балок жесткости сделаны подвижными в продольном направлении. Ввиду значительной ширины моста для свободного расширения крайних поперечных балок, дана и поперечная подвижность тех же опор



Фиг. 418. Схема связей Бреславльского моста.

Горизонтальная система опирается в двух точках, расположенных по оси моста. Одна из них представляет неподвижный шарнир, другая — подвижный в продольном направлении. Такое расположение опор идеально. Против него можно представить только одно возражение: оно дорого стоит.

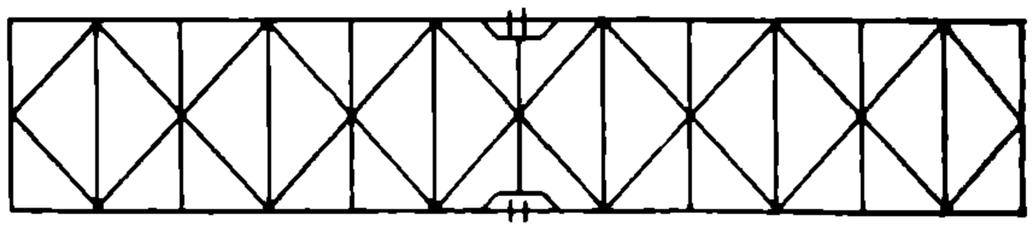
Во многих случаях, — чем уже мост, тем легче на это пойти, — можно ограничиться устройством, почти всегда практикуемым в железнодорожных мостах (при одном пути достаточно узких); а именно, дать балкам жесткости по одной неподвижной опоре и по одной подвижной вдоль моста. Опоры снабжаются ребордами, а потому способны принимать горизонтальные давления. Тот конец горизонтальной фермы, который примыкает к неподвижным опорам, не может свободно поворачиваться при прогибе горизонтальной системы; здесь получается как бы заделка, возникают момент заделки и соответственные натяжения как в поясах, так и в опорных частях и в кладке. Для Бреславльского моста опорный момент требует усилия в 75 *m*, которое могло бы ему

НТБ УДИИТ (ДИИТ)

противодействовать. Это очень большое усилие, чтобы можно было обеспечить устойчивость опорных частей без принятия особых мер.

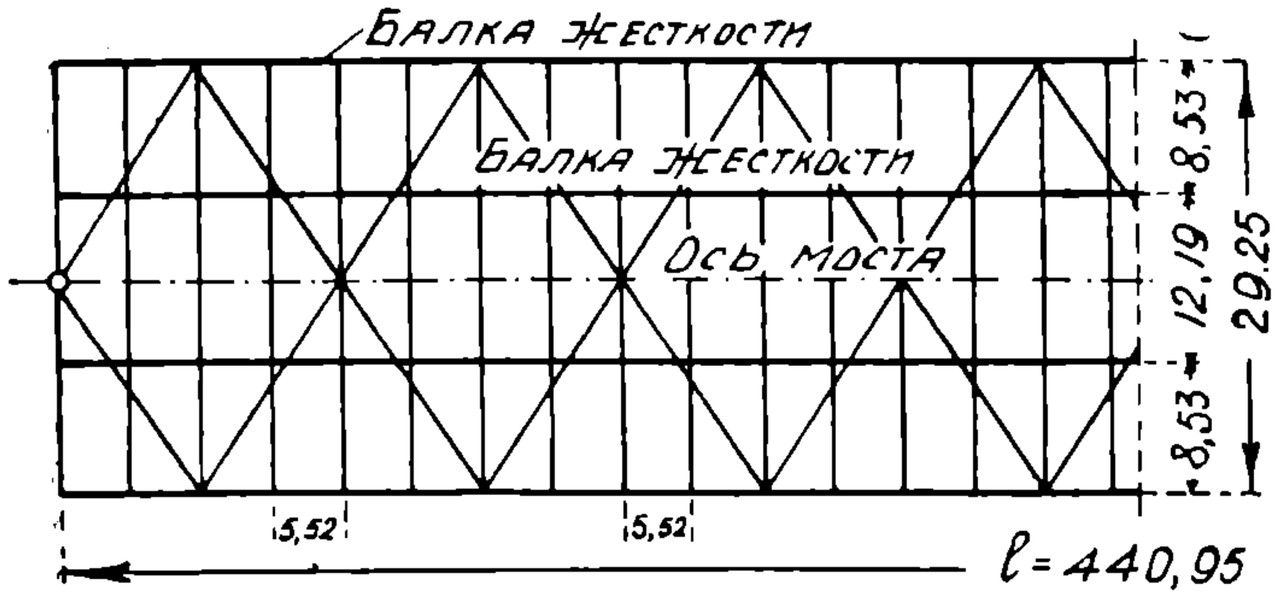
В узких мостах, при том же пролете и той же ветровой нагрузке, это усилие будет не меньше, а соответственно больше, но, по установившимся традициям, с ним все же не всегда считаются.

При тщательной проектировке этот вопрос надо исследовать, не закрывая глаз на происходящие здесь явления, и дать конструкцию, которая отвечает положению вещей.



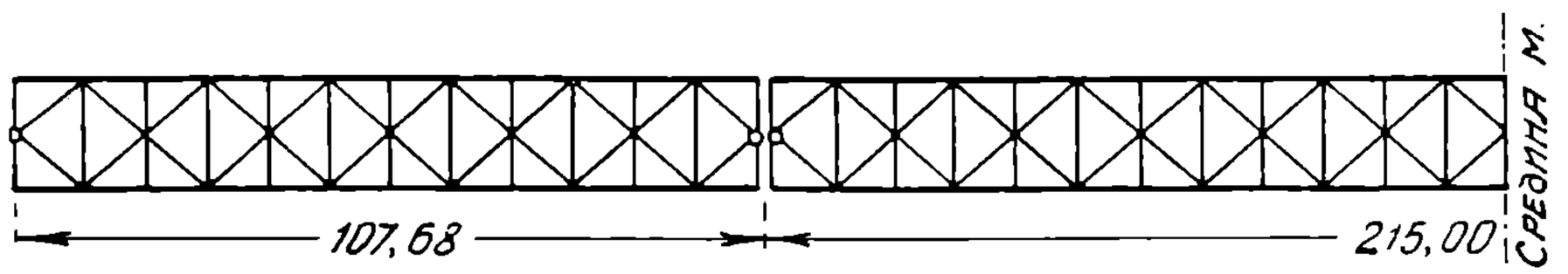
Фиг. 419.

В случае постановки в балках жесткости шарниров посредине пролета, необходимо устраивать шарниры так, чтобы они могли работать на растяжение и сжатие под действием ветра. Кроме того, решетка связей не должна мешать свободному вращению одной половины пролетного строения относительно другой, для чего их (фиг. 419) нужно так конструировать, чтобы в районе шарниров плоскость связей проходила через линию, соединяющую центры шарниров обеих ферм.



Фиг. 420. Схема связей Мангатапского моста.

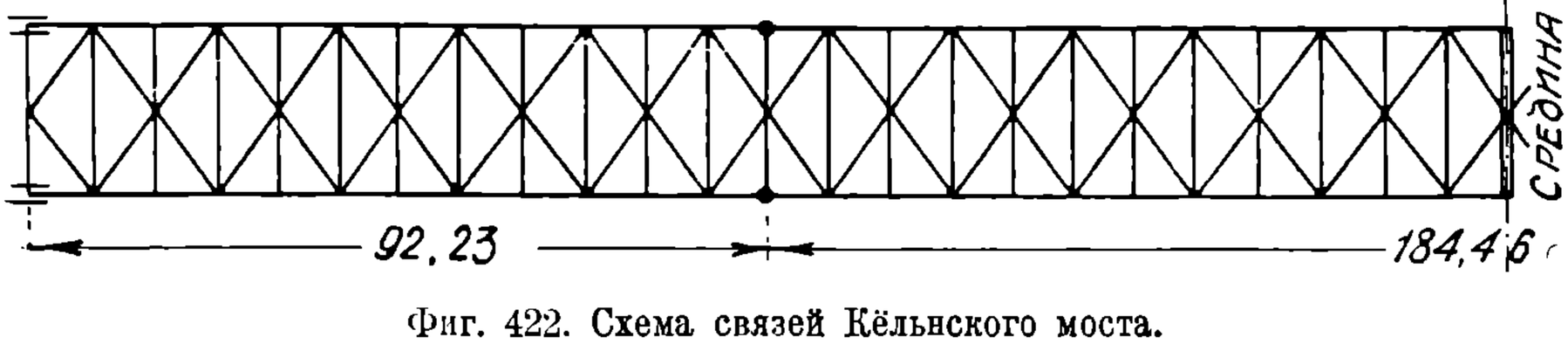
В мостах в три пролета, при разрезных балках жесткости, и горизонтальные связи представляют систему разрезных балок. В каждом пролете связи работают независимо от других пролетов и конструируются по тем же соображениям и приемам, как и в мостах однопролетных. К этому типу относятся нижние связи Мангатанского моста (фиг. 420). Опоры связей расположены по осевой линии моста в узле, приходящемся посредине крайней поперечной балки, куда сведены крайние полудиагонали связей. Такого же типа связи Кёльнского моста по проекту «Gitter-



Фиг. 421. Схема связей Кёльнского моста по проекту «Gitterkette».

kette», схема которых представлена на фиг. 421. Одна из конструкций для ветровой опоры по оси моста представлена на фиг. 235 — 237.

Если в трехпролетном мосте балки жесткости неразрезные, то и система горизонтальных связей является неразрезной.

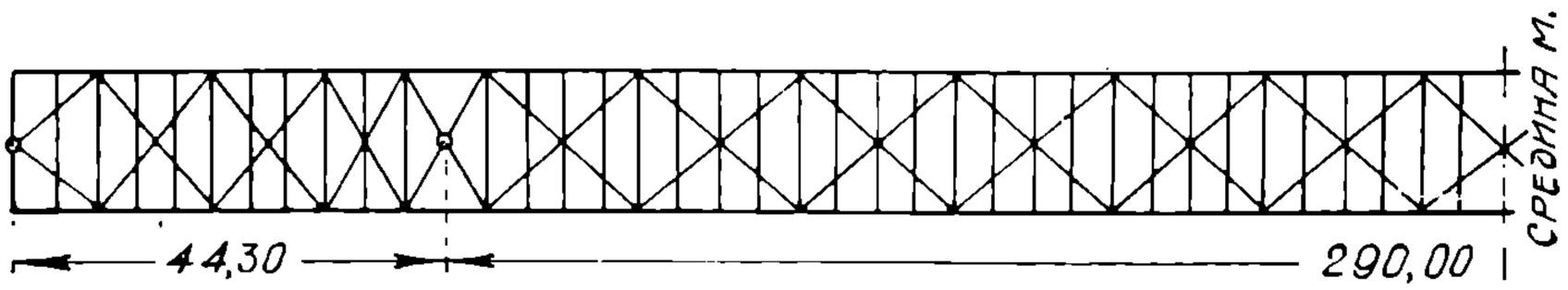


Фиг. 422. Схема связей Кёльнского моста.

Балки жесткости Кёльнского моста неразрезные на 4 опорах. Неподвижная опора дана на одном из быков, все прочие опоры подвижны вдоль пролета. Схема связей приведена на фиг. 422. Хотя диагонали и на устоях, и над быками сведены к середине поперечных балок, но связи не имеют своих отдельных опор. Здесь возникновение

НТБ УАДИ (ДИТ)

усилий в опорных частях неподвижных опор при прогибе ветровой фермы смягчается тем, что неподвижная опора не есть крайняя, она — между двумя пролетами; если бы пролеты были одинаковы, то никакого поворота на ней не возникало бы, а значит не было бы и боковых усилий в опорных частях. При неравенстве пролетов некоторые усилия появятся. В данном случае, нужно думать, они невелики, почему и не даны особые опоры для ветровой фермы. Мост Елизаветы в Буда-Пеште имеет боковые

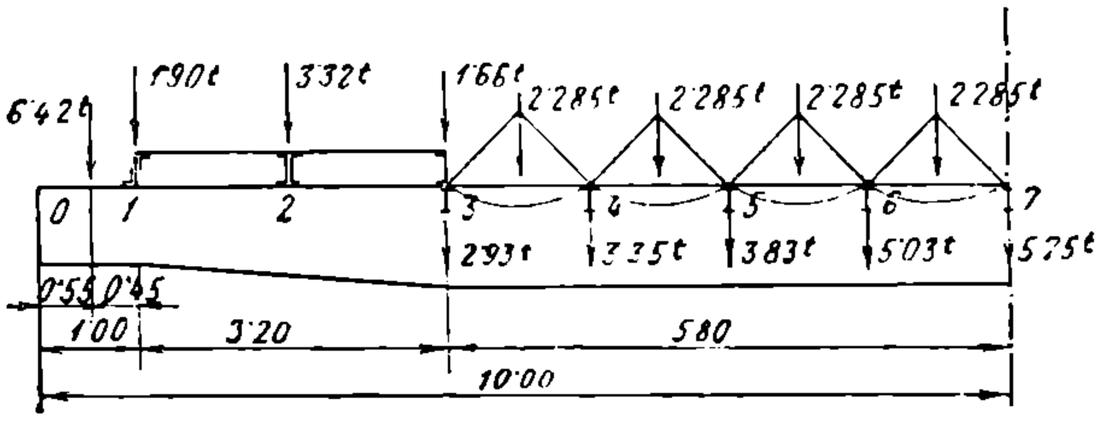


Фиг. 423. Схема связей моста Елизаветы в Буда-Пеште.

пролеты очень маленькие по сравнению со средним. Концы ветровой фермы (фиг. 423) мало деформируются (большая ширина при малых пролетах) и создают для среднего пролета как бы заделку опор над быками. Здесь можно было бы обойтись без специальных ветровых опор подобно тому, как принято для Кёльнского моста. Однако, такие опоры даны как на быках, так и на устоях, что может быть объяснено большей величиной давления на ветровую опору, так как пролет сравнительно большой (290 *м*).

§ 19. СОСТАВЛЕНИЕ ДЕТАЛЬНОГО ПРОЕКТА.

60. Когда составлен эскизный проект, то имеются из него все основные данные и размеры сооружения. Остается приступить к систематической, возможно более точной и полной проверке прочности и устойчивости всех частей моста, при чем, в зависимости от результатов проверки, вносятся поправки в намеченные размеры сооружения, в относительное положение частей и т. д. Параллельно выясняются детали конструкции, составляются чертежи и производится увязка поверочного расчета с данными чертежей.



Фиг. 424.

Работу целесообразнее начать с детальной проверки и вычерчивания проезжей части, с подсчетом возможно более точного веса всех частей для определения точного значения постоянной нагрузки. Методы работы здесь те же, что и в мостах балочных, а потому останавливаться на них не будем.

Необходимо отметить лишь особенность положения поперечных балок, когда они концами подвешены к цепи и в некотором расстоянии от конца поддерживают балки жесткости. Примером может служить поперечная балка моста в Бреславле.

Расстояние между точками подвеса на концах 20,0 *м* (фиг. 424); постоянная нагрузка приведена на чертеже; балка жесткости дает давление 6,42 *т* на конец поперечной балки в расстоянии 0,55 *м* от точки подвеса. При пролете 20 *м* постоянная нагрузка и собственный вес дают момент изгиба в средине 200,5 $т \cdot м$. Если считать тот же пролет и для подвижной нагрузки, то от нее получается слагаемое 172,6 $т \cdot м$, а всего 373 $т \cdot м$. Но от временной нагрузки вступает в работу балка жесткости и перехватывает часть опорных реакций на себя.

Если изолированно нагрузим поперечную балку посредине пролета, то от силы 28,7 *т* получим распор в цепи $1{,}91 \cdot 28{,}7 = 54{,}8$ *т* (где 1,91 — ордината линии влияния распора). При таком распоре натяжение в подвеске $0{,}033 \cdot 54{,}8 = 1{,}83$ *т*. Это усилие из опорного давления попадает на цепь, а $28{,}7 - 1{,}8 = 26{,}9$ *т* — на балку жесткости (93%).

В еще более невыгодном положении окажется поперечная балка при наибольшем загружении подвижной нагрузки (толпой) всего пролета, за исключением средней части моста у рассматриваемой поперечной балки, на которой установлена сосредоточенная нагрузка в наибольшем количестве с целью одновременно получить и наиболь-

УДУНТ (ДИТ)

шую нагрузку на поперечную балку и наибольший распор, а через него и наибольшее натяжение цепи. При такой нагрузке распор будет 523 *т*, натяжение в подвесках 17,4 *т*. Остаток, т. е. 11,3 *т*, будет передаваться на балку жесткости. Это уменьшает вышенайденный момент изгиба на $11{,}3 \cdot 0{,}55 = 6{,}2$ *т · м*. Таким образом, расчетный момент будет $373{,}0 - 6{,}2 = 366{,}8$ *т · м*.

Спроектировав и проверив проезжую часть, переходят к главным частям пролетного строения, которые подвергаются проверке по указанным выше методам.

Теперь получаются точные значения всех усилий, действующих на опоры моста (устои и быки), которые, в свою очередь, подвергаются детальной проработке.

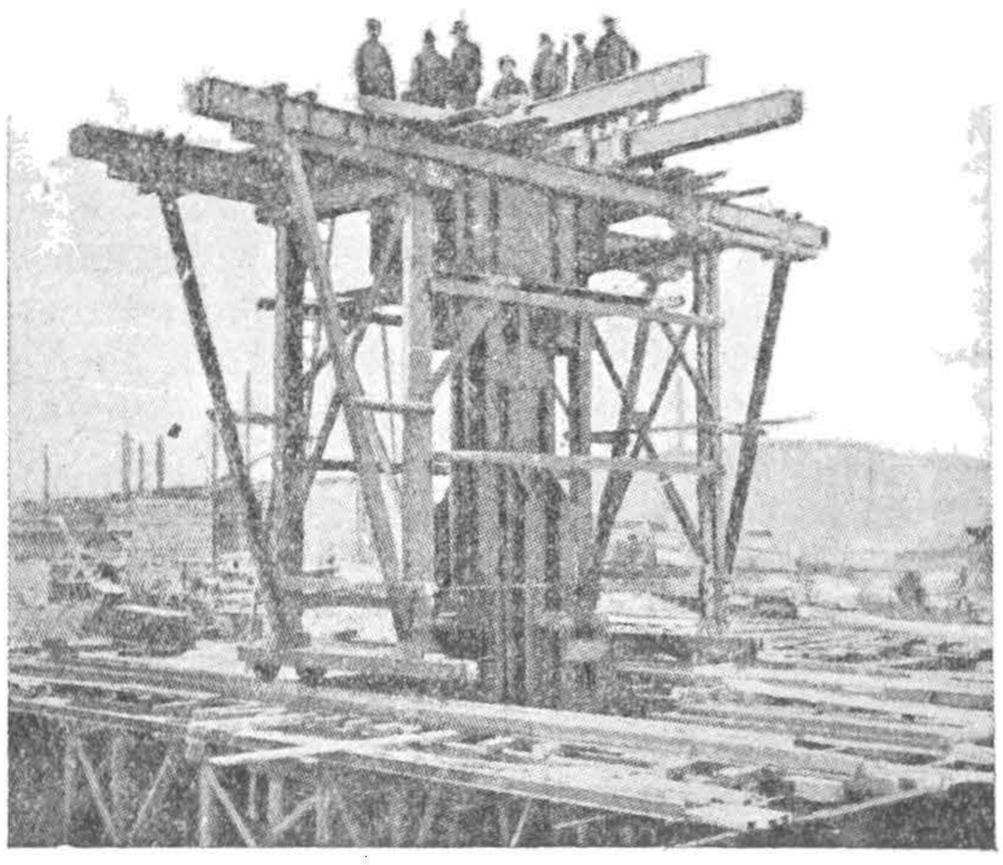
В заключение составляется исчисление веса металла и количества всех прочих работ, на основании чего составляется подробная смета на сооружение моста.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

61. Сооружение моста в Бреславле. — Способы и порядок производства работ по сооружению висячего моста, как видно из всего вышеизложенного, зависят от системы моста, от местных условий, от возможности механического оборудования работ, от срока, отведенного на постройку, и от индивидуальных свойств строителя. Учесть и пересмотреть все разнообразие возможной обстановки постройки моста невозможно. Мы вынуждены ограничиться здесь лишь приведением некоторых примеров. В качестве первого примера берем постройку моста в Бреславле.[1]

Постройка моста была начата в начале 1908 года с возведения задних массивов опор, в которые заделывались анкера цепи. Камера заделки опускается ниже горизонта воды в реке, необходимо было принять меры к тому, чтобы камера была сухой. Для этого был устроен сухой котлован По контуру заднего массива и соединительных стенок была устроена деревянная стенка между двутавровыми стояками, которая ограничивала вырытый котлован. Для осушения котлована, снаружи вокруг ограждения были заложены трубчатые колодцы в количестве 30, соединенные одной общей трубкой, из которой двумя центробежными насосами, приводимыми в движение 85-сильным локомобилем, выкачивалась вода. Другая такая же машинная установка находилась в запасе, всегда готовая к действию. По вырытии котлована, стенки его были покрыты изоляцией, чтобы в будущем не пропускать в кладку воды. Затем, по укладке назначенной по проекту арматуры, были выложены стенки и дно котлована бетоном, после чего можно было прекратить откачку воды. На правом берегу анкер был собран в котловане на месте его службы, на левом он был предварительно, при помощи деревянного крана, собран на подмостях и затем опущен посредством винтовых тяжей с постепенным наращиванием (фиг. 425). Одновременно произведена бетонная кладка фундаментов для пилонов; котлован вырыт под защитой деревянного шпунта. Работы по устройству оснований были закончены в том же году.



Фиг. 425. Сборка и опускание анкерной цепи левого берега.

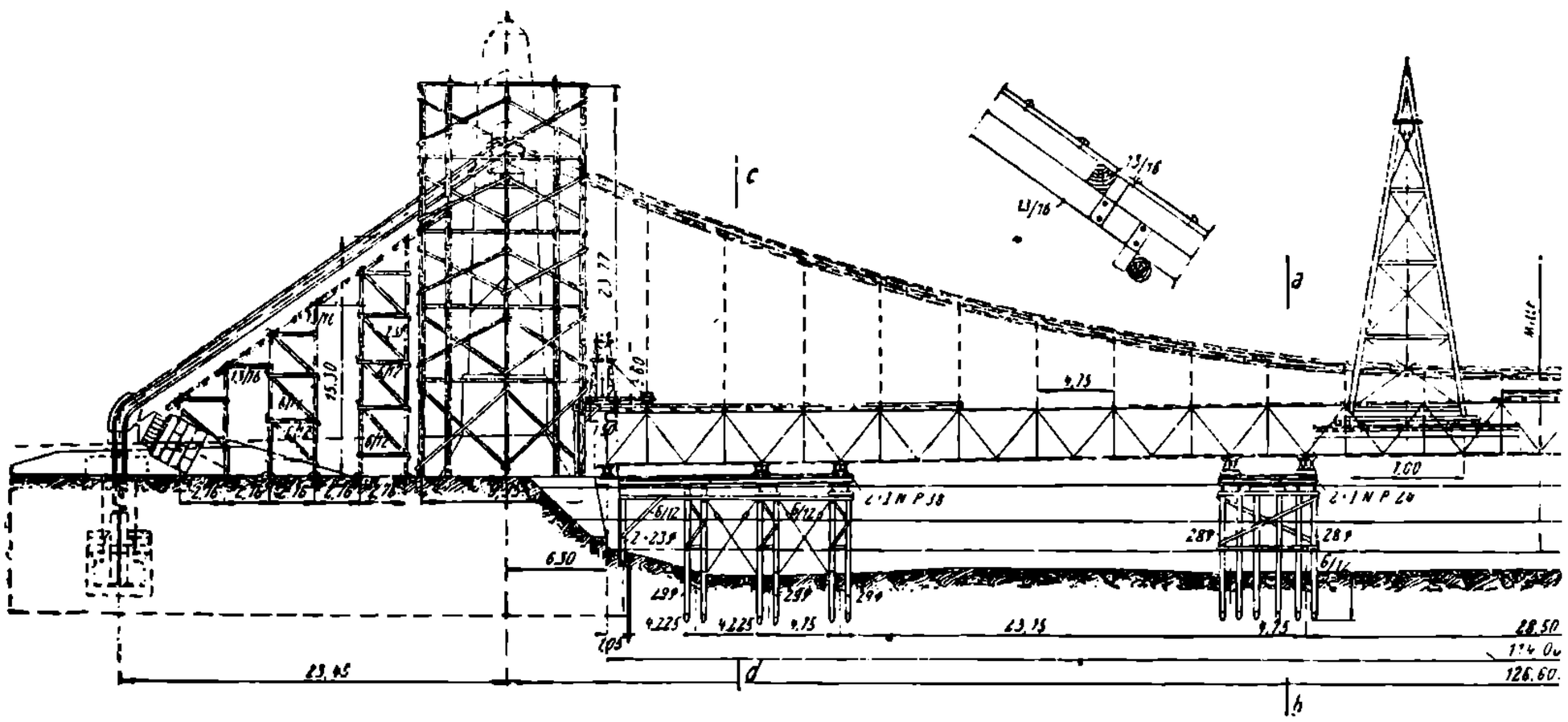
В марте следующего года начата была кладка пилонов и одновременно приступлено к устройству речных подмостей с таким расчетом, чтобы к половине ноября их можно было убрать, т. е. закончить к этому времени сборку пролетного строения. Подмости под удерживающие цепи были сооружены по заполнении котлованов; они состояли из стоек неравной высоты, поддерживавших настил для цепи (фиг. 426); над настилом был устроен наклонный путь для вагонетки, которую поднимали при помощи лебедки, помещенной под подмостями пилонов (фиг. 427). Это подъемное приспособление переносилось с одного берега на другой. Соединительная решетка удерживающих цепей была поставлена на болтах; склепка произведена лишь по раскружаливании пролетного строения, чтобы от растяжения цепи не возникли в решетке дополнительные напряжения.

[1] Eisenbau, 1911 г., № 3, статья T r a u e r'a.

НБ УДУНТ (ДГТ)

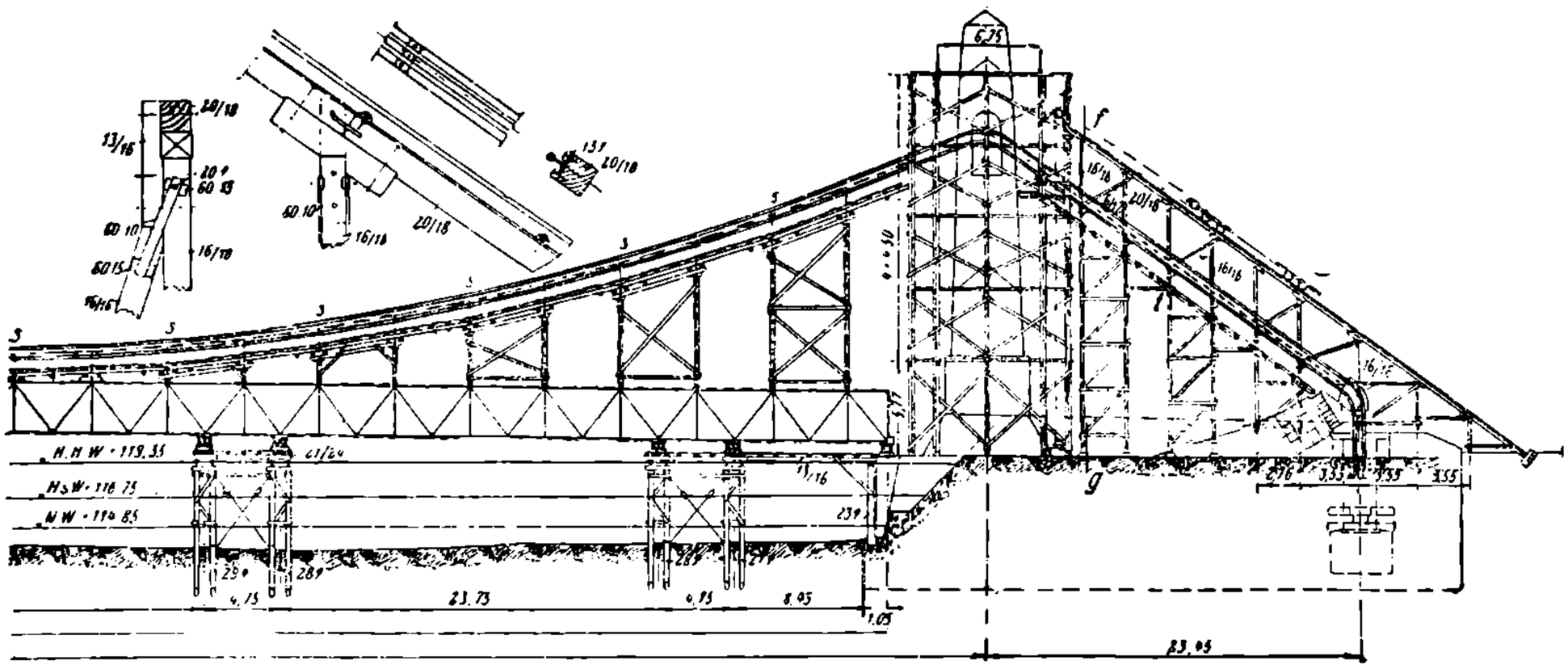
В реке были устроены временные свайные опоры, между которыми оставлены судоходные просветы в 20 и 25 *м*. Эти просветы были перекрыты балками жесткости; последние были собраны на берегах и продольной надвижкой поставлены на свайные опоры (фиг. 428, 429).

При этой сборке ферм, раскосы не были соединены с верхним поясом заклепками, а лишь болтами. Заклепки поставлены были по окончании сборки всего пролетного строения.



Фиг. 426. Подмости под удерживающие цепи.

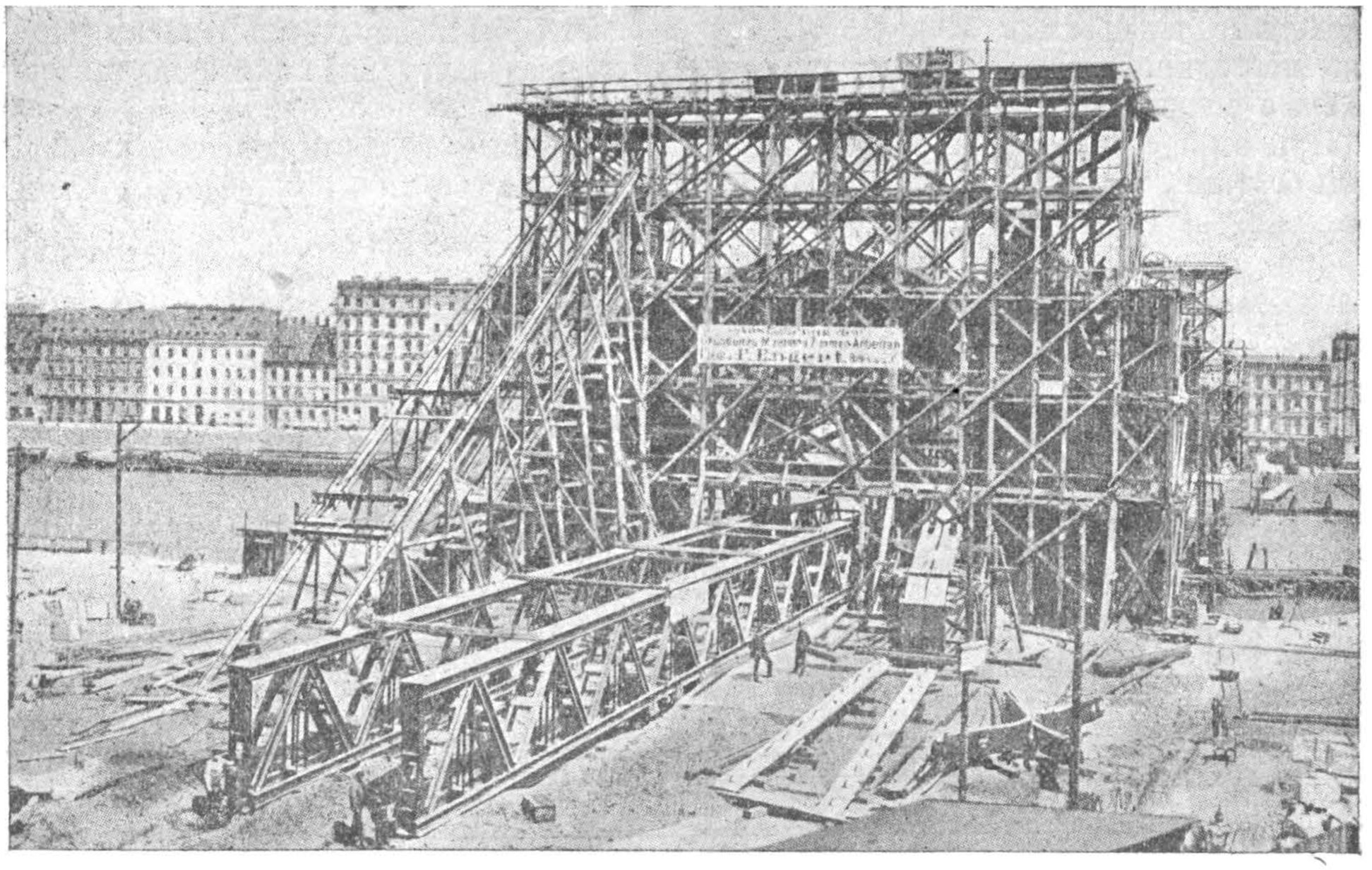
Для надвижки балки жесткости были временно скреплены друг с другом на расстоянии 4,8 *м*, чтобы можно было продвинуть их в просвет подмостей пилонов. Когда продольной надвижкой половинки ферм были доведены концами до средины пролета, были установлены поперечные пути на быках, и фермы были разъединены и раздвинуты на проектное расстояние 18,90 *м*. Для придания боковой устойчивости, фермы были оборудованы, как показано на фиг. 430 и 431. Надвижка половин ферм была



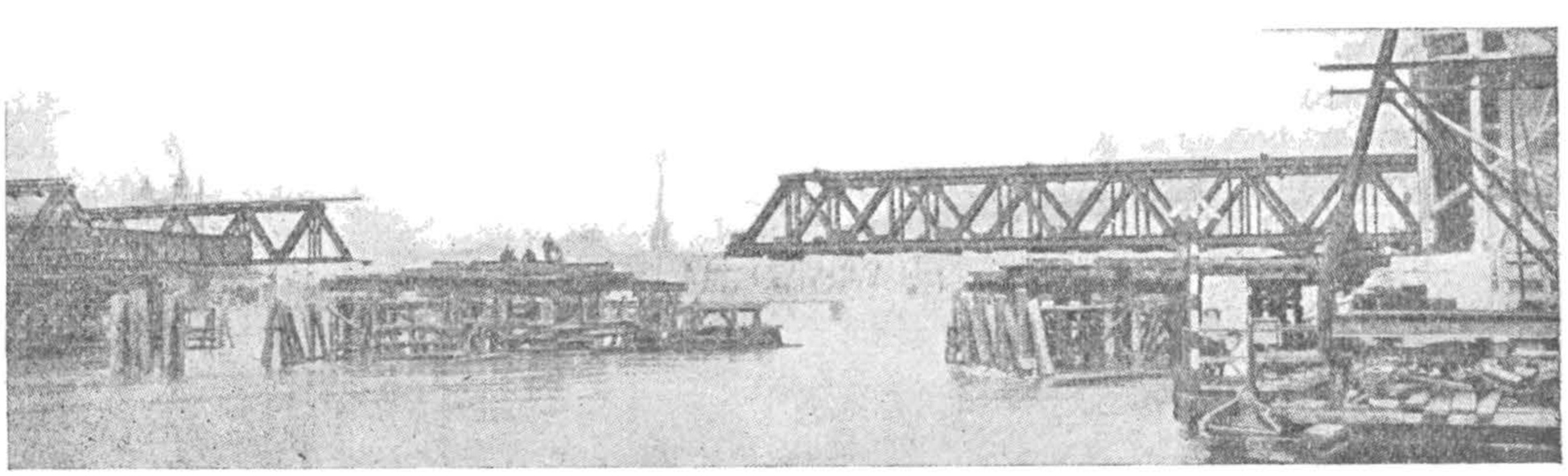
Фиг. 427. Подмости для сборки средних частей цепей и наклонный путь для подъема грузов.

произведена поочередно: когда подвигалась правая часть (фиг. 429), на левой уже были установлены поперечные балки. Эти последние устанавливали начиная от берега, идя к середине; они доставлялись к мосту в готовом виде, имели длину около 21 *м*, вес 13,5 *т*. С берега их продвигали на мост между пилонами и концом ферм жесткости (фиг. 432); здесь их принимал особый железный кран, движущийся по верхним поясам ферм жесткости, и в наклонном положении доставлял на место установки (фиг. 433—435). В день устанавливали одну или две балки. Затем были поставлены связи и продольные балки.

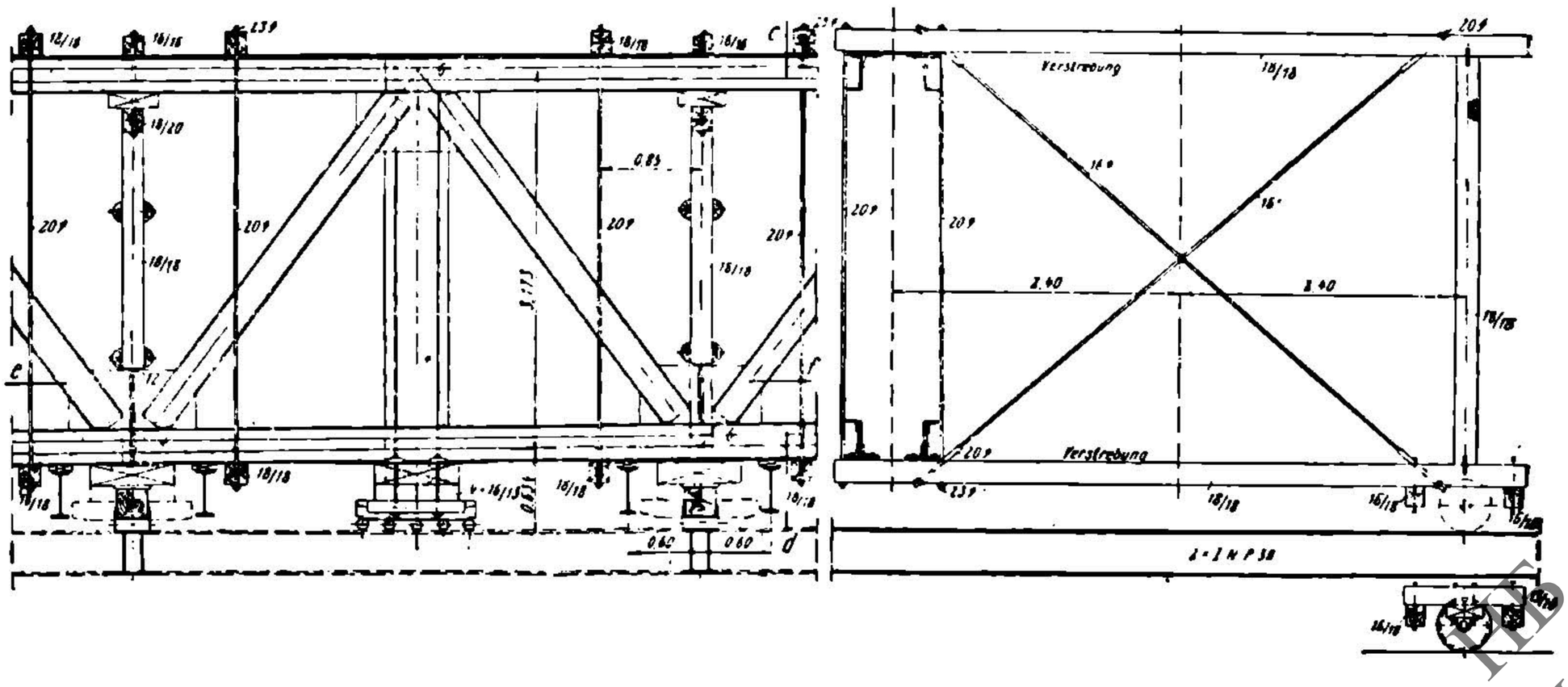
НТБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 428. Надвижка балок жесткости. Вид с берега.



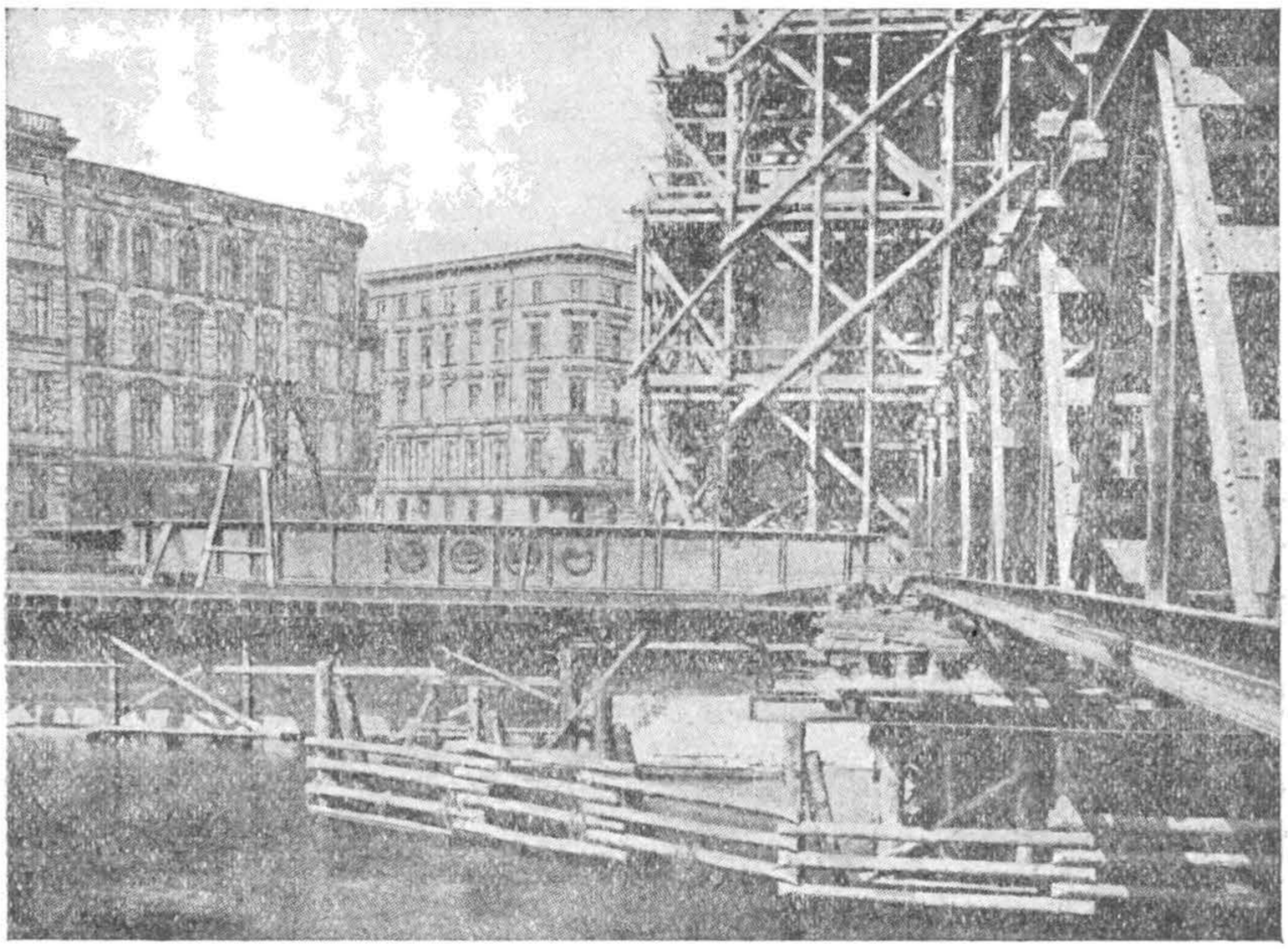
Фиг. 429. Надвижка балок жесткости. Вид с реки.



Фиг. 430—431. Соединение балок жесткости между собой при надвижке. Фасад и поперечный вид.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

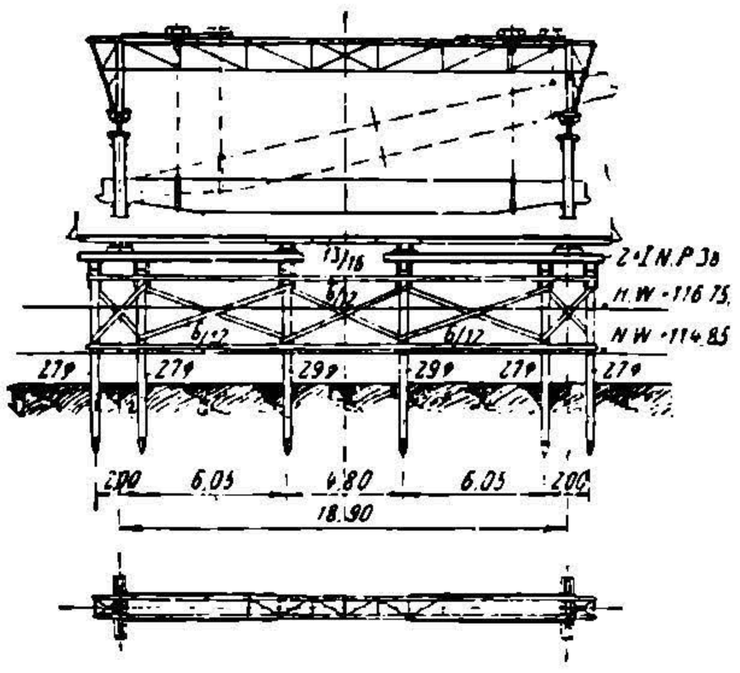
Для сборки цепей был построен деревянный кран высотою 21 *м* (фиг. 434), с консольными выносами 7 *м* длиной, который передвигался уже по балкам проезжей части. Подмости для сборки цепей (фиг. 427) были возведены на фермах жесткости в виде деревянных, связанных по четыре, стоек, причем настил находился частью на-весу (фиг. 434, 436); для подачи частей цепи были уложены по бокам проезжей



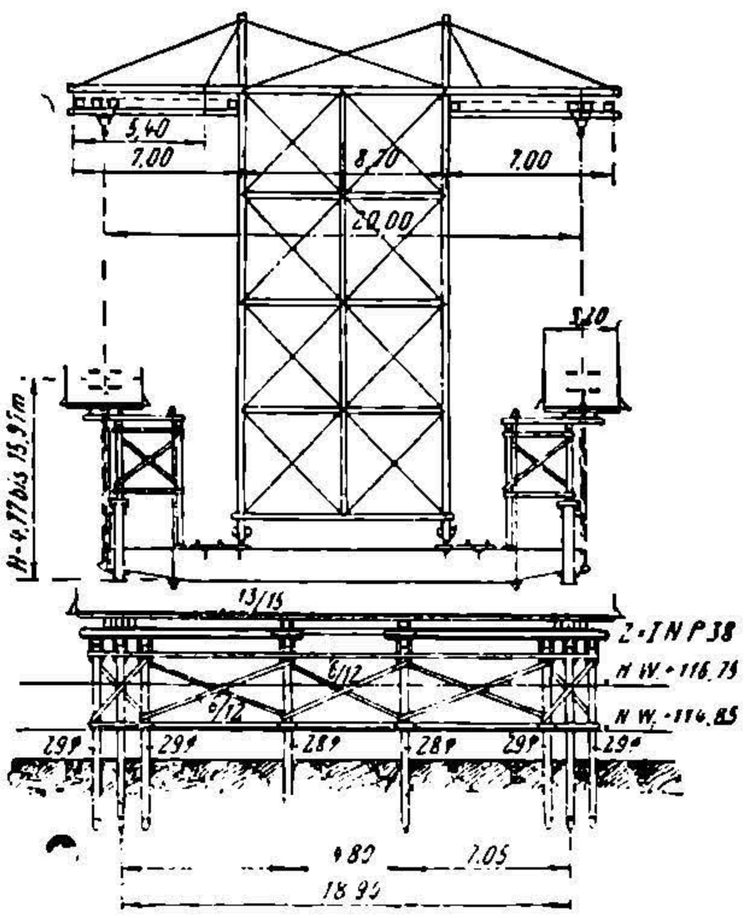
Фиг. 432. Подача поперечных балок с берега.

части пути. Сборка шла от пилонов к середине моста. Части весили около 5 *т* и имели длину около 9,5 *м*. Опорные части на пилоны были поданы краном, обслуживающим работы по устройству пилонов.

Из четырех ветвей каждой цепи сперва были уложены и склепаны нижние ветви. Соединение половин ветви в середине последовало при соответственной температуре. После этого половина цепи уже могла принять натяжение; ее освободили от поддер-



Фиг. 433. Схема крана для установки поперечных балок.



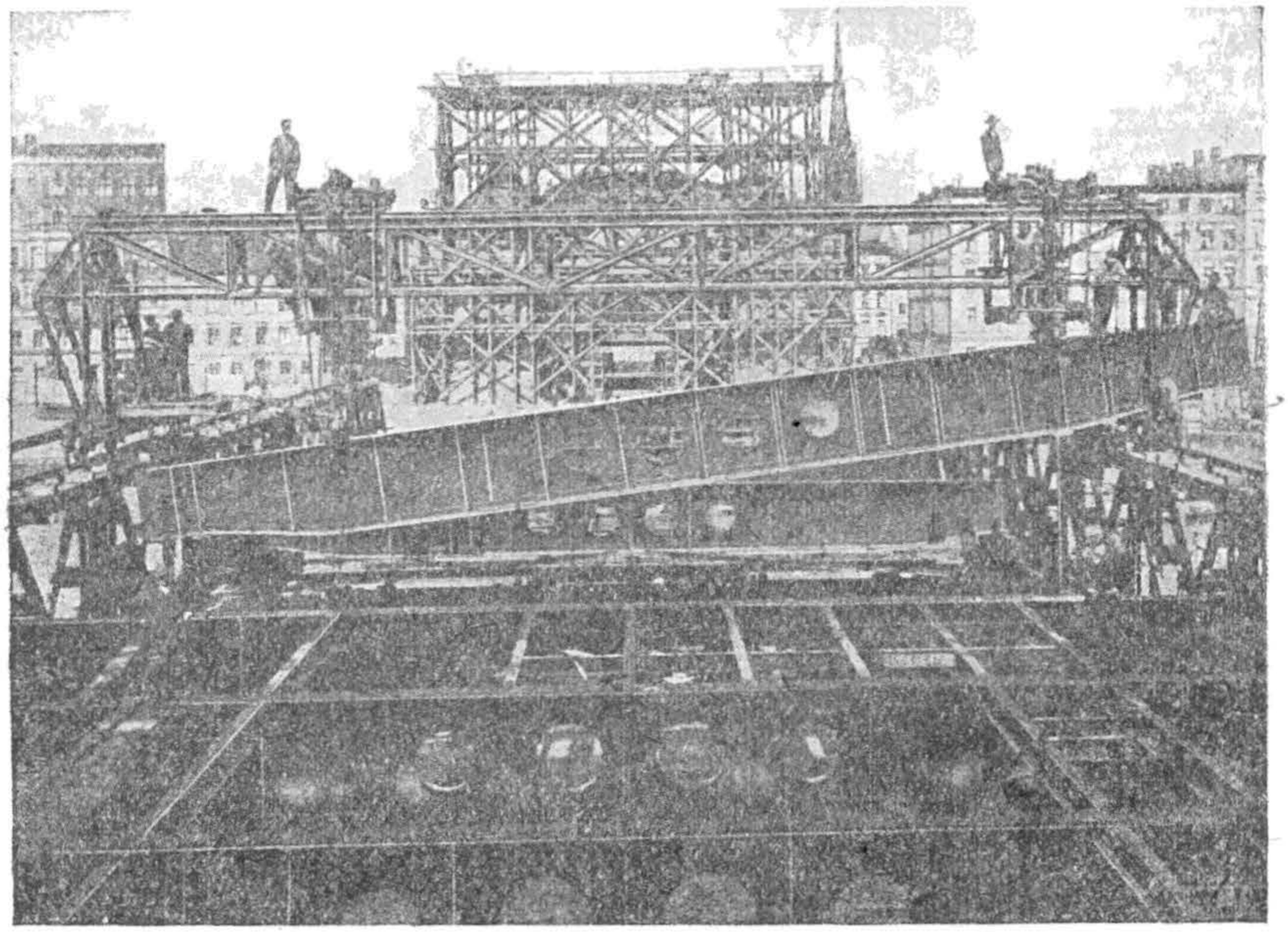
Фиг. 434. Схема крана и подмостей для сборки цепей.

живания на подмостях. Верхние ветви были собраны при поддержке теми же подмостями; таким образом, подмости принимали только половину веса цепей.

Наконец, были поставлены подвески таким образом, что поперечные балки оперлись на клинья, устроенные внизу подвесок. После этого были немедленно спущены винтовые домкраты на нижних подмостях, и пролетное строение освобождено от поддерживания: вес его был принят цепями. К 15 декабря 1909 года были убраны краны и подмости.

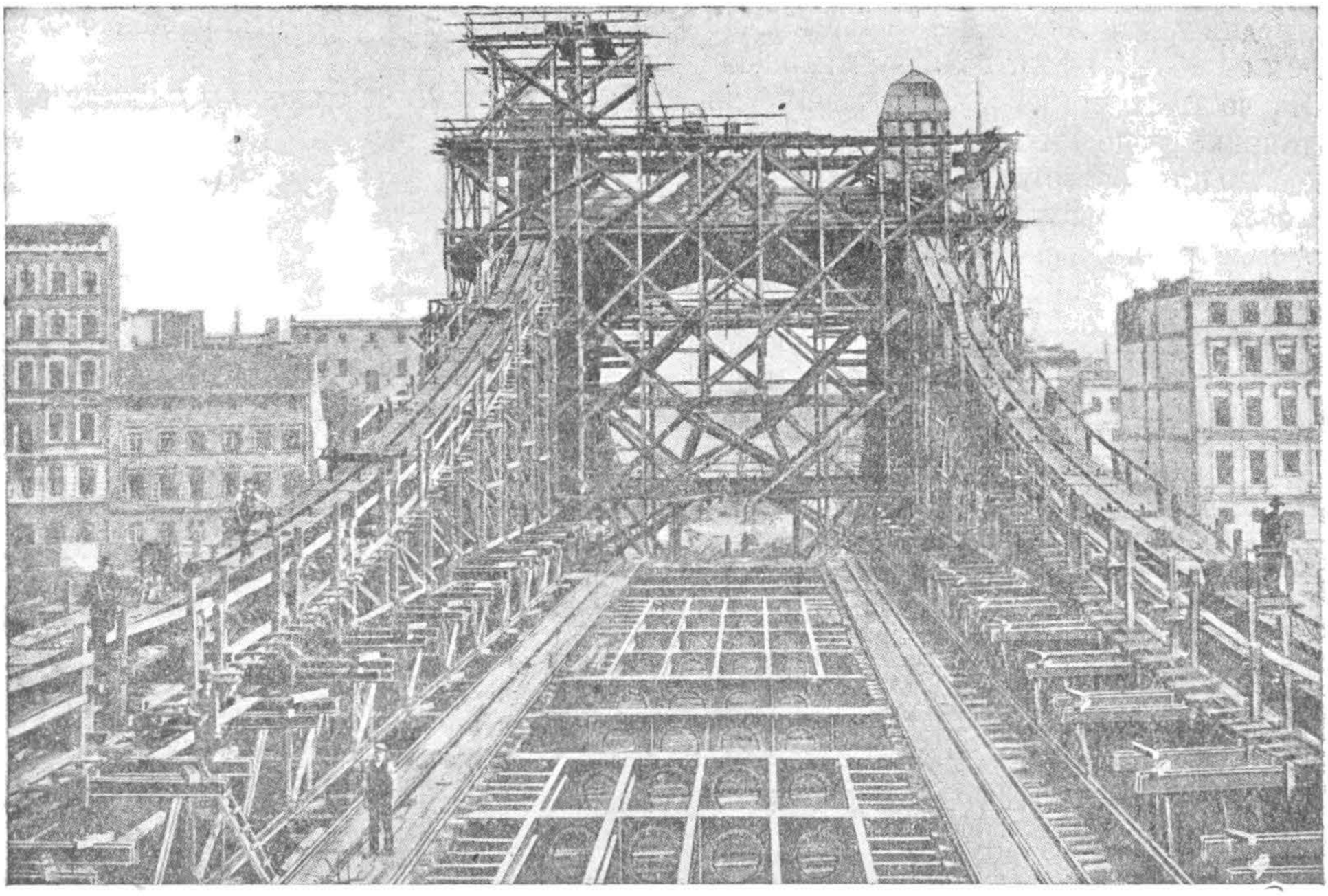
НЕ УЧЕБНТ (ДИТ)

Длина цепи при разбивке на заводе была задана такая, чтобы, при средней температуре 10° и при полной постоянной нагрузке, стрелка цепи была точно проектной величины. Удлинение цепи при раскружаливании, с учетом ослабления заклепочными



Фиг. 435. Укладка поперечных балок.

дырами и усиления стыковыми накладками, определено в 45 *мм* от анкера до анкера соответственно чему нужно было дать строительный подъем в замке цепи 106 *мм*



Фиг. 436. Сборка клепаных цепей.

Нельзя было учесть удлинение цепи от сдачи стыков, а также осадку пилонов; на эти влияния было прибавлено 50% вышеуказанного подъема, и строительный подъем принят в 160 *мм*.

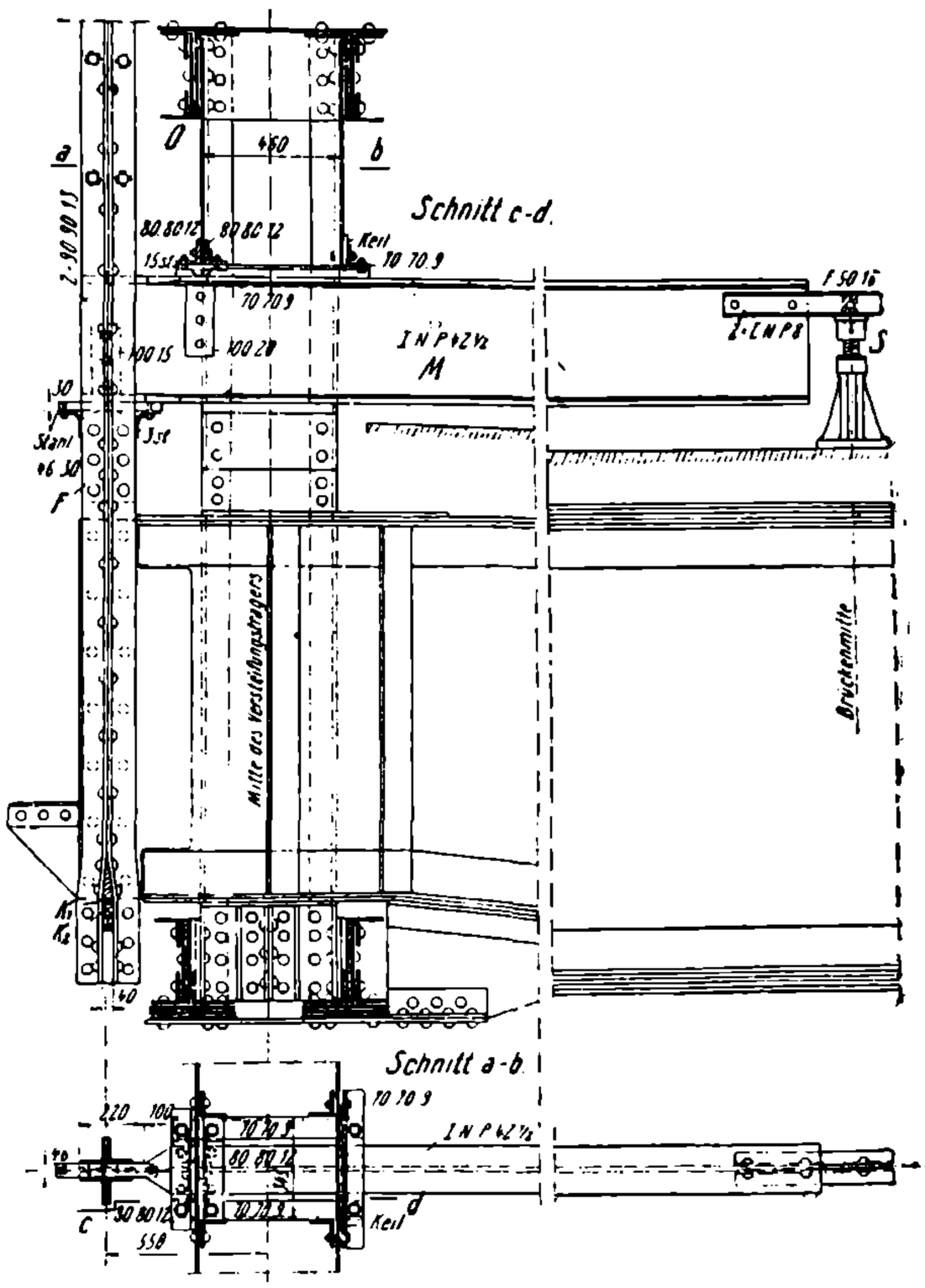
НБ УДУНТ (ДИТ)

Частям балки жесткости на заводе была дана длина, отвечающая геометрической разбивке, так как при раскружаливании цепи и при средней температуре балка жесткости не должна работать и должна иметь проектную форму.

Зимой и весной были уложены водопроводные и газовые трубы и устроено полотно моста и перила. Вся постоянная нагрузка оказалась на мосту.

Теперь оставалось произвести регулировку подвесок и склепку частей фермы жесткости, а также нижних концов подвесок с поперечными балками. Предварительно были освобождены от всякого давления опоры балок жесткости и ослаблены болты в соединениях решетки их с верхним поясом. Цепь при этом приняла форму, отвечающую постоянной нагрузке; эта форма должна несколько отличаться от параболической. Балка жесткости при этом тоже должна занять свое положение свободно, что могло осуществиться при незакрепленной решетке. Лишь в поясах ферм должны при этом возникнуть небольшие напряжения изгиба. Регулировку положения балок жесткости нужно было произвести точной установкой уровня их опор и всех узлов, к которым примыкают подвески, увеличением или уменьшением длины последних. Цепь при этом своей формы менять не могла, так как нагрузка оставалась без изменения.

Для изменения длины подвесок было применено приспособление, показанное на фиг. 437, состоящее из рычага, заложенного одним концом в подвеску под узлом пояса, а другим опирающегося на домкрат. Если подвеску надо было укоротить, то увеличивая высоту домкрата, перемещали балку жесткости вверх, освобождали опорные клинья $k_1 k_2$, которые и подбивались на нужную высоту. При необходимости увеличить длину подвески, клинья по разгрузке домократом спускали на требуемую величину, после чего на них опускалась поперечная балка. По урегулировании длины подвесок были подтянуты гайки болтов во всех соединениях и подбиты клинья в опорных частях, в подвесках просверлены дыры и поставлены заклепки как здесь, так и в узлах на раскосах.



Фиг. 437. Регулирование длины подвесок.

После этого лето ушло на дополнительные работы: устройство освещения на мосту, окраску, устройство въездов и пр. В сентябре произведены испытания моста.

Испытания сплошной нагрузкой (песком) 4,26 *т/м*, вместо расчетной 3,6 *т/м* дали прогиб середины моста: упругий 57 и 49 *мм* (по расчету получается 48 *мм*) и остаточный 27 и 25 *мм*, что при длине цепи в 200 *м* признано результатом вполне удовлетворительным. Изменение температуры на 1° дало колебание середины 4,3 *мм*, что близко к расчетной величине (4,6 *мм*).

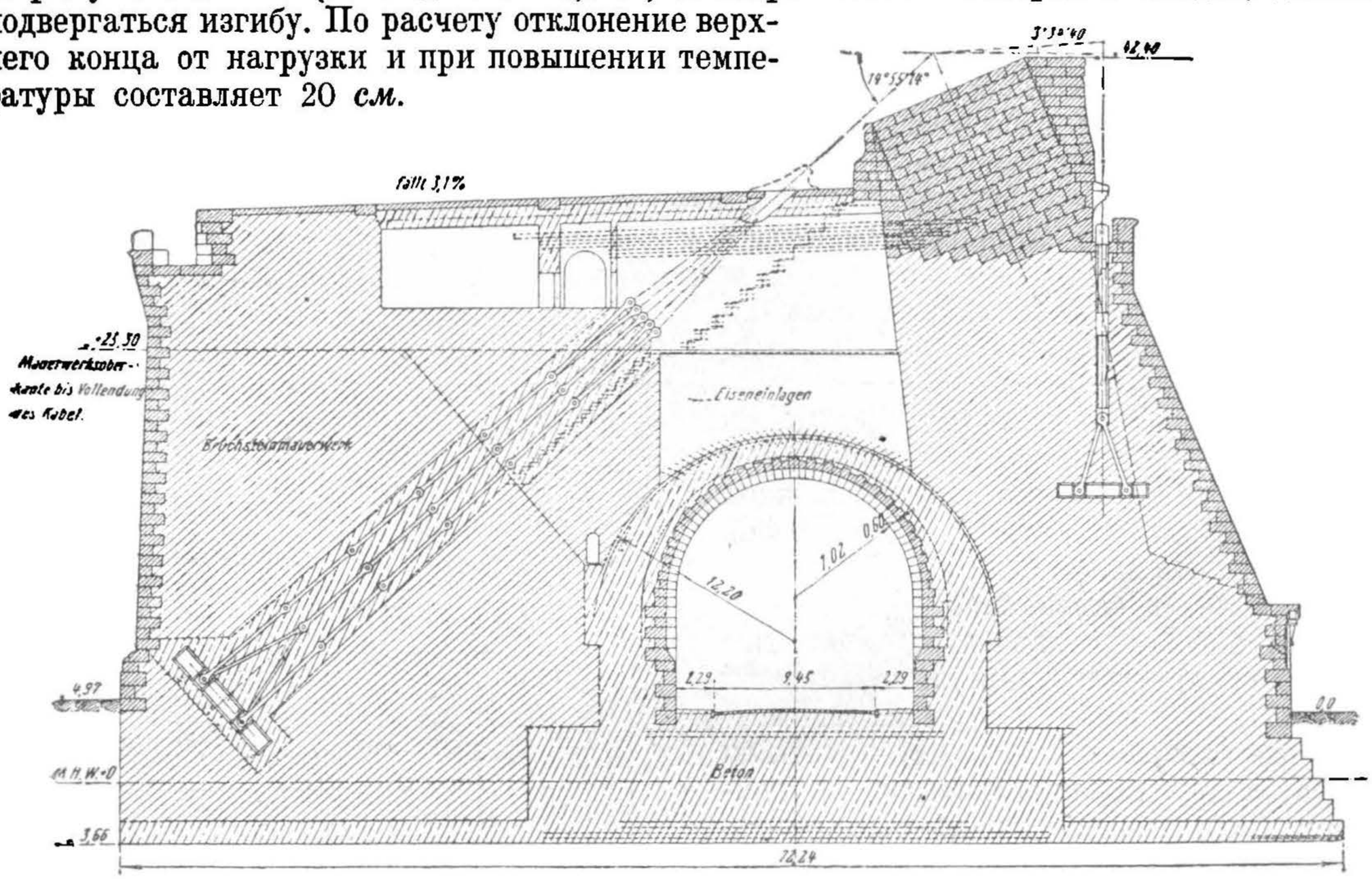
62. Сооружение Мангатанского моста в Нью-Йорке. — Основные данные об этом сооружении приведены в историческом очерке (стр. 250). Мост этот строился 10 лет, — срок слишком большой для современной техники. Это объясняется тем, что вокруг сооружения стоимостью свыше 50 миллионов рублей происходила ожесточенная борьба, доходившая до того, что уже во время постройки два раза менялся проект в зависимости от того, кто становился мэром Нью-Йорка.

В данном случае нас интересует сооружение этого моста главным образом в отношении способа производства работ по сборке кабелей.

Мост имеет 4 кабеля с четырьмя балками жесткости, разрезанными на быках (всего три пролета). Балки жесткости имеют параллельные пояса, при высоте 7,32 *м*, и треугольную решетку с панелью 5,2 *м*.

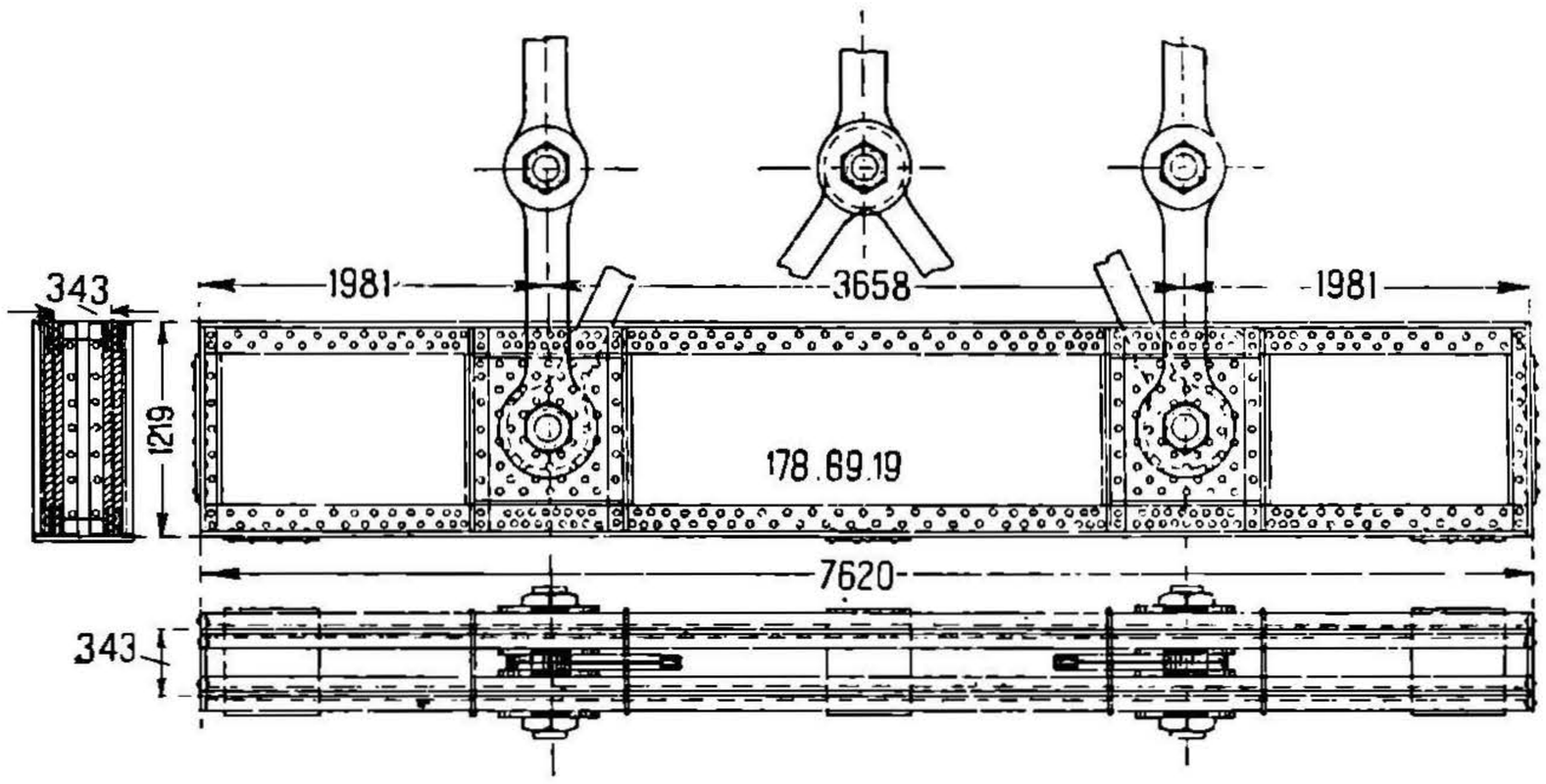
НБ УДУНТ (ДИТ)

Кабель имеет диаметр 53 *см* и заделан в устоях при помощи звеньев с проушинами; на пилоне кабель поддерживается подушкой, неподвижно закрепленной (болтами) на его вершине, так что железный пилон, имеющий высоту 86 *м* и среднюю ширину около 5 *м* (по подошве 10,0 *м*) и закрепленный анкером в кладке, должен подвергаться изгибу. По расчету отклонение верхнего конца от нагрузки и при повышении температуры составляет 20 *см*.



Фиг. 438. Продольный разрез устоя.

Основания быков заложены в деревянных кессонах, опущенных на глубину 29 *м* ниже ординара и установленных один — в конгломерате, другой — в песке. До скалы надо было пройти еще 10 *м*, но это сопряжено было с очень трудной работой в кессоне под большим давлением.



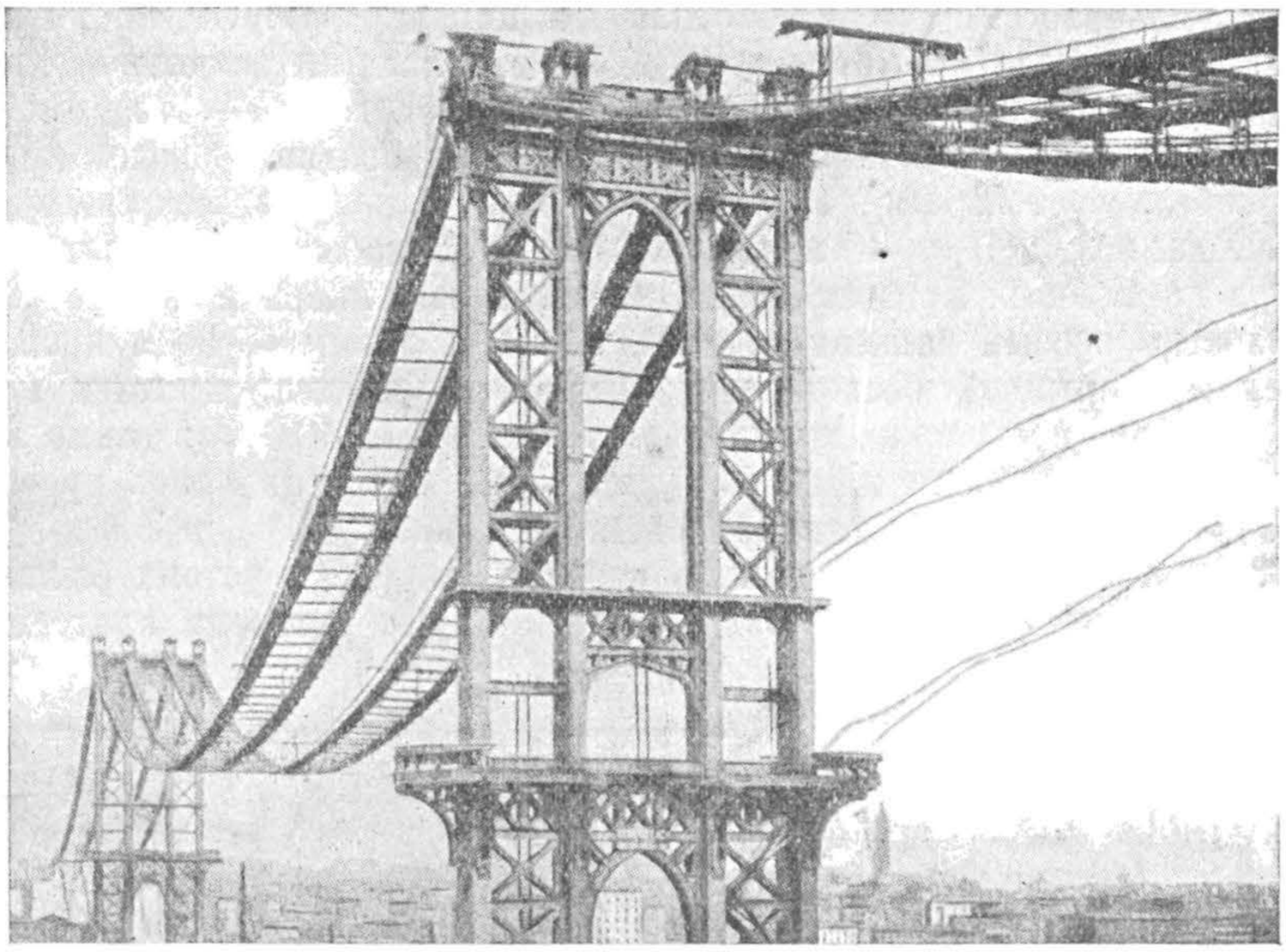
Фиг. 439. Анкерные балки.

Металлическая часть опоры (пилон), состоящая из четырех стоек, весит 5 700 *т* и начинается на высоте 7 *м* над ординаром. Ее давление передается на кладку четырьмя подушками общей площадью 258 $м^2$.

Устой представляет собою (фиг. 438) массив длиною 72 *м*, шириною 75 *м* и высотою около 34 м; поперек устоя в канале, перекрытом сводом, пропущена улица шириною 14,0 *м*; в верхней части устоя устроены продольные камеры для уменьшения кладки. В общем массив распадается на две части: переднюю, принимающую давление цепи в ее переломе, и заднюю, принимающую натяжение конца цепи. На каж-

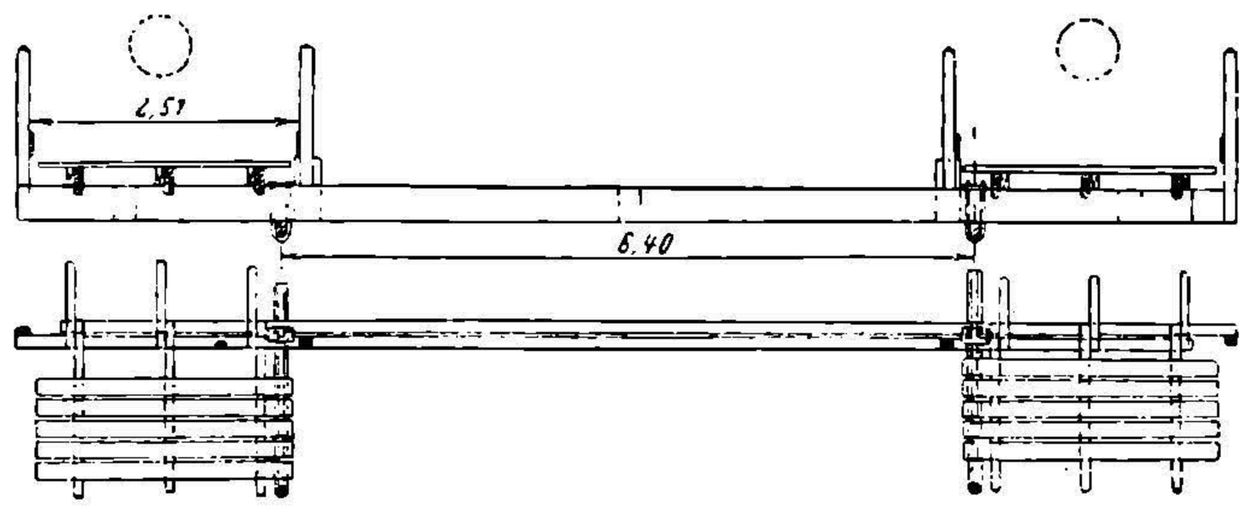
ГБ УДУНТ (ДИТ)

дый устой ушло 32 000 *м*³ бетона, 45 000 *м*³ бутовой кладки и 11 000 *м*³ гранита. Бутовая кладка, с целью придать массиву большую связность и устранить горизонтальные швы (для обеспечения против сдвига), сделана из неправильных крупных камней, размером в среднем около 0,5 *м*, с толщиною швов между ними не меньше 15 *см*, заполненных бетоном. Облицовка — из гранитных камней весом, в среднем,



Фиг. 440. Рабочие мостики для прядения кабелей.

около 3 *т*; отдельные камни весили до 8 *т*. Давление на грунт, если считать массив как целое, доходит до 7,2 *кг/см*², а если переднюю и заднюю части считать отдельно, то в передней давления доходят до 7,7, в задней—от 2,6 до 9,2 *кг/см*². Мангатанский устой расположен на песке, на свайном основании; сваи забиты вертикально. Бруклинский устой — на слое валунов, гравия и песка, тоже усиленном забитыми с трудом деревянными сваями. Первый устой дал горизонтальное перемещение до 32 *мм*, вертикальное — до 46 *мм*; второй — соответственно 10 и 51 *мм*.



Фиг. 441. Схема поперечного разреза и план мостиков для прядения кабеля.

На фиг. 438 показана общая картина заделки конца кабеля. По вступлении кабеля в камеру устоя, 37 его прядей распускаются снопом и примыкают каждая к наконечнику из плоских звеньев, которыми натяжение передается анкерной клепаной балке. Всего таких балок девять. Канал заделки *забетонирован*. На фиг. 439 изображена анкерная балка. Натяжение 5 прядей при помощи трех цепных линий передается на балку через 2 болта диаметром 200 *мм*.

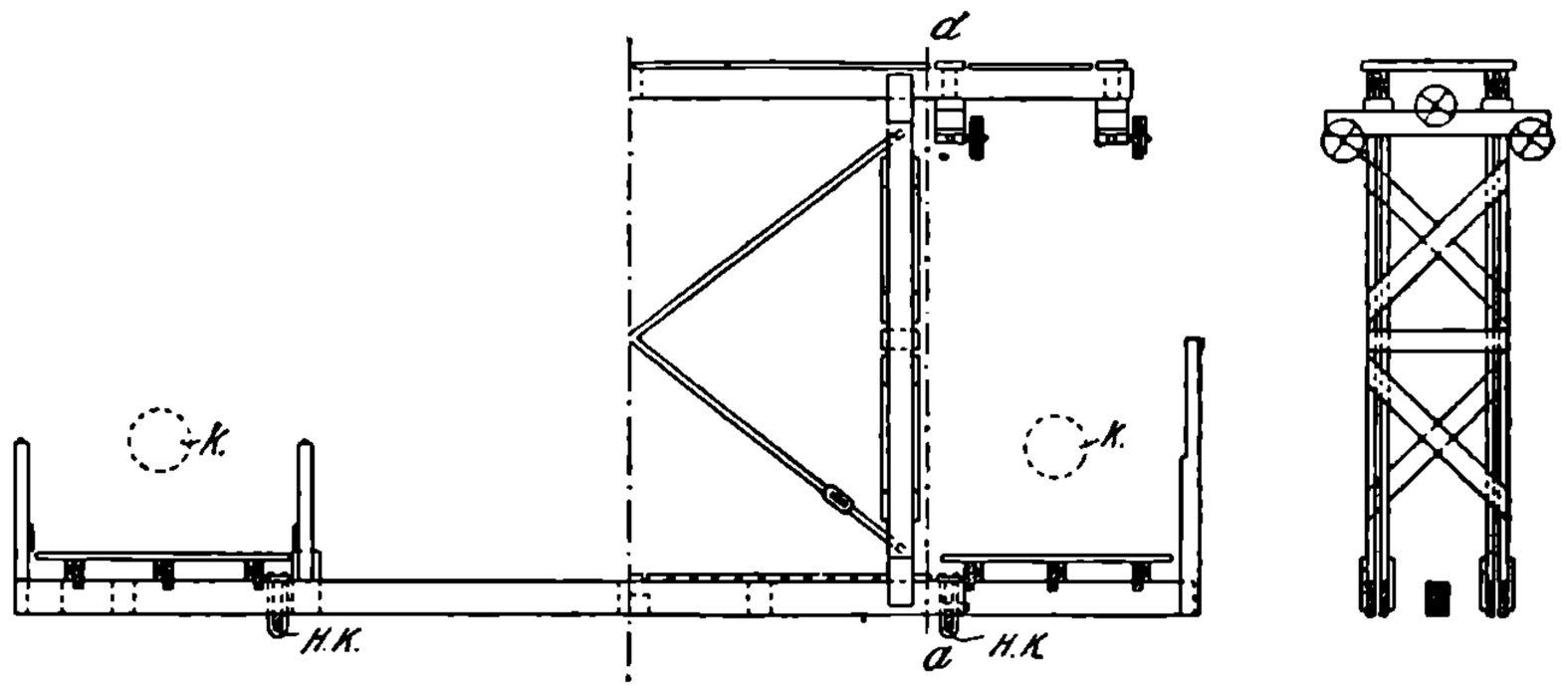
Кроме того, в устое заделана анкером опора для конца балки жесткости и шарнирная опора для ветровых связей, принимающая горизонтальное давление связей. Наконец, в нем заделаны были и четыре вспомогательных кабеля, протянутых параллельно проектным кабелям для производства работ по изготовлению (прядению) последних.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

Для прядения четырех главных кабелей, на упомянутых четырех вспомогательных кабелях был устроен рабочий мостик в виде четырех полос, попарно связанных друг с другом (фиг. 440). На фиг. 441 представлена конструкция мостика. Каждый вспомогательный кабель составлен из 4 прядей в 19 проволок, общий диаметр кабеля 44 *мм*. Расстояние между парой таких кабелей 6,4 *м*; при помощи хомутов к ним прикрепляются поперечины, на выступающих концах которых положено было по три линии прогонов для поддержания досок настила толщиною 2 *см*. От настила до главного кабеля оставался просвет в 75 *см*. На всем протяжении вспомогательного мостика были установлены деревянные П-образные опоры (фиг. 442—443) для поддержания особого каната, при помощи которого производилась проводка проволок главного кабеля.

Каждый кабель состоит из 9 472 параллельных гальванизированных проволок диаметром 5 *мм*, длиною 980 *м*. Каждая из 37 прядей кабеля заключает в себе 256 таких проволок; на концах, примыкающих к стержням анкерной заделки, каждая прядь петлей надета на особый башмак (фиг. 447—448); таким образом проволока, огибая башмак, идет непрерывной бесконечной линией, перекрывая пролеты моста 256 раз. На заводе цельная проволока вытягивалась длиною в 910 *м*; такие куски сращивались при помощи нарезки и муфты (фиг. 444), и составлялась проволока длиною 25 *км* (3,6 *т* весом), которая навивалась на барабан.

Для производства работ по прядению кабелей, на обоих устоях были оборудованы следующие установки (фиг. 445—446). На участке *a* устроена кладовая для прово-



Фиг. 442—443. Опоры для поддержания канатов, помощью которых поддерживался кабель при прядении.

локи, будка для телефона и конторка. На участке *b* расположен кран для подачи материалов на устой. Против каждого кабеля поставлен станок с горизонтальным колесом, которое огибает бесконечный канат *e*, идущий двумя ветвями от одного устоя на другой и приводимый в движение двигателем, установленным в *d* на Бруклинском устое. Этот канат поддерживается роликами, показанными на деревянных опорах (фиг. 442—443). Затем на каждом устое, против каждого из четырех кабелей, устанавливаются по два станка *c*, вмещающих по четыре катушки проволоки. На фиг. 445—446 показан еще вспомогательный кабель *f* для подмостей и ось пролетного кабеля *g*.

Мы сказали, что проволока с барабанов разматывается и обводится вокруг анкерных башмаков (фиг. 447). На этом чертеже показаны концы двух анкерных звеньев *a*, между которыми при помощи болта будет укреплен башмак в вертикальном положении a пока идет прядение пряди, башмак находится в горизонтальном положении *b*, как показано здесь на чертеже, и надет на выступ коленчатого рычага, заложенного между анкерными звеньями. Башмак упирается при натяжении проволоки в выступ рычага посредством нескольких прокладных листиков *c*, которыми можно регулировать длину пряди, подвигая башмак вперед или назад, посредством уменьшения или увеличения числа прокладных листиков.

Проволоки пряди укладываются не сразу на место их службы, а сперва сбоку, на желобчатых каточках, видных наверху переднего массива, фиг. 445 (четыре кружочка); против них устанавливаются и вышеописанные башмаки.

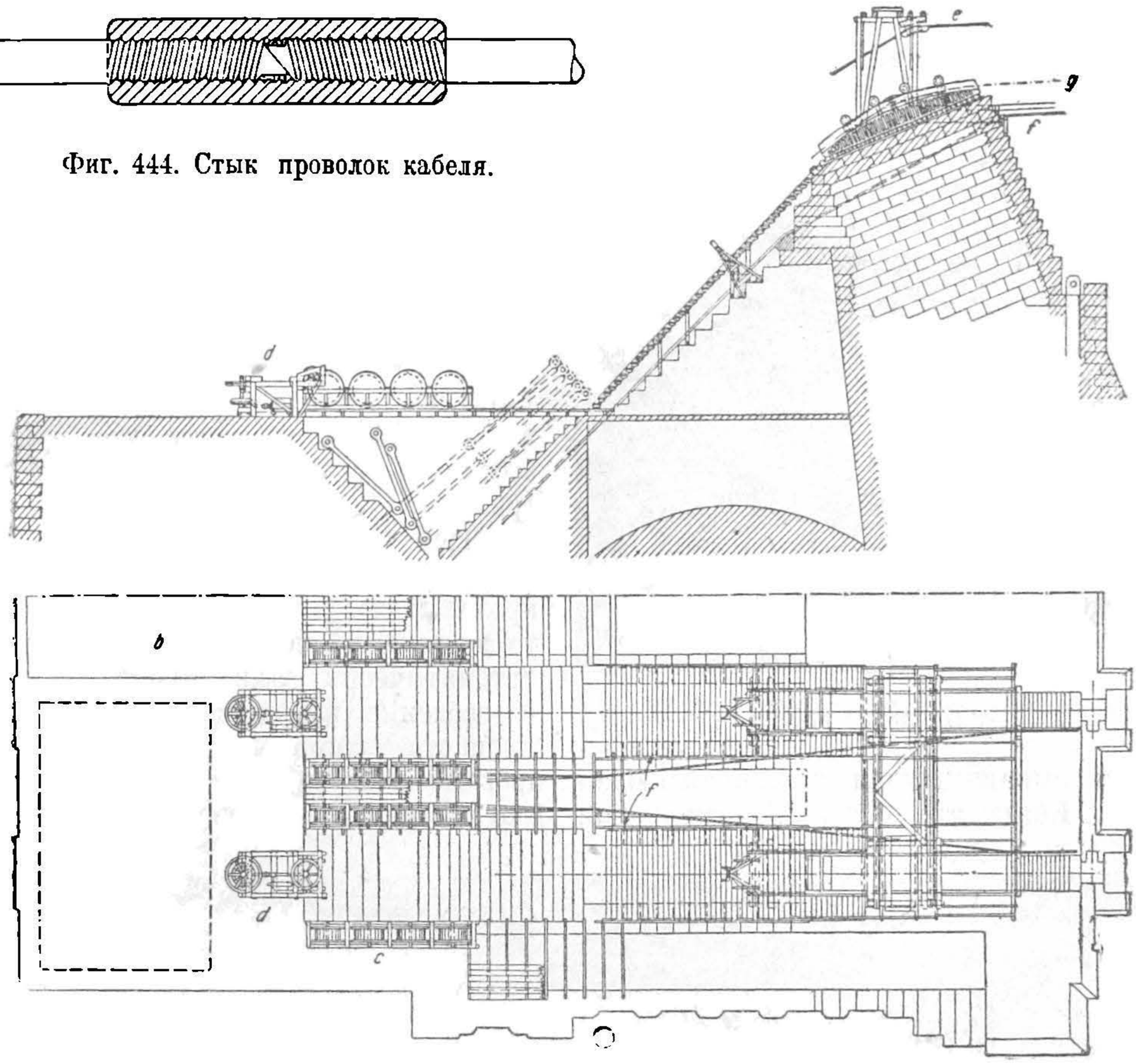
Прежде чем приступить к разматыванию проволоки, проводят одну направляющую проволоку между башмаками обоих устоев и тщательно регулируют ее

НБ УДУНТ (ДИТ)

длину и положение в пролетах. По этой проволоке будут укладываться уже быстро и без регулировки следующие проволоки. Это делается так.

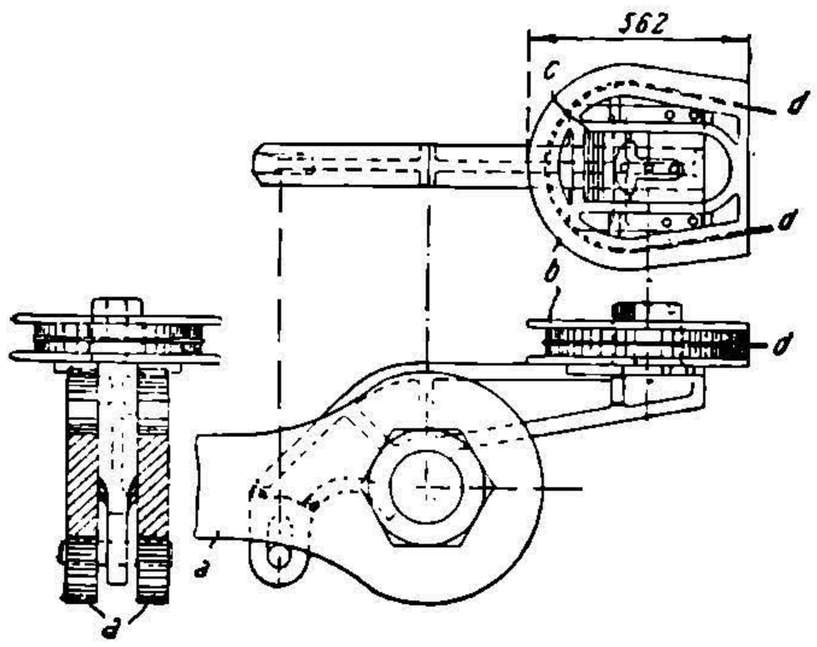
Конец проволоки с барабана *A* (фиг. 448) обводится вокруг колеса *a*, башмака *S* и укрепляется временно к особым козлам, устроенным между анкерами и вершиной

Фиг. 444. Стык проволок кабеля.

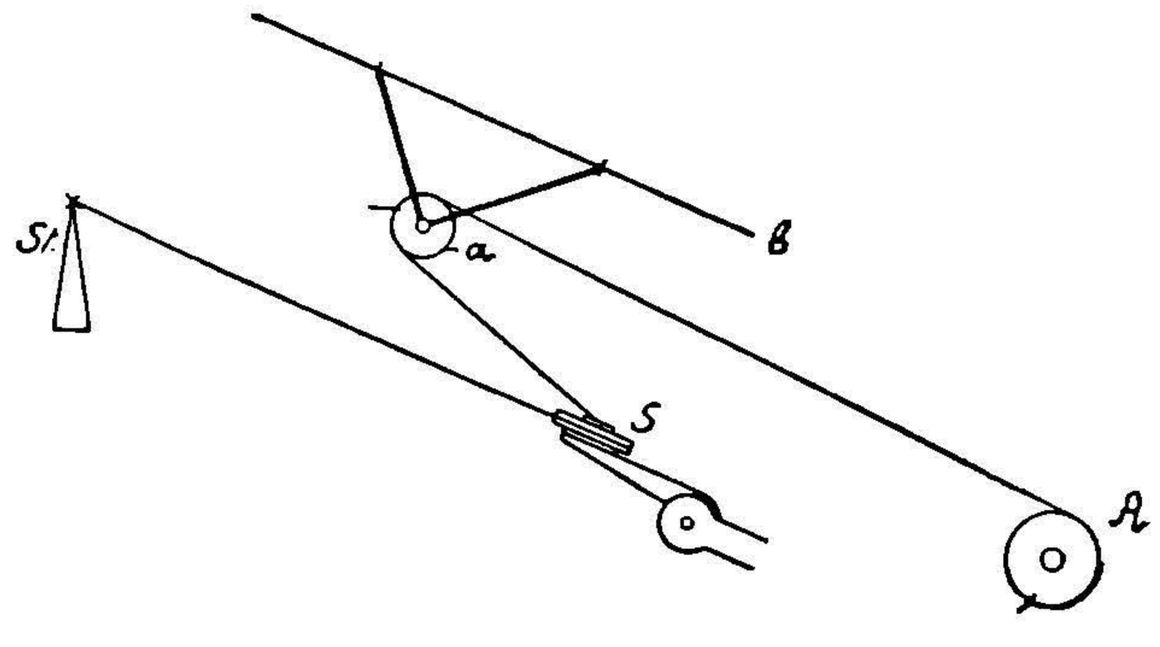


Фиг. 445—446. Устройства для прядения кабелей на устоях. Разрез и план.

переднего массива устоя (фиг. 445) на уступах. Колесо *a* укреплено на длинных тяжах (чтобы оно находилось в вертикальном положении) к бесконечному движущемуся канату *b* (на фиг. 445 обозначен буквой *e*). Таких колес на движущемся канате



Фиг. 447. Анкерный башмак.

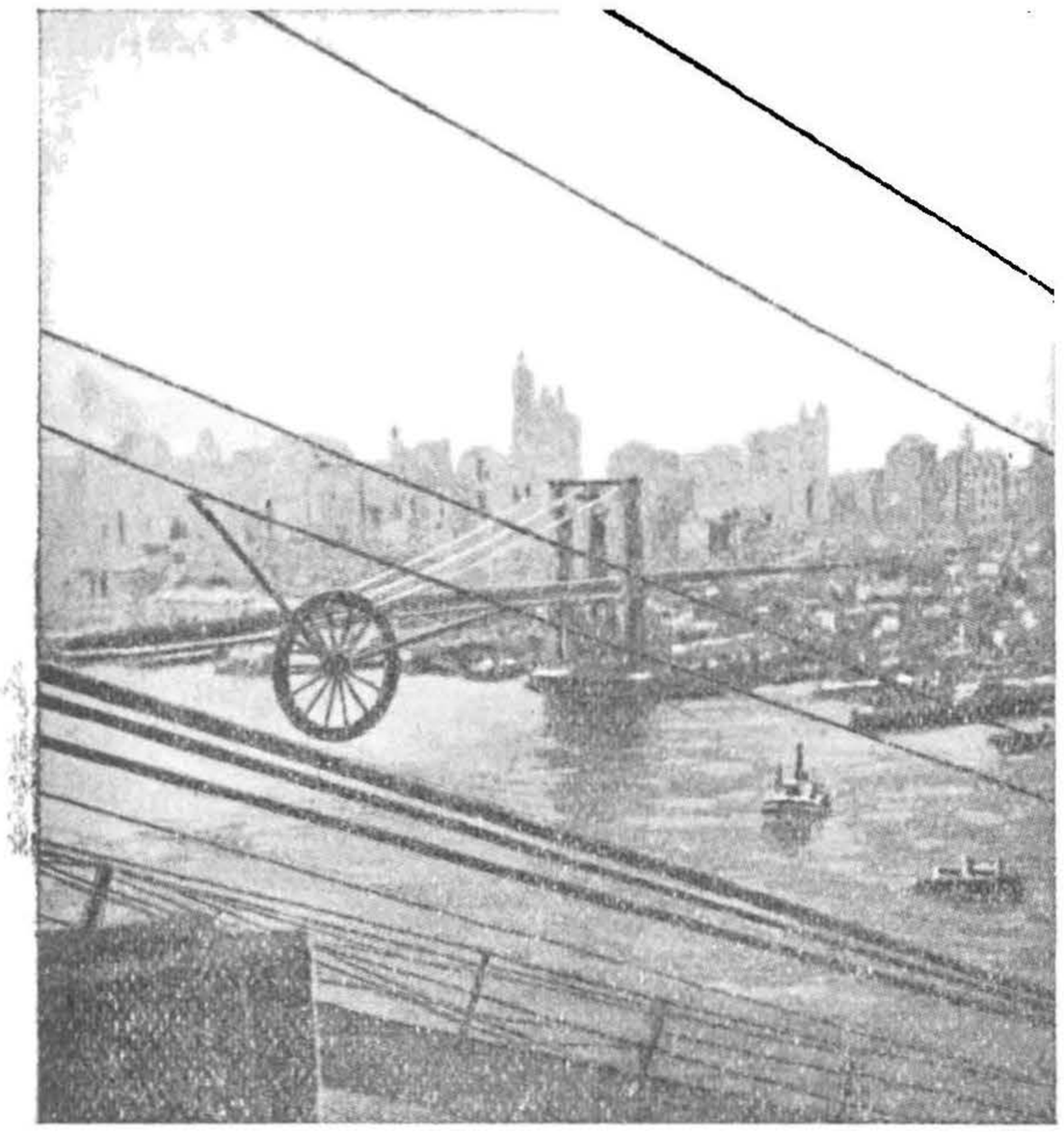


Фиг. 448. Схема прядения кабеля.

два, по одному на правой и на левой ветвях, одно у одного устоя, другое у другого. Когда проволока, таким образом, захвачена колесом *a*, движущийся канат приводят в движение, колесо *a* тянет через реку (фиг. 449) сразу две линии проволоки, которая сматывается с барабана, приводимого в движение электромотором.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

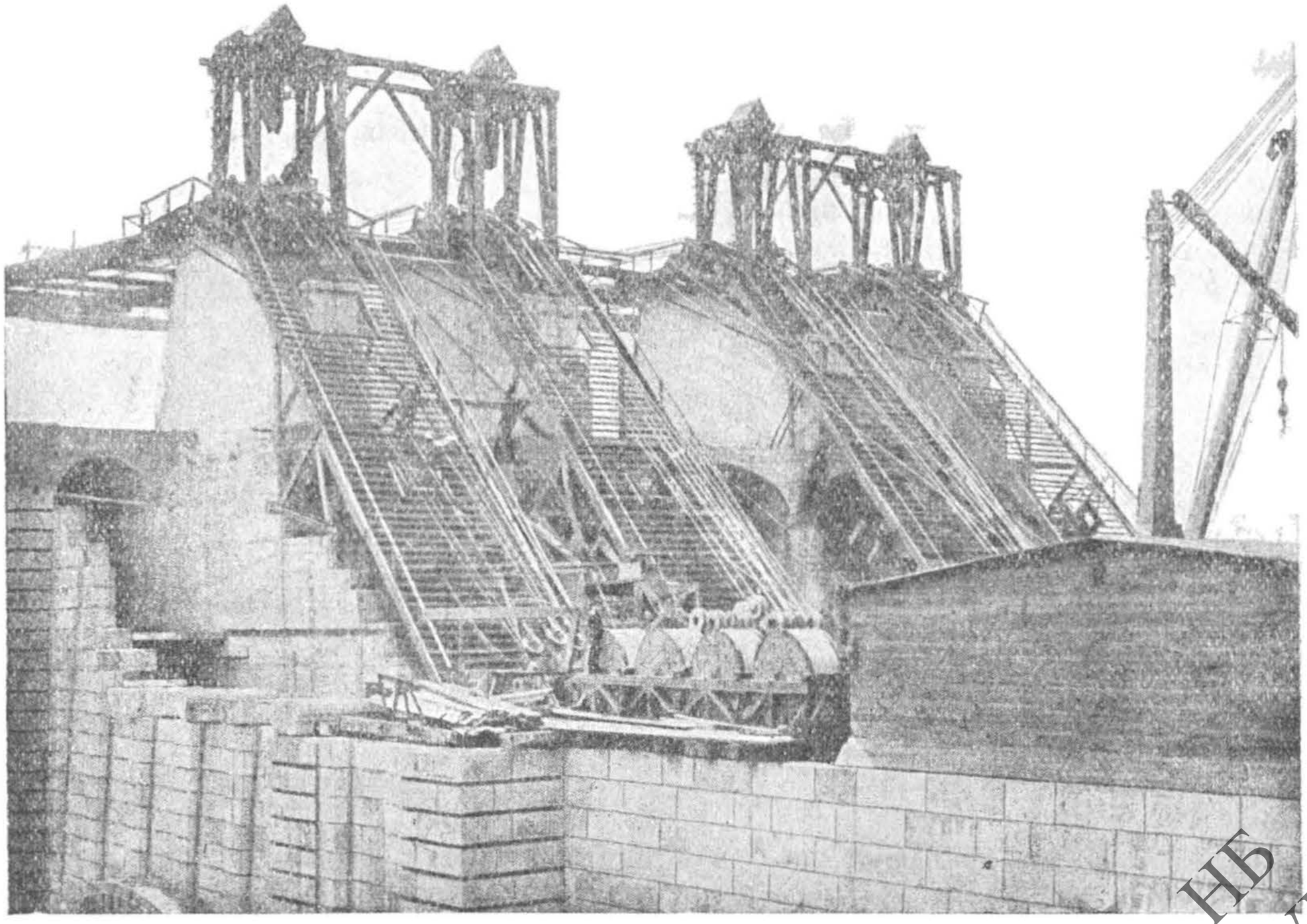
Когда колесо *а* добежит до другого устоя, движущийся канат останавливают, проволоку петлей снимают с колеса и надевают на башмак того (второго) устоя, а на этом (первом) устое то же самое делают с проволокой, принесенной другим колесом. Теперь за колесо переводят проволоку с другого барабана, и движущемуся канату дают обратный ход. Колесо *а* вернется к своему устою, принеся с другого берега еще две проволоки; канат останавливают, проволоку снимают и надевают на башмак. Для нового хода колеса *а* теперь надевают на него проволоку с первого барабана, обведя ее и около башмака, и пускают подвижной канат вперед, и т. д.



Фиг. 449. Прядение кабеля.

Расстояние от устоя до устоя, около 1 400 *м*, колесо *а* пробегает в 7 минут, т. е. по 200 *м* в минуту, что, примерно, составляет скорость движения городского трамвая.

При прокладке проволоки, когда колесо *а*, идя от устоя, прошло боковой пролет моста и перевалило за пилон, — уложенную на первом пролете проволоку автоматически захватывает особое приспособление, находящееся на конце полиспаста, которым проволока подтягивается и выравнивается с направляющей проволокой, с которой они соединяются зажимом. Когда эта операция закончена, дают сигнал на вторую опору, к которой



Фиг. 450. Вид на устой при прядении кабелей.

НБ УДУНТ (ДИТ)

тем временем подходит колесо *а* с проволоками; по проходе второй опоры, и здесь таким же путем поданная проволока выравнивается с направляющей на протяжении среднего пролета.

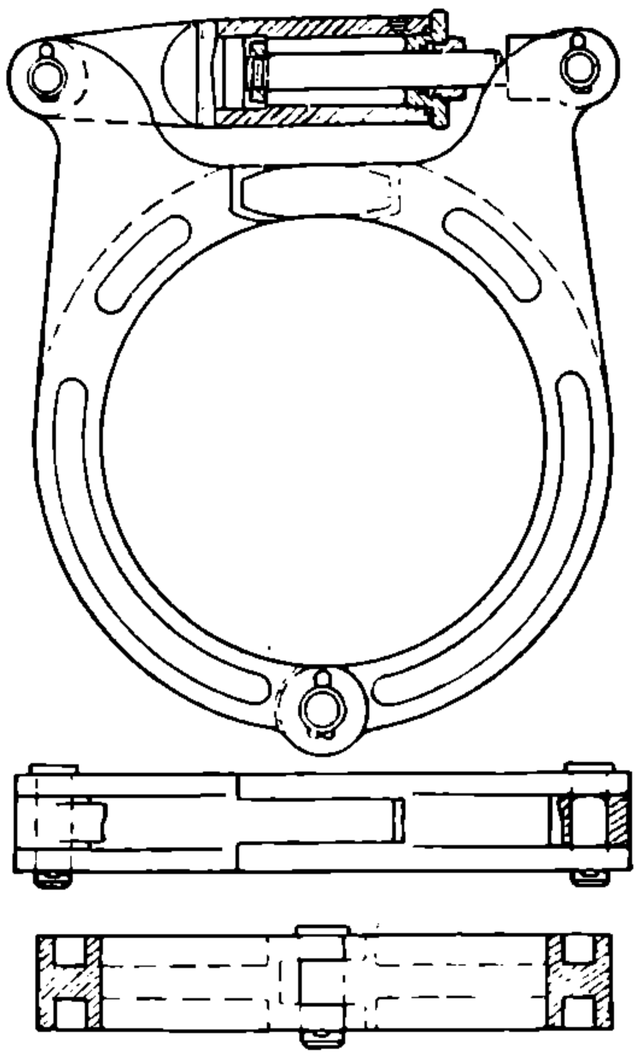
При проводке проволок приходится следить за тем, чтобы они не перекрещивались, а занимали строго параллельное друг другу положение.

Таким образом работает одновременно 8 колес *а*, которыми проводится 16 проволок для одновременного изготовления 8 прядей, по две на каждый кабель. Фиг. 450 изображает вид на устой во время этой работы.

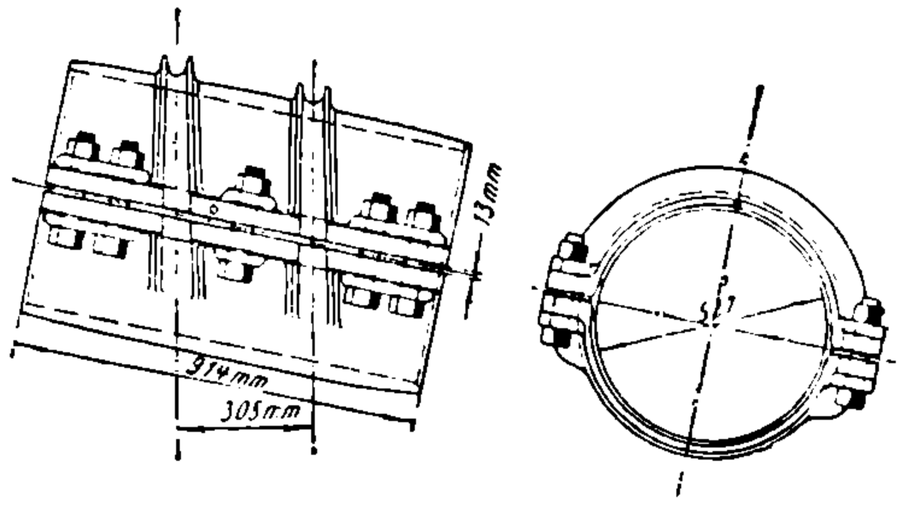
Когда укладка проволоки для целой пряди закончена (256 штук), то начало и конец проволоки снабжаются нарезкой и соединяются муфтой (фиг. 444). Такое соединение дает 95% сопротивления целой проволоки. Затем прядь сжимается щипцами с длинными ручками и обматывается тремя или четырьмя витками гальванизированной проволоки. Такие связки ставятся через каждые 3 *м* по длине пряди, а у анкерного закрепления через 0,9 *м*, так как здесь эти связки останутся навсегда.

После этого, при помощи гидравлического домкрата, сдвигают анкерный башмак назад на несколько сантиметров, снимают его с рычага и этот последний удаляют. Затем, при помощи легкого полиспаста, поворачивают башмак на 90° в вертикальное положение, действуя домкратом, устанавливают его между анкерными звеньями и надевают на болт длиною 200 *мм* и диаметром 178 *мм*, по оси которого просверлен канал 76 *мм* диаметром.

Концы 37 прядей кабеля располагаются в 4 ряда, каждый ряд объединен одним болтом, пропущенным в осевые каналы соединительных болтов.



Фиг. 451. Кольцевой пресс для обжима кабелей.



Фиг. 452—453. Стальные муфты для подвесок.

По установке башмаков на место службы, прядь снимается с каточков на переломах ее очертания (на устоях и на пилонах) и укладывается в жолоб стальной опоры, после чего положение пряди в пролетах снова проверяется, и, если надо, длина пряди регулируется уменьшением или увеличением числа прокладок в башмаке, для чего башмак освобождается домкратом и вынимается из просвета между анкерными звеньями.

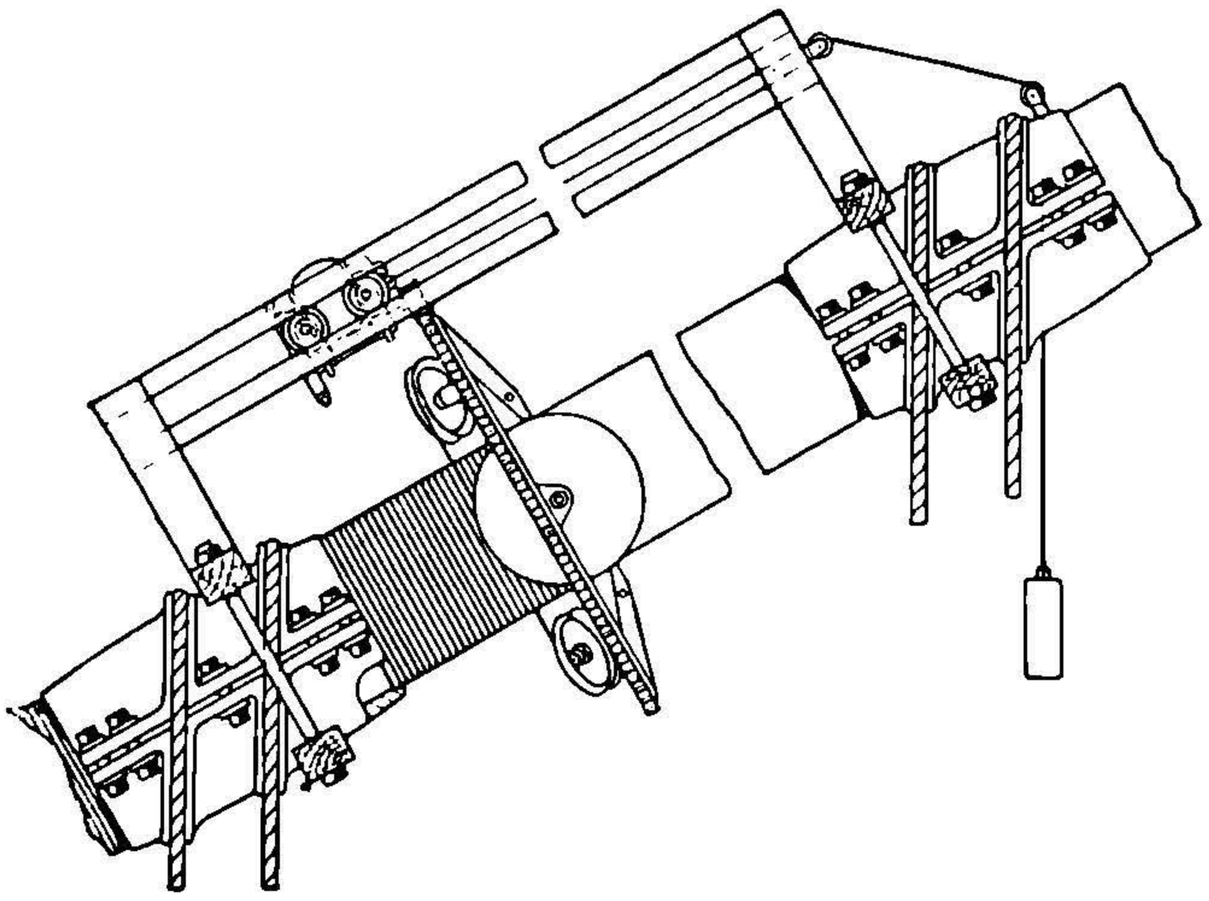
Затем устанавливают длительное наблюдение за положением пряди и формой ее в зависимости от колебаний температуры. Наблюдения и измерения надо производить до восхода солнца или в пасмурные дни, чтобы устранить влияние одностороннего нагревания прядей солнечными лучами.

Когда уложены нижние пряди и семь центральных, образующих ядро в сечении, то эти семь прядей отделяются от остальных проклинкой, охватываются прессом, приводятся в цилиндрическую форму и через каждый метр стягиваются проволокой в один виток. Когда будут изготовлены все пряди, обвязки удаляются, и промежутки заполняются нефтяным маслом.

Объединение всех прядей в один кабель производится при помощи особого кольцевого гидравлического пресса (фиг. 451), развивающего давление до 20 *т*, или 375 атмосфер. При наложении пресса делаются через каждые 0,6 *м* обмотки проволокой к 12 витков. Вслед за этим прикрепляются на кабеле стальные муфты (фиг. 452—453) в которым на вертикальных кабелях (подвесках) подвешивается проезжая часть моста.

НТБ УДУНТ (ДИТ)

В промежутке между муфтами кабель окончательно плотно обматывается гальванизированной проволокой толщиною 3,8 *мм*, при чем снимается предварительная обмотка, а поверхность кабеля очищается от нефтяного масла и покрывается возможно более толстым слоем сурика.



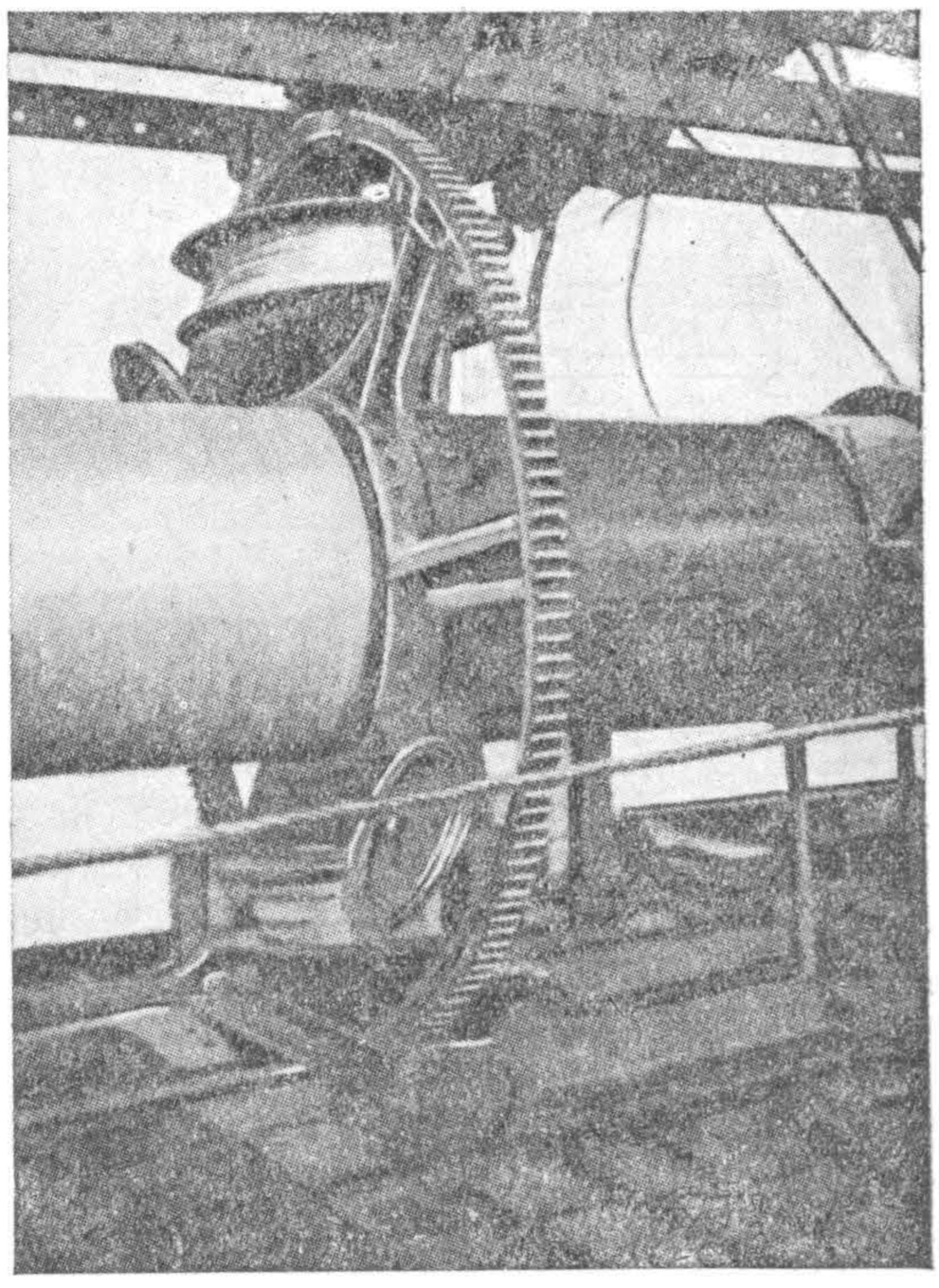
Фиг. 454. Обмотка кабеля. Схема.

Обмотка производилась при помощи электрической машины (фиг. 454—445), которая весит 450 *кг* и обслуживается шестью рабочими. Главную часть машины составляет колесо диаметром 1,5 *м*, которое охватывает кабель и вращается на нем, скользя по его поверхности бронзовыми накладками. В колесо вставлены две катушки с проволокой для обмотки. Проволока сматывается с натяжением от 70 до 90 *кг*, которое создается особой пружиной. Промежуток между муфтами, длиною 5,5 — 6,0 *м*, обматывался в 58 минут. На обмотку одной панели уходило 2 200 *м* проволоки, которая составлялась из кусков длиною 820 *м* посредством спаивания.

Мы уже упоминали, что этот способ был предложен во Франции, инженером Вика́ в 1834 г., и применен при постройке некоторых мостов больших пролетов: La Roche-Bernard (1836), St-Christophe (1847). В Америке этим путем составлены кабели всех больших кабельных мостов: Ниагарского (1855), через Огио (1867) и затем всех четырех висячих мостов в Нью-Йорке. С течением времени в производство этих работ введены значительные усовершенствования, которые сказались, между прочим, на количестве времени, затраченном на одинаковые работы.

Первая проволока для кабелей Мангатанского моста была протянута 10 августа 1908 г., последняя из 37 888 проволок поставлена 10 декабря, т. е. на прядение затрачено 4 месяца. На изготовление вспомогательного мостика и приготовления ушло 2 месяца.

При постройке Вильямсбургского моста (1903) на прядение кабелей (по весу на 10% меньше) ушло 7 месяцев, а при постройке Бруклинского моста (1883) на прядение затрачен был 21 месяц и на устройство вспомогательного мостика пошло 7 месяцев. Отсюда видно, как сильно увеличилась за 30 лет производительность этого рода работ.



Фиг. 455. Обмотка кабеля.

В день укладывалось на Бруклинском мосту 120 проволок, на Вильямсбургском — 400, на Мангатанском — 800.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ПРИЛОЖЕНИЕ[1]

ЛИНИЯ ВЛИЯНИЯ ДЛЯ ЦЕПИ С БАЛКОЙ ЖЕСТКОСТИ.[1]

Ордината в точке m линии влияния для распора выражается формулой (99) (см. стр. 368)

$$\eta_H = \delta_{mh} \cdot \frac{1}{\delta_{hh}}$$

Величина δ_{hh} может быть получена одним из обычных способов.

δ_{mh} — есть прогиб балки жесткости в точке m под влиянием парной силы $H = 1$ в разрезе (в вершине) цепи.

Если цепь очерчена по параболе, эта сила вызовет в подвесках усилия, действие которых на балку может быть заменено направленной вверх равномерно распределенной нагрузкой p:

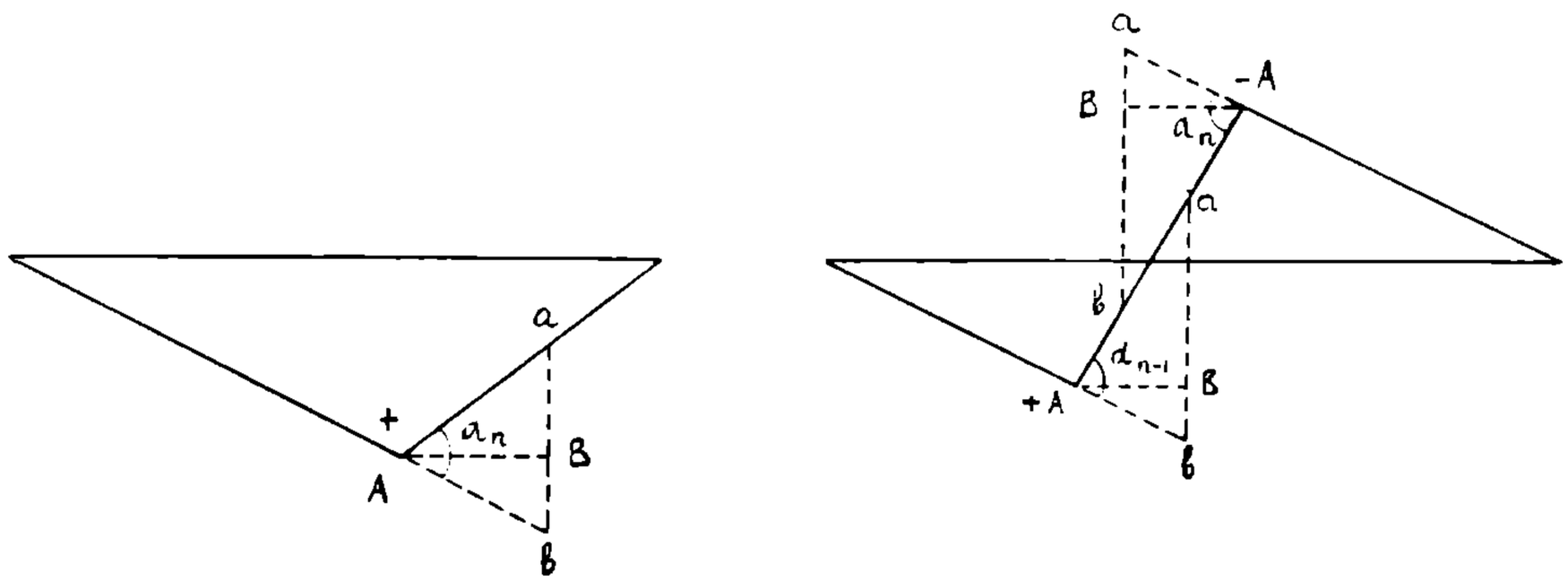
$$p = \frac{8f \cdot H}{l^2}$$

при $H = 1$,

$$p = \frac{8f \cdot 1}{l^2},$$

и определение величин δ_{mh} сводится к определению прогиба балки под равномерно распределенной нагрузкой p.

Допустим, что под влиянием этой нагрузки деформируется только один элемент фермы. Линия прогиба пояса, по которому происходит езда, будет иметь как раз



Фиг. а.

то же очертание, что линия влияния для усилия в этом элементе, и может быть вполне охарактеризована величиной угла (или углов) перелома. Если величины этих углов перелома будем измерять, как отношение $\frac{ab}{AB}$ (фиг. а), и величины эти примем за нагрузки, построенная для этих нагрузок эпюра моментов и будет линией прогиба фермы.

---

[1] Пользуемся возможностью — с любезного согласия В. К. Качурина — дать здесь его неопубликованную еще статью, предлагающую весьма простые и экономные по времени приемы нахождения линий влияния распора и прогибов для цепи с балкой жесткости.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Знак фиктивного груза зависит от того, вверх или вниз ломается линия прогиба при деформации данного элемента. Условимся знаки принимать, как показано на фиг. a.

Величины фиктивных грузов будем обозначать $\varphi(\alpha_n)$, где n — номер узла, считая левый опорный за нулевой. Выражение величин $\varphi(\alpha_n)$ для фермы с параллельными поясами имеет следующий вид:

a) При деформации одного из элементов пояса (верхнего или нижнего)

$$\varphi(\alpha_n) = -p\frac{n(k-n)c^3}{2E\omega_n h^2} \tag{1}$$

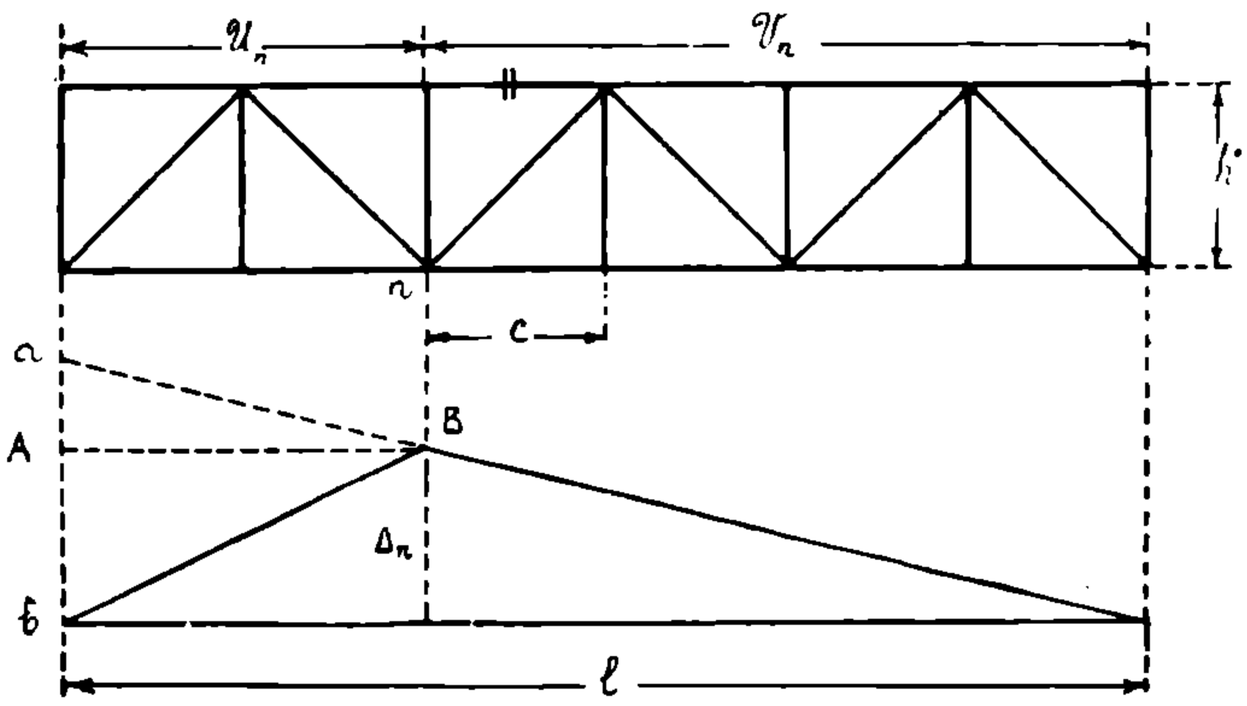
Здесь: k — число панелей в пролете; c — длина панели; ω_n — площадь сечения элемента; h — теоретическая высота фермы; E — модуль упругости материала.

Формула (1) может быть получена на основании следующих соображений (см. фиг. b).

Ордината линии прогиба в точке n при деформации элемента, перечеркнутого двумя черточками, может быть выражена так:

$$\Delta_n = \frac{S_n S_0 c}{E\omega_n}.$$

Здесь S_n — усилие в элементе от сосредоточенного груза $P=1$ в точке n; S_0 — усилие от равномерно распределенной нагрузки p (направленной вверх). Но



Фиг. b.

$$S_n = \frac{1\cdot u_n\cdot v_n}{l\cdot h} \quad \text{и} \quad S_0 = \frac{u_n v_n}{2h}p;$$

тогда

$$\Delta_n = p\frac{u_n^2 v_n^2 c}{2lh^2 E\omega_n}$$

$$ab = \Delta_n\frac{l}{v_n} = p\frac{u_n^2 v_n c}{2h^2 E\omega_n};$$

$$\varphi(\alpha_n) = -\frac{ab}{AB} = -p\frac{u_n v_n c}{2h^2 E\omega_n}.$$

Заменяя u_n и v_n соответственно через $n\cdot c$ и $(k-n)\cdot c$, получим:

$$\varphi(\alpha_n) = -p\frac{n(k-n)c^3}{2h^2 E\omega_n}.$$

b) Совершенно аналогичным способом могут быть выведены выражения для фиктивных грузов при деформации раскоса в панели $(n-1)-n$ (восходящего или нисходящего):

$$\varphi(\alpha_{n-1}) = +\frac{pd^3}{2E\omega_n h^2}\cdot(k+1-2n), \tag{2}$$

$$\varphi(\alpha_n) = -\frac{pd^3}{2E\omega_n h^2}(k+1-2n). \tag{3}$$

Здесь d — длина раскоса.

В таблице 1 (см. стр. 483) произведен подсчет ординат линии влияния для распора висячего моста, приведенного в качестве примера в § 10 $n°$ 36 (стр. 373, фиг. 346).

Для данного случая

$$p = \frac{8\cdot f\cdot 1}{l^2} = \frac{8\cdot 10{,}2\cdot 1}{102^2} = 0{,}0078431 \ т/м;$$

$$\delta_{hh} = \frac{40\,205}{E} \ м.$$

Остальные величины см. $n°$ 36.

После подстановки постоянных величин h, c и d получаем:

Из формулы (1) для верхнего пояса:

$$\varphi(\alpha_n) = -0{,}76766p\frac{n(k-n)}{E\omega_n}$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 1. — Линия влияния для распора цепи.

	Элемент	№№ узлов	$\frac{E\varphi(a_n)}{p}$	Элемент	№№ узлов	$\frac{E\varphi(a_n)}{p}$	№№ узлов	$\frac{E\varphi(a_n)}{p}$	$\frac{tg\gamma E}{p} = K$ [2]	$\Delta_n E = KCp$ [3]	$\delta_{mh} \cdot E$	Ординаты линии влияния для распора $\eta_H = \frac{\delta_{mh} E}{\delta_{hh} E}$
		Влияние деформации поясов			Влияние деформации раскосов		Суммарные величины					
Верхний пояс							0	308 104 [1]			0	0
	1— 2 и 2— 3	2	— 3 902	0— 1 и 1— 2	1	— 392	1	— 2 385	308 104	5 135,0	5 135,0	0,1277
	3— 4 и 4— 5	4	— 7 465	1— 2 и 2— 3	2	— 392	2	— 4 294	305 719	5 095,3	10 230,3	0,2545
	5— 6 и 6— 7	6	— 7 994	2— 3 и 3— 4	3	— 392	3	— 6 118	301 425	5 023,7	15 254,0	0,3794
	7— 8 и 8— 9	8	—10 151	3— 4 и 4— 5	4	— 392	4	— 7 857	295 307	4 921,8	20 175,8	0,5018
	9—10 и 10—11	10	—11 307	4— 5 и 5— 6	5	— 392	5	— 7 212	287 451	4 790,6	24 966,6	0,6210
	11—12 и 12—13	12	—12 854	5— 6 и 6— 7	6	+1 049	6	— 6 945	280 239	4 670,6	29 637,2	0,7372
	13—14 и 14—15	14	—14 163	6— 7 и 7— 8	7	— 474	7	— 9 578	273 294	4 554,9	34 192,1	0,8504
	15—16 и 16—17	16	—15 234	7— 8 и 8— 9	8	— 474	8	—10 625	263 716	4 395,2	38 587,3	0,9598
	17—18 и 18—19	18	—18 262	8— 9 и 9—10	9	— 474	9	—10 918	253 091	4 218,2	42 805,5	1,0647
	19—20 и 20—21	20	—18 938	9—10 и 10—11	10	— 474	10	—11 781	242 172	4 036,2	46 841,7	1,1651
	21—22 и 22—23	22	—19 344	10—11 и 11—12	11	— 474	11	—12 584	230 391	3 839,8	50 681,5	1,2606
	23—24	24	— 9 739	11—12 и 12—13	12	+2 727	12	—10 127	217 807	3 630,1	54 311,6	1,3509
	дальше симметрично			12—13 и 13—14	13	— 753	13	—14 291	207 680	3 461,3	57 772,9	1,4370
Нижний пояс	0— 2	1	— 1 993	13—14 и 14—15	14	— 753	14	—14 916	193 389	3 223,1	60 996,0	1,5171
	2— 4	3	— 5 726	14—15 и 15—16	15	— 753	15	—15 481	178 473	2,974,5	63 970,5	1,5911
	4— 6	5	— 6 820	15—16 и 16—17	16	— 753	16	—15 987	162 992	2 716,5	66 687,0	1,6587
	6— 8	7	— 9 104	16—17 и 17—18	17	— 753	17	—18 575	147 005	2 450,1	69 137,1	1,7220
	8—10	9	—10 444	17—18 и 18—19	18	— 753	18	—19 015	128 430	2 140,5	71 277,6	1,7729
	10—12	11	—12 110	18—19 и 19—20	19	— 753	19	—19 386	109 415	1 823,6	73 101,2	1,8182
	12—14	13	—13 538	19—20 и 20—21	20	— 753	20	—19 691	90 029	1 500,5	74 601,7	1,8555
	14—16	15	—14 728	20—21 и 21—22	21	— 753	21	—19 928	70 338	1 172,3	75 774,0	1,8847
	16—18	17	—17 822	21—22 и 22—23	22	— 753	22	—20 097	50 410	840,2	76 614,2	1,9056
	18—20	19	—18 633	22—23 и 23—24	23	— 753	23	—20 193	30 313	505,2	77 119,4	1,9182
	20—22	21	—19 175	23—24	24	— 376	24	—10 115	10 115	168,6	77 288,0	1,9224
	22—24	23	—19 445	дальше симметрично			дальше симметрично					
	дальше симметрично											

[1] $E\varphi(a_0)$ в виду симметрии определяется, как половина суммы всех грузов, лежащих на пролете.
[2] γ — угол наклона участка между узлами к горизонтали. Величины K находятся последовательным вычитанием величин $E\varphi(a_n)$ из $E\varphi(a_0)$.
[3] Δ_n — приращение ординаты прогиба на участке между узлами $\Delta_n = c \cdot tg\gamma$.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Так как элемент нижнего пояса в два раза длиннее, для нижнего:

$$\varphi(\alpha_n) = -1{,}53532p\frac{n(k-n)}{E\omega_n}.$$

Для раскосов по формуле (2):

$$\varphi(\alpha_{n-1}) = +2{,}823p\frac{k+1-2n}{E\omega_n};$$

по формуле (3):

$$\varphi(\alpha_n) = -2{,}823p\frac{k+1-2n}{E\omega_n}.$$

В таблице подсчитываются величины $\frac{E\varphi(\alpha_n)}{p}$, а не $\varphi(\alpha_n)$, ввиду большего удобства манипулирования с этими величинами.

Если бы в дальнейшем не предполагалось считать прогибов фермы жесткости, вся таблица 1 могла бы быть сосчитана на логарифмической линейке. При определении прогиба приходится пользоваться малыми разностями больших величин, поэтому точность линейки не достаточна и таблица 1 вся сосчитана на арифмометре.

Линия влияния для прогиба средины пролета может быть получена как линия прогиба фермы под влиянием груза $P=1\ m$ в средине пролета. Как уже выяснено, такая сила вызывает в цепи распор $H=1{,}9224\ m$.

Этому распору соответствует направленная вверх равномерно распределенная нагрузка

$$p=\frac{1{,}9224\times 10{,}2\times 8}{102^2}=0{,}015077\ \ m/м.$$

Величины $\varphi(\alpha)$ от этой нагрузки могут быть получены непосредственно из 8-го столбца таблицы 1.

Суммируя их с фиктивными грузами от силы $P=1\ m$ тем же способом, что в предыдущем случае, можем получить линию прогиба.

Фиктивные грузы, соответствующие силе P в средине пролета, для фермы с параллельными поясами выражаются так:
для поясов

$$\varphi(\alpha_n) = -P\frac{n}{2}\frac{c^2}{E\omega_n h^2}; \tag{4}$$

для раскосов

$$\varphi(\alpha_{n-1}) = +P\frac{d^3}{2E\omega_n ch^2}, \tag{5}$$

$$\varphi(\alpha_n) = -P\frac{d^3}{2E\omega_n ch^2}. \tag{6}$$

Здесь $n\leqslant\frac{k}{2}$; P — предположено направленным вверх.

Если P направлено вниз, знаки должны быть изменены.

В таблице 2 (см. стр. 485) произведен подсчет ординат линии влияния для прогиба средины пролета. Модуль упругости принят равным $2\times 10^6\ кг/см^2$.

Формула (4) в данном случае принимает вид:

$$\varphi(\alpha_n) = +0{,}36125\frac{n}{E\omega_n}.$$

Формула (5):

$$\varphi(\alpha_{n-1}) = -1{,}3285\frac{1}{E\omega_n};$$

Формула (6):

$$\varphi(\alpha_n) = 1{,}3285\frac{1}{E\omega_n}.$$

Так же, как была найдена линия влияния прогиба средины пролета, может быть получена и линия влияния для прогиба любой другой точки.

НБ УДУНТ (ДИТ)

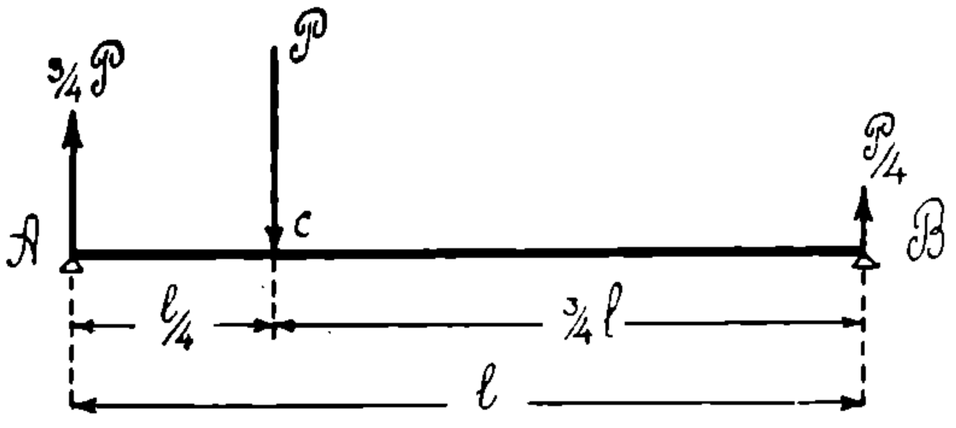
Таблица 2. — Линия влияния для прогиба средины пролета.

№№ узлов	Влияние сосредоточенного груза				От равномерно распределенной нагрузки p=0,015077 т/м $E\varphi(\alpha_n)$	Суммарные величины $E\varphi(\alpha_n)$	$tg\,\gamma E = K$	Приращение ординат линии прогиба на участке между узлами $\Delta\eta = \frac{Kc}{E}$	Ординаты линии влияния $\frac{м.м}{т}$
	Пояса		Раскосы						
	Элемент	$E\varphi(\alpha_n)$	Элемент	$E\varphi(\alpha_n)$					
0						146,27	146,27	0,01554	0
1	0 — 2	19,96	0 — 1 и 1 — 2	0	— 35,96	— 16,00	130,27	0,01384	0,01554
2	1 — 3	39,92	1 — 2 и 2 — 3	0	— 64,74	— 24,82	105,45	0,01120	0,02958
3	2 — 4	59,88	2 — 3 и 3 — 4	0	— 92,24	— 32,36	73,09	0,00776	0,04058
4	3 — 5	79,83	3 — 4 и 4 — 5	0	— 118,45	— 38,62	34,47	0,00366	0,04834
5	4 — 6	74,64	4 — 5 и 5 — 6	0	— 108,74	— 34,10	0,37	0,00004	0,05200
6	5 — 7	89,57	5 — 6 и 6 — 7	— 19,38	— 104,71	— 34,52	— 34,15	— 0,00363	0,05204
7	6 — 8	104,49	6 — 7 и 7 — 8	0	— 144,41	— 39,92	— 74,07	— 0,00787	0,04841
8	7 — 9	119,42	7 — 8 и 8 — 9	0	— 160,20	— 40,78	— 114,85	— 0,01220	0,04054
9	8 — 10	126,02	8 — 9 и 9 — 10	0	— 164,63	— 38,61	— 153,46	— 0,01631	0,02834
10	9 — 11	140,02	9 — 10 и 10 — 11	0	— 177,63	— 37,61	— 191,07	— 0,02030	0,01203
11	10 — 12	154,02	10 — 11 и 11 — 12	0	— 189,73	— 35,71	— 226,78	— 0,02410	— 0,00827
12	11 — 13	168,02	11 — 12 и 12 — 13	— 65,49	— 152,69	— 50,16	— 276,94	— 0,02843	— 0,03237
13	12 — 14	182,03	12 — 13 и 13 — 14	0	— 215,47	— 33,44	— 310,38	— 0,03298	— 0,06180
14	13 — 15	196,03	13 — 14 и 14 — 15	0	— 224,89	— 28,86	— 339,24	— 0,03605	— 0,09478
15	14 — 16	210,03	14 — 15 и 15 — 16	0	— 233,41	— 23,38	— 362,62	— 0,03853	— 0,13083
16	15 — 17	224,03	15 — 16 и 16 — 17	0	— 241,04	— 17,01	— 379,63	— 0,04034	— 0,16936
17	16 — 18	270,54	16 — 17 и 17 — 18	0	— 280,06	— 9,52	— 389,15	— 0,04135	— 0,20970
18	17 — 19	286,45	17 — 18 и 18 — 19	0	— 286,69	— 0,24	— 389,39	— 0,04137	— 0,25105
19	18 — 20	302,37	18 — 19 и 19 — 20	0	— 292,29	10,08	— 379,31	— 0,04030	— 0,29242
20	19 — 21	318,28	19 — 20 и 20 — 21	0	— 296,89	21,39	— 357,92	— 0,03803	— 0,33272
21	20 — 22	334,20	20 — 21 и 21 — 22	0	— 300,46	33,74	— 324,18	— 0,03445	— 0,37075
22	21 — 23	350,11	21 — 22 и 22 — 23	0	— 303,01	47,10	— 277,08	— 0,02944	— 0,40520
23	22 — 24	366,02	22 — 23 и 23 — 24	0	— 304,53	61,49	— 215,59	— 0,02291	— 0,43464
24	23 — 24	190,97	23 — 24	177,13	— 152,51	215,59			— 0,45755
	дальше	симметрично			дальше		симметрично		

НБ УДУНТ (ДПТ)

Распор, а следовательно и равномерно распределенная, направленная вверх нагрузка известны, и с ними мы можем поступить так же, как в предыдущем случае.

Несколько сложнее обстоит дело с определением фиктивных грузов от сосредоточенной силы, расположенной не в средине пролета.



Фиг. c.

Предположим, что нам надо найти линию влияния для прогиба балки жесткости в $^1/_4$ пролета (узел 12).

Здесь мы можем рассуждать так (см. фиг. c):

На участке AC балка AB изгибается так же, как изгибалась бы балка длиной $2 \times AC$ под влиянием силы $P' = 1{,}5\ P$ в средине пролета.

На участке BC балка гнется так же, как балка длиной $2 \times BC$ под грузом $P'' = 0{,}5\ P$.

Таким образом от сосредоточенного груза величины $\varphi(\alpha_n)$ могут быть найдены по формулам 4 — 6.

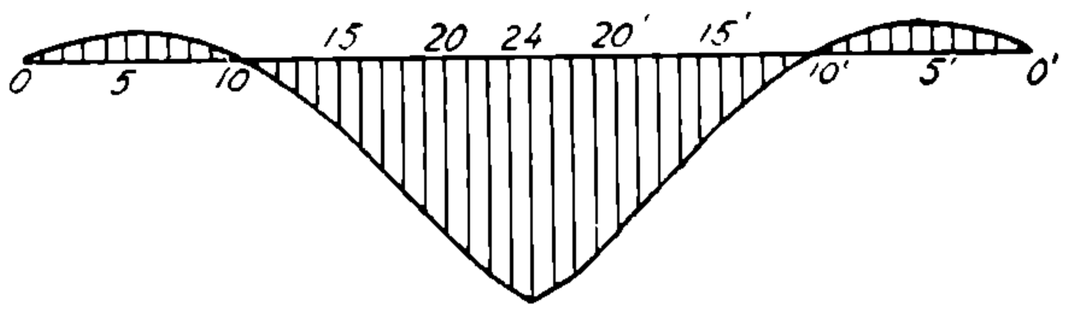
Имея фиктивные грузы от равномерной нагрузки и от сосредоточенной силы, можем найти фиктивные реакции (они уже не будут равны друг другу) и прежним способом построить линию влияния.

В таблице 3 даны ординаты линии влияния для прогиба узла 12.

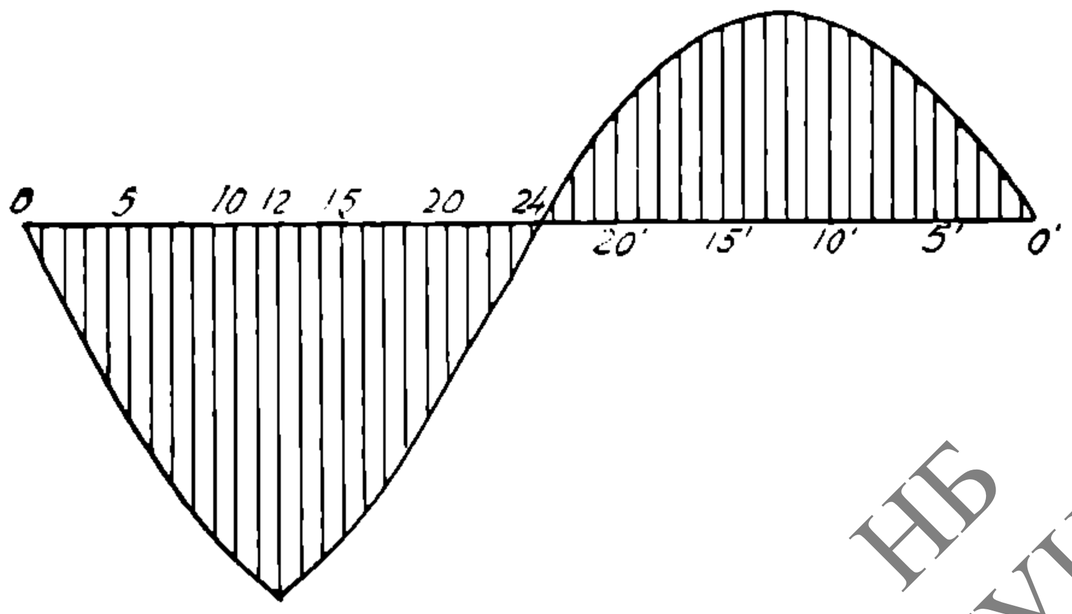
Таблица 3. — **Линия влияния для прогиба узла 12.**

№№ узлов	Ординаты $\frac{мм}{т}$	№№ узлов	Ординаты $\frac{мм}{т}$	№№ узлов	Ординаты $\frac{мм}{т}$	№№ узлов	Ординаты $\frac{мм}{т}$
0	0	13	— 0,66046	23′	+ 0,03047	12′	+ 0,38737
1	— 0,07621	14	— 0,62828	22′	+ 0,08991	11′	+ 0,38324
2	— 0,15193	15	— 0,58759	21′	+ 0,14532	10′	+ 0,37314
3	— 0,22611	16	— 0,53979	20′	+ 0,19606	9′	+ 0,35720
4	— 0,29765	17	— 0,48617	19′	+ 0,24153	8′	+ 0,33568
5	— 0,36530	18	— 0,42726	18′	+ 0,28125	7′	+ 0,30853
6	— 0,42918	19	— 0,36439	17′	+ 0,31477	6′	+ 0,27615
7	— 0,48968	20	— 0,29883	16′	+ 0,34177	5′	+ 0,23969
8	— 0,54432	21	— 0,23176	15′	+ 0,36266	4′	+ 0,19906
9	— 0,59188	22	— 0,16430	14′	+ 0,37729	3′	+ 0,15383
10	— 0,63166	23	— 0,09748	13′	+ 0,38554	2′	+ 0,10490
11	— 0,66237	24	— 0,03226			1′	+ 0,05326
12	— 0,68271					0′	0

При подсчете цифр таблицы 3 был применен следующий метод: фиктивные грузы были определены, как указано выше. Определение опорных реакций от 47 фиктивных грузов является довольно длительной операцией, поэтому фиктивная опорная реакция в узле 0 была взята произвольно. Тогда, двигаясь от узла 0 к узлу 0′, можно было прежним методом получить ординаты линии влияния (заведомо неверные) для всех точек пролета. В узле 0′ ордината оказалась не равной нулю. Так как мы знаем, что в действительности ордината линии влияния в этой точке равна нулю, вводим соответствующую поправку. Очевидно, для всех промежуточных точек пролета следует ввести соответствующие поправки, величина которых находится по линейной интерполяции между поправками узла 0 и 0′. Таблица 3 дана



линия влияния для прогиба узла 12



Фиг. d.

НБ УДУНТ (ДНТ)

с введенными поправками. На фиг. d даны линии влияния для прогиба средины и $^1/_4$ пролета.

Ввиду довольно большого количества арифметических подсчетов, желательно иметь поверку. Поверка без особых затруднений может быть произведена следующая:

Площадь линии влияния прогиба характеризует величину прогиба в данной точке от равномерно распределенной нагрузки.

С другой стороны, равномерно распределенная нагрузка интенсивностью q вызывает в цепи распор, величина которого равна $H = q\Omega_H$, где Ω_H — площадь линии влияния для распора. Этот распор H в свою очередь вызывает направленную вверх равномерно распределенную нагрузку

$$p = \frac{8fH}{l^2}.$$

В итоге на балку действует равномерно распределенная нагрузка $(q - p)$, направленная вниз.

Прогиб любой точки пролета от этой нагрузки легко может быть определен, так как мы знаем прогиб от нагрузки 0,0078431 *т/м* (см. таблицу 1, 2-й справа столбец).

Итак:

Площадь линии влияния для распора

$$\Omega_H = 124{,}588 \ м.$$

Распор от нагрузки $q = 1$ *т/м*: $H = 124{,}588$ *т*.

Этот распор вызывает направленную вверх равномерно распределенную нагрузку:

$$p = 8\,\frac{124{,}588 \times 10{,}2}{102^2} = 0{,}97716 \ т/м,$$

откуда

$$q - p = 0{,}02284 \ т/м.$$

Из таблицы 1 имеем прогибы от нагрузки 0,0078431 *т/м* для средины пролета

$$\Delta'_{24} = \frac{77\,288}{E},$$

для узла 12

$$\Delta'_{12} = \frac{54\,312}{E};$$

от нагрузки 0,02284 *т/м* прогибы будут:

$$\Delta_{24} = \frac{77\,288}{2 \times 10^7} \times \frac{0{,}02284}{0{,}0078431} \times 1\,000 = 11{,}28 \ мм;$$

$$\Delta_{12} = 7{,}91 \ мм.$$

С другой стороны имеем:

Площадь линии влияния для прогиба узла 24

$$\Omega_{24} = 11{,}29\,\frac{мм \cdot м}{т}.$$

Прогиб от равномерно распределенной нагрузки 1 *т/м*

$$\delta_{24} = 11{,}29 \ мм.$$

Точно так же

$$\Omega_{12} = 7{,}92\,\frac{мм \cdot м}{т};$$

$$\delta_{12} = 7{,}92 \ мм.$$

34478

НБ
УДУНТ
(ДИТ)

ЛИТЕРАТУРА.

(ГЛАВНЕЙШИЕ ТРУДЫ)

Chaix. — Traité des ponts. 2-me partie, t. II. Paris.
Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Der Brückenbau. Leipzig, 1906.
Mehrtens. — Eisenbrückenbau. 1908 — 1923.
Müller-Breslau. — Die graphische Statik der Baukonstruktionen. 1907.
Schaper. — Eiserne Brücken. 1914.
Bernhard. — Eiserne Brücken. Berlin, 1911.
Melan. — Der Brückenbau. III B., 2 Hälfte. 1923.
Bleich. — Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. Berlin, 1924.
Häseler. — Die eiserne Brücken. 1908.
Résal. — Ponts métalliques. T. I. Paris, 1923.
Steinmann. — A Practical Treatise on suspension Bridges. 1929, New-York.
Navier. — Rapport et mémoire sur les ponts suspendus. Paris, 1830.
Hool and Kinne. — Movable and long-span steel bridges. New-York, 1923.
П. Усов. — Строительное искусство, ч. II. СП-бург. 1862 — 1864.
Николаи. — Мосты. СПБ., 1900.
Николаи. — Развитие мостового дела в России. СПБ., 1898.
Godard. — Recherches sur le calcul des ponts suspendus. Paris, 1911.
Leinekugel le Cocq. — Ponts suspendus, T. I, II. Paris, 1911.
Bohny. — Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken. Leipzig, 1905.
Sonntag. — Wirtschaftliche Gesichtspunkte für den Bau versteifter Hängebrücken. «Eisenbau». 1911.
Holning. — Die Berücksichtigung der Formänderung bei der Berechnung der Hängebrücken. «Eisenbau». 1914.
Holfeld. — Das Kabel im Brückenbau. Berlin, 1913.
Malberg. — Kettenbrücken in Petersburg. «Zeitschrift für Bauwesen». 1859.
Schachenmeier. — Beitrag zur Theorie der Hängebrücken mit aufgehobene Horisontalzug. «Z. des V. D. I.» 1915.
Lebert. — Ponts suspendus et ponts en arcs. «Annales des ponts et chaussées», 1906, I.
Lebert. — Poutres raidissantes dans les ponts suspendus Gisclard. «An. des p. et ch.», 1913, I.
Hauffe. — Gewichte und günstigste Abmessungen der durch Parallelträger versteiften Kabelbrücken. Dresden, 1910.
Levy, M. — Calcul des ponts suspendus rigides. «An. des p. et ch.», 1886, 11.
Ritter, W. — Versteifungsfachwerke bei Bogen- und Hängebrücken. «Z. für Bauwesen», 1877, 190.
Ritter, W — Statistische Berechnung der Versteifungsfachwerke der Hängebrücken. «Schw. Bauz.», 1883, S. 6.
Schwend, C. — Über Berechnung und Konstruktion von Hängebrücken. 1887.
Dantin. — Pont suspendu semi-rigide de Vernaison. «Génie Civil», 1903, 4 — VI.
Leinekugel le Cocq. — Etude sur un nouveau système de pont suspendu rigide. «G. C.», 1917, 6 — 1.
Id. — Pont suspendu du Bonhomme sur le Blavet — «G. C.», 1905, 4 — 11.
Id. — Pont suspendu fixe, système Gisclard sur la Luzège. «G. C.», 1913, 31 — V.
I '. — Pont suspendu rigide de Montjean sur la Loire. «G. C.» 1927, t. 91, 8/X.
Id. — L'éxtension de l'application des ponts suspendus rigides et les grands ponts suspendus en Amérique. «G. C.» 1927, t. 91, № 6.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Verriere.—Pont suspendu sur la Seine à Vitry. «G. C.», 1914, 20—VI.
Delmas.—Le chemin de fer électrique de Villefranche à Bourg-Madame. «An. des p. et ch.», 1913, V.
Dor, J.—Pont suspendu de Jons-Niervroz sur le Rhone. «G. C.», 1905, 18—III.
Hawrannek.—Durch eine Kette versteifte Träger. «Eisenbau», 1910, № 8, 9.
Hauffe.—Die Manhattanbrücke. «Eisenbau», 1911, № 4, 5.
Рабинович И. М.—К теории вантовых ферм.—«Техника и экономика п. с.», 1924, № 1—4.
Рабинович И. М.—К теории вантовых ферм. Вып. 112, Ц. Н. И. У. Москва. 1930.
Сиренев, С. А. и Рубинчик, А. Р.—Технико-экономическое исследование вантовых ферм. Там же.
Крыльцов Е. И.—Вантовые фермы. Там же.
Timoschenko, F.—«The stiffness of suspensions Bridges». Proceeding of the Am. Soc. of Civil Engineers. 1928. А также «Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik». Bd. 8. 1928. S. 1—10.
Pigeaud,—Nouvelles recherches sur le calcul des ponts suspendus. «Génie Civil» 1927, T. 91.
О расчетах см. также статьи: Perrat «Génie Civil» 1927, т. 91, № 23 и 24; Karpinski «An. des travaux pbl. de Belgique» 1928, № 3; Priester—«Eng. research bulletin» № 12 University of Michigan. Март.
Мост в Бреславле.—«Eisenbau», 1911.—«D. B.», 1911.
Мангатанский мост—«Eisenbau», 1911.—«Eng. News», 1903, 1904.
Вильямсбургский мост.—«G. C.» 1904.—«Eng. News», 1896, 1903.—«Schw. B.», 1897, 1902, 1904.—«Z. der V. D. I.», 1904, S. 1220.
Мост в Кельне через Рейн.—Проекты: «Eisenbau», 1911, 1912, 1913, 1914. Сооружение: «D. B.», 1920.—«Z. der V. D. I.», 1920 (W. Dietz).
Система Жискляра.—«G. C.», 1896, 12—IX.—«An. des p. et ch.», 1899, 4 тр.; 1900, 3 тр.; 1905; 1913, I.—«G. C.», 1909, 1913, 1914.
Мост через р. Арген.—«Z. d. Bauverwaltung», 1898.—«D. B.» 1898.—«Z. der V. D. I.» 1899.
Тоуэрский мост в Лондоне.—«Génie Civil» 1897, XXXI.
Мост через р. Делавар в Филадельфии.—«Eng.» 1928, №№ 3276, 3278, 3283, 3285, «Z. der V. D. I.». 1926, Bd. 70, 1927, Bd. 71, № 13; № 24. «Zeits. d. Oster. J. und A. V.». 1927. № 15/16. «Génie Civil» 1927, T. 90.
Мост в Детройте.—«Bie Bautechnik», 1929. H. 5, 41; 1930, H. 8; «Eng. News Record» 1928, 8, 13.
Мост через Гудзон в Нью-Йорке.—«Engineerung News Record» 1927, авг., 1930, № 7 и 18. «Z. der V. D. I.» 1927, стр. 1173; 1929, стр. 1504; 1930, № 12 и 39. «Die Bautechnik», 1927, H. 48; 1930, стр. 574; 1928, H. 12. («Stahlbau» 1929 H. 17); «Génie Civil» 1928, т. 92.—Bauing. 1929, H. 48.
Мост Кёльн-Мюльгейм.—«Die Bautechnik» 1929, H. 43, 50, 51 и 55. «Der Bauingenieur» 1929, H. 47. «La Technique des Travaux» 1930, № 2.—Z. d. V. D. J. 1930, H. 6.
Bohny.—Ueber die Bemessung und Ausführung von Hängegurten. «Stahlbau» 1930, H. 3 и 4.
Godard.—Les grands ponts metalliques modernes. «La Technique Moderne», 1928, № 9.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГОСЖЕЛДОРИЗДАТ
КНИГООБЪЕДИНЕНИЕ

ВЫШЛИ ИЗ ПЕЧАТИ:

БАСКИН, Я. Расчет отверстий малых искусственных сооружений и поверхностных водоотводов при постройке железных дорог. (Руководства и пособия для транспортных техникумов). Стр. 87. Тир. 8140 экз. Ц. 1 р. 25 к.

БАСКИН, Я. Восстановление трасы и разбивка земляных работ. Стр. 50. Тир. 12225 экз. Ц. 1 р.

БЛЕЙХ, Ф. Теория и расчет железных мостов. Авторизованный перевод с дополн. С. А. Бернштейна. Под ред. Н. С. Стрелецкого. Стр. 631. Тир. 8230 экз. Ц. 6 р. 40 к., пер. 60 к.

ГАСТЕВ, В. Восстановление мостов. (Руководства для транспортных втузов). Стр. 272. Тир. 10250 экз. Ц. 4 р. 50 к., пер. 40 к.

КАЧУРИН, В. и **КРЫЖАНОВСКИЙ, В.** Обследование мостов Руководства для транспортных втузов). Стр. 172. Тир. 8230. Ц. 3 р. 20 к., пер. 40 к.

С заказами обращаться во все отделения и магазины Книгообъединения на местах.

Высылку единичных экземпляров наложенным платежом производит Москва, 64, „Книга-почтой“, Ленинград, просп. 25 Окт., 28, Дом Книги, „Книга-почтой“.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГОСЖЕЛДОРИЗДАТ КНИГООБЪЕДИНЕНИЕ

ВЫШЛИ ИЗ ПЕЧАТИ:

КЕРСТЕН, К. Современные инженерные деревянные конструкции. Перевод со 2-го немецкого издания М. Н. Черношварца. Под ред. инж. Н. Н. Павлова. (Руководства для транспортных втузов). Стр. 417. Тир. 15225. Ц. 3 р. 50 к., пер. 50 к.

Расчет ферм с крестовой решеткой. Выполнено в секторе конструкций ЦИС инж. С. А. Бернштейн. (Центр. Научно-исследов. ин-т тр-тного стр-ва НКПС). Стр. 62. Тир. 3250. Ц. 1 р. 40 к.

СТРЕЛЕЦКИЙ, Н. Курс мостов. Металлические мосты. Часть 1-я предпосылки рассчета и конструирования. Изд. 2-е перер. и доп. Стр. 464. Тир. 10215. Ц. 5 р. 40 к., пер. 60 к.

СТРЕЛЕЦКИЙ, Н. Курс мостов. Металлические мосты. Часть 2-я. Стр. 385. Тир. 10000. Ц. 4 р. 40 к., пер. 60 к.

С заказами обращаться во все отделения и магазины Книгообъединения на местах.

Высылку единичных экземпляров наложенным платежом производит Москва, 64, „Книга-почтой“, Ленинград, просп. 25 Окт., 28. Дом Книги, „Книга-почтой“.

НБ УДУНТ (ДИТ)

РЕДАКТОР М. Д. ЛЕВИНА
ТЕХ. РЕД. А. Н. ПЮЛЬККЯНЕН
КОРРЕКТОР В. А. КОМАРОВ

2-я ТИП. „ПЕЧАТНЫЙ ДВОР"
ТРЕСТА „ПОЛИГРАФКНИГА",
ЛЕНИНГРАД, ГАТЧИНСКАЯ, 26
УПОЛНОМ. ГЛАВЛИТА Б — 29266
ТИРАЖ 7150 ЭКЗ.
$30^{3}/_{4}$ ПЕЧ. ЛИСТ.
ЗАК. ТИП. № 69,590
ИНДЕКС Ж-1
ОГИЗ ЖДИЗ — 159
БУМАГА 72 × 105 ($^{1}/_{16}$)
ТИП. ЗН. 163.968 В 1 БУМ. Л.
БУМ. Л. $15^{7}/_{8}$
СДАНА В НАБОР 5/III-32
ПОДПИСАНА В ПЕЧАТЬ 15 VI-33

НБ
УДУНТ
(ДШТ)

Сканувала Петренко О.А.

НБ
УДУНТ
(ДІТ)