ПРОФ. Г. П. ПЕРЕДЕРИЙ

КУРС ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

ГОСТРАНСИЗДАТ МОСКВА 1931

НБ УДУНТ (ДИТ)

Проф Г П. ПЕРЕДЕРИЙ

КУРС ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

6 52 18

ИЗДАНИЕ ПЯТОЕ, СТЕРЕОТИПНОЕ

ОГИЗ—ГОСТРАНСИЗДАТ
МОСКВА 1931

НБ УДУНТ (ДИТ)

4 я типография ОГИЗ'а.
Ленинград Улица Правды, 15.
Мособлит № 9366. ОГИЗ Т. 12—498.
32 л. 11 квадт. Тираж 15.000 экз.

НБ
УДУНТ
(ДИТ)

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Из предисловия к первому изданию 7

Предисловие к четвертому изданию 7

Главнейшие сочинения по железобетону 8

ОТДЕЛ ПЕРВЫЙ.—КОНСТРУКЦИЯ.

Вступление.

1. Исторический очерк и обзор типов 13.

Глава I. — Трубы.

2. Трубы с плоским перекрытием 38.—3. Трубы со сводами 42.

Глава II. — Балочные мосты.

4. Общие замечания. 46.

а) Мосты, перекрытые плитами 47

5. Простые плиты. 47.—6. Плиты из балок Визинтини. 52.—7. Неразрезные и консольные плиты 53.

б) Мосты с тавровыми балками 54

8. Общие замечания. 54.—9. Мосты с разрезными балками. 55.—10. Опорные части балочных мостов. 67.—11. Устои и быки. 70.—12. Мосты с консольными балками. 75.—13. Мосты с неразрезными балками. 85.—14. Мосты, перекрытые балками с заделанными концами. 92.

Глава III. — Рамные мосты.

15. Рамы из плит. 97.—16. Рамные ребристые мосты, простые. 97.—17. Рамные мосты с консолями. 99.—18. Неразрезные рамные мосты. 100.—19. Эстакады. 101.

Глава IV. — Мосты с ездою понизу.

20. Общие замечания. 109.—21. Балки со сплошной стенкой. 109.—22. Сквозные балки. 114.

Глава V. — Арочные мосты.

а) Мосты со сплошным сводом 118

23. Относящиеся сюда типы. Сущность системы Мелана. 118.—24. Своды без шарниров. 120.—25. Своды с шарнирами. 141.

б) Мосты с параллельными сводами 147

26. Мост в Тюбингене. 149.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Стр.

в) Мосты с ребристыми сводам 155

27. Примеры. 155.

г) Мосты с отдельными арками 167

28. Примеры мостов с ездою поверху. 167. — 29. Мосты с ездою понизу. 181.

д) Мосты с коробчатыми сводами 193

30. Система Геннебика. 193. — 31. Система Майяра. 198.

е) Комбинированные системы 200

32. Виадук Сен-Жан-ля-Ривьер. 200.

Глава VI. — Акведуки и мосты-каналы.

33. Балочные акведуки. 205. — 34. Арочные акведуки. 207. — 35. Мост-канал через р. Везер. 209.

Глава VII. — Конструктивные детали.

36. Подвижные опоры. 214. — 37. Шарниры. 221. — 38. Перекрытие швов расширения. 235.

ОТДЕЛ ВТОРОЙ. — ПРОЕКТИРОВАНИЕ.

А. Общие данные и соображения.

§ 1. Общий характер железобетонных мостов 239

39. Область и условия применения. 239. — 40. Железобетонные мосты в ряду других систем. 241. — 41. Технические особенности железобетонных мостов. 244.

§ 2. Технические условия проектирования и возведения железобетонных мостов 246

42. Советские нормы в связи с иностранными. 246.

§ 3. Выбор системы в общих чертах .. 250

43. Сравнительная оценка различных систем. 250. — 44. Составление схемы моста 254.

Б. Балочные мосты под обыкновенную дорогу.

§ 4. Составление эскиза 262

45. Общие замечания. 262. — 46. Конструктивные данные из практики. 262 — 47. Поперечное сечение пролетного строения. 268. — 48. Изоляция и отвод воды. 270. — 49. Тип, число и размеры главных балок. 272. — 50. Опоры. 276. — 51. Размещение и назначение размеров арматуры. 278.

§ 5. Расчет 281

52. Данные о весе. 281. — 53. Основания расчета различных элементов моста. 281.

§ 6. Примеры проектирования и расчета. 286

54. Путепровод. Составление эскиза. 286.—55. Расчет (окончательный) моста 293.

В. Балочные мосты для железной дороги.

§ 7. Составление эскиза 320

56. Общие замечания. 320. — 57. Данные из практики. 321. — 58. Выбор системы и задание основных размеров. 327.

§ 8. Примеры проектирования и расчета 328

59. Мост в один пролет отверстием 4,27 *м*. 328. — 60. Составление эскиза моста отверстием 4,27 *м* с ребристым перекрытием. 329. — 61. Расчет пролетного строения с ребрами длиною 6,0 *м* 333.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Г. Рамные мосты.

Стр.

§ 9. Пример проектирования 341

62. Составление эскиза путепровода под обыкновенную дорогу. 341. — 63. Конкурс проектов моста в Пфорцхейме. 346.

Д. Арочные мосты.

§ 10. Составление эскиза 350

64. Основные вопросы. 350. — 65. Практические данные. 364. — 66. Очертание сводов и арок и назначение главнейших размеров. 368. — 67. Первый пример расчета. 378. — 68. Второй пример расчета. 386.

ОТДЕЛ ТРЕТИЙ. — ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

§ 11. Формы, подмости и кружала 413

69. Типы форм и подмостей для балочных мостов. 413. — 70. Кружала. 418.

§ 12. Производство работ 429

71. Порядок бетонирования сводов. 429. — 72. Производство работ по возведению эстакады у железнодорожного моста через р. Амур. 430. — 73. Тщательность производства работ. 438.

ПРИЛОЖЕНИЯ.

А. Расчет сводов.

1. Постановка задачи. 447.

§ 1. Свод с тремя шарнирами 447

2. Определенная нагрузка. 447. — 3. Линия влияния. 449.

§ 2. Свод без шарниров. 451

4. Основные уравнения и линии влияния. 451. — 5. Построение линий влияния. 458. — 6. Определение напряжений в своде. 461. — 7. Влияние изменений температуры и осадки опор. 462. — 8. Частные случаи. 464. — 9. Свод без шарниров при определенной нагрузке. 467. — 10. Частный случай. 471.

§ 3. Свод с двумя шарнирами. 471

11. Линии влияния. 471. — 12. Влияние изменений температуры и осадки опор. 472. — 13. Частный случай. 473. — 14. Свод при определенной нагрузке. 474. 15. Кривая опорных давлений. 475.

§ 4. Арка с затяжкой 476

16. Линии влияния. 476. — 17. Арка при определенной нагрузке. 477.

Б. Из теории неразрезных балок.

§ 5. Линии влияния 478

18. Уравнения трех моментов. 478. — 19. Положение фокусов. 480. — 20. Построение линий влияния. 481. — 21. Неразрезная балка с консолями. 483. — 22. Частные случаи. 483. — 23. Давление на *r*-ую опору. 489.

§ 6. Неподвижная нагрузка неразрезных балок 490

24. Общее решение. 490. — 25. Частные случаи. 490.

В. К расчету рамных мостов.

§ 7. Простая прямоугольная рама 492

26. Общий прием расчета. 492.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Стр.

§ 8. Простая рама со свободными консолями 494
27. Влияние консолей. 494. — 28. Прием расчета. 495.

§ 9. Неразрезные рамные конструкции 496
29. Основные уравнения. 496. — 30. Пример. 498. — 31. Свободная неразрезная рама. 501.

Г. К расчету плит.

32. Приближенный расчет плит. 504. — 33. Точный расчет плит. 505.

Д. Таблицы.

Таблица для подбора сечений плит и балок 511
Таблица напряжений в железобетонной балке 511
Таблица веса и площадей сечения круглого железа 512

НБ УДУНТ (ДИТ)

ИЗ ПРЕДИСЛОВИЯ К ПЕРВОМУ ИЗДАНИЮ.

При составлении настоящего руководства по железобетонным мостам принято во внимание, что учащиеся прослушали уже общий курс железобетонных конструкций, излагающий основные приемы конструирования элементов этого рода сооружений, к каковым относятся балка, стойка, арка и т. п.

Что касается страниц приложения, посвященных теории расчета сооружений вообще, как-то: сводов, неразрезных балок, рамных сооружений и пр., то при существовании курса статики сооружений изучение их необязательно; необходимость их вытекала из необходимости привести примеры расчета железобетонных мостов и обосновать приближенные формулы для задания предварительных размеров моста при составлении его эскиза.

Из множества имеющихся в литературе способов расчета я привел в собственном изложении такие способы расчета вышеупомянутых сооружений, которые все вытекают из одних общих уравнений, пригодных как для построения линий влияния, так и для решения задач с неподвижной нагрузкой.

В виду вышеуказанного справочного характера этого отдела он выделен мелким шрифтом.

Январь 1912 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ К ЧЕТВЕРТОМУ ИЗДАНИЮ.

Второе издание настоящего курса вышло в 1923 году. Что касается третьего издания, то таковое было выпущено Государственным техническим издательством в 1925 году в количестве 5000 экземпляров без ведома автора в виде продолжения второго издания. Поэтому в 3-е издание автор не имел возможности внести изменения, отражавшие успехи в деле постройки железобетонных мостов. И только напоминание деятелям издательства о существовании в РСФСР закона заставило издательство сделать наклейки о третьем издании 1925 года.

Для настоящего, четвертого издания книга значительно переработана. Приведен материал по новейшим конструкциям, а для сокращения объема изъята глава о железобетоне вообще в виду наличия теперь в нашей литературе многочисленных книг по этому вопросу.

Май 1929 г. Ленинград.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВНЕЙШИЕ СОЧИНЕНИЯ ПО ЖЕЛЕЗОБЕТОНУ

1. П. Кристоф. — Железобетон и его применения. Перевод с французского. Москва. 1905.

2. Акимов. — Железобетон в практике. СПБ. 1908.

3. Успенский. — Железобетонные сооружения Екатерининской жел. дороги. Екатеринослав. 1908.

4. Мальцев. — Железобетонные мосты в России. 1908.

5. С. Д. Карейша, проф. — Доклад на XXII съезде инженеров службы пути. 1904.

6. Житкевич, проф. — Бетон и бетонные работы. СПБ. 1912.

7. Передерий. — К теории безраскосных ферм. Москва. 1905.

8. Передерий. — Новейшие приемы постройки каменных мостов. СПБ. 1908.

9. Залигер. — Железобетон, его расчет и проектирование. Гиз. 1928.

10. Германский Бетонный Союз. — Проектирование и расчет железобетонных сооружений. Москва. 1928. 2 тома.

11. Гастев. — Методы и данные для расчета железобетонных конструкций. Ленинград. 1928.

12. Буданов. — Железобетон. Екатеринослав. 1925.

13. Каменцев и Дучинский. — Бесшарнирные арочные мосты. Москва. 1928.

14. Mörsch. — Der Eisenbetonbau. Stuttgart. 1908; 6-е изд. 1923.

15. Handbuch für Eisenbetonbau. 3-е изд. 1921 — 1929.

16. Kersten. — Brücken in Eisenbeton. Band I, Berlin. 6-е изд. 1928; Band II, Berlin. 4-е изд. 1922.

17. Foerster. — Balkenbrücken in Eisenbeton. Leipzig. 1908.

18. Schau. — Der Brückenbau, I. 4-е изд. 1928.

19. Melan. — Der Brückenbau, Band II. 3-е изд. 1924.

20. Müller-Breslau. — Die Graphische Statik. 1905 — 1908.

21. Weyrauch. — Elastische Bogenträger. Stuttgart. 1911.

22. Zimmermann. — Der Dreigelenkbogen. Stuttgart. 1909.

23. Hager. — Berechnung ebener, rechteckiger Platten. München. 1911.

24. Weiske. — Beitrag zur Berechnung der Betoneisenträger. — „Beton und Eisen“, 1905, V.

25. Elwitz. — Die Querschnittsbestimmung von Platten. — Bet. u. Eisen“, 1905, I, II, V.

26. Bach. — Elastizität und Festigkeit.

НБ УДУНТ (ДИТ)

27. Bach. — Druckfestigkeit und Druckelastizität des Betons mit zunehmendern Alter. Mitteil. ü. Forschungsarb. H. 70, 1909.

28. Bach. — Versuche mit Eisenbetonbalken. Mitteil. ü. Forschungsarb. H. 39, 45 — 47, 1907.

29. Jori und Schaechterle. — Neuere Bauausführungen in Eisenbeton. I. Bogenbrücken. Berlin. 1911.

30. Melan und Kluge. — Einige neuere Brückenausführungen in Eisenbeton nach Bauweise Melan. Berlin. 1911.

31. Kirchner. — Rüstungsbau. Berlin. 1924.

32. Löser. — Bemessungsverfahren. Berlin. 1927.

33. Kleinlogel. — Rahmenformeln. Berlin. 1914. Имеется перевод по-русски.

34. Kleinlogel. — Einflüsse auf Beton. Berlin. 1925.

35. Kleinlogel. — Bewegungsfugen im Beton. Berlin. 1927.

36. Gehler. — Der Rahmen. Berlin. 1925.

37. Hool. — Reinforced Concrete Construction. I-III. New York. 1913—1917.

38. Ketchum. — Desing of Highway Bridges. New York. 1920.

39. Probst. — Vorlesungen über Eisenbeton. Bd. I, II. Berlin. 1922, 1923.

40. Mesnager. — Cours de béton armé. Paris. 1921.

41. Abrams. — Définition de proportion du béton. „Le Ciment", 1928, n° 1.

42. Abrams. — Design of concrete mixtures. Bull. № 1 of Structural Materials Research Laboratory Lewis Institute Chicago. 1921.

43. Coultas. — Design of Concrete Mixtures. „Concrete and Constr. Engin.". 1927, n° 12.

44. Graf, O. — Der Aufbau des Mörtels im Beton. 2. Aufl. Berlin. 1927.

45. Freyssinet. — Influence de la quantité d'eau sur la qualité des bétons. „Genie Civil", 1928, t. 98, n° 3.

46. Mörsch. — Die Gmündertobelbrücke bei Teufen. „Schw. Bauz.", Band LIII, 1909.

47. Morgenstern. — Strassenbrücken in Eisenbeton. „Bet. u. Eis.", 1910, H. V.

48. Zipkes. — Kontinuierliche Balkenbrücken aus Eisenbeton. Berlin. 1907.

49. Mihalich. — Die Parkgassenbrücke in Temesvar. „Bet. u. Eisen", 1909, H. XV.

50. Rothbart. — Wohlfeile Strassenbrücken. „Bet. u. Eisen", 1908, H. XII.

51. Goldenberg. — Eine 116 m. lange Balkenbrücke. „Bet. u. Eis.", 1905, H. IV.

52. Foerster. — Die Langenzugbrücke in Hamburg. „Armierter Beton", 1911.

53. Schürch. — Die neue Brücke über die Mosel bei Novéant. „Arm. Bet.", 1910.

54. Leo. — Neubau der Langenzugbrücke in Hamburg. „B. u. E.". 1911. H. VI.

55. Eisenbetonviadukt der Brasso — Fogaraser Lokalbahn. „Arm. B.", 1909, 45.

56. Christiani. — Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. „Bet. u. Eis.", 1911, S. 173.

НБ УДУНТ (ДИТ)

57. Hart. — Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. „Arm. Bet.“, 1909.

58. Schönhöfer. — Die Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau. Berlin, 1911.

59. Stock. — Dimensionierung von Eisenbetonquerschnitten. „Arm. B.“, 1911, S. 388, 433.

60. Beton-Kalender. 1911.

61. „Beton und Eisen“

62. „Armierter Beton“

63. „Die Bautechnik“.

64. „Der Bauingenieur“

65. Tedesco et Maurel. — Traité théorique et pratique de la résistance des matériaux appliquée au béton armé. Paris, 1911.

66. Résal. — Ponts metalliques.

67. Tedesco. — Recueil de types de ponts pour routes. Paris, 1907.

68. „Le béton armé“. 1900 — 1910.

69. „Nouvelles annales de la construction,“ 1910.

70. Галеркин. — Прямоугольные пластинки, опертые по краям. „Изв. Политехнического института импер. Петра Великого“, 1915, т. XXIV.

71. Галеркин. — Стержни и пластинки. „Вестник Инженеров“, 1915, № 19.

72. Галеркин. — К расчету тонких, свободно опертых плит. „Вестник Инженеров“, 1917, № 2.

НБ УДУНТ (ДИТ)

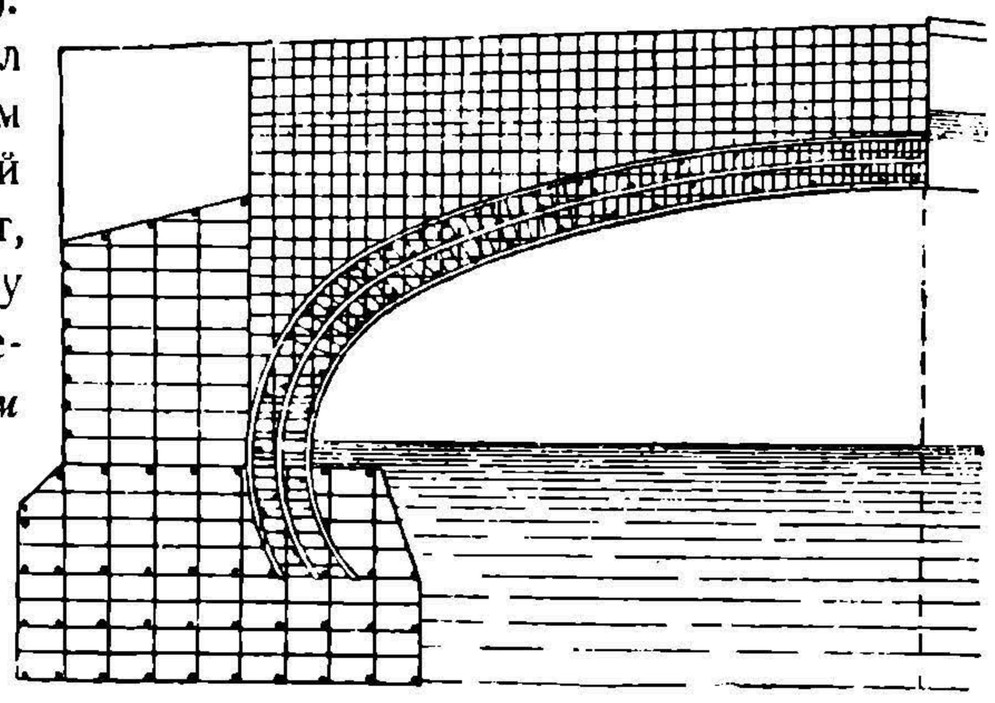
ОТДЕЛ ПЕРВЫЙ.

КОНСТРУКЦИЯ.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ВСТУПЛЕНИЕ.

1. Исторический очерк и обзор типов. — Первый патент на железобетонную конструкцию вообще садовод Монье получил в 1867 году. В дополнение к этому патенту он получил в 1873 г. патент на железобетонные мосты, в котором предложил строить из железобетона как пролетное строение, так и опоры. В основу железного каркаса им положена была сетка из прутьев; для больших пролетов или нагрузок он предлагал ставить сетку в несколько слоев (фиг. 1).



Фиг. 1. — Чертеж из патента Монье (1873).

По этой системе в 1875 г. был построен во Франции в частном парке первый железобетонный мост; это был пешеходный мост, имевший длину 16 *м* и ширину 4 *м*. В 1890 г. на выставке в Бремене был построен мостик в 40 *м* пролетом, свод которого имел стрелку подъема $^1/_{10}$. Вскоре же после этого появляется целый ряд новых железобетонных систем: Мелана, Геннебика, Мёллера и др., которые дали решительный толчок новому делу и вывели его окончательно на широкое поле практического применения во всех областях, между прочим и в мостовом деле. Как быстро оно росло, видно из следующей таблички мостов, построенных французской фирмой Геннебика за первые годы:

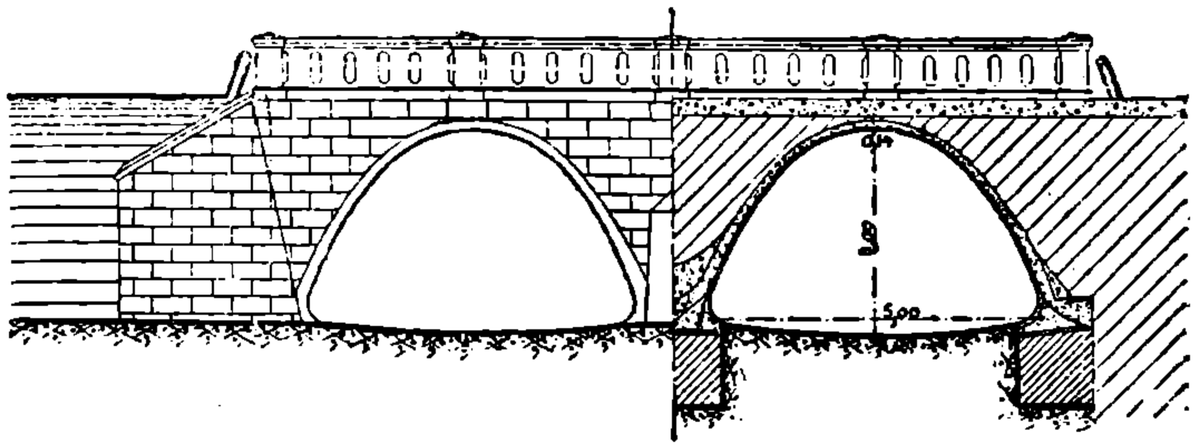
в 1894 г. построено	5 мостов		
1896	10		
1898	29		
1899	42	из них в России	1
1900	58		3
1902	113		6
1904	162		26
1908	185		23

Железобетонные мосты строились сперва в виде арочных систем взамен мостов каменных, но с появлением балок Геннебика стали строить и балочные

НБ УДУНТ (ДИТ)

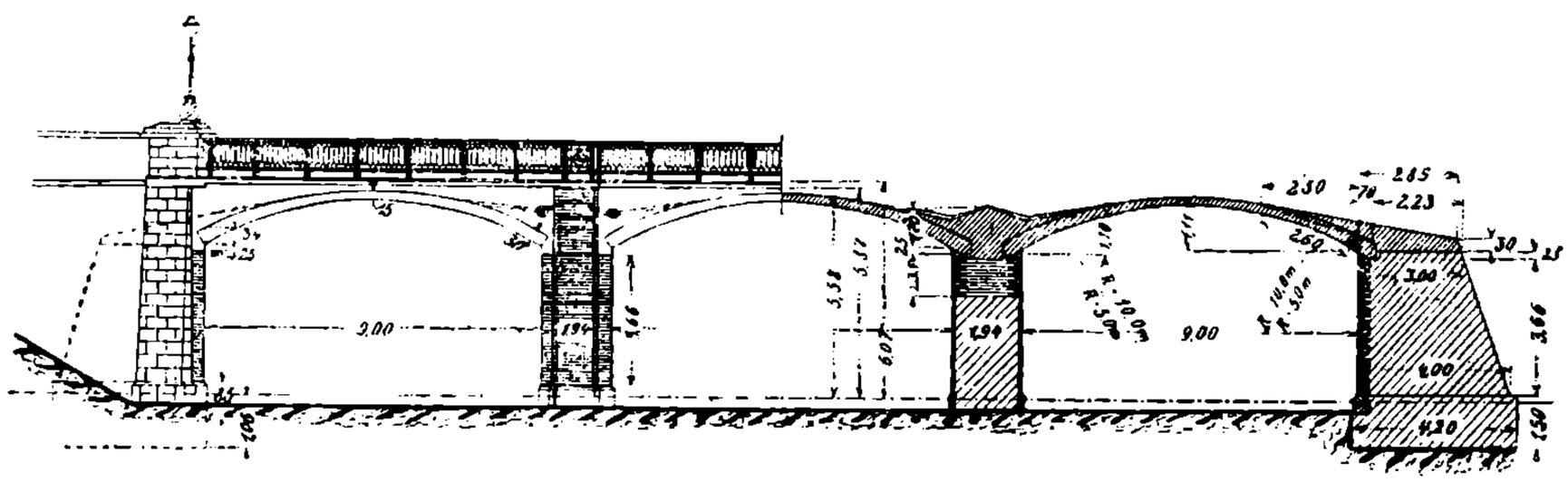
В это же время (1892 г.) железобетонные мосты появились и в России в виде труб (Московско-Казанская дорога).

Таким образом, история железобетонных мостов едва насчитывает сорок лет, тем не менее в настоящее время эта область строительного дела получила огромное развитие. Мы можем видеть здесь великолепные образцы мостов всевозможных родов, форм и величин. Материал оказался настолько благодарным, что, кроме форм, взятых из области каменных, деревянных и железных мостов, созданы совершенно оригинальные формы, свойственные только железобетону. Это внесло оживление в творческую работу, застоявшуюся было на железных мостах,—оживление, отразившееся и в других областях специальности, в том числе и в области железных мостов.



Фиг. 2.—Мост в Сольте (1889).

Мало того. В железобетонных сооружениях соединения частей между собою не начинались с болтовых, как в железных конструкциях; о шарнирных соединениях не было и мысли; стержни, вследствие своей относительной массивности и непрерывного формования, получали весьма жесткое соединение, которое в настоящее время играет значительную роль в железобетонных конструкциях. Это привело к необходимости почти всегда расчитывать конструкции как неразрезные системы и системы с жесткими соединениями, что поставило статике сооружений новые практические задачи; таким образом, упомянутое оживление отозвалось и на этой науке.



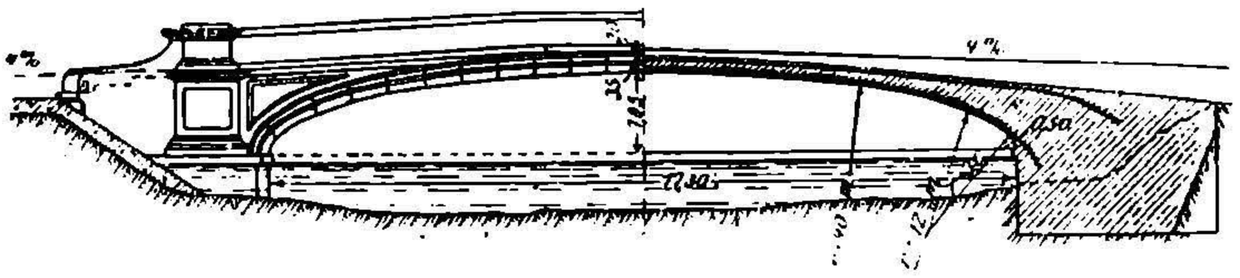
Фиг. 3.—Путепровод Южноавстрийской ж. д. (1890).

Одним из более ранних железобетонных мостов с сеткой Монье является построенный в 1889 г. мост на обыкновенной дороге Будапешт—Землин (фиг. 2); он имеет два пролета по 5 *м* при стреле подъема 3 *м*, толщина свода в замке 0,04 *м*. Щековые стенки и фундаменты построены из бетона.

Вообще, первое время применение железобетона ограничивалось лишь пролетным строением; типичным в этом отношении является путепровод Южноавстрийской ж. д. (фиг. 3). Построен в 1890 г.

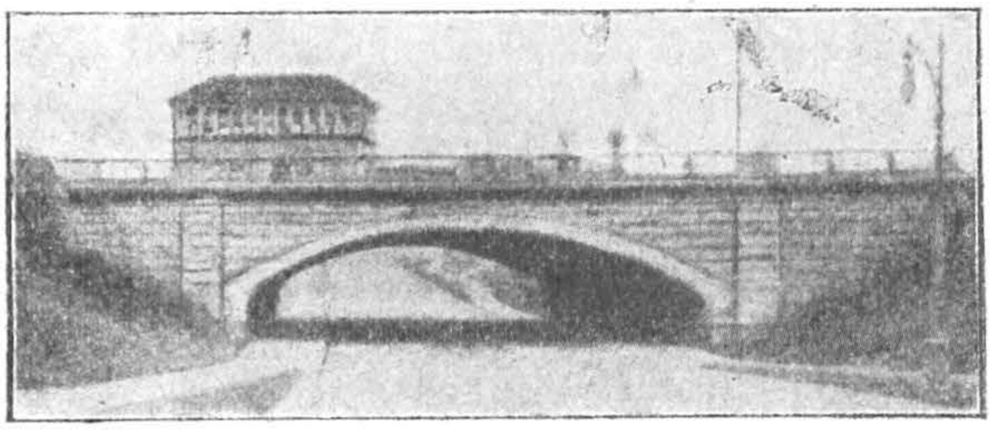
НБ УДУНТ (ДИТ)

Значительной пологостью свода обладает мост под обыкновенную дорогу в Nymphenburg'e (фиг. 4) в Баварии (1892 г.); пролет 17,3 *м*. Боковые стенки сделаны из песчаника. Устои моста бетонные, причем запущенная в них арматура создает характерную для позднейших мостов из железобетона ***монолитность*** всего сооружения. По внешнему виду эти мосты совершенно сходны с каменными, и лишь толщина свода, если она отражается в наружных линиях, может указать природу сооружения.



Фиг. 4. — Мост в Нимфенбурге (Бавария) (1892).

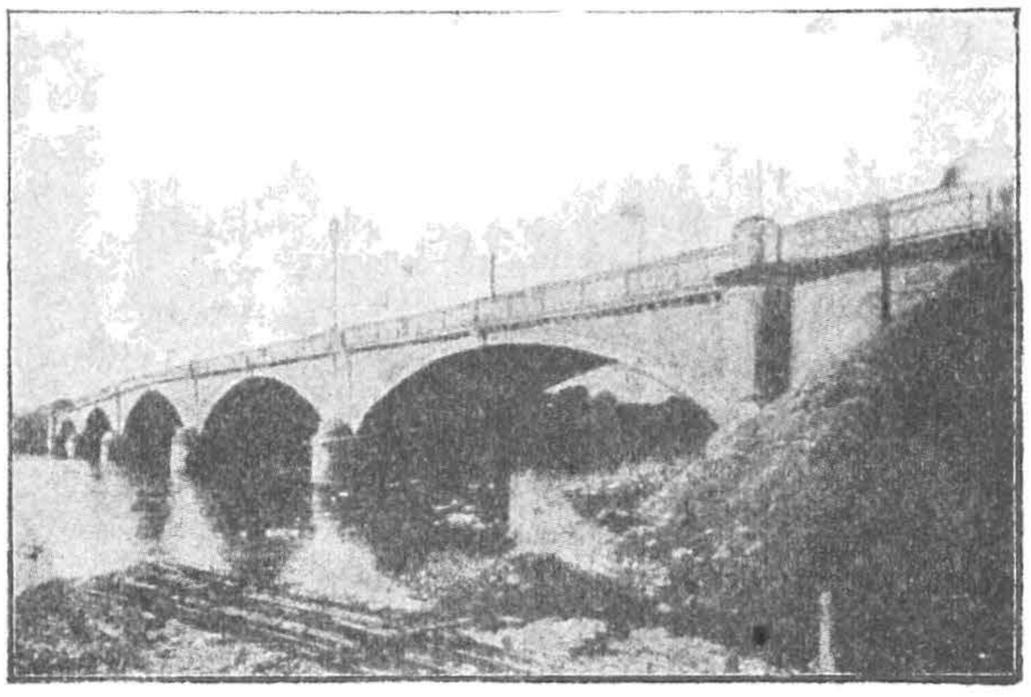
На фиг. 5 представлен один из первых железобетонных мостов под железную дорогу, построенный в Детройте (Мичиган) по системе Мелана в 1895 г., пролет 15,24 *м*.



Фиг. 5. Мост в Детройте под ж. д. (1895).

В 1896 — 97 гг. по той же системе построен уже весьма солидный мост в Топеке (Канзас) длиною 197,2 *м* при пролете средней из пяти арок 38,09 *м* (фиг. 6).

Из более поздних мостов этого типа укажем мост в Вейденау (фиг. 7), построенный в 1905 г., пролет 32 *м*, стрелка 2,4 *м*, т. е. подъем $^1/_{13,3}$. Свод его объемом 100 *куб. м* сложен со сказочной быстротой: в один день, с 6 ч. утра до 5 вечера в конце ноября. Днем температура была немного выше нуля, вечером и в следующие дни было 5 — 10° мороза, вследствие чего свод был прикрыт сверху слоем соломы 35 *см*, а снизу его подогревали отоплением.



Фиг. 6. — Мост через р. Канзас в Топеке (1897).

Еще более замечательное в конструктивном отношении сооружение представляет мост в Штейре (Австрия) (фиг. 8). Пролет 42,4 *м*, стрелка 2,617 *м*, т. е. $^1/_{16}$; такая пологость для каменных мостов является уже предельной; к ней подошли лишь в конце XVIII столетия, т. е. после двух тысячелетий сооружения каменных мостов. Другая особенность этого моста — устройство трех шарниров в своде, что при столь большой пологости являлось приемом вполне уместным, напра-

НБ УДУНТ (ДИТ)

Фиг. 7. — Мост в Вейденау (1905).

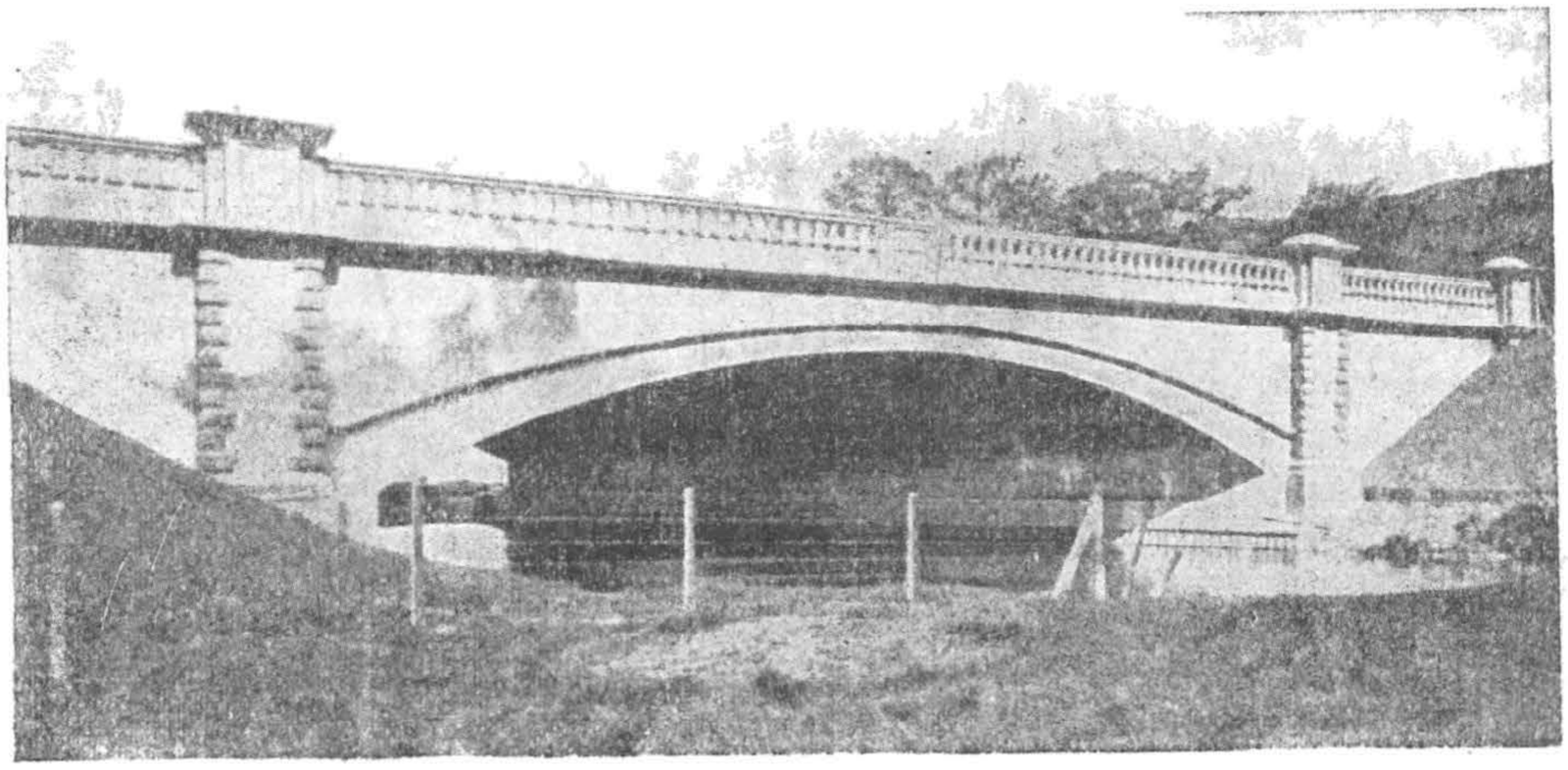
Фиг. 8. — Мост в Штейре (1898).

Фиг. 9. — Виадук под жел. дор. (1909).

НБ УДУНТ (ДГТ)

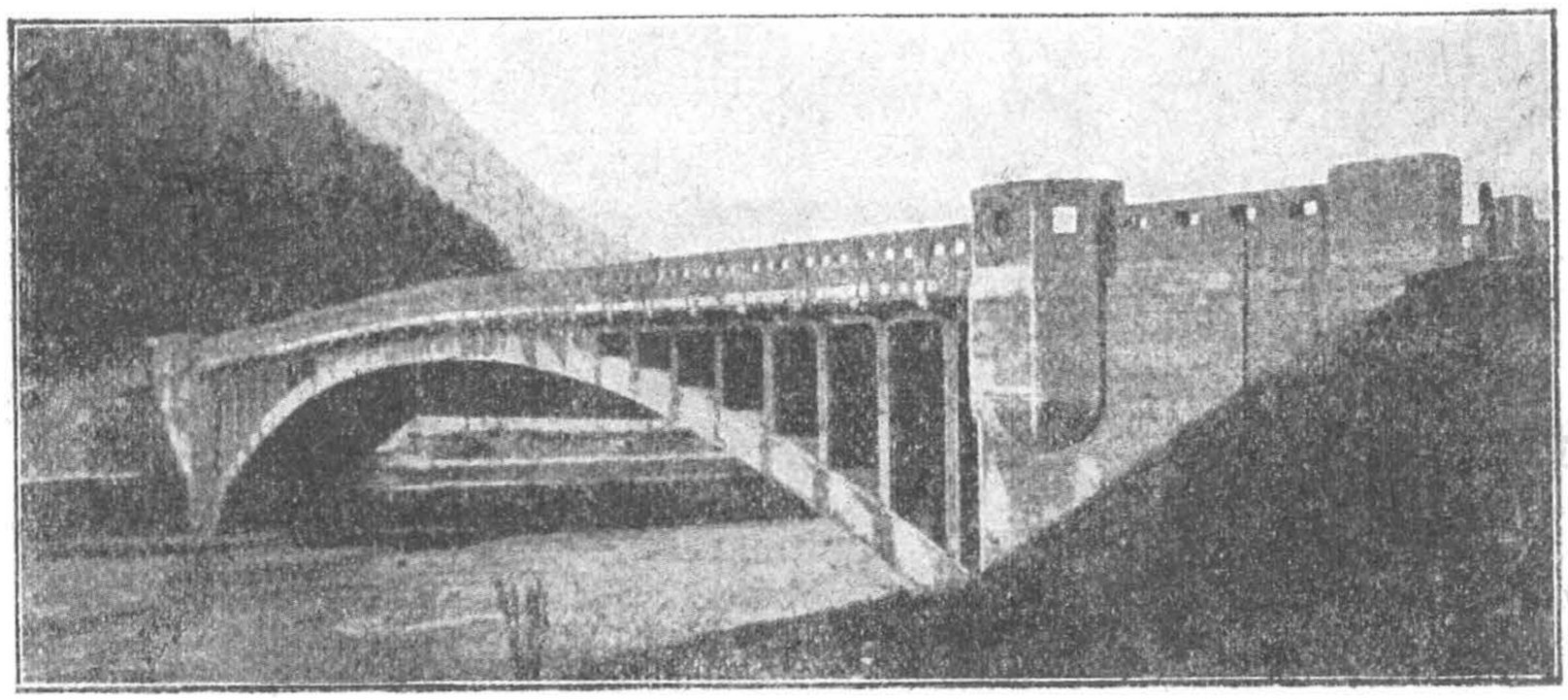
вленным к ослаблению дополнительных напряжений от колебаний температуры и осадки опор.

Далее, к этому типу мостов относится виадук (фиг. 9) на железной дороге Schorndorf — Welzheim (Вюртемберг), построенный в 1909 г. Средняя арка имеет пролет 28,2 *м*, перекрытый трехшарнирным сводом.



Фиг. 10. Мост в Англии (1926).

На фиг 10 приведен общий вид монументального шоссейного моста в Англии, построенного в 1926 г. через реку Моль. Пролет его 21,3 *м*. В соответствии с господствующим цветом грунта окружающей местности, мосту придан цвет желтого песка

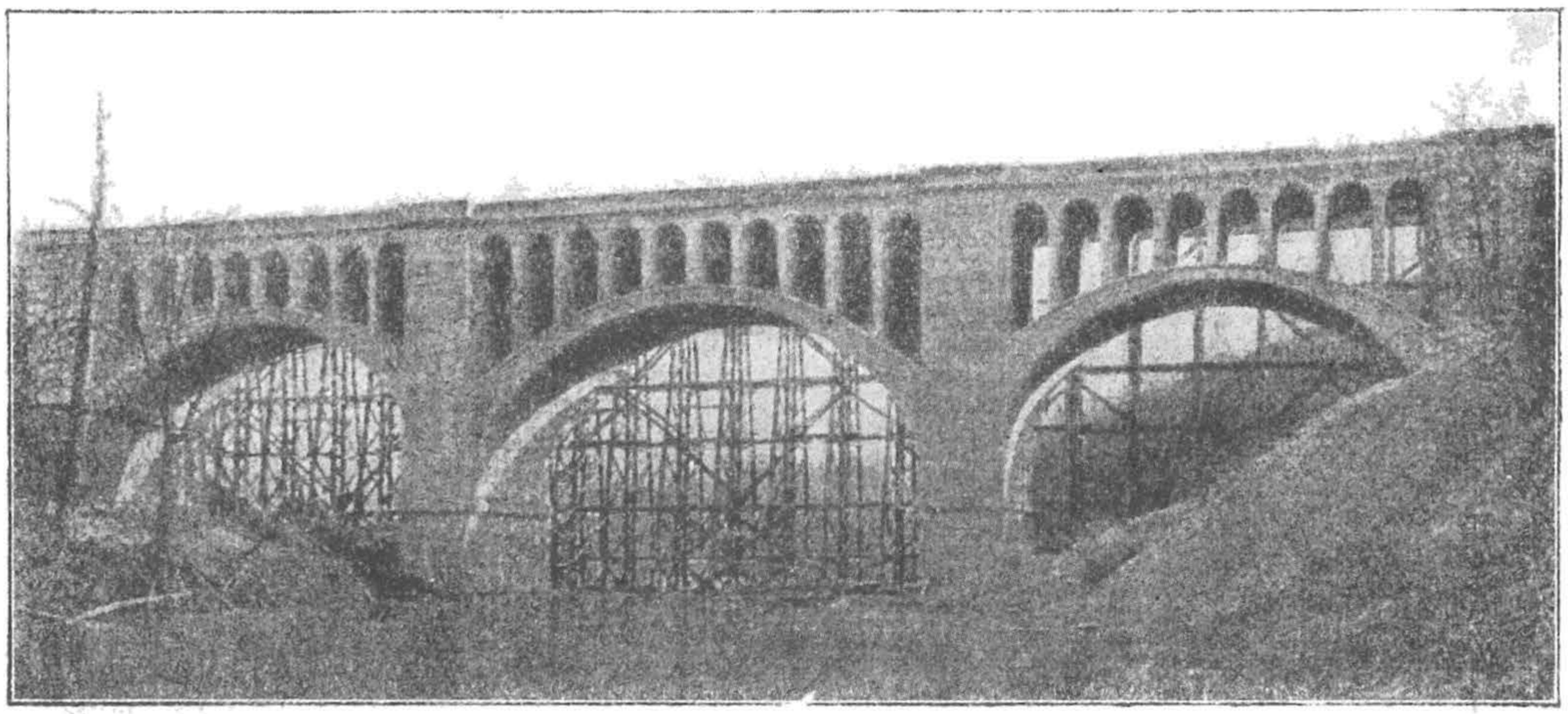


Фиг. 11. — Мост в Тироле (1912)

Дальнейшее развитие арочных мостов видно на примере моста через р. Иль близ Nüziders в Тироле (фиг. 11), построенного в 1912 г. Очень красивый и солидный мост имеет пролет 50,4 *м* при стрелке 6,12 *м*. Вследствие большой сравнительно величины пролета нагрузка от заполнения

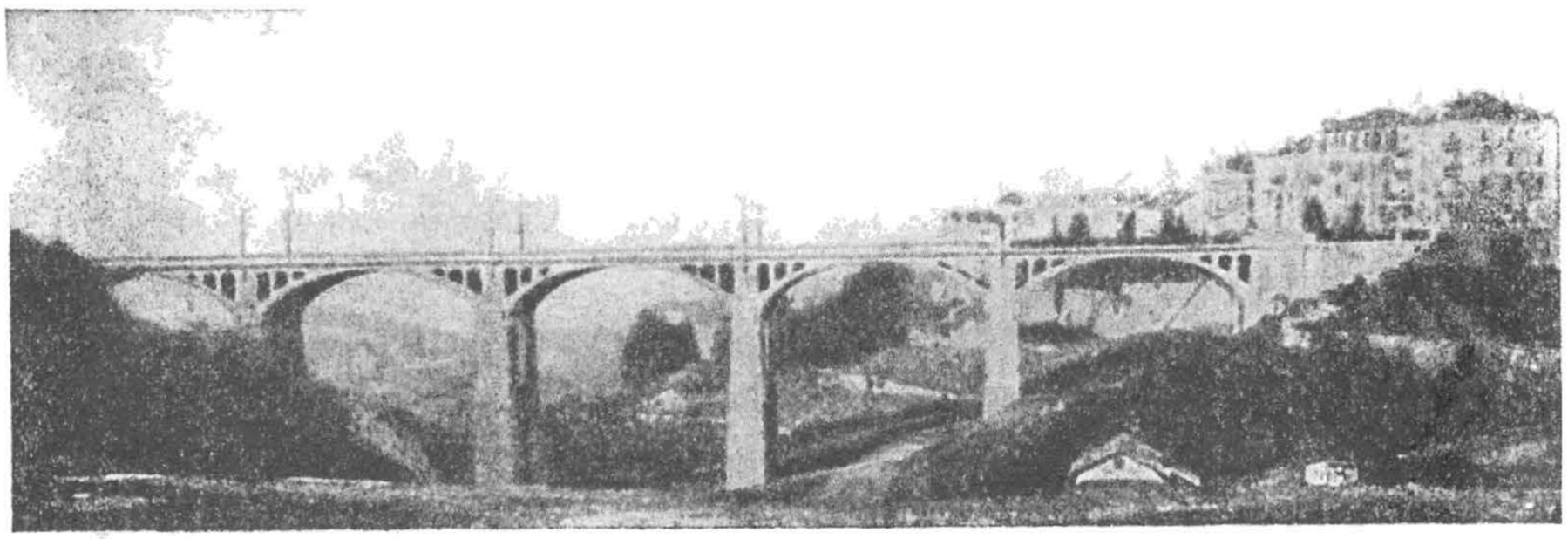
...ровский И...итут
...
...
...
НБ УДУНТ (ДИТ)

пазух получает значительную величину; уменьшение этой нагрузки достигнуто здесь устройством поперечных проемов, как это принято было в новейших каменных мостах. В результате свод четко отделяется от надсводной части, которая в свою очередь не менее четко распадается на проезжую



Фиг. 12. — Мост под ж. д. в Данвилле (1905).

часть и вертикальные стенки, поддерживающие проезжую часть, опираясь на свод. Стенки для такой роли весьма приспособлены, так как передают нагрузку на свод по всей его ширине равномерно. Чтобы и проезжая часть отвечала применению поперечных стенок, нужно, чтобы она также давила на стенку по всей ширине моста, т. е. чтобы промежутки между стенками перекрывались плитой, без ребер. При этих условиях получается про-



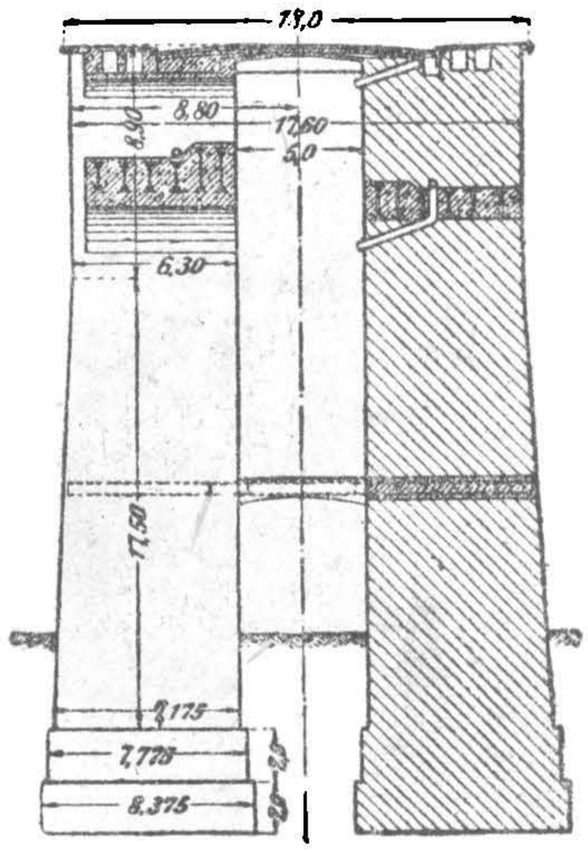
Фиг. 13. — Мост Шодерон — Монбенон в Лозанне (1905).

летное строение из *„свода, стенки, плиты“*. Расстояние между стенками не должно быть большим. В данном случае оно равно 1,88 *м*, толщина плиты 18 *см*.

Интересную разновидность арочных мостов представляет мост в Данвилле (С. Америка), изображенный на фиг. 12; построен в 1905 г. под

НБ УДУНТ (ДИТ)

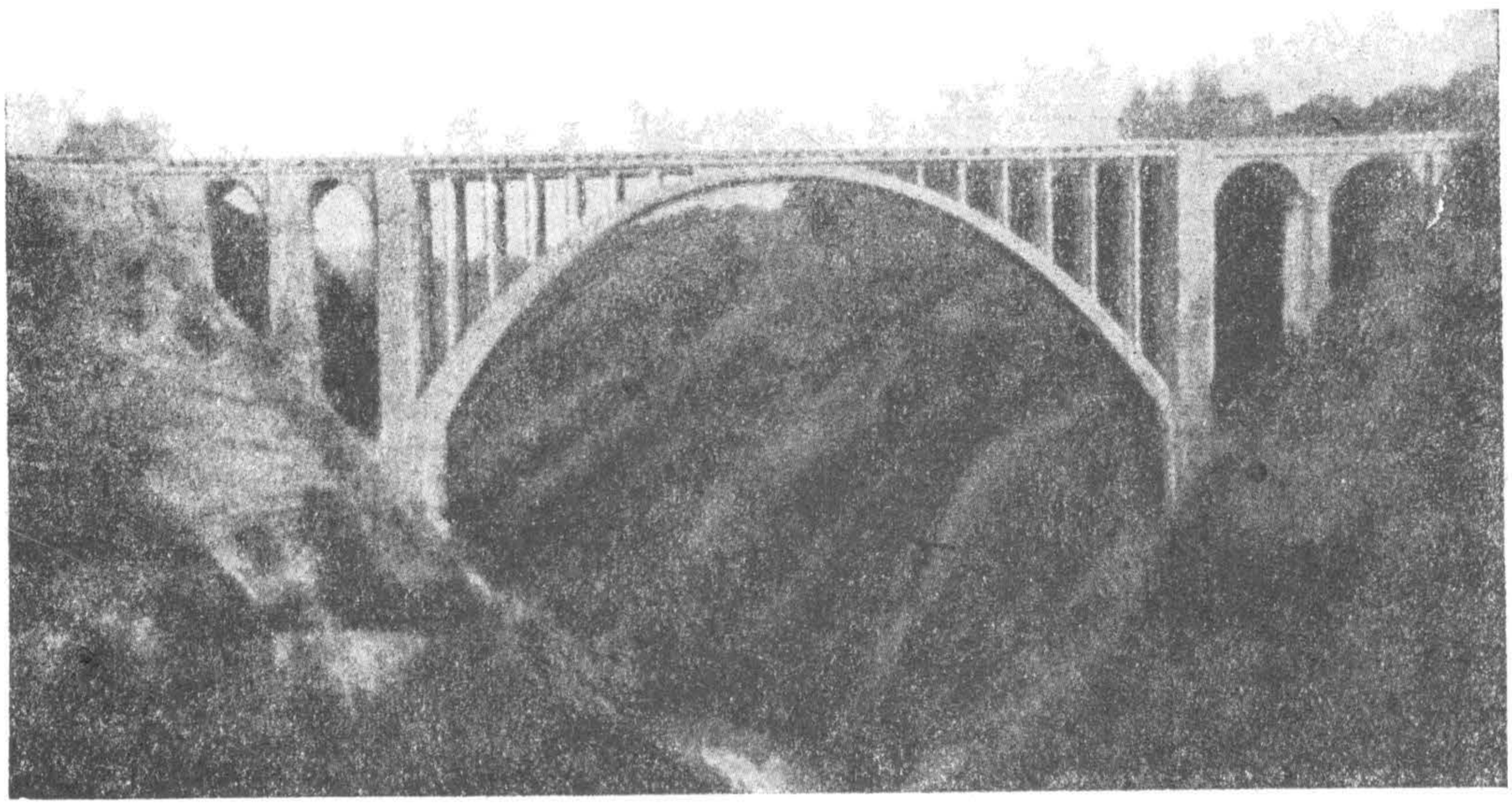
железную дорогу. Средний пролет 30,5 *м*. Отличительная черта его — понижение замка свода относительно проезжей части; в техническом отношении такая комбинация не может представлять преимуществ по сравнению с более подъемистым сводом при том же положении пят; приходится думать, что здесь решающую роль играли эстетические соображения и стремление уйти от шаблона.



Фиг. 14. — Мост в Лозанне. Поперечные разрезы.

С жесткой арматурой Мелана в 1905 г. построен в Лозанне большой мост Chauderon — Montbenon (фиг. 13), имеющий шесть пролетов по 28,75 *м* при общей длине 190 *м*. Пролеты перекрыты сводами не во всю ширину моста, которая равна 18 *м*, а с просветом в середине (фиг. 14). Этот прием применен впервые [1]) в знаменитом каменном виадуке в Люксембурге (1899 — 1903 гг.).

На фиг. 15 представлен общий вид одного из значительнейших железобетонных мостов с применением свода, построенного в 1907 — 1908 гг. в Швейцарии близ Тейфена (Appenzel), через долину р. Зиттер. Железная арматура из круглых прутьев, т. е. типа Монье. Пролет в свету 79 *м*, стрелка 26,5 *м*. Мост построен вместо пришедшего в ветхость железного виадука. Мост под обыкновенную до-



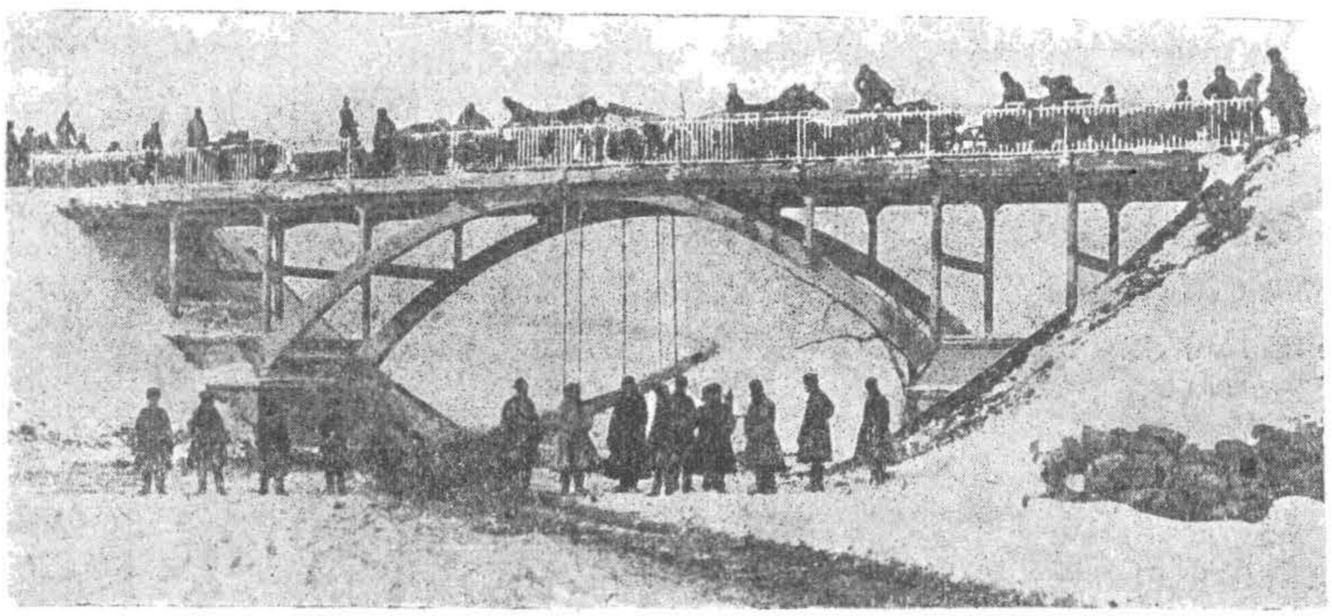
Фиг. 15. — Гмюндертобельский виадук бл. Тейфена (Швейцария) (1908).

рогу. Существенная разница с предыдущим мостом состоит в более широкой (на 3,7 *м*) расстановке опор для поддержания проезжей части над сво-

[1]) См. *Г. П. Передерий.* Курс мостов. Ч. II. Отд. I. Каменные мосты. 1925, стр. 33.

НБ УДУНТ (ДИТ)

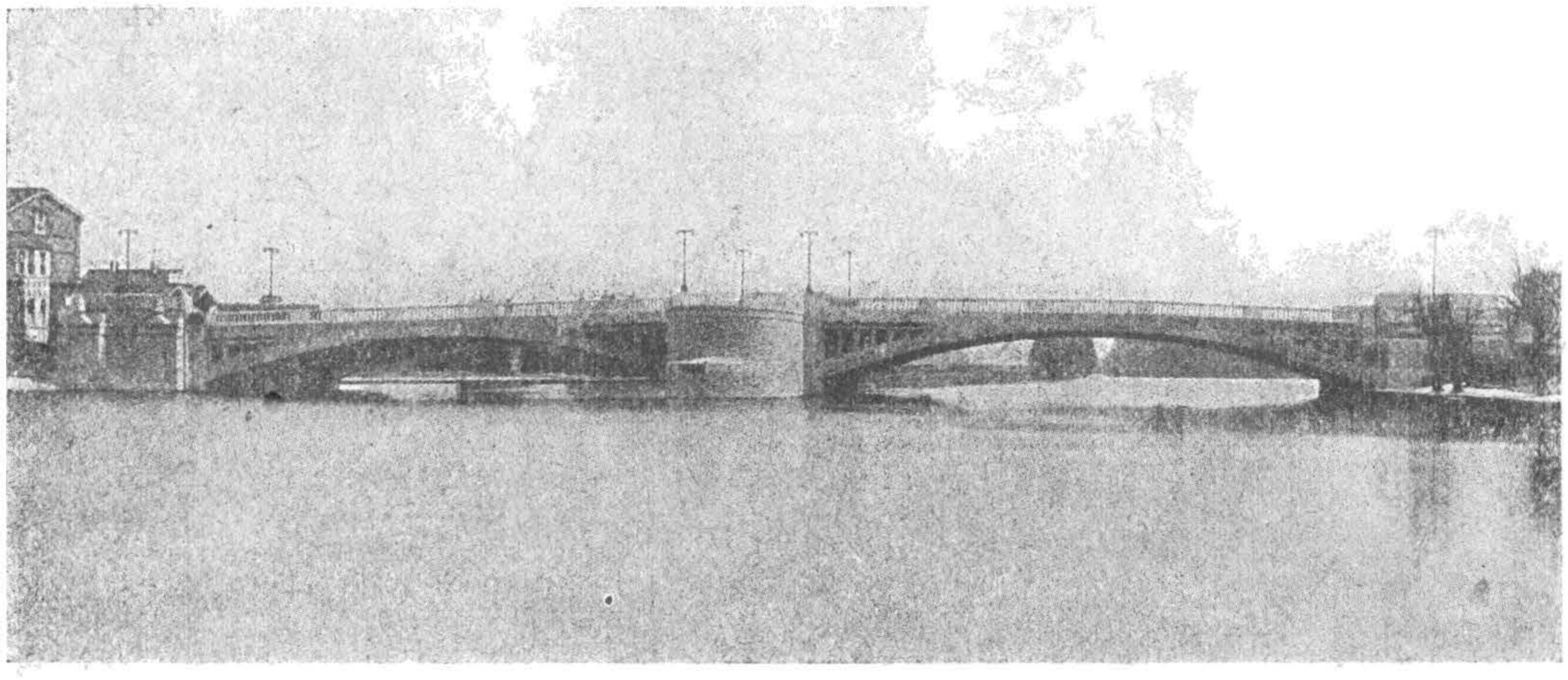
дом, вследствие чего в проезжей части пришлось применить ребристую плиту. Наличие ребер стягивает давление от проезжей части в определенные точки, откуда их лучше всего следует передавать далее при помощи *стоек*, а не стенок. Так здесь и сделано. Четыре стойки передают нагрузку на свод



Фиг. 16. — Мост на арках.

по ширине его в виде сосредоточенных сил. Это не совсем отвечает работе свода, но для большого и тяжелого свода при легкой проезжей части это еще допустимо.

Дальнейшее изменение в общей компановке представляет мостик, приведенный на фиг. 16. В нем давление колонн принимается не сводом, а отдельными арками, число которых равно числу колонн в поперечном ряду



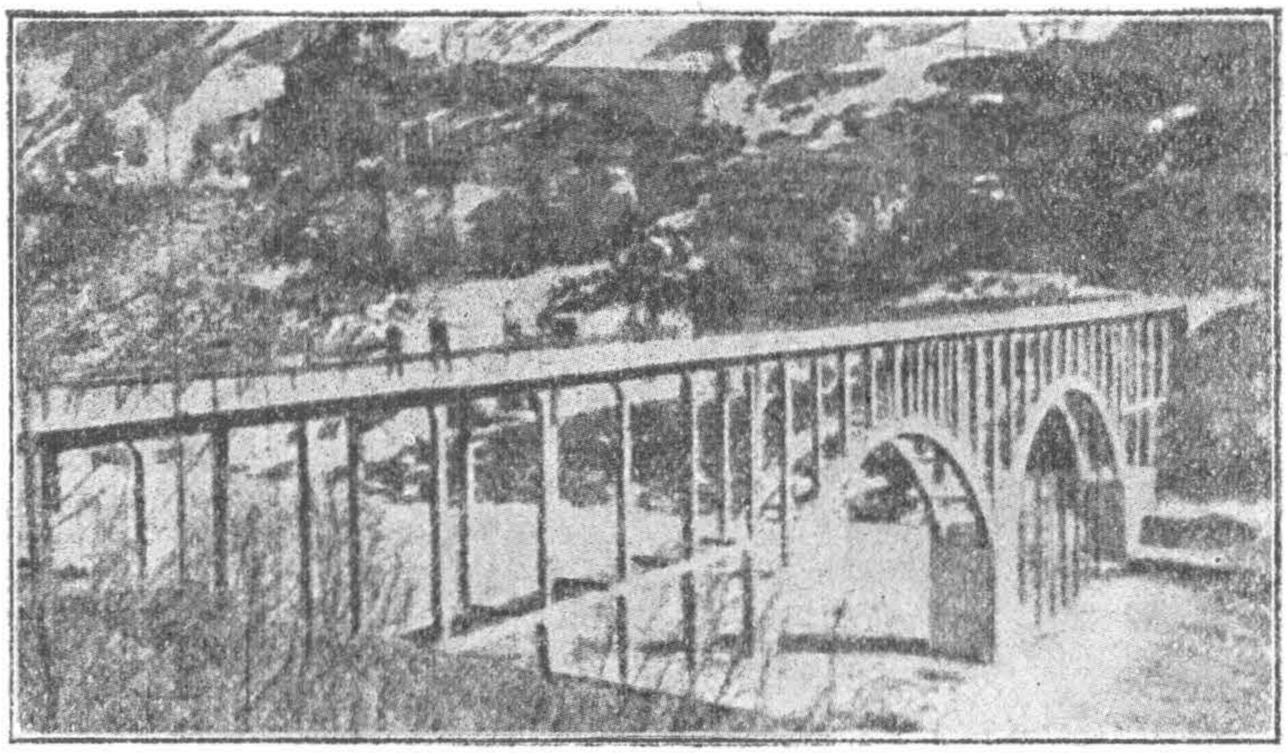
Фиг. 17. — Мост через Темзу (1926).

и числу ребер в проезжей части. Эту связную систему можно охарактеризовать тремя словами: *„арка, стойка, ребро“*. Она применяется очень часто в самых разнообразных видах.

На фиг. 17 дан вид весьма солидного моста через Темзу между Caversham и Reading; построен в 1926 г. с двумя пролетами 38,5 и 32,4 *м*.

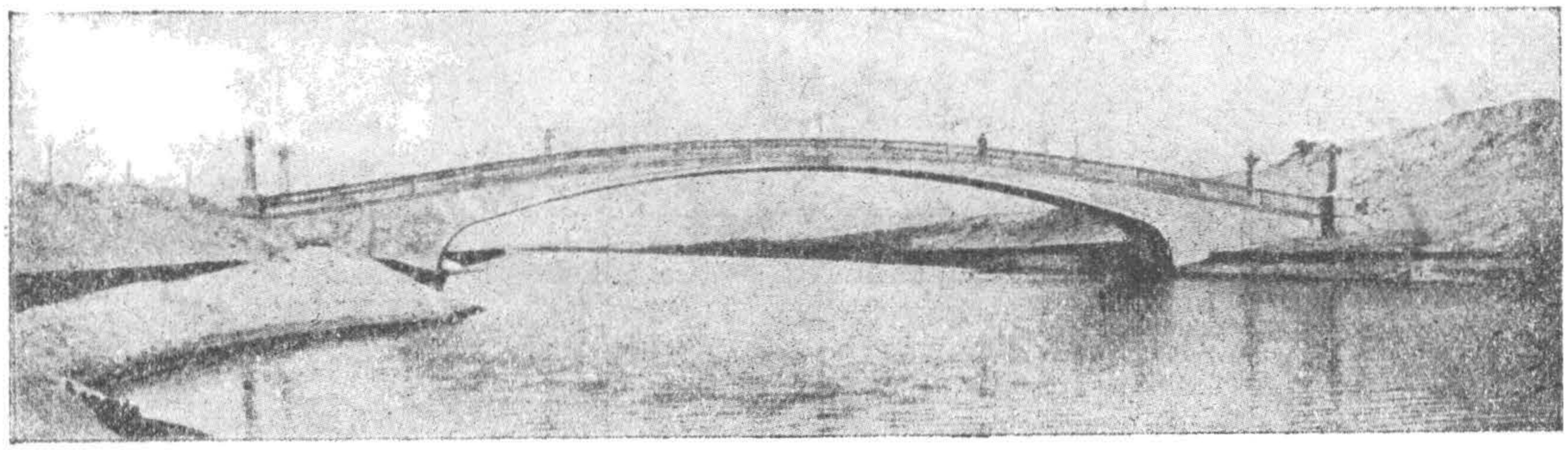
НБ УДУНТ (ДІТ)

А на фиг. 18 приведен вид одного из весьма легких и дешевых виадуков. Этот виадук под обыкновенную дорогу близ Songavazzo (Bergamo), построенный в 1910 г., с шириной полотна 4,7 *м*, без тротуаров. Средние два пролета имеют величину 28 *м*.



Фиг. 18. Виадук под обыкновенную дорогу (1910).

Новую разновидность арочных железобетонных мостов представляет система Геннебика, в которой применяются вместо арок и сводов *арочные стенки*, аналогичные арочным железным фермам со сплошною стенкой. Арочные стенки поверху очерчены прямой или пологой кривой параллельно очертанию полотна на мосту, нижняя грань очерчена по арочной кривой На таких ребрах расположено железобетонное сплошное покрытие под полотно моста.



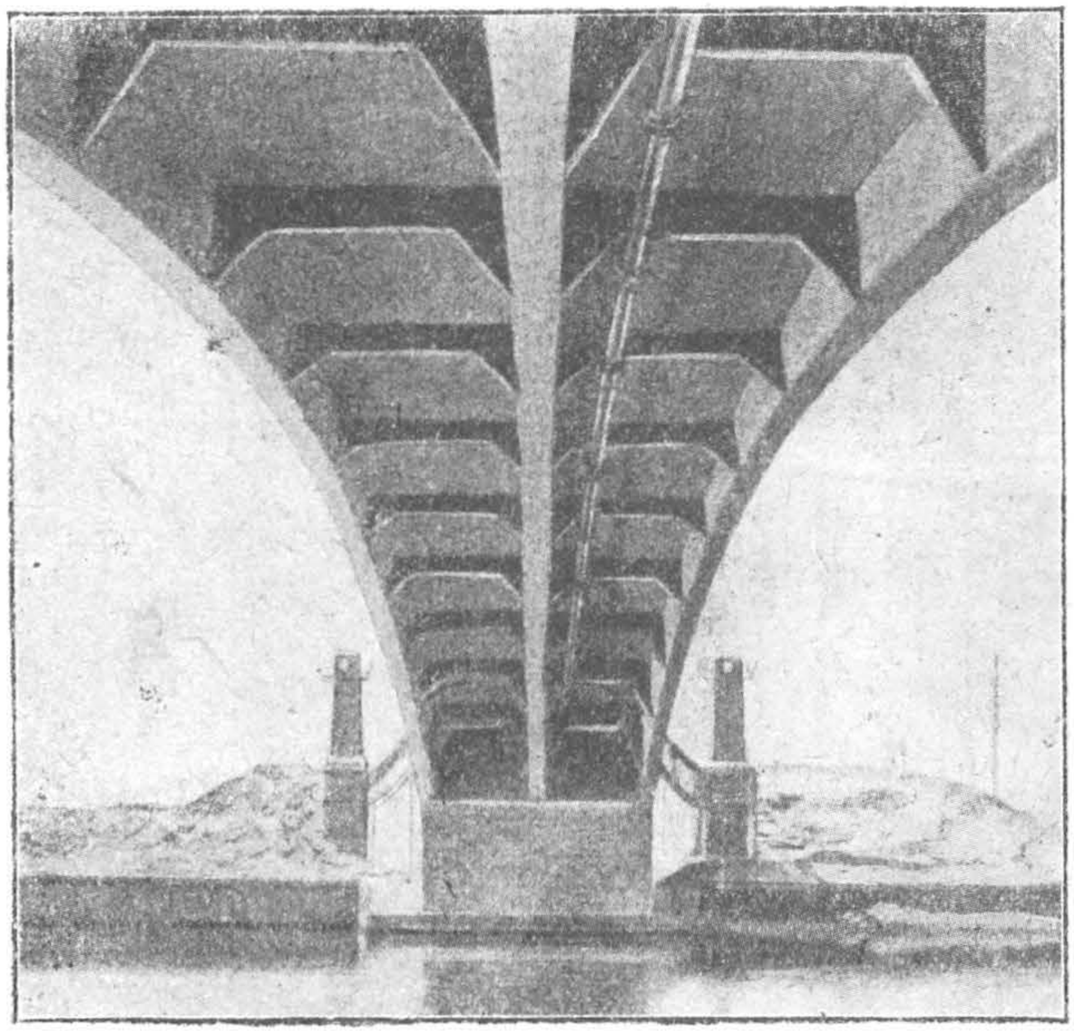
Фиг. 19. — Мост в Калифорнии (1906).

На фиг. 19 представлен мост близ Los-Angelos в Калифорнии, построенный в 1906 г. Конструкция его видна из фиг. 20, изображающей вид снизу. На трех продольных арочных стенках и на поперечных балках покоится плита толщиною 10 *см*, на которой расположено полотно моста.

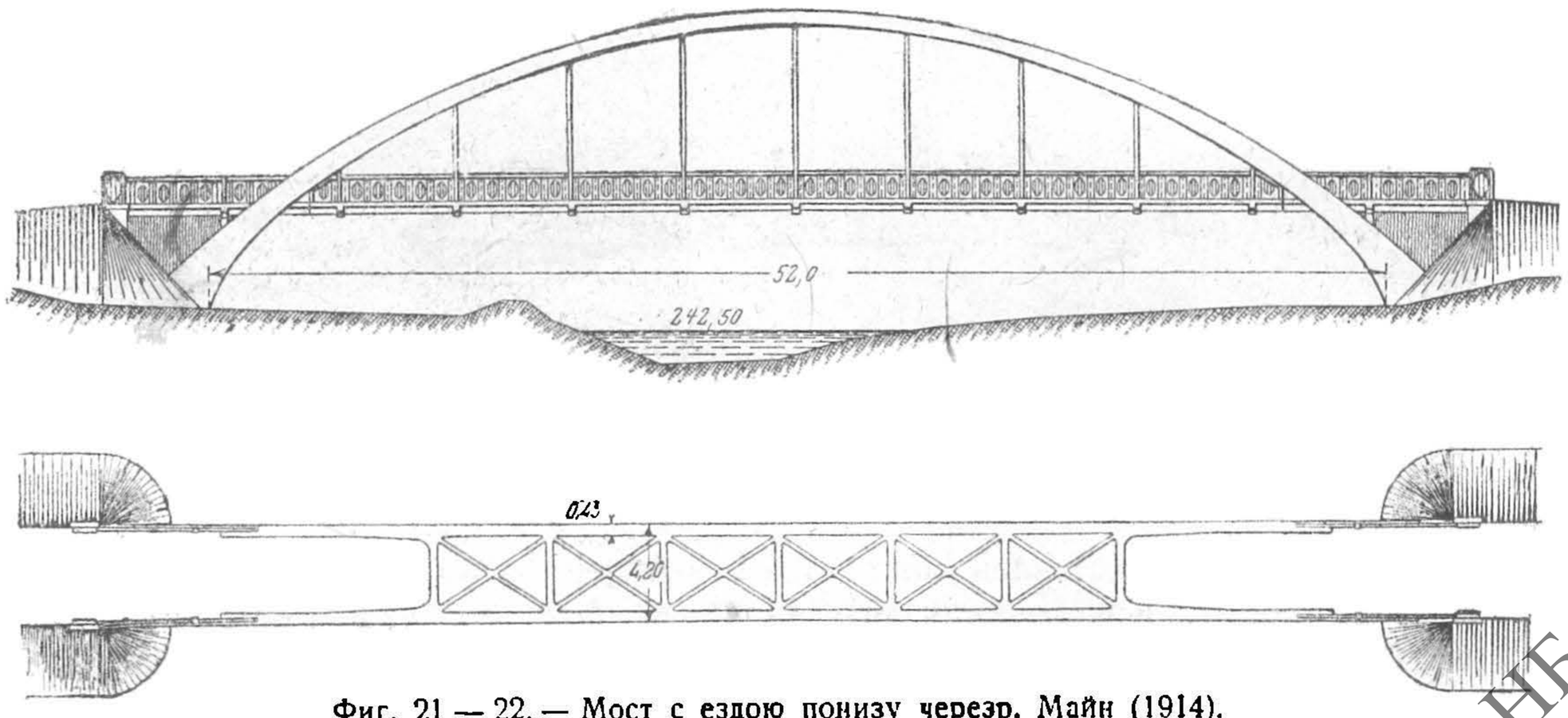
Когда при высоком уровне полых вод просвет под мостом очень мал по высоте и когда нельзя применить арки с ездою поверху, подымают

НБ УДУНТ (ДИТ)

арки *над* полотном, т. е. дают систему моста с ездою понизу (фиг. 21). Отдельные арки, будучи сжаты, должны быть соединены между собою связями. Ниже полотна моста этому ничто не мешает. На участке же выше полотна связи необходимо располагать так, чтобы они не мешали проезду по мосту. Связи могут быть раскосными, как на фиг. 22, представляющей план моста, или рамной системы, как в большинстве случаев делают. Приведенные здесь схемы относятся к мосту через р. Майн близ Бамберга [1]), построенному в 1914 году с арматурой из чугуна (система Эмпергера). Проезжая часть моста не соединена с арками, и бесшарнирные арки передают распор через устои в землю. Арки имеют чрезвычайно легкий вид; толщина арки в замке 60 *см*, при пролете 52 *м* составляет почти $^1/_{90}$ часть его; такое соотношение необычно мало даже для железных мостов. Это объясняется тем, что чугунные стержни обмотаны спиральной арматурой так, что и арматура и бетон могут выдерживать необычно высокие напряжения. При испытании этого моста прогиб его в средине со-



Фиг. 20. Мост в Калифорнии (1906).

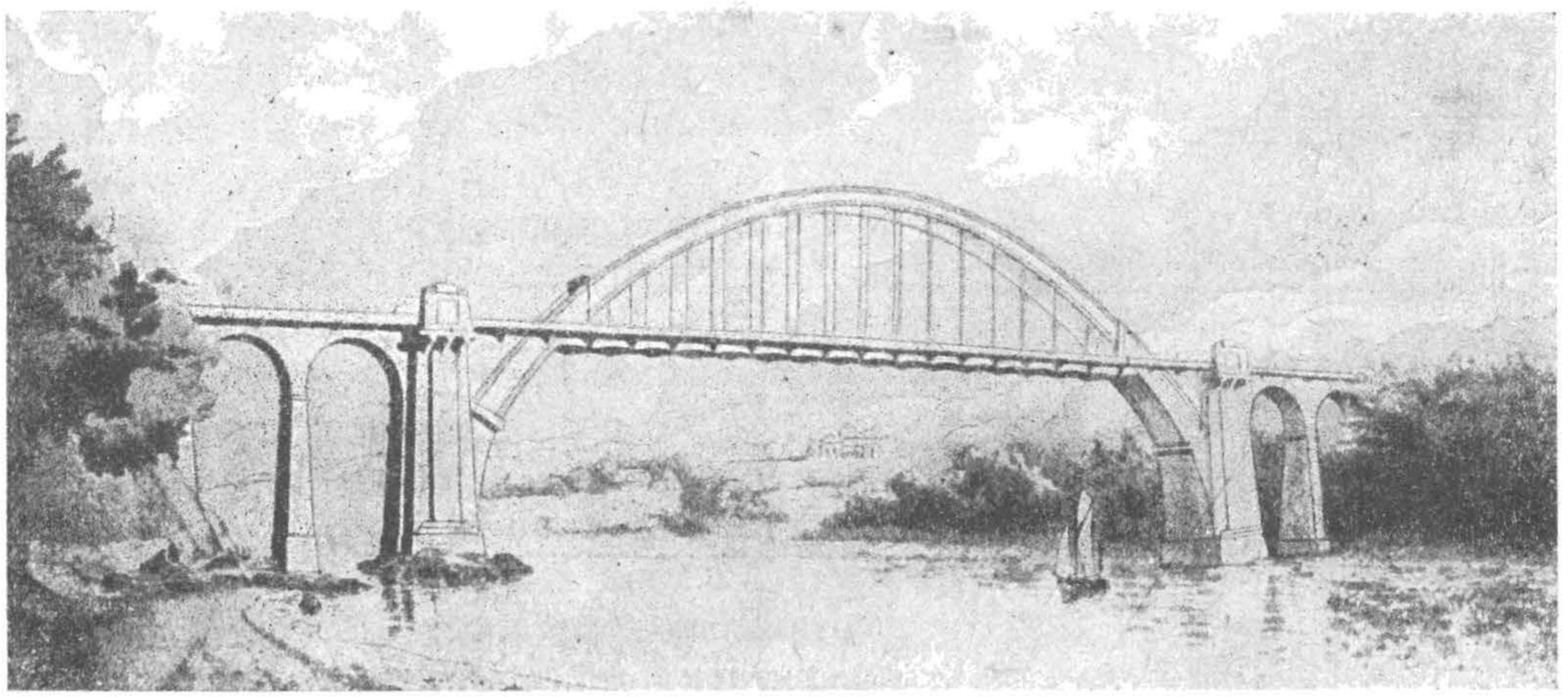


Фиг. 21 — 22. — Мост с ездою понизу черезр. Майн (1914).

[1]) „Beton und Eisen", 1917, стр. 73.

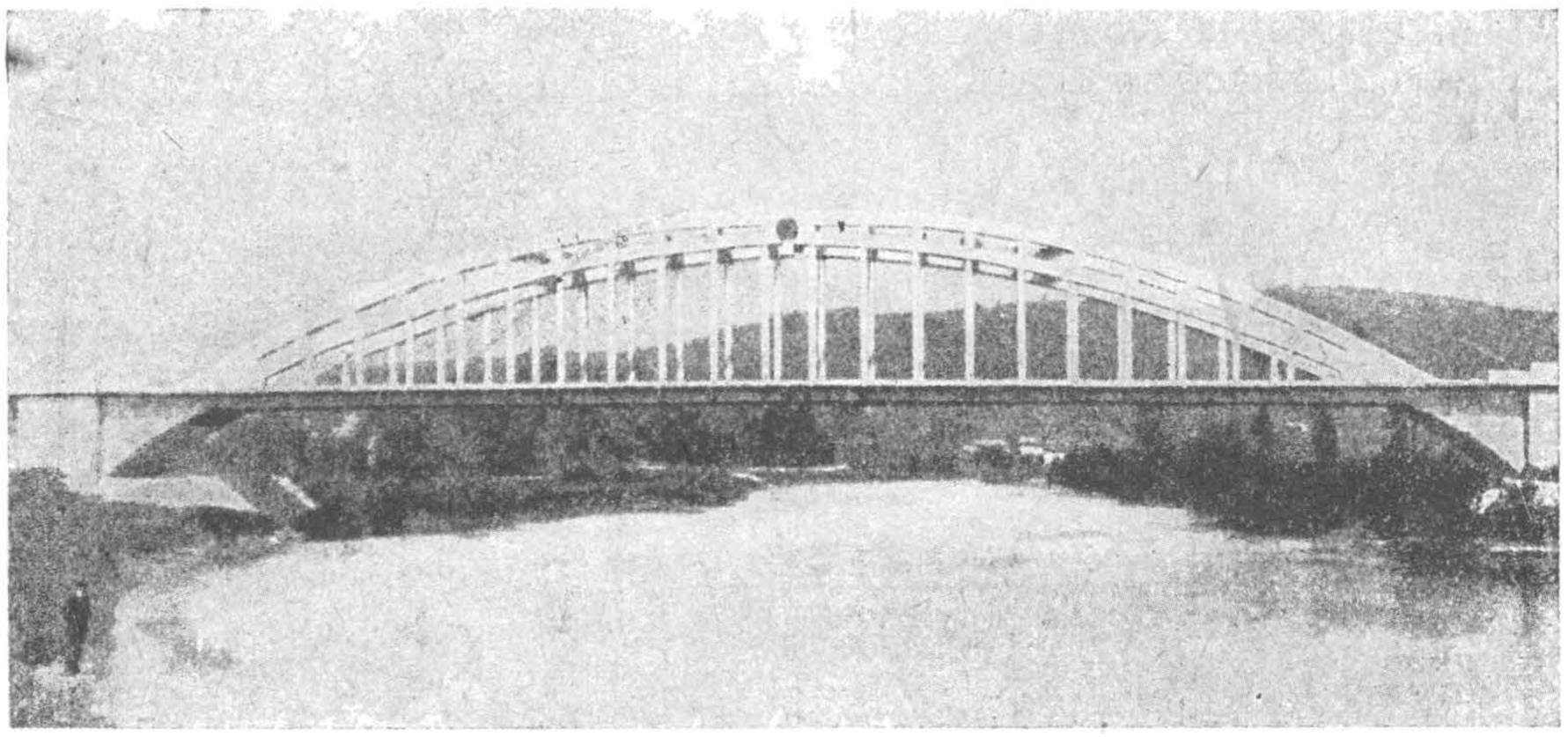
НБ УДУНТ (ДИТ)

ставил 5,5 *мм* при загружении всего пролета; при снятии нагрузки с половины пролета, середина этой половины поднялась на 6,5 *мм*. Жесткость моста очень высокая, что свойственно всем железобетонным мостам.



Фиг. 23. — Мост через Менейский пролив (строится).

На фиг. 23 приведен общий вид одного из величайших железобетонных мостов под обыкновенную дорогу, а именно строящегося ныне (1929 г.) моста через Менейский пролив в Англии, который возводится вместо знаменитого висячего моста постройки 1826 года [1]). Пролет моста равен 167,5 *м*.



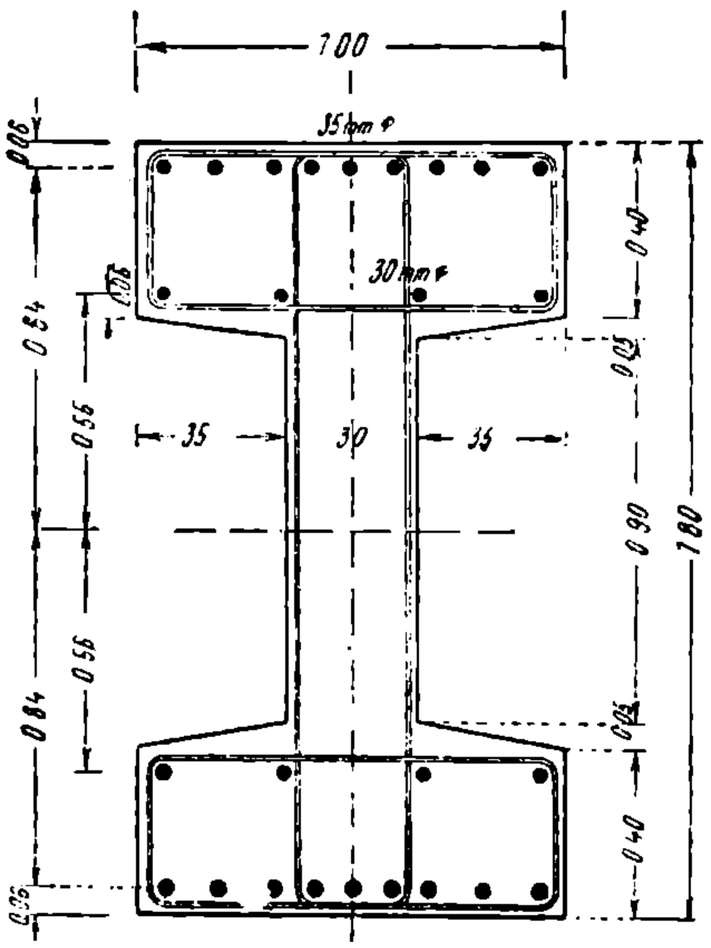
Фиг. 24. — Мост через Марну (1926).

При расположении арок над полотном возможно применение и арок с шарнирами. Такие арки применены, например, в мосте через Марну (Франция) (фиг. 24), построенном в 1926 году с пролетом 62,4 *м*. Сечение

[1]) См. *Г. П. Передерий.* Курс мостов. Часть II. Отд III. Висячие мосты. 1928, стр. 4.

НБ УДУНТ (ДИТ)

арки *двутавровое* (фиг. 25), за исключением сечений, где прикреплены подвески. Двутавровое сечение является наиболее целесообразным сечением для сжатоизогнутых частей. Это сечение и его производная коробчатое сечение применяются для арок и в железных мостах. По сравнению со сплошным прямоугольным сечением такие сечения дают арки меньшего веса при той же подъемной силе. А собственный вес арок становится при больших пролетах уже господствующей по величине нагрузкой.

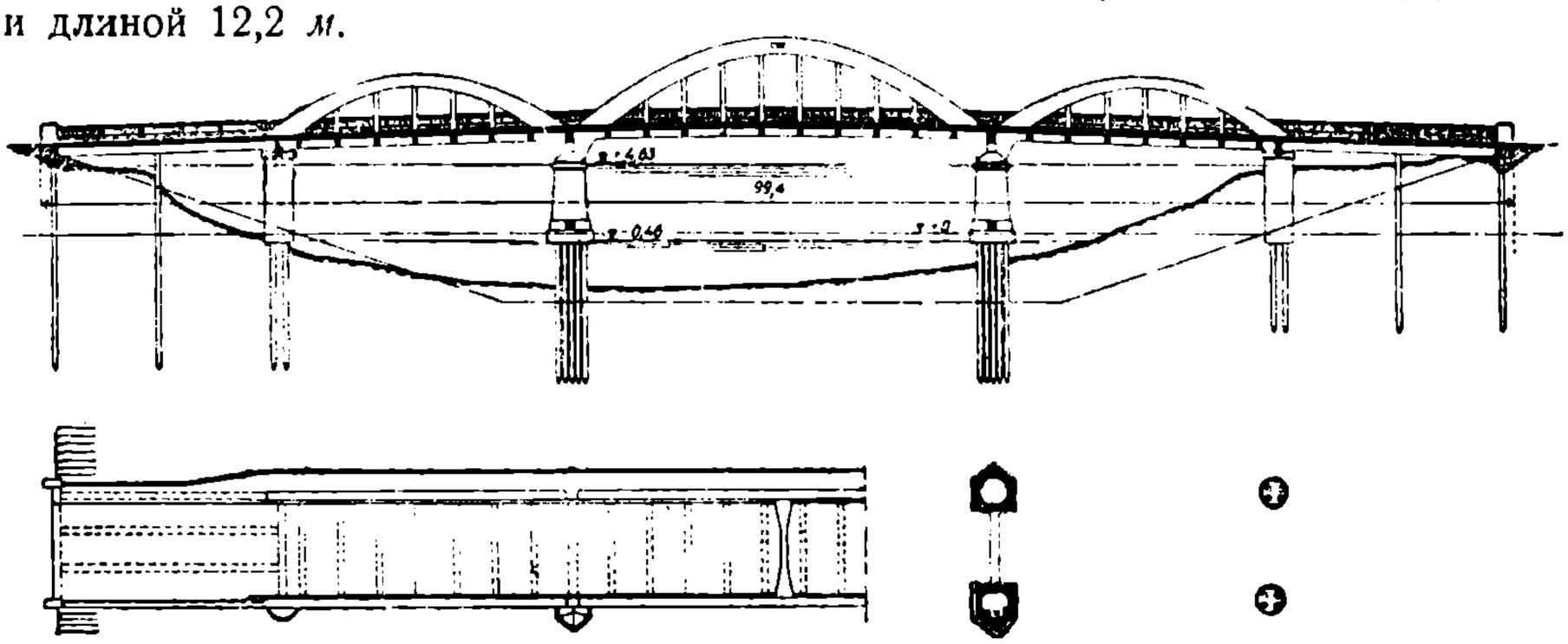


Фиг. 25.

Дальнейшим видоизменением арочных мостов с ездою понизу является применение затяжки в предыдущей системе с целью устранить действие распора на опоры. Получается система пролетного строения, замкнутая в своем очертании и дающая одни вертикальные опорные давления, в предположении, что, как в балке, одна опора будет неподвижна, а другая — подвижная по горизонтальному направлению.

Подвижность опор достигается применением стальных или железобетонных катков и качающихся ножек.

К этому виду мостов относится очень легкий и дешевый мост, построенный в 1926 г. в Англии (фиг. 26 — 27), с тремя пролетами $19{,}4 + 28{,}5 + + 19{,}4$ *м*. Ширина полотна для езды 6,1 *м*, один тротуар 1,22 *м*. Мост основан на железобетонных сваях в количестве 60 штук сечением 36×36 *см* и длиной 12,2 *м*.

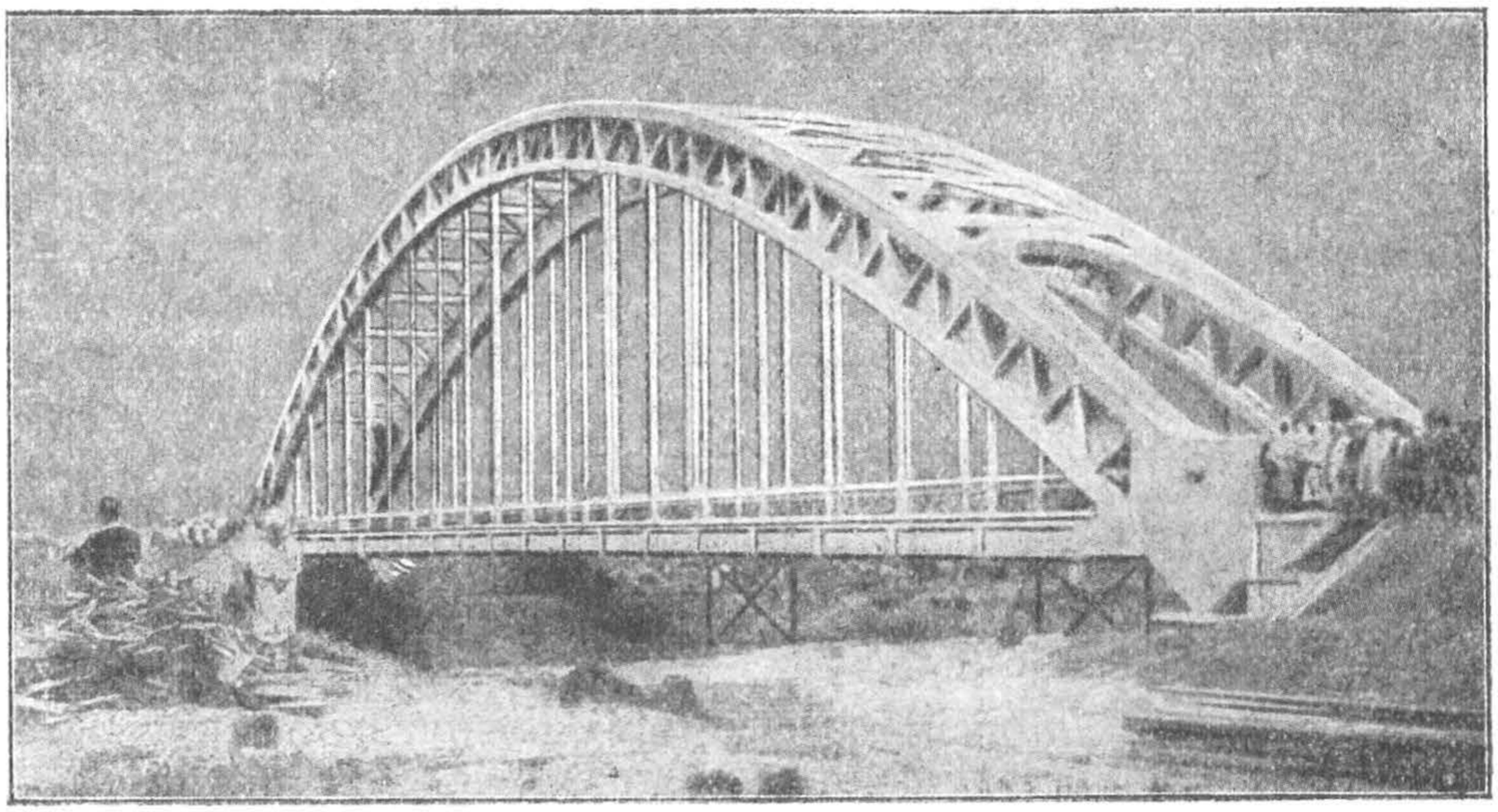


Фиг. 26 — 27. — Мост в Англии (1926)

На фиг. 28 изображен мост, построенный в 1926 г. французами в Алжире через р. Mellègue, с пролетом 92 *м* [1]). Здесь применена система *Lossier*,

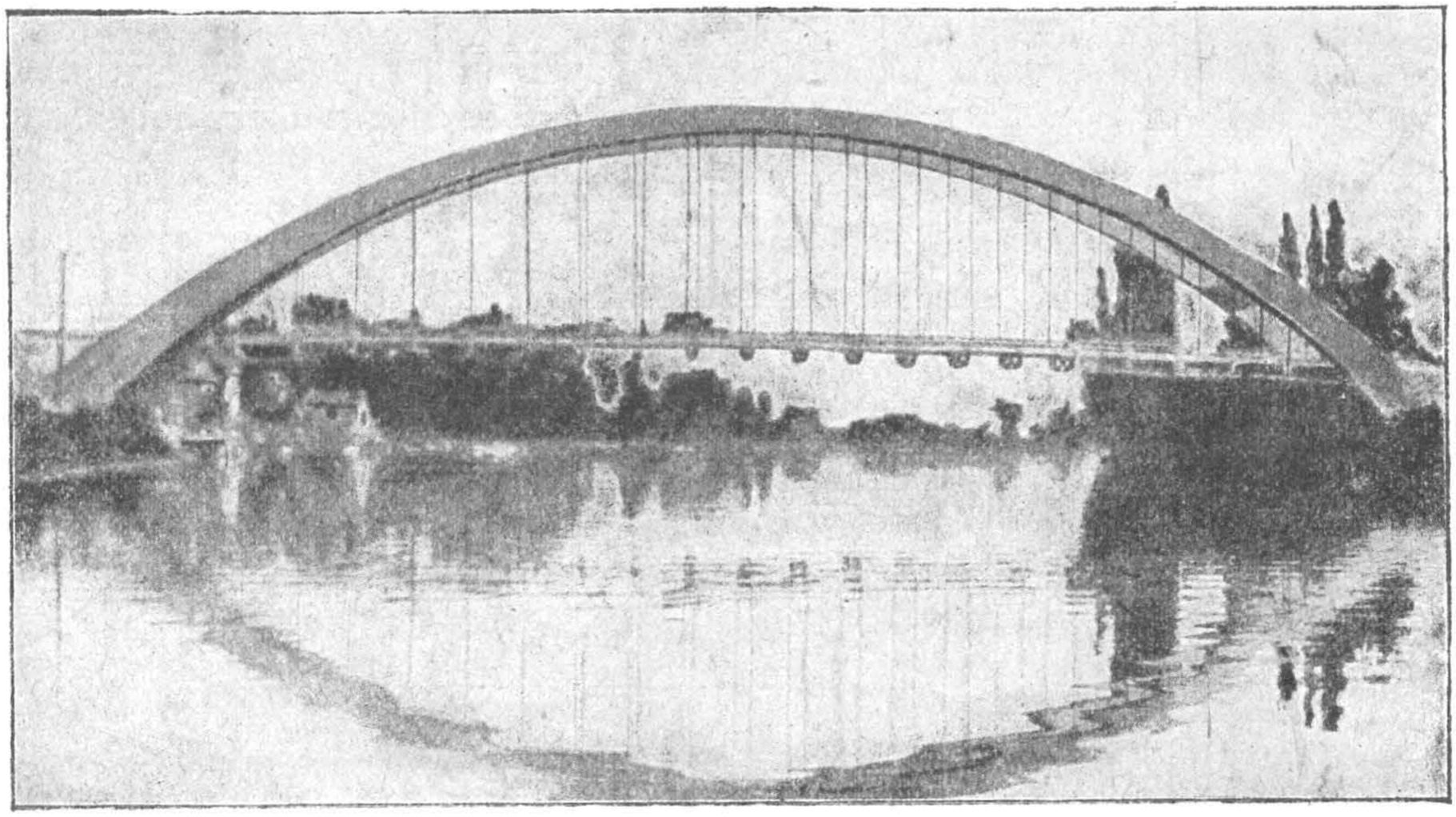
[1] „Génie Civil", 1927, t. 91; „Peton und Eisen", 1927; „Строительная промышленность", 1928 г., № 4.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фис. 28. — Мост в Алжире (1926).

которая сводится к уменьшению веса арки при помощи устройства их *сквозными* с раскосами и вертикальными элементами. Это уже третий прием: первый — повышение напряжения по Эмпергеру; второй — двутавровое сечение; третий — сквозная (решетчатая) система. Применение для

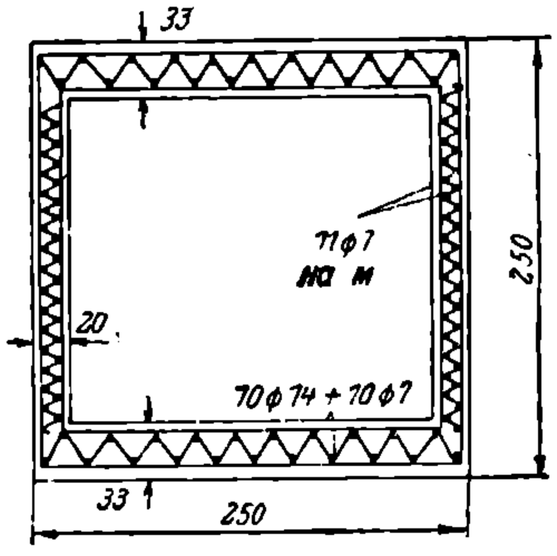


Фиг. 29. — Мост через Сену (1923).

той же цели *трубчатого* сечения арок мы можем видеть в построенном в 1923 году мосте St. Pièrre du Vauvray (фиг. 29) через реку Сену во Франции. На фиг. 30 приведено сечение арки в замке. Мост имеет пролет 132 *м*; сечение каждой из двух арок имеет величину по наружному

НБ УДУНТ (ДІТ)

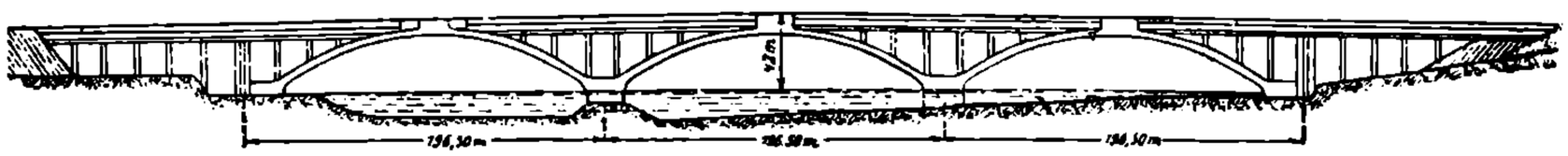
контуру 2,5 *м* × 2,5 *м*; толщина стенок коробки 20 *см* для вертикальных граней и 33 *см* для горизонтальных.



Фиг. 30.

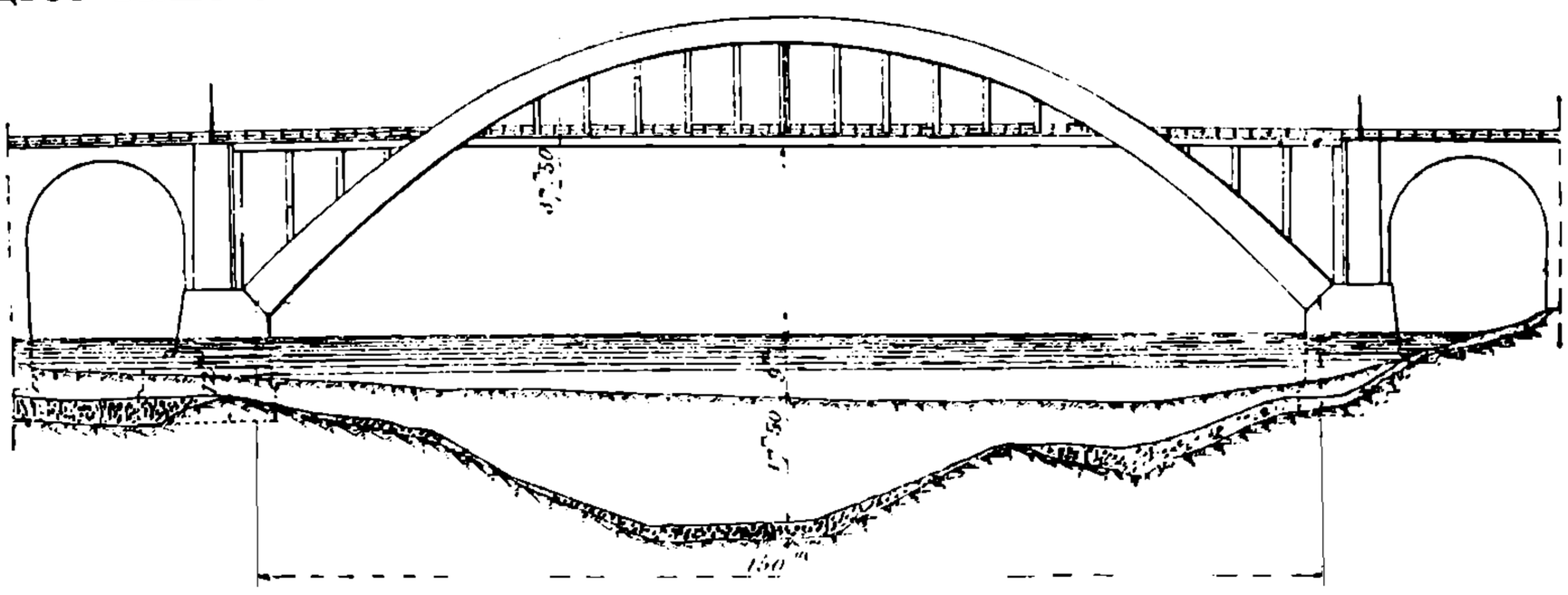
Этот же прием Фрейсинэ применил для ныне строящегося моста Plougastel через Элорн близ Бреста (Франция) (фиг. 31). Мост имеет три пролета по 186,4 *м*. Это будет мост с наибольшим пролетом для железобетонных мостов, уже построенных.

Что касается проектов, то следует отметить недавно предложенную систему *Ljungberg*'а [1]), в которой жесткая арматура составлена из стальных труб, соединенных решеткой из уголков в арку, которую можно собрать без подмостей (фиг. 32, 33). Трубы заполняются бетоном, после чего стальные арки заделываются в бетон как арматура железобетонных арок без применения кружал. Полное сечение приведено на фиг. 33, показывающей



Фиг. 31. — Мост через Элорн во Франции (строится).

сечение арки для пролета 150 *м*. Диаметр трубы от 80 до 100 *см* при толщине стенок от 9 до 15 *мм*. Напряжение в бетоне может быть допущено вдвое выше обычных.



Фиг. 32.

Затем по величине пролета следует отметить *проект* моста в Копенгагене, предложенный на конкурс 1928 г. Полотно моста, расположенное понизу, поддерживается двумя пустотелыми арками пролетом 230 *м* [2])

---

[1]) „Génie Civil", 1927, 5/III; „Zentralblatt der Bauv.", 1927, 431; „Concrete..." (London), 1927, стр. 310.

[2]) „Bauingenieur", 1928, H. 27 и след.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Один из конкурсных проектов виадука в Праге имеет пролет железобетонных арок, возвышающихся над полотном моста, 270 *м* (фиг. 34) [1]).

В заключение приведем вид нескольких замечательных арочных мостов, относящихся к различным типам, указанным выше.

Монументальный мост la Tournele в Париже (фиг. 35) с пролетом 74 *м*.

Мост Balme через Рону со сводом пролетом 95 *м* при стрелке 9 *м* (фиг. 36).

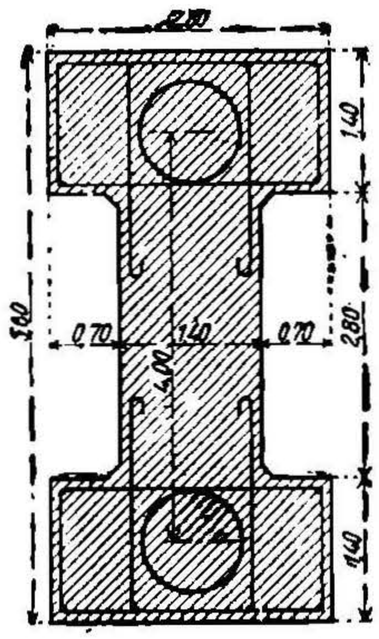
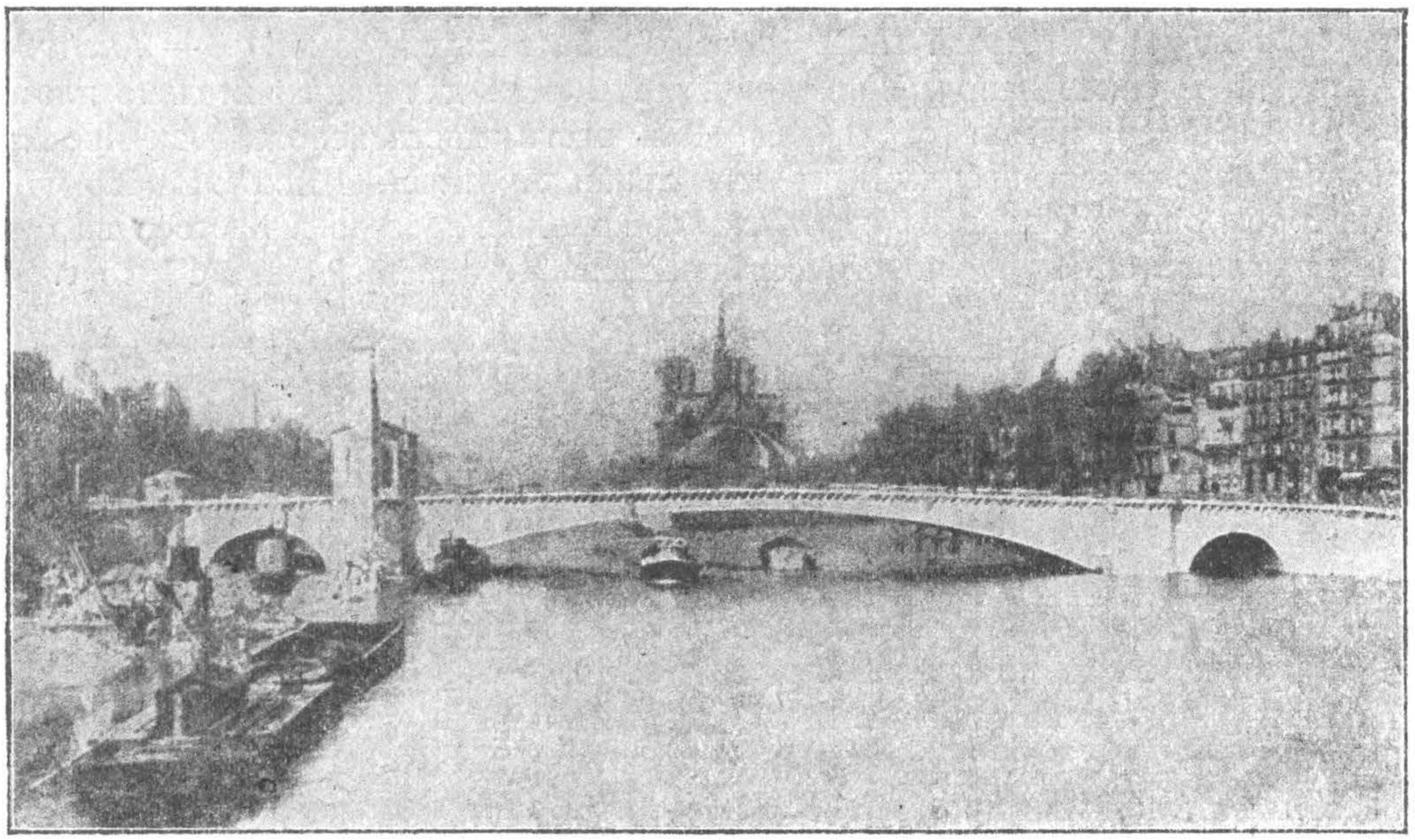

140
140
140

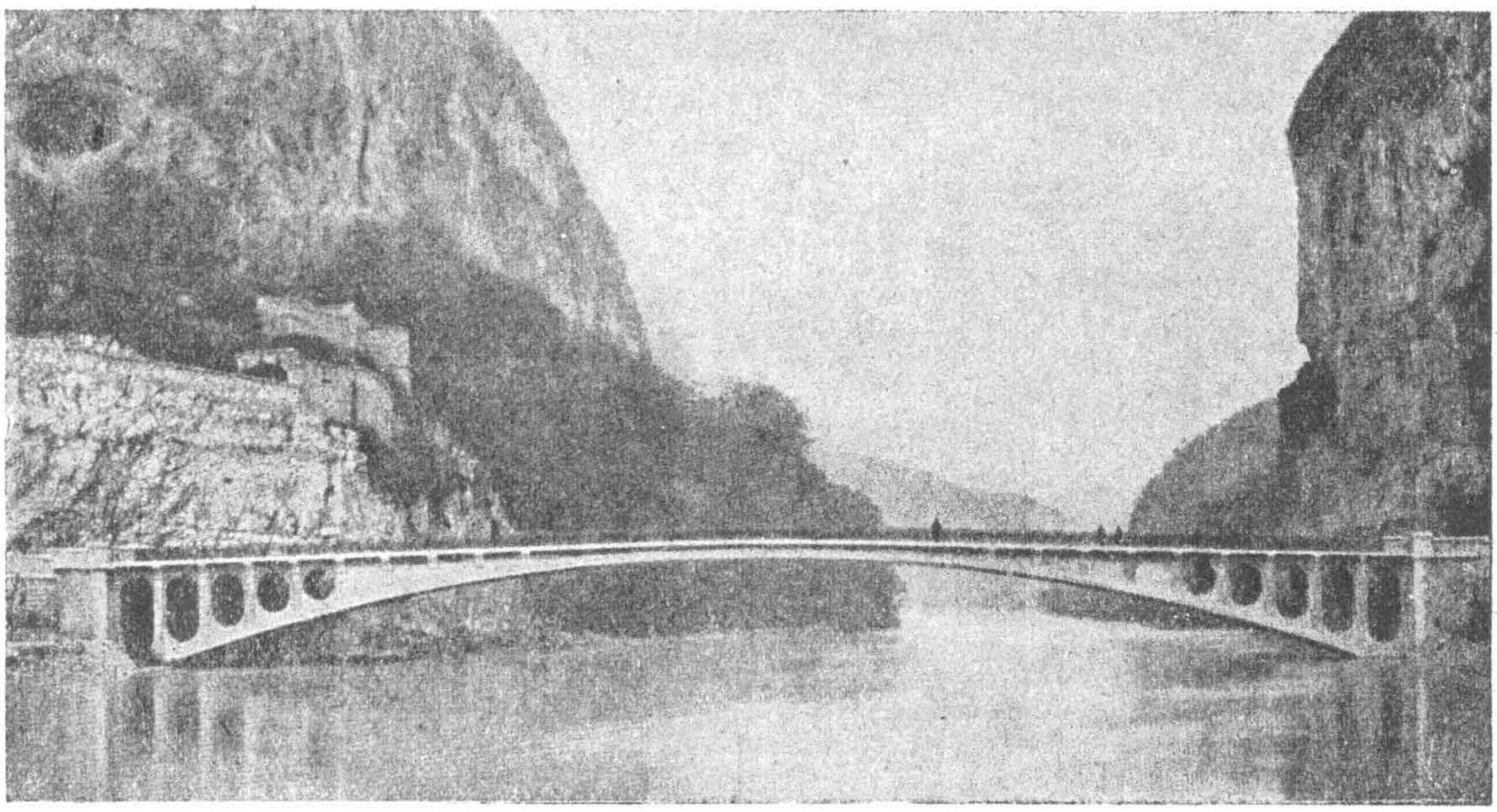
Таблица 1.—Выдающиеся арочные мосты.

Название моста	Год сооружения	Для какой дороги	Пролет l м	$\frac{f}{l}$	$\frac{l^2}{f}$ м	Система арок	Сечение арок	Литературные источники
1. Plougastel через Elorn	строится	об. д. и ж. д.	186	—	—	без шарн.	пустотелые	„Bauing", 1929. H. 9/10.
2. Менейский пролив	„	об. дор.	167,5	—			—	„Engineering", 1/VII 1927; „Baut." 1927, H. 51.
3. St Pièrre du Vauvray	1923		132	1 : 5,3	695		пустотелые	„B. E.", 1927, H. 19; „G. C.", 1923, t. 83; „Schw. Bauz.", 1924, Bd. 83.
4. Капелла через Миссисипи в Миннеаполисе	1923		122	1 : 4,5	548		парн. своды	„Eng. News-Record", 1923, vol. 90, p. 148.
5. Berwick через Твид	1928		110	1 : 7,9	870		пустотелые	„Concrete" (London), 1928, n° 1; „Engineering", 1928, vol. 125, p. 527.
6. Hundwilertobel (Швейцария)	1925		105	1 : 2,9	305		—	„Schw. Bauz.", 1924, Bd. 84, S. 36 und 244; 1926, Bd. 87, S. 178.
7. Возрождения в Риме	1911	„	100	1 : 10	1000		коробч.	„B. E.", 1911, H. $^{14}/_{15}$; „Arm. Beton", 1912;
8. Виадук Langwies	1914	жел. 1,0 м	100	1 : 2,4	240	„	2 ребра	„Arm. Beton", 1915, H. 7-12; 1916, H. 1-2.
9. Champagne-sur-Seine	1924	пешеход.	97,5	1 6,5	635	3 шарн.	спиральн.	„Bautechnik", 1924, стр. 521.
10. Vesubie	1923	об. дор.	96,0	1 : 6,4	615	без шарн.	двутавров.	„Eng. News. Rec.", 1913, 70.
11. Grafton (Auckland)	1910		96,0	1 : 3,6	346	3 шарн.	прямоугольн.	„Engin. News Rec.", 1910, август.
12. Balme, через Рону	1916		95	1 : 10,6	1007	без шарн.	—	„Beton Armé", Now, 1925; „B. E.", 1926, 154.
13. Jacks-Run в Питсбурге	1925		95	1 : 4,4	416		парн. своды	„Eng. News-Rec.", 1924, октябрь.
14. Миннезота	1926		93	1 4	—		две арки	12 прол. по 93 м; „Eng. News-Rec.", 1927, март; „B. E.", 1927, H. 14.
15. Mellègue (Тунис)	1927		92	1 6	552	2 шарн. с зат.		„G. C.", 1927, т. 91; „B. E.", 1927, 360; „Zement" 1927, H. 40.
16. Larimer в Питсбурге	1912		91,6	1 : 4,5	412	без шарн.		„Eng. News-Rec.", 1912, декабрь.
17. Через Миссисипи, St-Paul	1928	городск.	91,5	1 : 3,4	312		парн. своды	„Eng. News-Rec.", 1927, ноябрь; „Der Bauing", 1928, H. $^{12}/_{13}$.
18. Ore-Älv (Швеция)	1919	жел. дор.	90,1	1 : 3,1	280	3 шарн.	свод	„Der Bauing", 1921, H. 4.
19. Gründjetobel (Швейцария)	1914	ж. д. 1,0 м	86,0	1 : 4,8	413	без шарн.		„Schw. Bauz.", 1913, T. 65, S. 5.
20. Мост в Bagneux близ Парижа	1928	об. дор.	87,0	1 5,8	505	2 шарн. с зат.	двутавров.	„Eng. News-Rec.", 1927.

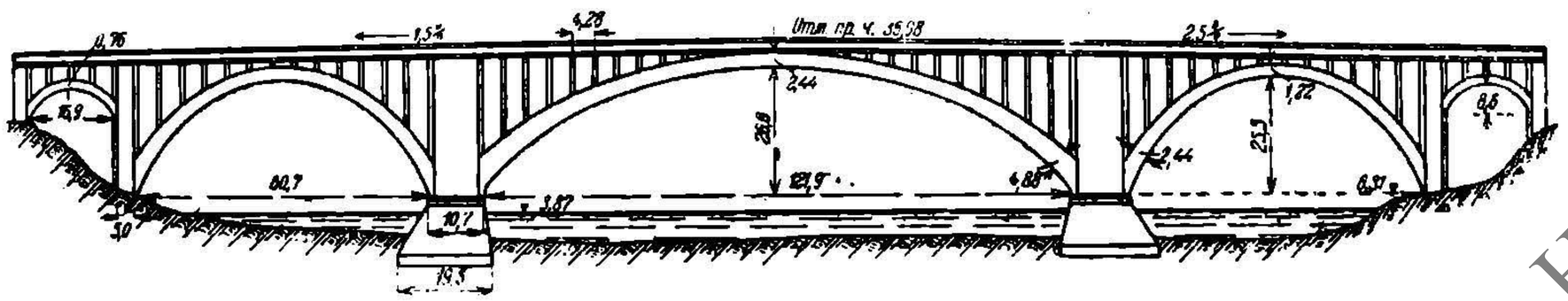
НБ УДУНТ (ДНТ)



Фиг. 35. — Мост la Tournell (1927).



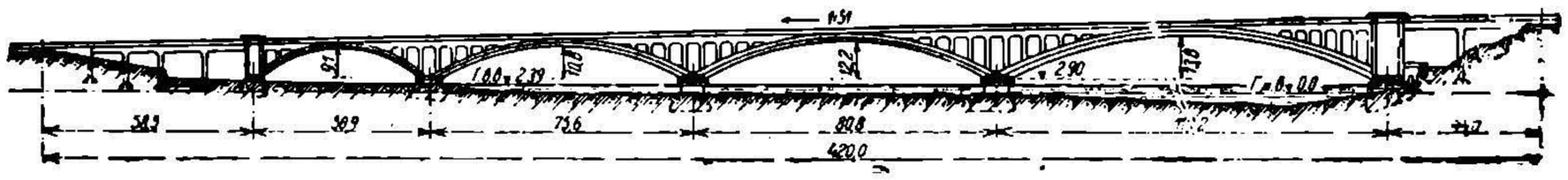
Фиг. 36. — Мост через Рону (1916).



Фиг. 37. — Мост в Минеаполисе (1922).

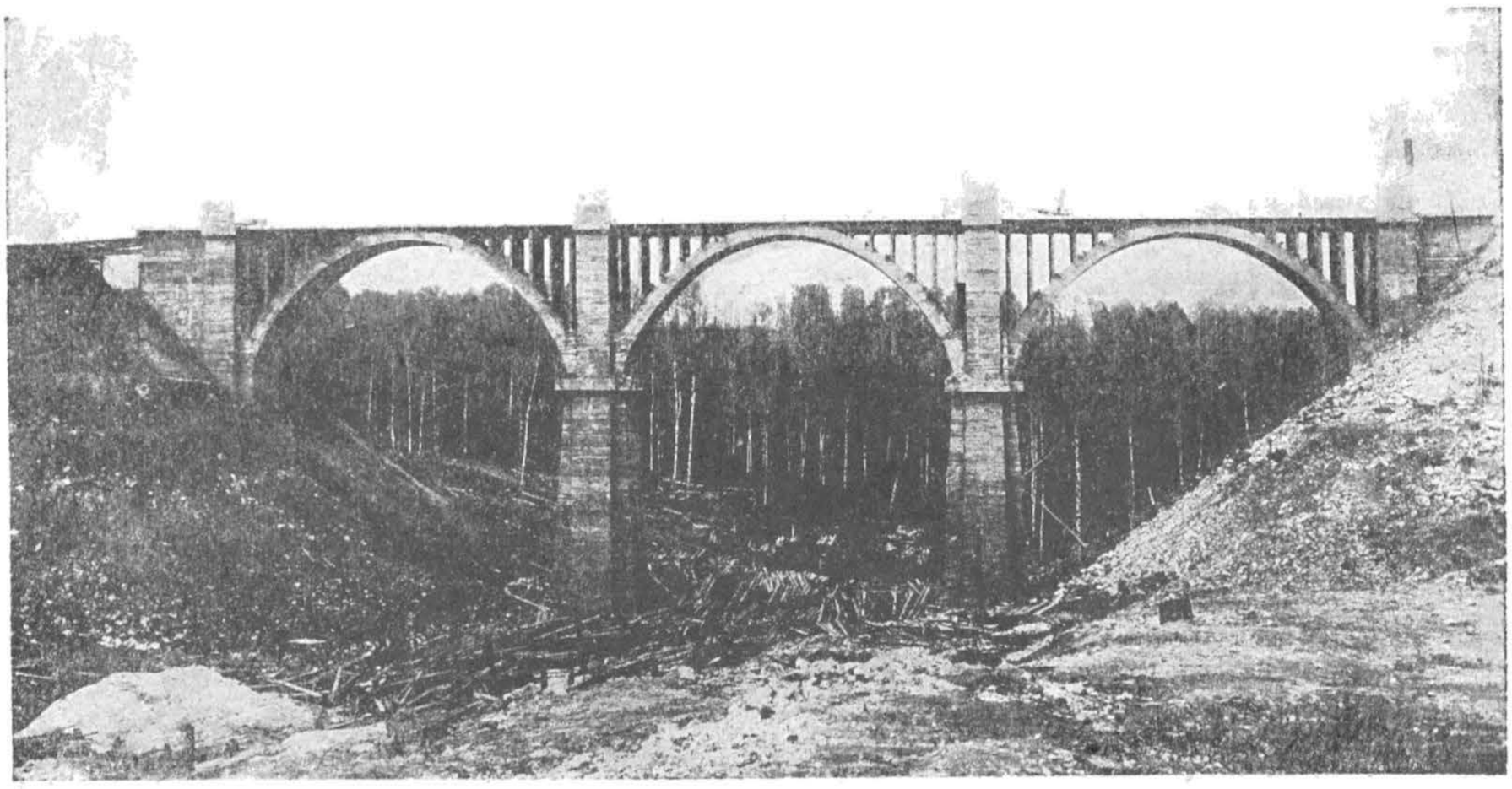
НБ УДУНТ (ДНТ)

грунта под устоем (проф. П. В. Щусев) дала величину около 8 — 9 *кг/см*², это очень высокое напряжение, допустимое лишь для исключительно плотного конгломерата или для скалы. Для этого моста использован проект автора курса, составленный им для линии Арзамас — Шихраны (585 в.), в котором опоры основаны на опускных колодцах, а один из устоев на бетонных сваях. Этот виадук никаких движений не обнаруживает с 1915 г. [1]).



Фиг. 38. — Схема моста Бервик (1928).

Что касается применения *балочных* систем, то таковые в области мостов прежде всего появились в виде плит с арматурой Монье или с двутавровыми балками или рельсами, заделанными в бетон. Пролеты этим приемом можно было перекрыть небольшие, примерно, до 6 *м*. При дальнейшем увеличении пролета собственный вес пролетного строения получался уже очень большим.



Фиг. 39. — Виадук под железную дорогу в СССР (1916).

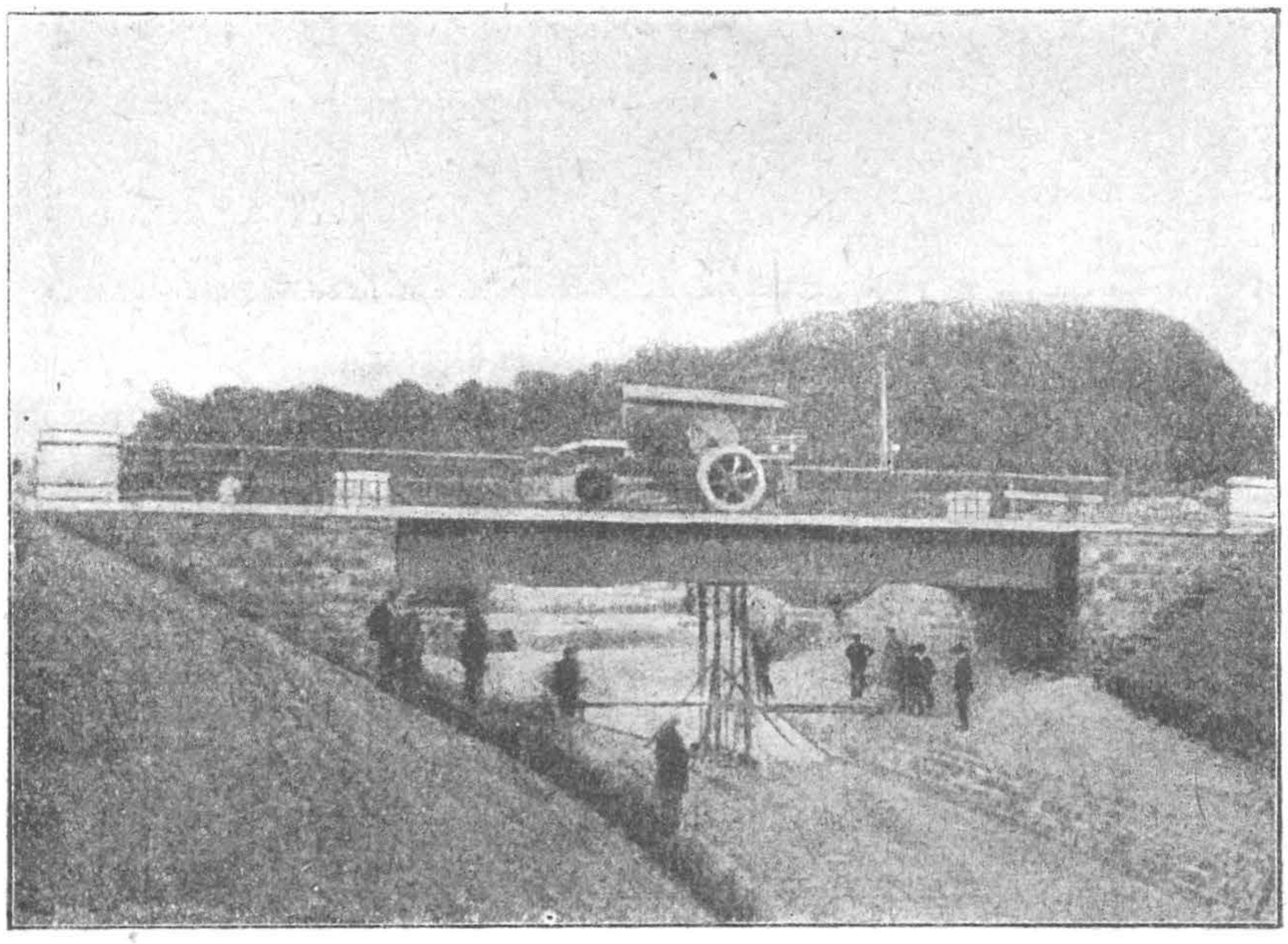
С 1895 года входит в употребление балочное перекрытие системы *Геннебика* в виде ребристых плит или балок; по этой системе перекрывались пролеты уже до 15 *м*. На фиг. 40 представлен вид моста близ Лозанны во

[1]) Применение моего проекта было допущено строителями линии Казань — Екатеринбург без моего ведома; к моему проекту приделаны были оказавшиеся негодными устои, и, когда они не выдержали напора земли, была пущена клевета, что причина лежит в недостатках моего проекта.

НБ УДУНТ (ДИТ)

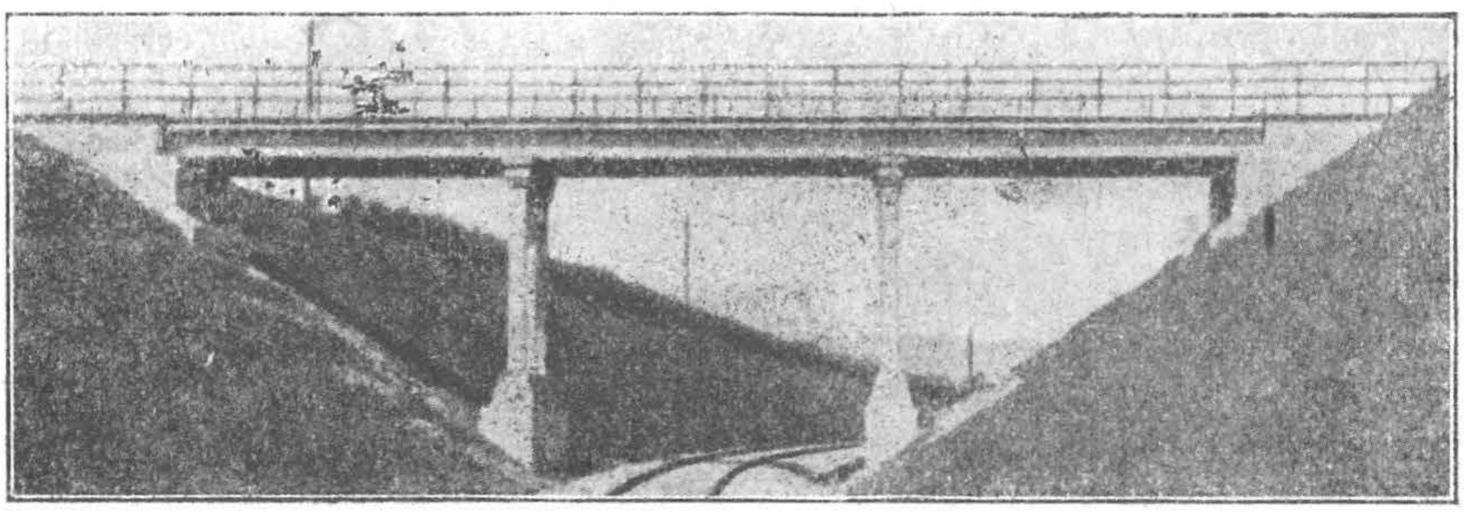
время испытания его паровым катком. Пролет 15 *м*; построен в 1897 г. Устои моста каменные.

В настоящее время балочные мосты делаются всевозможных видов и систем, как с ездою поверху, так и понизу, как под обыкновенную, так



Фиг. 40. — Мостик близ Лозанны (1897).

и под железную дороги. На фиг. 41 представлен типичный легкий путепровод с промежуточными опорами в виде железобетонных колонн, составляющих непрерывное целое с пролетным строением. При учете жесткости колонн такую систему нужно рассматривать как рамную.

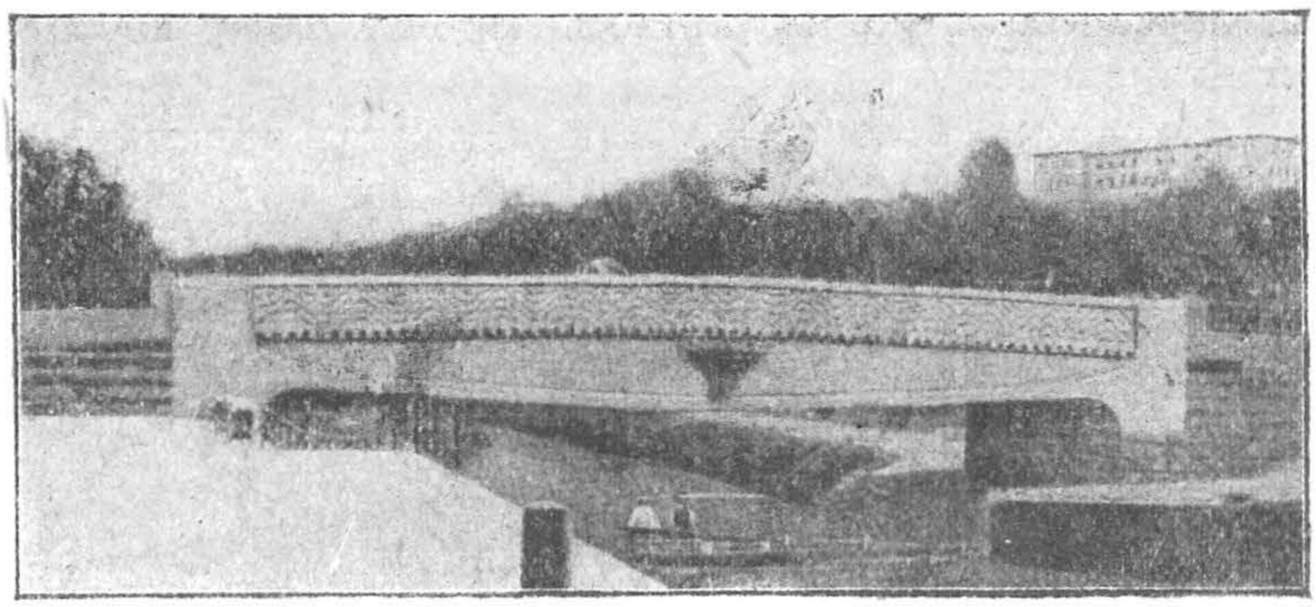


Фиг. 41. — Путепровод.

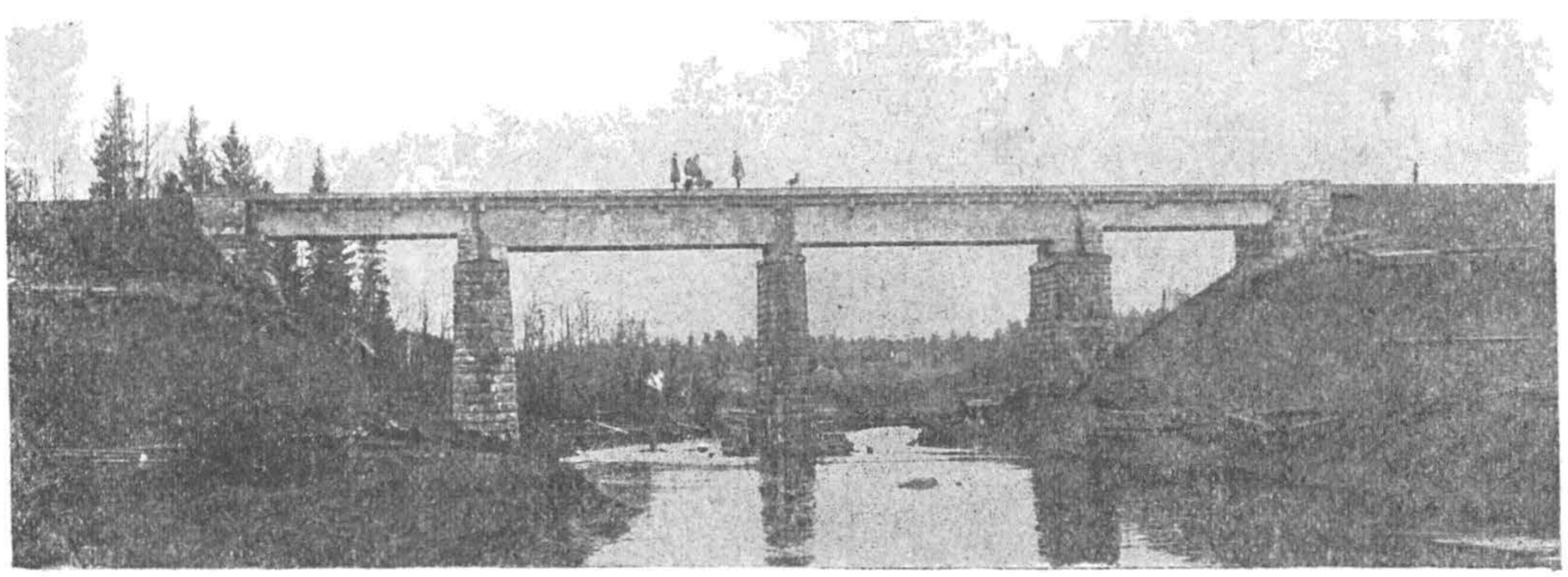
Балочный мост в Бамберге (фиг. 42) отличается довольно большой величиной пролета: 24 *м* в свету, и красивым внешним видом.

На фиг. 43 представлен один из наших мостов на железной дороге, построенный в 1926 г. Пролеты этого моста 8,5 + 11,6 + 11,6 + 8,5 *м*. Пролеты по этой системе в проектах автора доведены до 21 *м*.

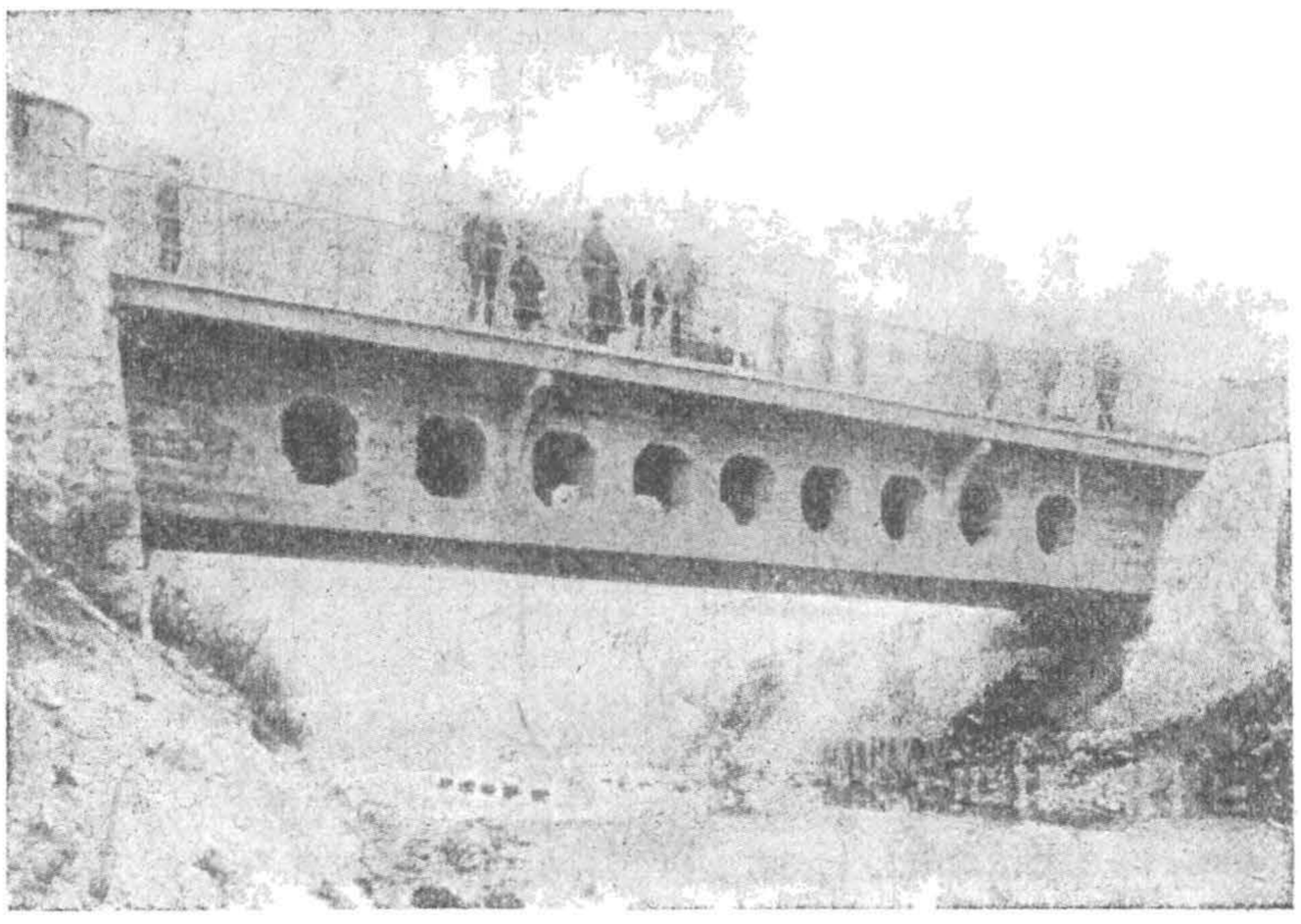
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 42. — Мост в Бамберге (1904).



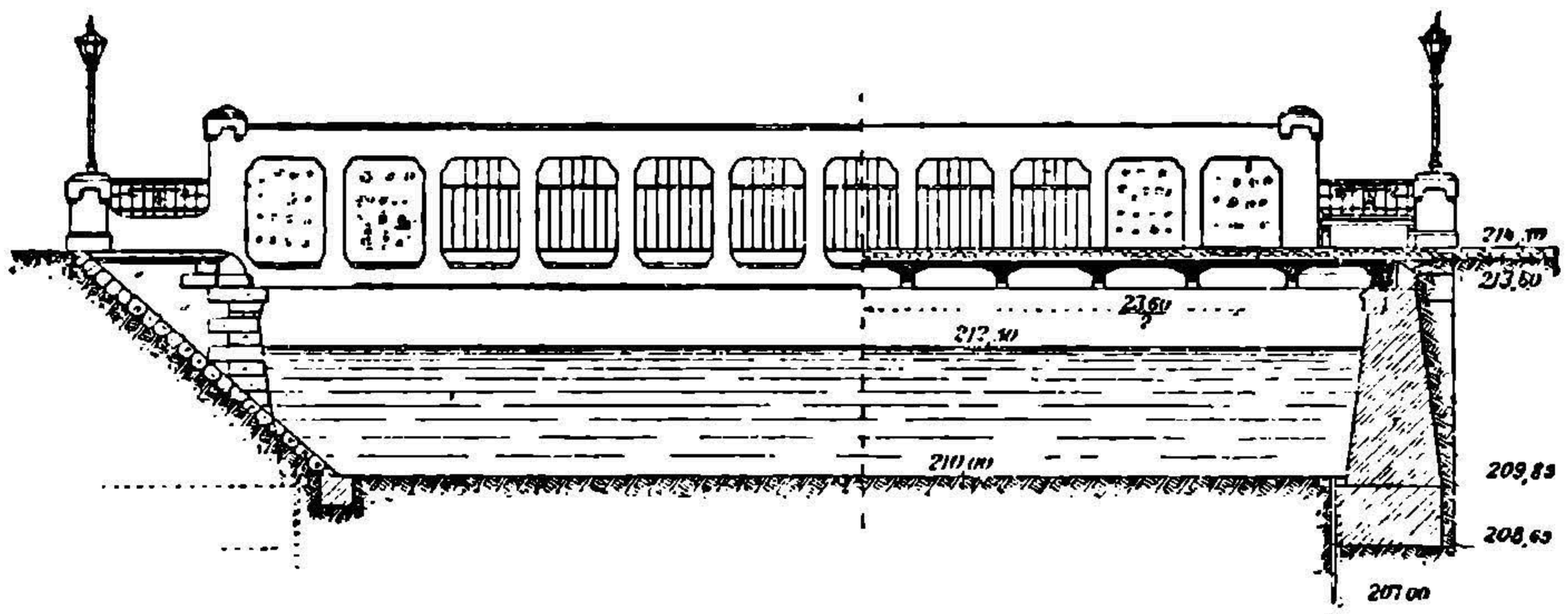
Фиг. 43. — Мост под ж. д. в СССР (1926).



Фиг. 44. — Мост в Крапивне (1900).

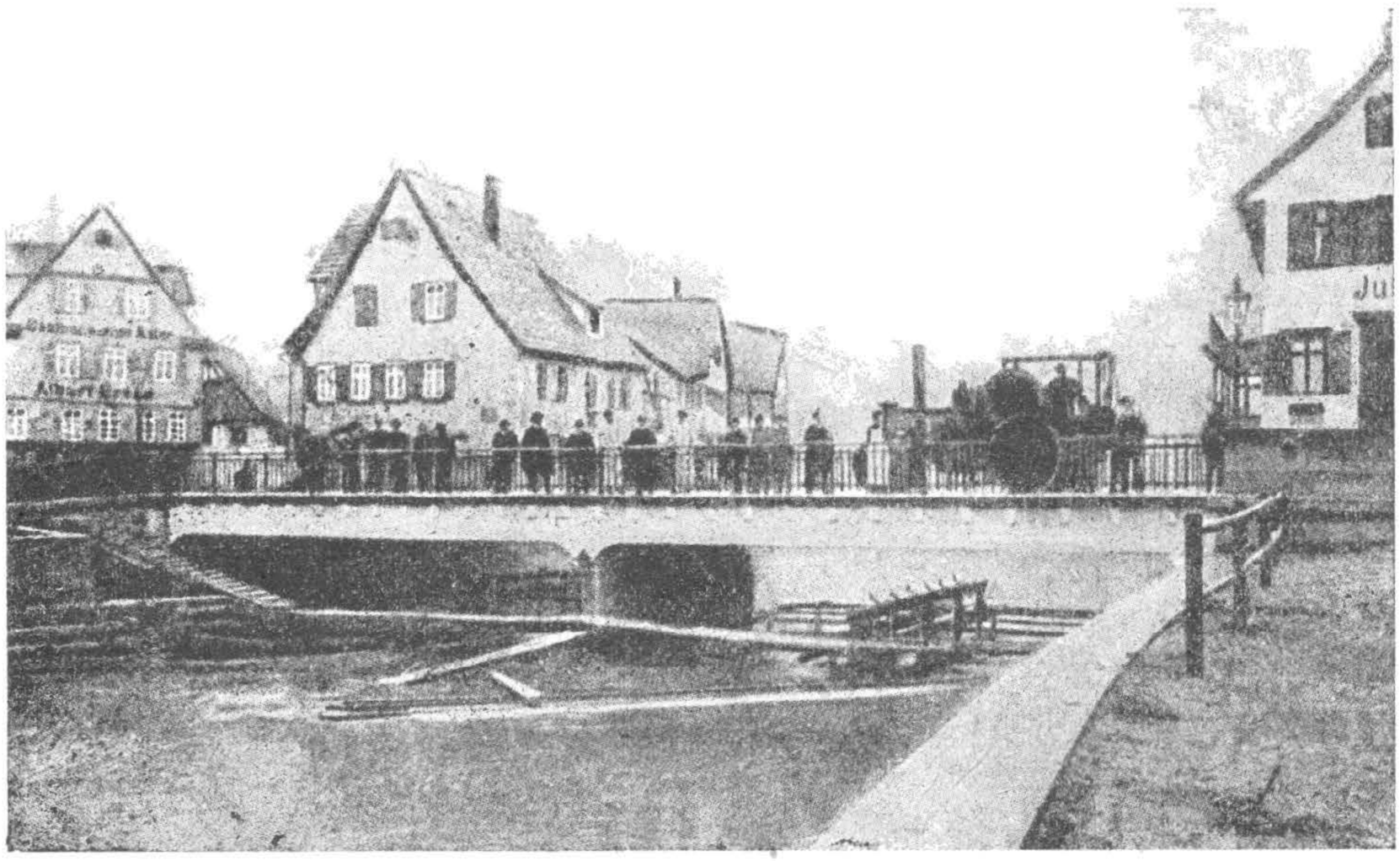
НБ УДУНТ (ДНТ)

Для облегчения балок при значительных пролетах прибегают к устройству дыр, как то сделано в мосте в Крапивне (фиг. 44), построенном в 1900 году с пролетом 20 *м*.



Фиг. 45.

На фиг. 45 изображен балочный мост с ездою понизу; пролет 23,6 *м*. Балки представляют собою фермы Виренделя (безраскосные), окна которых дают возможность уменьшить вес ребер и, следовательно, увеличить пролет. В Тунисе, напр., имеется мост этой системы с пролетом 40 *м*.

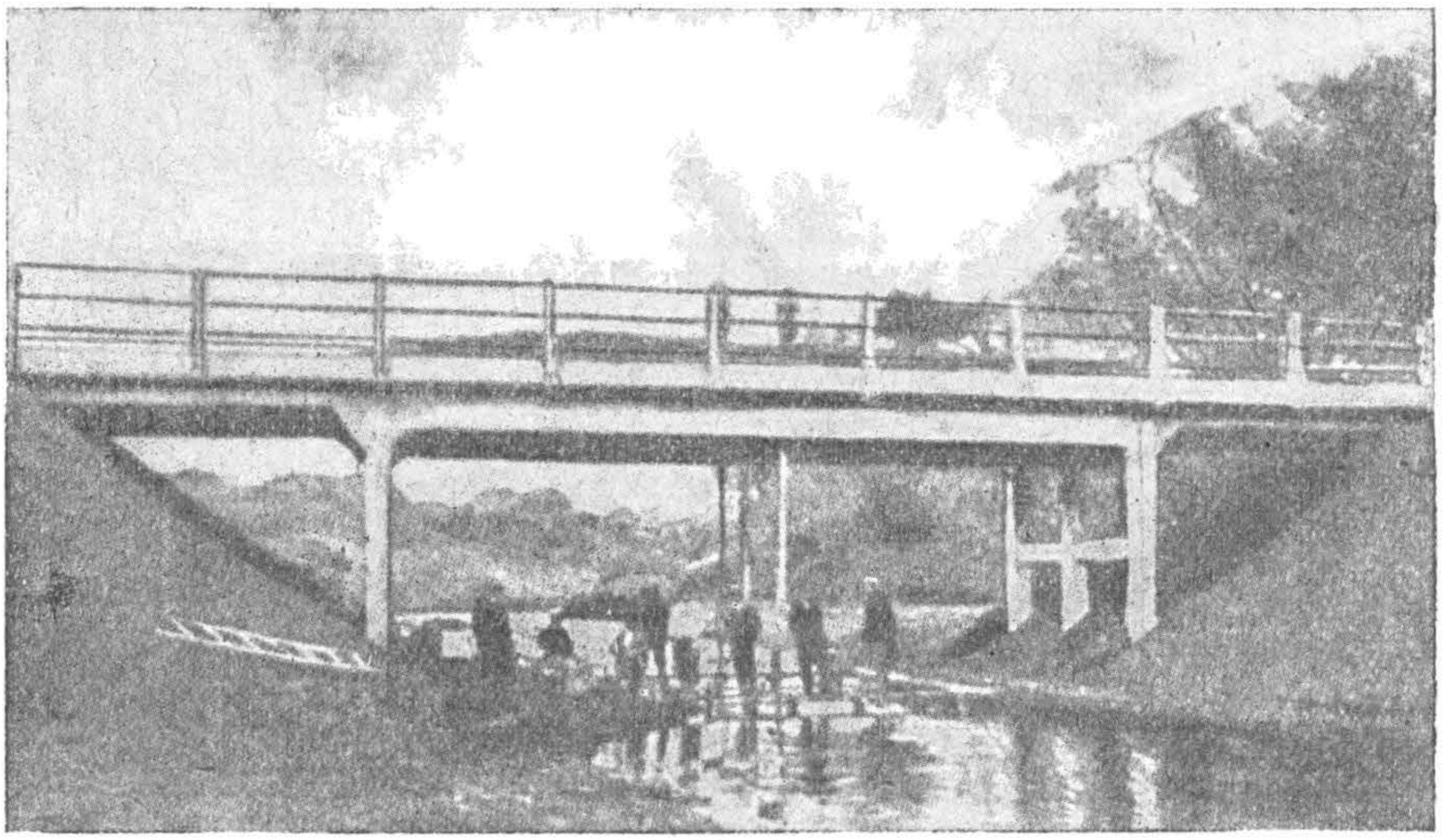


Фиг. 46. — Мост через р. Мурр (1904).

На фиг. 46 изображен мост в два пролета через р. Мурр в Backnang'e, построенный в 1904 г. Пролеты его по 13,5 *м* каждый перекрыты *неразрезными* балками. Применение неразрезных балок в железобетонных мостах очень распространено. Пролеты в настоящее время доведены до 40 *м*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

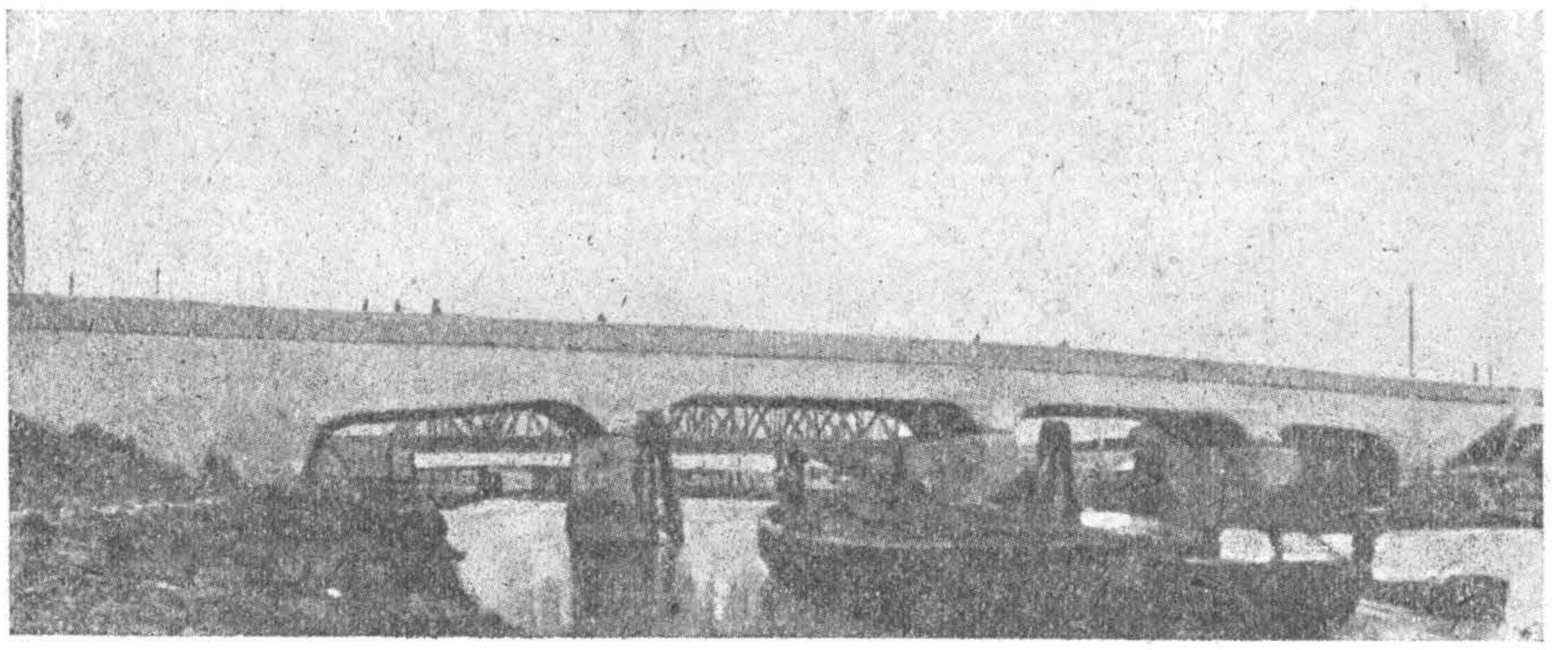
В СССР балочные мосты довольно часто применяются. На фиг. 47 изображен мост в селе Доброполье б. Бахмутского уезда. Средний пролет 12 *м*. Концы моста поддерживаются не устоями, как на фиг. 41, а железобетонными колоннами, погруженными в береговой откос, что дает



Фиг. 47. — Мост в Доброполье.

весьма большую экономию в стоимости моста. Эта конструкция очень близка по своей системе к конструкции деревянных мостов со свайными опорами.

Весьма солидный мост с неразрезными балками построен в 1925 г. в Гамбурге со средними пролетами по 23,5 *м* (фиг. 48).

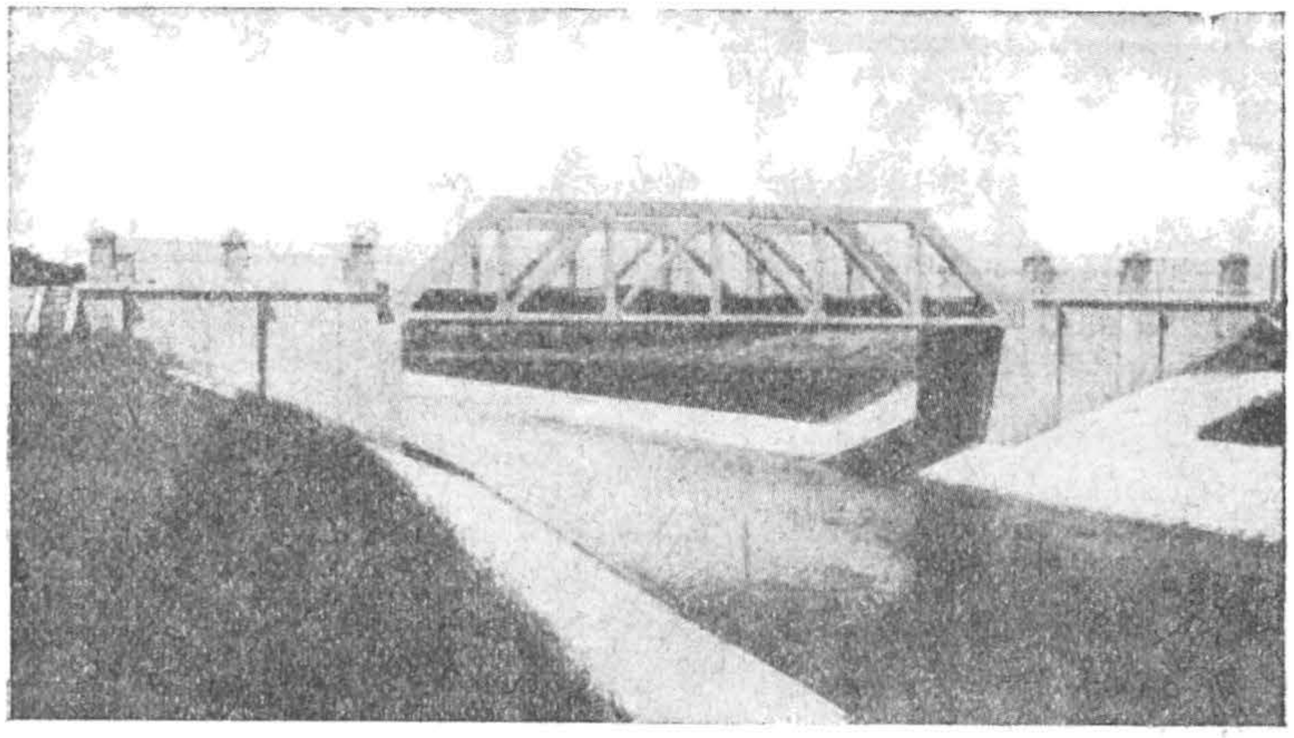


Фиг. 48. — Мост в Гамбурге (1925).

Дальнейшее развитие балочных систем в смысле увеличения перекрываемых пролетов дает переход к применению сквозных ферм, подобных железным фермам. До сих пор в этом отношении сделано, однако, немного. На фиг. 49 приводим пример моста с ездою понизу с фермами Би-

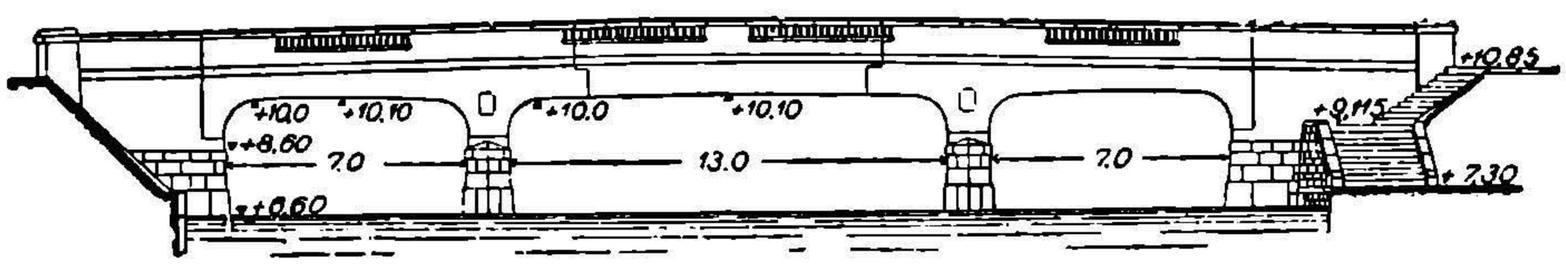
НБ УДУНТ (ДИТ)

зинтини, много лет работающего по применению балок предложенной им системы как для составления сплошных плитных перекрытий, так и для осуществления отдельных ферм.



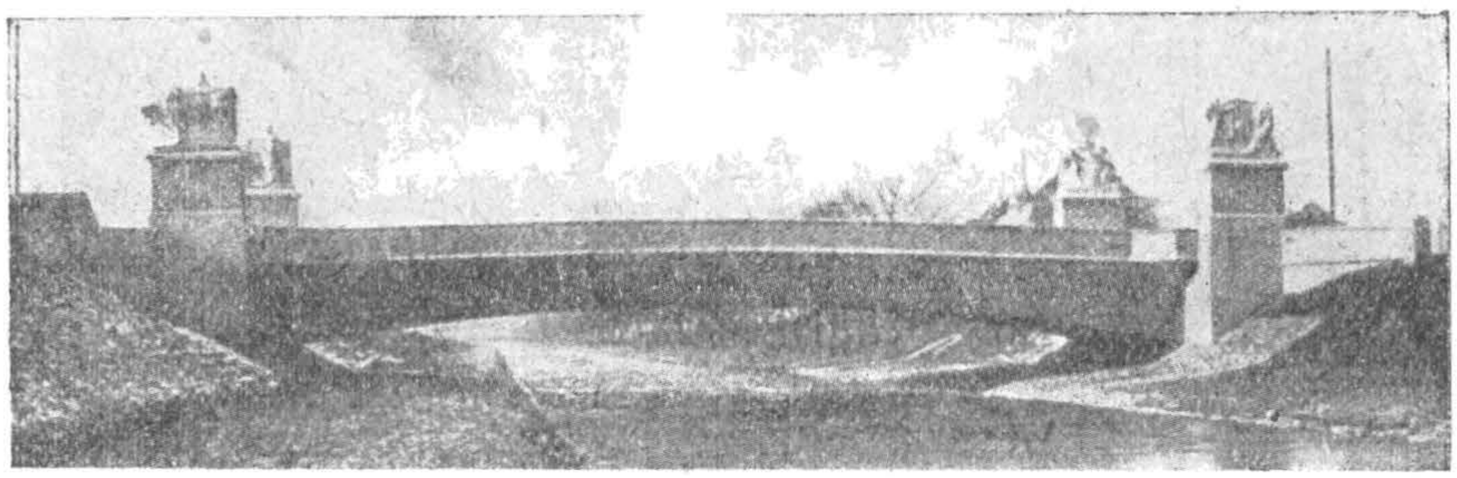
Фиг. 49. — Мост со сквозными фермами.

Консольные балки также имеют применение в железобетонных мостах. На фиг. 50 в виде примера приводится мост в Гамбурге с пролетом $7 + 13 + 7$ *м*. Консоли разгружают основной пролет и тем дают возможность



Фиг. 50. — Мост в Гамбурге (1914).

перекрывать при помощи балки значительные пролеты. Балкой консольной же системы перекрыт пролет 40 *м*. (фиг. 51) моста Dreisam во Фрейбурге.

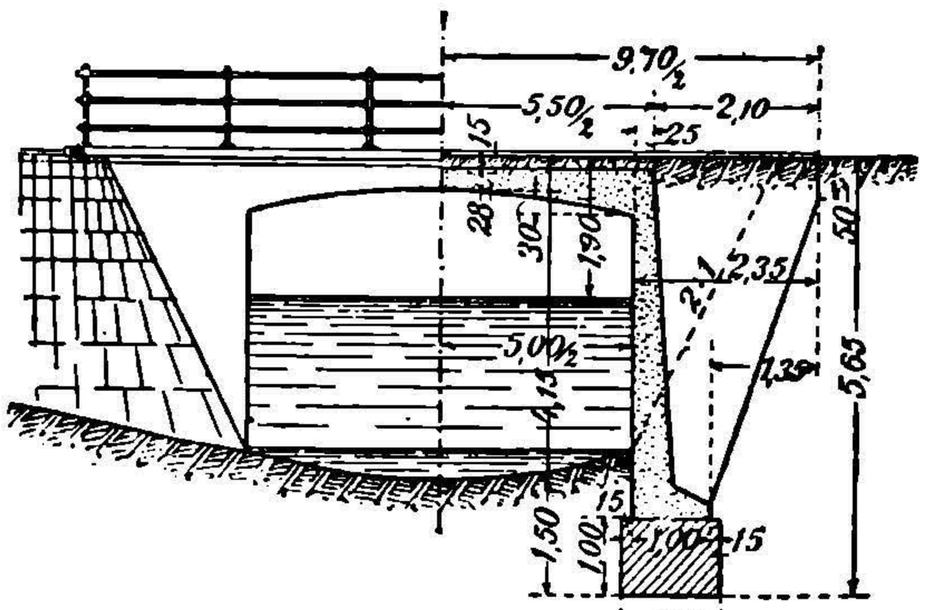


Фиг. 51. — Мост во Фрейбурге (1913).

Значительное распространение имеют также мосты *рамной* системы. Примером может служить мост, приведенный на фиг. 52; боковые элементы рамы составляют береговые опоры.

НБ УДУНТ (ДИТ)

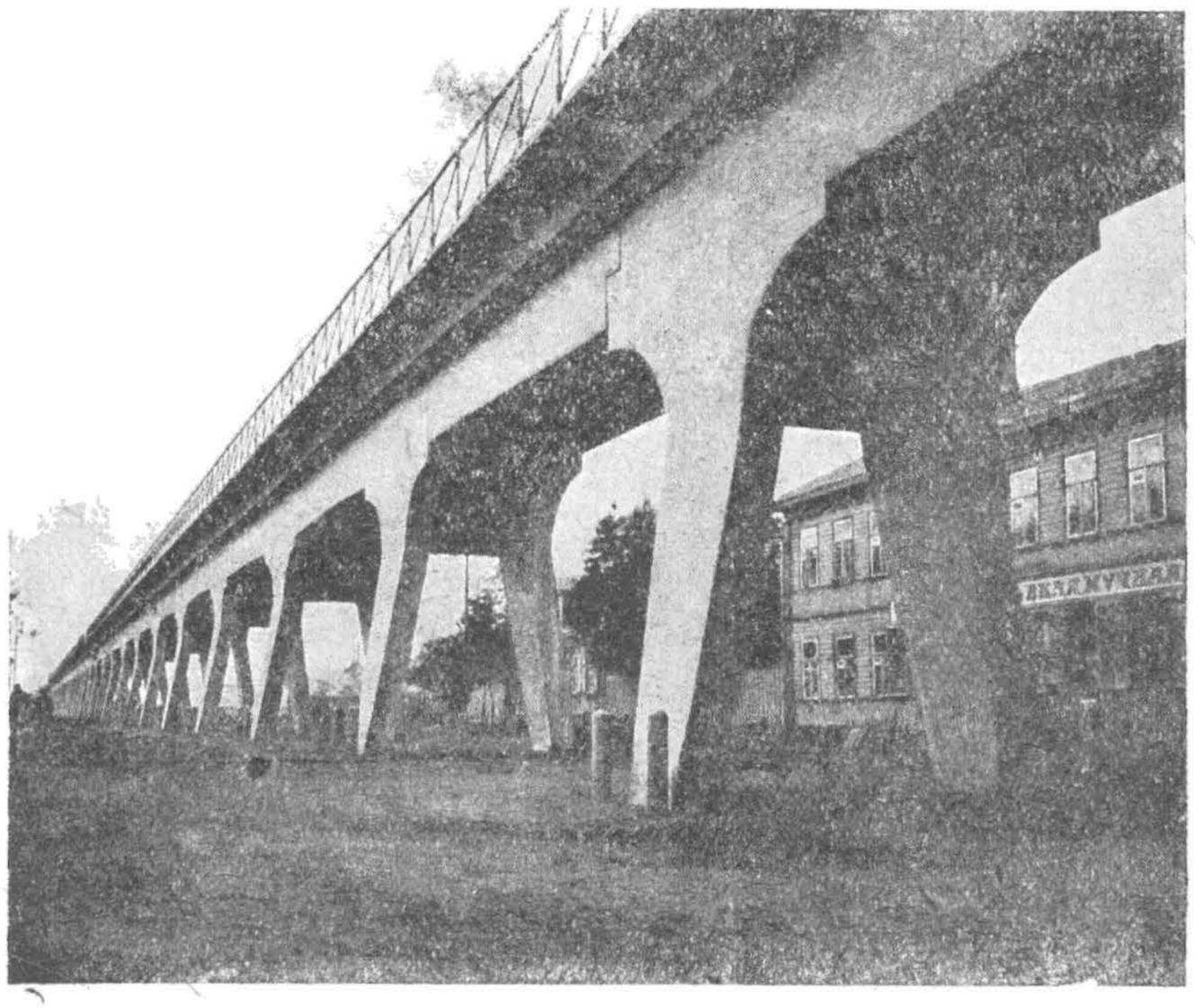
Рамная система с консолями применена у нас на подходе железной дороги к мосту через Неву в Ленинграде в эстакаде, построенной в 1913 г. (фиг. 53) с пролетом 13,8 *м*.



Фиг. 52. —Рамная система.

Рамная система подобно консольной дает возможность развивать пролеты. В настоящее время пролет по этой системе доведен до 40 *м*; есть пешеходный мост в Бромберге с пролетом 45,0 *м* (в свету 42,5 *м*).

Из приведенных здесь примеров существующих железобетонных мостов видно все их разнообразие. Есть системы, мало чем отличающиеся по внешнему виду от каменных мостов; имеются системы, весьма похожие на мосты железные со сплошными и сквозными фермами; существуют мосты с точно таким же расположением и использованием частей, как в деревянных мостах. Из основных способов перекрывать пролеты, которыми мы располагаем, а



Фиг. 53. — Эстакада в Ленинграде (1913).

именно применение балок, рам, арок и висячих систем, к железобетону не применима система висячих конструкций, хотя имеется уже два таких моста, один из них — путепровод Vaux-sous-Laon [1]) в виде балки, поддержанной

[1]) „Annales des ponts et chaussées", 1926, II.

НБ УДУНТ (ДИТ)

железной цепью; последняя окружена бетоном с целью предохранения от ржавления.

Таким образом, основными системами железобетонных мостов надо считать балочные, рамные и арочные, с ездою поверху и понизу, под обыкновенную и под железную дороги, а также мосты пешеходные и мосты для водотоков. Затем мы должны отнести к мостам особого рода сооружения, так называемые *трубы*; эти сооружения применяются на дорогах для пропуска ливневых вод из ложбин, пересекаемых полотном дороги, а также для устройства тоннелей под путями на станциях. Если насыпь более или менее значительная, то водопропускное сооружение можно ограничить наименьшей высотой в зависимости от наивысшего горизонта воды перед ним. В таких случаях между полотном пути и верхом сооружения остается насыпь большей или меньшей высоты.

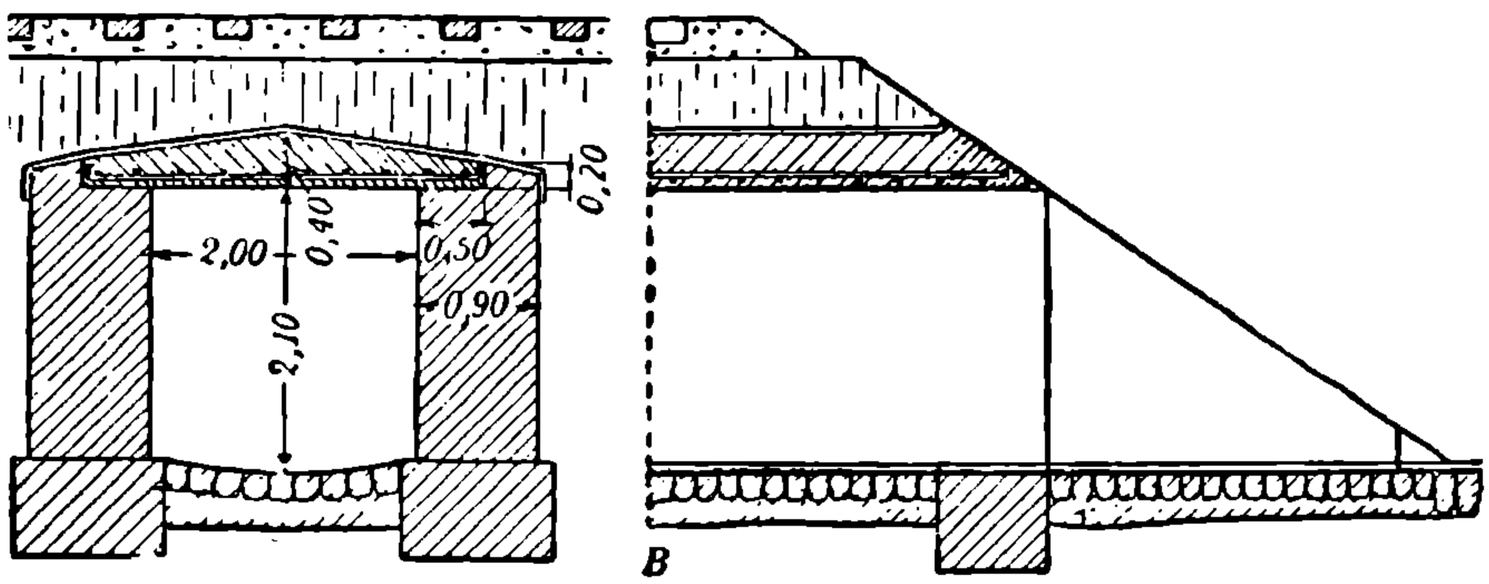
Изучение конструкции железобетонных мостов мы и проведем, начиная с труб, затем обратившись к балочным мостам, рамным и арочным.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ПЕРВАЯ.

ТРУБЫ.

2. Трубы с плоским перекрытием. — Существуют мосты небольших отверстий, пролеты которых перекрыты плитами из естественного камня, обладающего хорошим сопротивлением изгибу (аспид); тем не менее такие перекрытия на путях с значительным динамическим действием нагрузки (напр., на железной дороге) не могли найти применения, хотя нужда в плоских перекрытиях может встретиться здесь не только в виду простоты сооружения, но и в виду трудности при незначительной высоте насыпи



Фиг. 54. — Труба с плоским перекрытием.

сделать сводчатое перекрытие. Иногда желательно иметь прямоугольное очертание всего отверстия моста. С применением в строительной практике железобетона, устройство плоских перекрытий является самым элементарным делом. Для этого достаточно положить на опоры железобетонную плиту.

Если высота расположения перекрытия определяется в зависимости от горизонта протекающей воды и берется возможно меньшею в видах экономии кладки в устоях, то при не малых насыпях часть насыпи остается над сооружением, а это последнее приобретает значительное протяжение в направлении поперек пути. Такое сооружение называется *трубой*.

На фиг. 54 изображена труба отверстием 2,0 *м*, с плоским железобетонным перекрытием длиною 3,0 *м*, расположенным на каменных устоях; толщина плиты: в середине 0,40 *м*, на опорах 0,20 *м*, т. е. плите придано утолщение сообразно с увеличением к середине момента изгиба, а также с целью более удобного отвода воды с плиты.

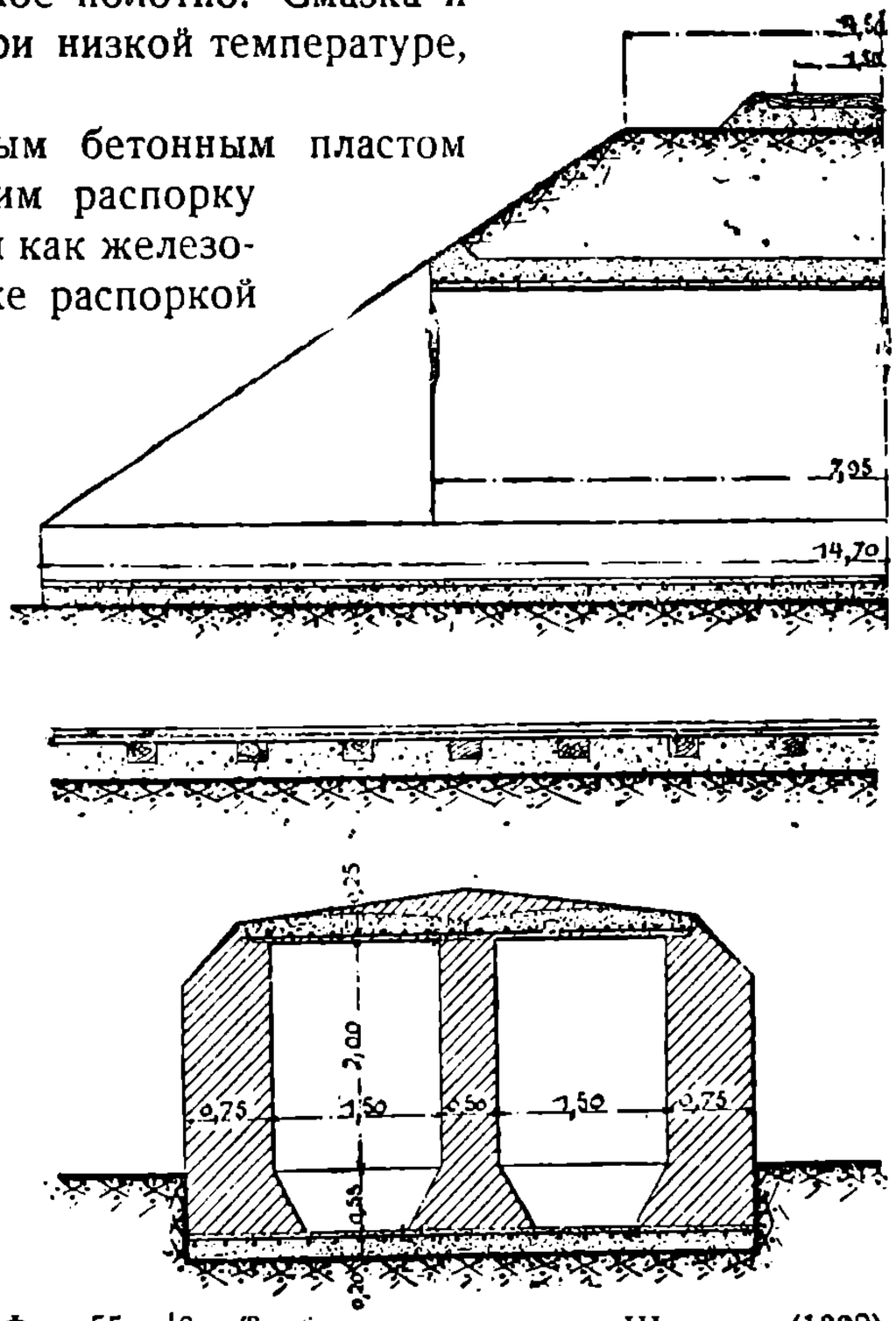
НБ УДУНТ (ДИТ)

Арматура плиты состоит из стержней двух взаимно-перпендикулярных направлений, положенных в нижней части. Продольные (по пролету) стержни поставлены как рабочие, поперечные — из конструктивных соображений, для лучшего распределения сосредоточенной нагрузки.

Вся плита вместе с верхней частью устоев прикрыта *изоляцией* в виде слоя цементной смазки и слоя асфальта, чтобы предохранить плиту от проникновения в нее поверхностной воды из насыпи. Лучшей изоляцией надо считать рубероид или просмоленое полотно. Смазка и даже слой асфальта, особенно при низкой температуре, дают трещины.

Дно трубы укреплено особым бетонным пластом с каменной мостовой, образующим распорку между устоями внизу, в то время как железобетонная плита является такой же распоркой вверху. При этой комбинации устои работают под напором земли с боков не как подпорные стенки, а как балки на двух опорах, расположенные вертикально и подверженные действию горизонтальных сил.

На фиг. 55—56 представлена труба в два отверстия, построенная в 1892 году под железную дорогу близ Шпандау на торфяном грунте. Пролеты по 1,50 *м* перекрыты отдельными плитами. Толщина плиты в середине 0,25 *м*; очертание верхней поверхности криволинейное; чтобы удалить воду за устои, впадина над промежуточной стенкой заложена тощим бетоном, поверхности которого приданы скаты около $^1/_{10}$.



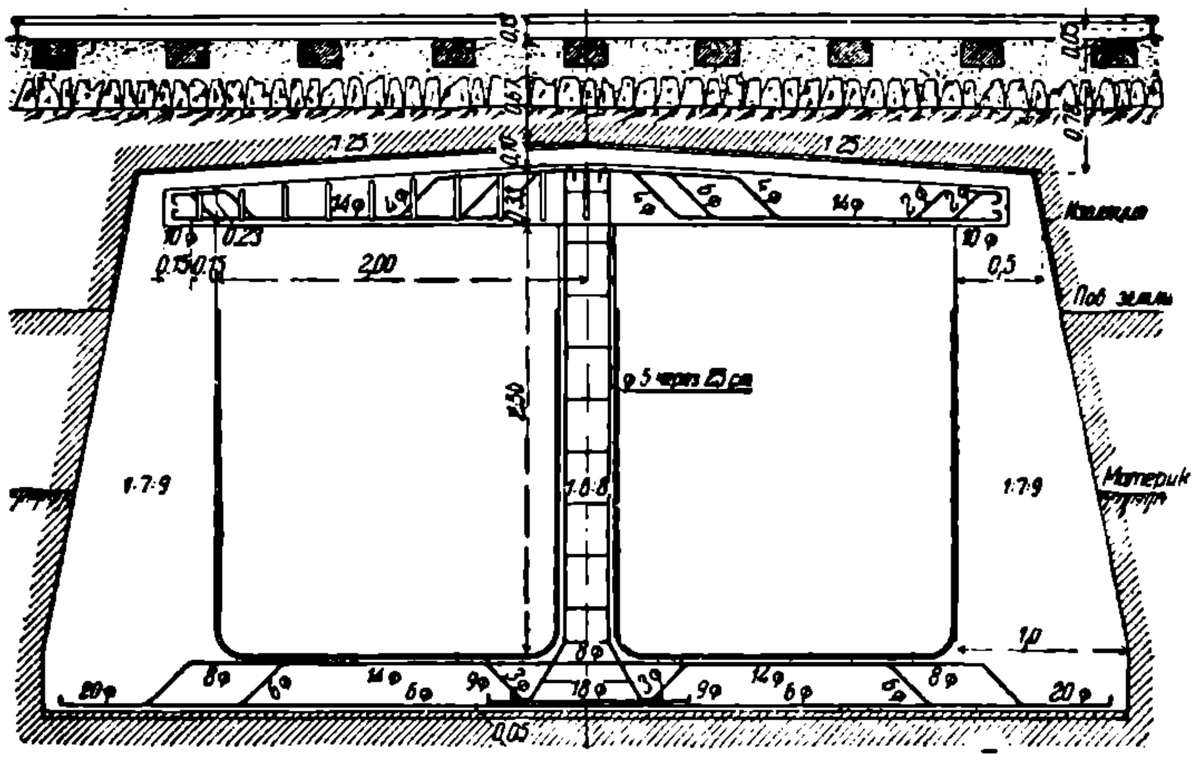
Фиг. 55—56.—Труба под жел. дор. в Шпандау (1892).

В виду слабого грунта труба основана на сплошной железобетонной плите толщиною 0,20 *м*, подведенной под все три каменные или бетонные опоры; промежутки между опорами внизу до поверхности грунта заполнены, повидимому, тощим бетоном. Деление отверстия на два пролета находит себе объяснение также в наличности слабого грунта; при одном пролете пришлось бы увеличить толщину не только верхнего перекрытия, но и нижней плиты, изгибаемой реакцией грунта снизу вверх. Для предупреждения намокания верхней плиты последняя покрыта по поверхности соприкасания с землей изолирующим слоем, который, вообще говоря, следует продолжить и на задние грани устоев, как сделано в предыдущем сооружении.

НБ УДУНТ (ДИТ)

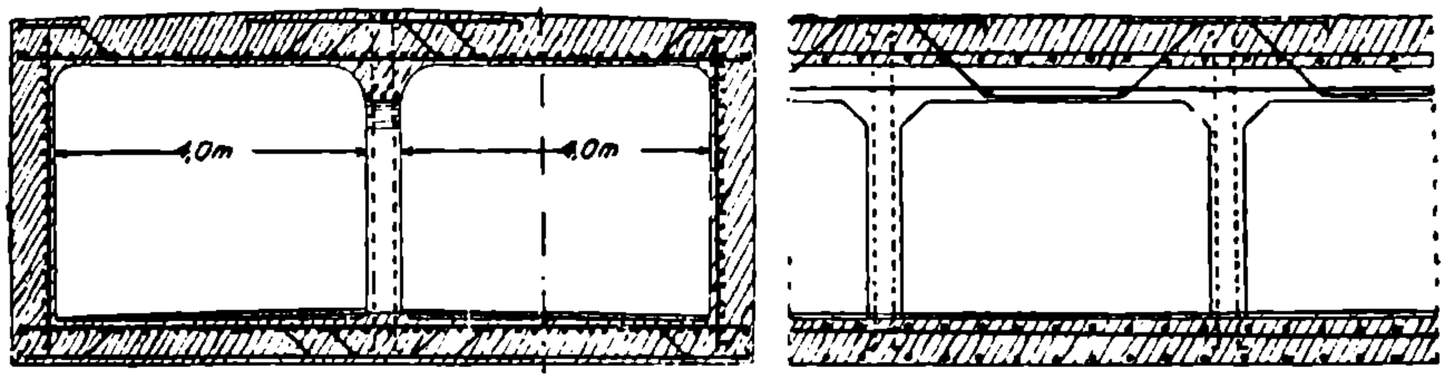
Для лучшей передачи опорного давления на каменные опоры, под концы плиты подкладывают слой асфальтированного войлока или асфальта.

Также двухпролетная труба представлена в поперечном разрезе на фиг. 57, но здесь заметны уже успехи железобетонного дела, которое, в применении к мостам, почти началось с трубы, изображенной на фиг. 55—56. Вместо разрезной плиты мы видим уже неразрезную, причем средняя опора также железобетонная и составляет непрерывное целое не только с верхней плитой, но и с нижней. Боковые стенки (устои) сделаны из бетона массивными (весьма тощего состава 1 : 7 : 9). Обе плиты снабжены продольной арматурой с отогнутыми над опорами стержнями для принятия косых растягивающих напряжений; имеются также и подвески. Верхняя плита имеет по концам толщину 0,23 *м*, а над средней опорой 0,33 *м*; получаются хорошие скаты для стока воды. Изоляция положена не на плите непосредственно, а на особом бетонном слое толщиною 10 *см*, прикрывающем плиту.



Фиг. 57. — Поперечный разрез трубы.

При недостаточной высоте насыпи и при глубине воды в трубе 2 *м* — трубу необходимо было опустить довольно глубоко в грунт с прорытием соответственной глубины канавы.



Поперечный разрез Продольный разрез

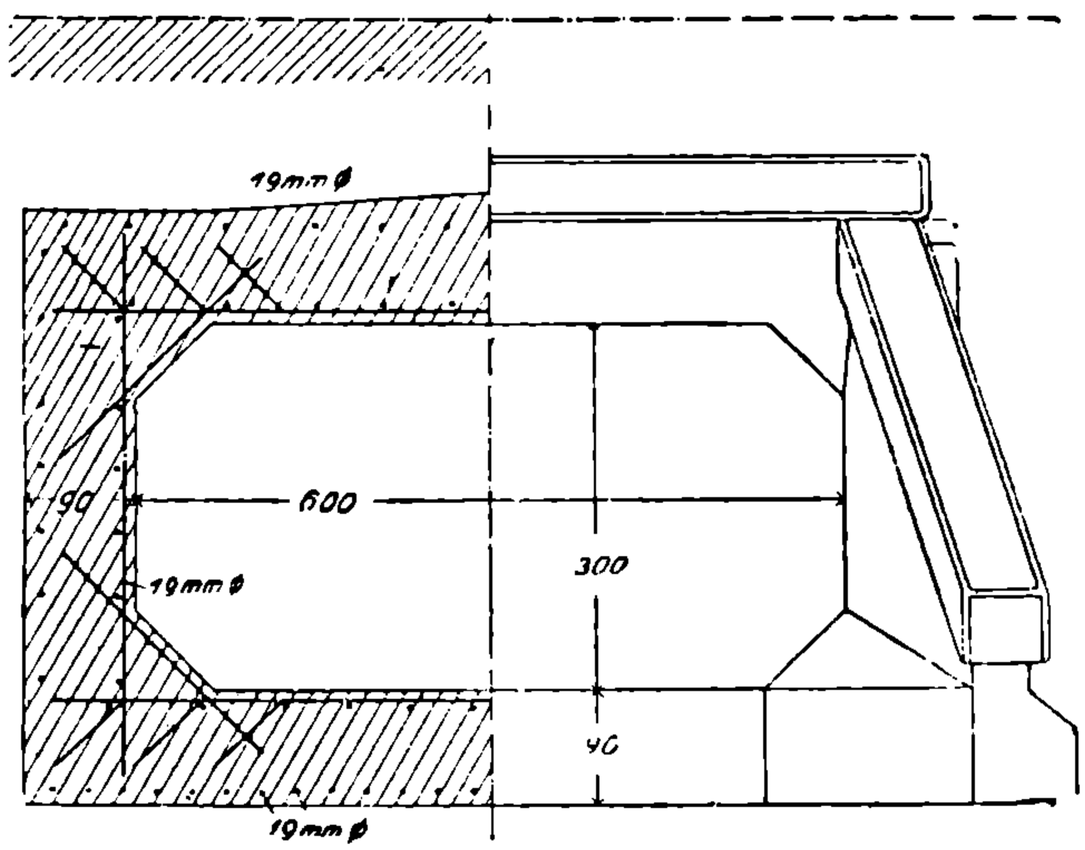
Фиг. 58—59. — Тоннель под путями.

На фиг. 58—59 изображена двухпролетная труба, сделанная целиком из железобетона и образующая тоннель для прохода публики под путями. Средняя опора — не сплошная стенка, а балка, поддерживаемая колоннами. Распределение арматуры согласовано с возможностью появления растяжения в тех или других слоях под действием возможной нагрузки. Отогнутые стержни принимают косые растягивающие усилия.

Нижняя плита имеет двойную арматуру, верхняя ее часть работает на

НБ УДУНТ (ДИТ)

нагрузку снизу вверх реакцией земли; нижняя — когда нагрузка толпою сверху вниз превосходит реакцию, и плита выгибается вниз. Двойная арматура полезна также на случай неравномерной осадки и перекашивания трубы под действием однобокого давления земли.

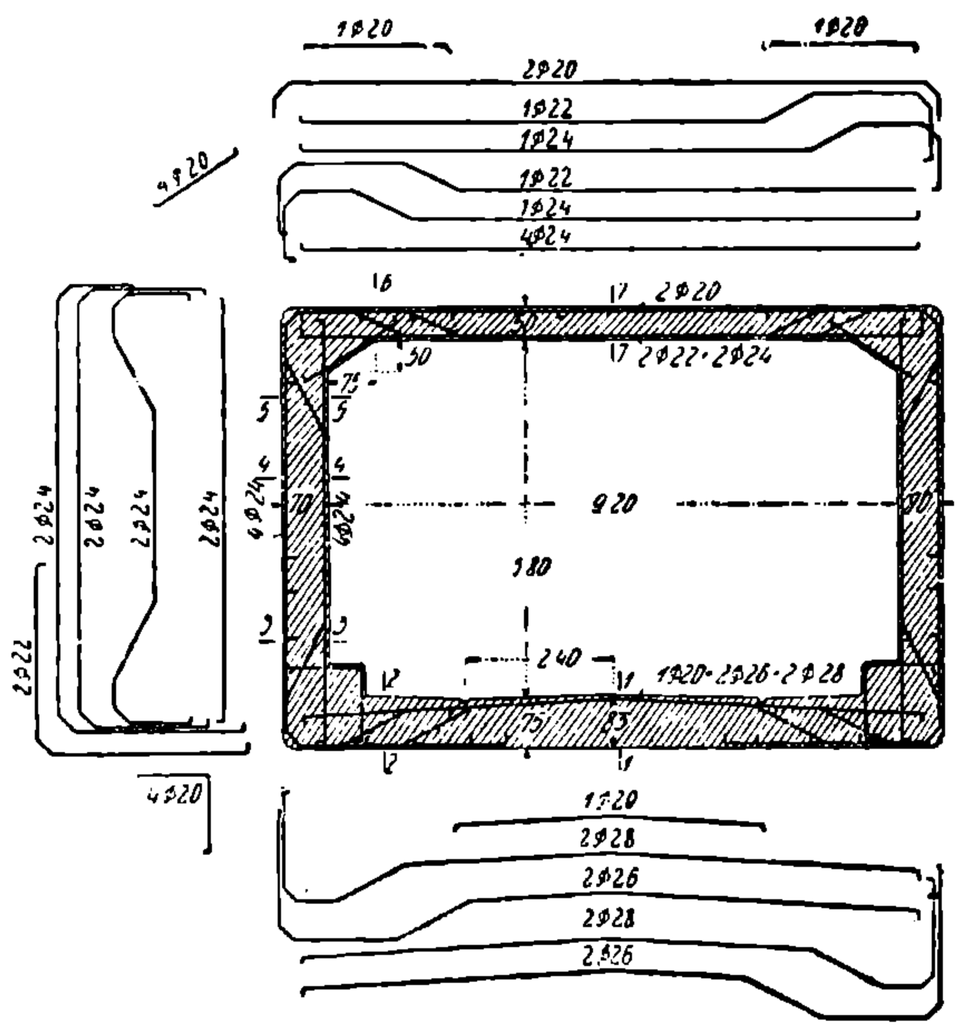


Поперечный разрез Фасад

Фиг. 60. — Труба под ж. д.

В верхней плите над опорами имеется второй короткий ряд продольной (по пролету) арматуры, предназначенный, очевидно, для противодействия отрицательным моментам, появляющимся в неразрезной плите.

Как видно, эта комбинация сооружения выходит из рамок обычного определения трубы с плитным перекрытием; она вся состоит из плит, тесно и жестко соединенных друг с другом, и представляет уже трубу в буквальном смысле. Расчет ее при помощи разложения на простые плиты (в одной плоскости) может считаться лишь грубо приближенным, ее надо рассматривать как систему рамную. При недостаточно полном представлении о возможных деформациях такой коробки под действием внешних сил конструктор рискует встретиться с сюрпризами и неудачами. В таких случаях надо либо подвергнуть ее точному и всестороннему расчету, либо отказаться от непрерывности контура, либо дать заведомый запас.



Фиг. 61. — Поперечный разрез тоннеля.

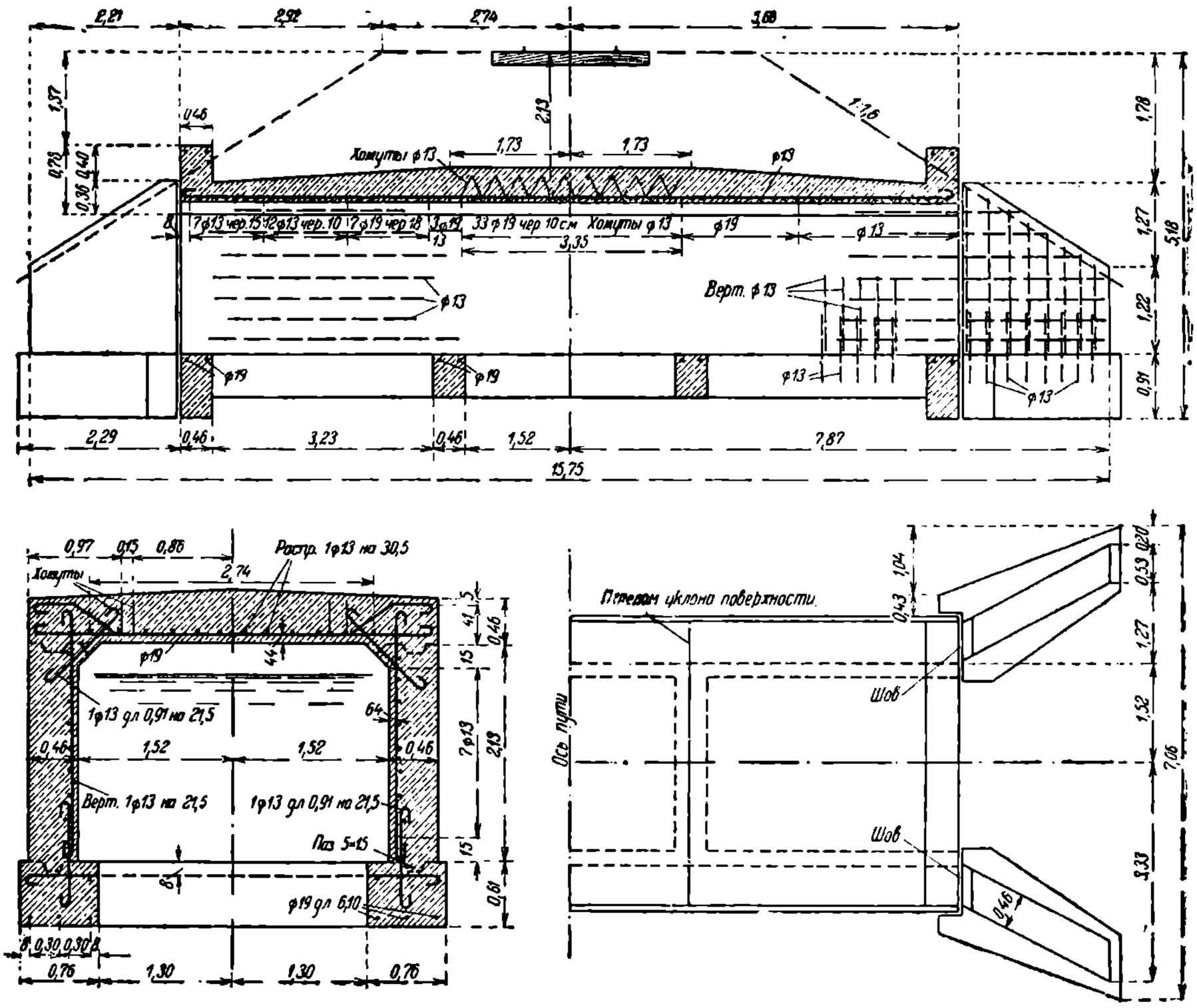
На фиг. 60 изображена массивная железнодорожная труба прямоугольного сечения, тоже сделанная целиком из железобетона с непрерывным контуром, повидимому, по третьему из только что указанных решений. Пролет трубы 6,0 *м* является почти предельным для этого рода сооружений. Толщина пролетной плиты около 1 *м*. Концы стержней следовало бы загнуть крючками.

Вместо тонких прутьев нередко ставят в перекрытие таких труб рельсы или двутавровые балки.

НБ УДУНТ (ДИТ)

На случай неравномерной осадки, изменения длины от температуры и усадки бетона при твердении, трубу делят поперечными разрезами на отдельные звенья, как и в каменных трубах; швы перекрывают сверху изоляцией для устранения просачивания воды.

В качестве конструктивного материала приведены чертежи — на фиг. 61 тоннеля под путями на станции Лейпциг („B. u. E.“, 1920) и на фиг. 62—64 американской трубы под полотном железной дороги, расположенной на весьма прочном грунте (по всей вероятности скала).

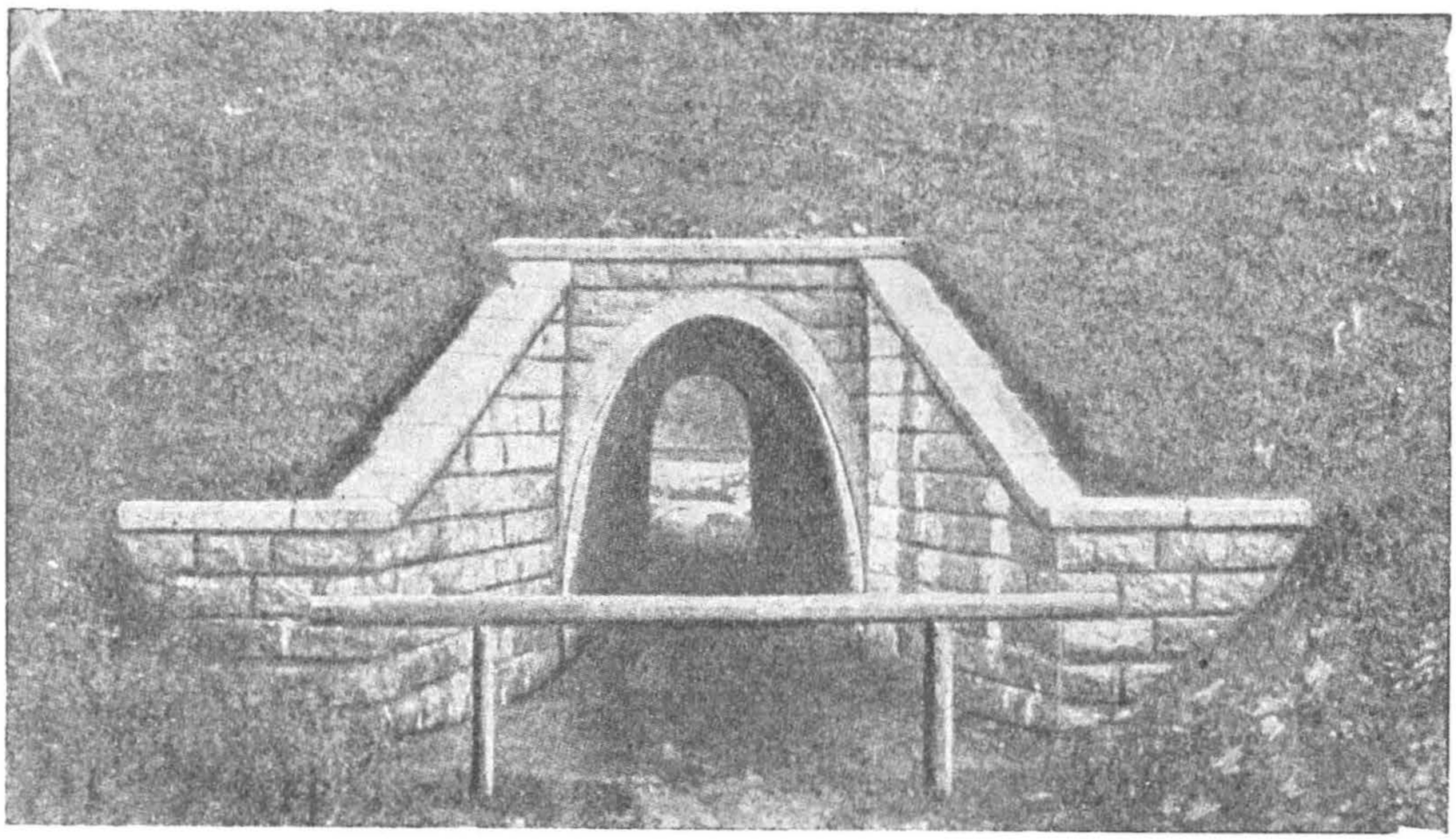


Фиг. 62—64.

3. Трубы со сводами. — Железобетонные трубы со сводами сперва строились в России так же редко, как и вообще железобетонные мосты, хотя первые трубы, построенные на Московско-Казанской жел. дор. еще в 1892 г., дали благоприятные результаты. Более или менее систематически эти трубы применены лишь при постройке Витебск-Жлобинской жел. дор. (1900—1902); здесь построено их 27 штук отверстиями от 0,60 саж. до 1,25 саж., при общей длине 193 саж.; высота насыпи над трубой доходит до 4,11 саж.

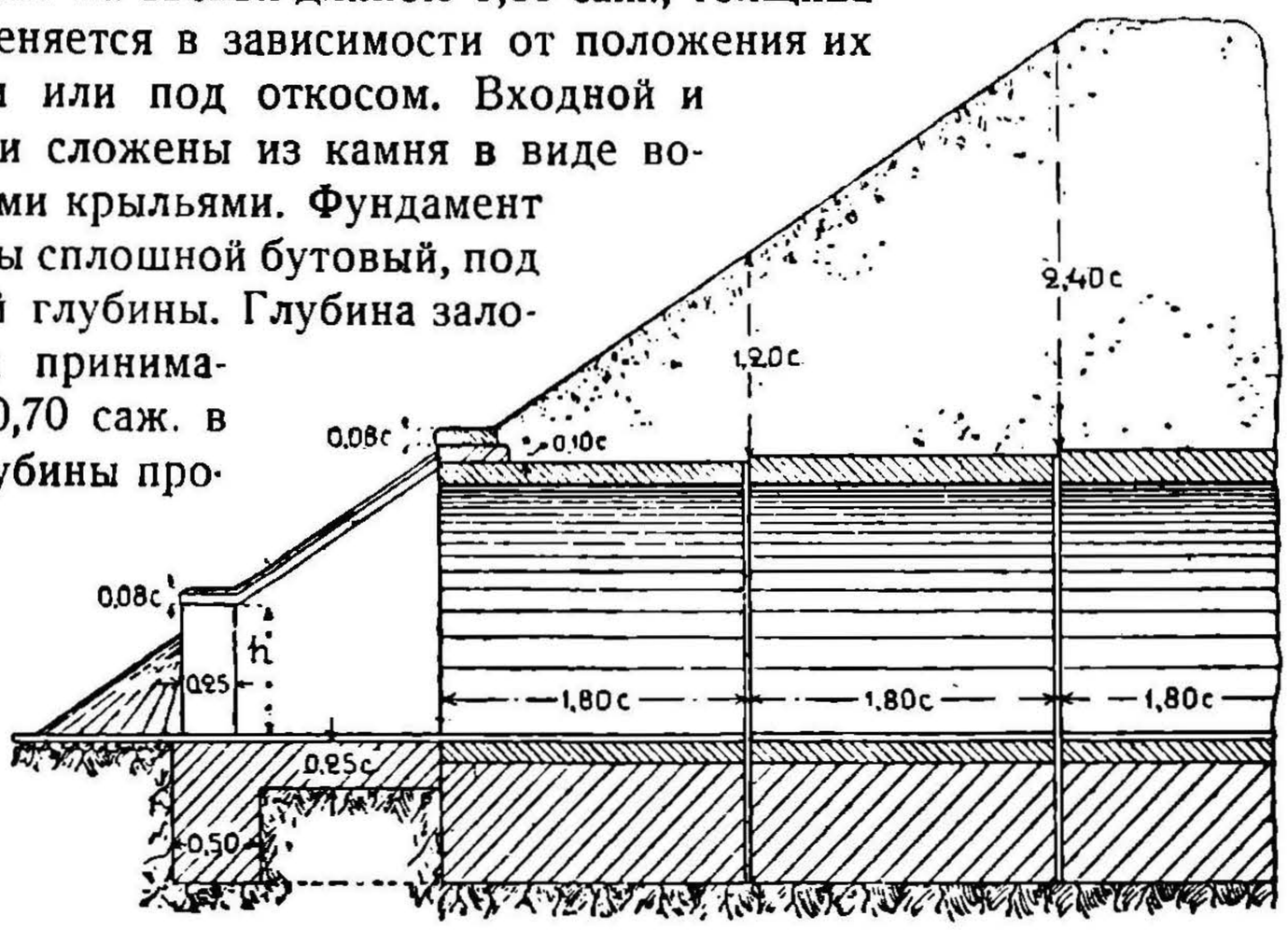
По внешнему виду эти трубы подчас ничем не отличаются от каменных труб, за исключением толщины свода, которая берется, конечно, меньше.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 65. — Труба Витебск-Жлобинской жел. дор.

На фиг. 65 изображен вид одной из труб Витебск-Жлобинской жел. дор. На фиг. 66 приведен продольный разрез трубы. Труба поперечными разрезами подразделена на звенья длиною 1,80 саж.; толщина свода у звеньев меняется в зависимости от положения их под ядром насыпи или под откосом. Входной и выходной оголовки сложены из камня в виде воротника с откосными крыльями. Фундамент под звеньями трубы сплошной бутовый, под оголовками разной глубины. Глубина заложения фундамента принималась не меньше 0,70 саж. в зависимости от глубины промерзания грунта.



Фиг. 66. — Труба Витебск-Жлобинской жел. дор. Продольный разрез.

Свод очерчен по эллипсу, малая ось которого равна отверстию трубы, а большая ось — в 2 раза больше. Высота трубы в свету равна отверстию $l+0{,}20$ саж. Свод имеет однообразную толщину, изменяющуюся в зависимости от величины отверстия и высоты насыпи над трубой. Наименьшая толщина свода 10,7 *см*, наибольшая по проектам 55,5 *см*; наименьшая толщина свода

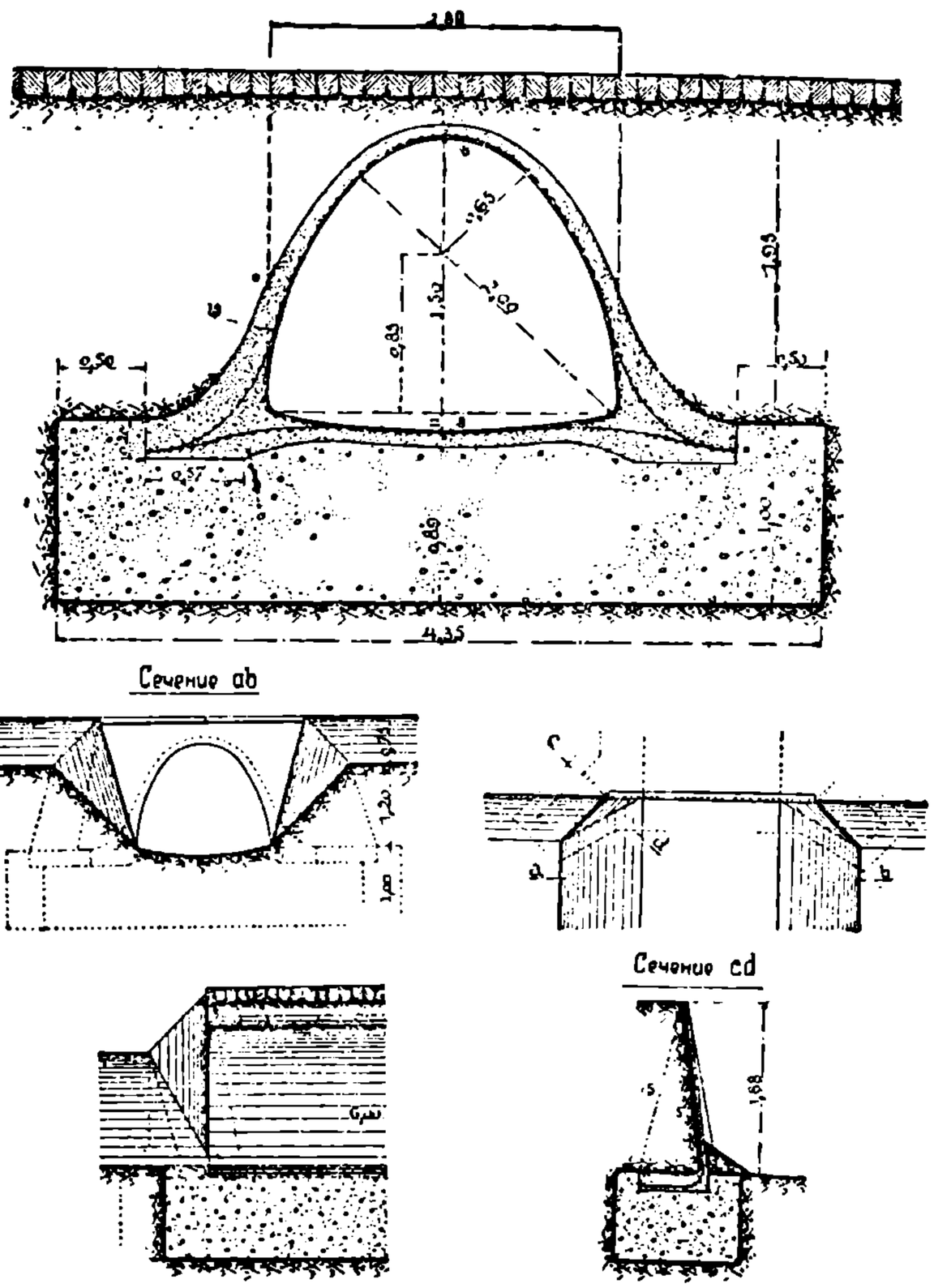
НБ УДУНТ (ДИТ)

построенных труб по оси полотна равна 12,8 *см* (при $l = 1{,}28$ *м*, h — над замком 6,59 *м*), наибольшая 36,6 *см* (при $l = 2{,}67$ *м*, h — над замком 8,77 *м*).

Арматура расположена в виде двух сеток Монье лишь в своде и запущена в виде шипов в тело фундамента.

Состав бетона был 1 ч. цемента на 3 ч. речного или грунтового кварцевого песка из зерен около $^1/_2$ *мм* диаметром.

Допускаемые напряжения при расчете были приняты: на сжатие бетона 18 *кг/см*², на растяжение железа 450 *кг/см*². При высоких насыпях своду придавались, однако, такие размеры, чтобы растягивающих напряжений в нем не появилось. В этих условиях ясно сказывалось недоверие к железобетону русских инженерных сфер.



Фиг. 67—71. — Труба под обыкновенной дорогой (1891).

Более рациональное очертание придано трубе на фиг. 67—71; пролет 2,0 *м*; толщина трубы меняется от 8 *см* в замке до 20 *см* в пятах, которых, впрочем, в действительности нет, так как труба в поперечном разрезе представляет замкнутое целое. Она расположена на слое гравия, толщиною 1,0 *м*; этот фундамент более отвечает свойствам железобетона, чем сплошной каменный фундамент труб предыдущего типа. Крылья трубы представляют железобетонные подпорные стенки. Над замком засыпка всего 30 *см*; над трубой могут проходить тяжелые фуры.

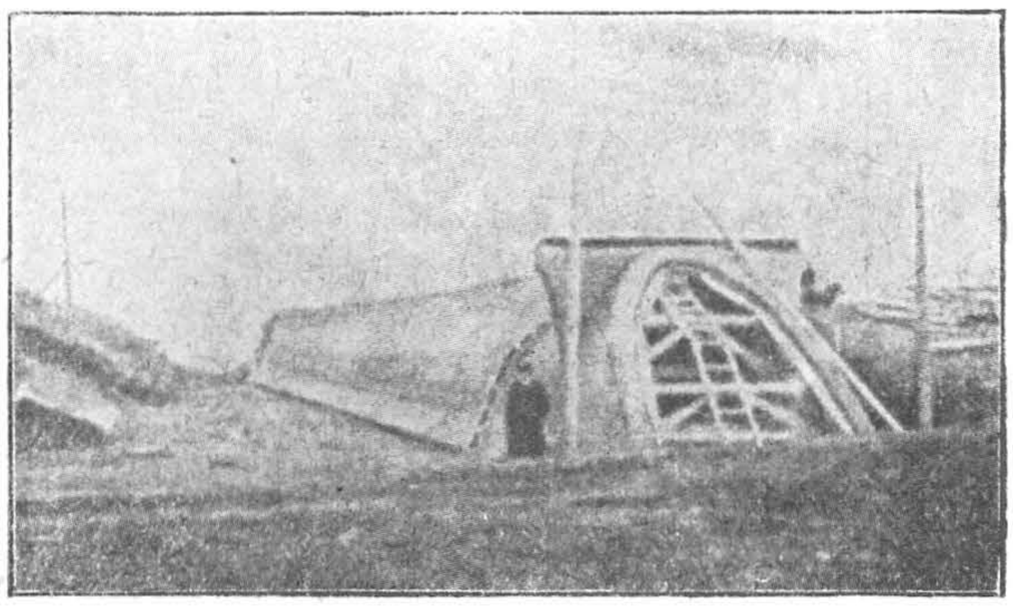
На фиг. 72—74 изображена труба, построенная в 1910 г. в насыпи въезда Охтенского моста в Ленинграде для сообщения лесной биржи с берегом Невы сквозь насыпь въезда.

Пролет и высота трубы в свету 3,05 *м*. Толщина в замке 15 *см*, в пятах — 35 *см*. Очертание по эллипсу при помощи дуг кругов. Труба расположена на песчаном основании, которое для уплотнения было пролито водой после укладки дренажа. Подошва трубы, составляющая одно целое со сводом, имеет толщину 40 *см*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Крайнее звено трубы со стороны Невы имеет солидное основание на сваях, прикрывающее песчаное основание от вымывания высокой водой реки.

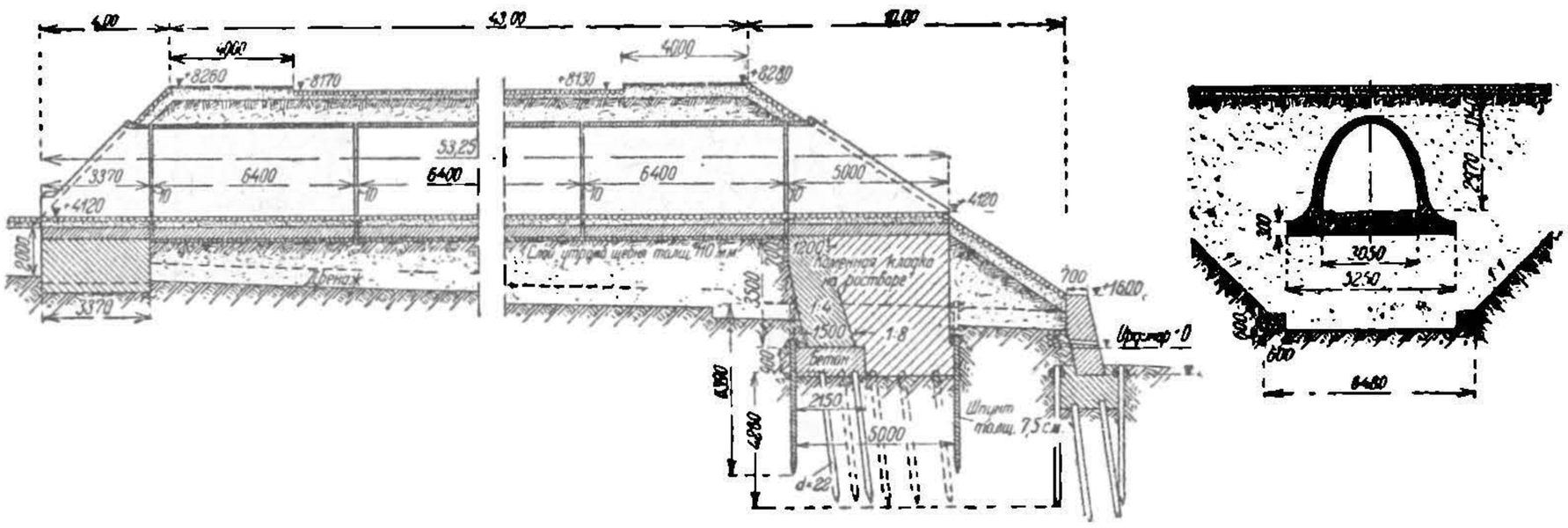
Воротник, видный по концам трубы на фиг. 72, сделан для поддержания железных направляющих для раздвижных ворот, которыми закрываются отверстия на время бездействия трубы.



Фиг. 72. — Труба у Охтенского моста (1910).

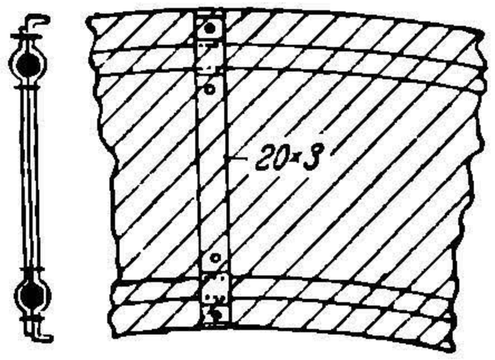
Поперечными разрезами труба разделена на звенья, длиною по 6,40 *м*.

Арматура двойная; рабочие стержни толщиною 10 *мм* расположены в расстоянии 10 *см* друг от друга; вспомогательные стержни (по образующим)



Фиг. 73—74. — Труба у Охтенского моста (1910).

имеют толщину 8 *мм*, расстояние между ними также 10 *см*; достаточно было бы взять 25 — 40 *см*. Обе сетки соединены друг с другом поперечными связями из плоского железа (фиг. 75) сечением 20 × 3 *мм*. Эти планки очень хорошо держат арматуру на заданном расстоянии друг от друга и от наружных поверхностей трубы. Состав бетона применен 1 : 2 : 4. Железа применено здесь сравнительно много в виду положения трубы на насыпном грунте и возможности неравномерной осадки звеньев.



Фиг. 75.

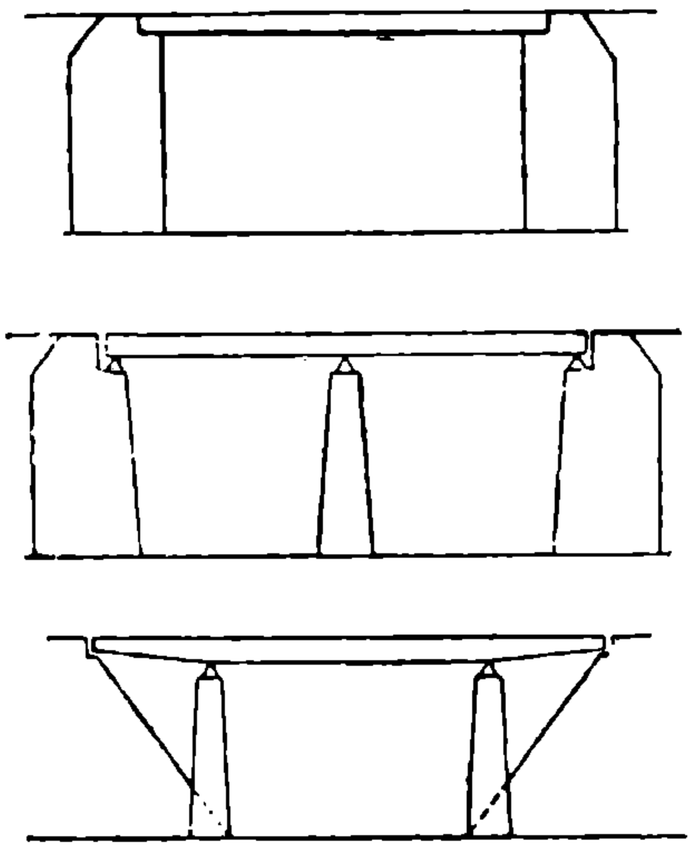
Для предохранения трубы от верховой воды наружная ее поверхность покрыта цементной смазкой состава 1 : 2 толщиною 1 *см* и горячей горной смолой; щели перекрыты полотнами рубероида, толщиною около 1 *мм*.

НБ УДУНТ (ДПТ)

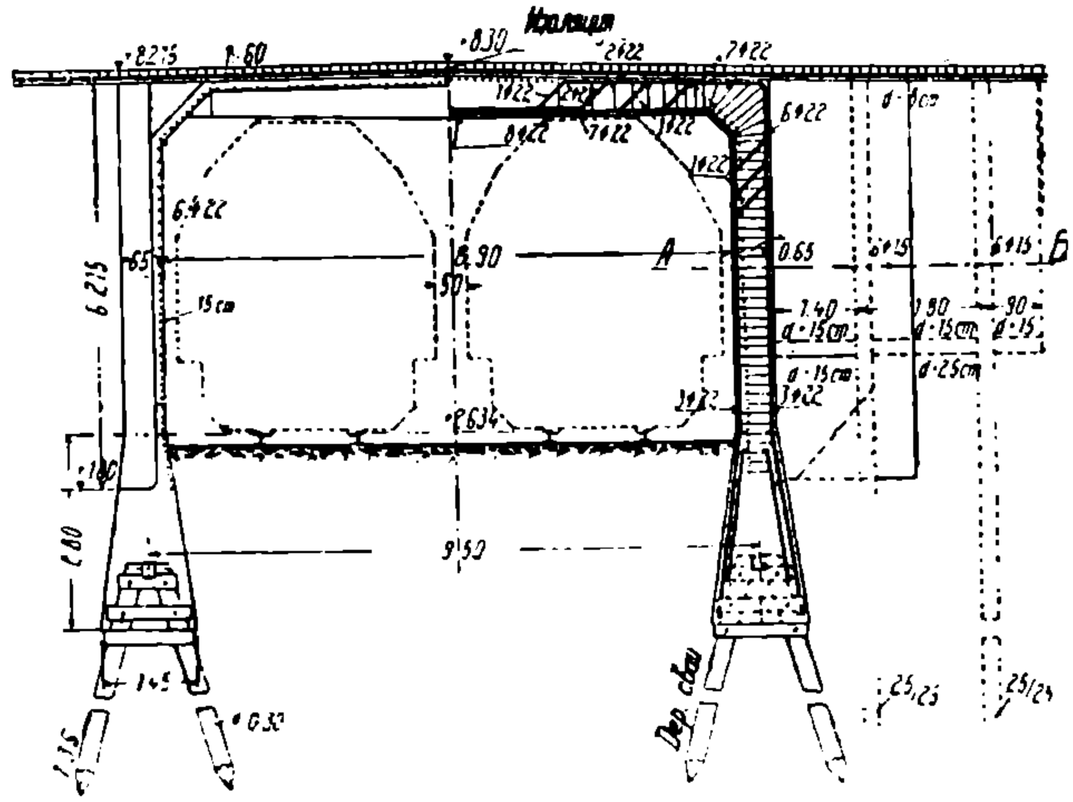
ГЛАВА ВТОРАЯ.

БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ.

4. Общие замечания. — Балочные мосты из железобетона делаются, как видели выше, весьма разнообразных форм. Существуют мосты, опоры которых сделаны из бутовой или бетонной кладки, а пролетное отверстие перекрыто либо железобетонными плитами, либо тавровыми железобетонными балками, при езде поверху. При езде понизу полотно моста поддерживается



Фиг. 76 — 78.



Фиг. 79. — Путепровод рамной системы.

железобетонными фермами различного очертания и вида, от сплошных балок до арок с подвесками и затяжками. Существуют мосты, сделанные полностью из железобетона, причем пролетные перекрытия применяются вышеупомянутых типов при езде поверху или понизу, железобетонные устои и быки имеют вид пустотелых коробок, начиненных землей, песком или тощим бетоном, или, подобно деревянным мостам, состоят из системы стоек со связями. В последнем случае опоры соединяются с пролетным строением в одно непрерывное целое.

Что касается балок, применяемых здесь, то они столь же разнообразны, как в мостах железных. Применяются как простые балки, лежащие на двух опорах, так и неразрезные и консольные (фиг. 76—78).

Из железобетона делают мосты таких форм, которые могут быть допу-

НБ УДУНТ (ДИТ)

щены только при употреблении этого материала; это ***рамные мосты*** (фиг. 79, см. также фиг. 52). Отличительная черта их — полная объединенность опор с пролетным строением; в области арочных мостов имеется аналогия среди каменных мостов. При системе балочной и в случаях, когда к концам моста примыкает земля, это оказалось осуществимым только для железобетона; из железа имеются подобные мосты в виде виадуков, когда опоры находятся на воздухе.

В нижеследующем рассмотрим конструкцию балочных мостов, распределив их в следующие группы:

1) мосты, перекрытые плитами простыми, консольными и с заделанными концами;

2) мосты, перекрытые тавровыми балками тех же различных комбинаций;

3) мосты с ездою понизу.

а) МОСТЫ, ПЕРЕКРЫТЫЕ ПЛИТАМИ.

5. Простые плиты. — Этот вид перекрытия применяется в мостах таких же небольших отверстий, как и в трубах; при этом мост отличается от трубы лишь тем, что над плитой оставляется самое необходимое количество земли или баласта в зависимости от рода пути, а на шоссейных мостах на плите лежит непосредственно или на слое песку около 5—10 *см* щебеночная кора; ширина моста не зависит от высоты насыпи, а лишь от ширины полотна пути.

Мосты с плитой уместны там, где у нас применяют (на железных дорогах) железные балочные перекрытия малых пролетов. Преимущество железобетонных мостов здесь очевидно [1]) и в особенности в тех случаях, когда по недостатку высоты насыпи и по местным условиям затруднительно построить каменный мост. Этим объясняется, что такой тип железобетонных мостов нашел в России большее число применений, чем плоские трубы, хотя лишь только на некоторых железных дорогах: б. Владикавказской, Китайской Восточной, Екатерининской. Некоторые земства, например Петроградское, применяли этот тип на шоссейных дорогах.

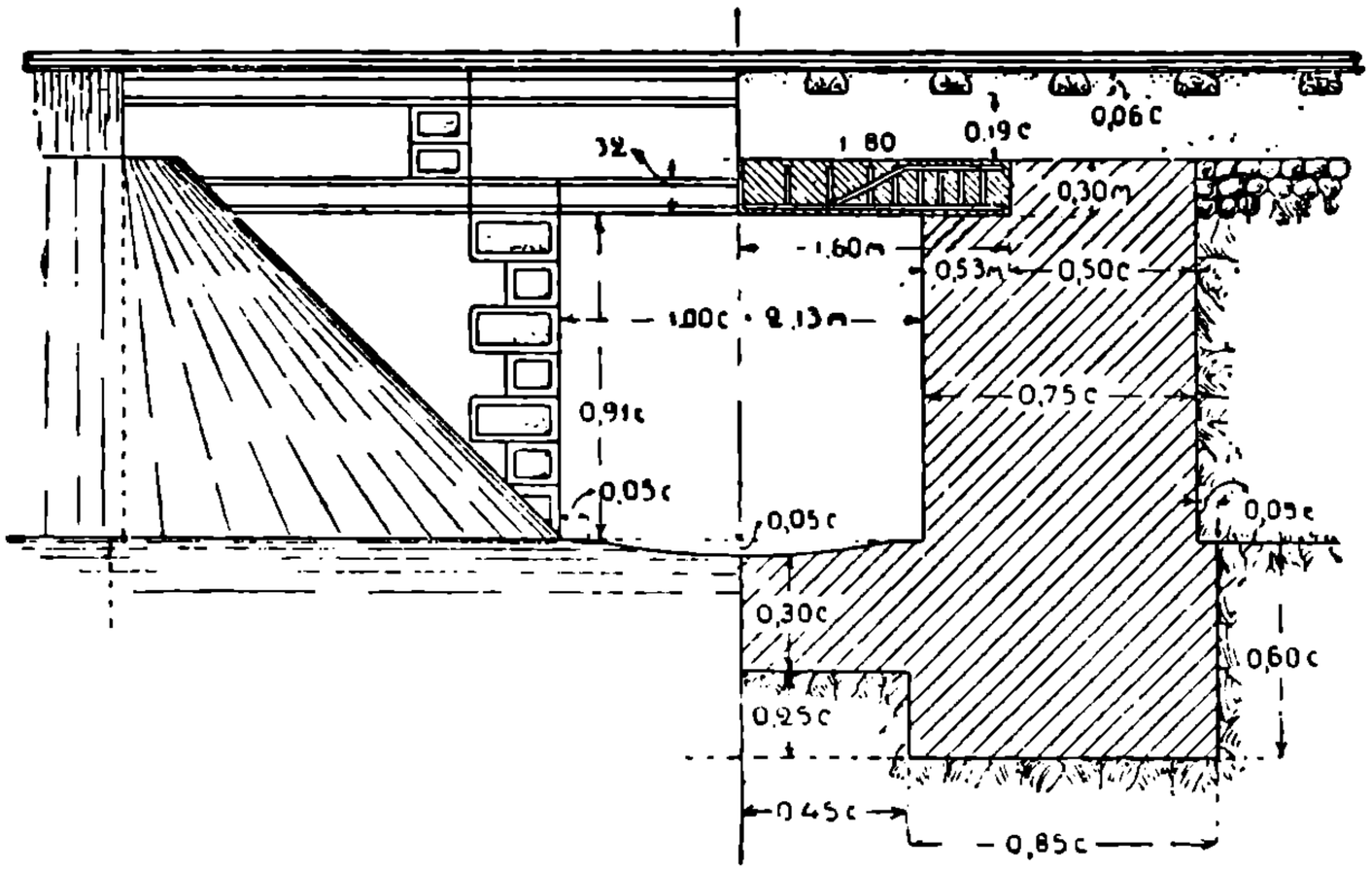
Мост с плитой, построенный в 1903 году под 2 пути на ст. Синявская Екатерининской жел. дороги, изображен на фиг. 80 и 81.

Отверстие моста 1,0 саж. Устои обычного типа с обратными стенками; лоток под мостом каменный. Ширина моста 4,45 саж.; такова же ширина и железобетонной плиты, а длина ее превосходит отверстие моста на $2 \times 0{,}53$ *м* и составляет 3,20 *м*. Толщина плиты в середине пролета 0,32 *м*, т. е. около $^1/_7$ пролета в свету, по концам 0,30 *м*, т. е. плита имеет по верхней поверхности скаты с уклоном 1 : 80. Продольные прутья арматуры (системы Геннебика) имеют толщину 25 *мм*, размещены на расстоянии 16 *см* друг от друга; половина их имеет концы, переведенные в верхний слой плиты для принятия возможных здесь растягивающих напряжений. Плита, кроме того, снабжена подвесками, размещенными на расстоянии 14 *см* на

[1]) О недостатках железных пролетных перекрытий см. *Г. П. Передерий.* Курс мостов, ч. I, глава V, изд. 4-е, 1929 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

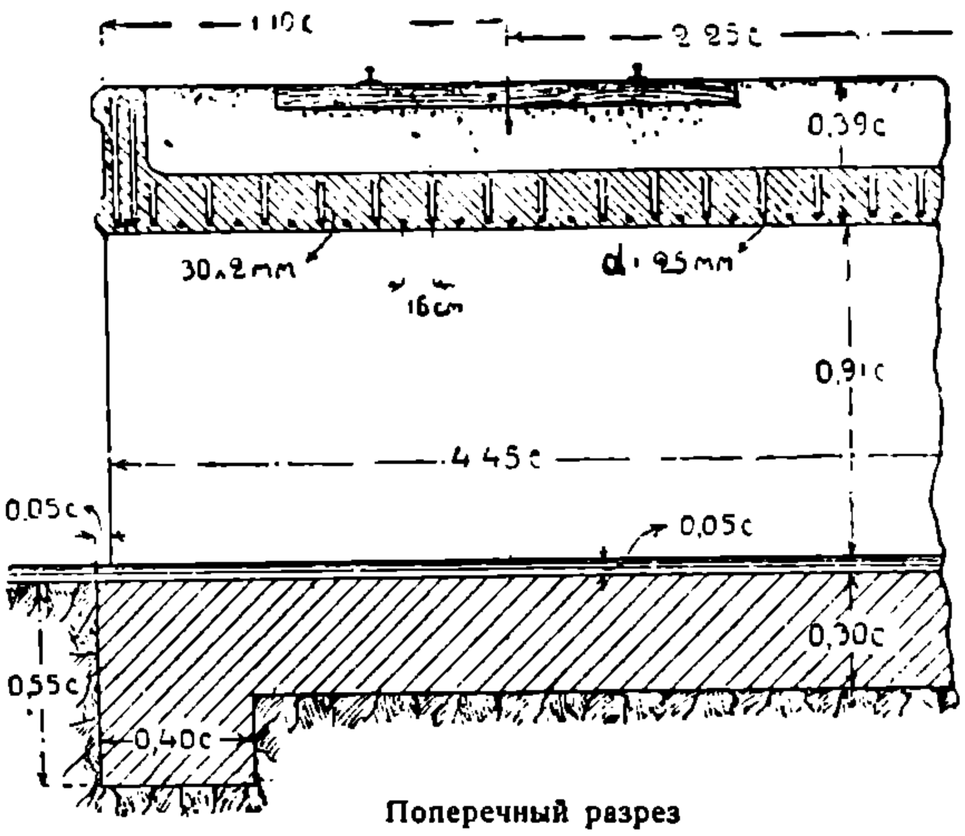
концах и 28 *см* в середине пролета; сечение подвесок 30 × 2 *мм*. Для поддержания баласта с боков плита снабжена стенками толщиною 0,25 *м*, возвышающимися над плитой на 0,51 *м*.



Фасад Продольный разрез

Фиг. 80. — Мост на ст. Синявская.

Изоляция состоит лишь из слоя цементной смазки, которая легко дает трещины. Не заслуживает подражания старый способ закрепления концов стержней в бетоне, а именно: расщепление конца на две короткие, слабо отогнутые ветви. Что касается поперечных прутьев, то их поставлено всего 3 штуки, толщиною 25 *мм*; число недостаточное, толщина велика, положение крайних стержней под отгибом неудачно: полезнее было бы расположить их в изгибе сверху продольных прутьев и снизу, при натяжении отогнутых стержней получался бы лучший упор против распрямления.



Поперечный разрез

Фиг. 81. — Мост на ст. Синявская.

Своим внешним видом мост производит приятное впечатление.

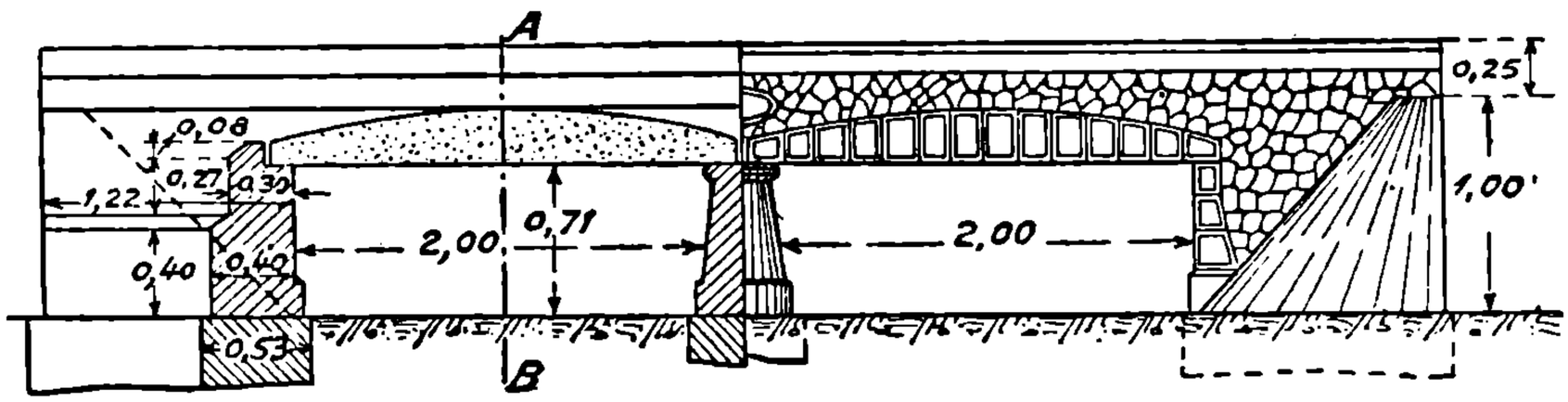
При испытании плита дала прогиб 0,1 *мм*, т. е. 1 : 21300.

После 2-летней службы этого моста, построенного в виде опыта, констатирована полная его исправность, отсутствие каких-либо трещин и вообще дефектов, несмотря на очень густое движение по путям.

Плита стоила 1000 р., т. е. 940 р. за куб. саж.; цена чрезвычайно высокая в виду простоты конструкции.

НБ УДУНТ (ДИТ)

На Китайской Восточной ж. д. плоские перекрытия применены на мостах отверстием от 1,0 саж. до 3,0 саж. (6,4 *м*). Для отверстия 1,0 саж. плита имеет однообразную толщину и усилена круглыми прутьями $d = 20$ *мм* в виде сетки Монье. При бóльших пролетах арматура состоит из рельсов, уложенных через каждые 0,25 саж. а верхняя поверхность плиты устроена



Продольный разрез Фасад

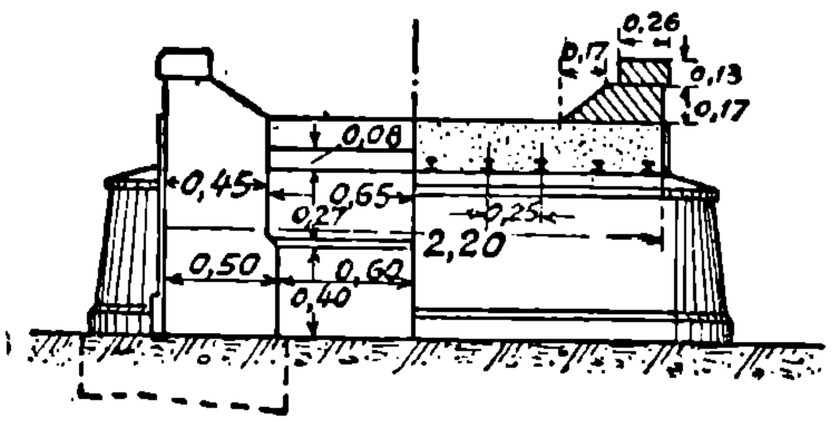
Фиг. 82. — Мост Китайской Восточной ж. д. [1]).

кривой с увеличением толщины к середине пролета (фиг. 82 и 83), которая определялась здесь из условий прочности при допускаемых напряжениях для бетона 25 *кг/см*^{2} и для железа 760—950 *кг/см*^{2}, и в общем равна $^1/_9$ пролета. На концах толщина принята 21 *см*. Поперечных прутьев нет и не замечено никаких вредных последствий их отсутствия, повидимому, лишь благодаря значительной толщине плиты.

Состав бетона 1 : 2 : 5.

Над плитой положен слой баласта, толщиною 0,30 саж. (0,64 *м*).

На фиг. 84 — 86 изображен тип моста с жесткой арматурой из двутавровых балок, принятый на прусских железных дорогах. Плита концами двутавровых балок (фиг. 86) опирается на балку рельсовидного профиля (Bulbeisen), заложенную поперек пути в устое. На опоре сделан сквозной кривой шов, заполненный асфальтом, который дает свободу концу при деформации плиты. Конструкция моста тщательно обдумана; их построена целая серия пролетами от 1 до 12 *м*; длина плиты превышает пролет в свету на 0,60 — 1,20 *м*: толщина баластного слоя до верха шпал допущена в 0,35 *м*.



Вид сзади Поперечный разрез

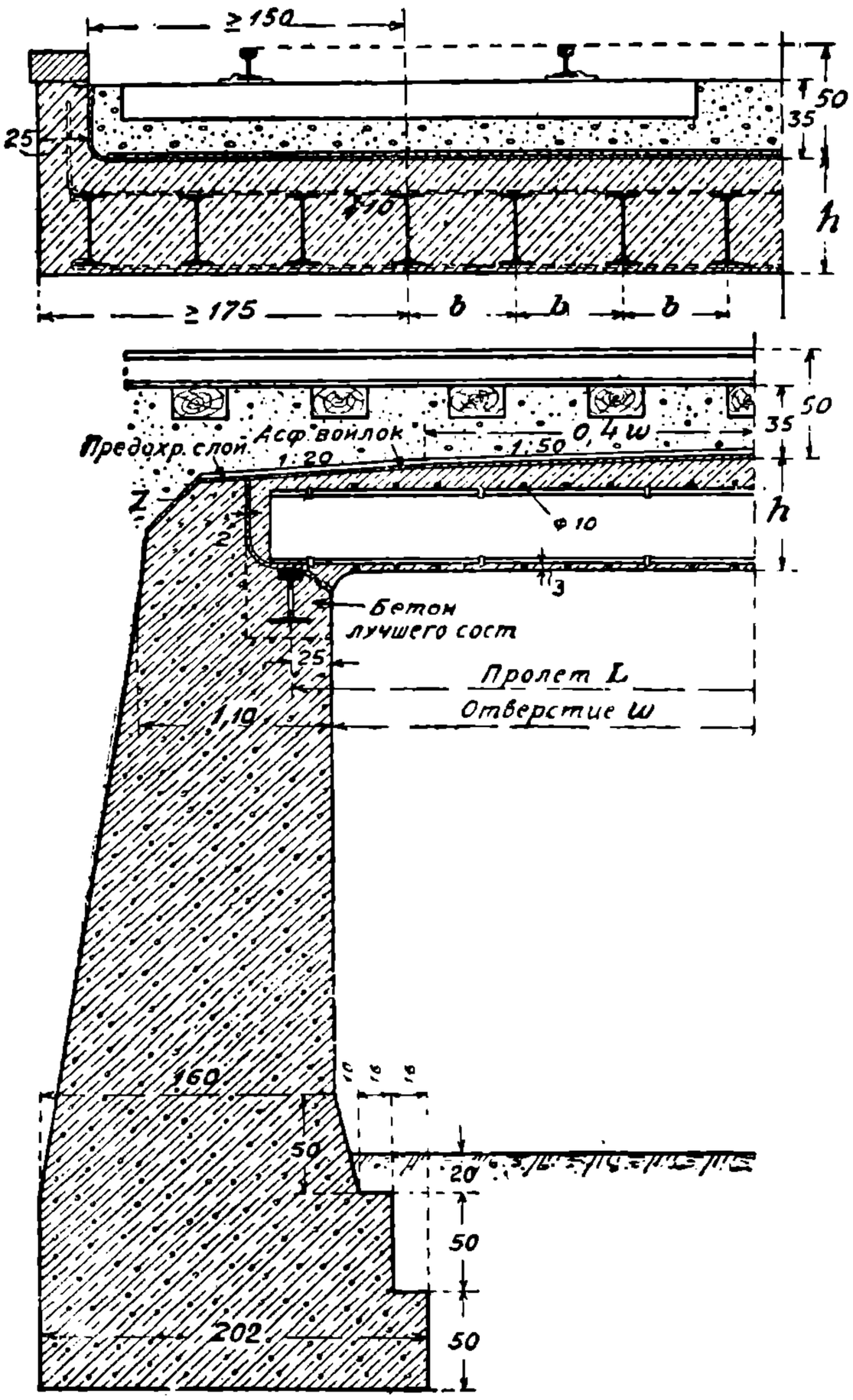
Фиг. 83. — Мост Китайской Восточной ж. д. [1]).

Железные балки этого моста выдерживают всю нагрузку; бетон служит лишь заполнением и для предохранения железа от ржавчины. В таких случаях формы для бетона подвешиваются к железным балкам, чем устраняется необходимость подмостей. Балки расставлены на расстоянии от 30 до 55 *см* так, чтобы для удобства бетонирования про свет между полками был не меньше 15 *см*.

Высота плит определена с тем, чтобы напряжение в бетоне на раз-

[1]) Размеры в саженях.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 84—86. — Тип прусских ж. д Поперечный и продольный разрезы.

рыв не превосходило 20 *кг/см²*, имея в виду предупредить образование трещин, в которых могла бы появиться ржавчина на железе. Высота колеблется от 22 до 109 *см*, или от $^1/_{10,5}$ до $^1/_{12}$ пролета.

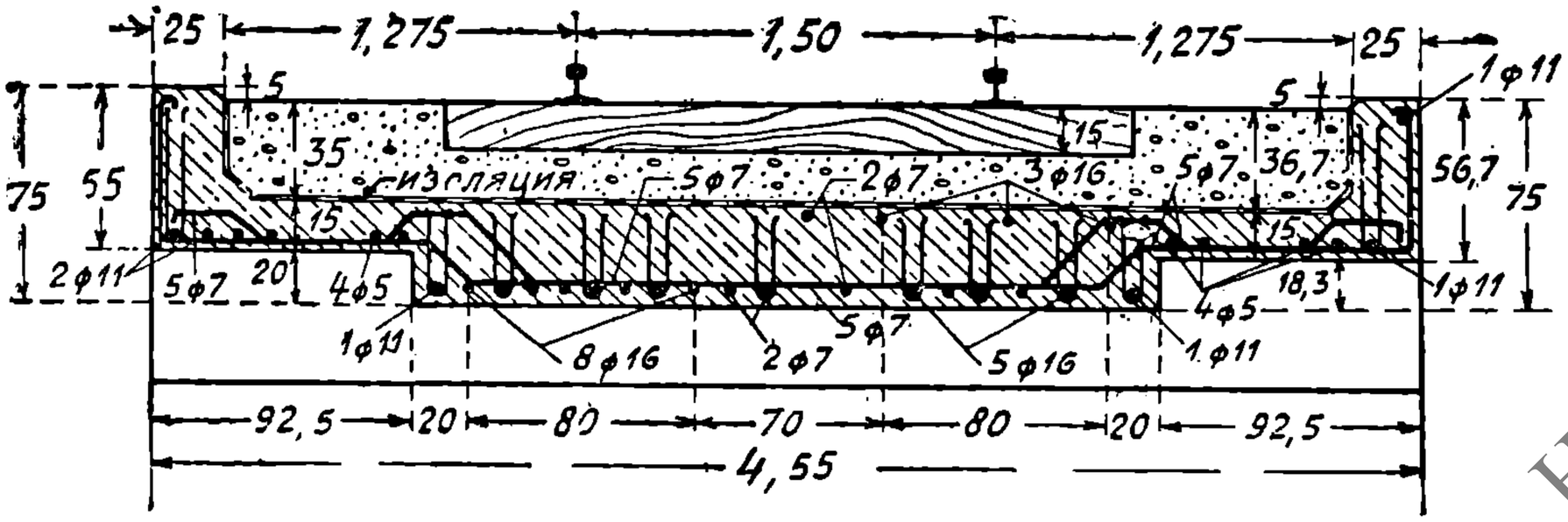
Плита покрыта асфальтированным войлоком, поверх которого, для предохранения его от повреждений при подбивке шпал, укладывается слой из кирпича, положенного плашмя, досок или листового железа.

Для стока воды верхняя поверхность имеет уклон к опорам, в середине 1 : 50, у концов 1 : 20.

При расчете устоев принято во внимание, что плита служит распоркой между устоями и улучшает условия сопротивления их опрокидыванию под давлением земли.

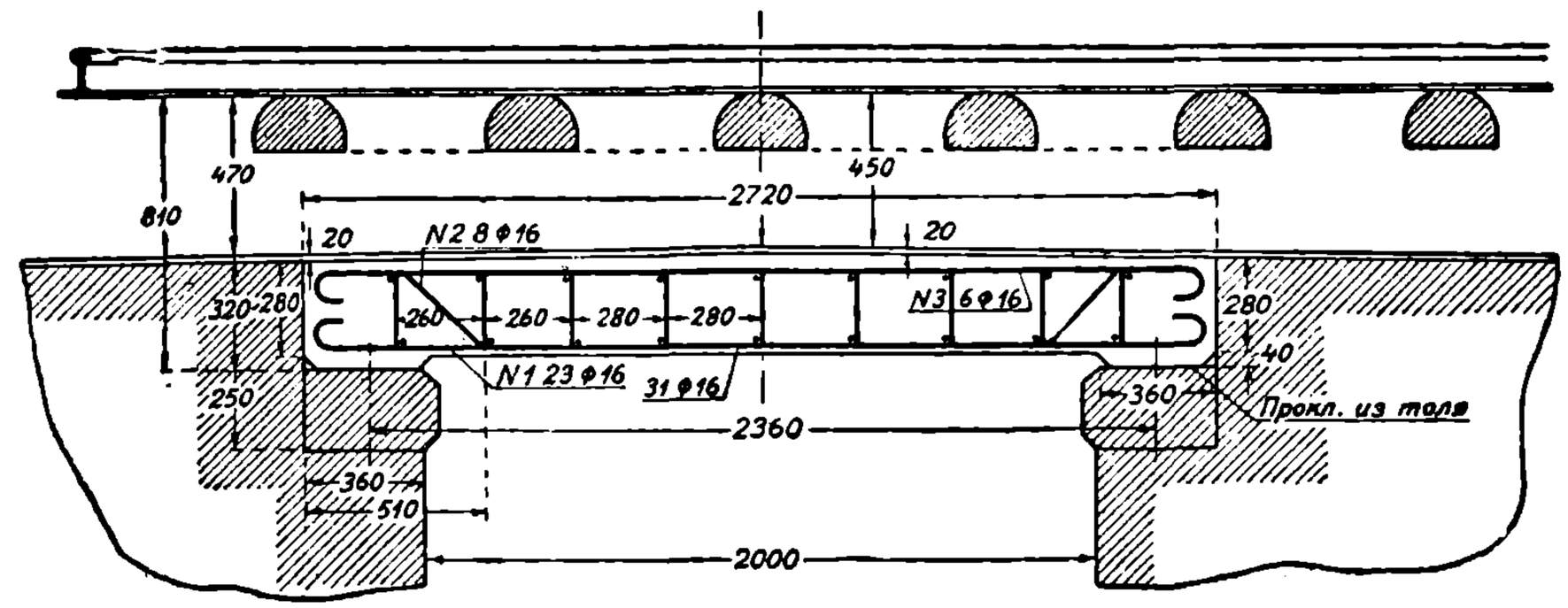
Состав бетона в плите 1 : 4.

На фиг. 87 представлен разрез плиты, имеющей полную толщину под шпалами и уменьшенную — вне шпал; это несколько уменьшает стоимость плиты.

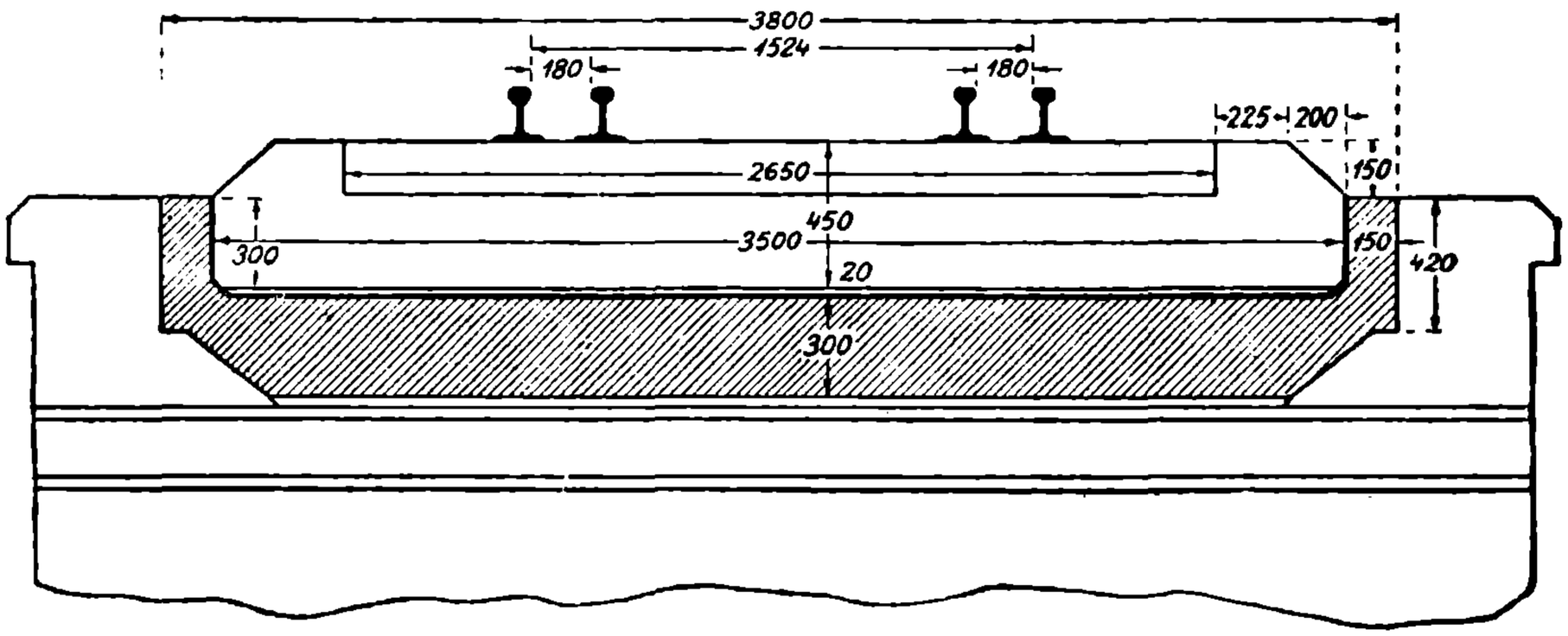


Фиг. 87. — Мост австрийских ж. д. Поперечный разрез.

НБ УДУНТ (ДИТ)

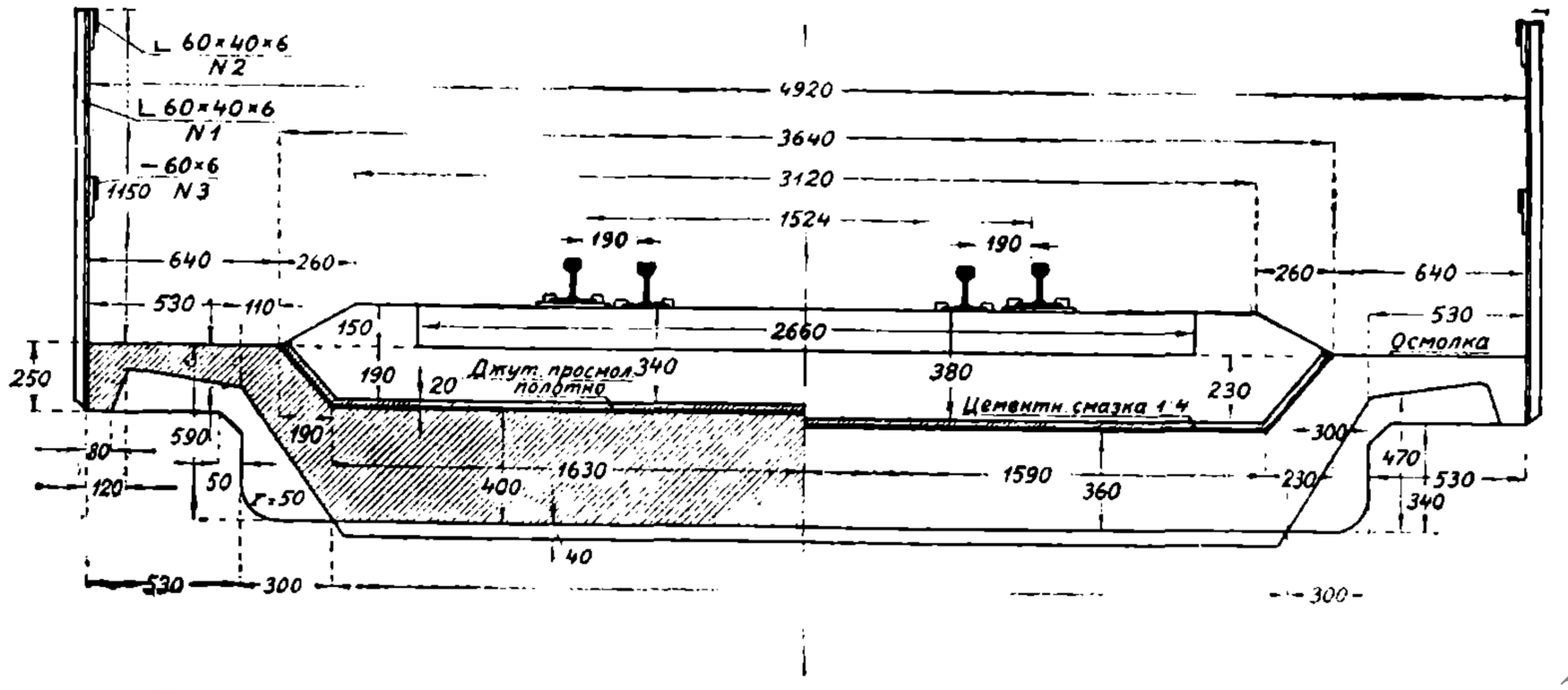


Продольный разрез



Поперечный разрез

Фиг. 88 — 89. — Типовой проект ж.-д. моста.

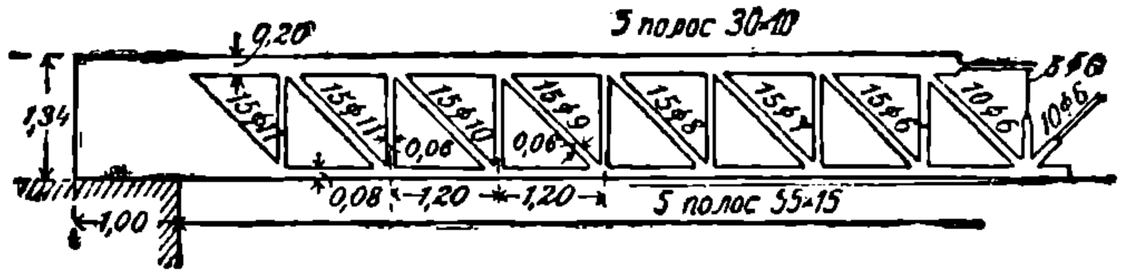


Поперечный разрез у середины пролета Вид конца

Фиг. 90. — Типовый проект ж.-д. моста.

НБ УДУНТ (ДИТ)

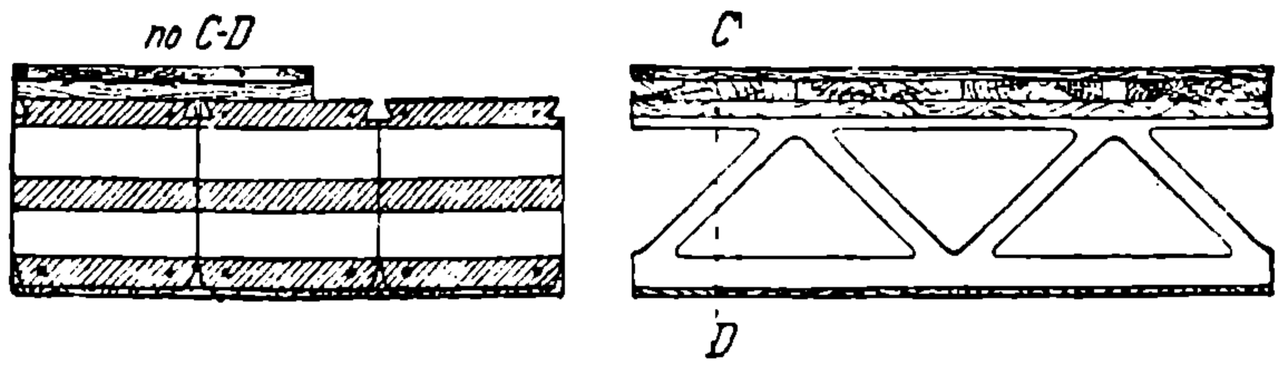
Плитное перекрытие отверстием 2,0 *м* из серии типовых проектов 1915 г. русских железных дорог представлено на фиг. 88 и 89. Толщина баласта 45 *см*, толщина плит 30 *см* в середине и 28 *см* по концам, благодаря чему получаются скаты для спуска воды. Изоляция состоит из джутового полотна, прикрытого от повреждений слоем смазки толщиною 2 *см*.



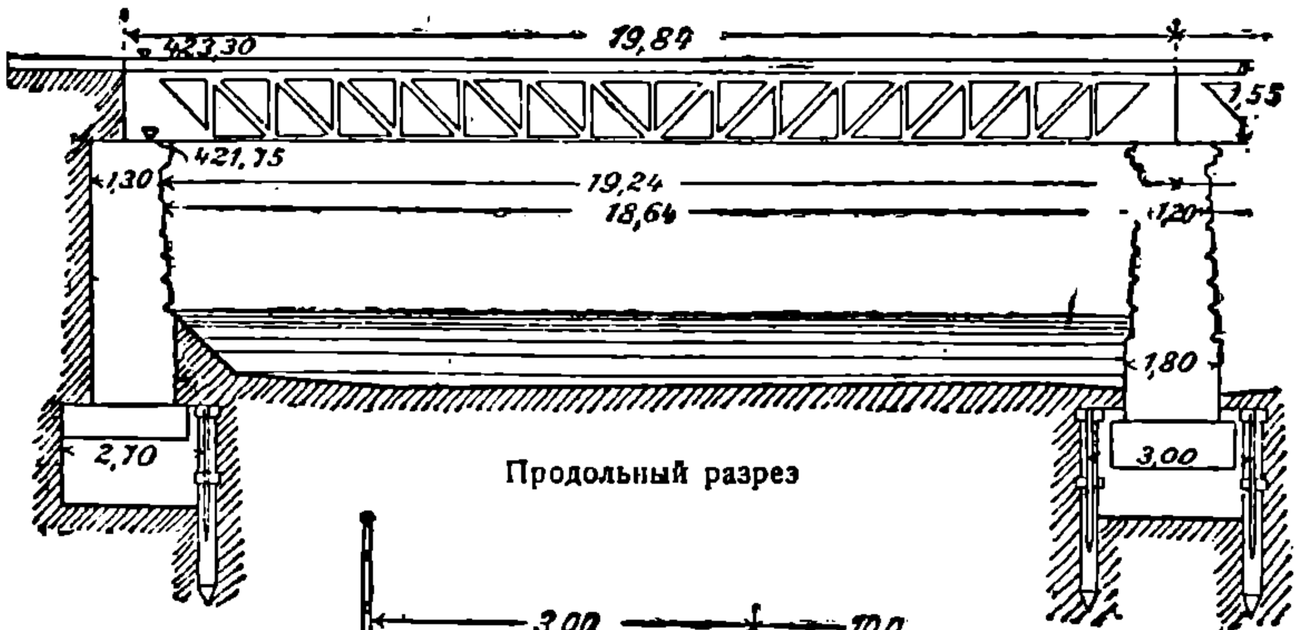
Фиг. 91. — Балка Визинтини.

На фиг. 90 приведен поперечный разрез плитного перекрытия с перилами.

6. Плиты из балок Визинтини. — Балка Визинтини (фиг. 91) представляет собою прямоугольную балку, в которой сделаны треугольные пустоты (прямоугольный треугольник или равносторонний), вследствие чего получается решетчатая железобетонная ферма, нижний пояс и часть раскосов вытянуты, для чего снабжены арматурой из круглых прутьев или полосового железа. Верхний пояс и часть стоек сжаты; сжатые стойки могут железа не иметь, но пояс обыкновенно принимает нагрузку между узлами, а потому работает на местный изгиб и снабжается соответственной арматурой. Эта последняя нужна здесь также и для того, чтобы лучше закрепить в поясе арматуру раскосов.



Фиг. 92—93. — Плита Визинтини.

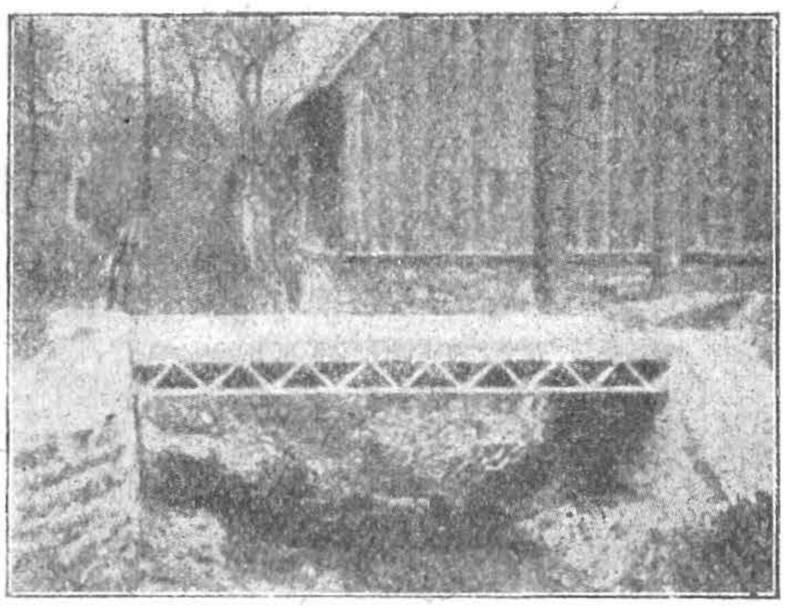


Фиг. 94—95. — Мост системы Визинтини.

Балки изготовляются на заводе и доставляются на место работ в готовом виде, вследствие чего размеры их не должны быть особенно велики. Высота при больших пролетах придается им около $^1/_{20}$ пролета, а ширина от 20 до 50 *см*. Ряд таких балок одинаковой высоты, положенных плотно друг возле друга, образует

НБ УДУНТ (ДИТ)

сплошной настил — плиту, который и применяется для перекрытия пролетов мостов. Преимущество их — легкость и устранение подмостей для возведения пролетного строения.



Фиг. 96. — Мост системы Визинтини.

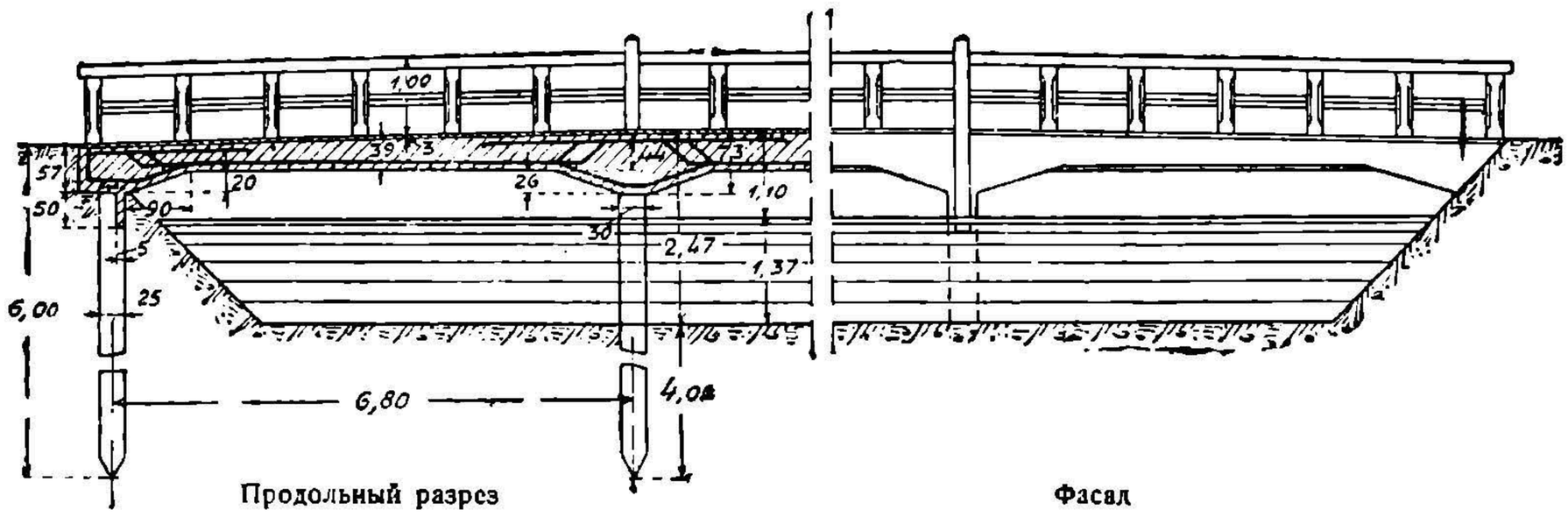
Чтобы под действием сосредоточенной нагрузки балки не работали в одиночку, под полотно дороги, непосредственно по балкам, кладется железобетонная распределительная плита небольшой толщины, от 3 до 10 *см*. Вместо этого применяется также следующий прием: балки изготовляются с продольными пазами по верхним продольным ребрам, образующими в сечении ласточкин хвост; эти пазы по укладке балок заделывают бетоном или раствором (фиг. 92—93); при этом употребляют иногда дощатый настил, который может служить и ездовым полотном. Такая связь, однако, слаба.

На фиг. 94 и 95 показаны боковой вид и поперечный разрез пролетного строения из плит Визинтини.

На фиг. 96 изображен общий вид такого мостика.

Балками Визинтини до сего времени перекрыты пролеты до 22 *м* мостов под обыкновенную дорогу. Для железной дороги применение их рискованно, так как нежная их конструкция способна дать трещины в углах.

7. Неразрезные и консольные плиты. — К разновидностям рассматриваемого типа мостов относятся мосты с *неразрезными* плитами (фиг. 97—98)

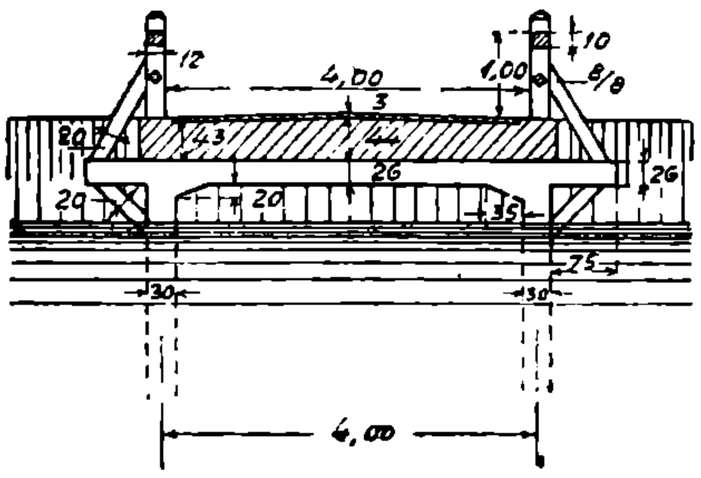


Фиг. 97. — Плитный неразрезной мост.

и с *консольными* плитами (фиг. 99). На этих образцах мы встречаемся с одним из характерных типов опор железобетонных мостов, напоминающим свайные опоры деревянных мостов. Каждая опора состоит из двух железобетонных свай, соединенных на верхних концах утолщением железобетонной плиты (фиг. 99), в котором расположена пучком поперечная арматура. При небольших пролетах — это, несомненно, самый дешевый тип долговечного моста, а потому он должен найти большое применение при при-

НБ УДУНТ (ДИТ)

ведении в порядок русских грунтовых дорог с легким движением. В одном случае массивные устои заменены сваями, в другом — совсем отсутствуют.

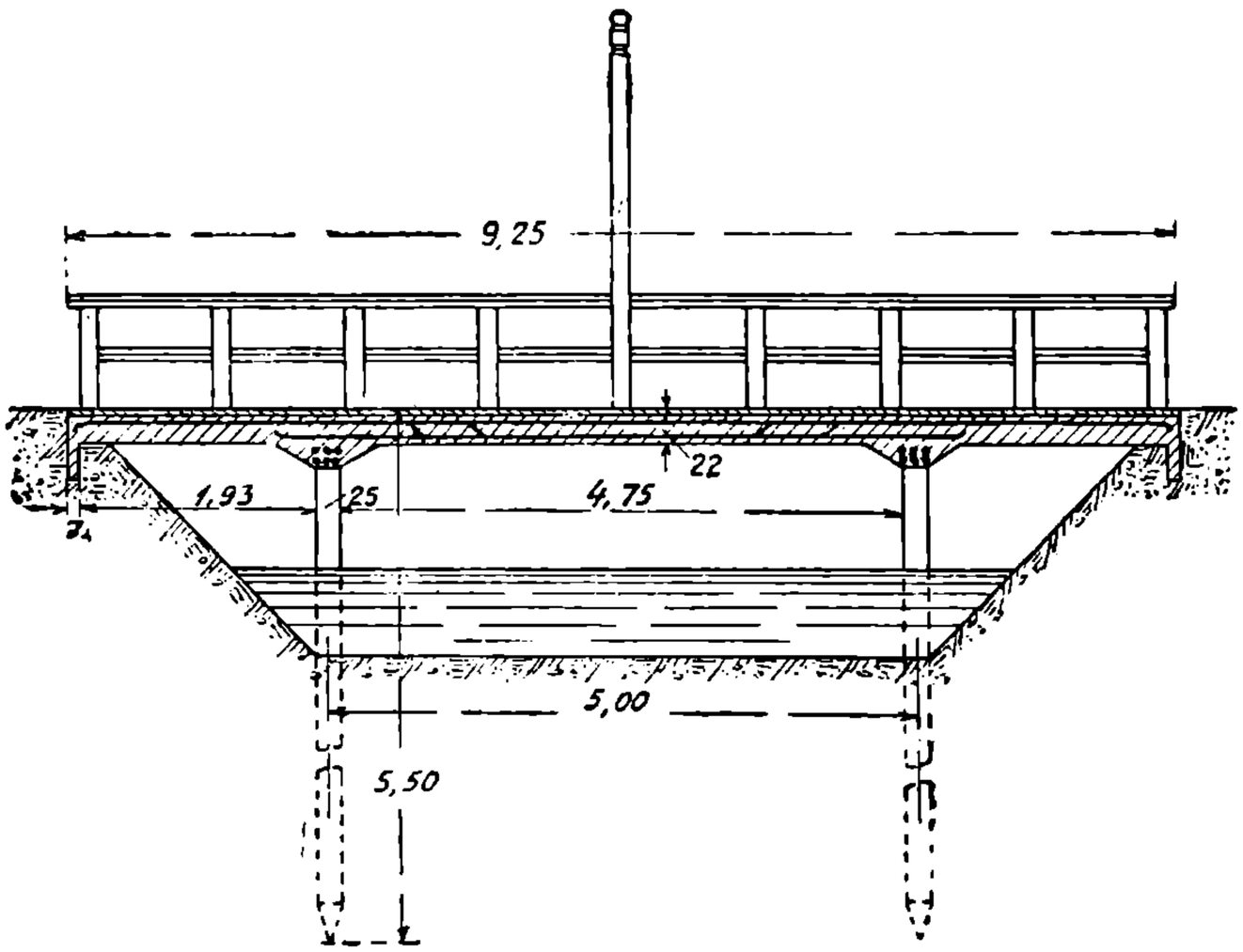


Поперечный разрез

Фиг. 98. — Плитный неразрезной мост.

В обоих мостах над опорами плите придана большая высота; на фиг. 97 толщина плиты в середине 39 *см* и над опорами 73 *см*. Это отвечает бо́льшему моменту над опорами. Соответственно знаку момента над опорами поставлено продольное железо вверху; отогнутые стержни принимают косые растягивающие напряжения.

Ездовое полотно состоит из особого бетонного слоя, толщиною 3 *см*, уложенного непосредственно на плите; при слабом движении и на коротких мостах этот тип мостовой можно, пожалуй, допустить. В других случаях он окажется недостаточно прочным и утомительным для лошадей.



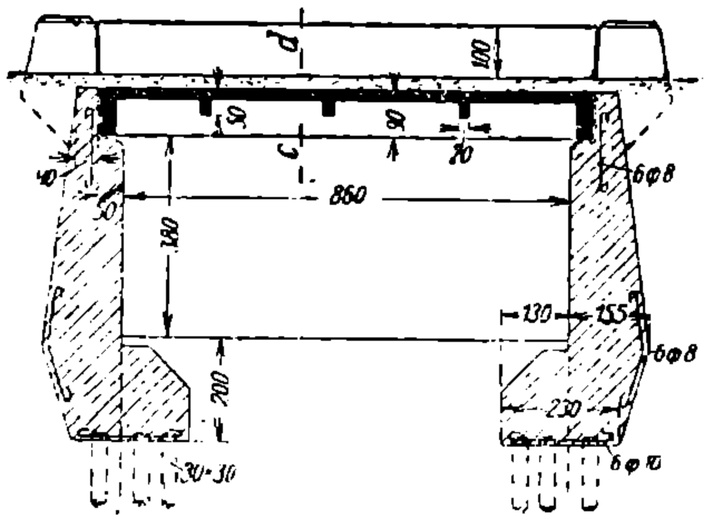
Фиг. 99. — Плитный консольный мост.

б) МОСТЫ С ТАВРОВЫМИ БАЛКАМИ.

8. Общие замечания. — При больших пролетах вполне естественен переход от плит к такого типа балке, в которой арматура концентрируется в немногие пучки, и огромное количество бетона в растянутой зоне выбрасывается как неработающее. В продольном направлении конструкция при этом не получает никаких особых свойств, за исключением, разве, значительного повышения скалывающих напряжений в ребрах и вследствие того косых растягивающих, что увеличивает значение косой арматуры, предназначенной для воспринятия этих усилий.

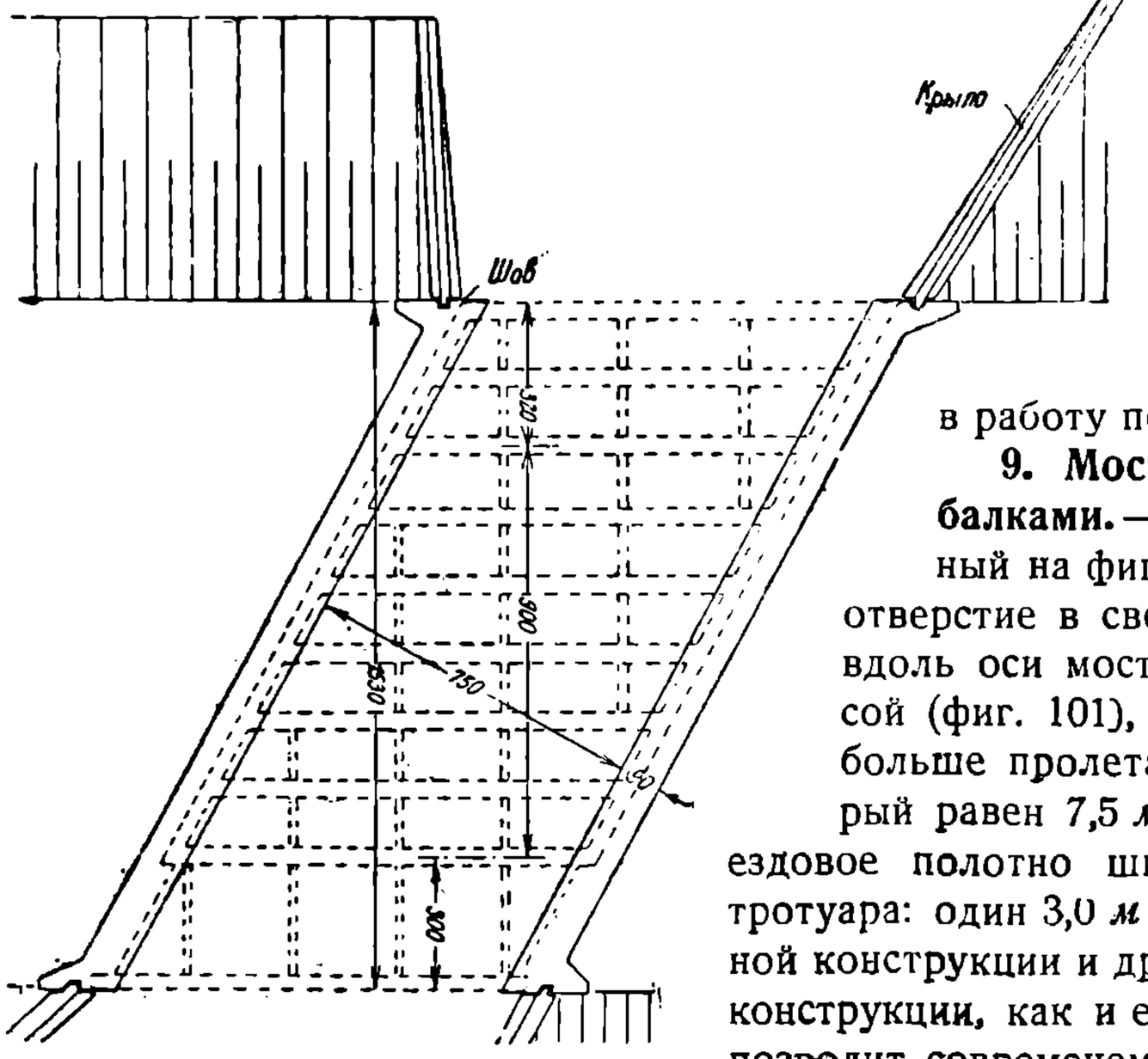
НБ УДУНТ (ДИТ)

В поперечном направлении ребристая плита распадается на две части: *плитное перекрытие* между ребрами и *ребра*; плитное перекрытие играет двоякую роль: кроме роли поперечного перекрытия, оно принимает участие в сопротивлении изгибу ребер, образуя в ребристой балке верхний, сжатый обыкновенно, пояс ее.



Фиг. 100.

При значительной величине пролета ребра получаются довольно высокими: до 2 метров и больше; возникает необходимость принять меры к поддержанию балок в некоторых местах по их протяжению поперечными вертикальными связями, которые вследствие монолитности всей конструкции обращаются обыкновенно в *поперечные балки*, образующие с продольными ребрами *балочную клетку*. Наличность поперечных балок, вызванная конструктивными соображениями, дает повод использовать их для поддержания и передачи нагрузки; это ведет в некоторых случаях к трактованию плиты, перекрывающей клетку, как плиты, опирающейся по своему контуру, в чем и сказывается экономия, вытекающая из введения нового элемента, а именно поперечных балок, в работу по передаче нагрузки.



Фиг. 101. — План.

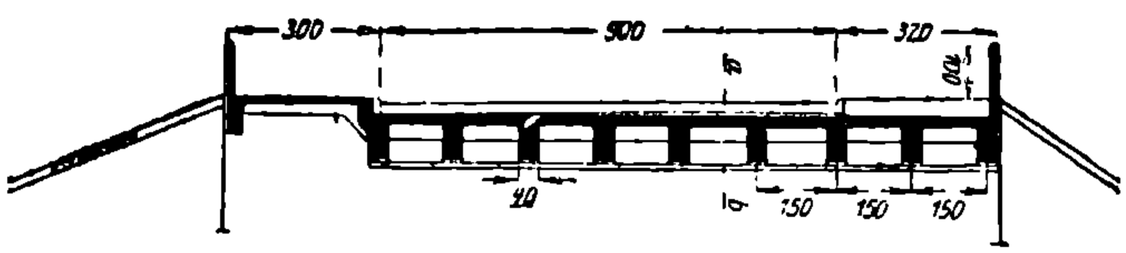
9. Мосты с разрезными балками. — Мост, представленный на фиг. 100—106 [1]), имеет отверстие в свету 8,6 *м*, считая его вдоль оси моста. Так как мост косой (фиг. 101), то этот пролет его больше пролета по нормали, который равен 7,5 *м*. Мост пропускает ездовое полотно шириною 9,0 *м* и два тротуара: один 3,0 *м* шириной специальной конструкции и другой 3,2 *м* такой же конструкции, как и ездовое полотно, что позволит современем, при развитии экипажного движения, уширить ездовое полотно. Последнее поддерживается ребристыми балками с расстоянием между ребрами 1,5 *м* (фиг. 102), перекрытым плитой толщиною 18 *см* (фиг. 103).

Все ребра, имеющие высоту 90 *см* и ширину 40 *см*, связаны попереч-

[1]) *Kersten*, Brücken in Eisenbeton, Band I, Berlin, 1928.

НБ УДУНТ (ДИТ)

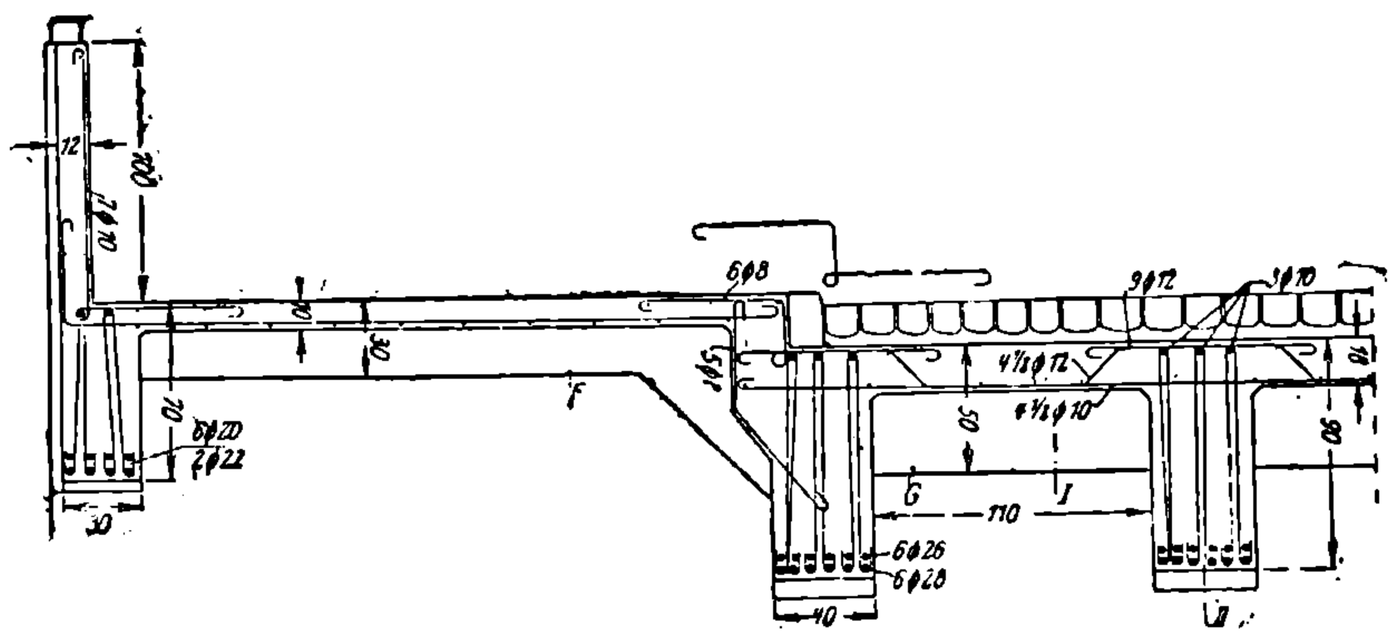
ными балками: тремя в пролете высотой 50 *см* и толщиной 20 *см* и двумя по концам высотою 50 *см* и толщиной 30 *см*. Крайние балки являются опорными балками.



Фиг. 102.

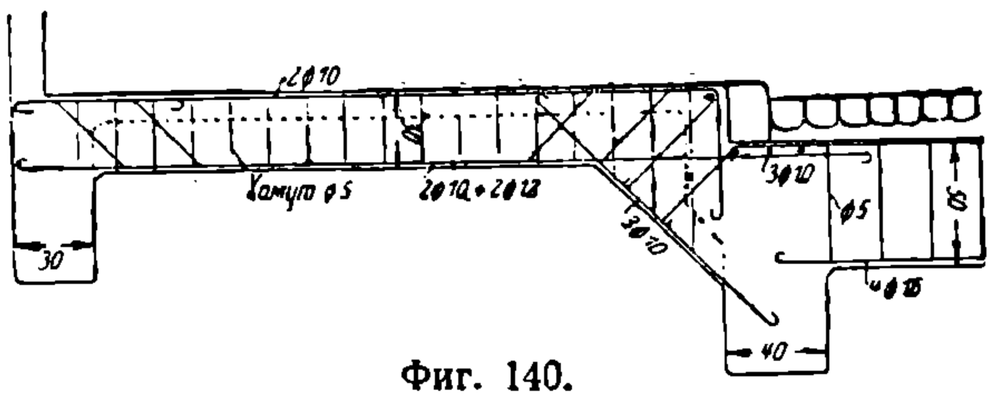
Арматура плиты (фиг. 103) состоит по середине пролета внизу из 9 стержней на погонный *м* вдоль моста; из них $4^1/_2$ имеют диаметр 10 *мм* и $4^1/_2$ диаметр 12 *мм*. Эти последние у опор отогнуты и образуют с добавочными стержнями 9 стержней диаметром 12 *мм* на погонный *м* над опорой плиты.

Арматура поперечных балок как под ездовым полотном, так и под тротуаром приведена на фиг. 104.



Фиг. 103.

На фиг. 105 дана арматура главных ребер. В средней части имеется 12 стержней, расположенных в 2 ряда, причем 6 стержней взято диаметра 28 *мм* и 6 диаметра 26 *мм*. Здесь же показаны попарно отогнутые косые стержни и вертикальные хомуты толщиною 8 *мм*. Для принятия давления поперечных балок даны подвески по 4 штуки диаметра 10 *мм*. В качестве монтажных стержней вверху даны 3 стержня диаметра 10 *мм*. На фиг. 106, представляющей разрез поперечной балки продольным сечением, показана арматура плиты и поперечной балки в поперечном разрезе. Следует отметить здесь наличие арматуры, поставленной вверху плиты над поперечной балкой в количестве 6 стержней диаметра 8 *мм* на 1 погонный *м*. Плита работает как балка с пролетом, расположенным поперек моста; ее рабочая арматура расположена тоже поперек моста (фиг. 103); вдоль моста лежит только распределительная арматура, и, не будь поперечных балок, плита без них прекрасно исполняла бы свою службу.



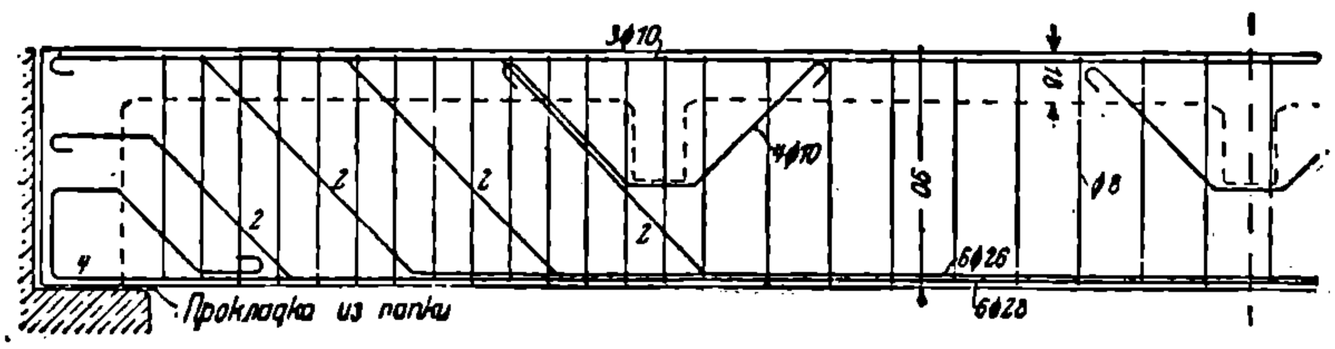
Фиг. 140.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Но, подставив под нею в некоторых местах поперечные ребра, мы здесь вызываем в плите при ее нагрузке п е р е л о м ы, т. е. отрицательные моменты над поперечными ребрами. Для принятия этих моментов и дана арматура, на которую мы обращаем внимание.

Этот мост построен близ Homberg-Niederrhein.

Устои его основаны на железобетонных сваях сечением 30×30 *см* с допущенной нагрузкой в 33 тонны. В устоях имеются в некоторых сече-

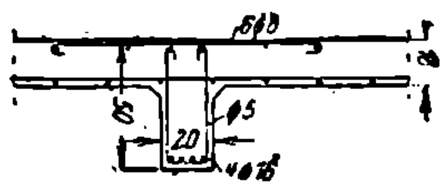


Фиг. 105.

ниях растягивающие напряжения; в них дана арматура. Тумбы по линии перил приформованы к устою в виде консолей.

Для сопряжения с насыпью устой устроен с *откосными крыльями* (фиг. 101), которые отделены от передней стенки швом, чтобы крылья могли иметь осадку независимо от передней стенки.

Бетон составлен из 1 ч. шлакового цемента и 5 ч. рейнского песка и гравия. Напряжения допущены 40 *кг/см*^{2} — на бетон и 1200 *кг/см*^{2} — в железе. Полотно спроектировано на пропуск катка весом 23 *т*.



Фиг. 106.

Чертежи одного из русских мостов под железную дорогу по проекту автора приводятся на фиг. 107—116.

Мост имеет для пропуска воды отверстие 5,4 *м*; высота насыпи 9,0 *м*, толщина баласта 0,5 *м*. Опоры моста каменные, пролетные строения из железобетона по типовым проектам автора, утвержденным инженерным советом бывшего М.П.С. в 1915 году.

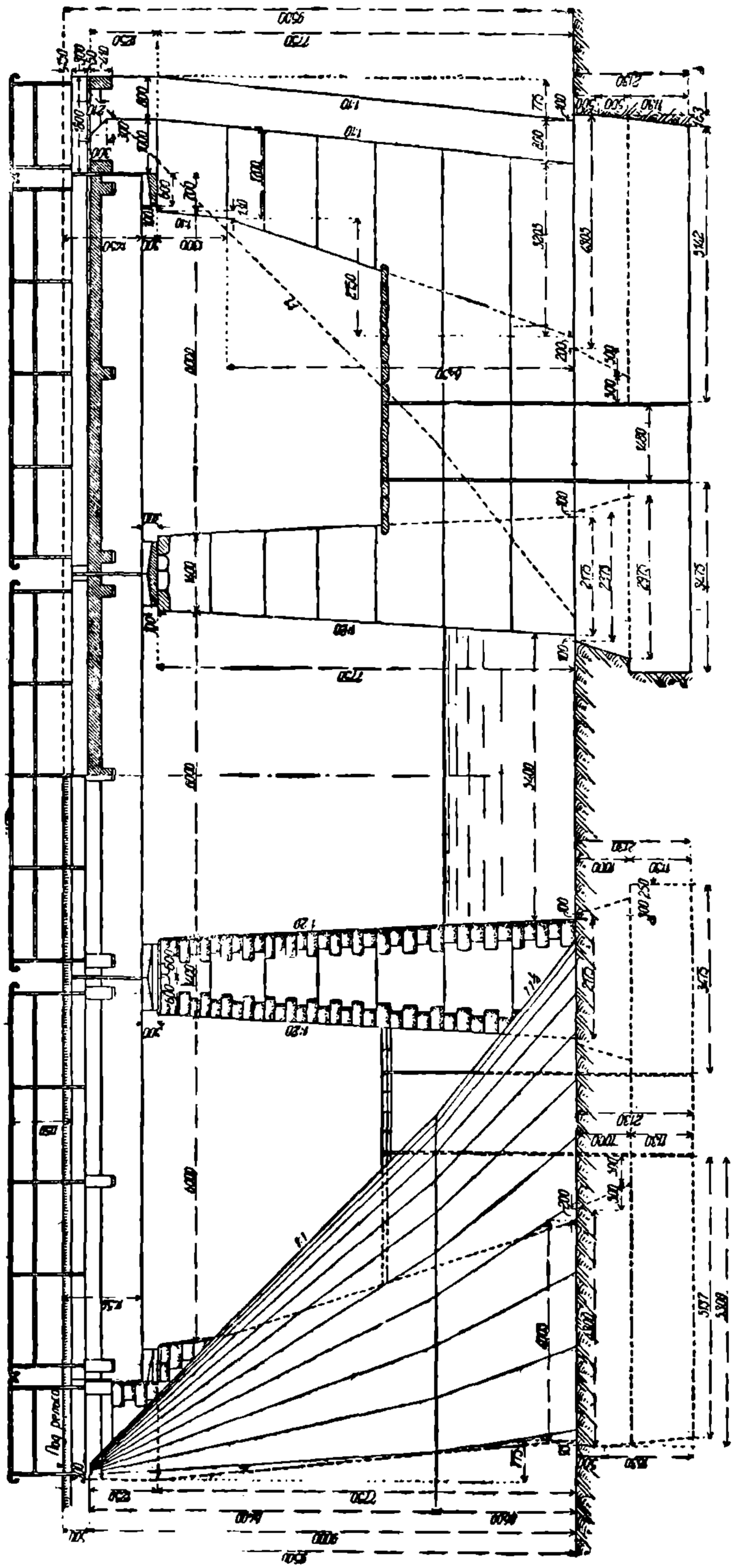
Отверстие моста совершенно свободно перекрывается при одном пролете; но при большой сравнительно высоте моста длина устоя настолько значительна, что является возможность для уменьшения кладки разбить устой на два массива и перекрыть промежуток между ними таким же по длине пролетным строением, как и отверстие моста, т. е. 6,0 *м*.

Задний массив устоя имеет очертание, соответствующее действию на него, кроме вертикальных сил, и давления земли, принимаемого горизонтальным.

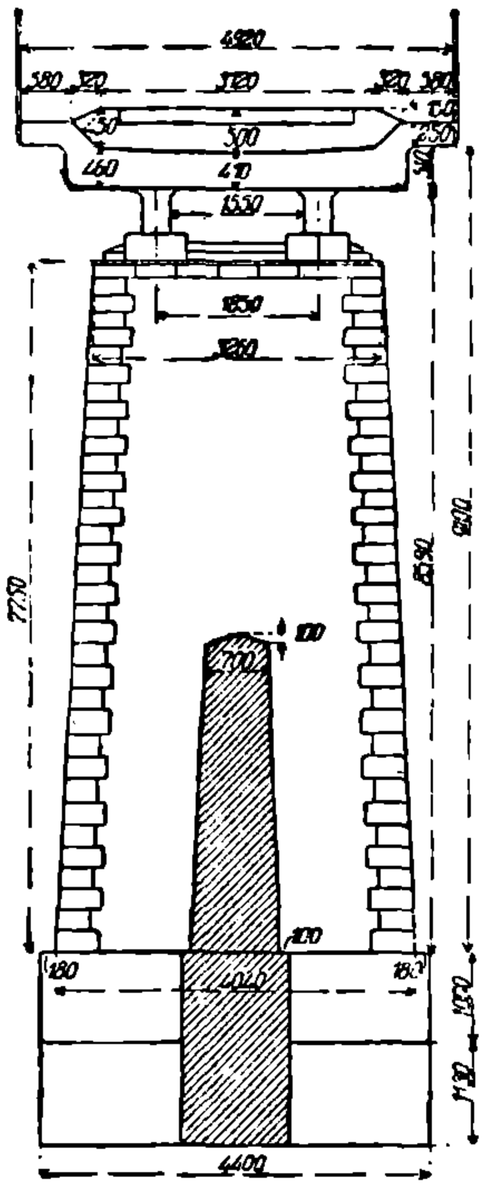
Между задним массивом устоя и быком возведена каменная стенка толщиною 70 *см* вверху (фиг. 108, 109) для предупреждения прорыва воды через конус в боковые пролеты, что угрожало бы подмывом конусов.

Ширина устоя 3,26 *м* (вместо обычной 4,7 *м*) могла быть назначена таковой при устройстве полотна на протяжении устоя с железобетонным баластным корытом (фиг. 110). Это корыто дано в виде двух боковых полос, по профилю отвечающих профилю пролетного строения и связанных друг с другом поперечными балками (фиг. 107 в разрезе, справа).

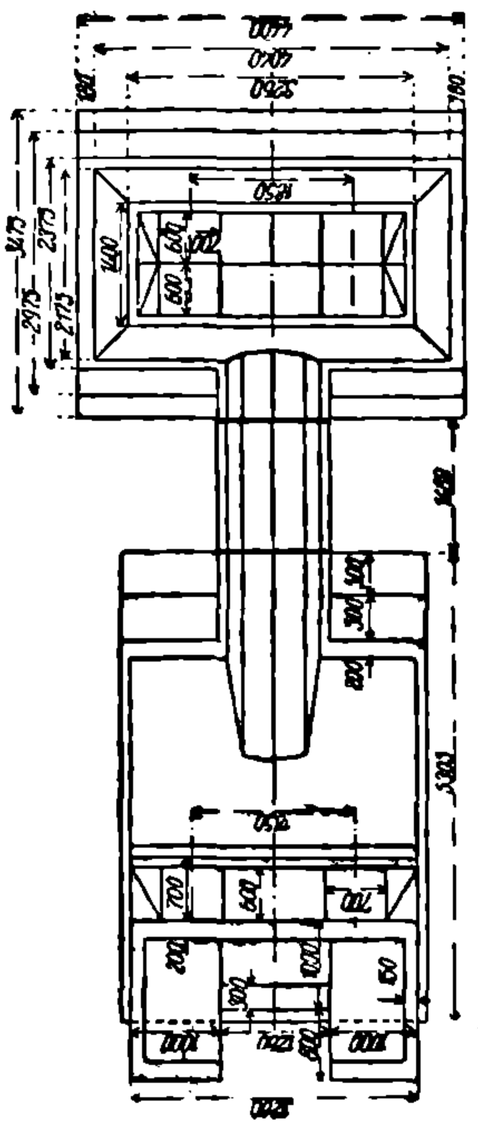
НБ УДУНТ (ДПТ)



Фиг. 107. — Мост под ж. д. (русский проект). Фасад и продольный разрез.



Фиг 108. — Поперечный разрез.



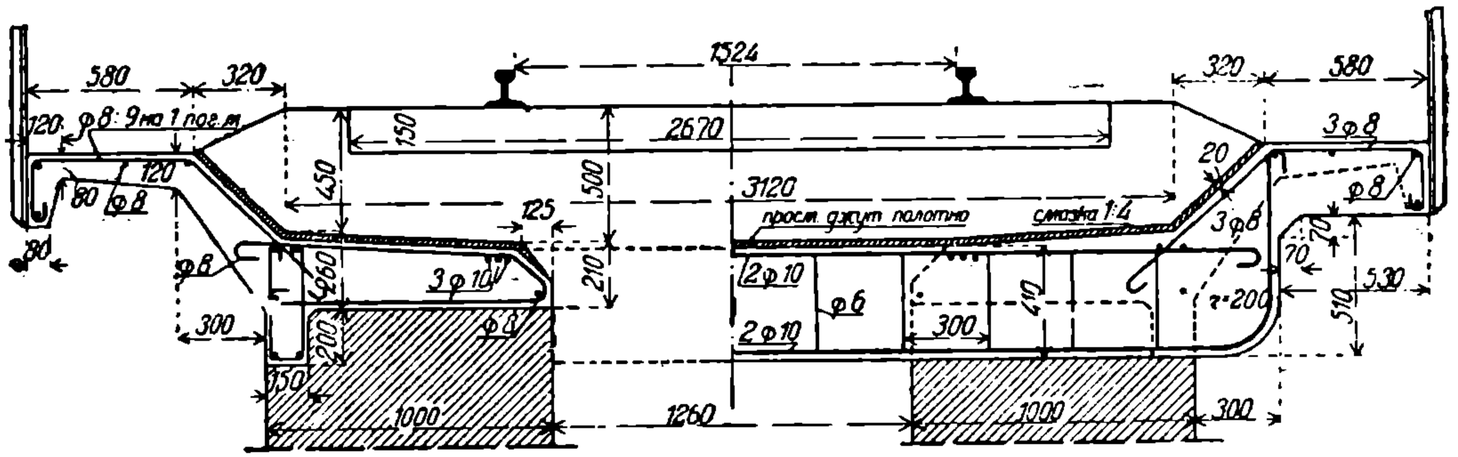
Фиг. 109. — План.

НБ УДУНТ (ДИТ)

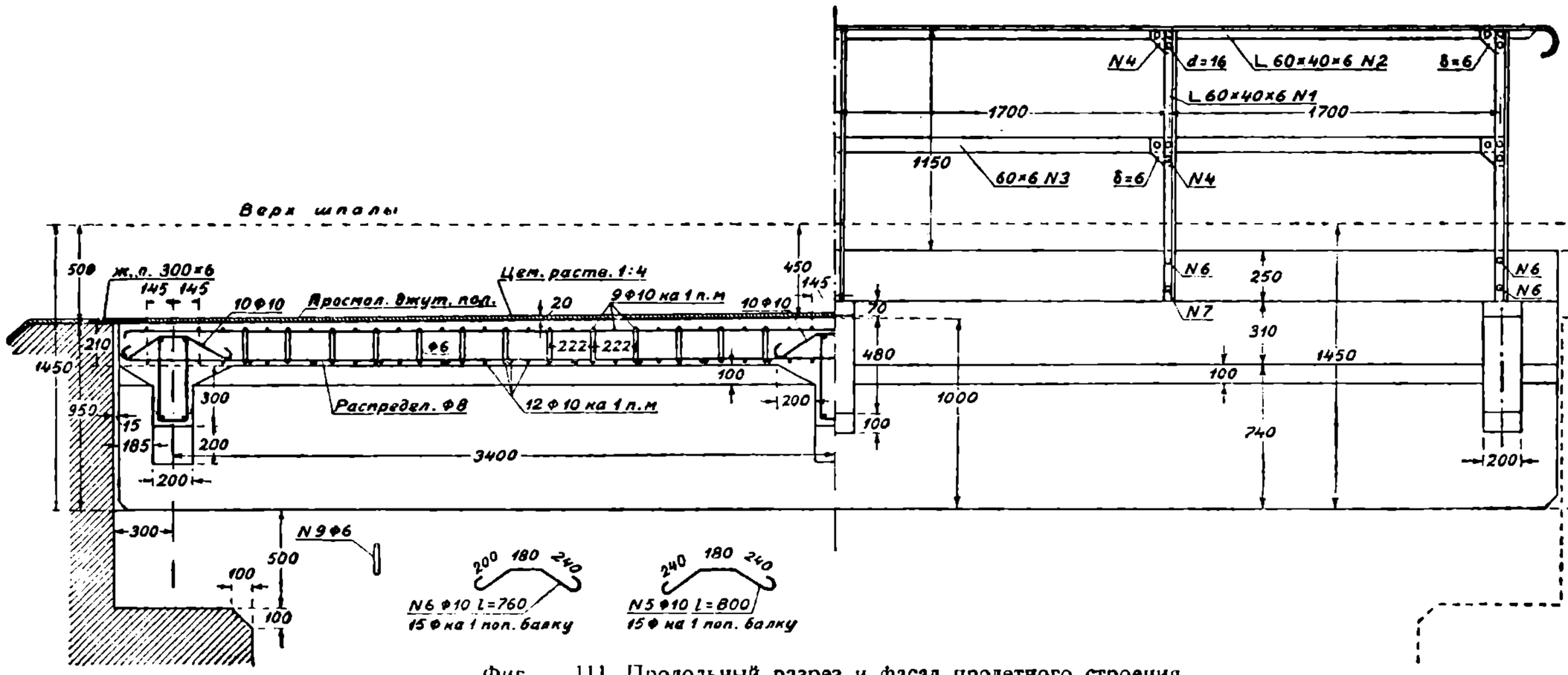
Пролетное строение (фиг. 111) имеет полную длину 7,37 *м*.

Полотно лежит (фиг. 112) на слое балласта толщиною от 45 до 50 *см*; толщина плиты 21—26 *см*; изменяется с целью устроить скаты для стока воды.

Балластное корыто по бокам имеет тротуары, поверхность коих находится



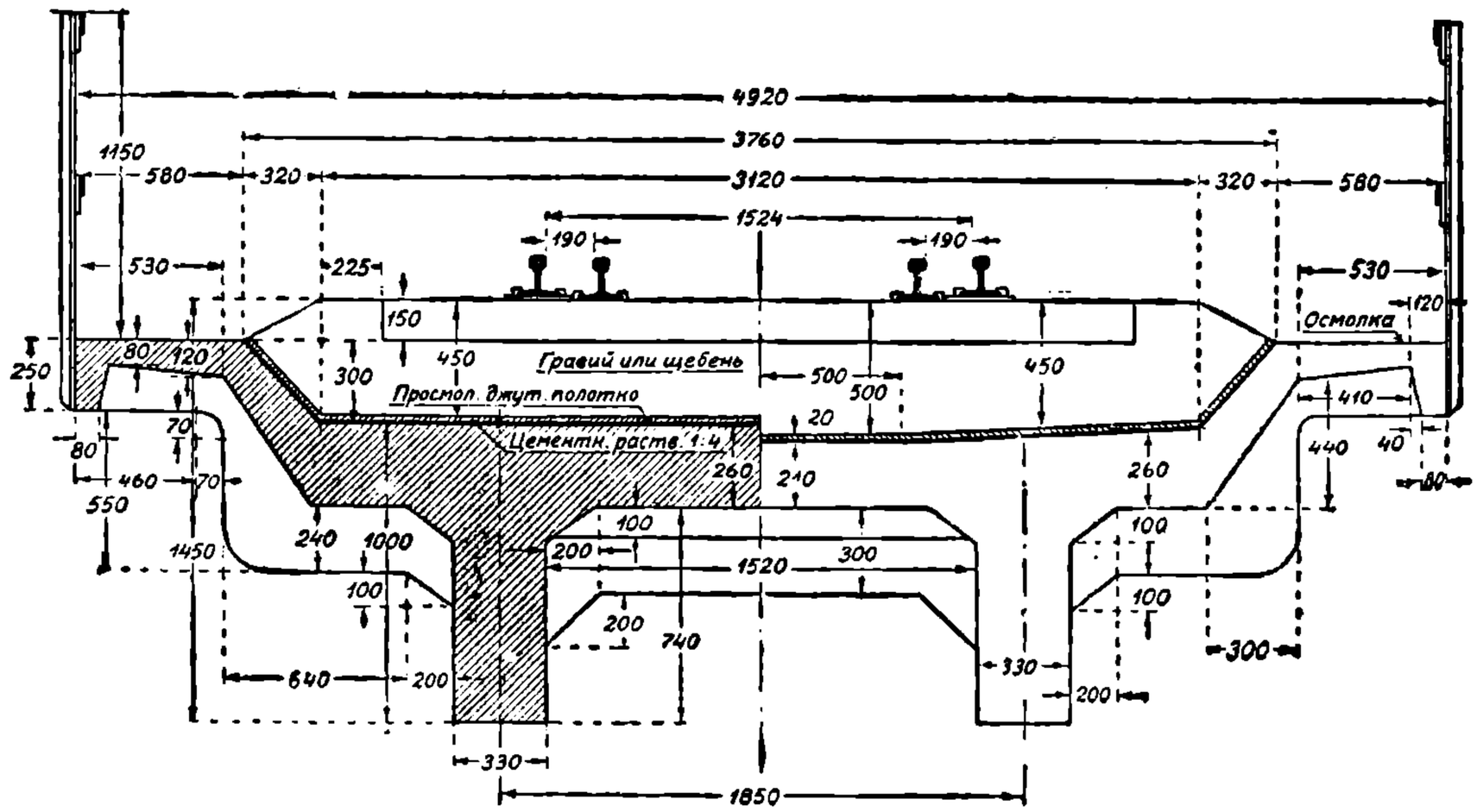
Фиг. 110. — Балластное корыто на устое.



Фиг. 111. Продольный разрез и фасад пролетного строения.

НБ УДУНТ (ДИТ)

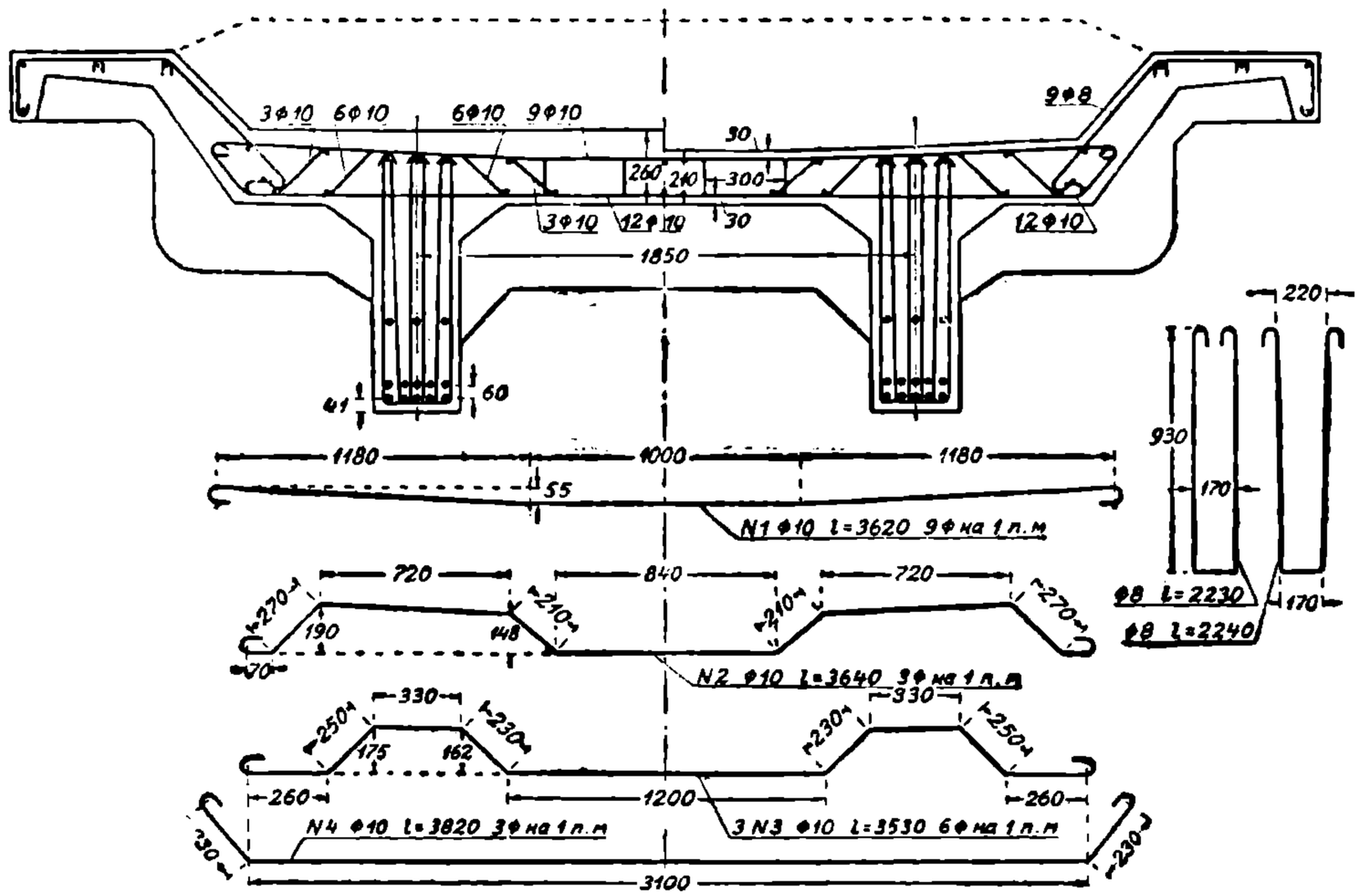
на уровне подошвы шпалы; при смене шпал их удобно выдвигать в сторону, не снимая рельса. Изоляция состоит из просмоленного джутового



Фиг. 112. — Поперечный разрез пролетного строения.

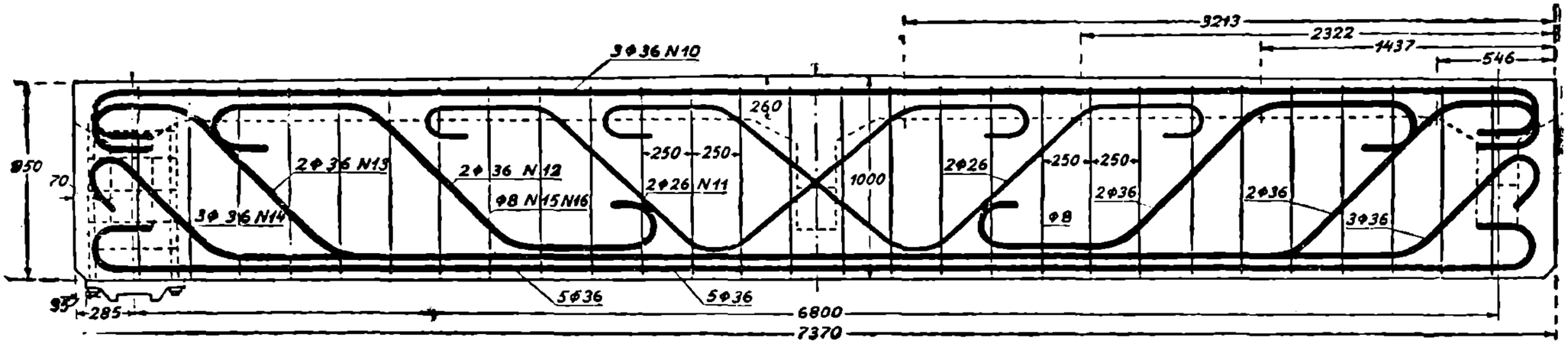
полотна, прикрытого от повреждений слоем смазки толщиною 20 *мм*; поверхность тротуаров покрывается горячей смолой.

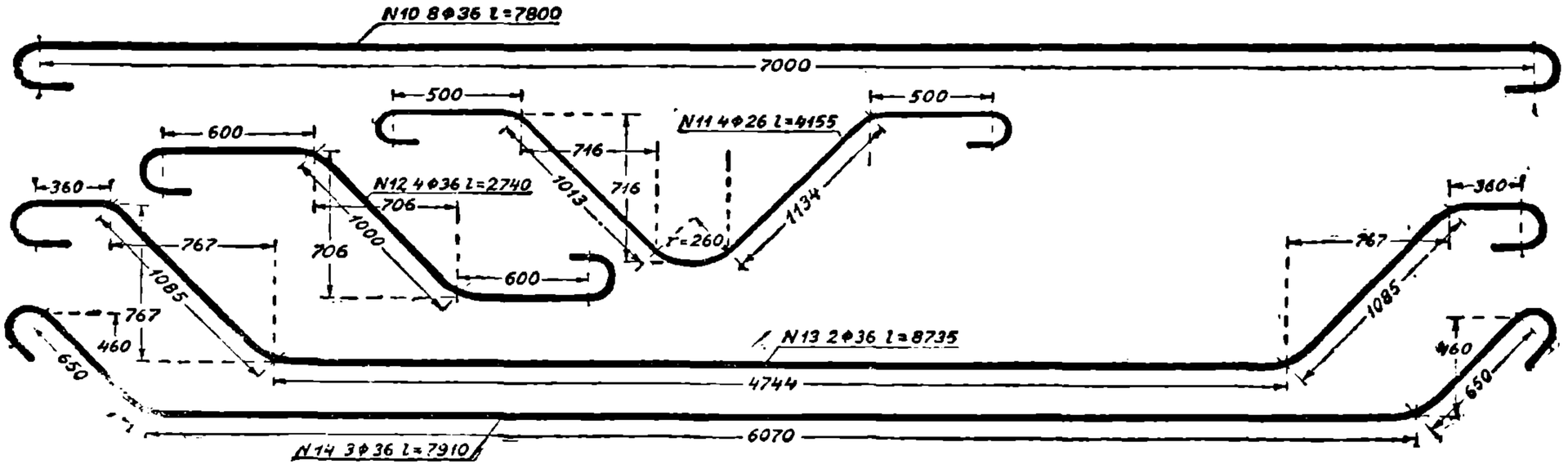
Пролетное строение имеет два ребра высотою 1,0 *м* (фиг. 112). толщиною 330 *мм*, расположенных на взаимном расстоянии 1,85 *м*. Ребра по



Фиг. 113. — Арматура плиты.

НБ УДУНТ (ДИТ)





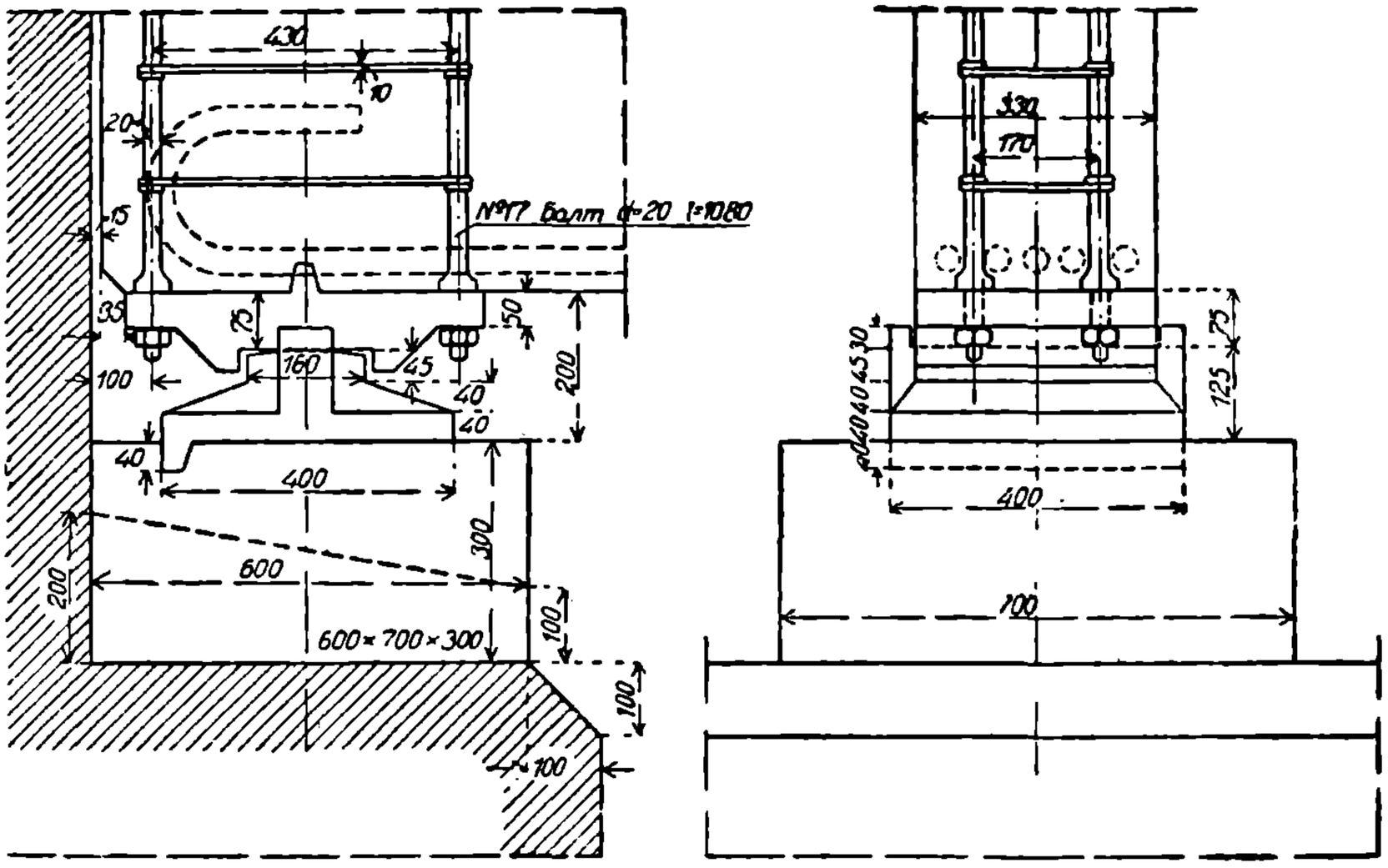
Фиг. 114. — Арматура ребер.

НБ УДУНТ (ДИТ)

длине укрепляются поперечными балками, выпущенными в виде консолей под тротуары. Тротуары конструированы и расчитаны как плиты, заделанные концом, и могут держаться без консолей. Автор считает консоли лишними, усложняющими формы; введены они по требованию инженерного совета б. М. П. С.

На фиг. 113 и 114 приведена арматура в плите и в ребрах. Косые стержни имеются по всей длине балки и принимают на себя совместно с бетоном поперечные силы; хомуты расставлены равномерно для связи ребра с плитой.

Опорные приспособления из стальных подушек тангенциального типа приведены на фиг. 115—116.



Фиг. 115—116. — Подвижная опора.

Нижняя подушка покоится на подферменном камне; верхняя имеет ширину, равную ширине ребра. Опорная поверхность у нижней подушки цилиндрическая, радиуса около 50 *см*, у верхней — плоская. Верхняя подушка охватывает нижнюю выступами. У подвижной опоры, приведенной на чертеже, между выступами дан зазор по 10 *мм* с каждой стороны, а в неподвижной опоре этот зазор минимальный, не больше 0,5 *мм*.

На австрийских железных дорогах применялась серия железобетонных перекрытий с ребрами для мостов пролетом от 2 до 10 *м* [1]). Конструкция одного из этих перекрытий (для пролета 6,0 *м*) представлена на фиг. 117 — 118.

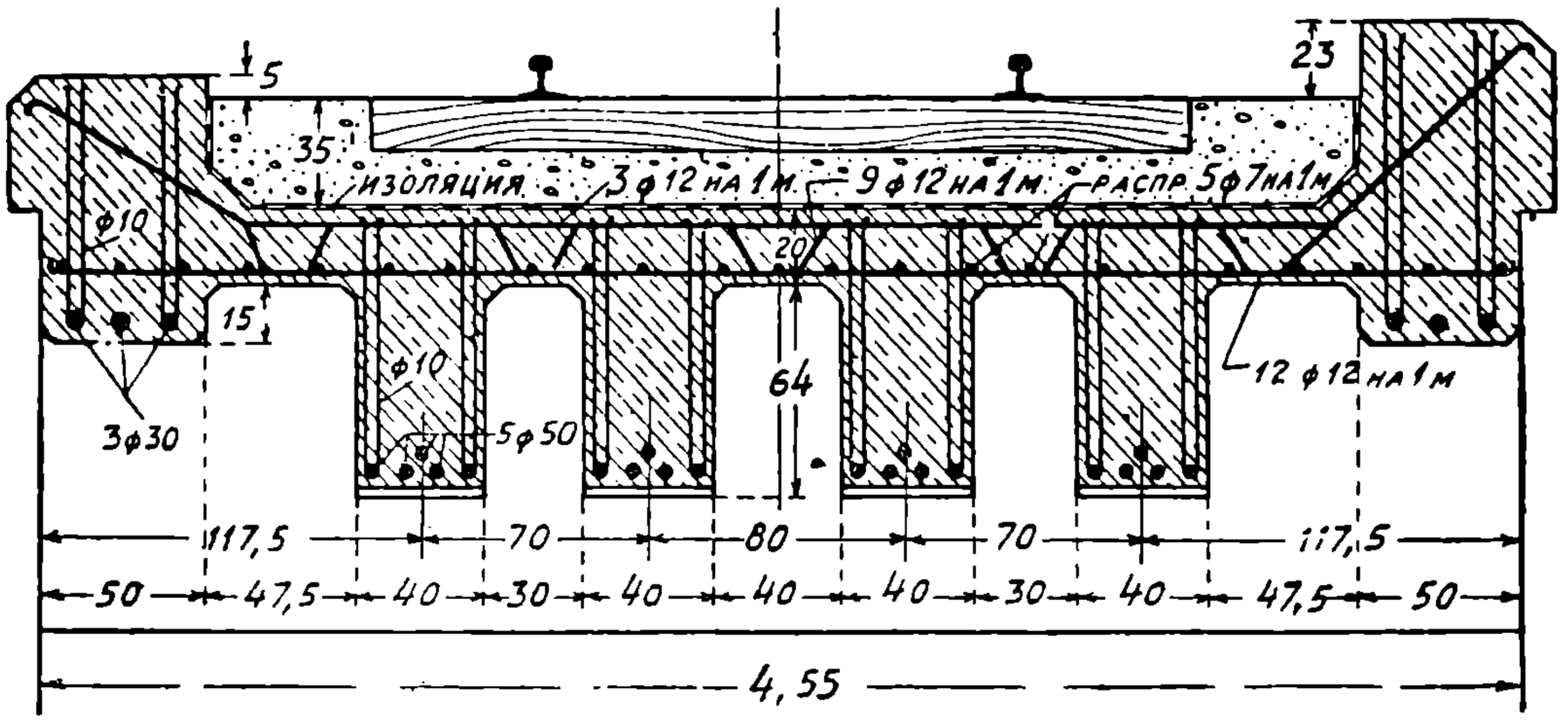
Ширина моста для линии нормальной колеи 4,55 *м*. Длина перекрытия

[1]) *Nowak*. „Beton und Eisen", 1906, S. 187.

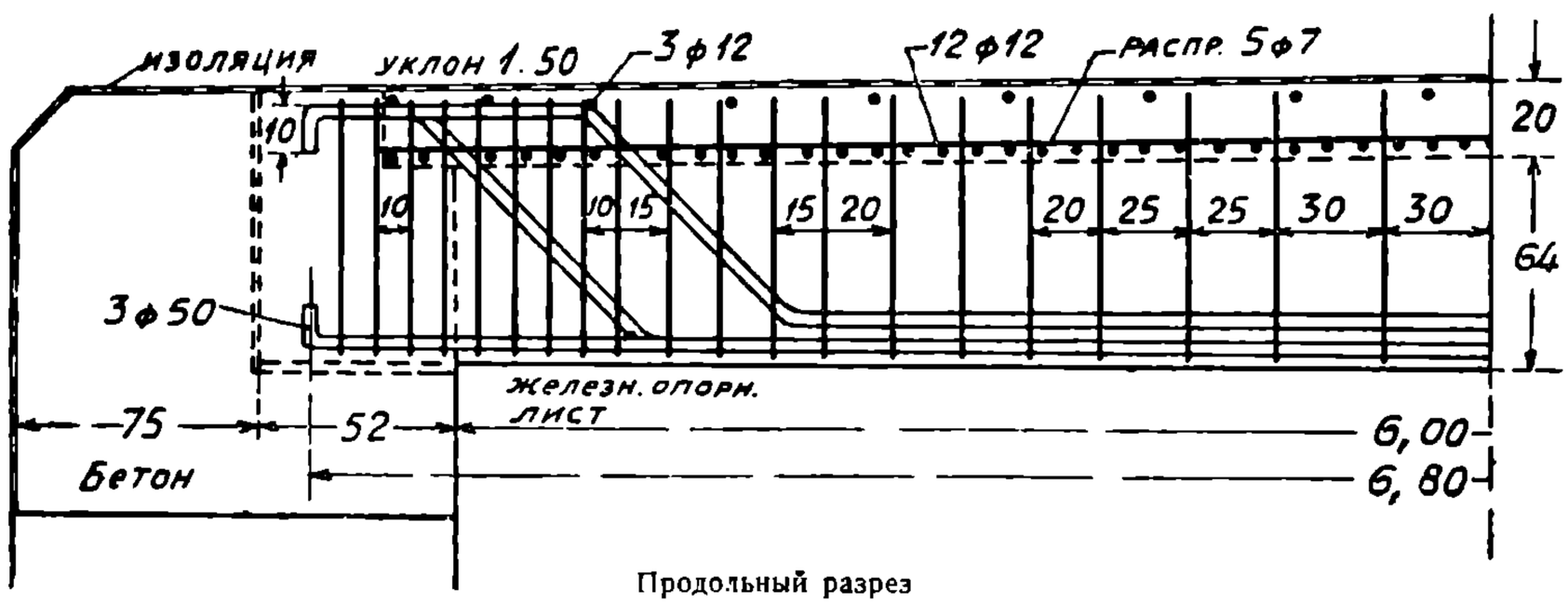
НБ УДУНТ (ДИТ)

7,04 *м*, т. е. на устои запущено по 52 *см*. Перекрытие имеет 4 ребра, по 2 ребра под каждую нитку рельса, при расстоянии между их осями 0,70 *м*. Свободная высота ребра 64 *см*, полная 84 *см*, т. е. около $^1/_8$ пролета; ширина ребра 40 *см*, толщина плиты 20 *см*. Баласт поддерживается с боков излишне сильными бордюрами, представляющими собою тоже балки.

Поверхность перекрытия имеет продольный уклон в 2%; для водонепроницаемости она покрыта слоем асфальта с двумя слоями джутового



Поперечный разрез



Продольный разрез

Фиг. 117—118. — Тип австрийских ж. д. Пролет 6 *м*.

полотна. Сверху, для предохранения от повреждений при подбивке, положен слой смазки толщиною 2 *см*. Изоляция продолжена за устой и спущена вниз по его задней стенке (фиг. 118).

Устой из каменной кладки обычного типа для балочных железных мостов.

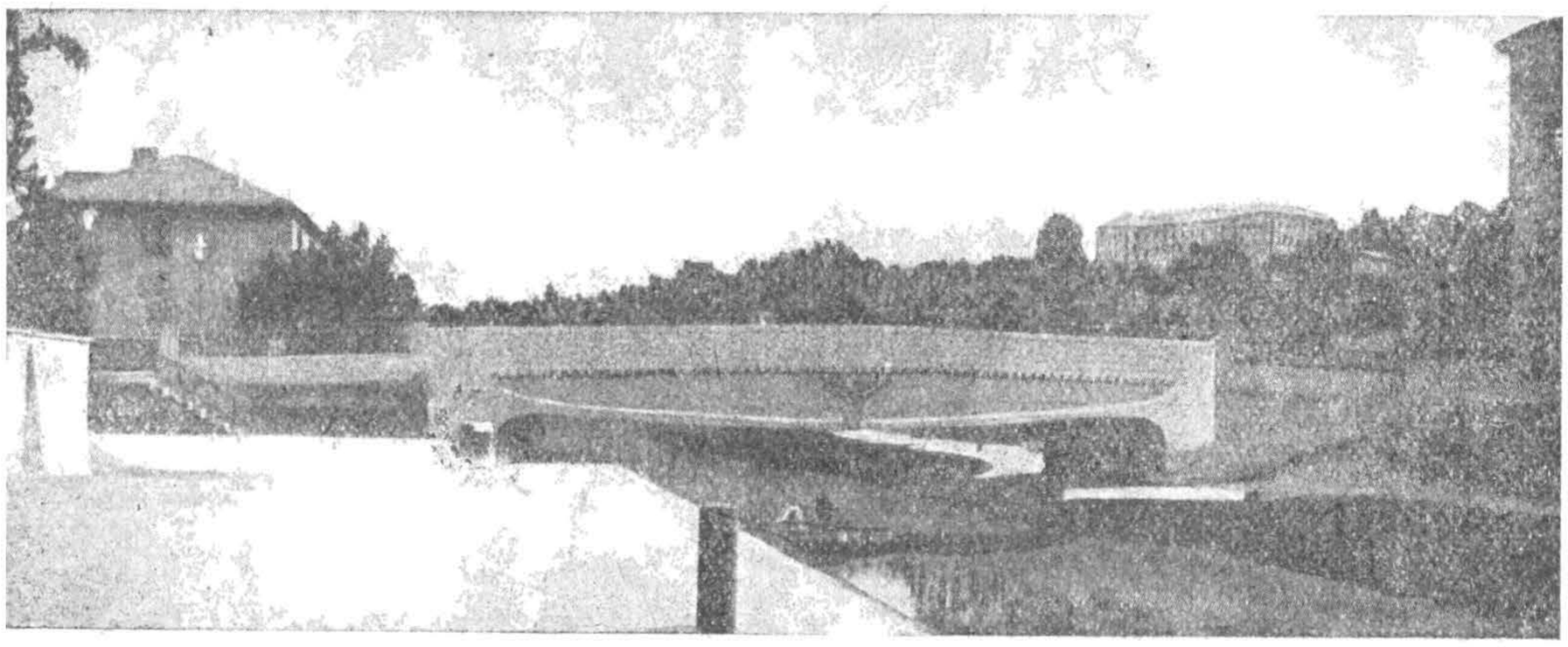
Конец балки на устое положен на железный лист, толщиною 15 *мм*, снабженный снизу поперечным уголком, утопленным в бетон головы устоя. Для облегчения движений по листу и для устранения прилипания бетона лист, перед бетонированием балки, смазывается салом или графитом.

НБ УДУНТ (ДІТ)

Арматура ребер состоит из прутьев диаметром 50 *мм*, на концах приподнятых кверху для принятия косых растягивающих усилий, и из парных хомутов. Плита снабжена поперечными прутьями $d=12$ *мм*, а внизу и небольшим количеством продольных распределительных стержней $d=7$ *мм*.

При значительных пролетах ребра, в качестве продольных балок, могут получать очертание, приближающееся к форме бруса равного сопротивления.

На фиг. 119 представлен общий вид моста с ребрами, высота которых увеличивается к середине за счет выпуклости нижнего пояса. Мост находится в Бамберге. Здесь пришлось подумать о приличной внешней обработке, что, несомненно, достигнуто благодаря участию в составлении проекта художника. Пролет моста 21 *м* в свету; это большой пролет для ребристой балки. Чертежи, относящиеся к этому мосту, приведены на фиг. 120—122. Балки имеют и верхний пояс не прямой, а отвечающий про-



Фиг. 119. — **Мост на Бамберге.** Общий вид.

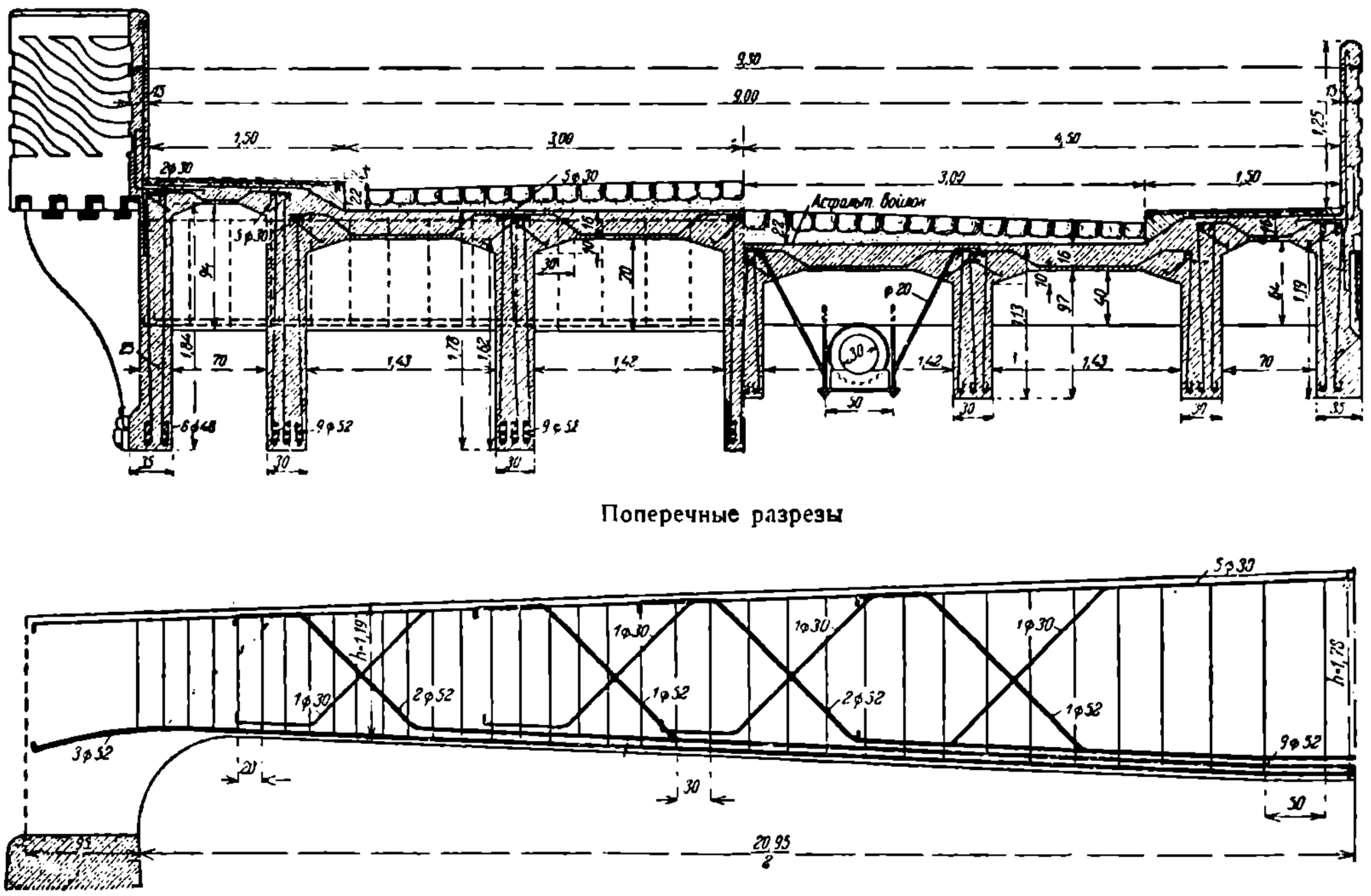
дольному профилю ездовой поверхности моста (фиг. 122). Ребра имеют полную высоту в середине пролета 1,78 *м* при толщине 0,30 *м*—соотношение высоты к ширине необычное. Для устранения уклонений ребер от вертикальной плоскости поставлены также сравнительно высокие поперечные балки в расстоянии 4,0 *м* друг от друга.

Крайние поперечные балки сделаны массивными в виду того, что устои оставлены старые и нужно было увеличить площадь передачи давления на их кладку; пролетное строение опирается всею нижнею поверхностью этих балок. Чертежи указывают также примененный здесь прием подвески водопроводной трубы (фиг. 120—122).

Арматура ребер внизу состоит (фиг. 121) из 9 стержней $d=52$ *мм*; из них 3 идут без стыка на всю длину моста 23 *м*, остальные постепенно отгибаются под углом 45° вверх; в верхнем поясе 5 стержней $d=30$ *мм*, один—на полную длину моста, остальные постепенно отгибаются вниз тоже под углом 45° для усиления бетона на главные сжимающие напряжения. Кроме того, имеются подвески.

НБ УДУНТ (ДИТ)

В общем все прутья одного и того же ребра можно было соединить проволочными обвязками в одно жесткое целое, которое можно было, по изготовлении на берегу, опустить в глубокую и узкую щель формы; этим



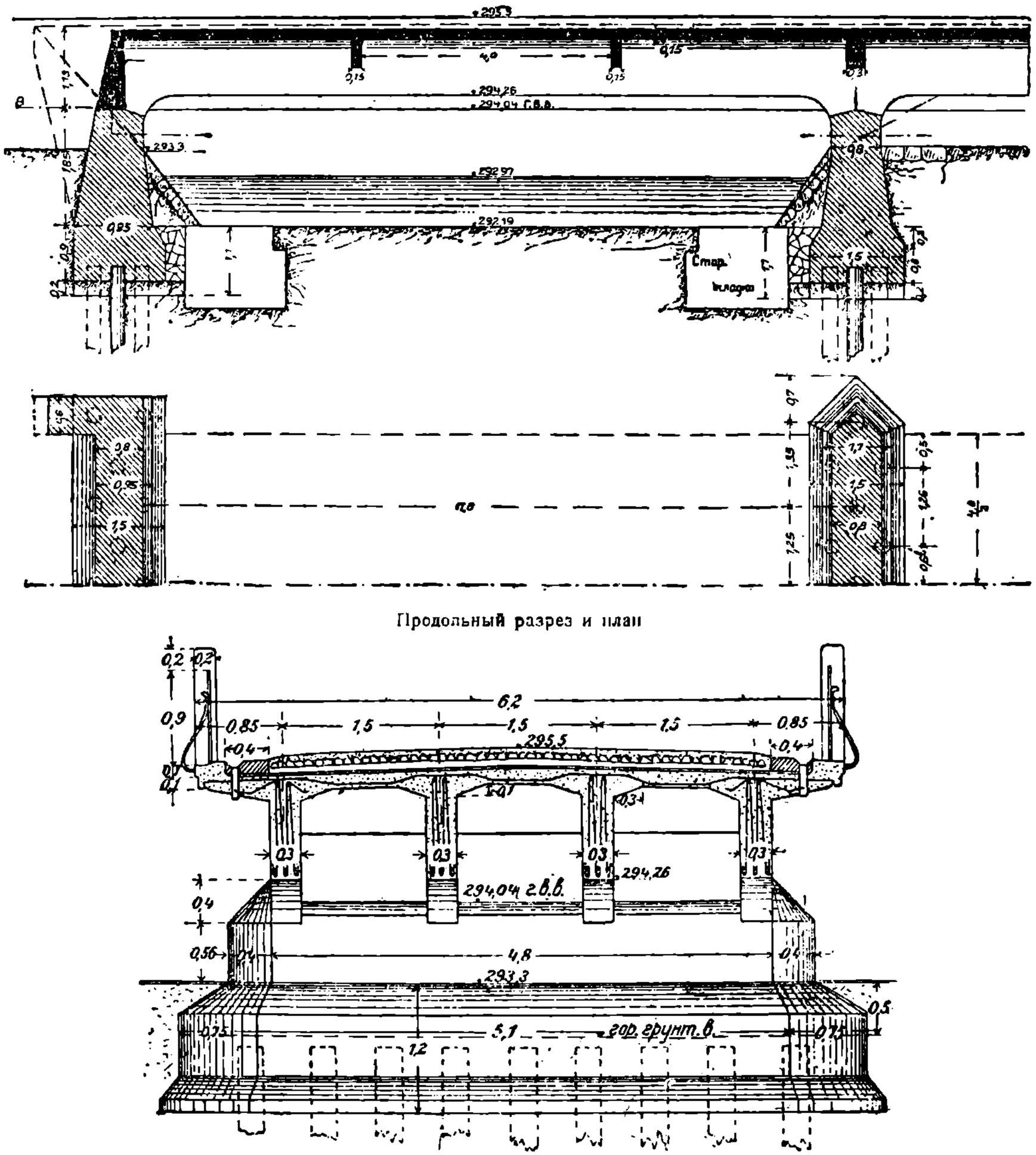
Фиг. 120—122. — Мост в Бамберге.

именно путем найден выход из затруднения—разместить арматуру в щели шириною 30 *см* при глубине 1,78 *м*.

Так как в солнечную погоду железобетонный парапет нагревается в более значительной степени, чем балки,—то для устранения дополнитель-

НБ УДУНТ (ДИТ)

ных напряжений в парапете сделаны подвижные вертикальные стыки (швы) в углах, образуемых выступающим балкончиком. Эти подвижные швы дают возможность освободить парапеты и от тех напряжений, которые появились бы в них при прогибе балок под действием нагрузки Мост построен зимою 1903 г. (декабрь) в тепляке.



Продольный разрез и план

Поперечный разрез

Фиг. 123—124. — Мост близ Neustadt.

Один пролет многопролетного моста с разрезными ребристыми балками изображен в разрезе на фиг. 123. Мост состоит из 9 пролетов 11,0 *м* в свету; один через меженное руслю, остальные расположены на пойме. Опоры основаны на сваях; толщина быков 0,8 *м*; устои имеют обратные

НБ УДУНТ (ДИТ)

стенки с нависанием. Опорные плоскости балок расположены на уровне высокой воды, балки же приподняты на 0,22 *м* над этим горизонтом.

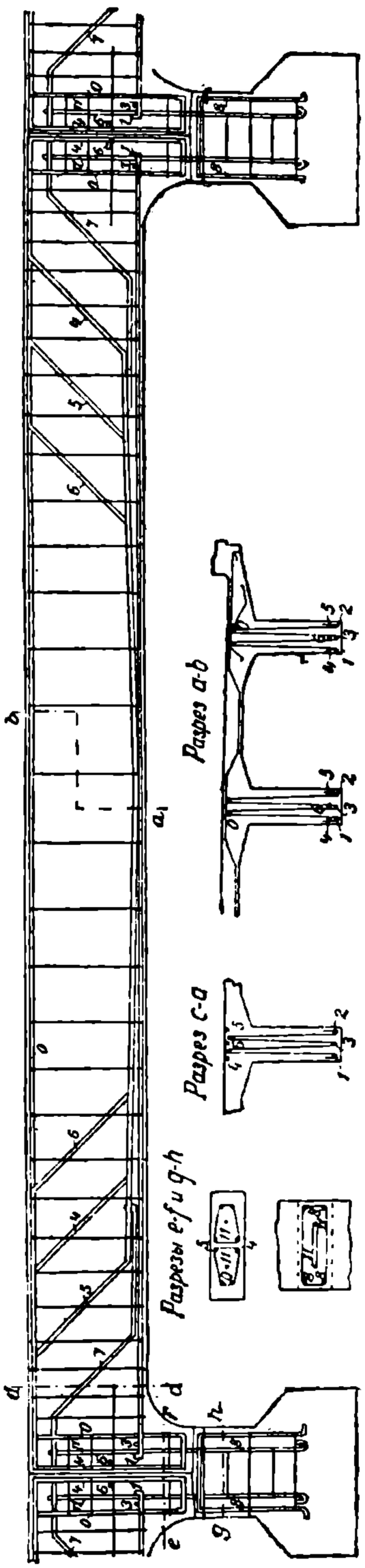
Полотно моста шириною 6,2 *м* (фиг. 124) поддерживается 4 ребрами, распертыми поперечными балками, между которыми расстояние равно 4,5 *м*. Так как толщина ребер (0,30 *м*) сравнительно мала, а высота балки значительна, то здесь, как и в предыдущем случае, арматура была собрана полностью и подвешена в щели форм перед трамбованием бетона.

Над быками балки образуют щель, которая под влиянием температуры изменяет свою ширину; чтобы щель при понижении температуры не была значительной, концы смежных балок (ребер) связаны между собою особыми прутьями, рассчитанными на действие температуры и задерживающими сокращение балок [1]).

Кроме того, концы балок связаны с укрепленной железом головой быка особыми вертикальными стержнями (фиг. 125).

Арматура ребер состоит из 6 стержней внизу, из которых три отгибаются последовательно вверх, и двух монтажных стержней вверху; эти последние в расчет не приняты и поставлены для образования жесткого связного скелета.

Состав бетона: 1 ч. цемента, 3 части песку, 3 ч. базальтовой дресвы. Мост построен в 4 месяца.



Фиг. 125. — Мост близ Neustadt. Арматура ребер.

10. Опорные части балочных мостов. — Важным конструктивным местом балочных разрезных мостов является опорная плоскость пролетного строения. Из предыдущих примеров мы видели, что передача опорного давления на устои и быки производится либо по площади касания ребер с опорой, либо через посредство крайних особых поперечных балок.

Достаточность площади передачи определяется, исходя из допускаемого напряжения на непосредственное сжатие бетона, которое принимается около 25—30 *кг/см* [2]).

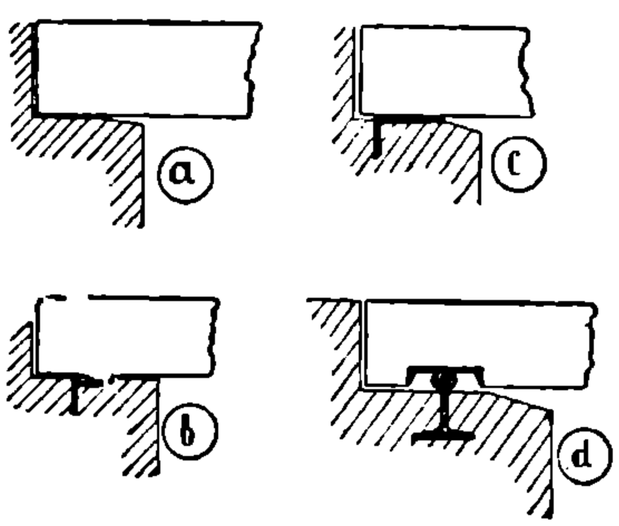
Передача давления простыми плоскостями допустима лишь для небольших пролетов, когда под влиянием изменений температуры подвижный

[1]) *Foerster*, S. 83.—Приспособление весьма сомнительного достоинства, подражания не заслуживает.

[2]) *Kersten*, Brücken in Eisenbeton.

НБ УДУНТ (ДИТ)

конец балки должен передвигаться на сравнительно незначительную величину. При больших пролетах, напр., свыше 8—10 *м*, удлинения становятся заметными, и, если перемещение опорной точки затруднено трением, получается добавочная горизонтальная сила на устой или бык, действующая в обе стороны в зависимости от знака изменения температуры. К этому добавляется еще и влияние прогиба балки на распределение давления на опору; при плоских опорах давление на ребро опоры увеличивается значительно.

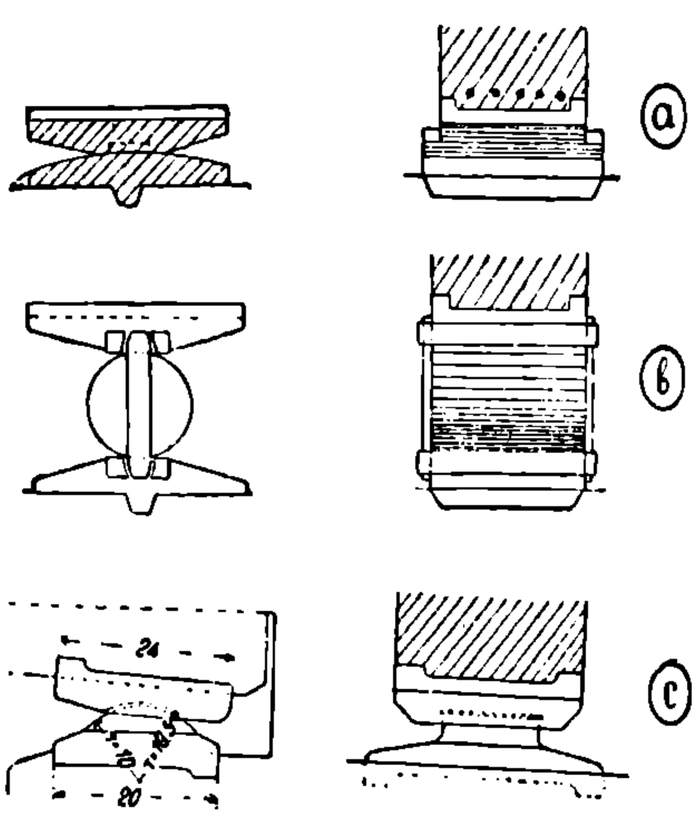


Фиг. 126.

В настоящее время для решения этого вопроса прибегают к применению чугунных или стальных опорных приспособлений. Трение бетона по бетону имеет коэффициент 0,75, бетона по железу 0,45; железа по железу 0,15—0,20. Выгода применения стальных подушек очевидна.

В мостах малых пролетов при формовании концов балок на устой кладется лист бумаги, или поверхность смазывается тальком, или кладется слой известкового раствора; этим устраняется прилипание бетона к бетону и образуются гладкие поверхности. Для устранения нажатия на ребро при изгибе балки делается в опорной площадке пологий скос (фиг. 126*a*). В мостах более значительных пролетов прибегают к устройству металлических подушек. Простейшая представлена на фиг. 126*b* и состоит из листа, толщиною 15 *мм*, укрепленного в бетоне устоя посредством уголка. Тот же результат достигается применением широкополого уголка (фиг. 126*c*). Для еще большего уменьшения силы трения устраивают скольжение железа по железу, как, например, по фиг. 126*d*, где в балку или плиту заделан швеллер, а в устой — рельс.

На фиг. 127 представлены типы стальных подушек. Тип *a* представляет подвижную тангенциальную опору с центрированным, благодаря выпуклости нижней подушки, давлением. Верхняя подушка имеет плоскую опорную поверхность, что на чертеже показано недостаточно ясно. Тип *b* представляет подвижную опору на катке, уместную особенно на тонких быках для устранения невыгодных горизонтальных сил трения. На фиг. 127*c* изображена неподвижная опора с центрированным давлением; она состоит из нижней подушки с цилиндрической выпуклостью, описанной радиусом 10 *см*, и верхней подушки с цилиндрическим гнездом, описанным радиусом 10,5 *см*.

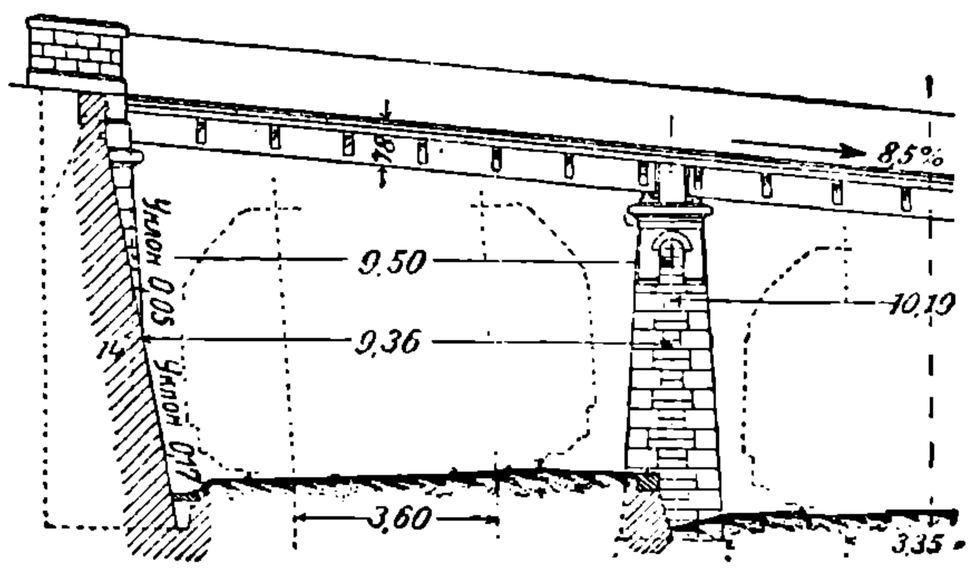


Фиг. 127. — Типы стальных подушек.

Предпоследняя из упомянутых опор применена в конструкции путепро-

НБ УДУНТ (ДИИТ)

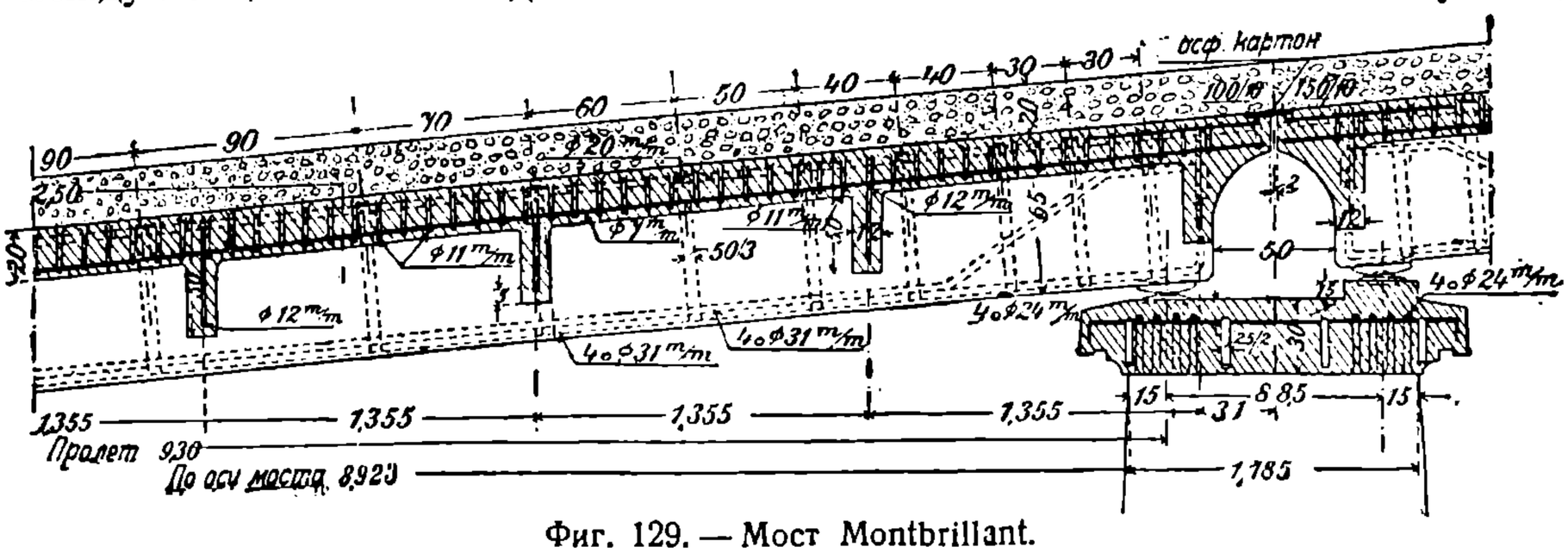
вода Montbrillant на ст. Лозанна под обыкновенную дорогу, шириною 10 *м*. Мост этот косой и, кроме того, имеет полотно с большим уклоном ($^1/_{12}$) (фиг. 128). Три пролета величиной около 10 *м* перекрыты разрезными балками, концы которых расположены на вышеописанных подушках, как изображено на фиг. 129.



Фиг. 128. — Мост Montbrillant. Общий вид.

При испытании мост этот дал прогиб около 1 *мм*, т. е. около 1 10000 пролета.

На фиг. 129 заслуживает внимания также способ перекрытия просвета между концами балок над быком. Балки снабжены консольными выступами,



Фиг. 129. — Мост Montbrillant.

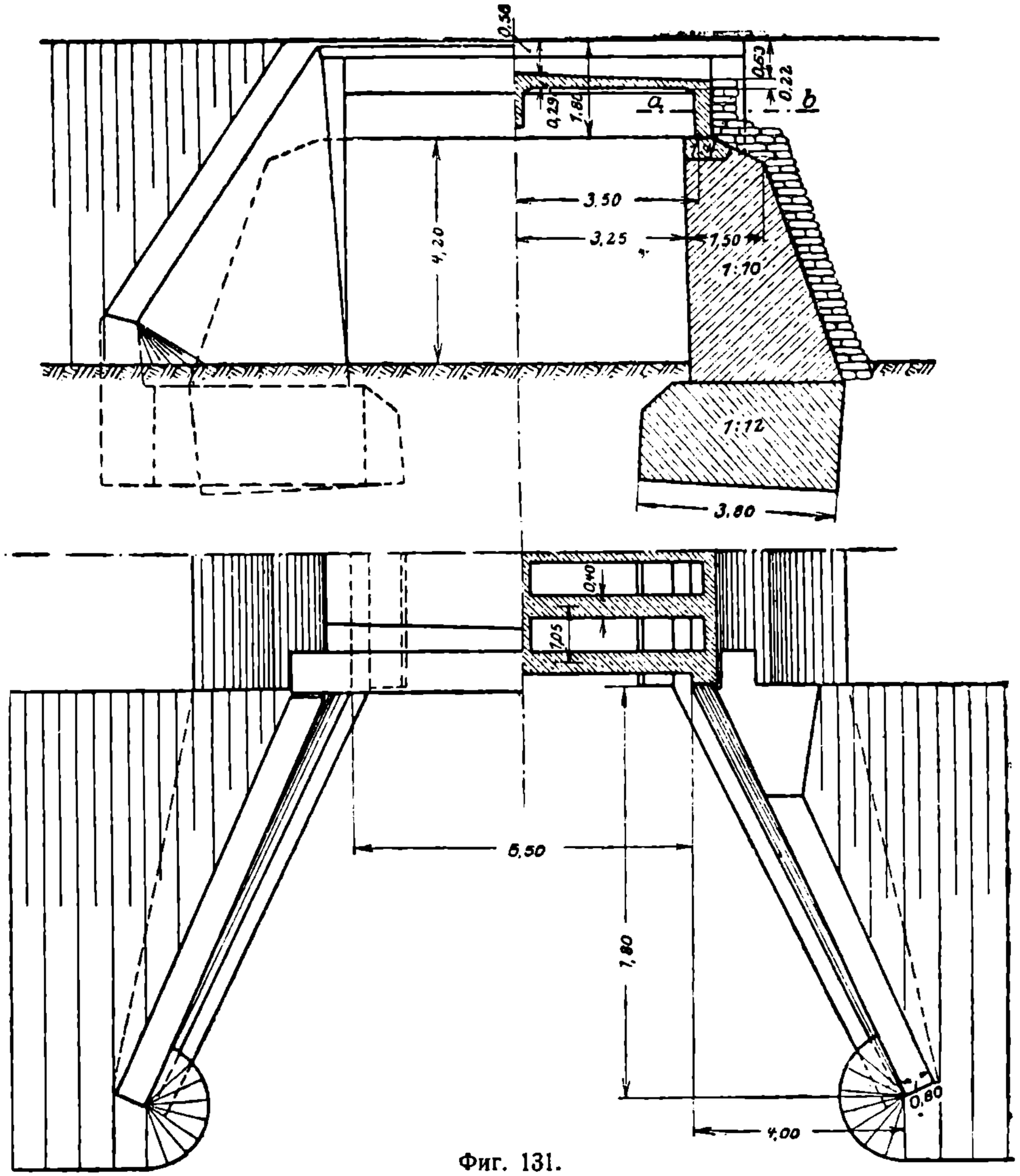
между которыми остается просвет лишь в 2 *см*, перекрытый листами асфальтового толя. Для этой же цели применяют железные листы, прикрепляемые к бетону анкерными болтами или железными поводками.

Фиг. 130.

Вариант опорных частей, которые можно применить, как более простые, вместо приведенных для железнодорожного моста на фиг. 115 — 116, показан на фиг. 130. Это подвижная опора. Приспособление состоит из двух листов железа, один из них укреплен в ребре, другой в подферменном камне; они могут скользить один по другому. В неподвижной опоре дается один лист толщиной 20 *мм*, наполовину погруженный в бетон, наполовину в подферменник. Площадь листа определяется по величине опорного давления и по допускаемому напряжению на сжатие.

НБ УДУНТ (ДИТ)

11. Устои и быки.—Что касается устоев и быков, то при разрезных балках большею частью их делают массивными из каменной кладки или бетона. В таком случае их конструкция очень близка к устоям для железных пролетных строений. Но имеются случаи постройки этих важных частей моста из железобетона.



Фиг. 131.

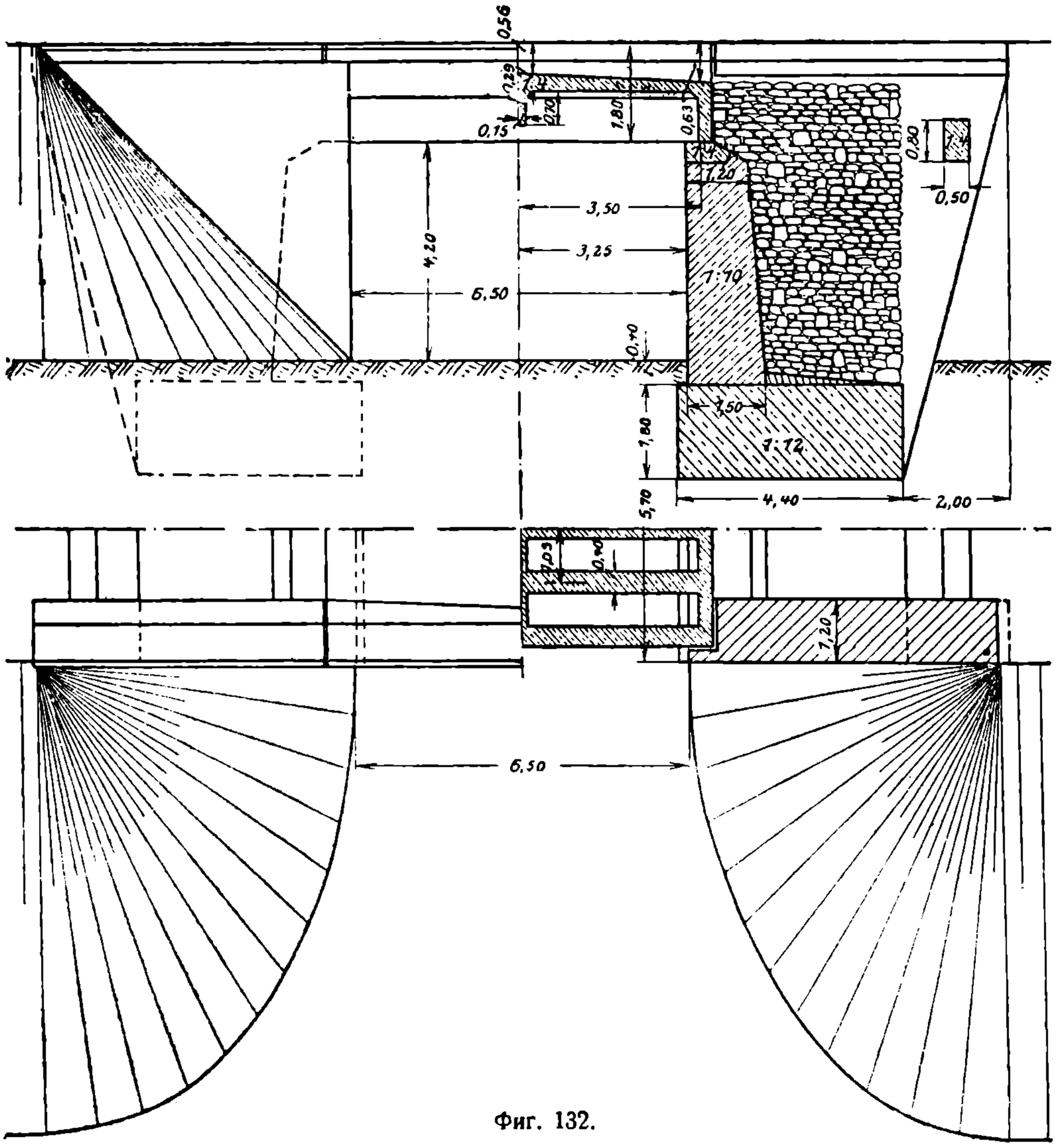
На фиг. 131 приведен мостик под железную дорогу с отверстием в свету 6,5 *м* [1]), которое перекрывается ребристой плитой с пятью ребрами, при расстоянии между ними (ось от оси) 1,05 *м*, при ширине ребра 0,4 *м* и при высоте его с плитой 1,24 *м*. Плита имеет толщину 0,29 *м* в середине пролета моста и 0,22 *м* на конце; уклон дан для стока воды. Один

[1]) „Beton und Eisen", 1925, H. 22, 23, статья *Schaechterle*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

конец пролетного строения неподвижен, другой может скользить по железному листу.

Пролетное строение поддерживается бетонными устоями с откосными крыльями. Устои отличаются отсутствием передней стенки над опорной площадкой. Эта последняя заканчивает ее сверху, получается некоторая



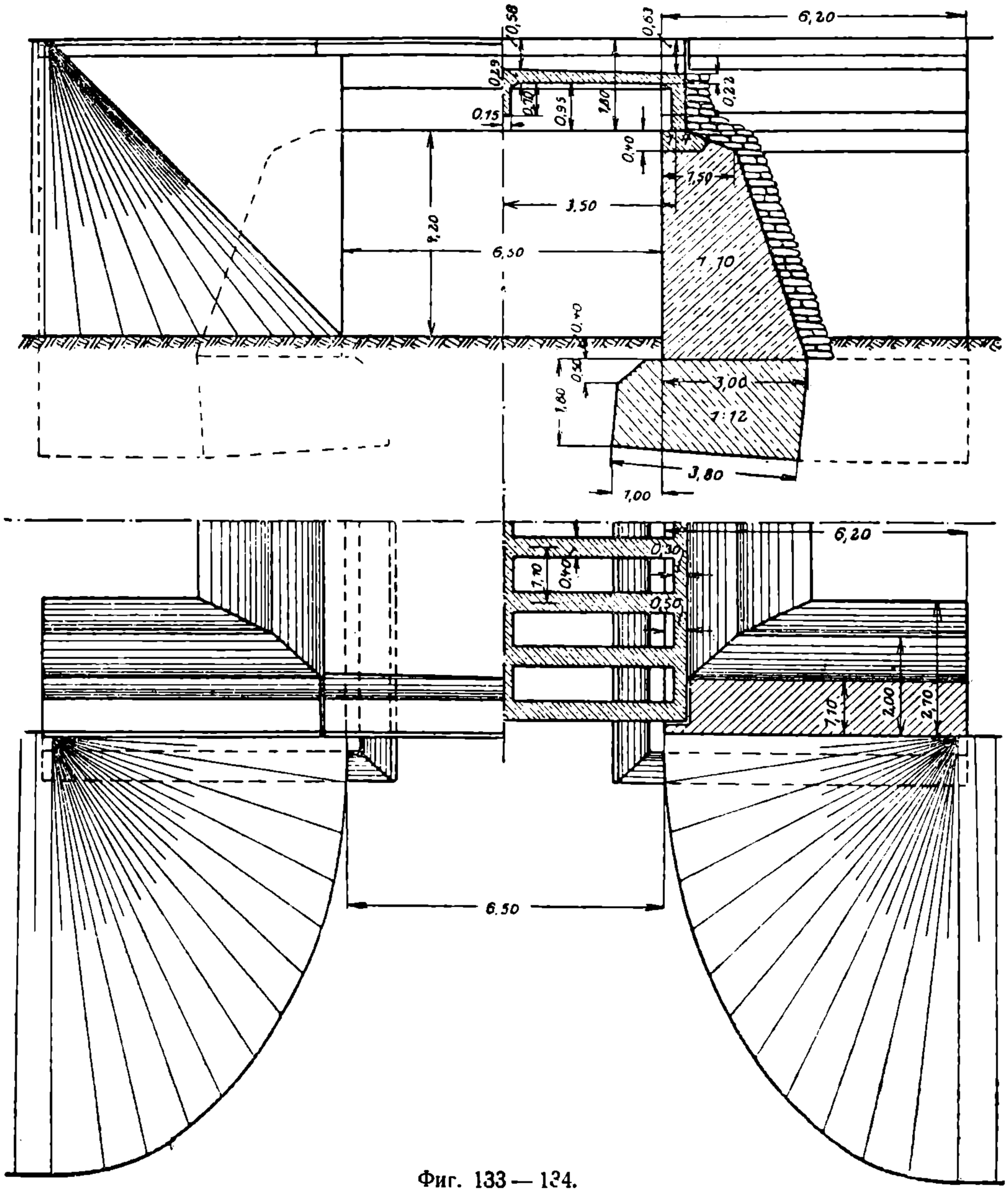
Фиг. 132.

экономия. Откосные крылья отделены от передней стенки устоя сквозными швами, чтобы осадка их могла происходить независимо от передней стенки.

На фиг. 132 приведен для того же моста в качестве варианта устой с обратными стенками. Полная ширина устоя 5,10 *м*. Обратные стенки имеют однообразную толщину 1,2 *м* на всем протяжении, вверху и по задней грани усилены арматурой. Кроме того, стенки стянуты назади

НБ УДУНТ (ДИТ)

вверху друг с другом железобетонной стяжкой. Все три стенки имеют общий фундамент. При соображениях о прочности они все три рассматриваются как монолит, чем и объясняется небольшая толщина передней стенки. С этими устоями мост на 30% дешевле предыдущего.



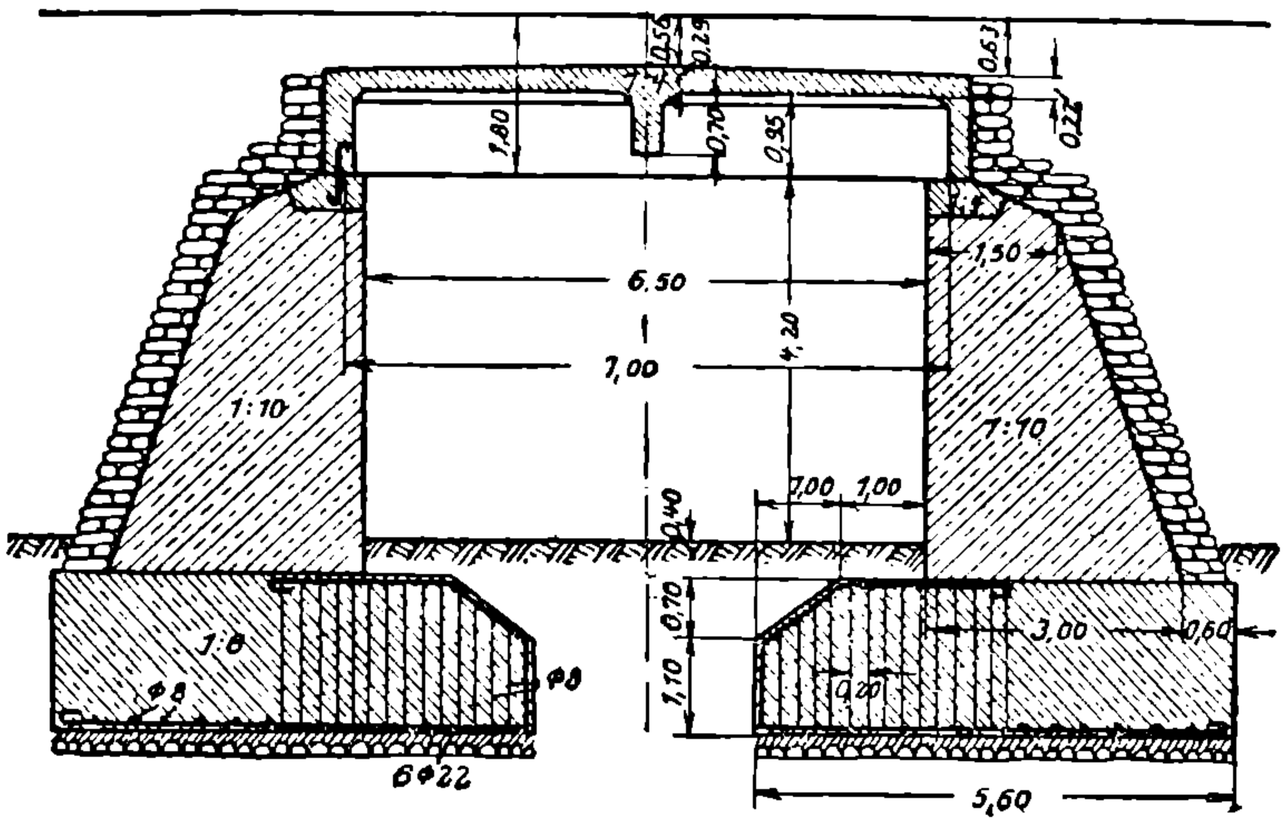
Фиг. 133 — 134.

На фиг. 133—134 изображен мост под 2 пути; устои с обратными стенками без арматуры. Ширина устоя 8,6 *м*. Обратные стенки отделены от передней сквозным швом, а потому сечение передней стенки такое же, как

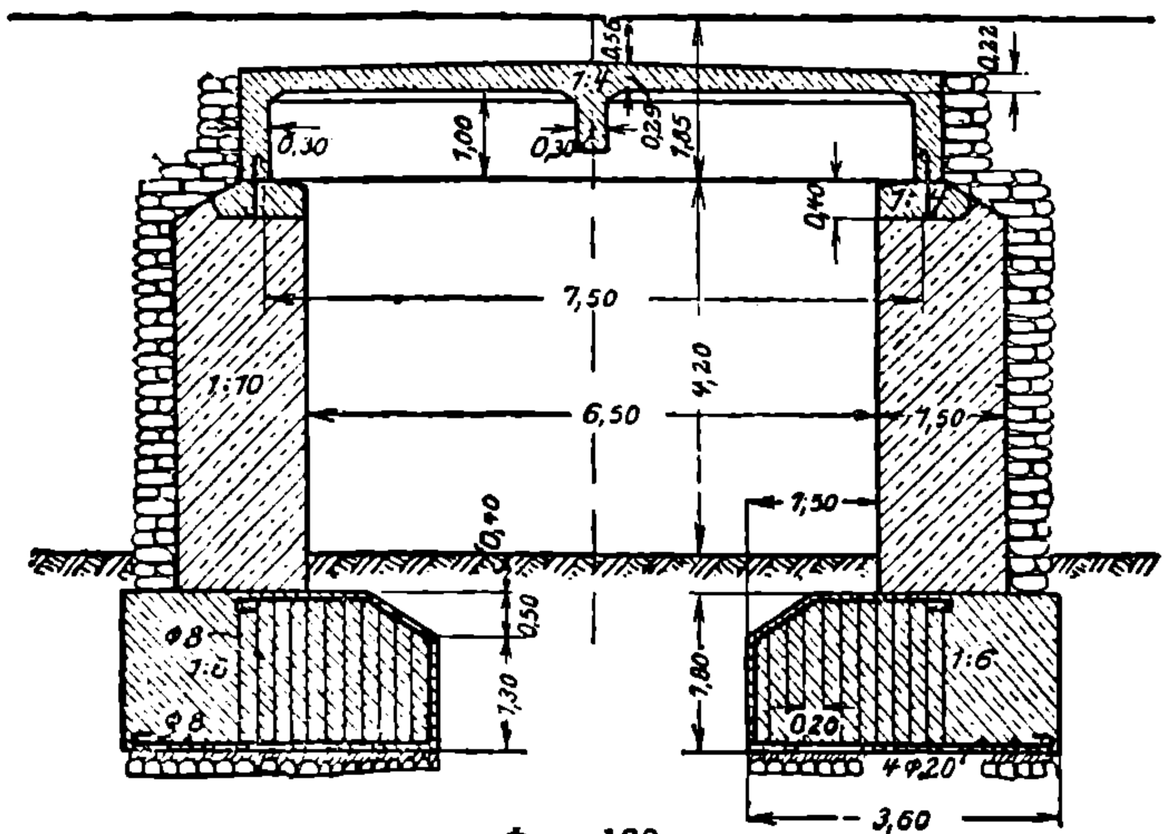
НБ УДУНТ (ДИТ)

в случае по фиг. 131. Форма обратных стенок показана на фиг. 134, сечение одинаково на всем протяжении стенок.

Устой того же автора для слабого грунта для тоннеля под станционными путями приведен на фиг. 135. Выдвинутые сильно вперед выступы фундамента снабжены арматурой; назначение их — создать равномерное давление на грунт. На фиг. 136 приводится вариант этого устоя, который здесь дает 24% экономии в стоимости моста. Стенки устоя книзу не утолщаются, так как оба конца пролетного строения закреплены на устоях и оно служит для них распоркой, обращающей стенку в балку на двух опорах, что сильно улучшает ее положение в отношении напора земли. Такое закрепление опор, связанное с некоторым колебанием стенок при изменениях длины пролетного строения от колебаний температуры, допустимо для пролетов до 10—12 *м*. Опорную площадку на устое нужно создавать достаточно широкую, чтобы угол площадки не обломился.



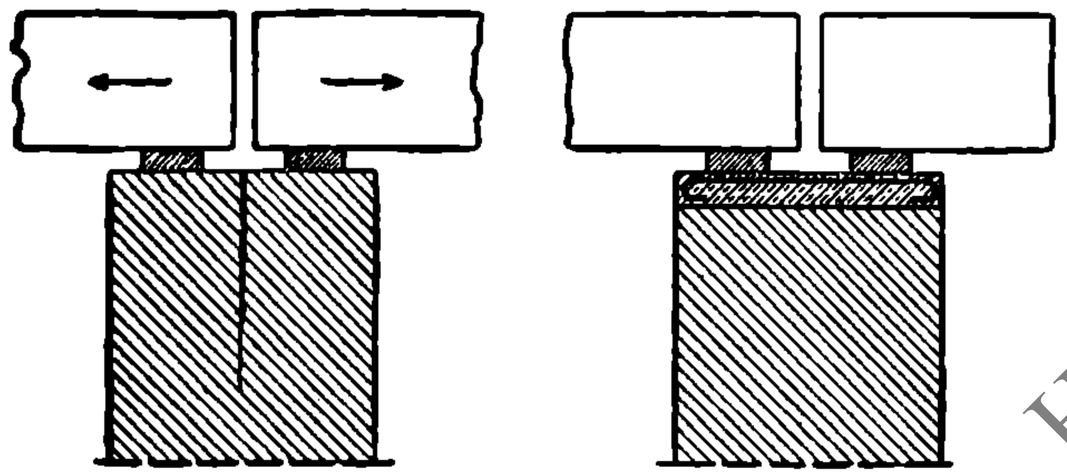
Фиг. 135.



Фиг. 136.

Быки в общем такой же формы, как для железных мостов (см. *Г П. Передерий*, Курс мостов, ч. I).

В виду большого веса железобетонных пролетных строений скользящие опоры дают большие силы трения; для безопасности быка против разрыва его верхушки

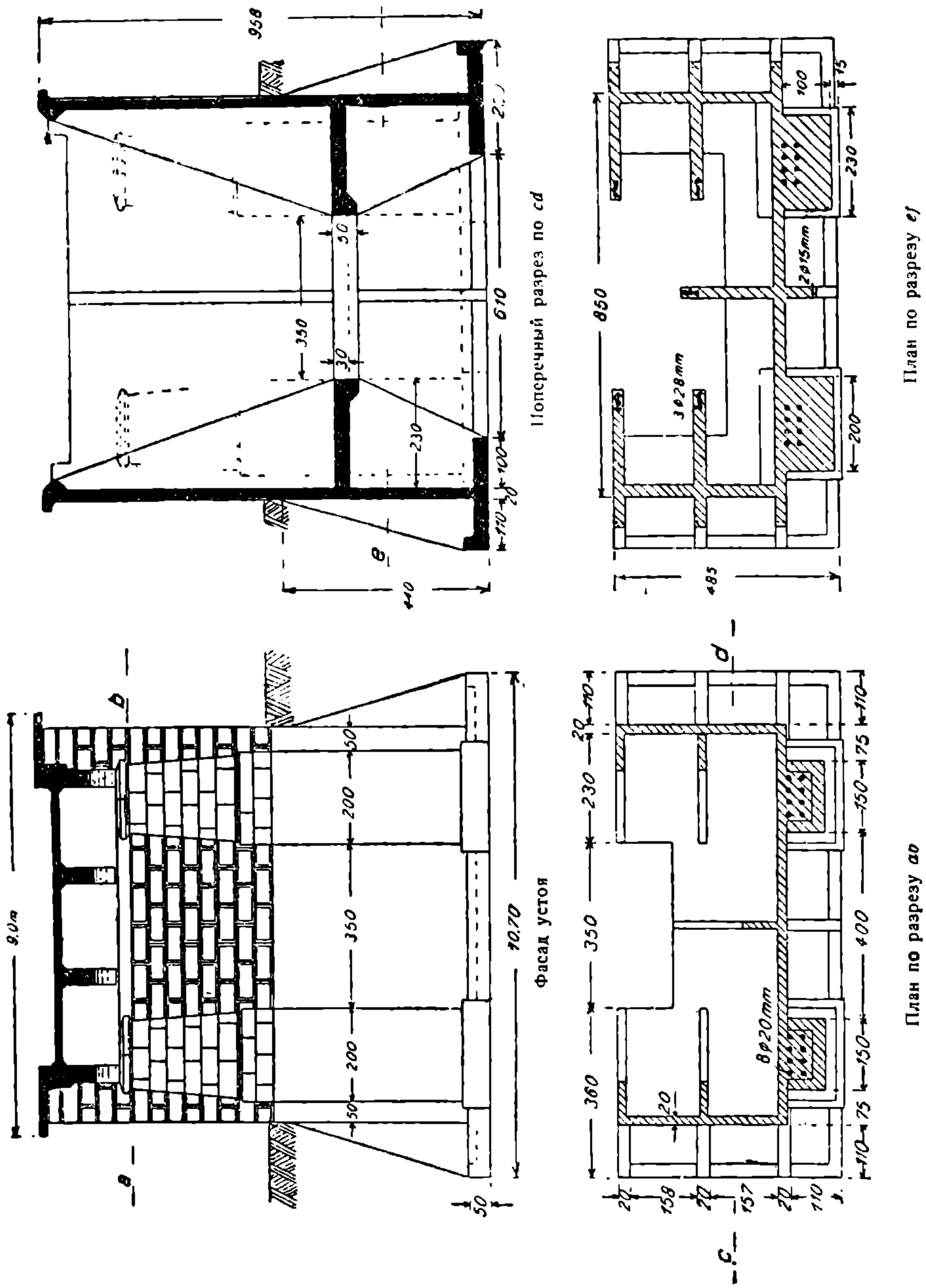


Фиг. 137.

НБ УДУНТ (ДПТ)

этими силами под опорные камни следует давать железобетонную плиту (фиг. 137).

На фиг. 138—141 [1]) изображен прекрасно разработанный железобетон-



Фиг. 138—141. — Устой путепровода в Самборе.

ный устой для разрезной балки (путепровод возле ст. Самбор). Четыре балки пролетного строения соединены поперечной опорной балкой, лежа-

[1]) *Kersten*, Brücken in Eisenbeton.

НБ УДУНТ (ДІІТ)

щей на массивных колоннах устоя, облицованных плитками песчаника, толщиною 4 *см*. Передняя стенка и обратные имеют толщину 20 *см*, укреплены контрфорсами. Для придания устою веса и устойчивости внутри стенок, кроме подошвы, устроена горизонтальная платформа, нагруженная землей. Арматура тонких частей устоя поставлена по общему приему в виде сетки Монье.

12. Мосты с консольными балками. — Консольные балки отличаются от простых балок тем, что от постоянной нагрузки они имеют, благодаря действию веса консолей, момент в середине пролета меньше, чем простая балка того же пролета; его величина может быть доведена даже до нуля при соответственном выборе длины консолей. При этом над опорами в балке появляются отрицательные моменты, величина которых соответствует разгрузке среднего пролета и зависит от длины консоли.

Фиг. 142.

Собственный вес железобетонных пролетных строений довольно большой, а потому применение к ним консольной системы дает возможность либо увеличить пролеты моста, ограничиваемые теперь для простых балок величиной 20 — 25 *м*, либо уменьшить высоту балок в середине, при каковом условии балке можно придать очертание арочного пролетного строения, что улучшает внешний вид моста, а в путепроводах дает возможность понизить уровень полотна верхнего пути.

Наиболее часто применяемые типы консольных пролетных строений изображены схематически на фиг. 142. Тип (*a*) — простейший: дает возможность обходиться без устоев, что придает ему очень важное значение для мостов под обыкновенную дорогу; этот тип должен получить большое распространение, когда инженеры убедятся, что прогиб железобетонных консолей настолько не велик, что для мостов под обыкновенную дорогу можно давать им большую длину без всяких неудобств. Эта система должна уступать место рамной консольной конструкции во всех тех случаях, когда опоры моста могут быть сделаны из железобетона в виде колонн.

Тип (*b*) состоит из двух одноконсольных балок, перекрывающих три пролета; мосты этого типа имеют устои, хотя последние возможно заменить также быками с консолями.

Тип (*c*) отличается от предыдущего встановкой в средний пролет свободно лежащей на концах консолей балки.

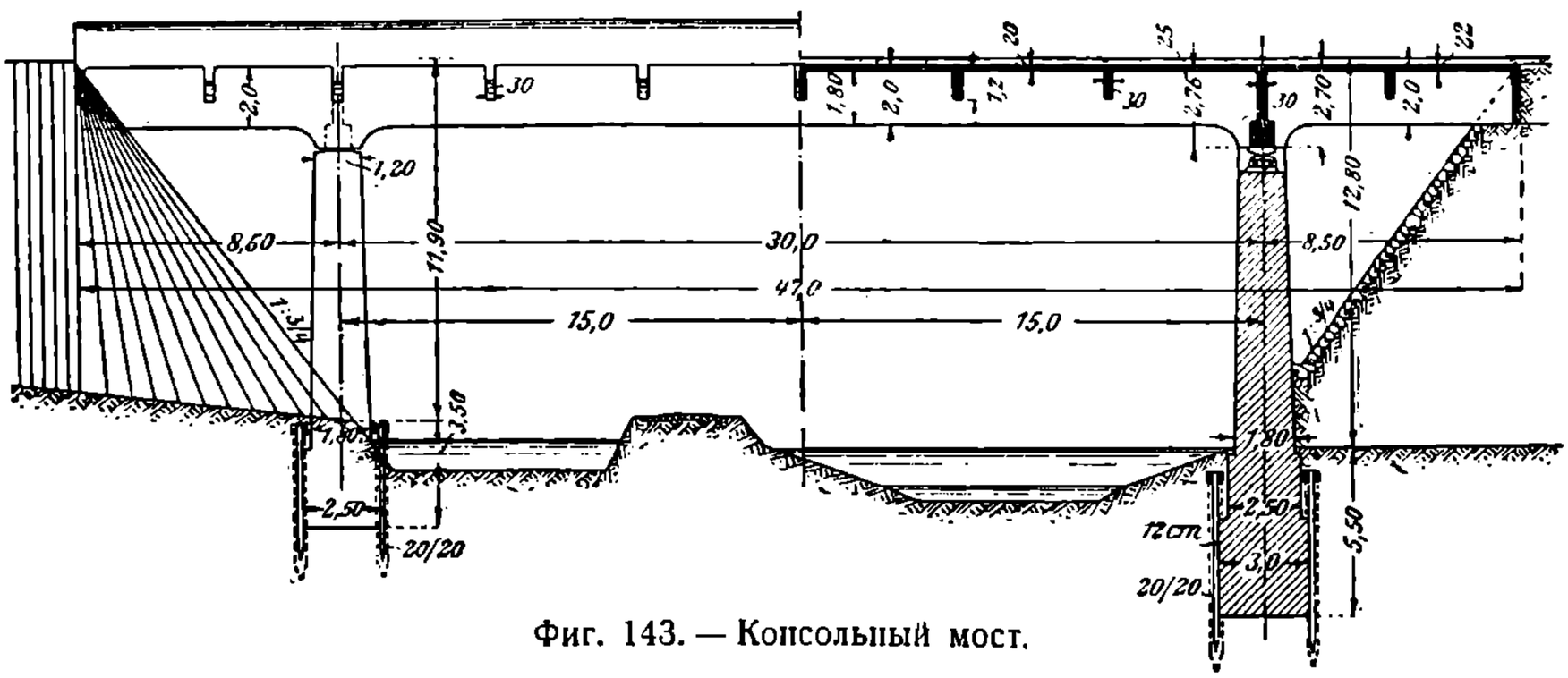
НБ УДУНТ (ДПТ)

Тип (*d*) получается из типа (*a*) прибавлением в крайних пролетах свободных простых балок, применение которых сопряжено, однако, с устройством устоев или колонных крайних опор.

Возможны и другие комбинации.

Железобетонных мостов с консольными балками в качестве пролетного строения построено довольно много, несмотря на то, что система эта для мостов многопролетных неприятна необходимостью устраивать шарниры, сопрягающие отдельные части консольной системы по типу (*c*) или (*d*); опоры в шарнирах должны быть как подвижными, так и неподвижными.

На фиг. 143 представлен весьма стройно скомпанованный консольный мост типа (*a*) со средним пролетом 30 *м* при полной длине балки 47 *м* и высоте ее 2 *м*, т. е. 1 : 23,5 длины. Вынос консолей 8,5 *м*. Конструкция его в общих чертах понятна из чертежа. Опорные поперечные балки имеют высоту, равную высоте главных балок; в нижней своей части они сделаны толще для принятия давления подушек.



Фиг. 143. — Консольный мост.

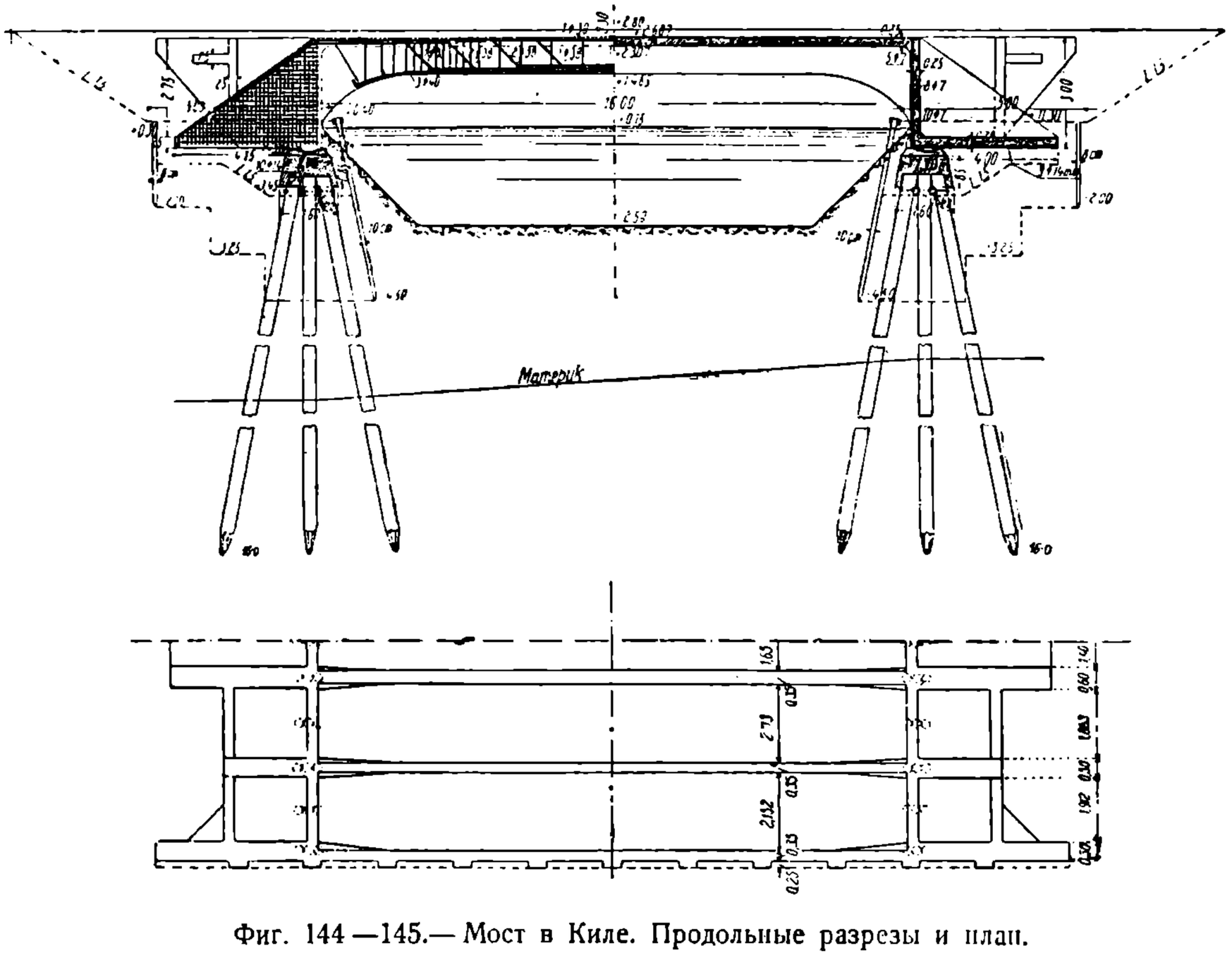
Обращаем внимание на применение здесь стальных опорных приспособлений, употребляемых в железных мостах; подвижная опора устроена на катках, чтобы свести почти к нулю горизонтальные силы трения, невыгодные для высоких быков. Насыпь у конца моста подпирается крайней поперечной балкой.

Особый вид консольного моста построен в Киле (фиг. 144—145). Грунт на большую глубину болотистый, что удорожало постройку моста арочной или рамной системы. При применении балочной системы нужно было считаться с небольшой конструктивной высотой. Принята консольная система, причем консолями являются железобетонные ящичные устои, свешивающиеся с центрированной свайной опоры. Размеры консолей избраны такие, чтобы под нагрузкой их землей момент изгиба в балке в середине пролета от действия постоянной нагрузки был равен нулю.

Ширина моста между перилами 23,5 *м*; каждого из тротуаров 5 *м*. Под ездовым полотном балки расставлены на 2,00 *м*, считая между осями их; под тротуарами—на 2,41 *м*. Высота балок 1,14 *м* составляет 1 14 пролета, что при сильной нагрузке вызвало особенно сильную арматуру ре-

НБ УДУНТ (ДИТ)

бер. Ребра переходят в треугольные консоли устоев, снабженные сеткой Монье и связанные внизу горизонтальной плитой; по бокам устоя имеются обратные стенки в виде свешивающихся трапеций, укрепленных поперечной вертикальной стенкой и горизонтальными угловыми полками. Все пролетное строение, составляющее одно целое с устоями, опирается выпуклой пятой, находящейся под передней стенкой устоя, на бетонную шапку, покоящуюся на головах свай и имеющую соответственную впадину. Под каждым ребром расположен куст из трех свай $d = 35\ см$, из коих средняя вертикальная, боковые имеют уклон 1 4 в разные стороны.



Фиг. 144 —145.— Мост в Киле. Продольные разрезы и план.

Мост расчитан как простая консольная балка, лежащая на двух опорах, на нагрузку катком 23 m, вагоном 20 m и толпой 500 $кг/м^2$. Для 4 сечений полупролета построены линии влияния моментов, по ним найдены эпюры наибольших положительных и отрицательных моментов.

Однако, если наметить ось примененной здесь балки, она окажется не прямолинейной; над опорами ось быстро идет вниз, вследствие чего действие консолей сказывается на средней части не только появлением отрицательных моментов, но и растягивающих продольных сил, как в консольной арке. Свайные опоры при нагрузке пролета подвергаются, кроме того, распору, который быстро падает вследствие податливости опор. Стоимость моста равна 52 000 марок.

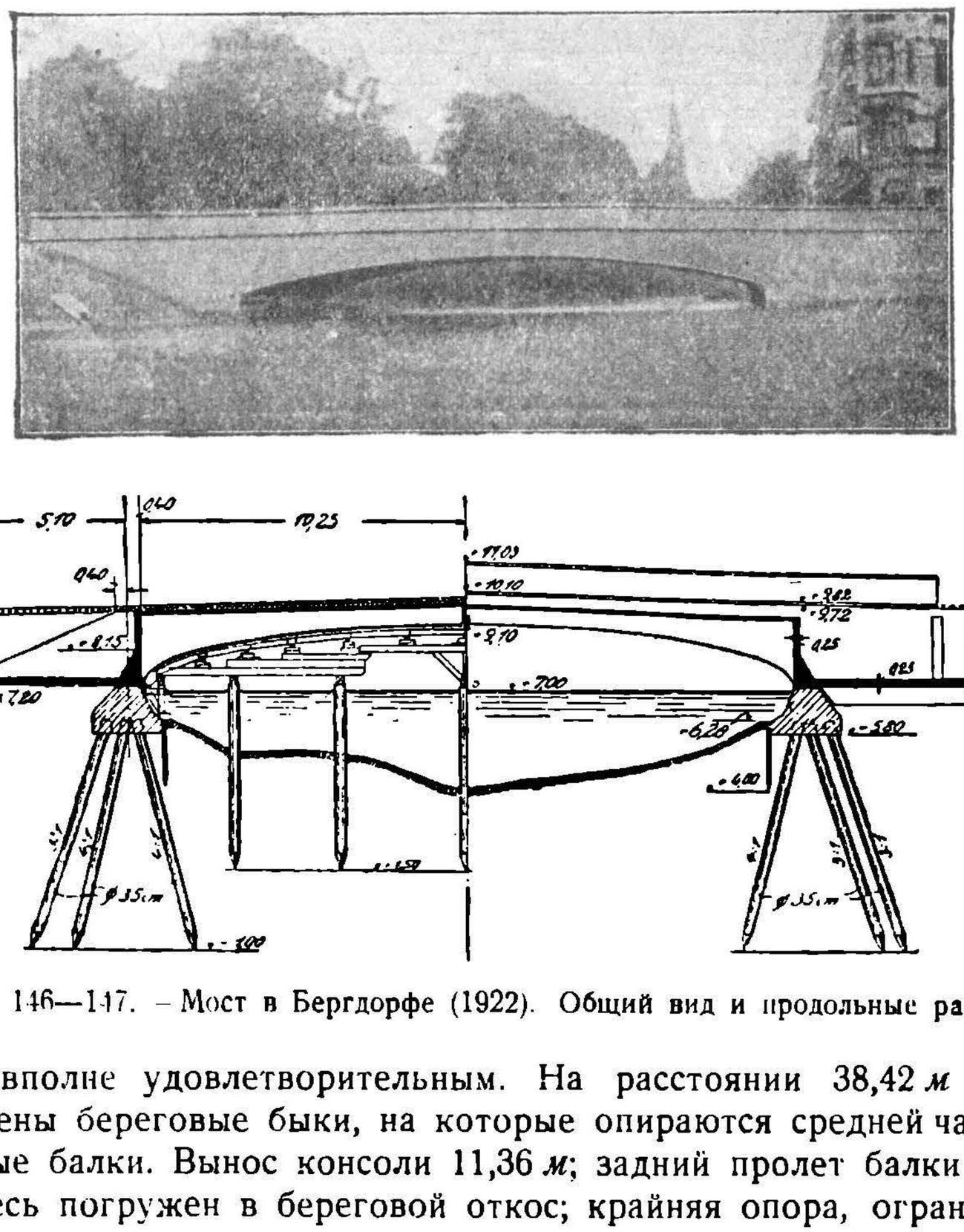
Эта система довольно часто применяется в Германии. Например, подоб-

НБ УДУНТ (ДИТ)

ный мост [1]) построен в 1922 году в Bergdorf'e с пролетом 20,5 *м* (фиг. 146—147). По этой системе перекрыты пролеты до 40 *м* [2]).

По типу (*c*) (фиг. 142) построен в 1908 — 09 гг. оригинальный мост на улице Parkgasse [3]) в Темешваре (Венгрия), изображенный на фиг. 148 — 149 в продольном разрезе и плане.

Мост очень косой—угол между осями моста и канала 53°—и при этом довольно широкий: 15 *м*, из которых два тротуара имеют по 2,5 *м* ширины. Условия проектирования были довольно тяжелые. Пролет 37,42 *м*, а конструктивная высота в средине пролета около 1 *м*. Принятое решение нужно



Фиг 146—147. – Мост в Бергдорфе (1922). Общий вид и продольные разрезы.

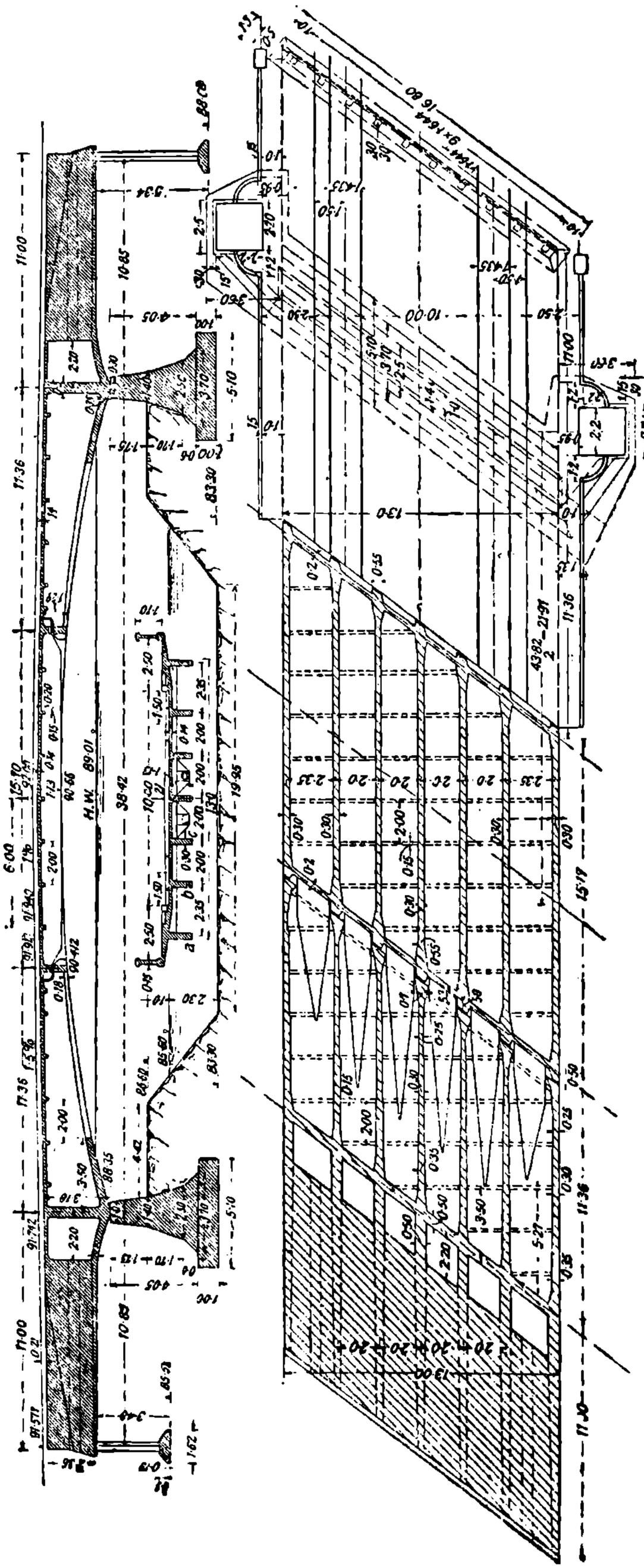
признать вполне удовлетворительным. На расстоянии 38,42 *м* ось от оси расположены береговые быки, на которые опираются средней частью одноконсольные балки. Вынос консоли 11,36 *м*; задний пролет балки величиной 10,85 *м* весь погружен в береговой откос; крайняя опора, ограничивающая этот замаскированный пролет, состоит из поперечного ряда колонн, опирающихся на общую фундаментную подушку. Береговой пролет почти на всей длине загружен баластом (повидимому, из тощего бетона), чтобы уравновесить концы, выходящие в средний пролет. Высота консоли на реч-

[1]) „Beton und Eisen", 1923, H. 13.
[2]) См. мост Dreisam во Фрейбурге. „Deutsche Bauzeitung" 1913 (вложение).
[3]) *Viktor Mihalich*. Die Parkgassenbrücke in Temesvar. „Beton und Eisen", 1909, Heft XV.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ной опоре 3,18 *м*, причем опорные плоскости расположены ниже горизонта высокой воды. На концы консолей опирается свободная средняя балка длиною 15,7 *м*, высотою 1,13 *м* (1 : 14); ребра свободного перекрытия совпадают, конечно, с ребрами консольного перекрытия; концы ребер врезаны друг в друга на половину высоты. В этих опорных точках ребра уширены с 30 до 70 *см*, соединены поперечными балками и укреплены по нижнему очертанию в консолях горизонтальными полками, толщиною 18 *см*, постепенно уширяющимися и у береговых опор переходящими в сплошное заполнение, толщиною 35 *см*. Это необходимо было сделать в виду возрастающих напряжений сжатия в нижней зоне консолей.

Одна из опор средней балки сделана неподвижной при помощи вертикальных железных листов, заделанных в поперечные балки по бокам концов каждого ребра. Шарнирность опоры листом не уничтожается, а продольные и поперечные перемещения устраняются. Плоскости передачи давления с одного конца на другой принадлежат поперечным балкам; они разделены свинцовым листом толщиною 10 *мм*.



Фиг. 148—149. — Мост Parkgasse в Темешваре (Венгрия, 1909).

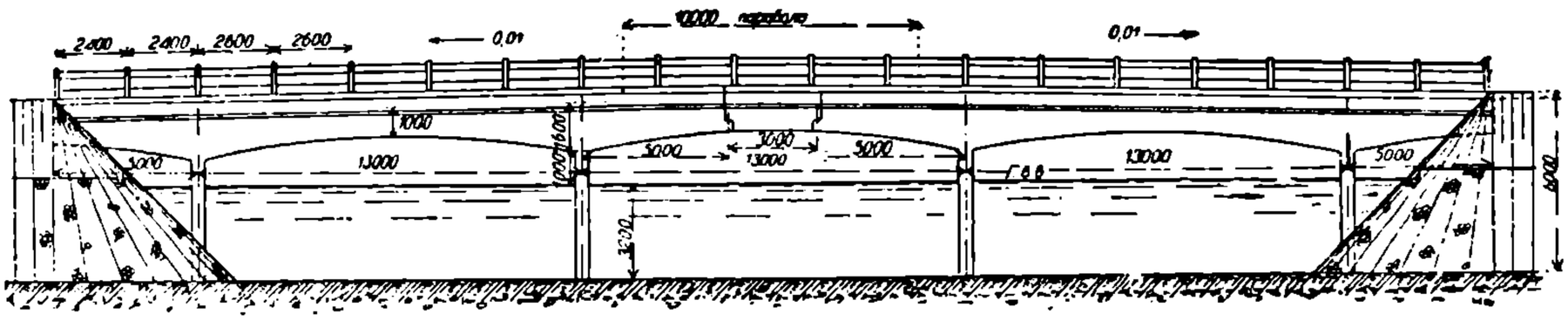
НБ УДУНТ (ДИТ)

Ребра расставлены на расстоянии 2 *м* (крайние 2,35 *м*), между ними вставлены через каждые 2 метра поперечные балки, расположенные под прямым углом к ребрам; получаются квадратные клетки, перекрытые плитой толщиною 14 *см* с арматурой, работающей в обоих направлениях.

По внешнему виду мост производит впечатление массивного арочного моста. Наружные поверхности облицованы искусственным камнем толщиною 5 *см*.

Состав бетона был такой: на 1 куб. метр смеси песку и гравия (1 : 1) принято 350 *кг* цемента.

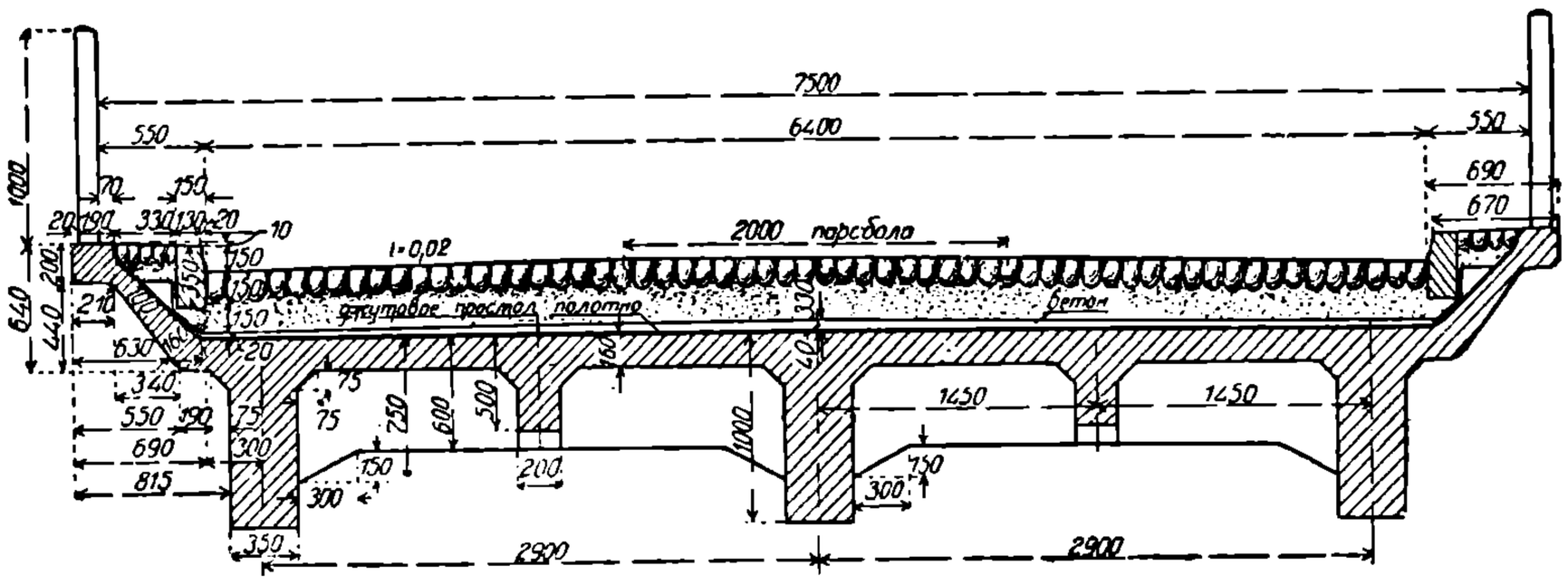
Прогибы при испытании получены следующие: средний пролет 2,1—3,4 *мм*, в среднем около 1 : 6000 пролета; консоли от 3,1 до 4,9 *мм*, в среднем около 1 : 3000 длины ее.



Фиг. 150.

Приведем здесь чертежи и описание типового проекта моста под обыкновенную дорогу, составленного автором [1]) в 1919 г. по действовавшим в то время нормам нагрузок и допускаемых напряжений.

Мост (фиг. 150) возвышается над самым высоким горизонтом воды в реке на 1 *м*, считая до низшей точки пролетного строения. В данном слу-



Фиг. 151.

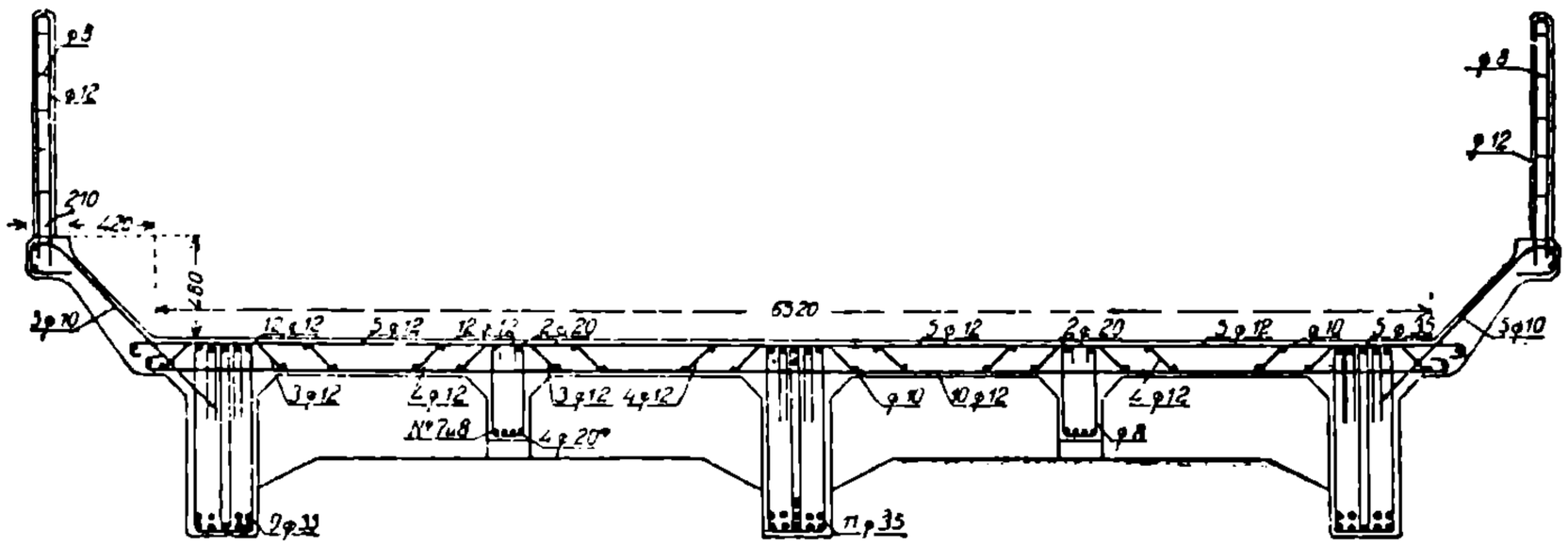
чае он имеет три пролета по 13 *м*; сопряжение с насыпью на каждом берегу сделано без применения устоя, а при помощи консоли длиною 5,0 *м*. Средний пролет перекрыт такими же двумя консолями и подвешенной балкой с пролетом 3,0 *м*.

Полотно моста полезной ширины 6,4 *м* (фиг. 151), состоящее из булыж-

[1]) Совместно с инж. И. С. Утевским. Проект напечатан в издании ЦУМТ в 1927 г.

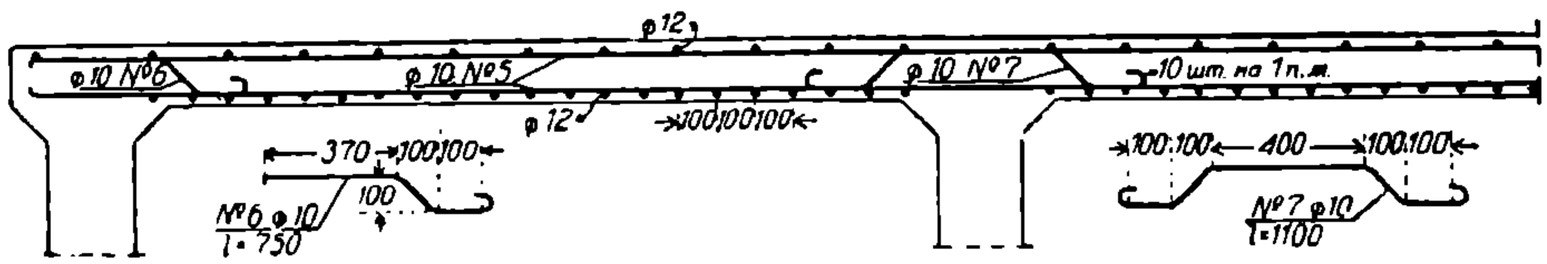
НБ УДУНТ (ДИТ)

ной мостовой, толщиною от 30 до 35 *см*, поддерживается тремя главными балками при расстоянии между их осями 2,9 *м*; между ними расположены поперечные балки на расстоянии 2,4—2,6 *м*, которые поддерживают две линии вспомогательных продольных ребер, образующих для плиты проезжей части пролеты по 1,45 *м*.



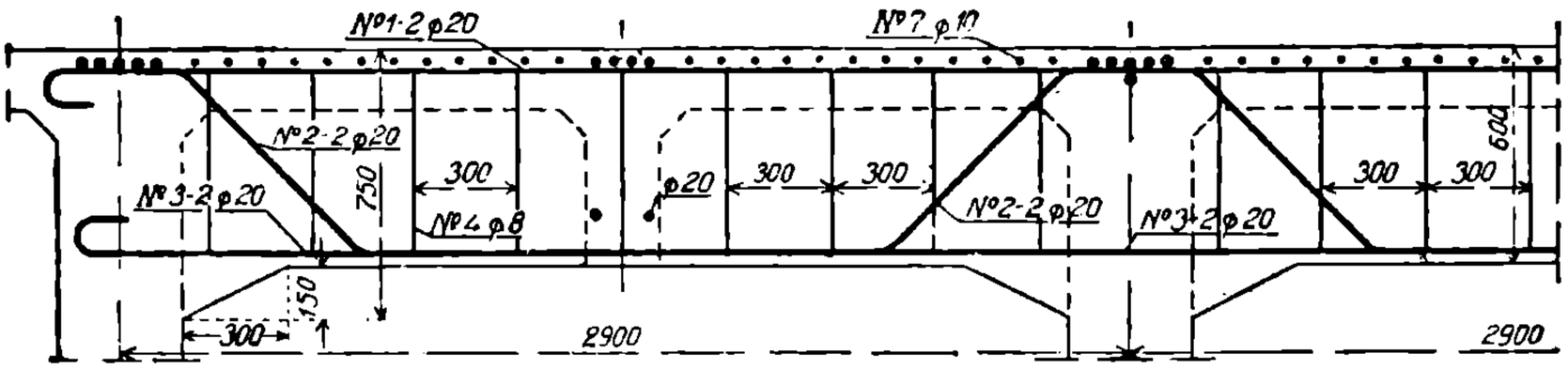
Фиг. 152.

Арматура плиты и продольных балок в поперечном разрезе представлена на фиг. 152. Затем на фиг. 153—155 приведены арматура плиты, поперечной и продольной балок.



Фиг. 153.

На фиг. 156 показана арматура подвешенной балки и армирование концов балок в шарнире, а на фиг. 157 арматура главного ребра с консолью. Шарнир предположен плоский, на подвижной опоре из двух листов, сколь-
зящих друг по другу.

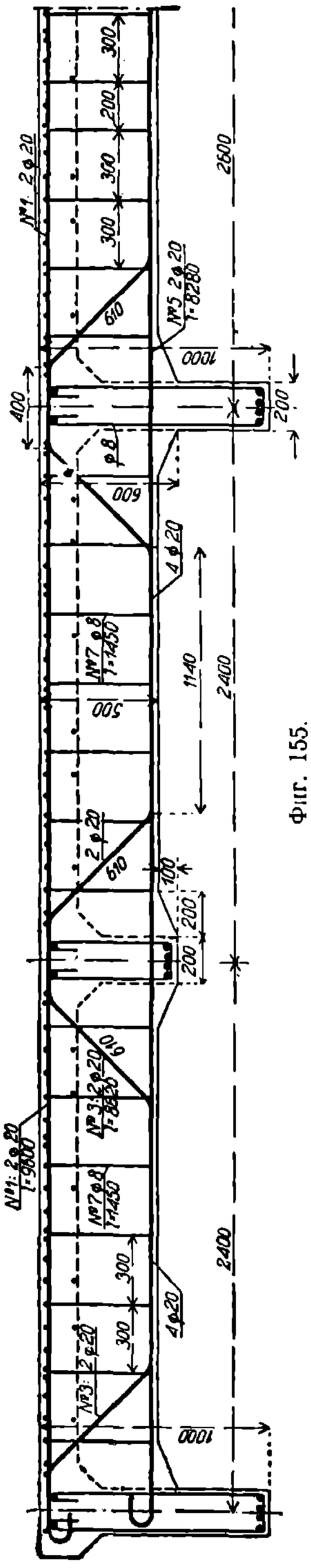


Фиг. 154.

Опоры моста состоят из трех колонн каждая (фиг. 158—159), опирающихся в случае среднего грунта на общий бетонный фундамент; при слабом грунте забиваются сваи. Для поперечной жесткости моста колонны связываются по высоте распорками, образующими вместе с опорными по-

НБ УДУНТ (ДИТ)

перечными балками жесткую рамную систему (фиг. 160) со множеством стержней, жестко друг с другом соединенных в перекрестках. Такая система под действием горизонтальных сил работает с изгибом всех ее элементов. Отклонение рамы от вертикального положения тем меньше, т. е. рама тем более жестка, чем меньше деформации стержней, чем жестче стержни. Стержни же тем жестче, чем больше момент инерции их поперечных сечений и чем меньше их свободная длина. Вот почему в опоре дана средняя горизонтальная распорка (она вдвое сокращает свободную длину стержней) и угловые вставки (вуты), которые тоже сокращают свободную длину стержней. В данном случае угловые вставки не достаточно развиты. На фиг. 160 показано, что колонны опираются на грунт отдельными подушками, в этом случае предполагается очень хороший грунт (хрящ, гравий).



Фиг. 155.

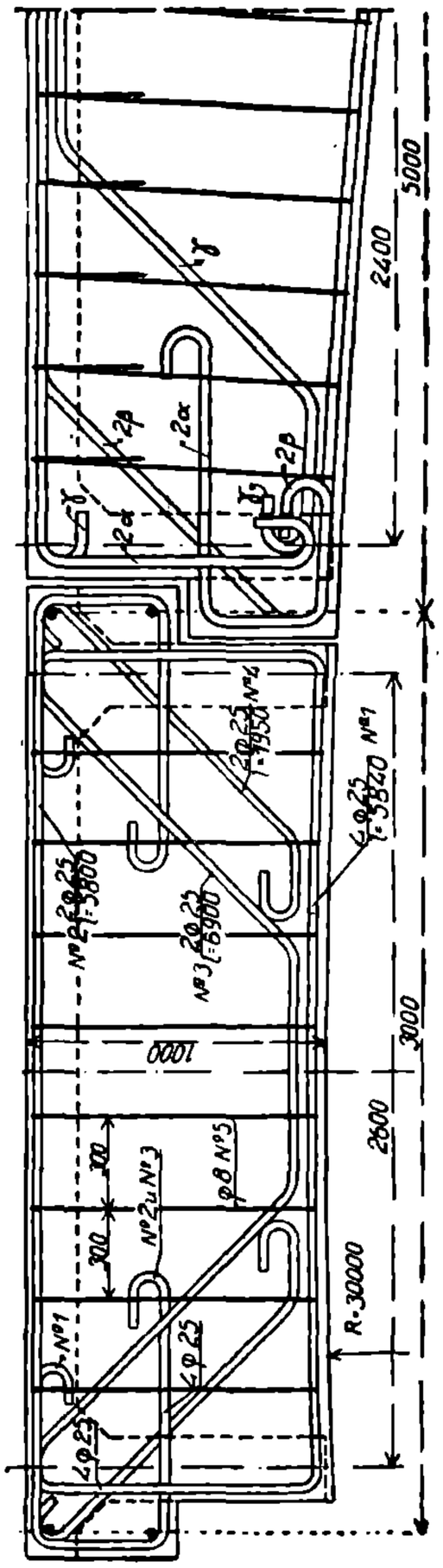
На фиг. 161 приводится вариант устройства бордюра ездового полотна. Тротуаров не требуется, нужно лишь держать колеса на приличном расстоянии от перил.

На фиг. 162 дана деталь отвода воды при помощи трубки.

Проект составлен при допускаемых напряжениях для бетона на сжатие при изгибе 30 *кг/см*², для железа на растяжение 900 *кг/см*², на скалывание бетона 4 *кг/см*².

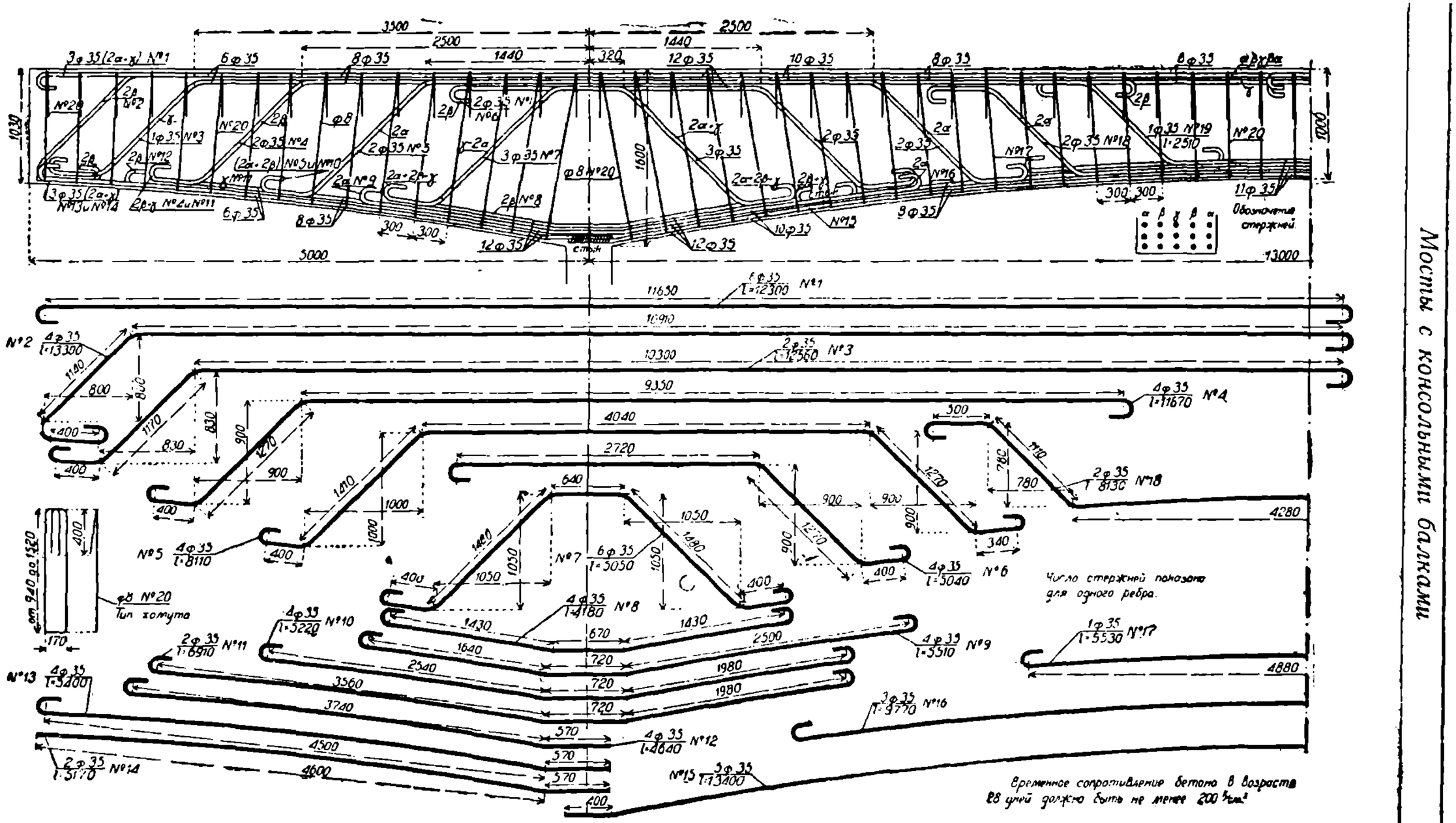
Подвижная нагрузка принята в виде катка весом 15 *т*, грузовиков по 10 *т* и толпы 440 *кг/м*².

Поверка размеров моста произведена в предположении, что главные балки покоятся на стойках шарнирно, чего на самом деле нет; но в виду незначительной жесткости стоек по сравнению с жесткостью



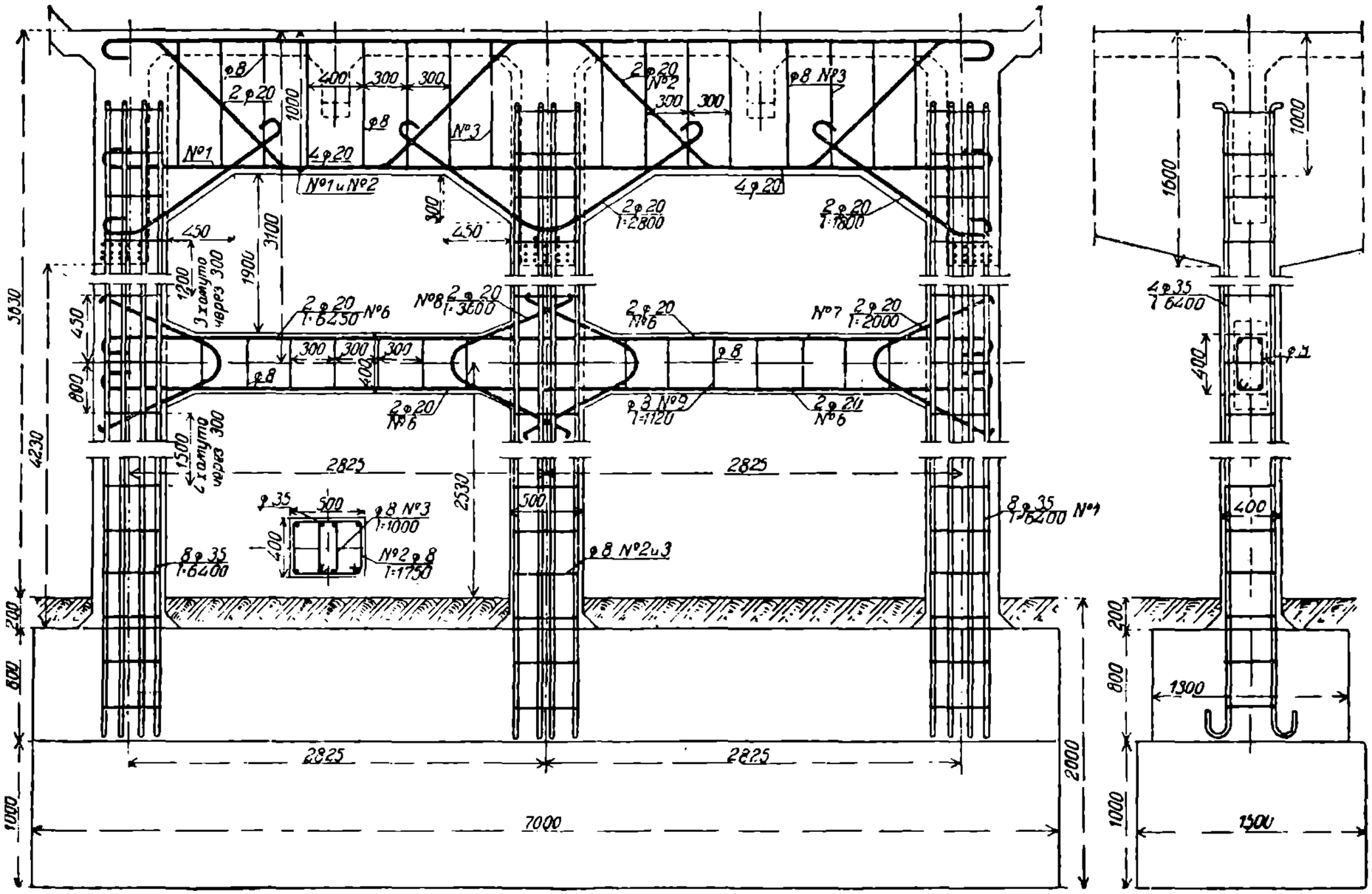
Фиг. 156.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 157.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 158 — 159.

НБ УДУНТ (ДИТ)

балок, сделанное предположение является вполне допустимым. Точный расчет системы как рамы по линиям влияния показал, что ошибка в моментах для балки не превосходит 5%. Что касается стоек, то их арматура проверена на возникающие в них моменты.

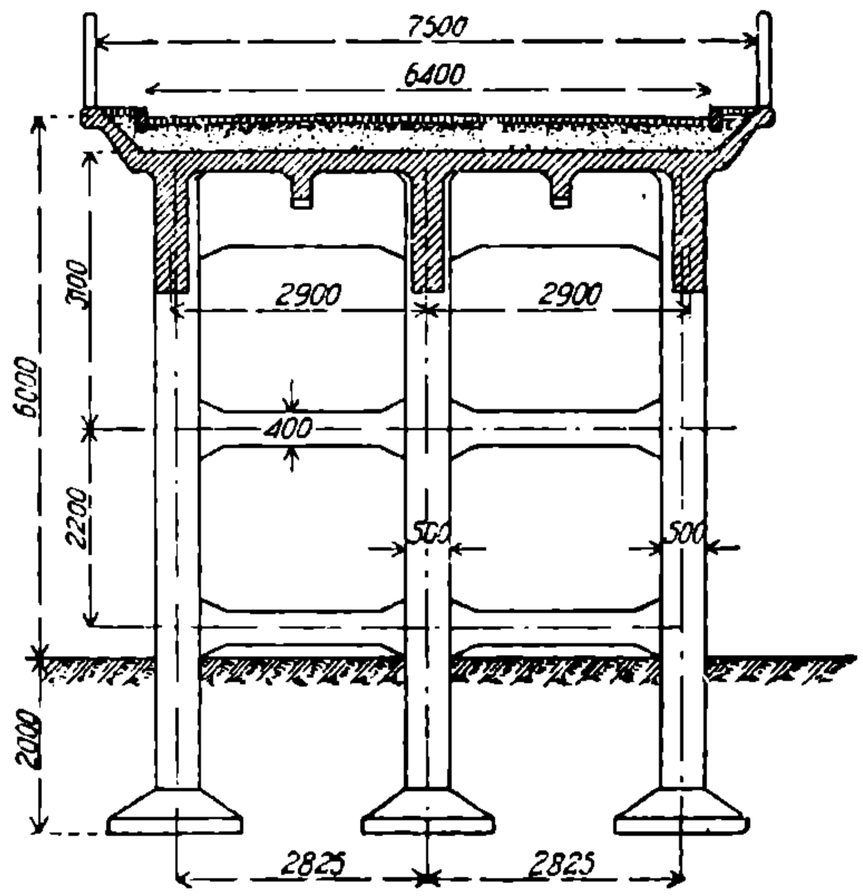
Для моста в один пролет 13,0 *м* с двумя консолями по 5 *м* при бетонных фундаментах (средний грунт) требуется:

бетона в фундаментах	35,6 $м^3$
железобетона .	77,3 „
арматуры .	19522 *кг*

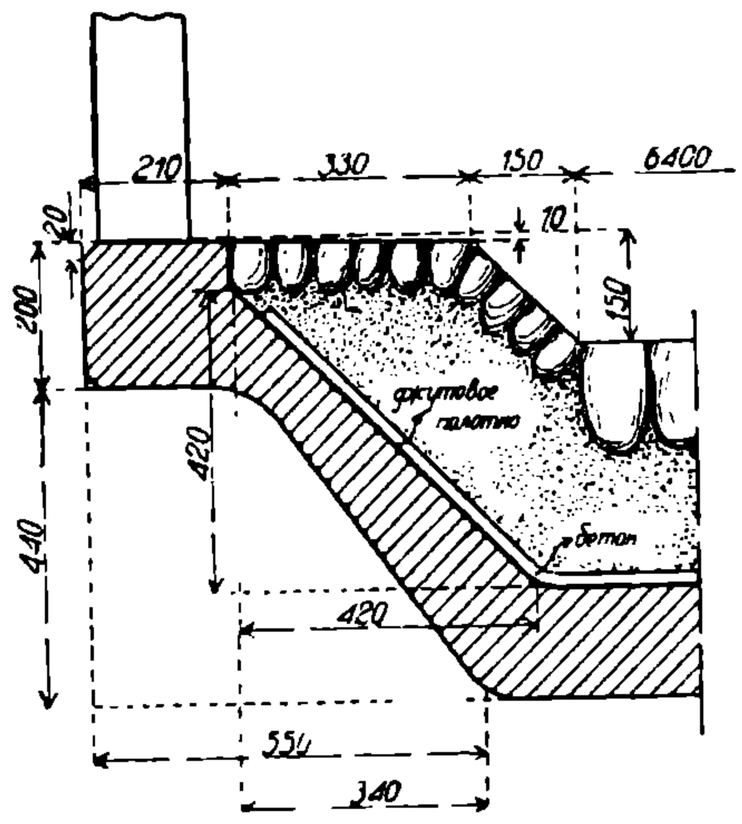
На один $м^2$ рабочей площади моста требуется:

бетона в фундаментах .	0,24 $м^3$
железобетона	0,53 $м^3$
арматуры	133 *кг*.

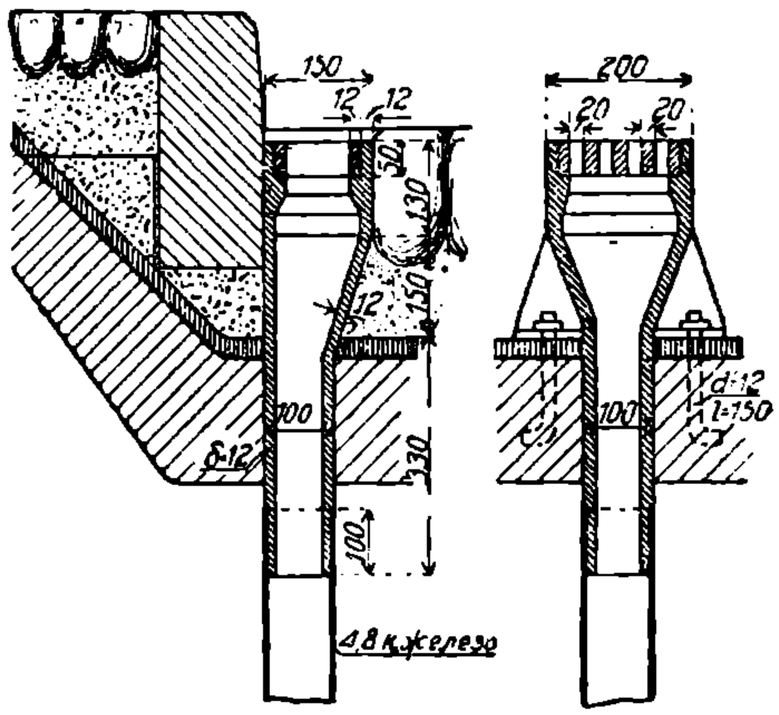
На 1 $м^3$ железобетона требуется 250 *кг* железа.



Фиг. 160.



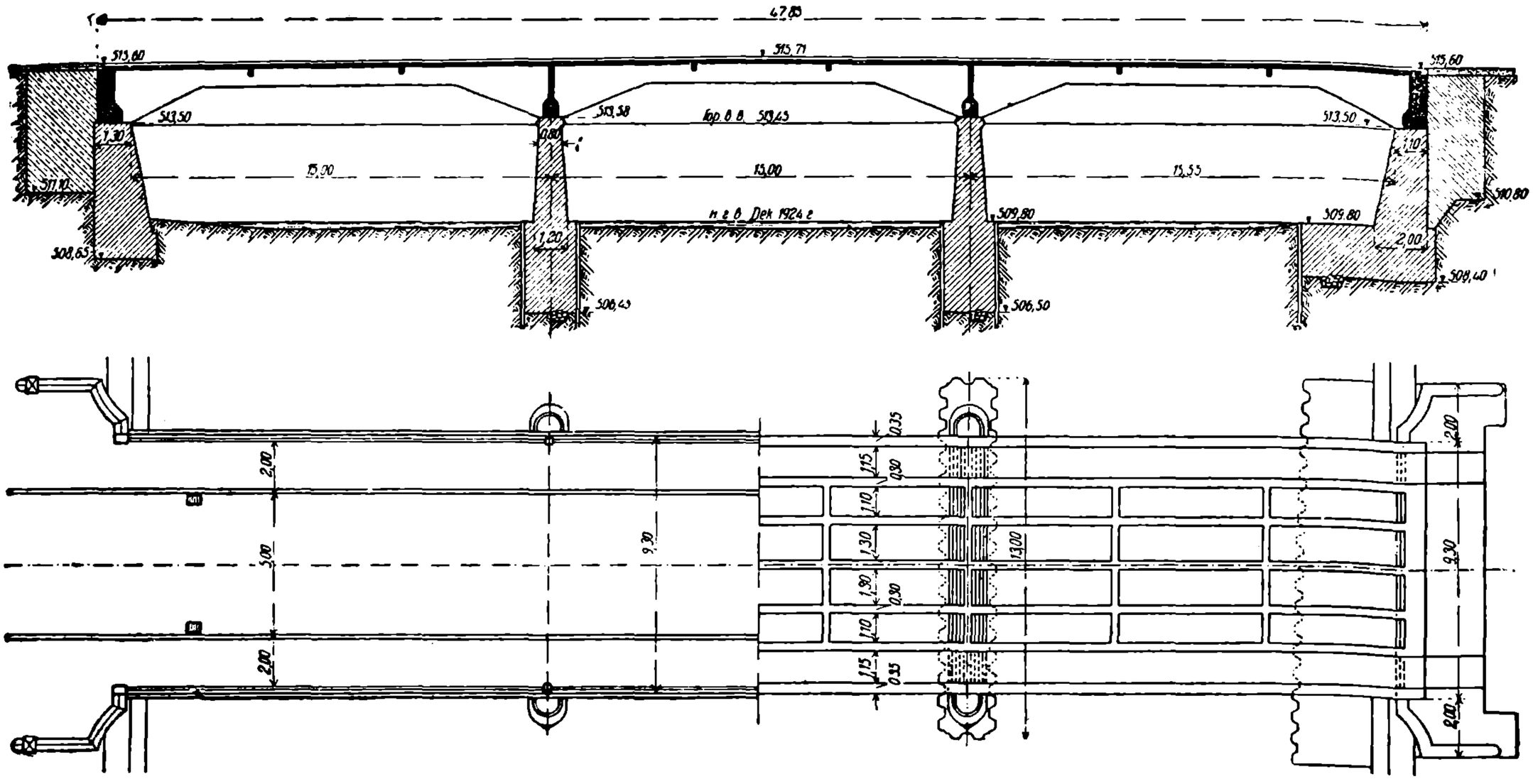
Фиг. 161.



Фиг. 162.

13. Мосты с неразрезными балками.—Многопролетные балочные мосты из железобетона делаются очень часто с неразрезными балками, причем быки устраивают либо также из железобетона в виде тонких колонн, соединенных в одно целое с балками, либо в виде массивных опор из бетона или камня. То или другое выбирается в зависимости от силы ледохода, сплава и т. п., а также от желания иметь более или менее солидный мост.

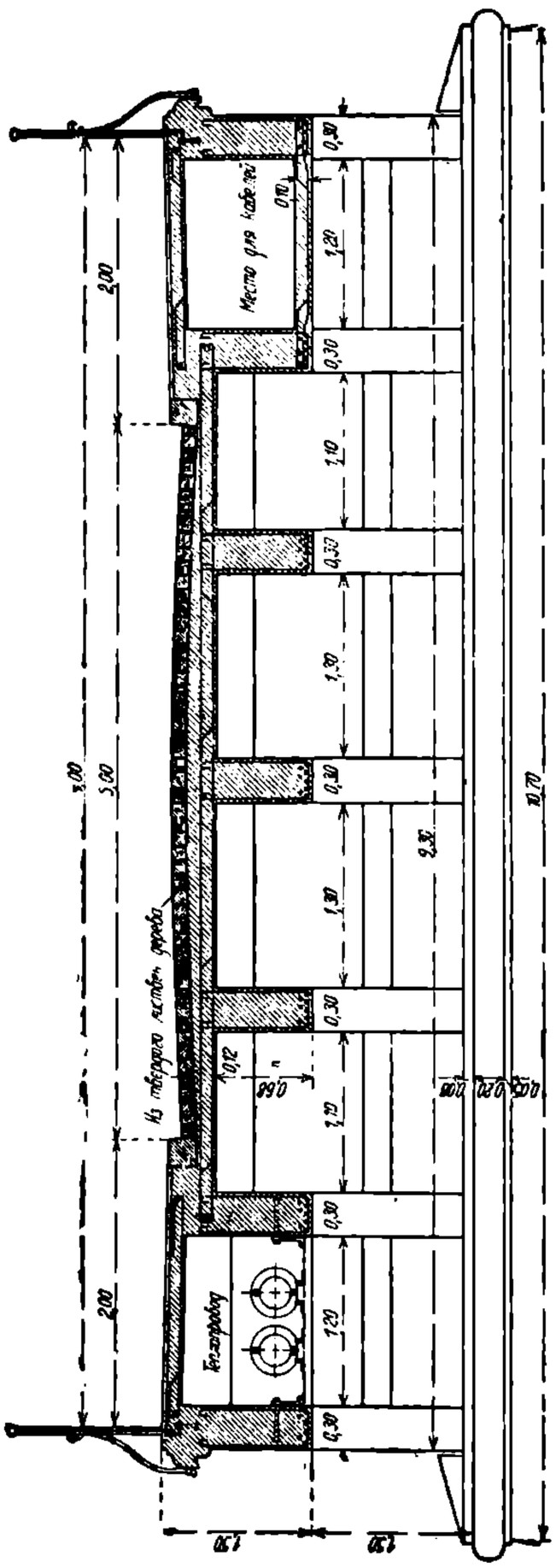
НБ УДУНТ (ДИТ)



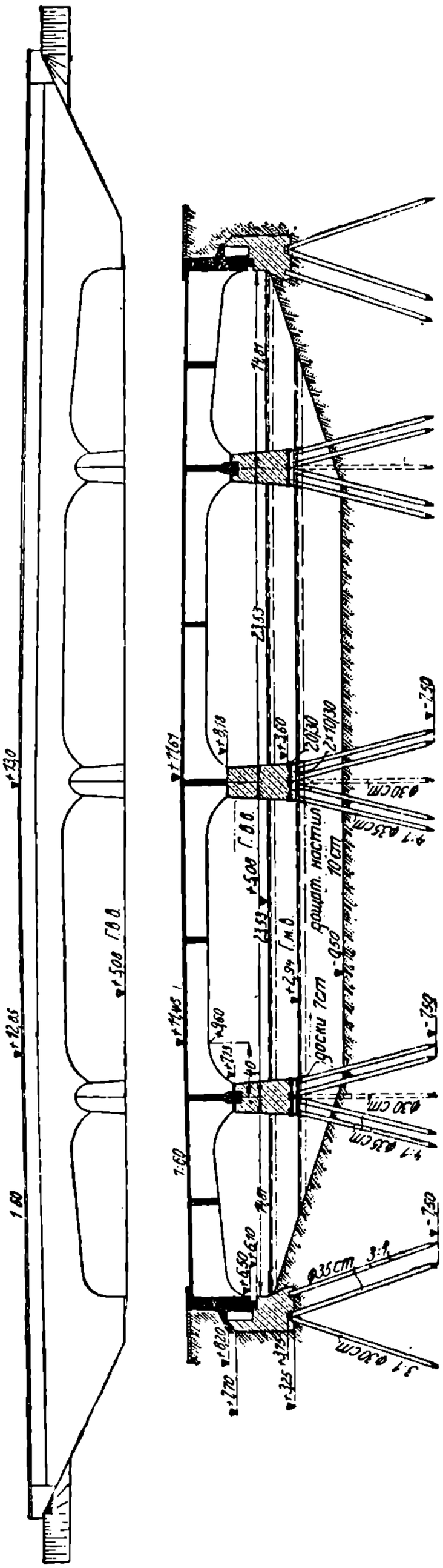
Фиг. 163—164. — Мост в Мюнхене (1925).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Примером моста на массивных опорах можно привести мост через Изар в Мюнхене [1]), построенный в 1925 году с тремя пролетами по 15 *м* (фиг. 163 — 164), перекрытыми пролетным строением с неразрезными балками. Ширина полотна



Фиг. 165. — Мост в Мюнхене (1925).

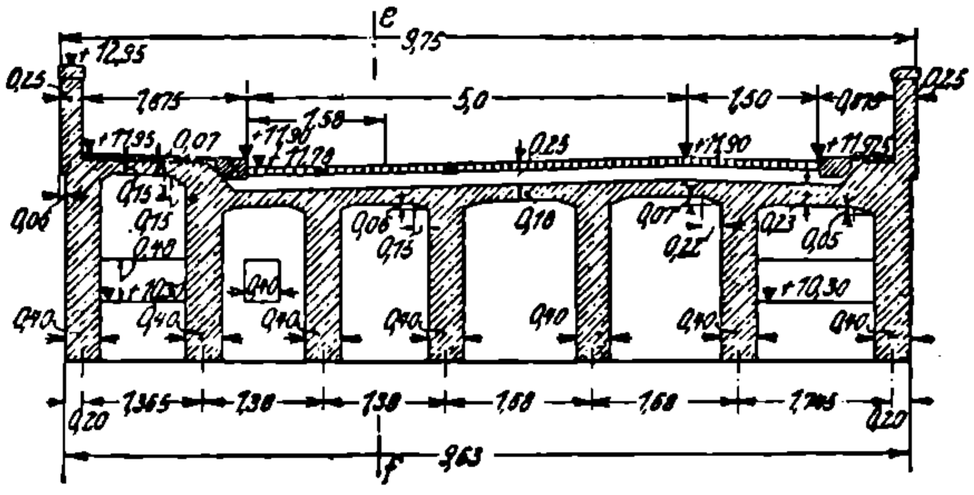


Фиг. 166 — 167. — Мост в Гамбурге через Tidekanal (1925).

5,0 *м* для езды и 2 × 2,0 *м* для тротуаров; оно поддерживается 7 ребрами толщиною 30 *см* с плитою 12 *см* (фиг. 165). Крайние ребра расположены по линии перил для того, чтобы свесом не зате-

[1]) „Beton und Eisen", 1926, H. 2.

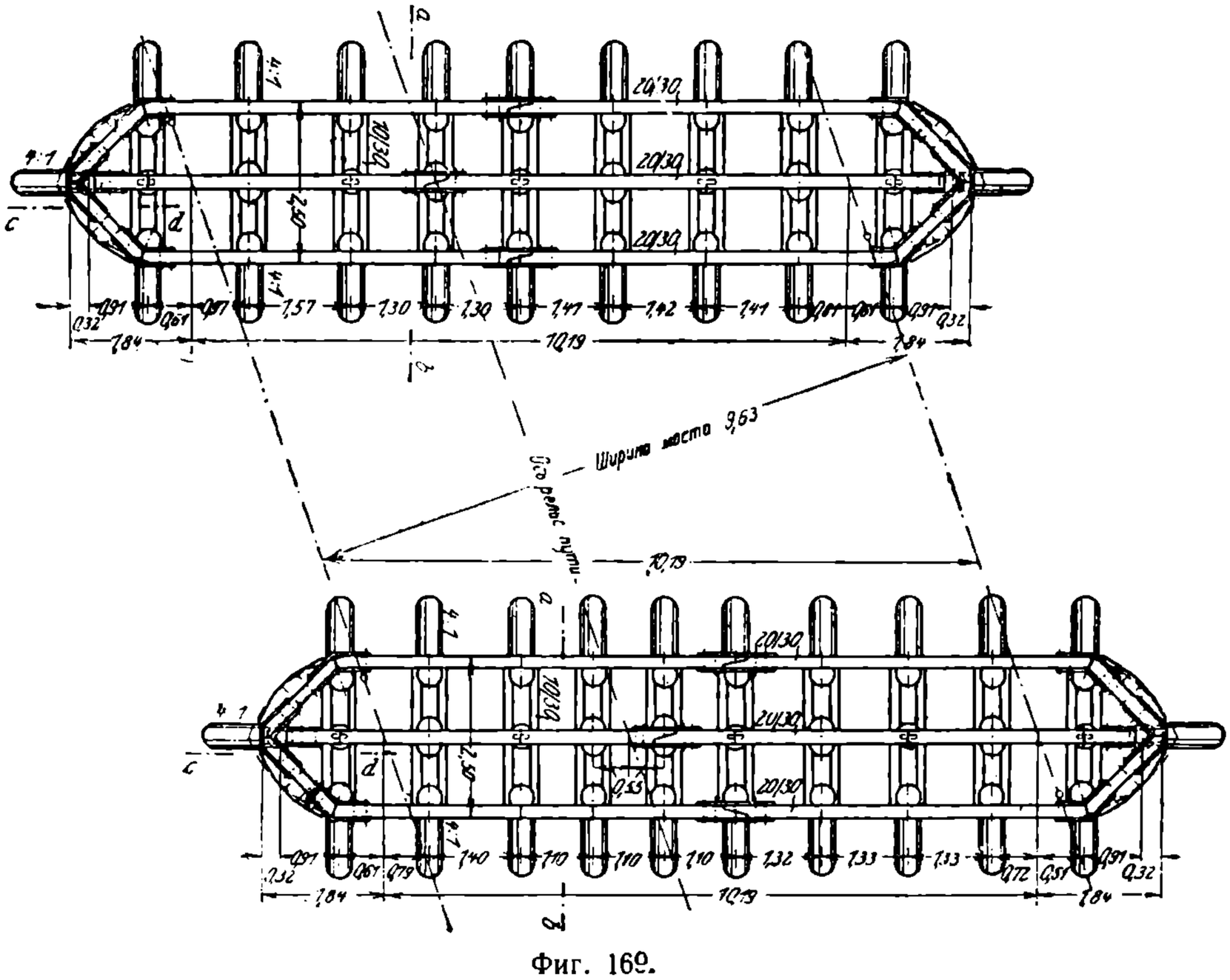
НБ УДУНТ (ДГТУ)



Фиг. 168.

нять балку. Расстояние между ребрами от 1,4 до 1,6 *м*, считая между осями. Высота ребра в середине пролета 80 *см*, что составляет почти $^1/_{19}$ пролета; высота на опоре 2,1 *м*.

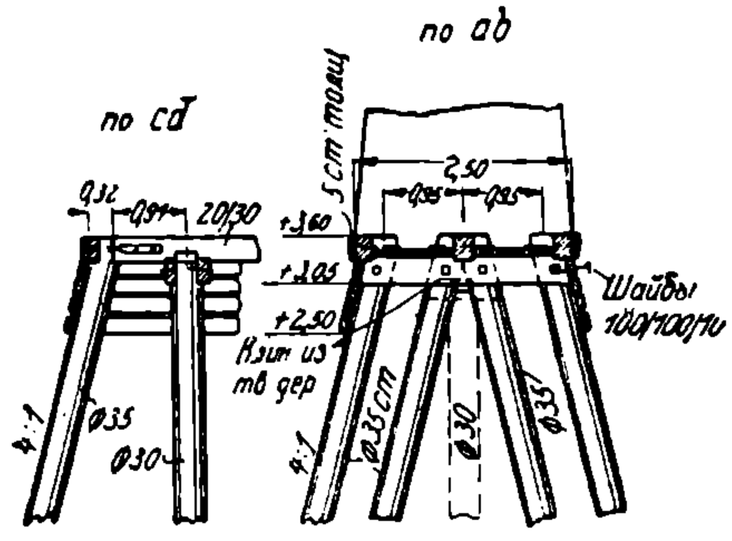
Мост построен для легкового движения; плита проверена на давление колеса 1 *т*, а балки на толпу 540 *кг/м*^{2}.



Фиг. 169.

Мост (вместе с пятипролетным мостом такого же типа через главный Изар) построен в 4 месяца (декабрь — апрель).

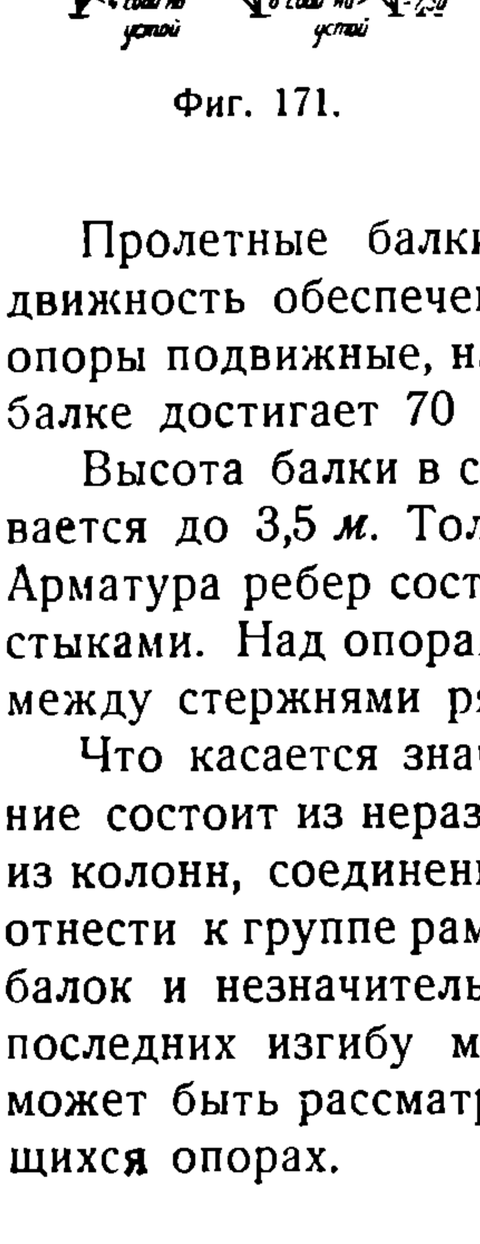
С легкими опорами на слабом болотистом грунте при неразрезных балках построен в 1925 г. мост в Гамбурге через Tidekanal. Мост имеет (фиг. 166—167) четыре пролета 15,4 + 23,53 + 23,53 + + 15,4 *м*, считая между опорными точками. Ширина проезда 6,5 *м*, одного из тротуаров 0,875 *м* и другого 1,875 *м* (фиг. 168).



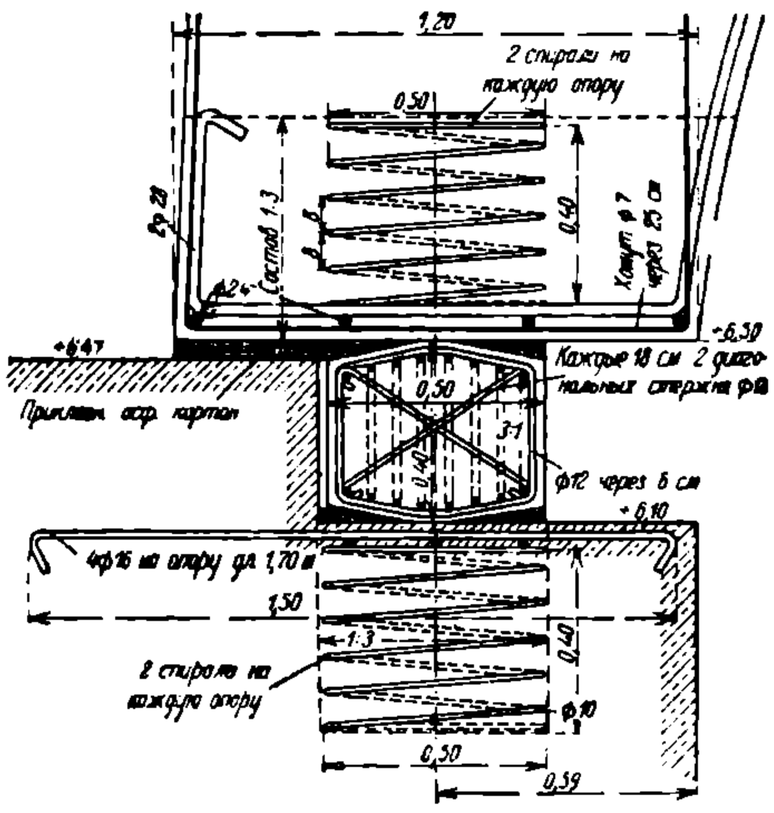
Фиг. 170.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Опоры быков основаны на деревянных свайных ростверках, в настоящее время очень редко применяемых (фиг. 169, 170); сваи диаметром 35 *см* и длиною 11 *м* с нагрузкой до 35 *т* забиты наклонно (4 : 1) и поддерживают платформу из брусьев 20 × 30 *см* и досок толщиною 10 *см*, на которой располагается бетонный массив быка (фиг. 167). Ростверк выступает над горизонтом меженных вод на 66 *см* и обшит снаружи досками толщиною 7 *см* до отметки + 2,50 (фиг. 170). Такая конструкция оснований сильно удешевила мост, но обусловливает сравнительно небольшой срок службы моста, так как деревянный ростверк выше низкого горизонта воды сравнительно скоро сгнивает. С большим удешевлением построены и устои (фиг. 171). Они основаны также на деревянных сваях, возвышающихся над низким горизонтом воды, но без деревянного ростверка, который заменен здесь бетоном с прокладкой арматуры. Значительное уменьшение стоимости устоев достигнуто тем, что они имеют неполную высоту; верхняя часть земли высотою около 3 *м* примыкает непосредственно к пролетному строению.



Фиг. 171.



Фиг. 172.

Пролетные балки имеют неподвижную опору на среднем быке; неподвижность обеспечена скрещивающимися стержнями арматуры. Остальные опоры подвижные, на железобетонных катках (фиг. 172). Давление в опорной балке достигает 70 *кг/см*²; она усилена спиральной арматурой.

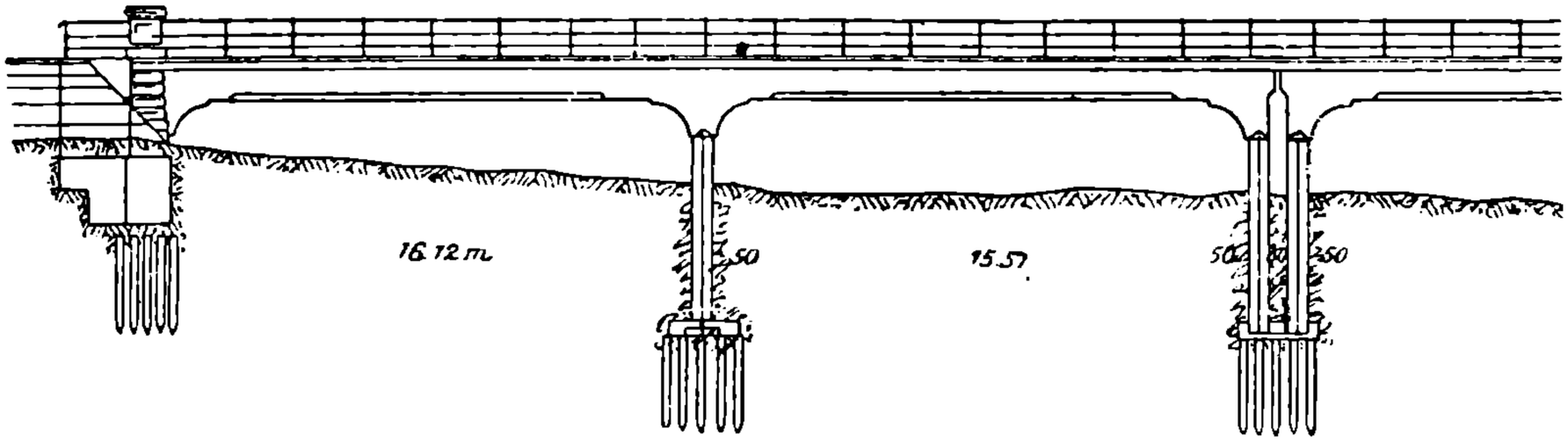
Высота балки в середине пролетов равна 1,8 *м*, на быках резко увеличивается до 3,5 *м*. Толщина ребер 40 *см*, расстояние между ними 1,38 — 1,75 *м*. Арматура ребер состоит из стержней $d = 40$ *мм* длиною 16 *м* со сваренными стыками. Над опорами арматура расположена в 3 ряда по 5 стержней в ряду между стержнями ряда расстояние равно 34 *мм*.

Что касается значительной группы мостов, у которых пролетное строение состоит из неразрезных балок, а промежуточные опоры (нередко и все) из колонн, соединенных в одно целое с балками, то по существу их можно отнести к группе рамных мостов. Но практически, при значительном сечении балок и незначительном сечении и большой длине колонн, сопротивлением последних изгибу можно пренебречь; в таком случае пролетное строение может быть рассматриваемо как неразрезная балка, расположенная на качающихся опорах.

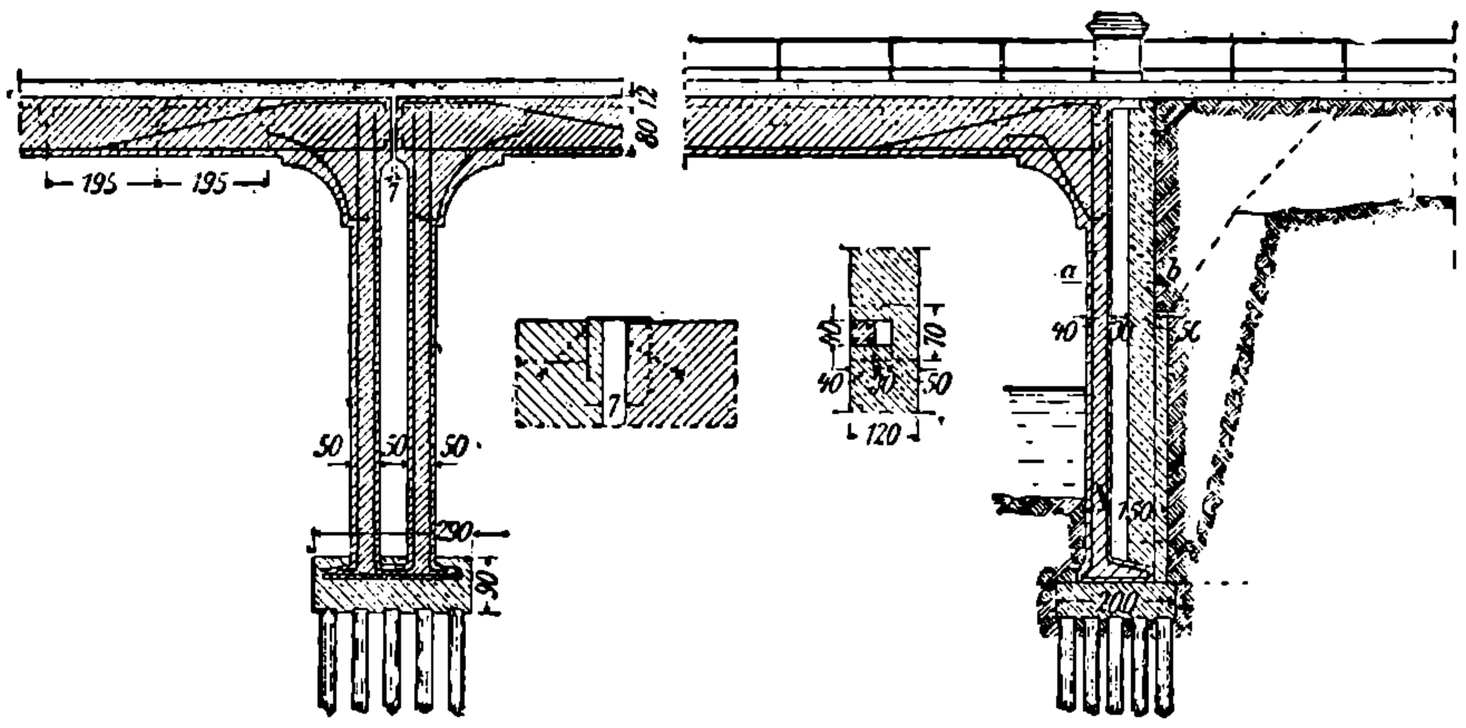
НБ УДУНТ (ДГТ)

К числу таких мостов можно отнести мост между Вольфуртом и Кеннельбахом (Тироль), построенный в 1904 году (фиг. 173—175); длина его 116 *м*.

При выборе системы моста было составлено 4 проекта: два для моста железобетонного арочного, при стоимости 80000 и 70000 крон, один для деревянного моста стоимостью в 42000 крон и один для балочного железобетонного стоимостью 47000 крон. Стоимость ежегодного содержания деревянного моста исчислена от 2000 до 3000 крон, а потому решение вопроса в пользу балочного железобетонного моста при наличности очень ограниченных средств для сооружения моста было бесспорно.



Продольный вид



Деталь двухрядной опоры

Деталь устоя

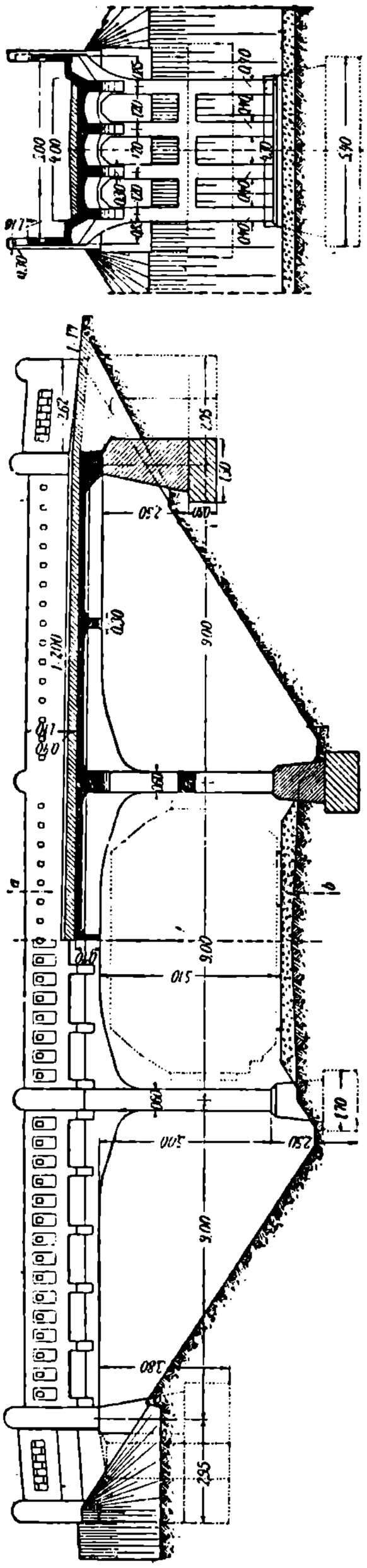
Фиг. 173—175. — Мост между Вольфуртом и Кеннельбахом (1904).

При изменении температуры на $\pm 30°$ длина моста изменяется на $\Delta l = 116 \cdot 0{,}0000135 \cdot 30 = \infty 4{,}8$ *см*.

При высоких тонких опорах такое отклонение их верхнего конца от вертикали могло бы происходить без значительных напряжений. В данном же случае опоры слишком низки, чтобы это можно было допустить. Для уменьшения отклонений стоек и уменьшения щели мост разбит по длине на три отдельных участка, которые изменяют длину независимо друг от друга.

Опоры моста состоят каждая из трех стоек, отвечающих трем ребрам пролетного строения; в местах разделения моста опоры состоят из двух

НБ УДУНТ (ДИТ)

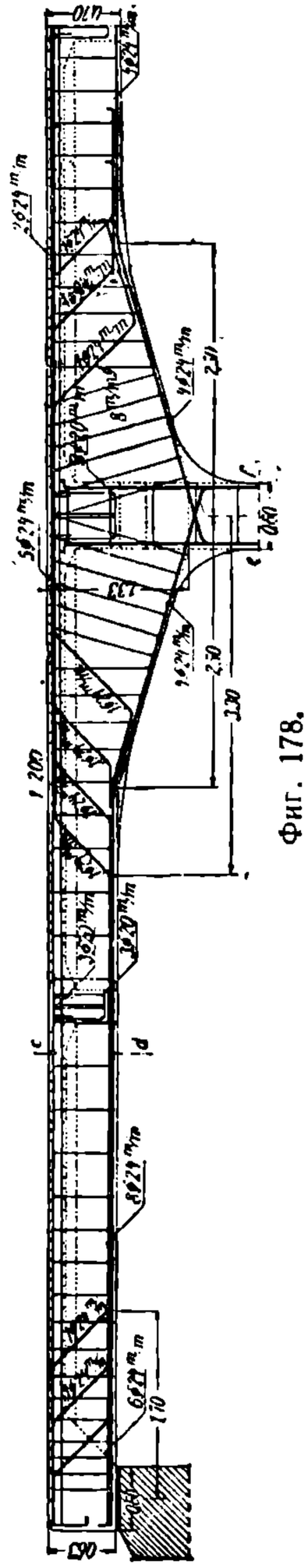


Фиг. 176—177. — Путепровод на ж. д. Eisenach — Salzungen (1924).

поперечных рядов стоек (фиг. 173), расположенных на общей подушке, покоящейся на сваях.

Щель между концами участков моста перекрыта полкой уголка (фиг. 174).

Чтобы дать возможность перемещаться и тем концам моста, которые примыкают к устоям, они поддерживаются стойками, отдельно стоящими в особых гнездах устоя, или, лучше говоря, коробки, поддерживающей земляную засыпку (фиг. 175).



Фиг. 178.

Мост косой (угол 66°); имеет 7 пролетов по 16,12 и 15,57 *м*. Ширина ездового полотна 4,0 *м*. С одной стороны устроен тротуар в виде свешивающейся плиты; ширина его 1 *м*.

Главные балки имеют сечение около 0,85 × 0,40 *см*, усилены 8 стержнями $d = 33$ *мм*. Плита имеет толщину 12 *см*; на 1 *м* ширины поставлено 8 стержней $d = 11$ *мм*. Ребра связаны поперечными балками сечением 20 × 12 *см*, расположенными в расстоянии 1,90 *м*. Сечение стоек 0,50 × 0,50 *м*.

На фиг. 176 приведен [1]) фасад и продольный разрез путепровода на железной дороге Eisenach—Salzungen, полотно которого шириной 4 *м* (фиг. 177) поддерживается четырьмя ребрами. Каждое ребро представляет собою неразрезную трехпролетную балку, средние опоры которой даны в виде колонн на общем фундаменте. В поперечном направлении 4 колонны одного ряда образуют жест-

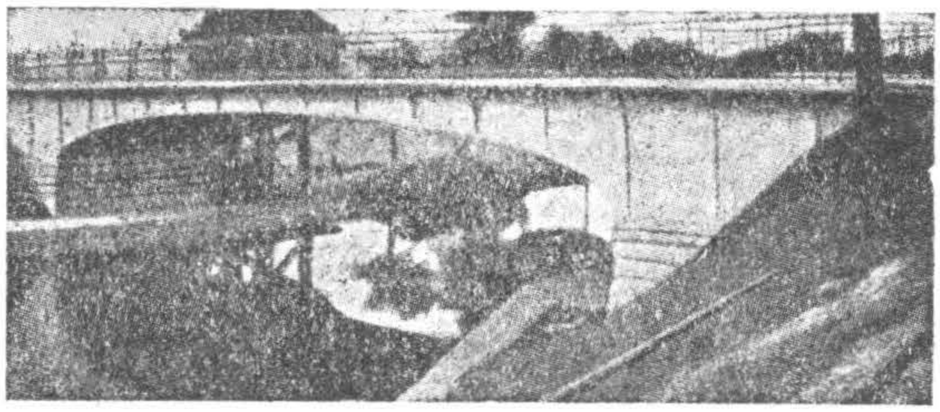
[1]) *Kersten*, Brücken in Eisenbeton Bd I, 1928 г., стр. 101.

НБ УДУНТ (ДИТ)

кую рамную систему. Для увеличения жесткости рамы колонны на половине их высоты соединены горизонтальной связью (распоркой), которая принуждает колонны перегибаться при отклонении большее число раз.

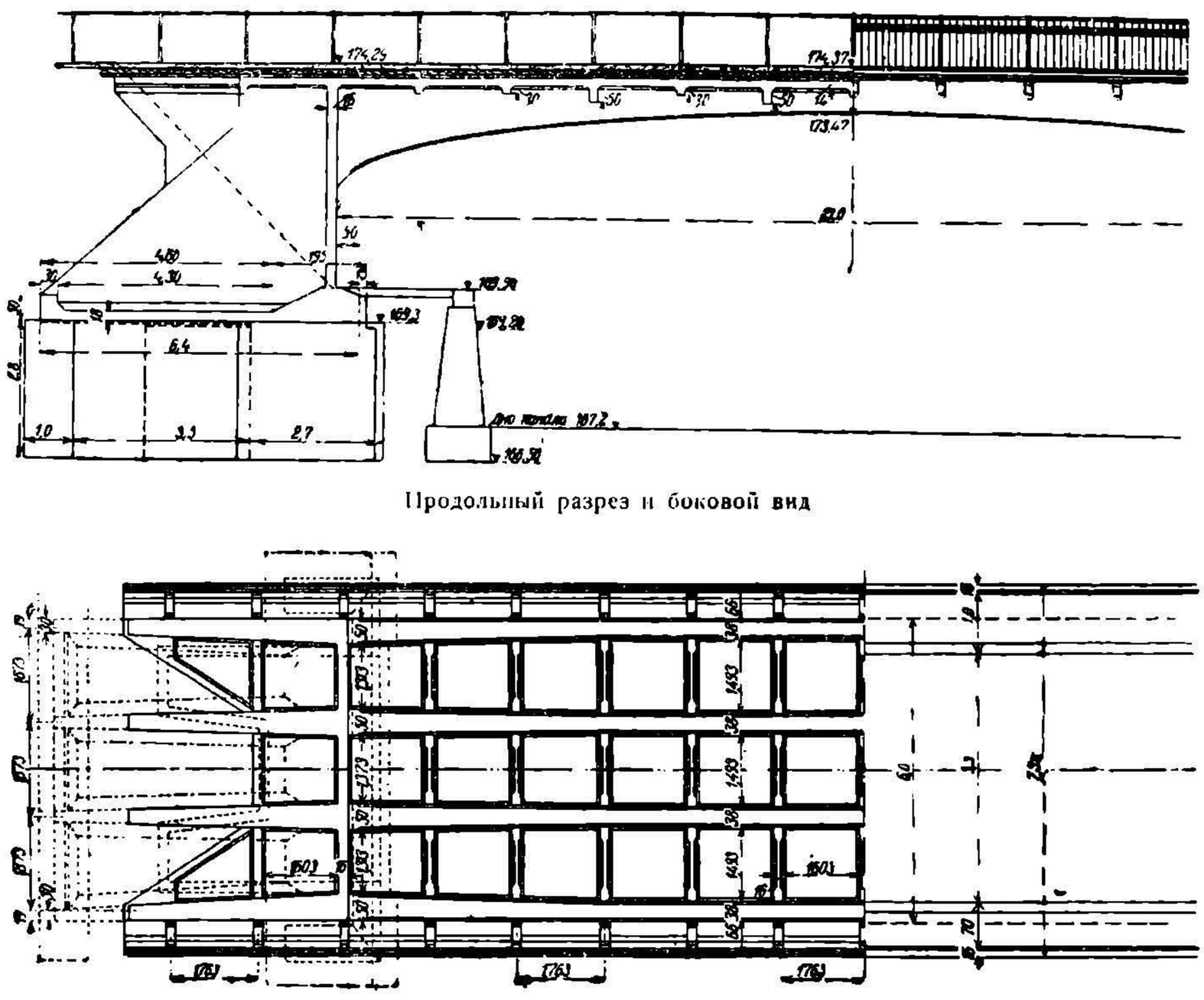
На фиг. 178 приведена арматура ребра, имеющего толщину 30 *см* при высоте в середине среднего пролета 70 *см*. В крайнем пролете арматура в середине его состоит из 8 стержней толщиной 24 *мм*. Над промежуточной опорой высота балки значительно увеличена (1,33 *м*), арматуры дано вверху 5 стержней диаметра 24 *мм*.

14. Мосты, перекрытые балками с заделанными концами. — Примером этого типа балочных мостов может служить мост, построенный в 1905 г. через канал на правом берегу Мозеля близ Moulins-Metz и изображенный в общем виде на фиг. 179[1]). Конструкция моста приведена на фигурах 180—183.



Общий вид

Пролет моста в свету 21 *м*; ширина полотна $0{,}7 + 5{,}3 + 1{,}0 = 7{,}00$ *м* при неравных тротуарах (фиг. 182). Устои (фиг. 180) со-



Продольный разрез и боковой вид

План (вид снизу и сверху)

Фиг. 179—181. — Мост близ Moulins-Metz (1905).

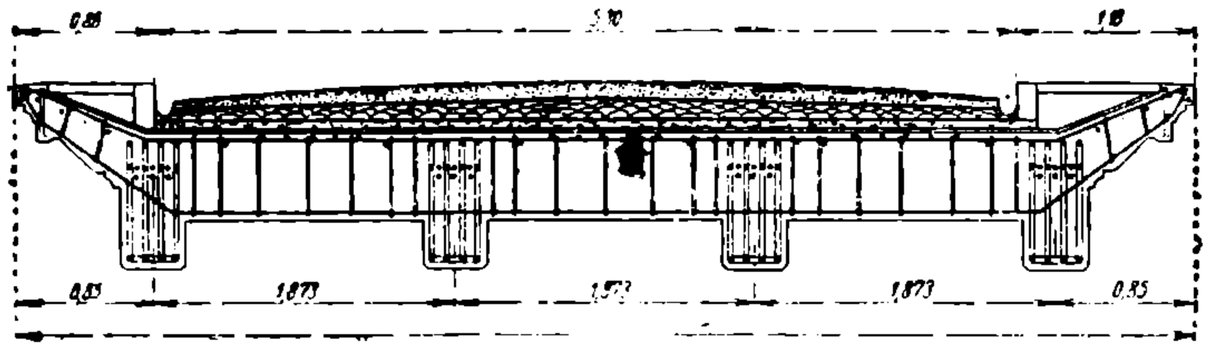
[1]) „Beton und Eisen", 1905, H. XII.

НБ УДУНТ (ДИТ)

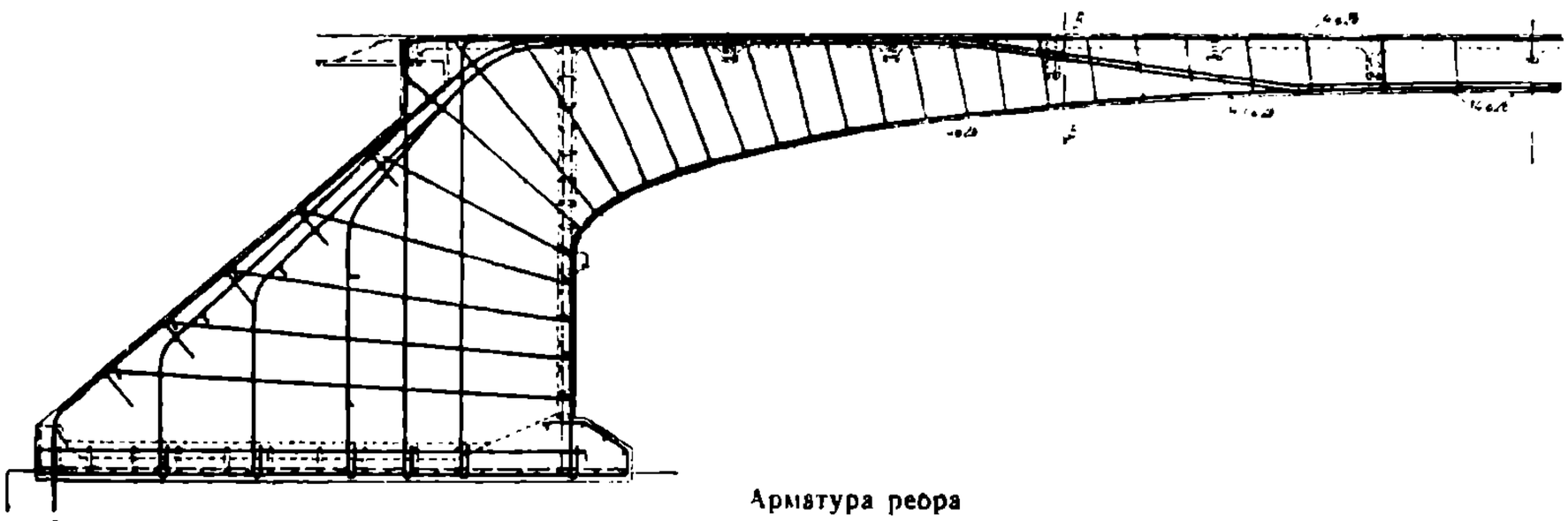
стоят из открытой сзади железобетонной коробки с контрфорсами и сплошным дном; верхняя часть усилена горизонтальной фасонной плитой, являющейся продолжением плиты пролетного строения. Эта плита хорошо связывает ребра и стенки ящика, представляя вместе с тем верхнюю опору для передней стенки, выдерживающей давление земли.

Под нижней плитой расположен фундамент в виде двух бетонных массивов; в задний массив запущена арматура, служащая продолжением арматуры ребер пролетного строения (фиг. 183).

Ребер, поддерживающих полотно, четыре (фиг. 182). Высота ребер переменная; нижняя грань очерчена по эллипсу, полудиаметры которого 10,5 и 1,74 м; верхняя грань—по параболе со стрелкой 13,33 *см*. Полная



Поперечный разрез



Арматура ребра

Фиг. 182—183. — Мост близ Moulins-Metz (1905).

высота балок в замке 60 *см* (1 : 35 пролета в свету); ширина ребер 38 *см* в средине пролета и 50 *см* у опор. Концы ребер переходят в устое в продольные контрфорсы (фиг. 181).

Ребра связаны высокими и низкими (фиг. 183) поперечными балками; получена довольно густая балочная клетка, просветы которой покрыты плитами (фиг. 181).

Низкие балки имеют сечение 30×14 *см* и расчитаны как тавровые балки с верхней полкой шириною 0,60 *м*, равною $^1/_3$ пролета (1,88 *м*—расстояние между ребрами). Арматура их состоит из 4 стержней $d = 12$ *мм*. Высокие балки, поставленные как связи для объединения ребер в работе на сосредоточенную нагрузку и для поддержания ребер по высоте, имеют сечение 50×16 *см* с 2 стержнями $d = 16$ *мм* в каждом поясе.

Тротуарная плита поддерживается консолями и между ними работает

НБ УДУНТ (ДПТ)

на изгиб как плита. Вместе с консолью она образует тавровую балку, расположенную перпендикулярно к оси моста.

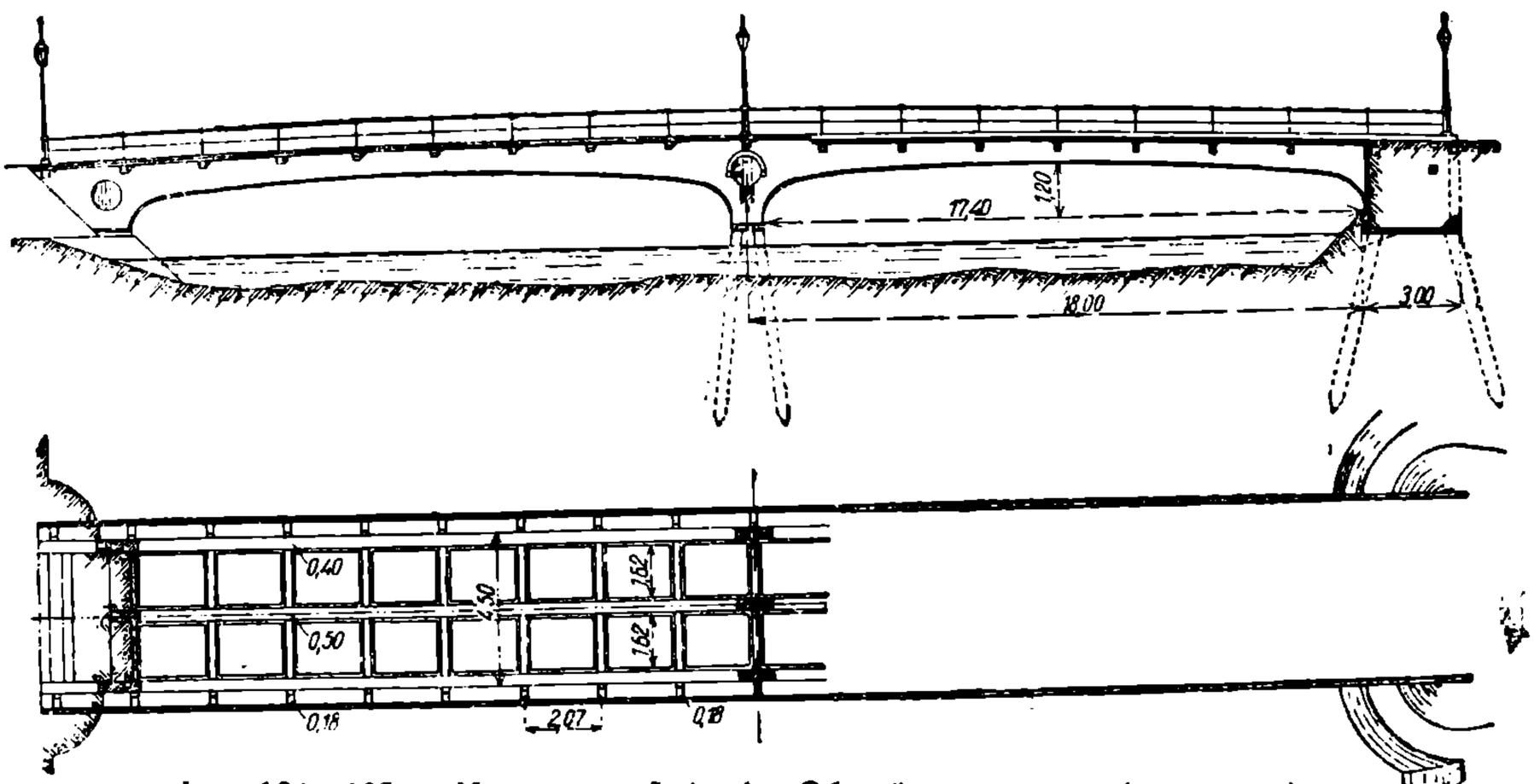
Для расчета этого интересного моста подвижная нагрузка принята была либо в виде тяжелой фуры 20 *т*, с расстоянием между осями 3,5 *м* и между колесами 1,80 *м* при ширине кузова 3,5 *м*, или парового катка весом 16 *т* с толпой 350 *кг* на $м^2$.

Плита проезжей части имеет толщину 12 *см* и усилена десятью стержнями $d = 10$ *мм* в каждом из двух направлений; ширина ее 1,50 *м*, длина 1,60 *м*.

Мост этот построен на месте существовавшего железного моста, при чем фундаменты устоев сохранены прежние. По внешнему виду он кажется арочным, но отсутствие распора арок дало возможность воспользоваться старым фундаментом.

Некоторые немецкие авторы выделяют этот мост (и ему подобные) в особую группу „арочно-балочных" мостов, желая указать, что его пролетное перекрытие представляет собою нечто среднее между аркой и балкой с заделанными концами. Если арке с заделанными пятами придавать все большую пологость и при этом еще сильно увеличивать высоту сечения к опорам, то она постепенно переходит в балку с заделанными концами. Практически, вследствие малейшей подвижки (хотя бы упругой) пят такой арки, распор падает и не получает существенного значения, а потому эти конструкции свободно могут быть причислены к балкам с заделанными концами.

Заделка концов балок осуществлена переходом ребер в контрфорсы устоя, нагруженного земляной засыпкой, благодаря устройству горизонтальной плиты, и пропуском части железа в массив фундамента.



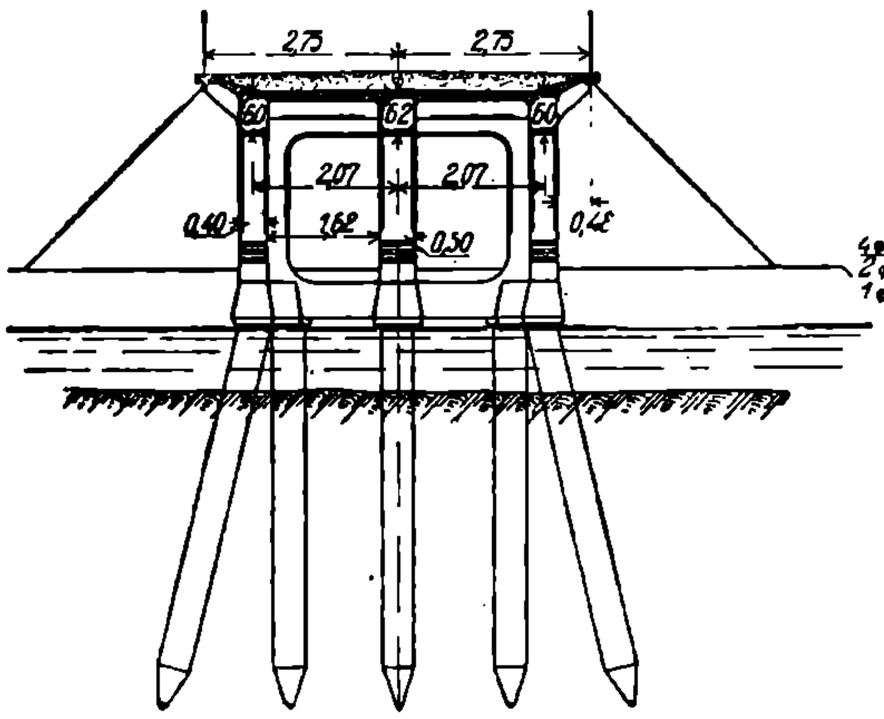
Фиг. 184—185. — Мост через Loisach. **Общий вид и план (вид снизу).**

Двухпролетный мост с заделанными концами изображен на фиг. 184—189: мост через Loisach в общине Eschenlohe [1]). Ширина полотна 5,50 *м*,

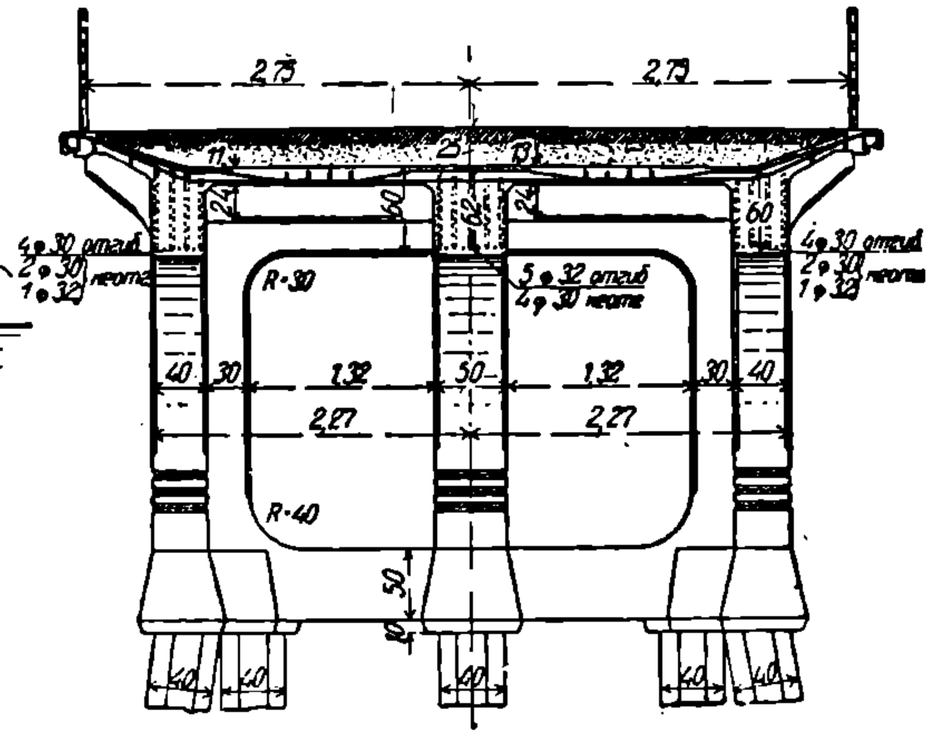
[1]) *Foerster*, Balkenbrücken in Eisenbeton, 1908.

НБ УДУНТ (ДІТ)

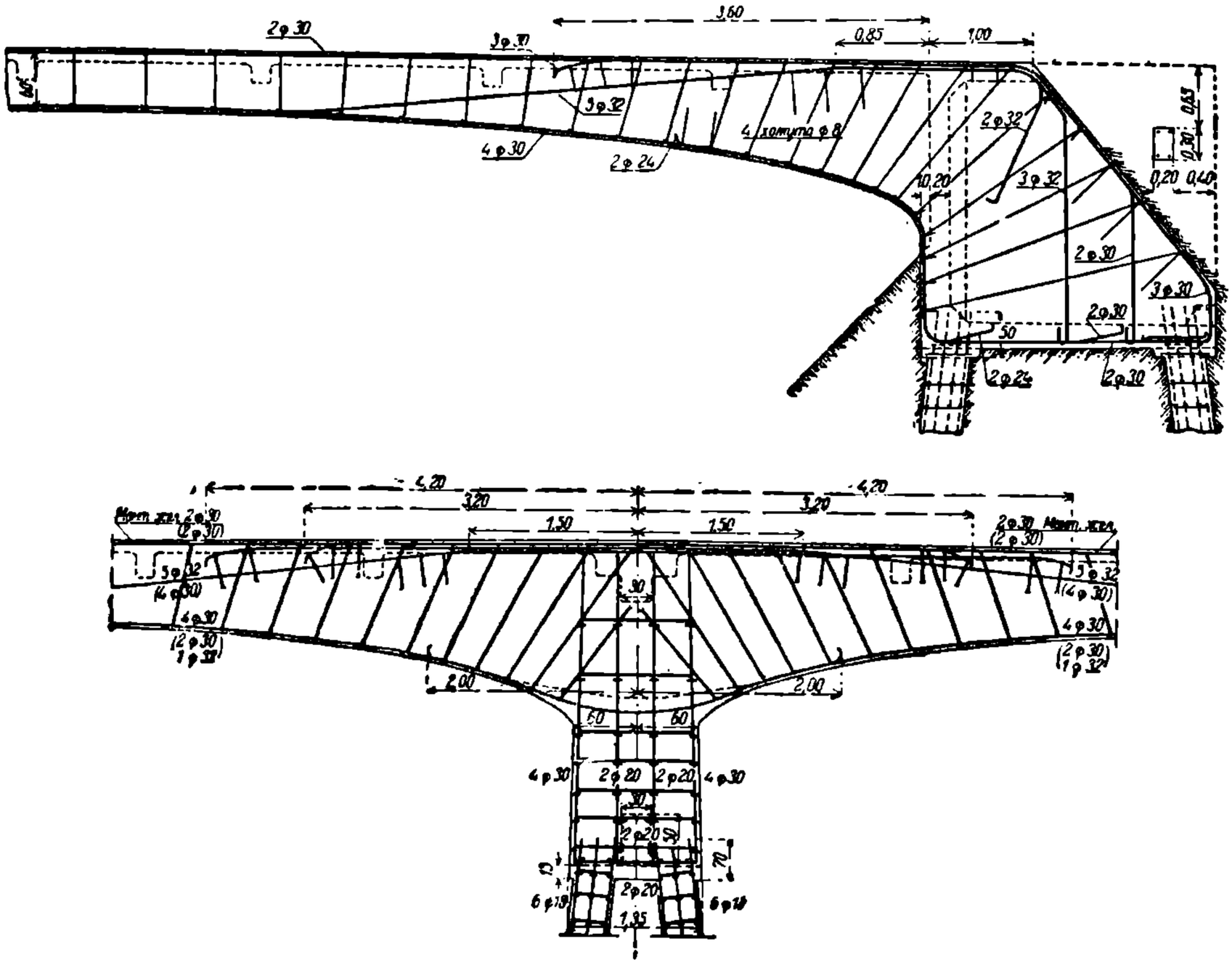
тротуаров нет (фиг. 186); для поддержания шоссейного полотна боковые свесы плиты моста, подерживаемые консолями, подымаются вверх и обра-



Поперечный разрез



Поперечная рама



Арматура среднего ребра

Фиг. 186 — 189. — Мост через Loisach.

зуют корыто. Устои похожи на устои предыдущего моста, основаны на сваях; вследствие меньшей высоты, стенки их не так сильно укреплены; между наружными стенками расположена горизонтальная железобетонная

НБ УДУНТ (ДИТ)

стяжка (фиг. 188). Пролетное строение имеет три ребра, очерченные по кривым в виде пологих арок. Над средней опорой, состоящей из железобетонных свай, балки соединены между собою по высоте поперечной жесткой рамой (фиг. 187), а на устоях их соединяют передние стенки последних.

Между ребрами густо расположены (фиг. 185) поперечные балки для облегчения плиты, которая имеет толщину 13 *см*. Толщина среднего ребра 50 *см*, при высоте 62 *см*, крайних—40 *см*, при высоте 60 *см*.

Расположение и размеры арматуры представлены на фигурах 188 и 189.

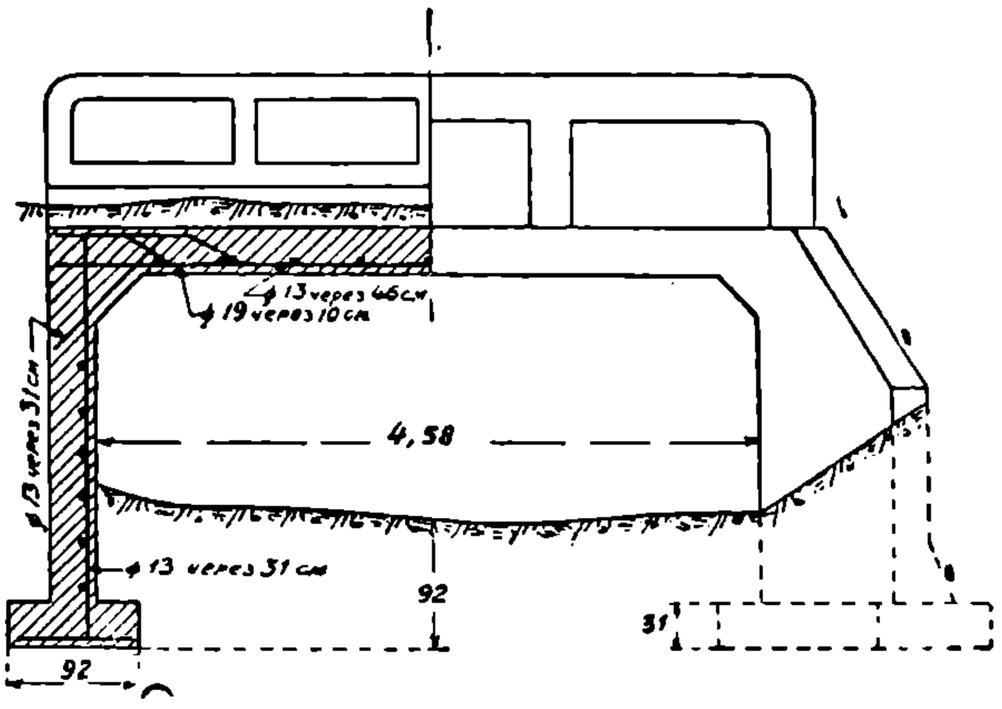
Оба последние моста относятся к лучшим по конструкции типам железобетонных мостов и по своей форме свойственны исключительно железобетону. Эти мосты уже очень близко подходят к типу рамных мостов вследствие тесного объединения пролетного строения с опорами, но очертания их, как рам, довольно расплывчаты.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ТРЕТЬЯ.

РАМНЫЕ МОСТЫ.

15. Рамы из плит.—На фиг. 190 изображен (см. также фиг. 52) простейший экземпляр плитного рамного моста на суходоле для обыкновенной дороги. Конструкция его понятна из чертежа.



Фиг. 190. — Плитный рамный мост.

16. Рамные ребристые мосты, простые. — Представителем этого типа может служить путепровод на Lagerhofstrasse в Киле через два пути железной дороги (фиг. 191 — 194).

Пролет моста 8,90 *м*. Ширина между перилами 5,0 + + 10,0 + 5,0 = 20,0 *м*. Для возможности придать ребрам наименьшую высоту они расположены довольно густо — через 1 *м* под ездовым полотном и 1,63 *м* под тротуарами. Ребра продолжаются и по вертикальным стенкам вследствие чего и получается трехсторонняя ребристая рама, опирающаяся внизу на ряд парных свай, верхушки которых заделаны в бетонную шапку. Обратные стенки имеют контрфорсы (фиг. 193 — 194) и горизонтальную полку; они поддерживаются железобетонными сваями сечением 25 × 25 *см* (фиг. 192).

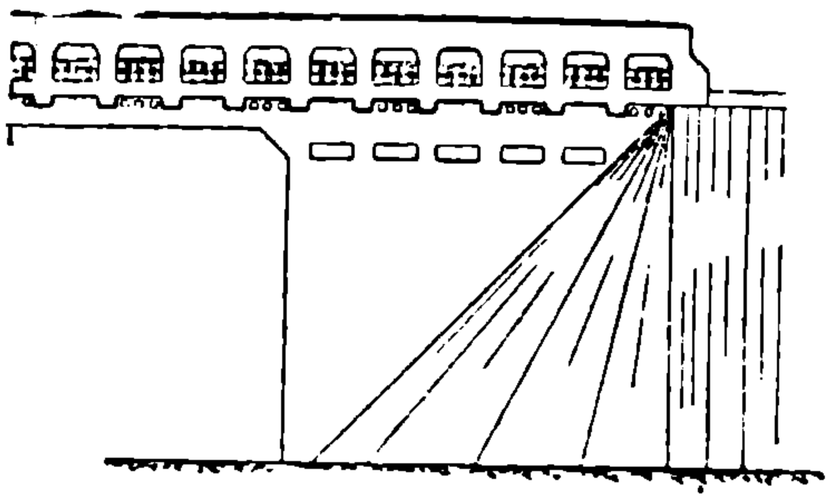
Рама расчитана как шарнирная, причем шарниры предположены на уровне поверхности грунта, что, конечно, мало отвечает действительности.

Одним из замечательных применений рамной системы является проект моста через р. Саале в городе Hof [1]), представленный на конкурс 1927 г.

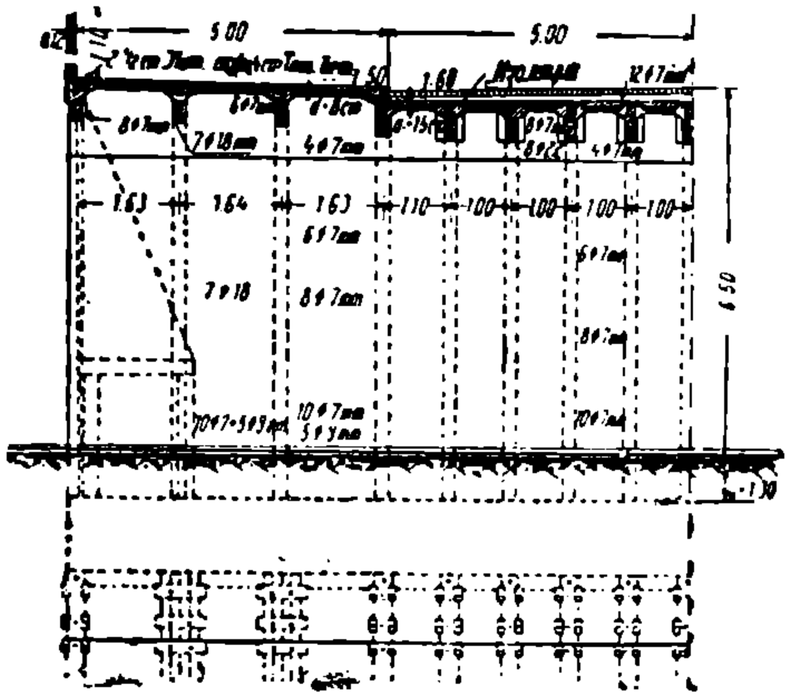
Грунт на месте перехода состоит из слоя песка и гравия, толщиною 2 *м*, слоя глины, а затем идет твердая скала. От уровня высокой воды (фиг. 195) до поверхности полотна имеется 2 метра. Ширина моста 16 *м*, из которых на проезд 10 *м* и на 2 тротуара по 3 *м*. По мосту надо пропустить газовую трубу диаметра 300 *мм*, водопроводную диаметра 150 *мм* в свету и электрические и почтовые провода. Пролет в свету 32,4 *м*.

[1]) „Beton und Eisen", 1927, H. 11.

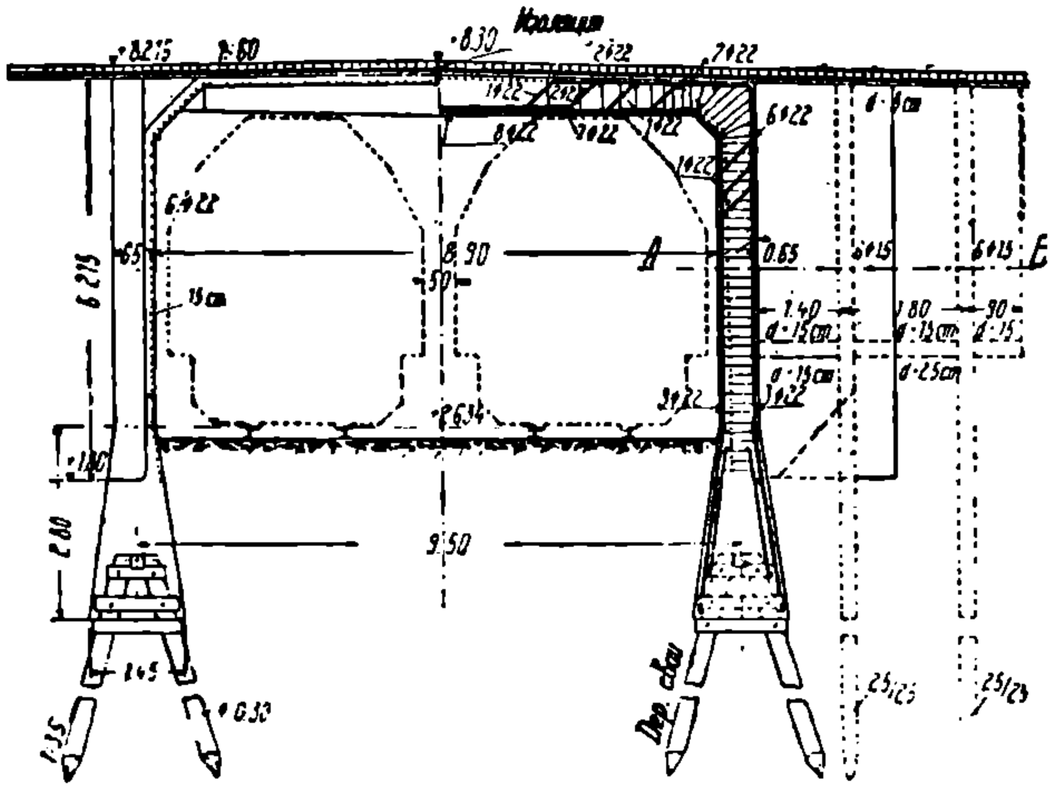
НБ УДУНТ (ДИТ)



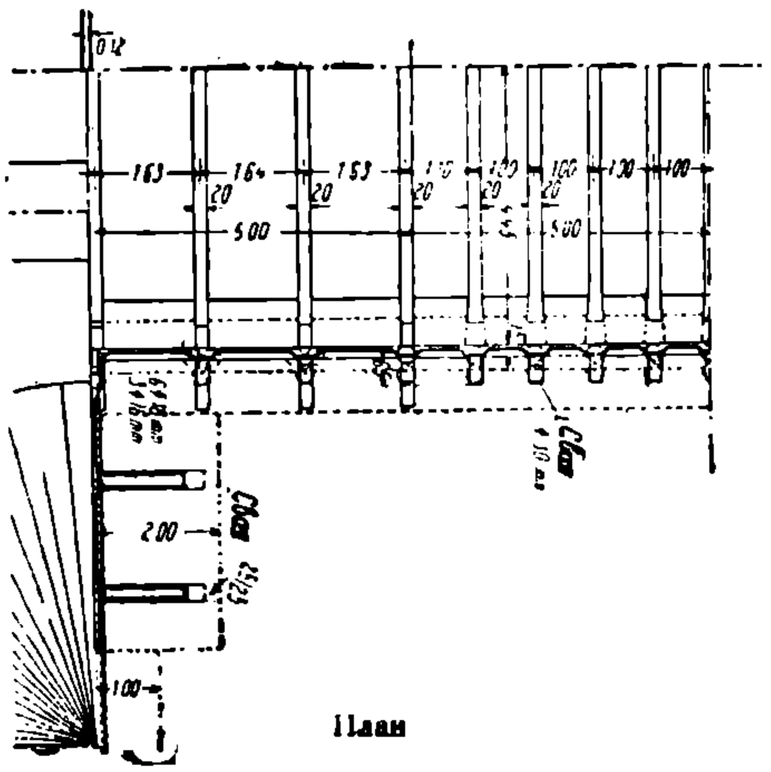
Боковой вид (половина)



Поперечный разрез

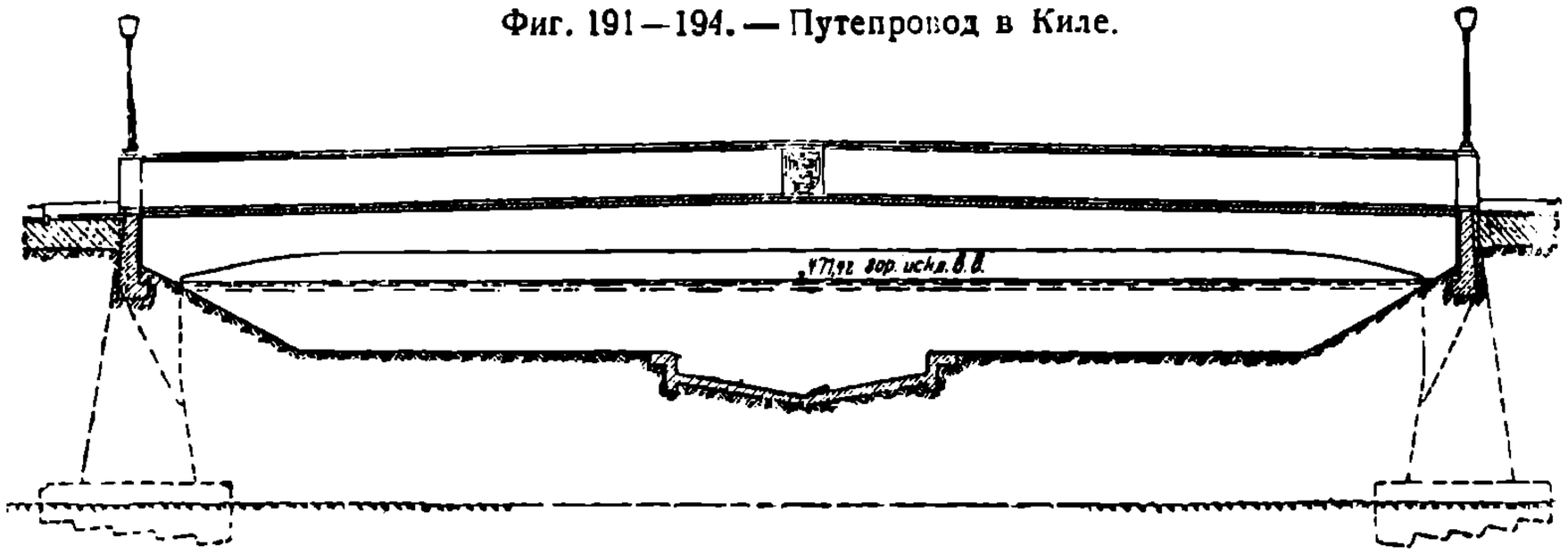


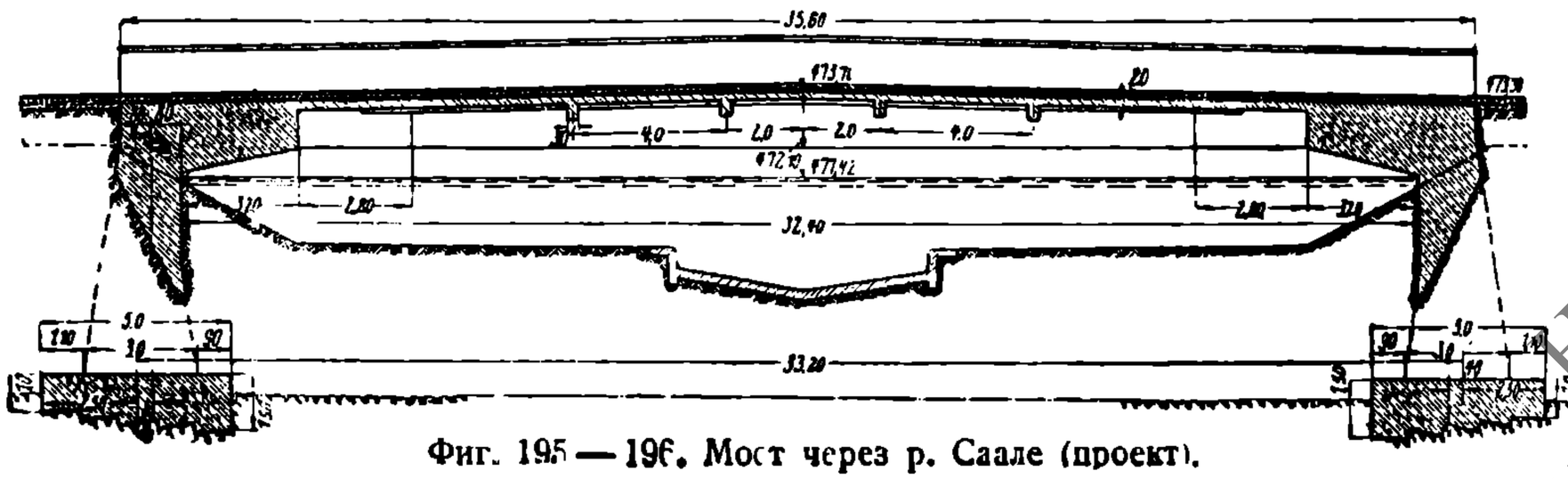
Продольный разрез



План

Фиг. 191—194. — Путепровод в Киле.

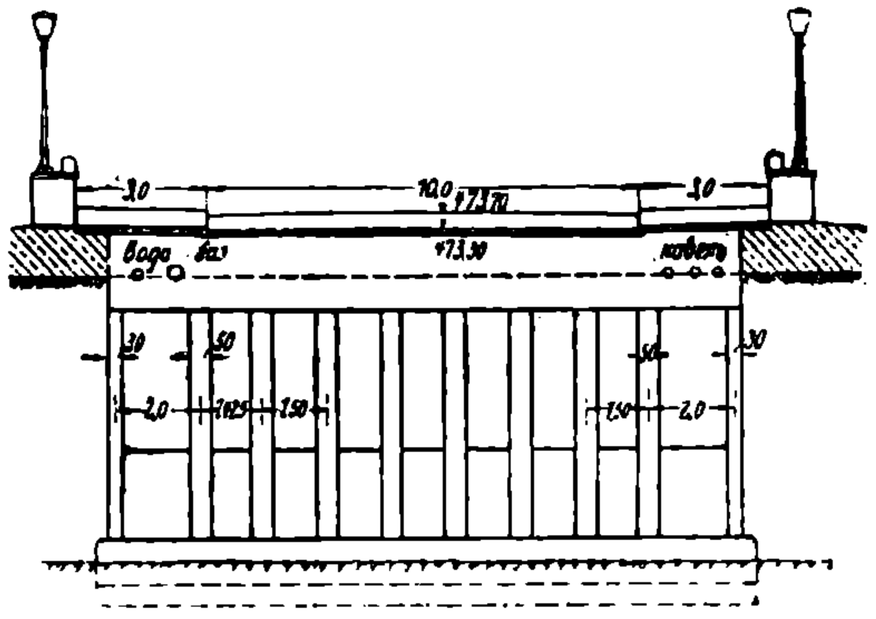


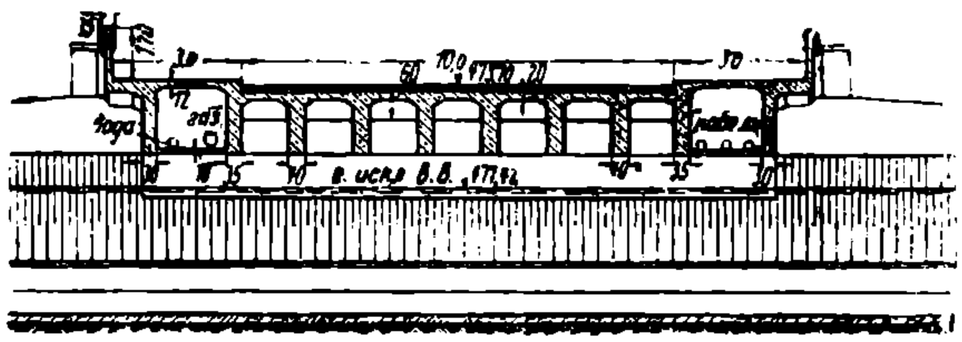


Фиг. 195—196. Мост через р. Саале (проект).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Пролет перекрыт ребрами длиною 35,6 *м* (фиг. 196), толщиною 40 *см* и высотой около 1,5 *м*, переходящими в вертикальные ребра рамы. Расстояние между ребрами от 1,5 до 2 *м* (фиг. 197). На горизонтальном участке ребра соединены плитой и поперечными балками, а на вертикальных участках внизу фундаментом, общим для всех ребер, и сплошным заполнением промежутков в углах. Это заполнение потребовалось здесь для принятия больших моментов. Рама считается заделанной нижними концами стоек.





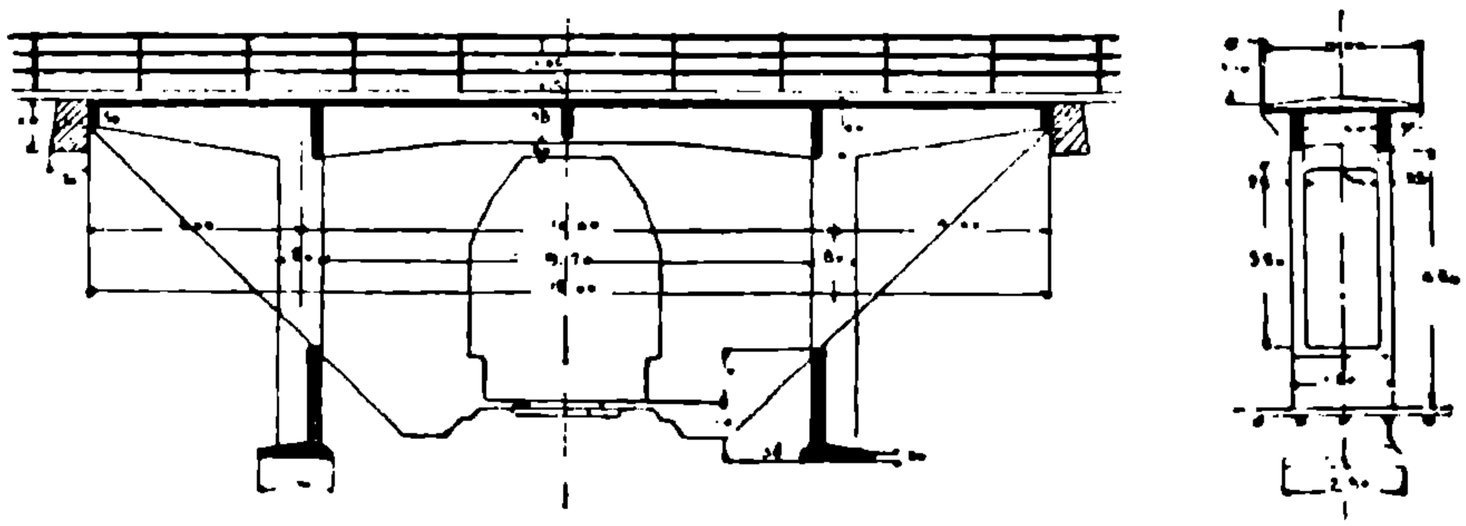
Фиг. 197 198.

Трубы и провода расположены под тротуарами, причем промежуток между ребрами здесь снизу закрыт плитой (фиг. 198); для осмотра в тротуарах даны люки.

Предположено применение высокосортного цемента.

Стоимость определена в 116000 марок, тогда как мост в 3 пролета с неразрезной балкой обходится в 124000 м., а применение свода в один пролет с упором пят почти непосредственно в скалу дает стоимость в 99000 м.

17. Рамные мосты с консолями. Одним из экономнейших типов среди всех родов мостов является тип рамного моста со свешивающимися концами, близкий к типу мостов с консольными балками. На фиг. 199 изображен подобный путепровод через выемку железной дороги. Более экономную и совершенную конструкцию трудно придумать. Экономия вытекает



Фиг. 199. — Рамный консольный путепровод.

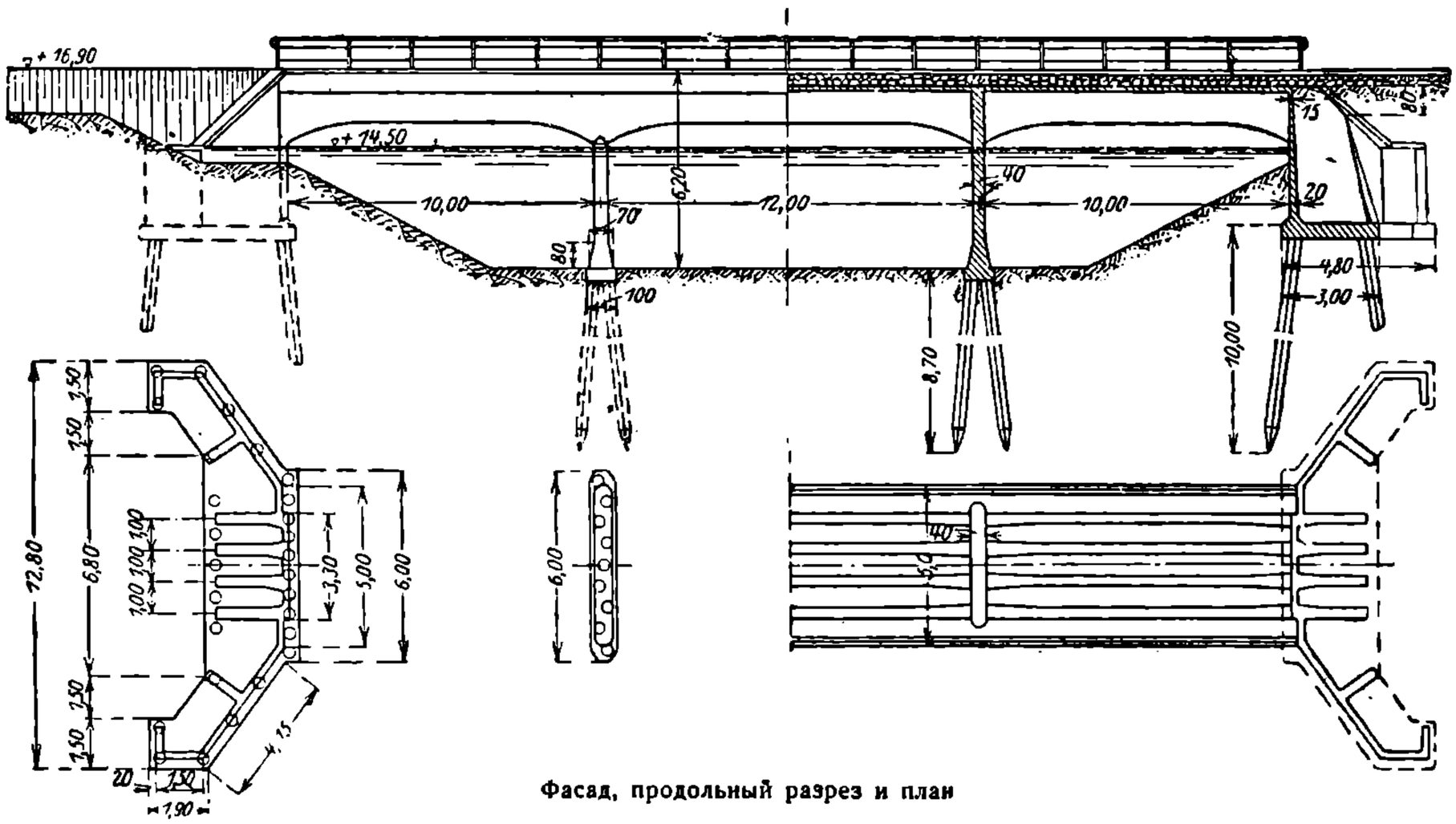
из отсутствия устоев и массивных быков. Особенно этот тип пригоден для легкого движения, напр., на наших проселочных и шоссейных дорогах. Мы видели, что жесткость консольных железобетонных балок в несколько раз больше жесткости железных балок. Кроме того, для более

НБ УДУНТ (ДИТ)

тяжелого движения, напр., железнодорожного, консоли можно увеличивать по высоте, переходя к форме, которая приближает их к арочным консольным системам при арке со сплошной стенкой; пример следует ниже.

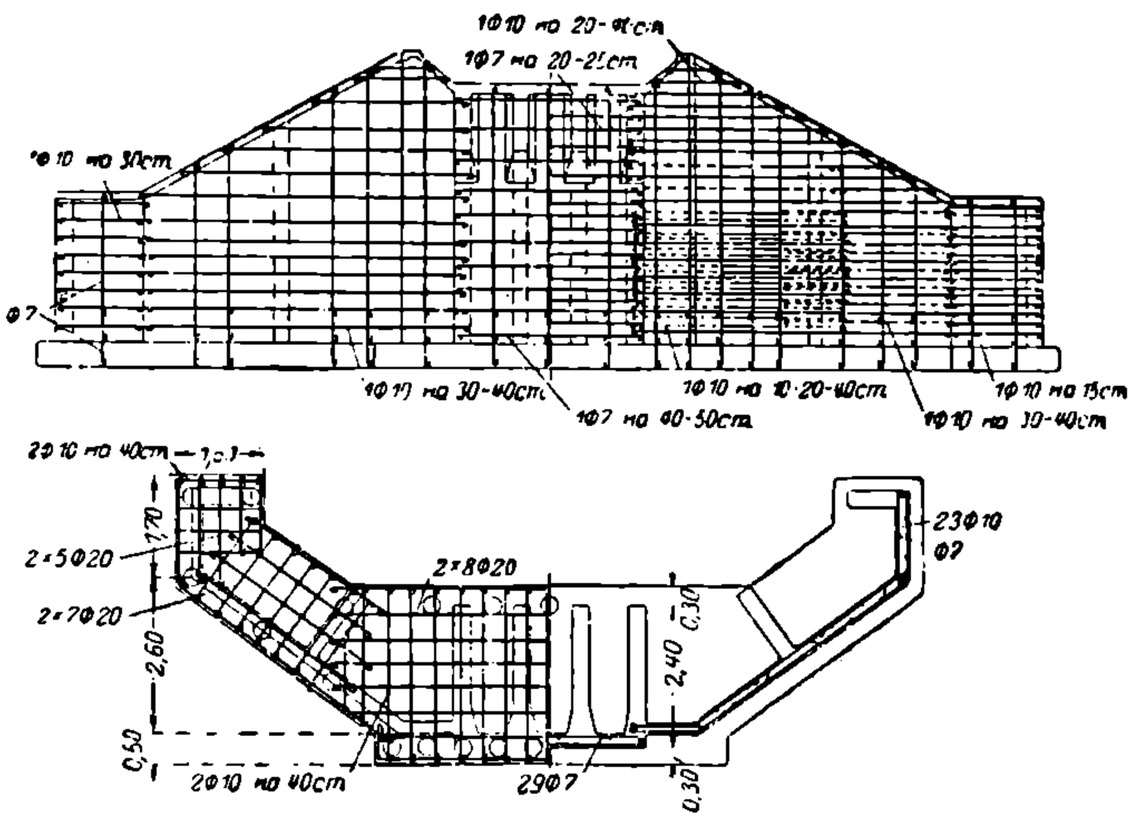
Опоры моста представляют собою в поперечном направлении жесткие полные замкнутые рамы. Стойки этих рам имеют умеренные размеры в сечении; горизонтальным же частям рам придана значительная высота, что способствует увеличению жесткости моста в поперечном направлении.

18. Неразрезные рамные мосты. — На фиг. 200 приводится общий вид



Фасад, продольный разрез и план

трехпролетного рамного моста под железную дорогу в Италии [1]). Боковые пролеты по 10 *м*, средний 12 *м*. Все опоры основаны на железобетонных сваях, причем промежуточные опоры представляют собою тонкие стенки (толщиною 40 *см*). Устои в виде железобетонных коробок с откосными крыльями (фиг. 201). Баластное корыто поддерживается четырьмя ребрами (фиг. 202), расположенными в расстоянии 1,0 *м* друг от друга, считая между осями.



Устой

Фиг. 200 — 201. — Железнодорожный мост (Италия, 1925).

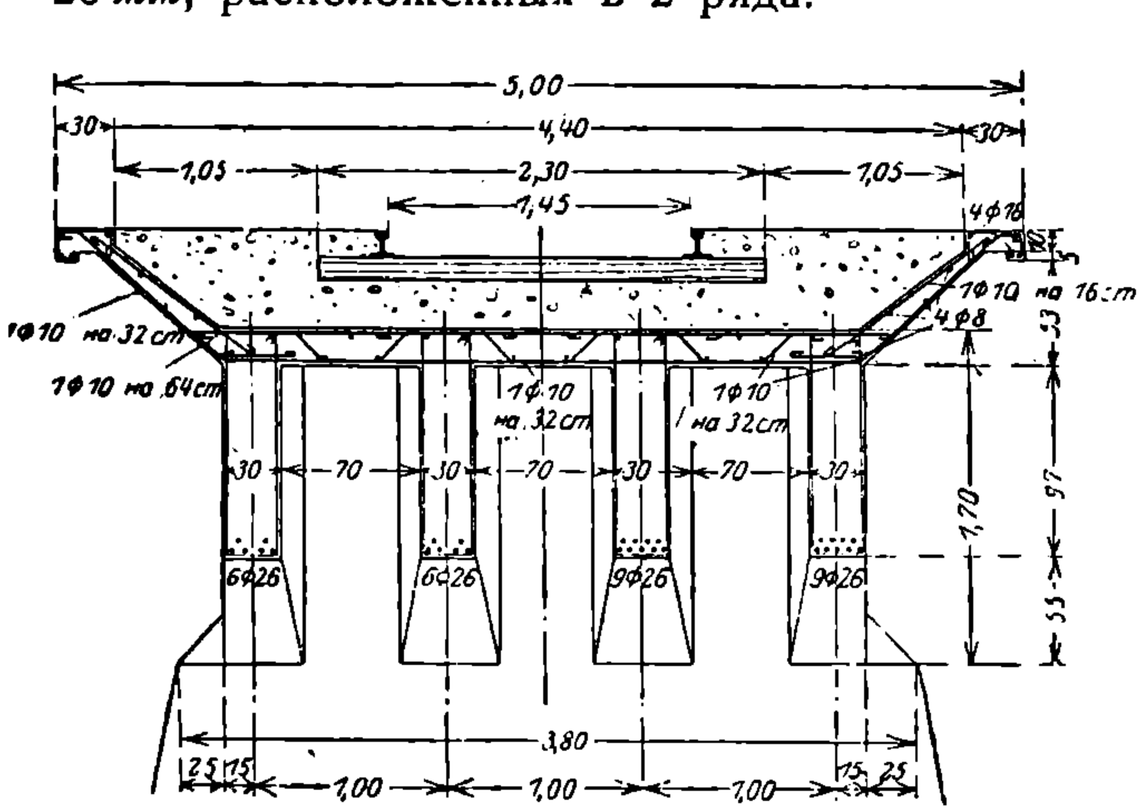
[1]) „Der Bauingenieur", 1927, H. 20.

НБ УДУНТ (ДИТ)

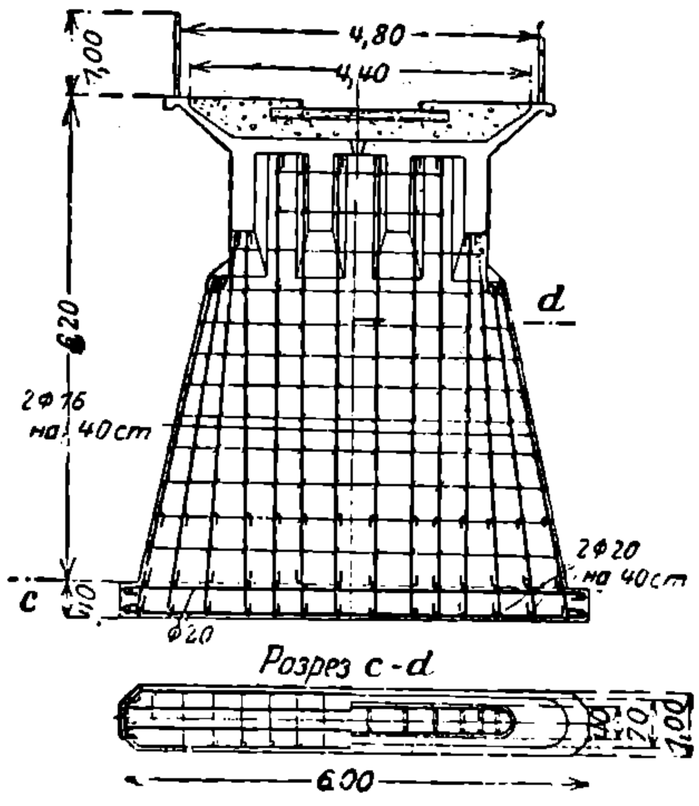
Толщина ребер в пролете 30 *см*, у опор 50 *см*. Высота в пролете 1,15 *м*, на опоре 1,7 *м*.

Горизонтальные ребра переходят в вертикальные, образуя раму, арматура которой приведена на фиг. 204.

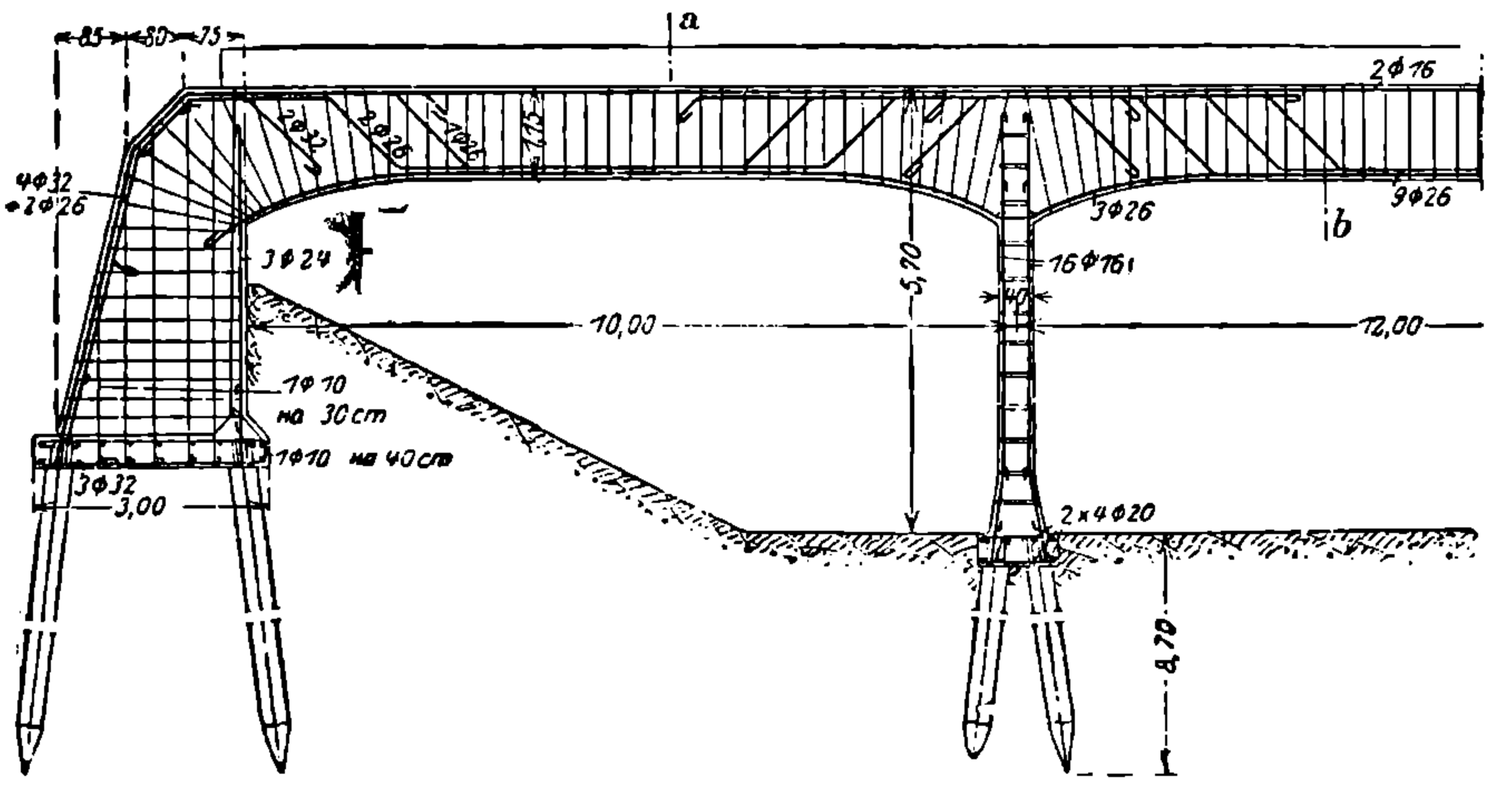
Арматура ребра в середине пролета состоит из 9 стержней диаметра 26 *мм*, расположенных в 2 ряда.



Разрез по *ab*



Арматура быка



Арматура рамы

Фиг. 202—204. — Ж.-д. мост (Италия).

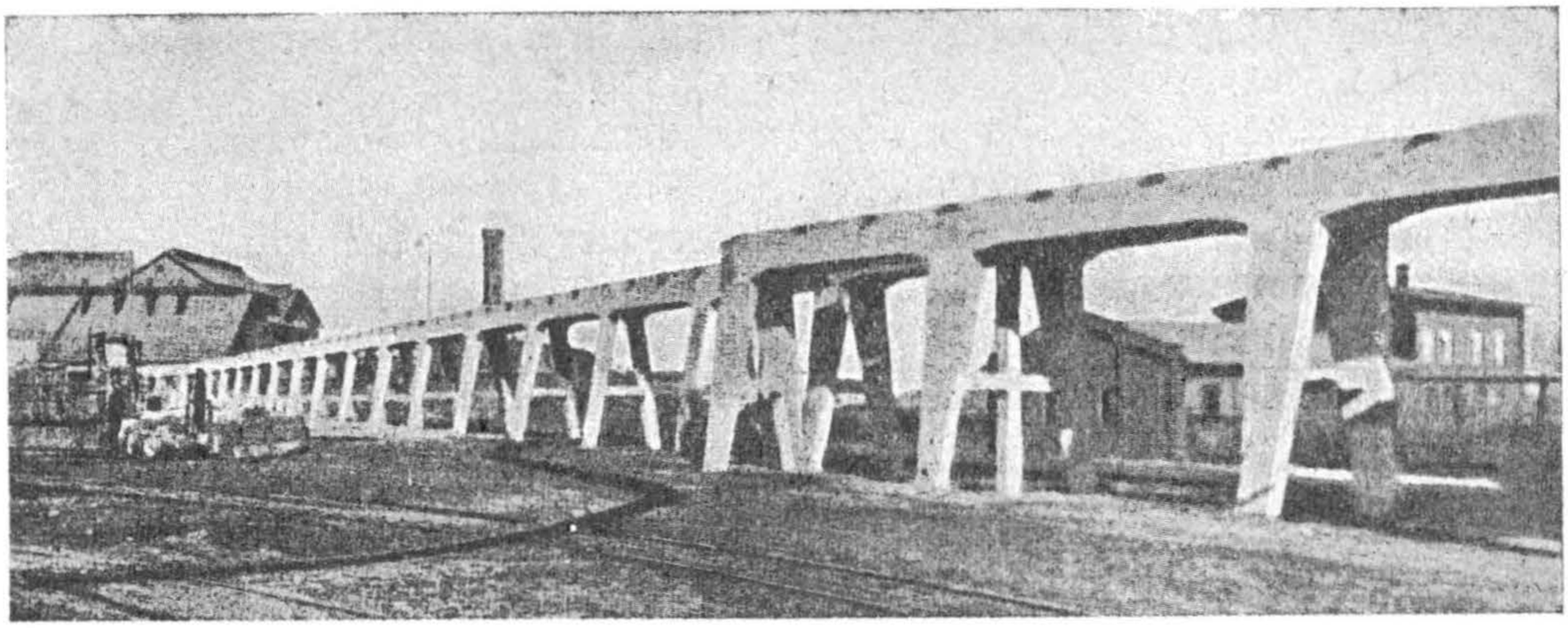
На фиг. 203 приведена арматура промежуточной опоры.

Мост построен в 1924/25 гг.

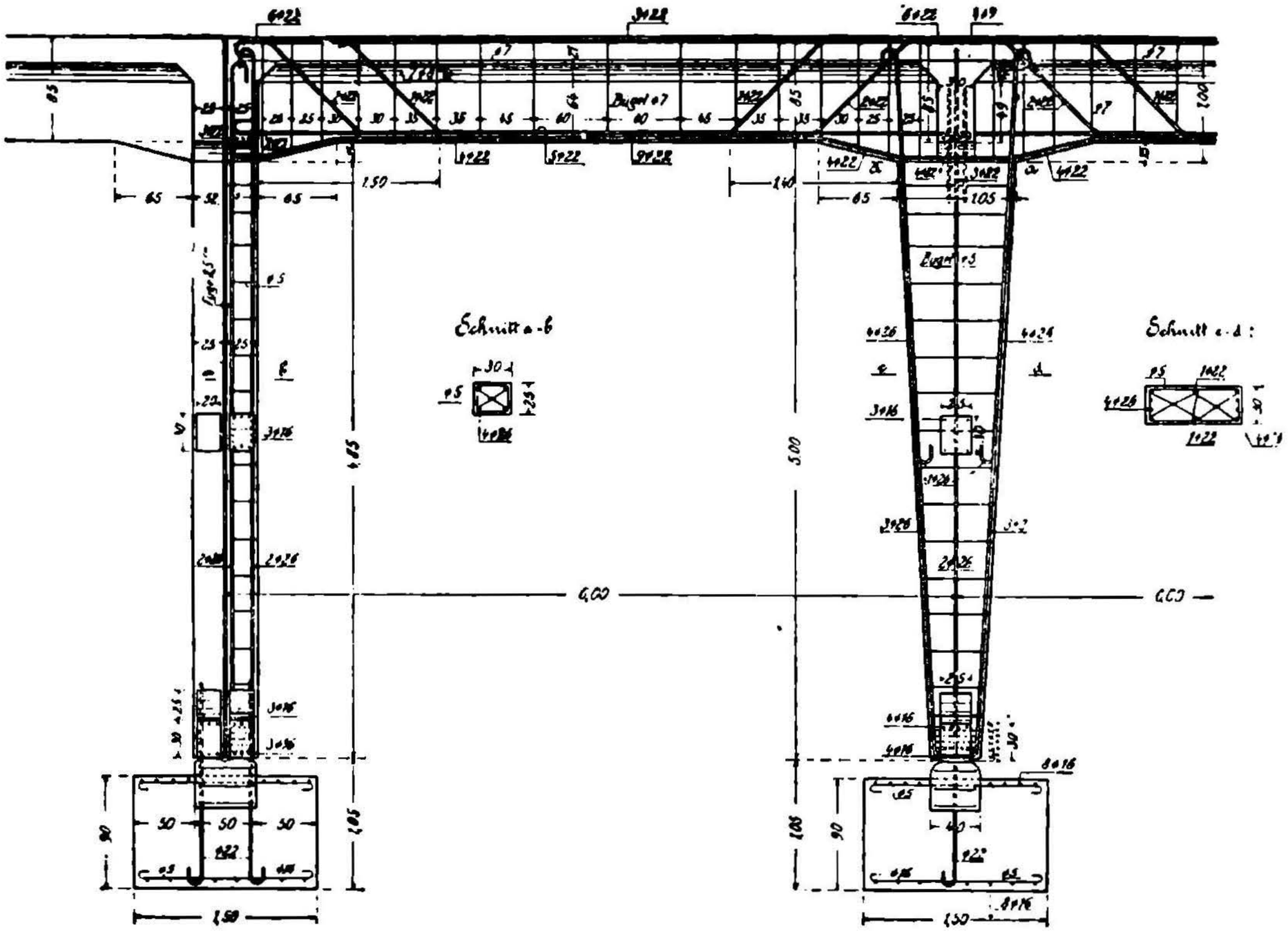
19. Эстакады. — Под именем эстакады мы разумеем особый род моста, устраиваемого на ровном сравнительно месте и на значительную длину для расположения пути не по поверхности земли, а по тем или другим причинам на некоторой высоте над землей.

При устройстве дорог в городе часто путь приходится вести либо под землей, либо над землей, чтобы не стеснять городское движение; в послед-

НБ УДУНТ (ДИТ)



Общий вид.



Продольный разрез

Фиг. 205—206. — Эстакада на заводах в Катовице.

нем случае применяются эстакады, которые пролагаются вдоль улиц и для удобств сообщения жителей поперек улиц должны представлять собою конструкцию, отнимающую опорами возможно меньше места.

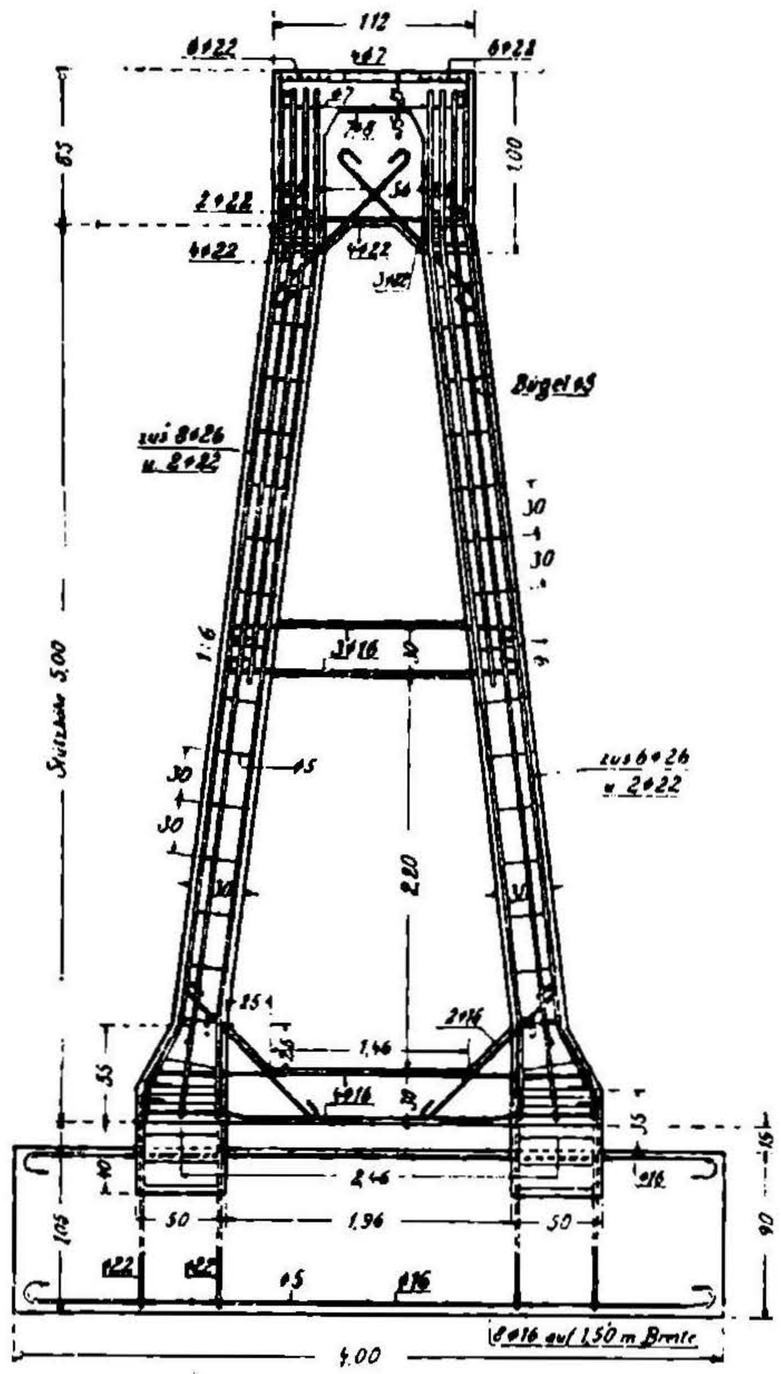
Эстакады строятся из дерева, железа, камня; в последнее время часто находит здесь применение железобетон.

НБ УДУНТ (ДГТ)

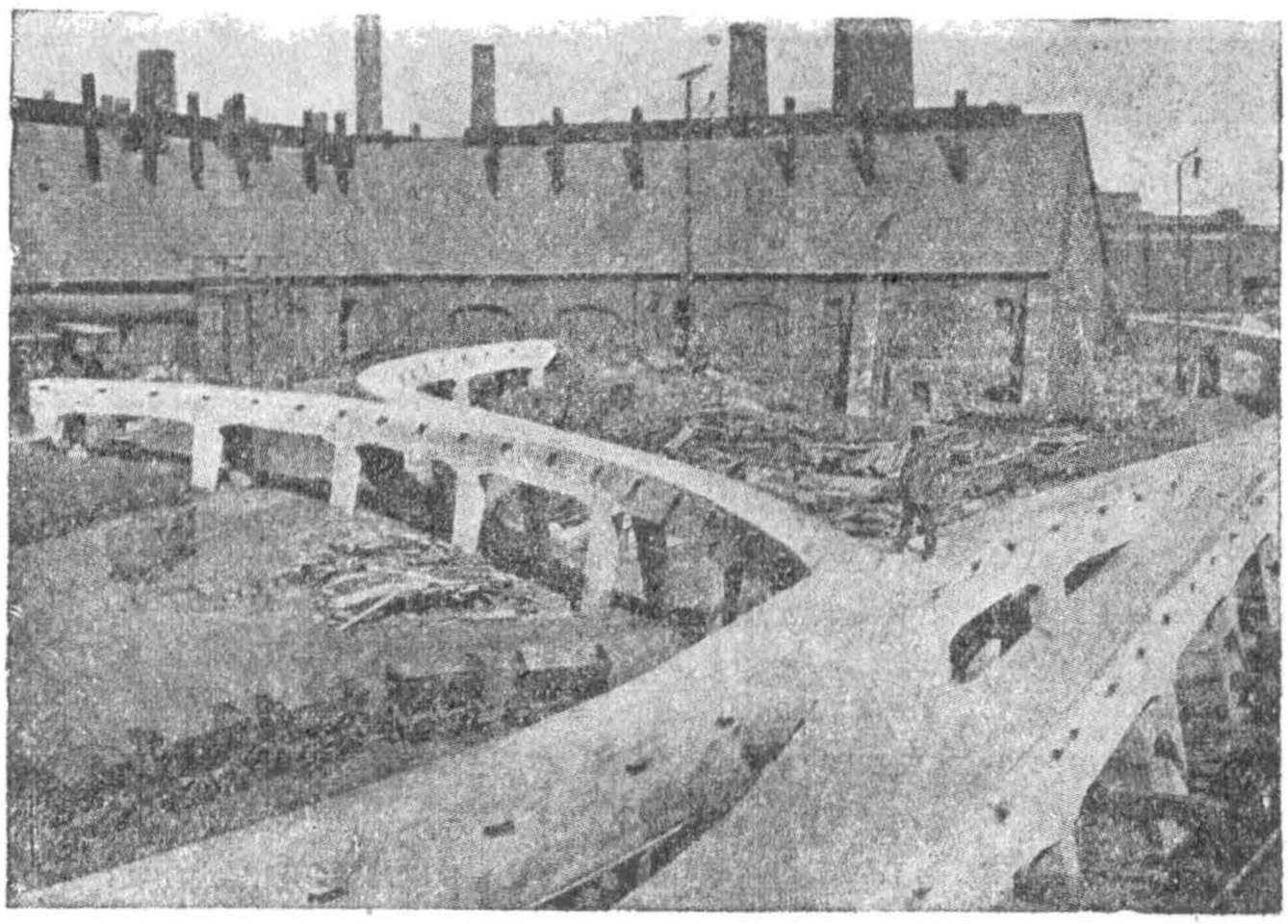
В виду того, что опоры эстакад, устраиваемые на сухом месте, не представляют особенно большой стоимости, а с другой стороны, в виду того, что пролетное строение часто желательно иметь возможно меньшей высоты, чтобы отнимать меньше света и пространства,— наиболее подходящей системой для эстакад является балочная или равнозначная ей рамная, с небольшими пролетами, примерно, до 20 *м*.

На фиг. 205 изображена железобетонная эстакада на заводах горного общества в Катовице [1]) (близ города Сосновиц). Высота опор доходит до 6 *м*. Конструкция неразрезная рамная в 5 пролетов по 6 *м*. Через каждые 5 пролетов сделан перерыв эстакады для свободного удлинения и сокращения ее. В местах перерыва устроены двойные опоры (фиг. 206).

Поперечное крепление опор, в зависимости от высоты, сделано в виде верхней и нижней распорок, образующих поперечную раму, либо, при большей высоте, в виде трех распорок (фиг. 207).



Поперечный разрез



Разветвление

Фиг. 207 — 208. — Эстакада на заводах в Катовице.

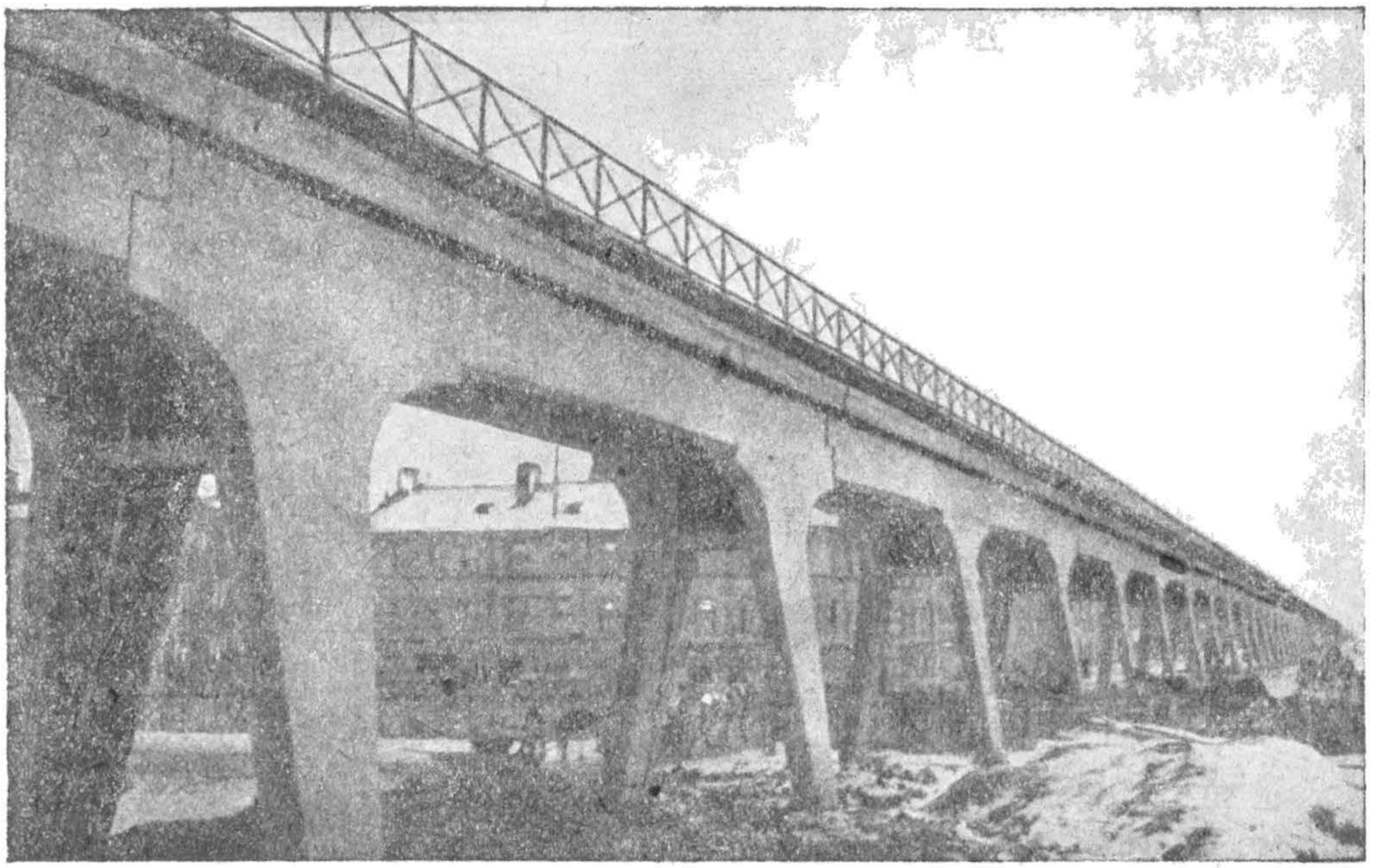
[1]) „Armierter Beton", 1914, S. 1.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для боковой устойчивости опоры внизу расставлены шире, чем вверху, где расстояние между колоннами определяется конструкцией полотна, поддерживающего путь. В данном случае путь лежит на плите, поддерживаемой двумя ребрами.

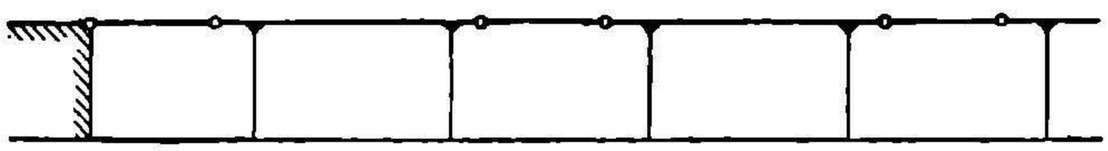
Нижние концы опор расположены на общей железобетонной подушке толщиною 0,75 — 1,0 *м* при помощи шарниров из железобетона.

Расчет сооружения произведен приблизительно, рассматривая балку как разрезную, с заделанными концами или неразрезную в два пролета, смотря по положению изучаемого сечения и определяемой величине (момент изгиба, давление на опору и пр.).



Фиг. 209. — Эстакада в Ленинграде на Финляндской ветви (1913). Общий вид.

На фиг. 208 изображены разветвление эстакады и ее внешний вид до укладки пути.



Фиг. 210. — Схема эстакады.

В 1913 году построена железобетонная эстакада в Ленинграде на Финляндской соединительной ветви по проекту датской фирмы Христиани. Эстакада (фиг. 209) имеет высоту от 2,94 до 3,83 саж. над поверхностью улицы и длину 286 саж. Построена она под один путь и расчитана на движение поезда по нормам 1907 года со 100-тонными паровозами. По системе сооружение относится к рамным конструкциям (фиг. 210); оно состоит из цепи отдельно стоящих рам с консолями, звенья которой соединены свободными балками, опирающимися на консоли рам.

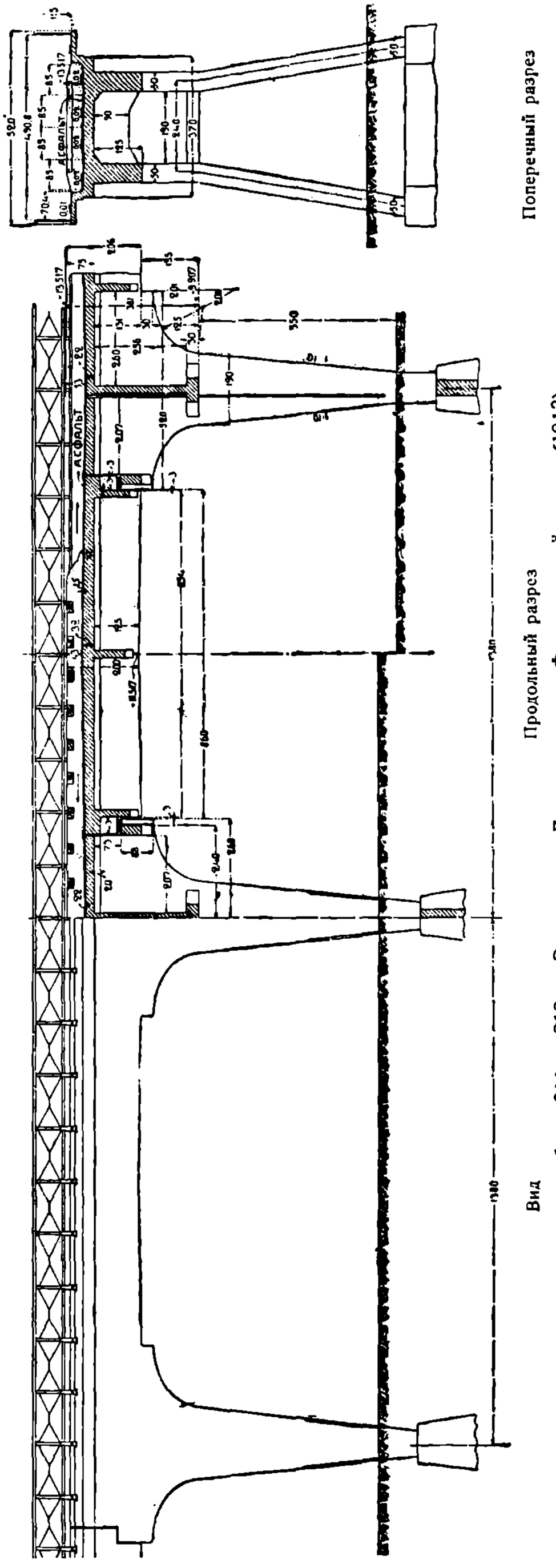
НБ УДУНТ (ДИТ)

Расстояния между опорами по фасаду равны 13,8 *м*; свободная балка имеет длину 9,0 *м*, одна опора ее неподвижна, другая подвижна, что и создает поперечные разрезы сооружения через каждые 27,6 *м* длины для свободного сокращения и удлинения под влиянием перемен температуры. Длина консолей 2,4 *м*; пролет свободной балки выбран так, чтобы момент для нее в средине был такой же, как момент в раме в средине пролета.

Ширина баластного корыта в свету (фиг. 212) равна 3,4 *м*; тротуары по 75 *см*, все расстояние между перилами равно (по габариту) 4,908 *м*; тротуары расположены на весу.

Проезжая часть поддерживается двумя балками, входящими в состав рам или свободных пролетных строений. Эти балки находятся в вертикальных плоскостях и расположены в расстоянии 2,4 *м* ось от оси. Для боковой устойчивости эстакады опоры разведены в стороны настолько, что по обрезу фундамента центры их отстоят на расстоянии от 3,88 *м* до 4,85 *м* в зависимости от высоты. От полотна до точки перелома каждая поперечная пара опор соединена сплошной вертикальной стенкой высотою около 3,0 *м* при толщине около 20 *см* (фиг. 211), имеющей по нижнему краю горизонтальную полку шириной 60 *см*.

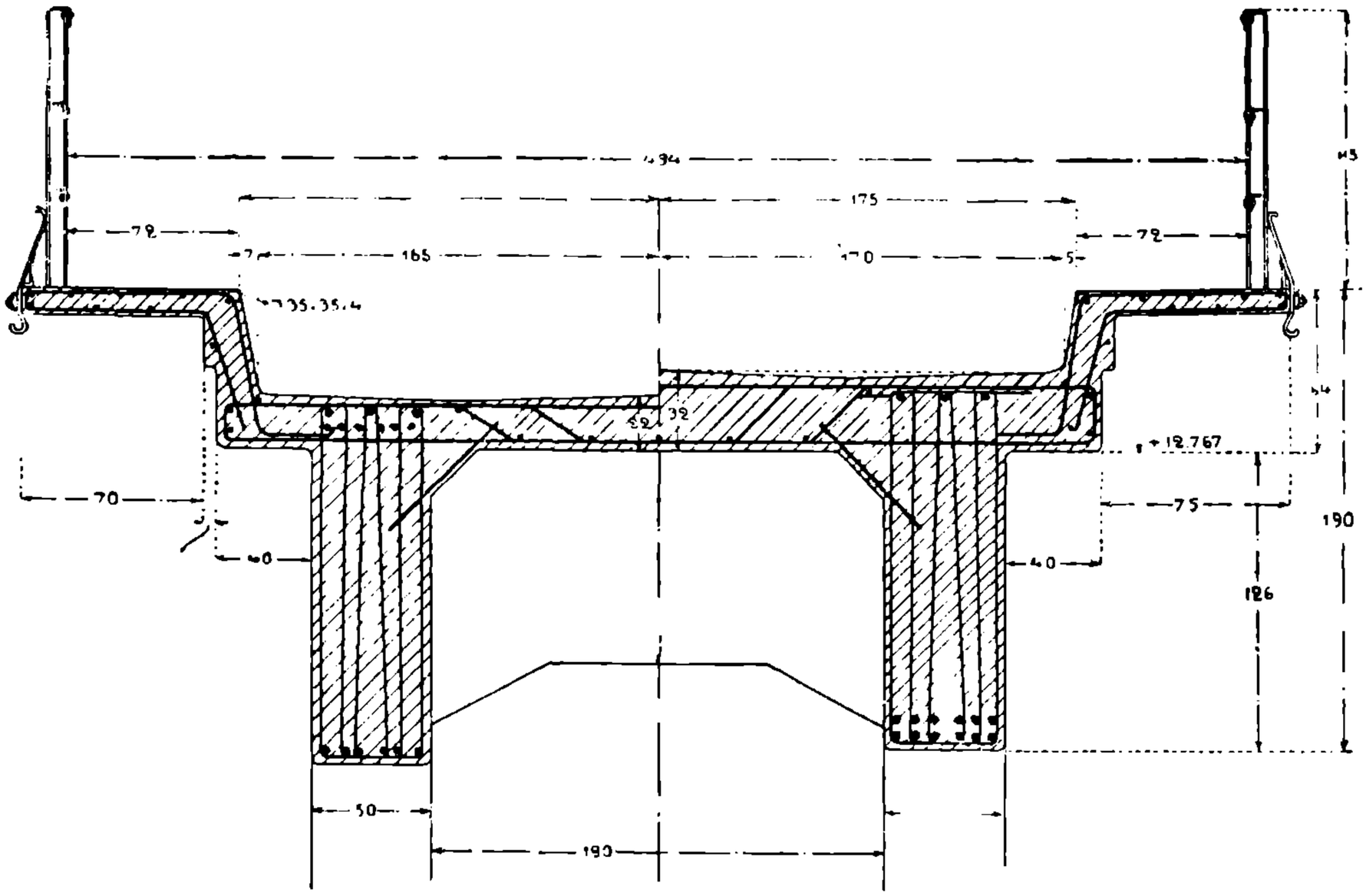
Боковой трапецоидальный профиль опорных стоек переходит при помощи больших закруглений в пролетные балки, высотою 1,56 *м* при толщине 50 *см*; для поперечной связи в каждом про-



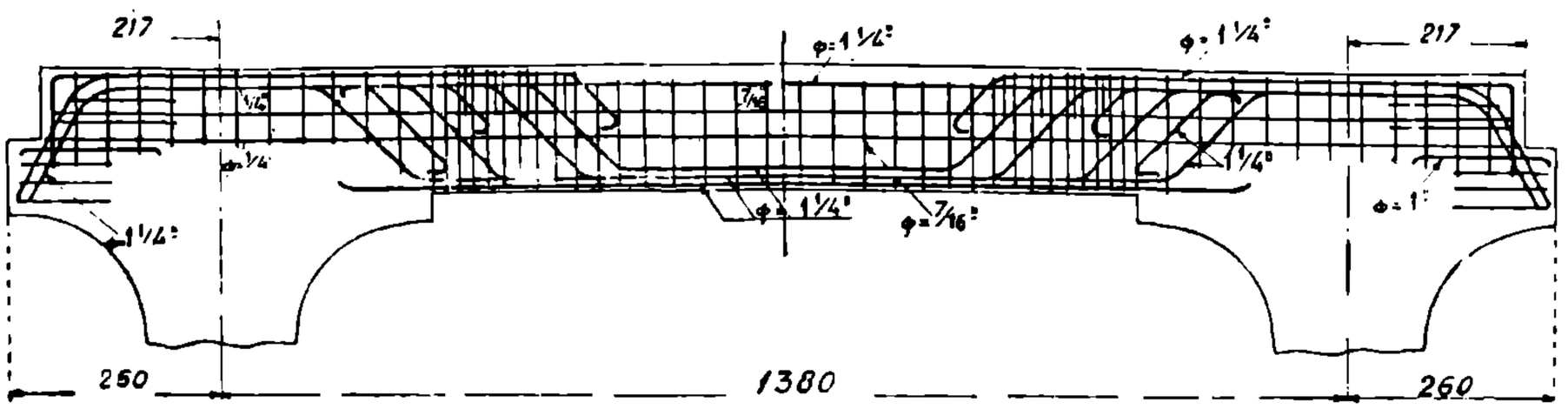
Фиг. 211 — 212. — Эстакада в Ленинграде на Финляндской ветви (1913).

НБ УДУНТ (ДИТ)

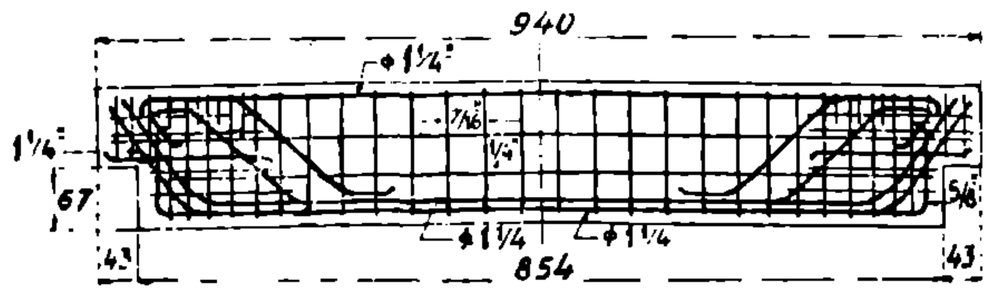
лете помещено по три поперечные балки, высотою 90 *см* при толщине 20 *см*. Плита проезжей части имеет толщину 20 — 32 *см*, меняющуюся вследствие



Проезжая часть



Арматура рамы

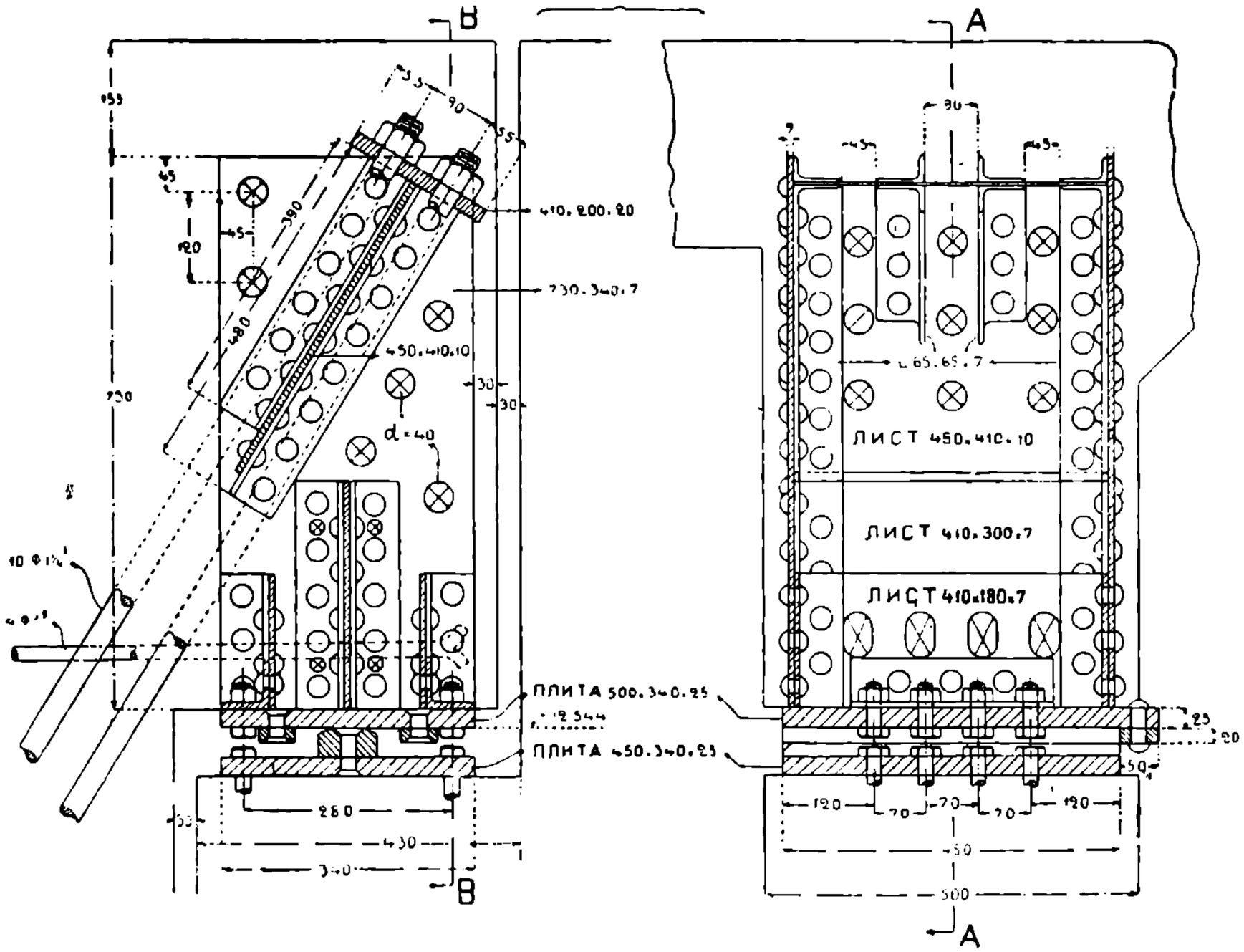


Арматура свободной балки

Фиг. 213 — 215. — Эстакада в Ленинграде на Финляндской ветви (1913).

устройства по ней поперечных и продольных скатов в 0,02 для отвода воды (фиг. 211 — 213); в качестве изоляции применен асфальтовый слой; вода собирается в определенные точки, откуда отводится при помощи труб.

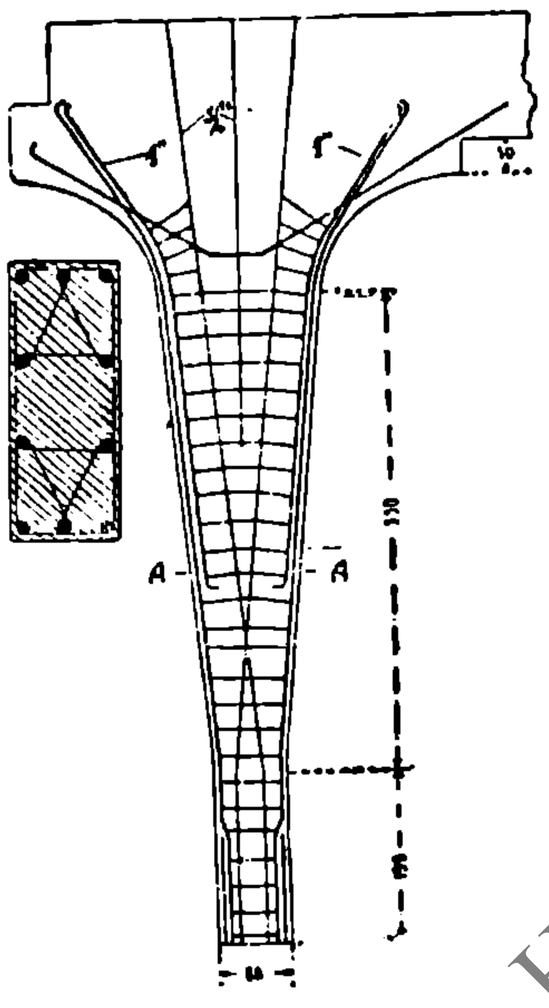
НБ УДУНТ (ДИТ)



Разрез по *AA* Разрез по *BB*

Фиг. 216. — Эстакада в Ленинграде на Финляндской ветви (1913). Опорные части.

Баластный слой имеет толщину от 43 до 55 *см*, считая до подошвы рельса. Расположение арматуры показано на фиг. 213—217. Устройство опорных пунктов свободной балки и консолей представляет значительный интерес. Здесь применена клепаная железная коробка (фиг. 216). Коробка состоит из двух щековых вертикальных листов $730 \times 340 \times 7$ *мм*, поставленных на взаимном расстоянии 420 *мм*; между ними при помощи уголков вклепана наклонная диафрагма $450 \times 410 \times 10$ *мм*, усиленная вверху в средине ее ширины 4 уголками; на диафрагму с уголками опирается плита $410 \times 200 \times 20$ *мм*, в которой при помощи гаек укреплены концы стержней нижней арматуры свободной балки в количестве 10 штук $d = 1^1/_4''$. Таким образом вертикальное давление балок передается стенкам коробки. От стенок при помощи трех вертикальных нижних диафрагм давление передается верхней подушке (плите) толщиною 25 *мм* и



Фиг. 217. — Арматура ноги.

НБ УДУНТ (ДИТ)

площадью 50×34 *см*. Затем давление передается на нижнюю подушку — плиту, размерами 45×34 *см* при толщине 25 *мм*. Шарнирность опоры достигается тем, что между подушками расположена стальная опорная полоса сечением 80×40 *мм*, прикрепленная потайными заклепками к нижней плите. Опорная полоса охвачена с боков предохранительными планками сечения 50×20 *мм*, прикрепленными к верхней плите заклепками. В подвижной опоре между тремя планками оставляется зазор в 30 *мм*, в неподвижной опоре этого зазора не дано. Для удержания балок от поперечных перемещений на каждой опоре к верхней плите прикреплена с одной стороны продольная планка 50×20 *мм* (фиг. 216, разрез по *BB*). Уголки, примененные здесь, имеют сечение $65 \times 65 \times 7$ *мм*.

Стойки рам на уровне поверхности грунта заделаны в железобетонные фундаменты, общие под каждую поперечную пару стоек; фундаменты расположены на свайном основании (сваи деревянные).

При расчете сооружения приняты следующие допускаемые напряжения:

для бетона	на простое сжатие	30	*кг/см²*
	при изгибе	36	
„	на срезывание и сцепление	4,5	
железа	на разрыв	900	
	на срезывание	700	

Давление оси подвижного состава распределено на всю ширину балластного корыта (3,4 *м*), а вдоль моста на расстояние между осями паровоза (1,5 *м*).

Давление на шарнир свободной балки исчислено в размере 54 *т*.

Наибольшее давление на одну колонну на уровне поверхности грунта найдено равным 145,3 *т*.

Колебание температуры принято в пределах $\pm 35°$.

На 1 погонный метр эстакады (с опорами) требуется 3,74 $м^3$ бетона и 574 *кг* железа. На 1 куб. метр массы сооружения приходится 152 *кг* железа, или около 2% по объему.

Состав бетона для опор и пролетных частей 1 : 2 : 3; для фундамента 1 : 3 : 3,5.

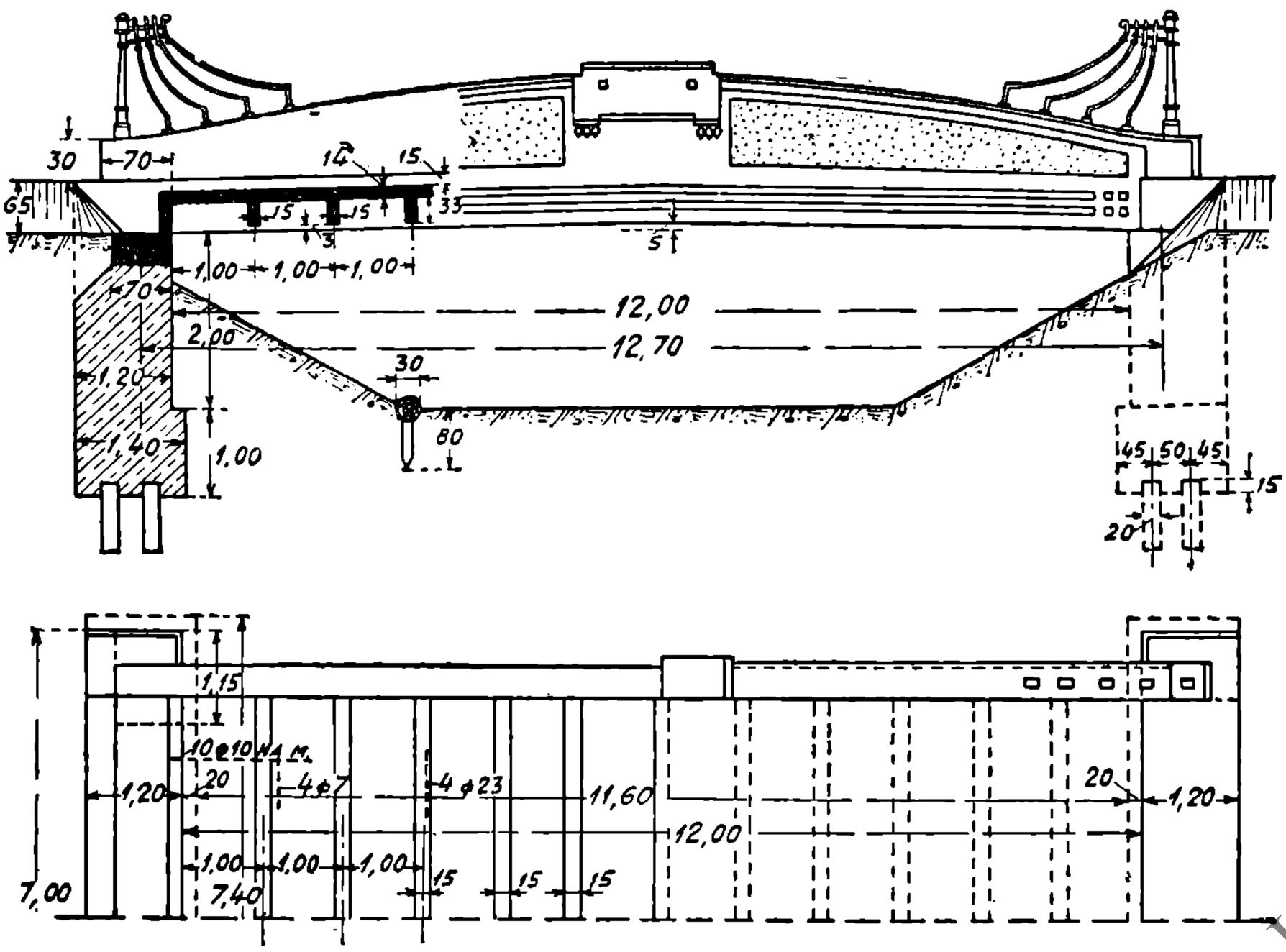
НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ.

МОСТЫ С ЕЗДОЮ ПОНИЗУ.

20. Общие замечания. — Этот вид мостов применяется в тех же случаях, как и железные мосты с ездою понизу, т. е. в случае недостатка места по высоте для расположения езды поверху. Разница в конструктивной высоте моста в этих двух случаях зависит прежде всего от величины пролета и ширины моста. При значительных пролетах (свыше 7 *м*) и при небольшой ширине моста (не больше 5 — 6 *м*) расположение ездового полотна между фермами дает экономию в конструктивной высоте. Более подробно об этом будет речь в главе о выборе системы моста.

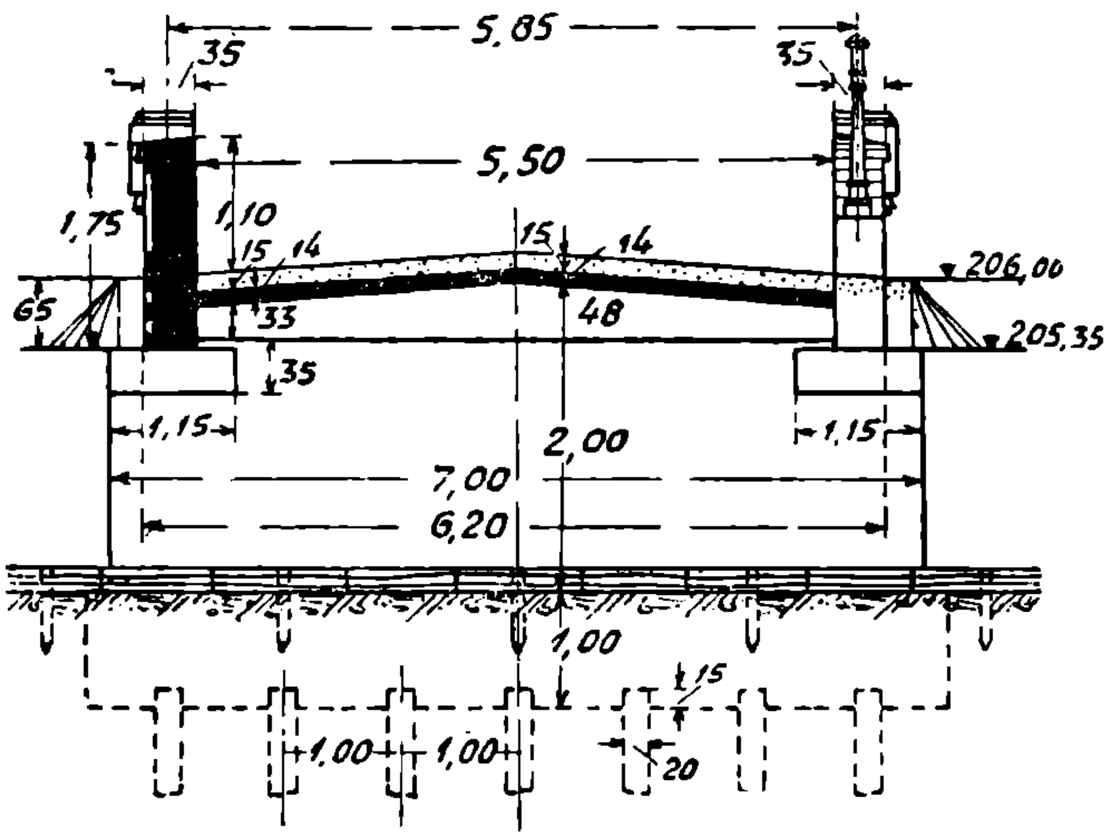
21. Балки со сплошной стенкой. — Примером этого типа может служить построенный в 1905 году в Австрии через р. Struschka, приток



Фиг. 218—219. — Мост через р. Struschka (Австрия 1906). Общий вид и план.

НБ УДУНТ (ДИТ)

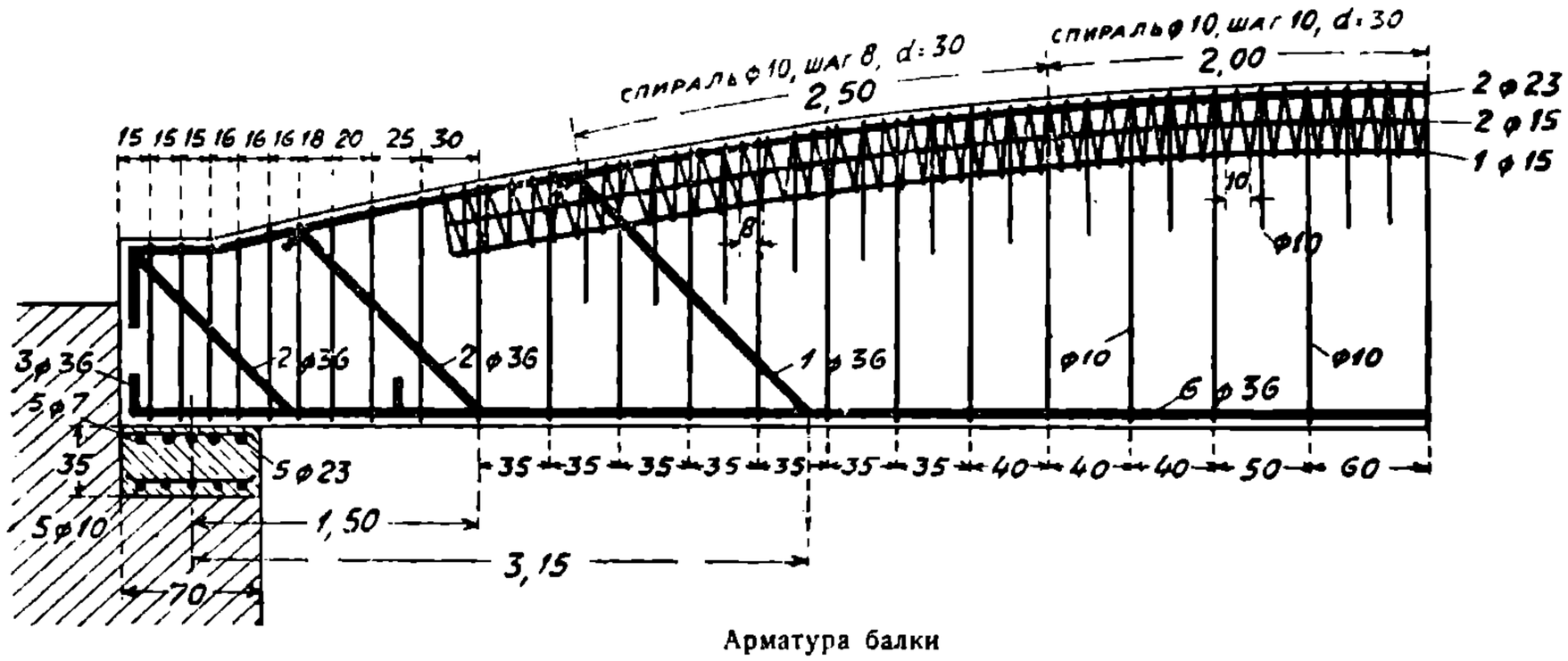
Одера, мост под обыкновенную дорогу [1]) (фиг. 218 — 221). — Пролет моста 12 *м* в свету, ширина полотна 5,50 *м* в свету (фиг. 220). Устои каменные. Между двумя главными балками укреплены поперечные балки в расстоянии 1,00 *м* друг от друга (фиг. 219), между которыми просветы перекрыты плитой толщиной 14 *см*, поддерживающей шоссейную кору толщиною 15 *см*.



Поперечный разрез

Плита передает нагрузку на поперечные балки, следовательно, рабочая арматура расположена в ней вдоль моста. Поперечные балки имеют такое очертание (фиг. 220), чтобы получился приличный поперечный уклон полотна; в середине сечение балок 48 × 15 *см*, на концах 33 × 15 *см*.

Главные балки имеют верхний пояс очерченным по параболе; высота балки от полотна равна 1,10 *м*, т. е. отвечает высоте перил;



Арматура балки

Фиг. 220 — 221. — Мост через р. Struschka (1906).

полная же высота 1,75 *м* (1 : 7,2 пролета); на концах полная высота 0,95 *м*. Толщина балки 35 *см*, т. е. $^1/_3$ наибольшей высоты.

Мост спроектирован под толпу 400 *кг/м*^{2}, фуру весом 8 *т* и каток весом 14 *т* в невыгоднейших комбинациях.

Расположение арматуры приведено на фиг. 221.

Напряжения в бетоне в верхнем поясе получились до 51 *кг/см*^{2}, вследствие чего он усилен арматурой Консидера с шагом, 8—10 *см* из стержня

[1]) *Ehrlich*, Strassenbrücke aus armierten Beton, „Bet. u. Eisen", 1907, S. 175 — 176. См. также *Foerster*. Balkenbrücken in Eisenbeton, 1908.

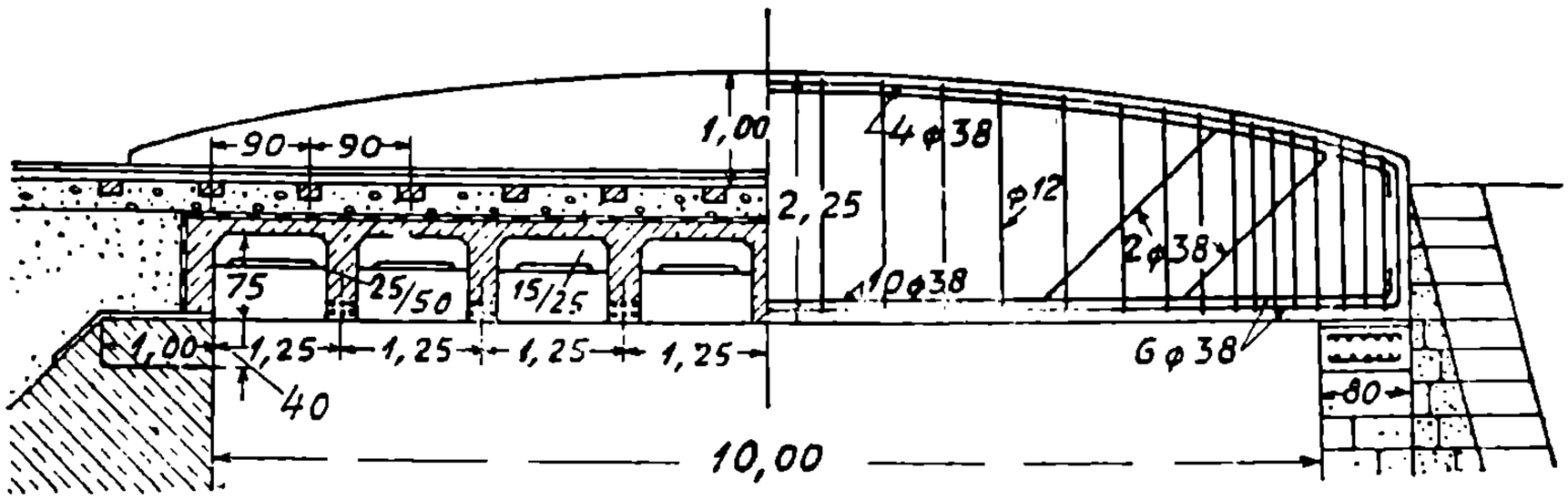
НБ УДУНТ (ДИТ)

$d = 10$ *мм* при диаметре спирали 30 *см*. Кроме того, стержни верхней арматуры притянуты подвесками. От нижних стержней идут вверх подвески и косые стержни на концах балки.

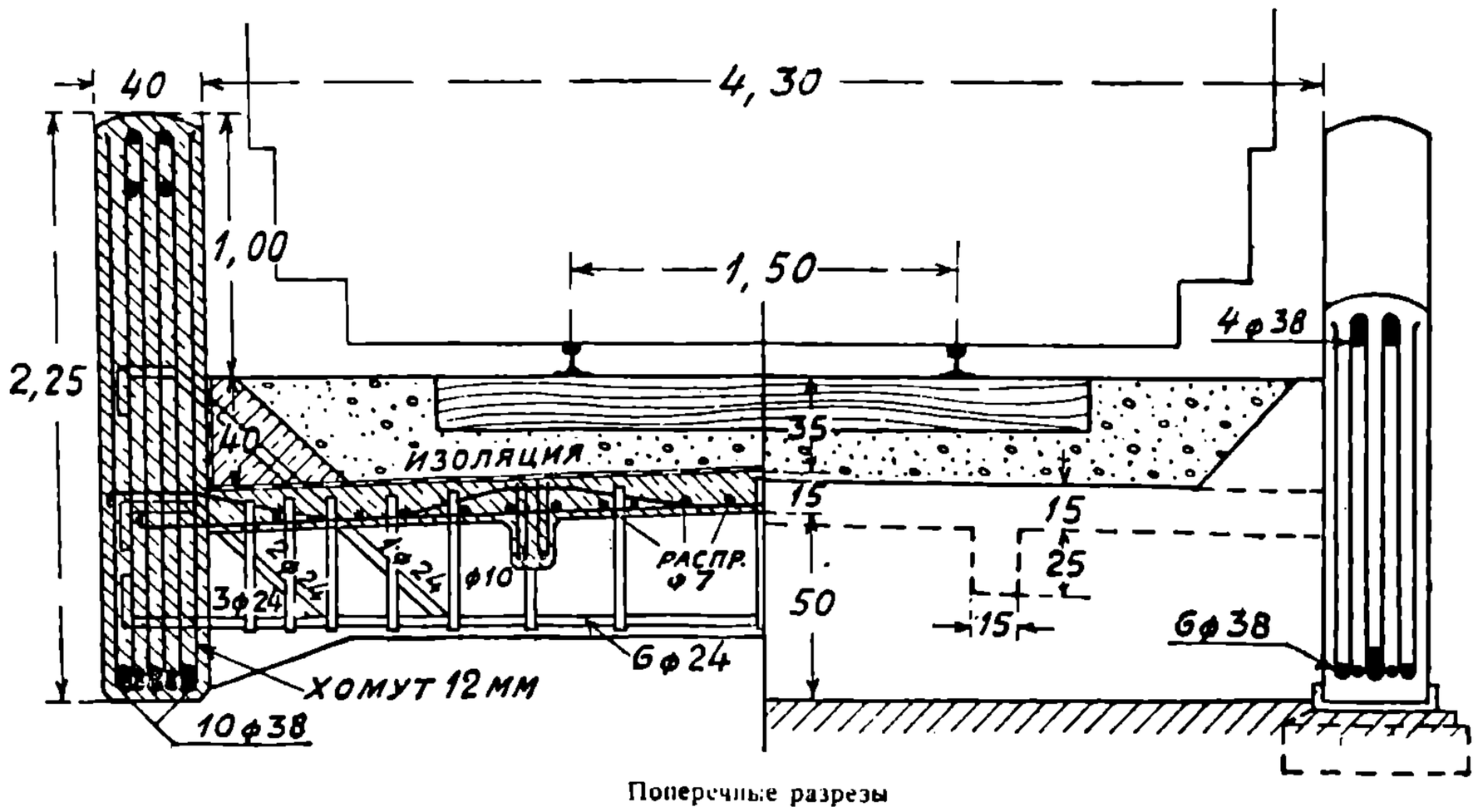
Состав бетона 1 : 3.

Изоляция в проезжей части состоит из асфальтированного войлока толщиною 5 *мм*.

В применении к железнодорожным мостам этот род мостов показан на фиг. 222 — 223. К двум главным балкам полупараболического очертания



Продольные разрезы



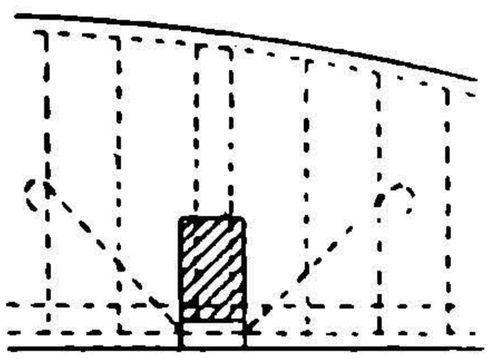
Поперечные разрезы

Фиг. 222—223. — Мост под жел. дорогу.

прикреплен ряд поперечных балок, поставленных на расстоянии 1,25 *м*, с тем, чтобы это расстояние не превосходило расстояния между осями паровоза и чтобы, вследствие этого, на балке приходилось подвижной нагрузки не больше одной оси. Этого правила можно, конечно, не придерживаться; получатся более сильные балки, но вместо того их число уменьшится. Поперечные балки жестко присоединены к главным балкам (фиг. 223). Здесь необходимо образовать для последних поддержку против уклонения их из своей плоскости под действием сжимающих усилий в верхнем поясе.

НБ УДУНТ (ДИТ)

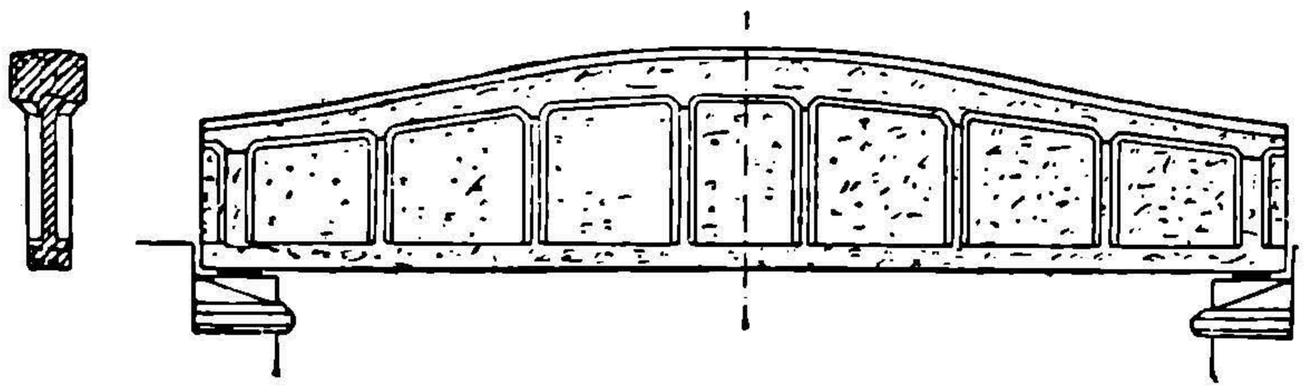
Между поперечными балками имеются продольные, которые могут передавать нагрузку на поперечные балки. Просветы балочной клетки перекрыты плитами. В предыдущем примере продольные балки устранены, и передача нагрузки на поперечные балки производится при помощи плит; при незначительном пролете между поперечными балками и здесь применение подобной комбинации не представит никаких затруднений; но возможно все же, что принятая в рассматриваемом случае конструкция выгоднее.



Фиг. 224.

Толщина баластного слоя 35 *см*. Поверхность настила имеет поперечные и продольные уклоны и покрыта изоляцией.

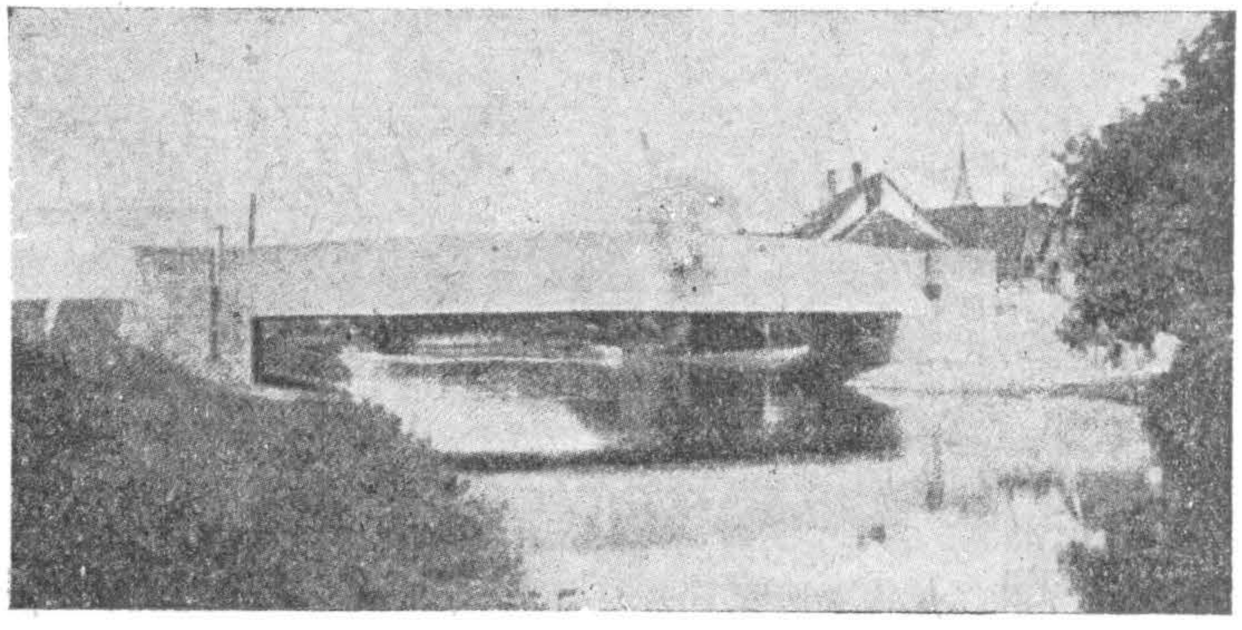
В мостах с ездою понизу, когда обыкновенно применяют лишь две главные балки, опорное давление последних получается довольно значительным. В этих случаях приходится прибегать к применению твердых пород камня в виде подферменников или железобетонных искусственных камней; последнее показано на фиг. 222.



Фиг. 225.

Обращаем внимание на прием заделки арматуры поперечных балок в толще главных балок (фиг. 223), который сводится здесь к применению более длинных загнутых концов. В настоящее время эти концы загибают крючком по полукругу. Но этого не достаточно: необходимо место примыкания укрепить наклонными стержнями и в плоскости главных ферм, чтобы и там принять косые растягивающие напряжения (фиг. 224).

Кроме того, следует избегать острых вершин прямых углов в местах соединения железобетонных частей.

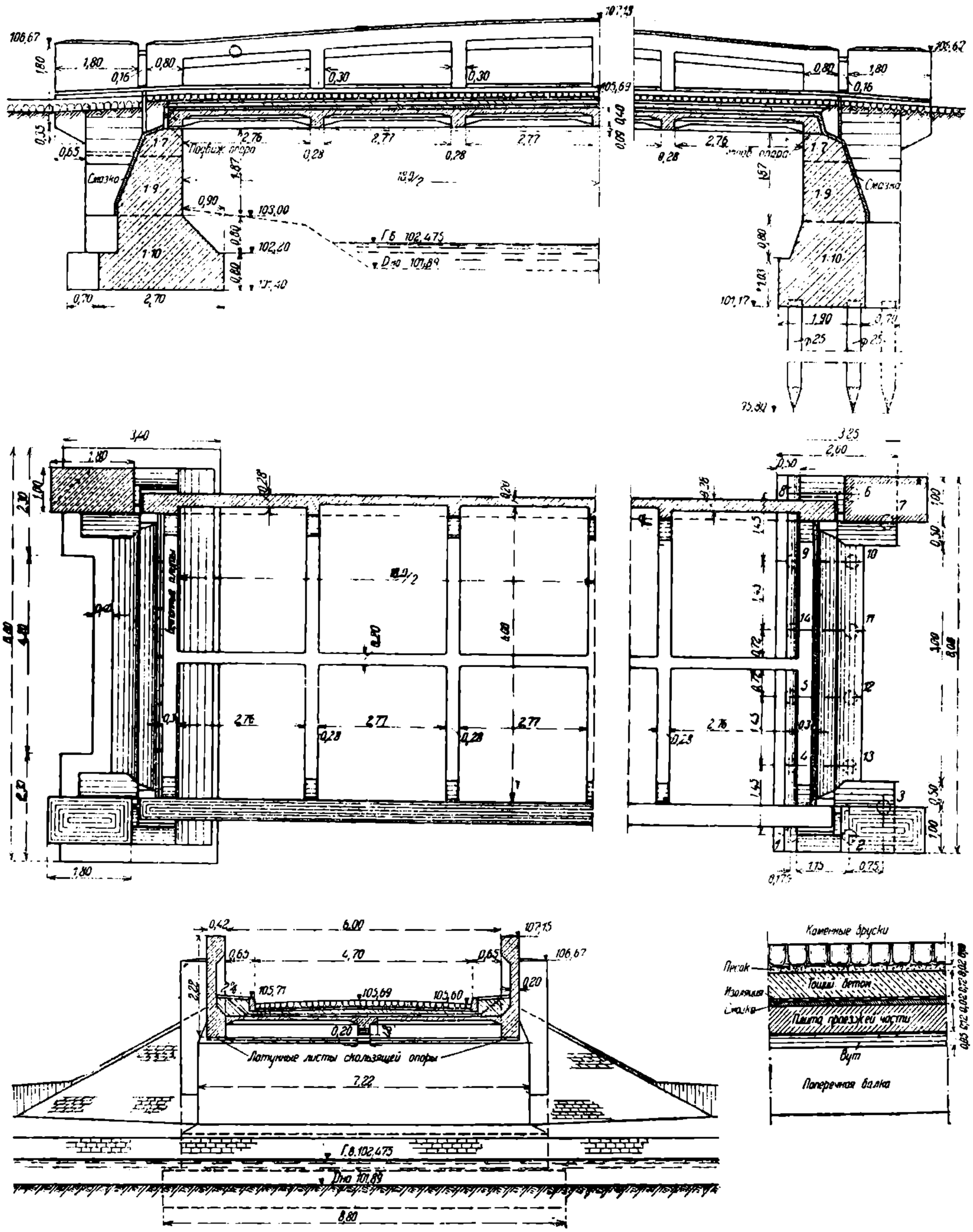


Фиг. 226. — Мост через р. Альб (1925).

При пролетах, примерно 15 *м* и больше, железобетонные балки со сплошной стенкой становятся слишком тяжелыми, а материал (бетон) утилизируется полностью лишь на

НБ УДУНТ (ДИТ)

периферии балки. Для уменьшения веса балок следует оставить массивный бетонный верхний пояс и сделать более тонкой остальную часть балки, или, если



Фиг. 227 — 230. — Мост через р. Альб (1925). Продольный разрез, план, поперечный разрез и деталь полотна.

НБ УДУНТ (ДНТ)

то понадобится для помещения арматуры нижнего пояса, принять двутавровую форму поперечного сечения балки с устройством ребер жесткости (фиг. 225).

Примером применения таких балок может служить мост (фиг. 226) через Alb близ Карлсруэ, построенный в 1925 году [1]). Берега заливаются высокой водой Рейна, в который впадает Альб.

Мост имеет ездовое полотно шириною 4,7 *м* и два тротуара по 0,65 *м*. Полотно поддерживается двумя главными балками, перекрывающими пролет моста 18 *м* в свету (фиг. 227).

Расстояние между балками 6 *м*. Между главными балками вставлены поперечные балки (фиг. 228), а между этими последними вспомогательные продольные. Полученные клетки проезжей части перекрыты плитой толщиною 12 *см* (фиг. 229).

На фиг. 230 показано устройство полотна моста; каменные кубики высотою 10 *см* уложены на слое песка толщиною минимум 2 *см*; песок лежит на защитном слое бетона толщиною, по оси моста, 12 *см*, прикрывающем изоляцию; изоляция лежит на смазке толщиною 2 *см*, покрывающей плиту проезжей части.

Плита работает как опирающаяся по всему контуру.

Напряжения в главных балках достигают величины 59 *кг/см*^{2} на сжатие бетона и 1065 *кг/см*^{2} на растяжение железа. Цемент применен высокосортный.

Одна опора балок неподвижна, другая — подвижна; подвижность получена при помощи прокладки латунного листа, смазанного графитовой мазью.

Левый устой расположен непосредственно на грунте с давлением на грунт 1,0 *кг/см*^{2}. Правый устой, в виду ненадежности грунта, расположен на 14 деревянных сваях, забитых ручным копром.

22. Сквозные балки. — Более сильное уменьшение веса балок при значительных пролетах достигается устройством их сквозными, подобно железным фермам.

Элемент плиты Визинтини представляет собою подобную балку со сквозными поперечными отверстиями, образованными поясами, раскосами и стойками.

Применение раскосов приводит к большим трудностям конструирования узлов и значительно усложняет работу по формованию балки, между тем их возможно вполне целесообразно заменить увеличением жесткости узловых соединений и составных элементов балки; получается вполне естественный переход к балкам Виренделя. Эти балки в железных мостах не могут найти значительного применения, так как не дают достаточно красивой формы, создают значительные конструктивные затруднения в узлах без явно чувствительных преимуществ в весе и жесткости. Что касается железобетона, то конструирование и исполнение работ упрощается по сравнению с балкой, имеющей раскосы, а большая массивность стержней и легкость архитектурной обработки дают преимущество в эстетическом отношении также этой системе по сравнению с раскосной.

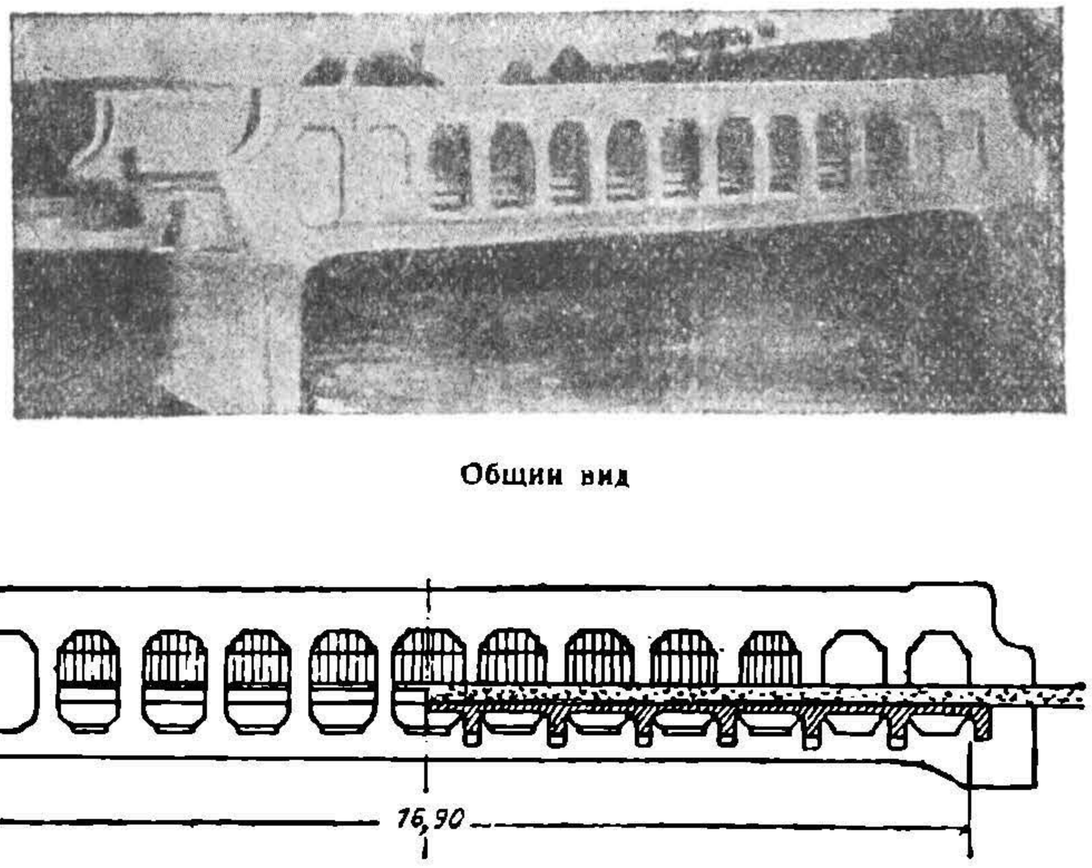
---

[1]) „Beton und Eisen", 1926, H. 23.

НБ УДУНТ (ДИТ)

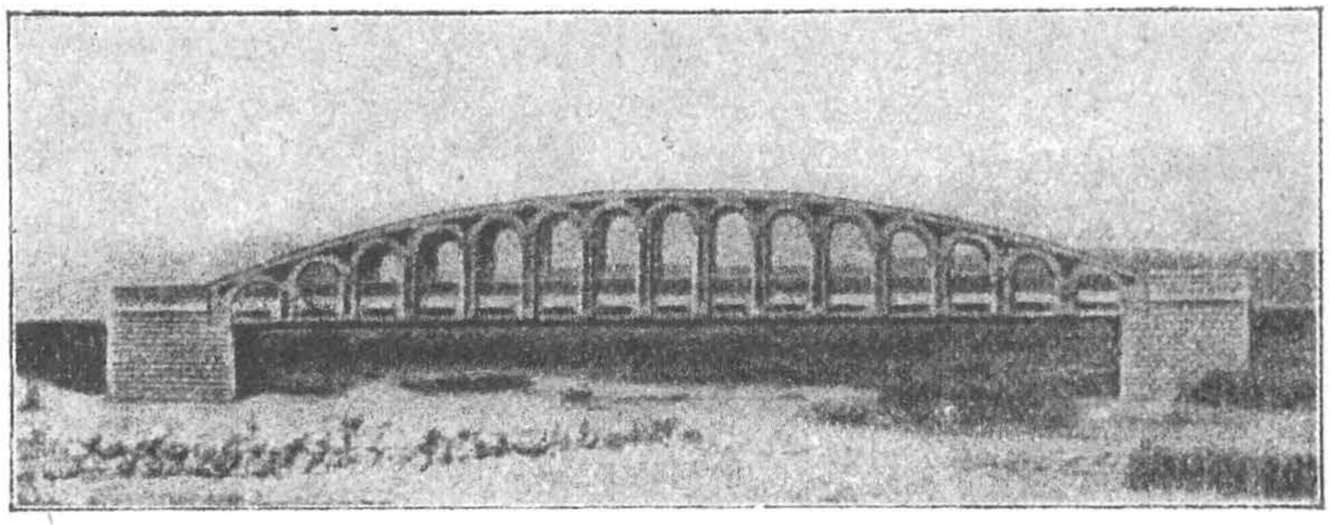
Этим объясняется частое применение в настоящее время балок Виренделя в области железобетонных мостов.

Один из таких мостов изображен на фиг. 231 — 232. Мост находится на станции Фрейденштадт (Вюртемберг). Мост под обыкновенную дорогу: пролет 16,9 *м*, ширина 5,00 *м* в свету и 5,35 *м* между осями главных балок; высота последних 2,60 *м* (около 1 : 7 пролета), толщина 35 *см*. Фермы возвышаются над полотном моста на 1,45 *м* и заменяют перила с добавлением железных решеток, поставленных в просветах балок. Каждая балка подразделена стойками на 13 панелей, из коих по две с каждого конца сделаны сплошными. Длина панели 1,33 *м*. Против каждой стойки имеется поперечная балка проезжей части; промежутки между балками перекрыты плитой толщиною 14 *см* (фиг. 232).



Фиг. 231--232. — Мост на ст. Фрейденштадт.

Арматура верхнего пояса состоит из 12 стержней $d = 24$ *мм* и 18 *мм*; весь пучок стержней обернут пологой спиралью из плоского железа. В нижнем поясе поставлено 12 стержней, которые постепенно отгибаются частью в стойки, частью (у конца балки) в область верхнего пояса; до конца балки доходят лишь 4 стержня $d = 32$ *мм*.



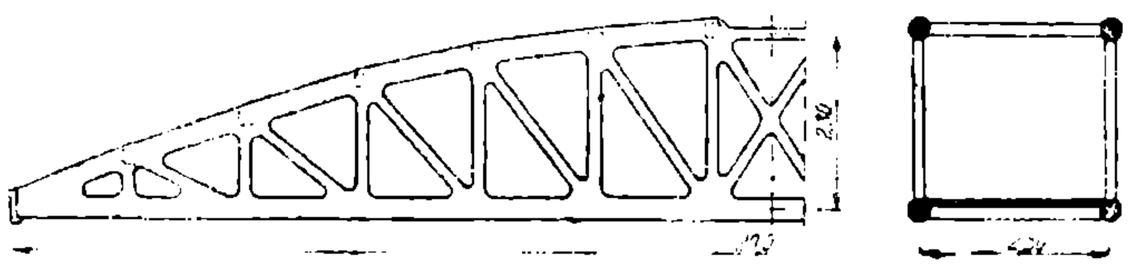
Фиг. 233. — Мост с фермами Виренделя (Тунис).

Железобетонные фермы Виренделя применены до настоящего времени для перекрытия пролетов в большинстве случаев около 20 — 25 *м*. Но имеются уже и пролеты 40 *м*. Фирма Геннебика построила в 1907 году в Тунисе мост этого пролета (фиг. 233). Очертание ферм полупараболиче-

НБ УДУНТ (ДИТ)

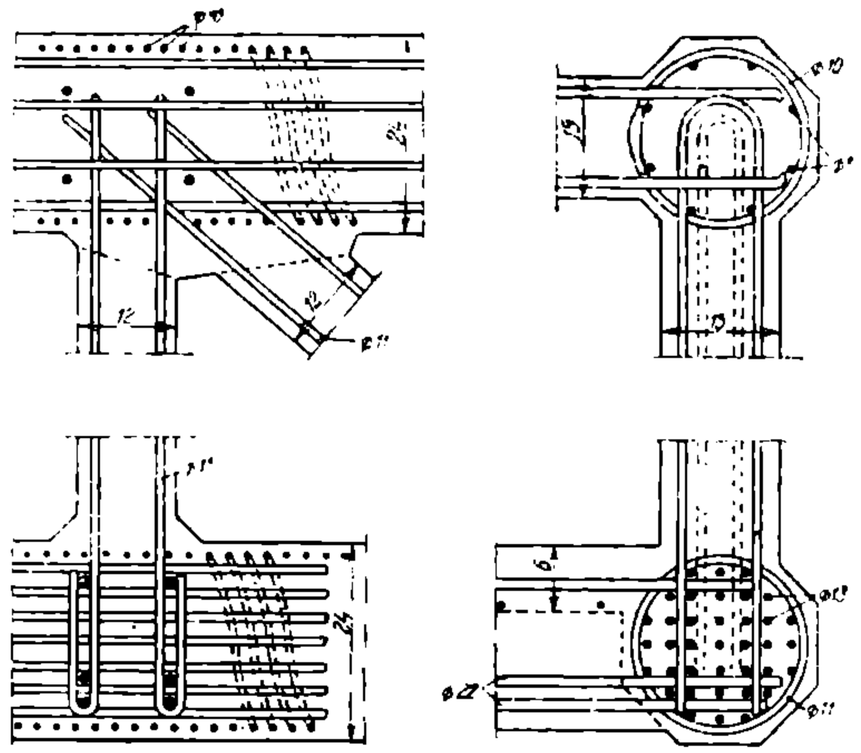
ское; обработка просветов отвечает первоначальной идее системы Виренделя, который первый свой эскиз дал в виде аркады, почему и фермы назвал „фермами-аркадами".

Идея конструирования из железобетона ферм с раскосами, вполне аналогичных с железными фермами, принадлежит Консидеру, который осенью 1903 г. построил модель фермы пролетом 60 *м*, предположенной к постройке на одном из мостов. Модель построена была в $^1/_3$ натуральной величины, т. е. с пролетом 20 *м*, и подвергнута испытанию до разрушения на ст. Иври. Схема этой фермы изображена на фиг. 234, а детали расположения арматуры представлены на фиг. 235 — 236.



Фиг. 234. — Схема фермы Консидера.

Высота фермы 2,30 *м*, панель 1,54 *м*, расстояние между фермами 2,50 *м*. В узлах расположены поперечные балки, поддерживающие плитное перекрытие толщиною 6 *см* (фиг. 236). В верхних узлах были поставлены распорки. Верхний сжатый пояс был усилен 8 продольными прутьями, а главным образом спиральной обмоткой из прутьев $d = 10$ *мм* при шаге 36 *мм*. Нижний вытянутый пояс имел 37 стержней $d = 13$ *мм* и также был снабжен спиралью. Арматура стоек и раскосов составлена из круглых стержней, которые в верхнем поясе изгибались петлей, а в нижнем загнутыми концами зацепляли арматуру поперечных балок. Вследствие недосмотра арматура раскосов в верхних узлах не везде достаточно глубоко проникала в пояс, что несколько ослабило сопротивление фермы.



Фиг. 235—236. — Арматура фермы Консидера.

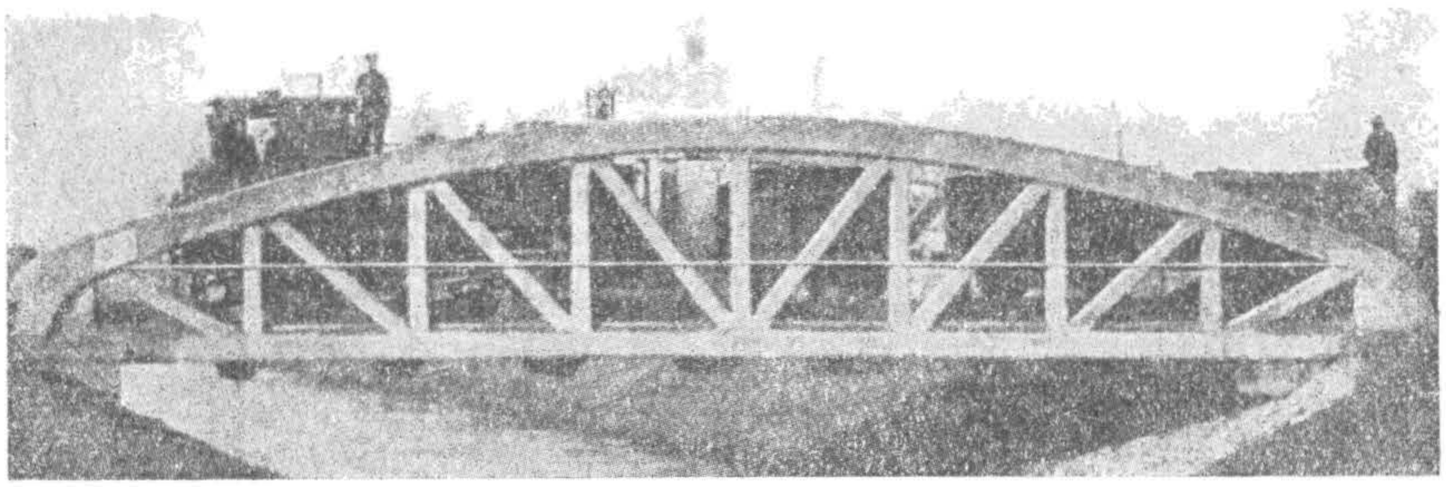
Опыт показал, что первые трещины появились при нагрузке, равной 180 *т*, при которой напряжения в частях, отнесенные к площади бетона, заключенной внутри спирали, доходили до 354 и 554 *кг/см*^{2}. Разрушение произошло при нагрузке 241 *т*, которой отвечали напряжения 460 и 719 *кг/см*^{2}.

Таким образом опыт этот указал на полную осуществимость этого рода балок из железобетона.

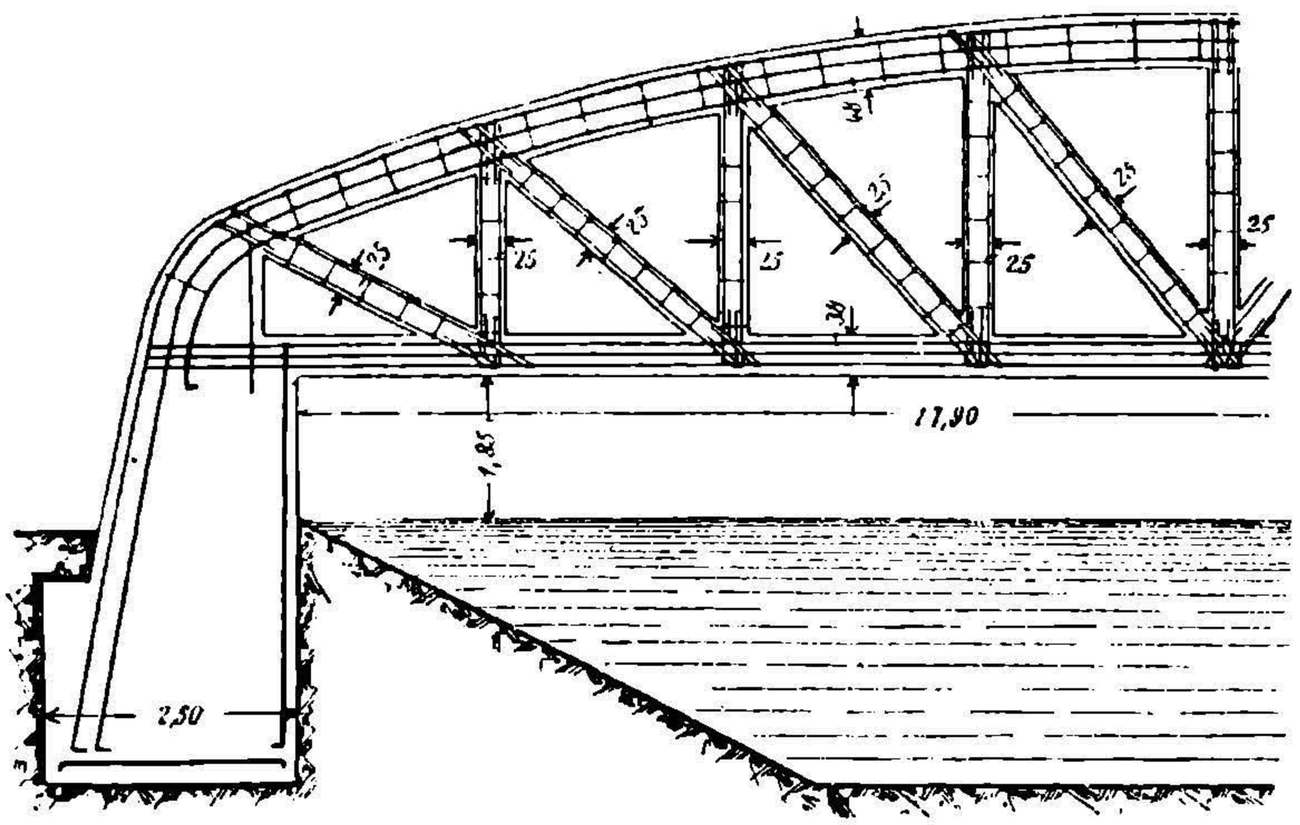
Подобная ферма применена Консидером для виадука d'Avranches для пропуска подъездного железнодорожного пути. Расчетный пролет 30,2 *м*. Допущенные напряжения: для бетона со спиралью 75 *кг/см*^{2}, прочего бетона 41 *кг/см*^{2}, железа 1100 *кг/см*^{2}.

НБ УДУНТ (ДИТ)

На фиг. 237 — 238 изображен мост, пролетом 17,9 *м*, через канал Klodnitz у Gleiwitz'a. Ферма раскосная в том же роде, как и предыдущая, с тою лишь разницей, что концы сильнее притуплены для облегчения конструкции опорных узлов и арматура фермы переходит в устой, вследствие чего получается заделка опорных узлов, что, конечно, вносит неопределенность в расчет такой системы. Арматура — без спиральной обмотки.



Общий вид



Расположение арматуры

Фиг. 237—238. — Мост у Gleiwitz'a.

Вполне естественно было бы поставить раскосы в обратном направлении, чтобы они работали на сжатие; при таких условиях в раскосах арматура может быть сильно уменьшена, что значительно упрощает конструкцию. Такие фермы осуществлены фирмой Визинтини для моста близ Линца [1]).

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, VI Band, 1911, стр. 325.

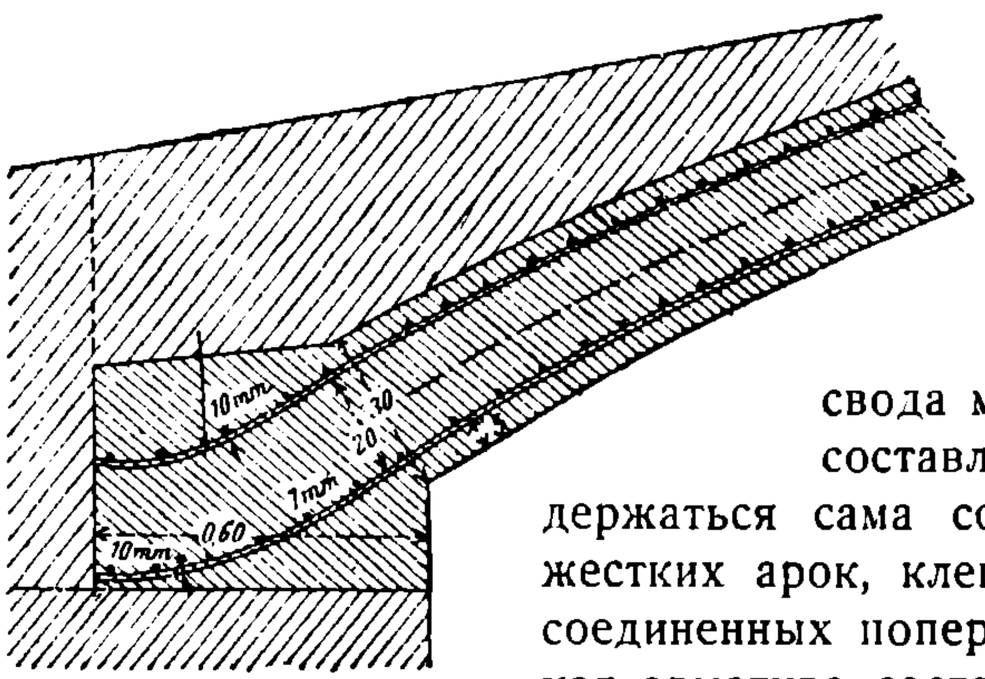
НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ПЯТАЯ.

АРОЧНЫЕ МОСТЫ.

а) МОСТЫ СО СПЛОШНЫМ СВОДОМ.

23. Относящиеся сюда типы. Сущность системы Мелана. — Железобетонные мосты со сплошным сводом, перекрывающим просвет моста по его длине и ширине на подобие обыкновенных сводов каменных мостов, имеют несколько типичных форм, отличающихся как по внешнему виду, так и по конструкции и расчету.



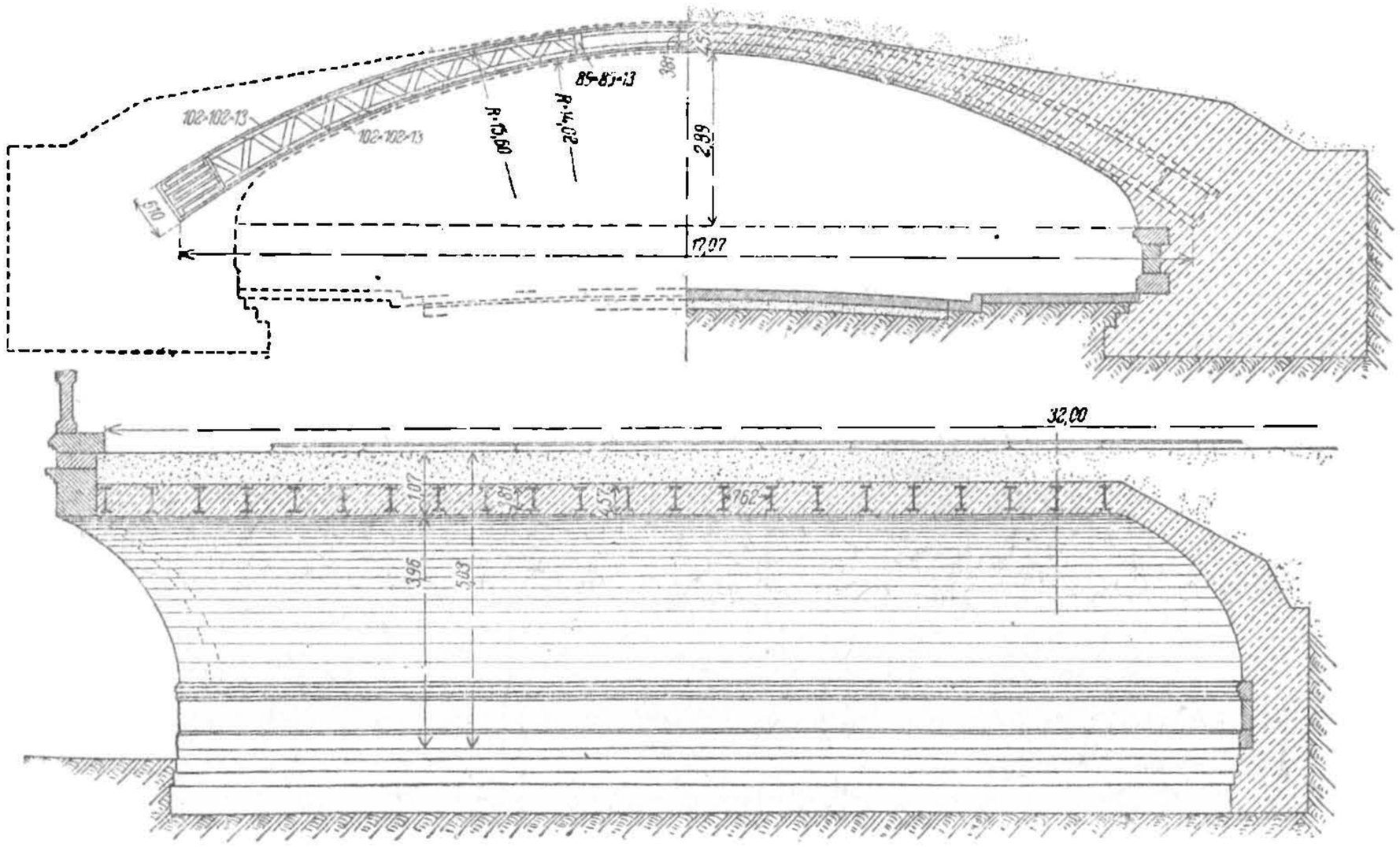
Фиг. 239.

Прежде всего свод, имеющий, примерно, одинаковую толщину по всей длине его поперечного сечения, может не иметь *шарниров* или иметь их два или три.

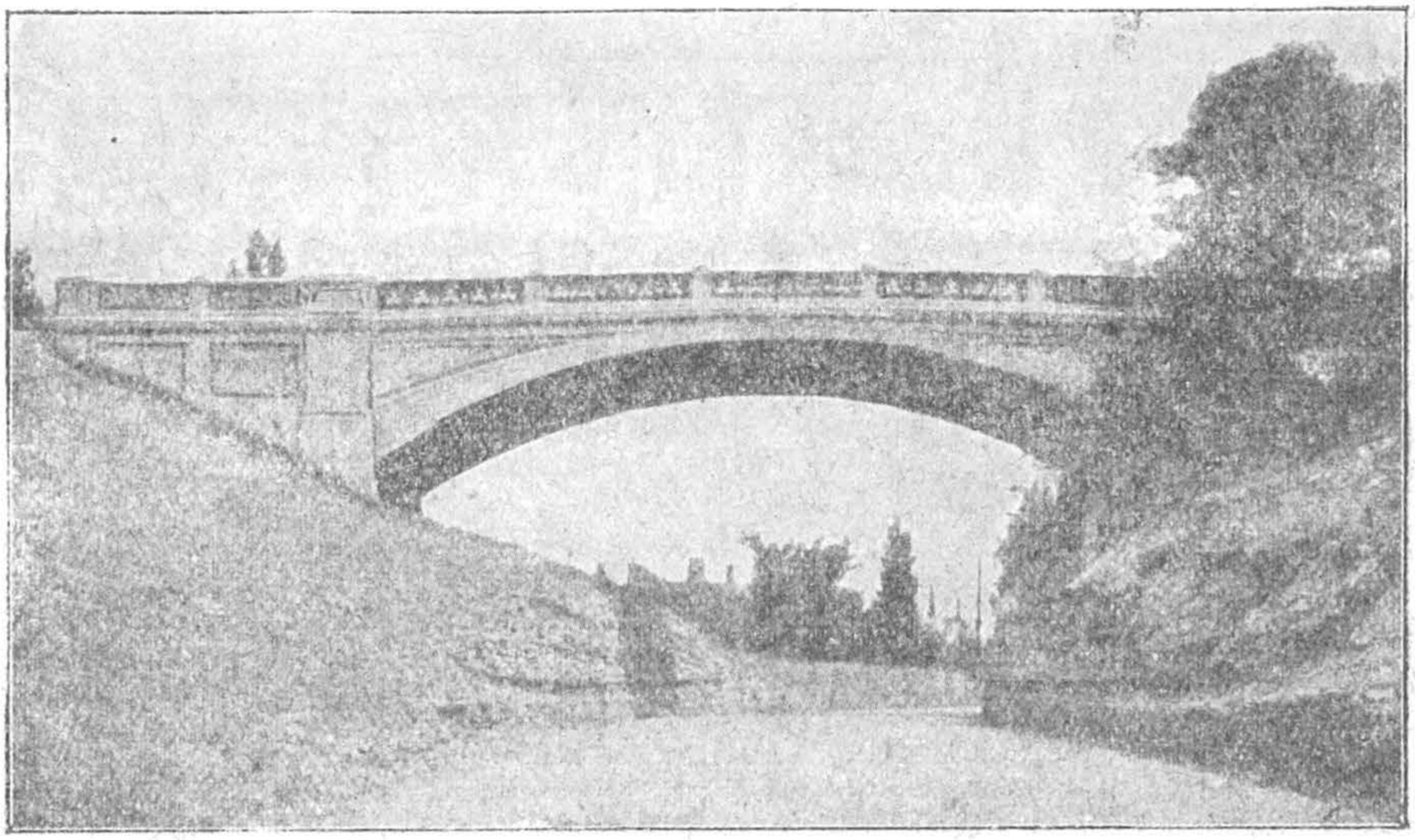
Затем, железная *арматура* свода может быть *легкого* типа (фиг. 239) составленной из прутьев и неспособной держаться сама собою, и *тяжелого* типа в виде жестких арок, клепаных или из прокатного железа, соединенных поперечными связями на заклепках; такая арматура составляет жесткий и сильный каркас, который может не только держать сам себя, но и поддерживать как формы, подвешенные к нему для формования бетонного свода, так и этот последний до его затвердения. Имеется несколько разновидностей жесткого каркаса, носящих названия своих изобретателей, но существенной разницы между ними нет; наибольшим применением пользуется система Мелана (фиг. 240 — 241), которая точно отвечает вышеприведенной характеристике.

Наконец, надсводное строение может быть *массивным* сплошным (фиг. 242), образованным глухими щековыми стенками с заполнением пазух тощим бетоном, гравием или песком, и *сквозным* (фиг. 243), при котором пролетное строение ясно разделяется на две главные свои части: пролетное перекрытие (свод) и служебное полотно (проезжая часть). Передача нагрузки на свод может происходить или при посредстве колонн (фиг. 244), поставленных рядами, или при помощи поперечных стен (фиг. 245). Этот вид мостов с устраненными пазухами, для заполнения которых требовалось бы много мертвого груза, представляется, конечно, более совершенным в

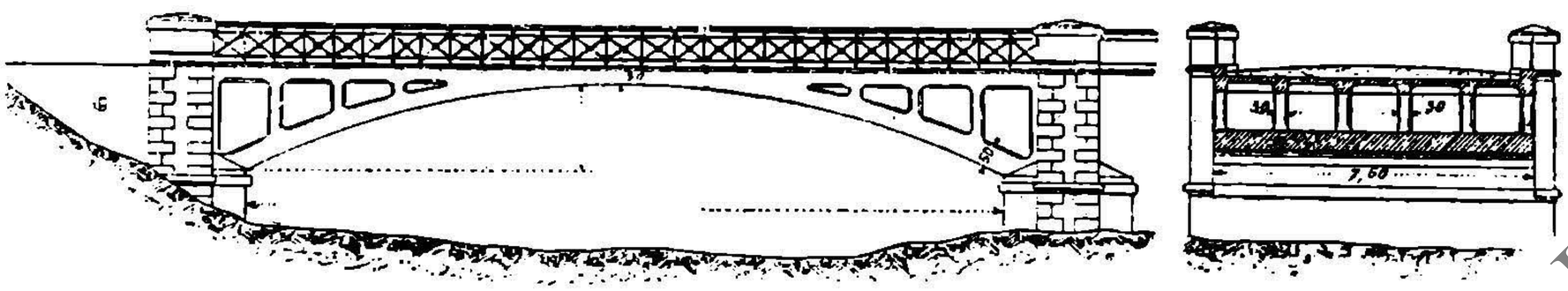
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 240—241. — Мост системы Мелана. Продольный и поперечный разрезы.



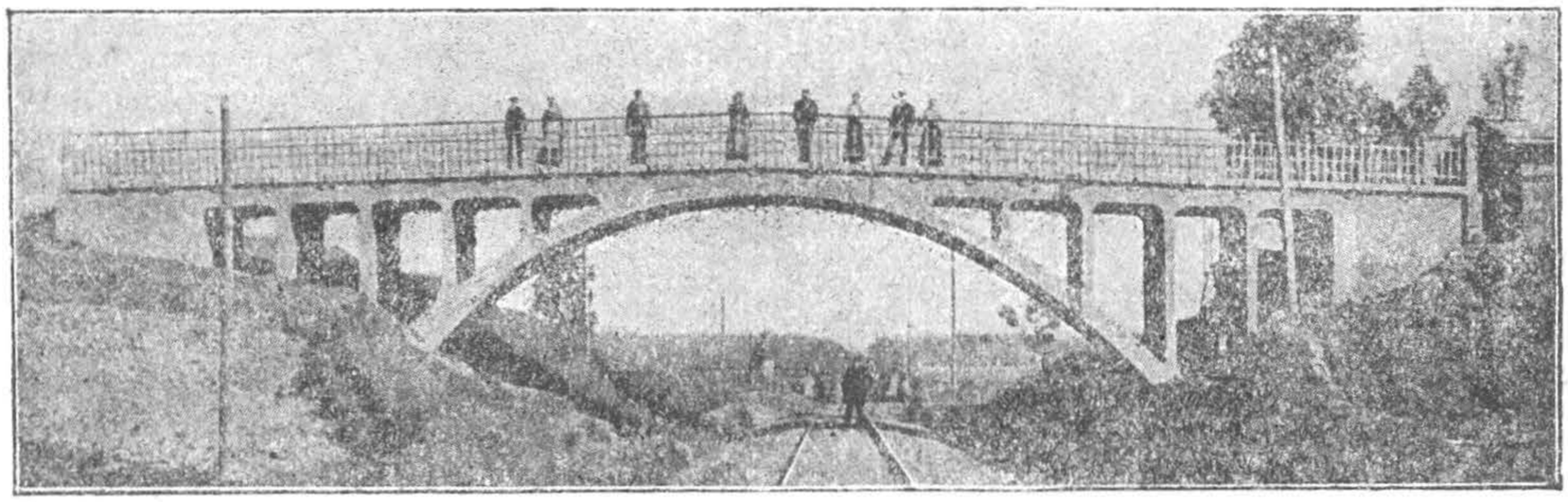
Фиг. 242. — Мост в Edenpark'e в Цинциннати (1894).



Фиг. 243 — 244.

НБ УДУНТ (ДИТ)

техническом отношении. Но художественные требования могут в некоторых случаях не удовлетвориться легким внешним видом; тогда пазухи оставляют пустыми, но кроме щековых стен ставят еще ряд *продольных* стен [1]) или колонн

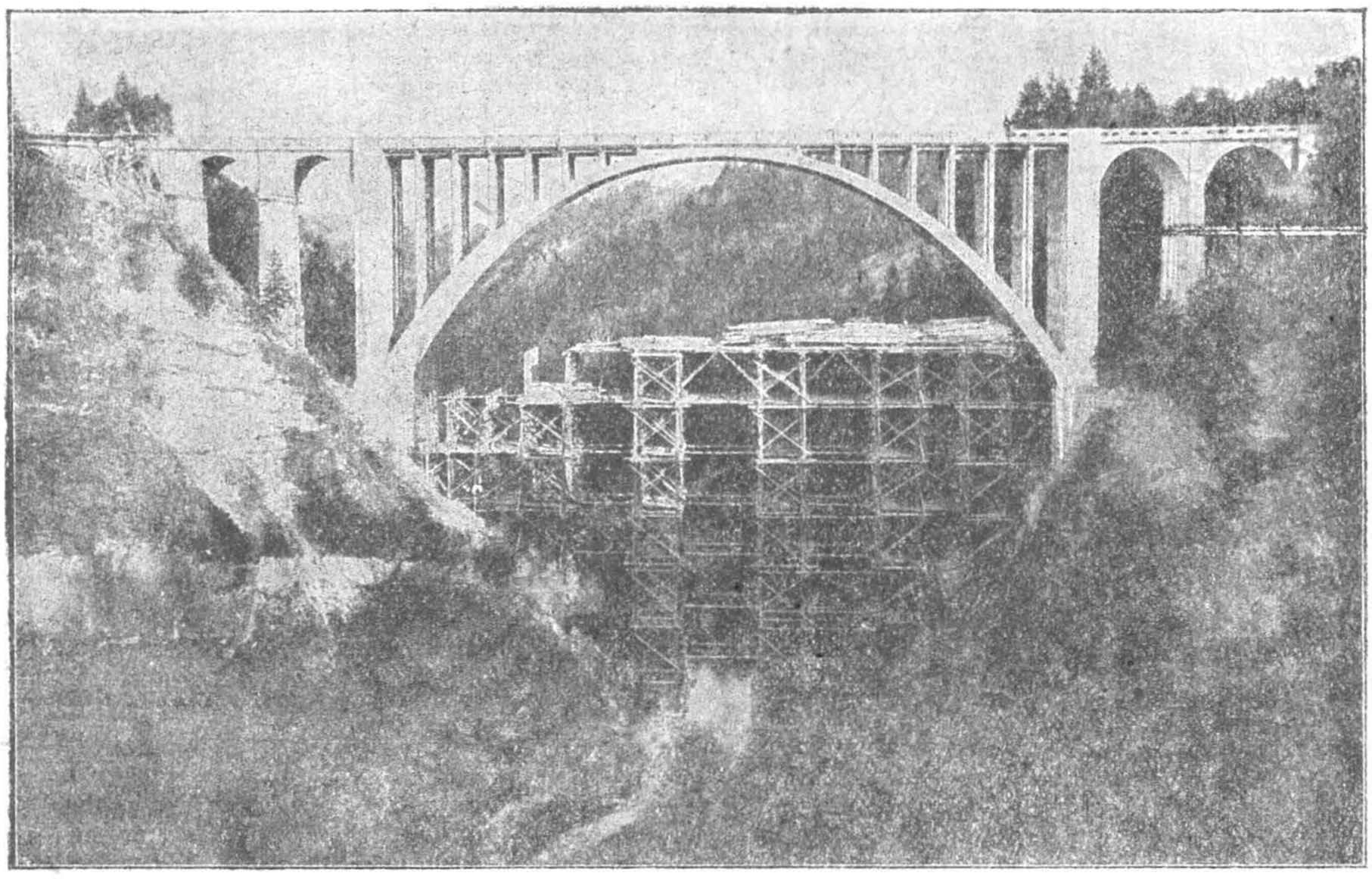


Фиг. 245. — Путепровод.

и на них располагают полотно моста; по внешнему виду мост будет массивным, монументальным.

В нижеследующем рассмотрим примеры мостов различных типов.

24. Своды без шарниров. — *Первый пример.* — Представителем этого типа может служить один из наибольших по пролету железобетонных мостов — Гмюндертобельский виадук [2]), общий вид которого приведен на фиг. 246.



Фиг. 246. — Гмюндертобельский виадук близ Тейфена (1908). Общий вид.

[1]) Напр., мост St. Sebastian, „Beton und Eisen", 1907, стр. 169; мост Возрождения в Риме.

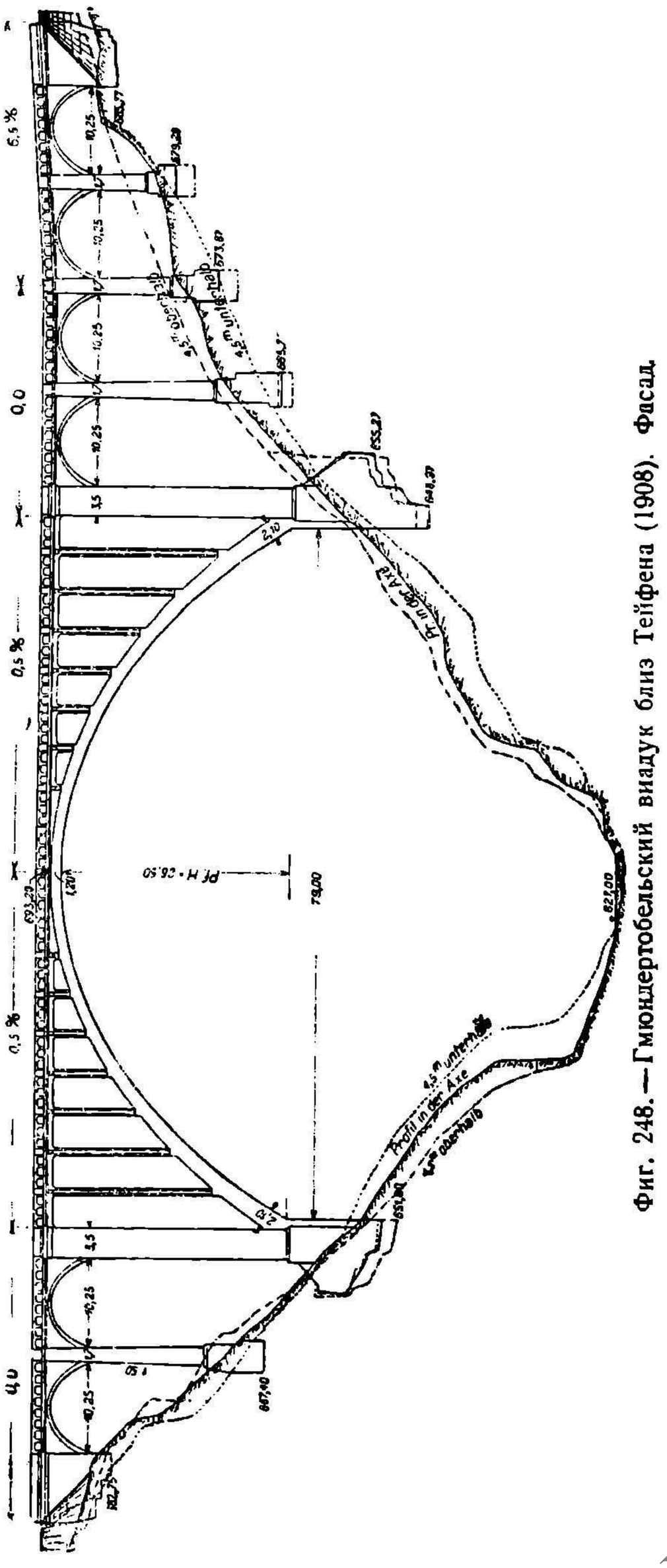
[2]) Mörsch, Die Gmündertobelbrücke bei Teufen im Kanton Appenzel, 1909; см. также „Schweizerische Bauzeitung", Band LIII, № 7 — 10 (1909).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Мост этот построен в 1908 г. вместо железного виадука, возведенного в 1856 году и пришедшего в негодность, содержание которого обходилось к тому же дорого вследствие частого ремонта деревянного его полотна.

Новый мост построен несколько ниже старого при уровне полотна на 15 *м* выше и при сокращении длины пути и уклонов на нем. При проектировании моста был составлен и проект железного

Фиг. 247. — Гмюндертобельский виадук близ Тейфена (1908). Вид вдоль моста.



Фиг. 248. — Гмюндертобельский виадук близ Тейфена (1908). Фасад.

виадука, стоимость которого оказалась немного ниже железобетонного и значительно выше при учете содержания, почему и было отдано предпочтение последнему.

Ширина моста 6,90 *м*, из коих 5,70 *м* дано на ездовое полотно и по 0,6 *м* на два тротуара (фиг. 247).

Долина реки Зиттер перекрыта одним сводом с пролетом 79,0 *м* в свету (фиг. 248) и стрелкой 26,5 *м* со сквозным надсводным строением. К главному пролету на косогорах примыкают с одной стороны 4 пролета,

НБ УДУНТ (ДИТ)

с другой 2 — по 10,25 *м* в свету. Над главным пролетом полотно моста имеет в ту и другую стороны уклон в $^1/_2{}^0/_0$, приданный в видах лучшего отвода поверхностной воды и более красивого вида моста.

Ширина свода в замке 6,50 *м*, в пятах 7,50 *м*, причем боковые его грани лежат в наклонных плоскостях, с уклоном 1 : 54,66; это сделано для придания своду большей боковой устойчивости на опрокидывание ветром.

Толщина свода в замке 1,20 *м* ($\sim^1/_{66}$ пролета), в пятах 2,10 *м* или примерно 1,8 толщины в замке. Ось свода очерчена по кривой давления для постоянной нагрузки; действительная кривая давления отходит, однако, от оси вследствие упругой деформации свода под действием нагрузки, так как при деформации кривизна свода изменяется, появляются моменты изгиба, т. е. уклонение кривой давления от оси.

В нижеследующей таблице 2 приведены напряжения крайних волокон (σ_u — нижнего, σ_o — верхнего).

Таблица 2.—Напряжения в главном своде.

Сечение		От постоянной нагрузки *кг/см²*	От подвижной нагрузки *кг/см²*		От изменения температуры *кг/см²*		Наибольшие напряжения *кг/см²*	
В замке .	σ_o	17,6	7,9	— 3,6	5,8	— 5,8	**31,3**	8,2
	σ_u	13,9	4,8	— 6,4	6,2	— 6,2	24,9	1,3
Шов 4	σ_o	16,9	9,1	— 6,7	4,0	— 4,0	30,0	6,2
	σ_u	14,2	8,1	— 7,8	4,6	— 4,6	26,9	1,8
Шов 10	σ_o	14,5	4,9	— 5,3	1,4	— 1,4	20,8	7,8
	σ_u	15,4	7,2	— 4,3	1,2	— 1,2	23,8	9,9
Шов . 14	σ_o	13,5	3,9	— 3,3	4,8	— 4,8	22,2	5,4
	σ_u .	16,4	4,6	— 2,9	4,6	— 4,6	25,6	8,9
Пята .	σ_o .	12,7	9,9	— 6,1	6,2	— 6,2	28,8	0,4
	σ_u .	16,5	7,2	— 8,9	6,0	— 6,0	29,7	1,6

Из нее усматривается, что растягивающих напряжений в своде нет, а, следовательно, железная арматура по расчету не требуется. Тем не менее она поставлена для большего обеспечения прочности главной части сооружения, так как практическое осуществление свода может дать уклонение от теоретической формы, опоры могут дать некоторую неучтенную осадку и, наконец, остается неучтенным влияние сокращения бетона при твердении. Железная арматура поставлена вверху и внизу сечения свода из круглых стержней диаметра 28 *мм* в числе 28 штук на всю его ширину. Это составляет в замке 0,22% (фиг. 249). Стержни, идущие вдоль свода вверху и внизу его очертания, соединены друг с другом хомутами из круглого железа, толщиною 8 *мм*, поставленными через каждые 50 *см*. С такими же промежутками уложены вдоль образующих свода верхние и нижние ряды распределительных стержней, толщиною 10 *мм*. Наконец, в пяте, для луч-

НБ УДУНТ (ДИТ)

шего соединения с устоем, уложен добавочный ряд стержней, отогнутых в горизонтальное положение.

Нагрузка на свод передается колоннами, поставленными по 4 в каждом поперечном ряду (фиг. 251); колонны каждого ряда связаны вверху поперечной балкой в жесткую раму, причем крайние высокие ряды у устоев связаны еще промежуточной поперечной балкой примерно около середины их высоты. Расстояние между поперечными рядами колонн 3,70 *м* в свету, а между осями 4,50 *м*, чему и равна панель продольных балок проезжей части.

Число продольных ребер проезжей части отвечает числу колонн в ряду, т. е. равно 4; расстояние между осями их 1,867 *м* (фиг. 252); промежутки перекрыты плитой толщиною 20 *см* в середине пути и 25 *см* по краям. Поперечный уклон дан для стока воды, просочившейся до изоляционного слоя, которым плита прикрыта. Изоляция состоит из асфальтированного джутового полотна, которое уложено на слой гудрона и таким же слоем прикрыто сверху. Между мостовой и изоляцией положен слой пористого бетона (без песку), по которому вода собирается к середине под железо Зоре, имеющее в боковых частях множество отверстий, и течет вдоль моста свободно до труб, уложенных в главных быках.

Плита расчитана как неразрезная балка, покоящаяся на продольных ребрах; она имеет двойную арматуру из прямых и изогнутых стержней, как показано на фиг. 252 ниже поперечного разреза. В самом низу этой фигуры изображены стержни поперечных балок, связывающих, как упомянуто было, колонны и, кроме того, служащих поперечными связями между прогонами.

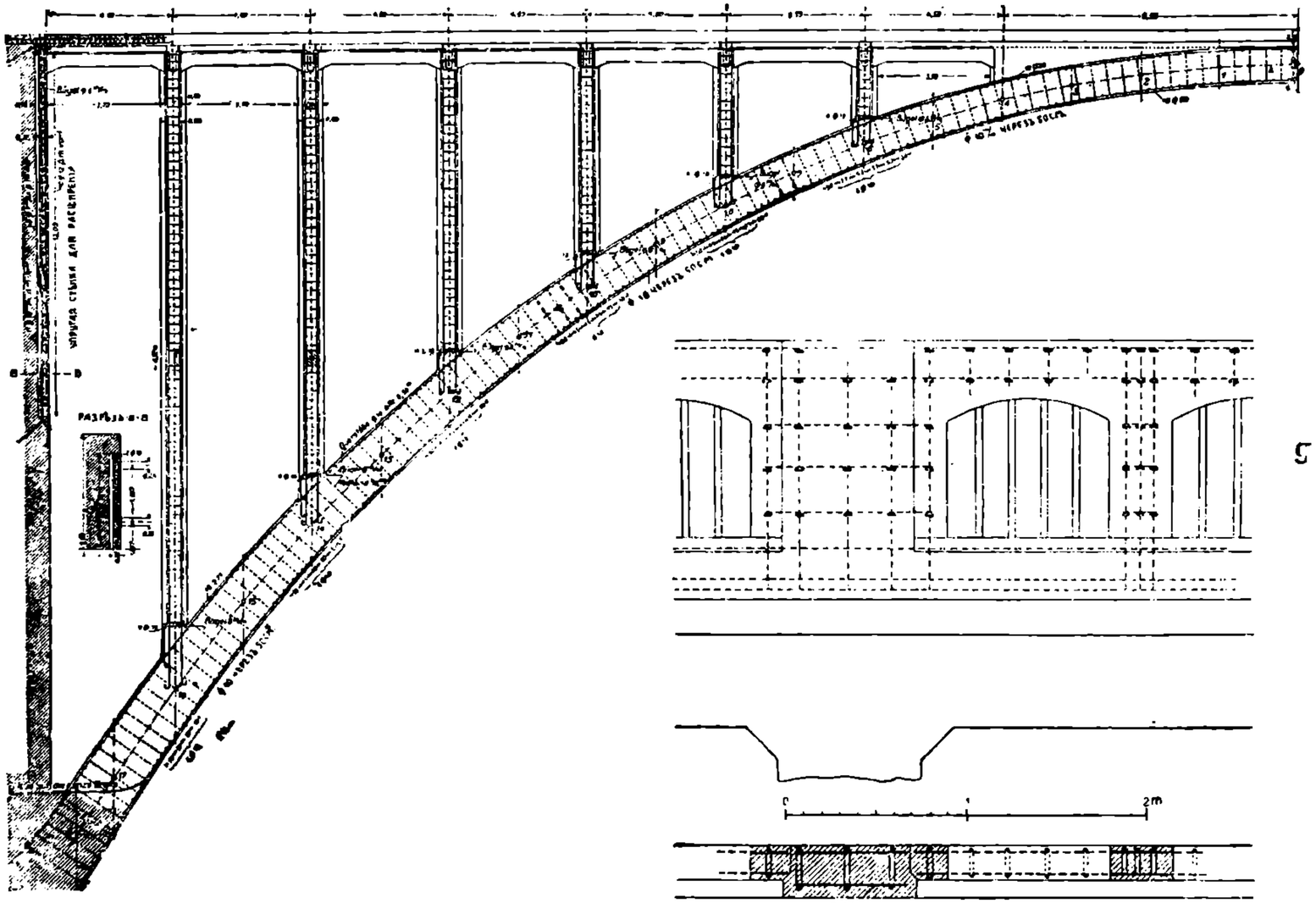
Двойная арматура плиты поставлена в предвидении изгиба плиты вследствие неодинакового прогиба продольных балок при неравномерном загружении моста в поперечном направлении. Имеются в плите также и продольные распределительные стержни.

Продольные балки также расчитаны как неразрезные, свободно лежащие балки таврового сечения. У опор, на отрицательные моменты, их высота увеличена; арматура состоит из прямых и изогнутых стержней и из хомутов, как показано на фиг. 253.

Тротуары состоят из отдельных бетонных плит, перекрывающих несколько изоляцию (фиг. 252); край плит, обращенный к ездовому полотну, обделан уголком для предупреждения повреждения колесами.

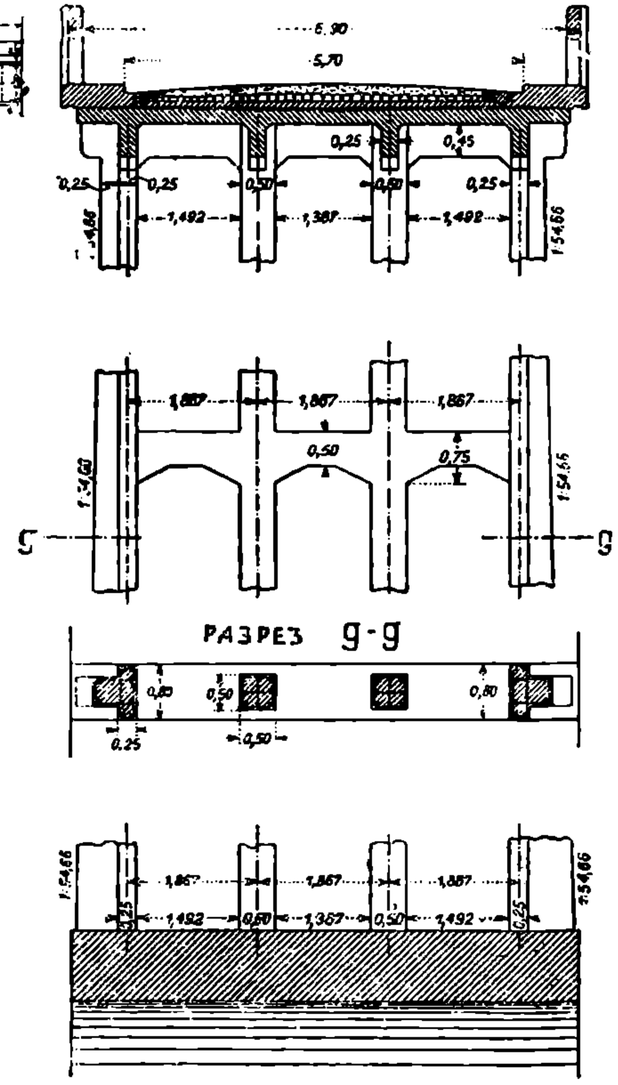
При осадке свода от нагрузки, а главное от понижения температуры, замок опускается, а концы полотна моста над пятами свода получают горизонтальное перемещение; нужно дать этим концам подвижность на главных быках. В рассматриваемом примере это достигнуто тем, что конец полотна опирается на особую железобетонную стенку (фиг. 249) высотою 12 *м* и толщиною 25 *см*, которая легко гнется и следит за движениями конца полотна, поддерживая его. При перемещении конца полотна на 2 *см* в ней еще нет перенапряжения. Стенка эта помещена в особой нише быка; между телом последнего и ею оставлен просвет шириною 12 *см*, из которого дан выпуск воде трубками; этот просвет на уровне полотна сужен до не-

НБ УДУНТ (ДПТ)



Продольный разрез

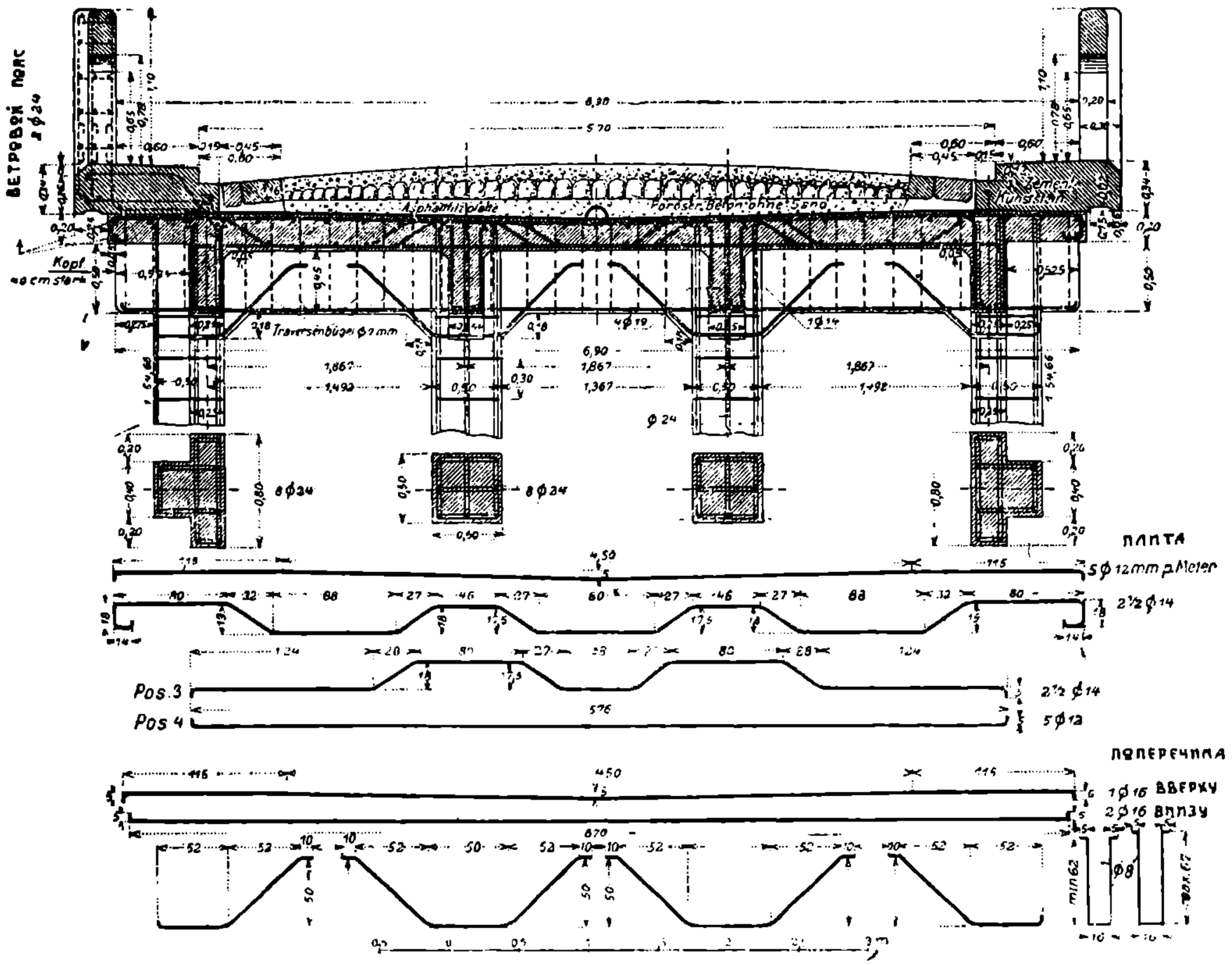
Парапет



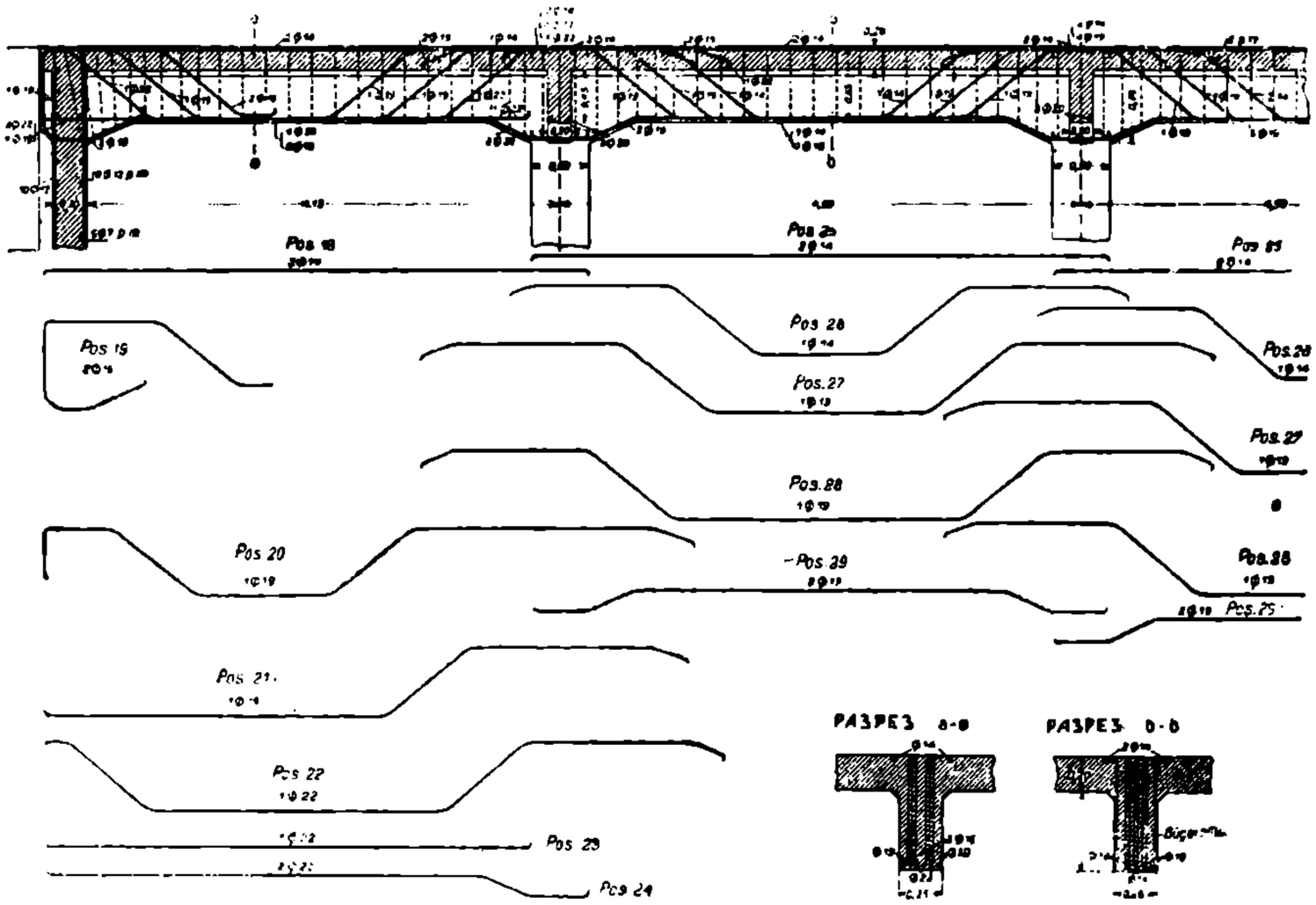
Надсводные колонны

Фиг. 249—251. — Гмюндертобельский виадук близ Тейфена (1908).

НБ УДУНТ (ДИТ)



Поперечный разрез и арматура



Продольные балки и их разрезы по *aa* и *bb*

Фиг. 252—253. — Гмюндертобельский виадук близ Тейфена (1908).

НБ УДУНТ (ДПТ)

скольких сантиметров и перекрыт железными, скользящими друг по другу листами, поверх которых проведена изоляция.

Трубы, отводящие воду с полотна, о которых было упомянуто выше, имеют в этом месте подвижной стык.

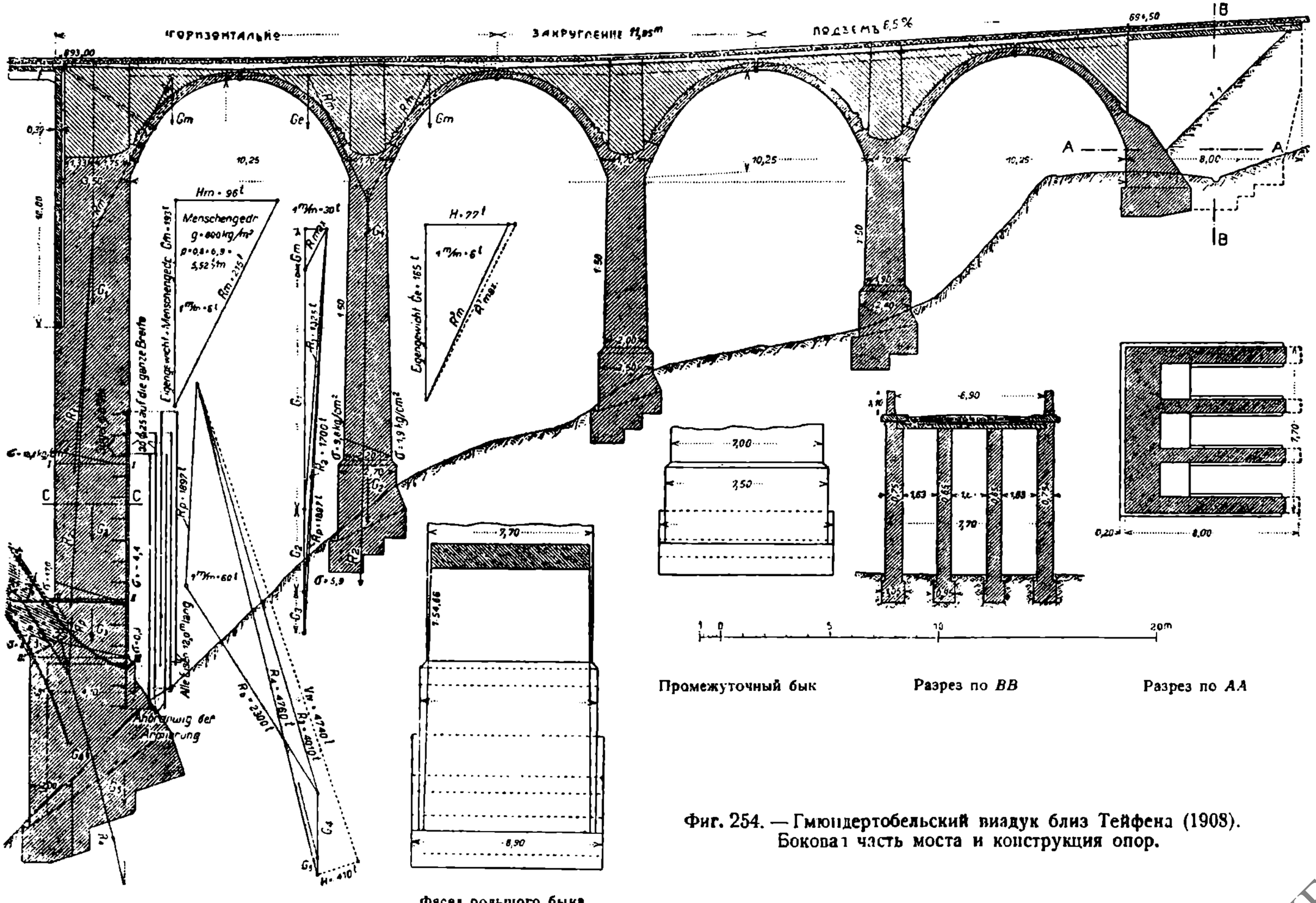
Для предупреждения появления трещин в бетонных перилах моста при его деформации перила сделаны из отдельных кусков (фиг. 250); сперва сформованы пилоны, по затвердении которых их боковые грани смазаны преолитом (смолистая масса), после чего формовались промежуточные части, которые не приставали к пилонам и могли давать зазоры в пазах. По такому же способу уложены и плиты тротуара, которые формовались на месте через одну.

Боковые пролеты сперва предположено было перекрыть балками; но, не прибегая к установке катковых опор, нельзя было освободить высокие быки от наклонения в сторону реки при удлинении нижнего пояса балок от напряжений и от увеличения температуры. Катковые же опоры, нарушая монолитность сооружения, представляют вместе с тем слабые места его, требующие осмотров и ухода по очистке от грязи. В виду этого боковые пролеты перекрыты сводами с заделанными пятами при стрелке 4,64 *м* (фиг. 254); очертание их также принято по кривой давления; два крайние пролета правой стороны приходятся под полотном, имеющим здесь подъем 6,5%, вследствие чего их пяты расположены по прямой с таким же подъемом, а своды получили несимметричную форму; ординаты их равны ординатам симметричных сводов, но отнесены они к косоугольным осям координат. Толщина сводов в замке 35 *см* (около $^1/_{30}$ пролета). Арматура состоит из круглых стержней $d = 14$ *мм*, положенных по 5 штук вверху и внизу на 1 погонный *м* ширины свода, что составляет 0,44%. Распределительные стержни толщиною 8 *мм* поставлены на расстоянии 25 *см*. Хомуты из железа $d = 7$ *мм* расположены через каждые 40 *см*. Пазухи между сводами заполнены тощим бетоном состава 1 : 16, причем наружные боковые слои на глубину 25 *см* имеют состав 1 : 12. По бетону положена изоляция и пр., как в большом своде. Для свободной деформации сводов и для устранения трещин сделаны над пятами сквозные щели по всей толщине заполнения пазух, причем они образованы не при помощи прокладки досок, как часто делается, а разновременным бетонированием смежных частей и смазкой поверхности ранее сложенного массива смолой. Эти щели получаются потом столь незначительными, что перекрываются асфальтированным джутом непосредственно.

Что касается главных быков, то при ширине 3,5 *м* в них получаются растягивающие усилия под действием распора бокового свода, в виду чего на соответствующей грани поставлено достаточное количество железа (фиг. 254).

Устои спроектированы также своеобразно (фиг. 254); насыпь спущена естественным откосом, и земля не давит на переднюю стенку устоя; для перекрытия же откоса насыпи применена железобетонная плита, для поддержания которой параллельно обратным стенкам устоя поставлены еще две внутренние стенки толщиною 65 *см*.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Промежуточный бык — Разрез по *BB* — Разрез по *AA*

Фасад большого быка

Фиг. 254. — Гмюндертобельский виадук близ Тейфена (1908). Боковая часть моста и конструкция опор.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Состав бетона менялся в зависимости от положения частей в сооружении; для фундаментов применен состав 1 : 4 : 8; для быков 1 : 2$^1/_2$: 7; для свода — 300 *кг* цемента на 420 литров песку и 840 литров гравия. Испытания цемента и бетона дали следующие результаты:

Раствор 1 : 3	через 7 дней	через 28 дней
сопротивление разрыву	28,0 *кг/см*^{2}	36,3 *кг/см*^{2}
сопротивление раздроблению	300,0 *кг/см*^{2}	436,3 *кг/см*^{2}

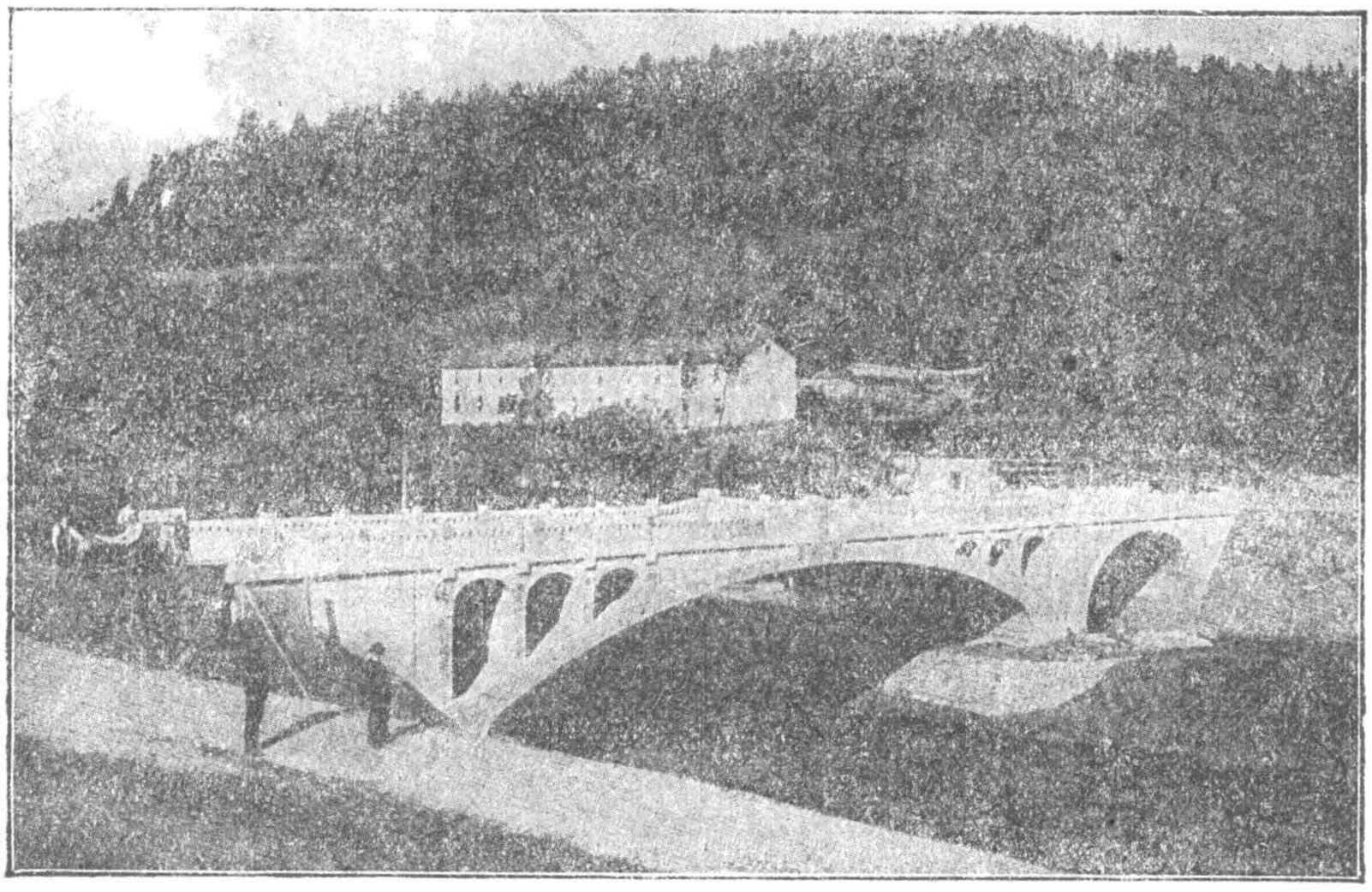
Бетон большого свода через 28 дней показал сопротивление 305 *кг/см*^{2}, через 3 месяца 395 *кг/см*^{2} и через 6 месяцев 447 *кг/см*^{2}.

К работам приступлено в марте 1907 года; мост открыт 7 ноября 1908 г.

Стоимость моста выразилась суммой в 400 000 франков и сложилась из следующих частей: большой свод с полотном 90 000 франков; боковые пролеты с быками 170 000 франков; кружала 110 000 франков, прочие расходы 30 000 франков.

На кружала пошло 1500 *куб. м* дерева; бетона на весь мост ушло 8400 *м*^{3}; железа 60 тонн на болты и связи кружал и 70 тонн на арматуру.

Описанный мост может служить образцом по обдуманной и тщательной разработке проекта и по исполнению работ. Проект был составлен профессором Mörsch'ем.

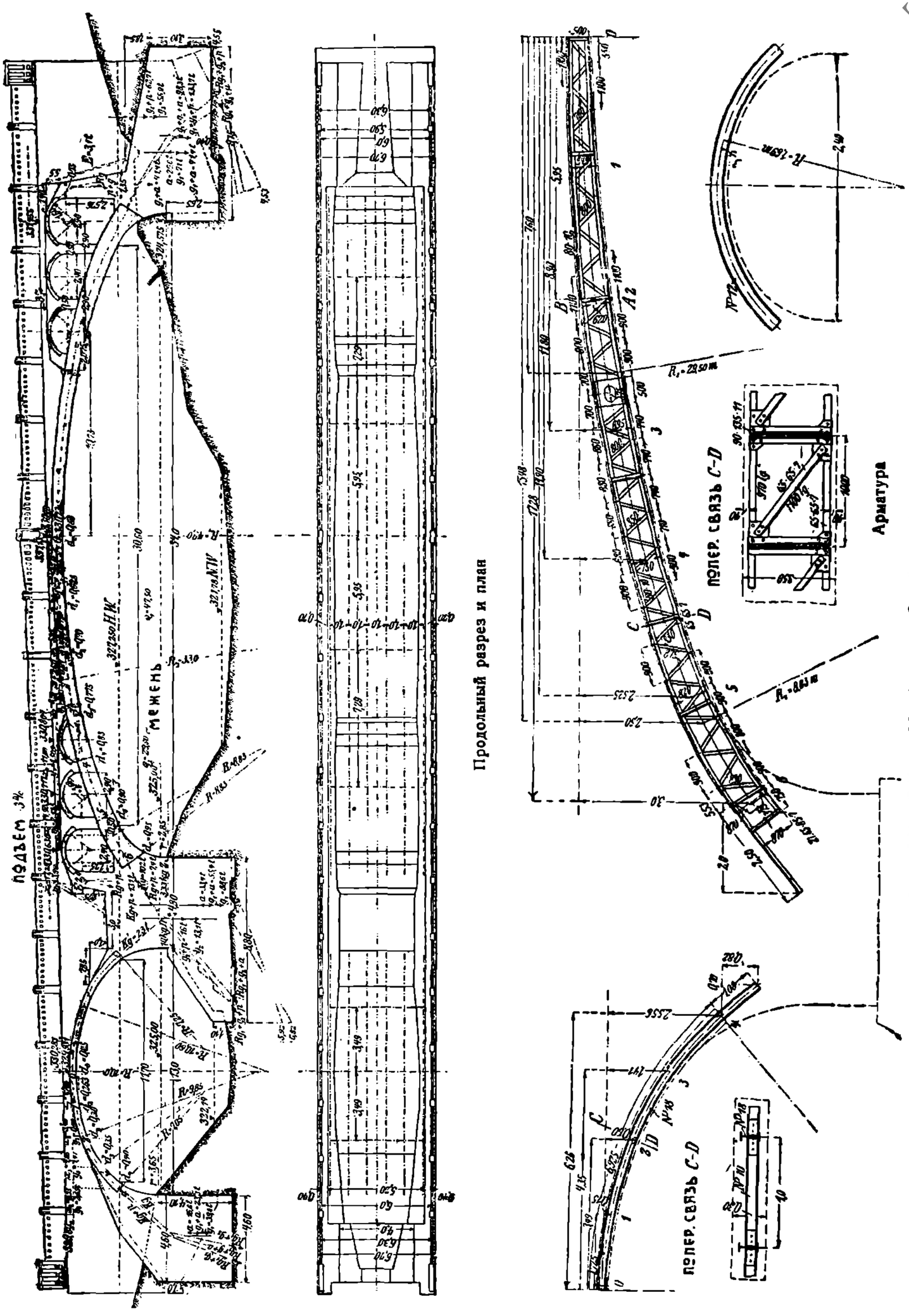


Фиг. 255. — Мост через Эльбу в Döberney. Общий вид.

Второй пример.— На фиг. 255 представлен мост под обыкновенную дорогу близ Döberney через Эльбу [1]) со сплошным сводом без шарниров и с арматурой Мелана. Боковой пролет перекрывает канал, идущий параллельно реке.

[1]) *Melan* und *Kluge*, Einige Brückenausführungen nach Bauweise Melan, Berlin, 1911.

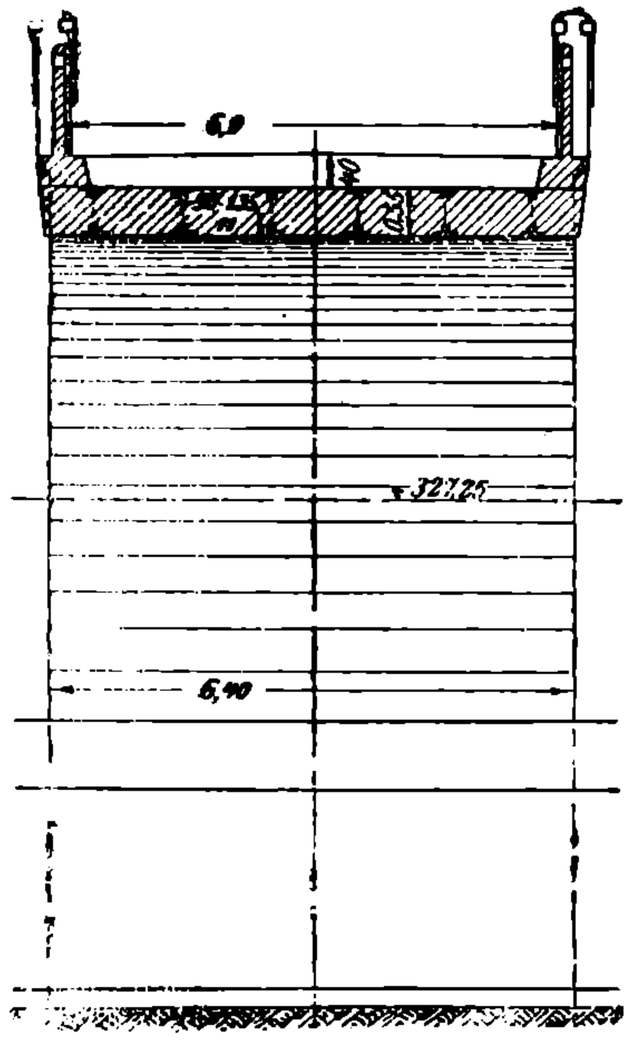
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 256—257. — Мост через Эльбу в Döbernev.

Большой пролет имеет в свету (фиг. 256) 34 *м*, стрелка равна 1 : 8,8 пролета, толщина свода в замке 58 *см*; в пятах 95 *см*. Пазухи устранены в большом своде и оставлены в малом, чтобы более тяжелой нагрузкой увеличить распор и тем уменьшить разницу распоров большого и малого свода; с уменьшением разницы сокращаются размеры быка. Полотно моста над концами большого свода поддерживается сводиками пролетом 2,4 *м*, опирающимися на поперечные стенки толщиною 0,50 *м*.

Ширина полотна моста 6,0 *м* между перилами; тротуаров нет. Ширина сводов 6,4 *м* (фиг. 258); арматура состоит из 6 железных клепаных арок для большого свода и арок двутаврового прокатного железа для малого пролета; арки расположены на расстоянии 1,0 *м* друг от друга и соединены поперечными связями (фиг. 257). Клепаные арки состоят из 4 уголков 135 × 90 × 11 *мм*, попарно образующих пояса, соединенные треугольной решеткой; высота их постепенно меняется с изменением толщины свода так, что пояса прикрыты сверху и снизу бетоном толщиною 3 *см*. В замке сечение железа составляет 1,62%, в пятах 1%.



Фиг. 258. — Мост через Эльбу в Döbernеy. Поперечный разрез.

Малый свод имеет толщину в замке 23 *см*, в пятах 40 *см*; железные арки — двутаврового профиля № 18; они соединены в поперечном направлении двутавровыми же балками профиля № 10. Сводики под проезжей частью большого пролета имеют толщину 18 *см* и железные арки из двутаврового профиля № 12.

Железная арматура сводов расчитана в предположении, что половина веса свода передается на кружала, а половина на железные арки, которые получают предварительное напряжение, когда бетон еще не работает. Остальная нагрузка принимается сводом как железобетонным.

Состав бетона был принят следующий: для фундамента — 1 ч. цемента на 6 ч. песку и на 4 ч. щебня, размеры которого доходили до 10 *см* в диаметре; кроме того в этот бетон был помещен бутовый камень в количестве до $^1/_3$ общего его объема; камень размещался слоями так, чтобы промежутки между последними, заполненные бетоном, были не меньше 10 *см*; для надводных частей опор, обратных стенок устоев, для бычков надсводной эстакады и для стенок парапета — 1 ч. цемента на 8 частей смеси песку и щебня; для сводов — 1 ч. цемента на 6 ч. смеси песку и щебня.

Установка кружал, арматуры и бетонировка сводов потребовали полтора месяца времени, причем бетонирование большого свода было произведено в три дня. В следующие три дня закончена бетонировка надсводной эстакады.

Раскружаливание свода бокового пролета произведено через 73 дня, большого через 51 день по окончании бетонирования. Испытание нагрузкой произведено через 3 месяца по раскружаливании.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Над большим сводом этого моста были произведены наблюдения колебаний замка в зависимости от колебаний температуры; расчетом найдено, что замок должен перемещаться по вертикали на 0,8 *см* на 1° С, что, примерно, констатировано и наблюдениями.

Стоимость моста определилась в 71000 крон, которые распределились следующим образом:

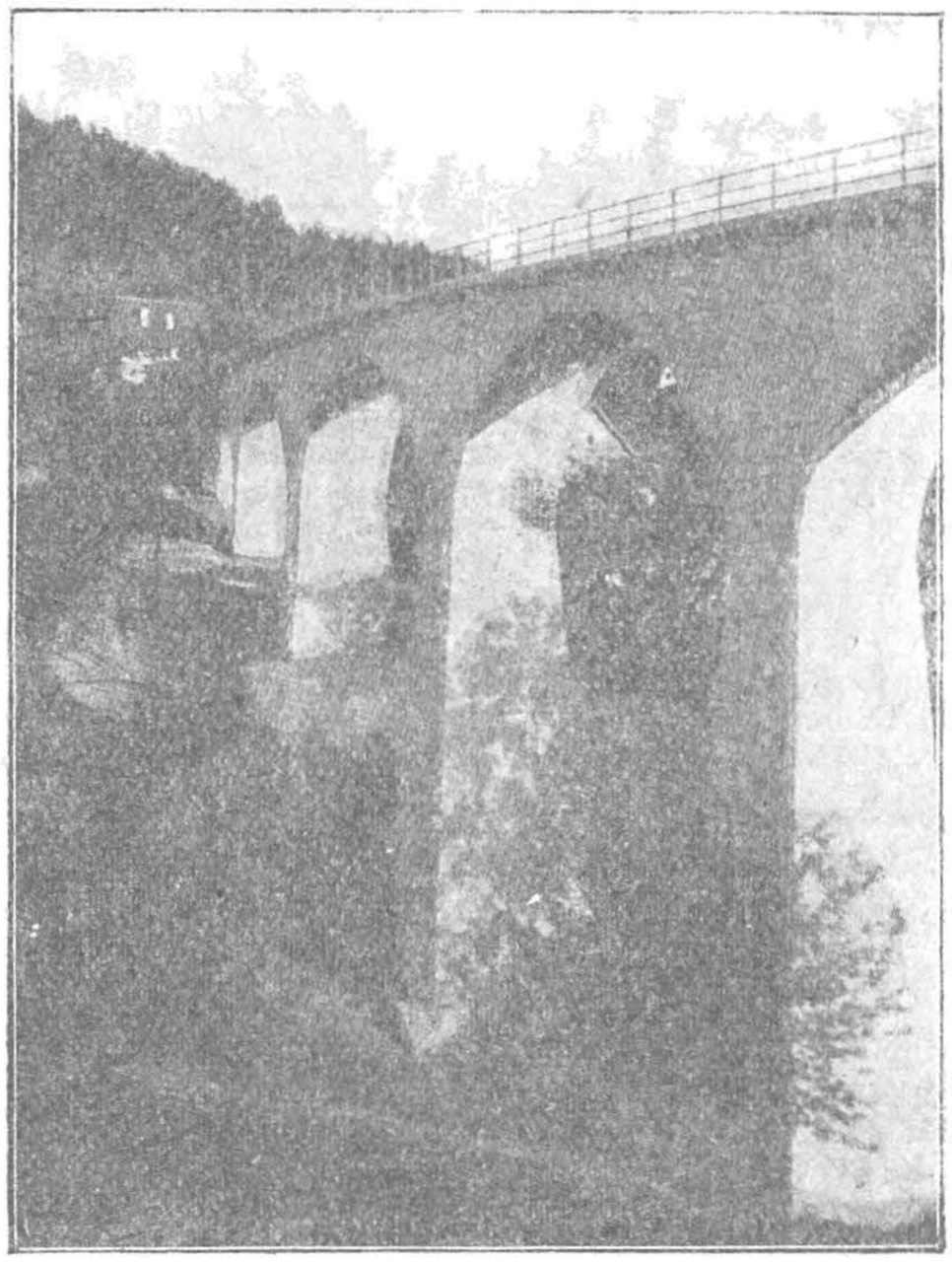
1) плата рабочим	16546	крон;
2) технический надзор .	3200	
3) песок и щебень с доставкой	11066	
4) дерево с учетом стоимости его после применения в работах	6455	
5) цемент	10710	
6) железо .	12375	
7) изоляция	361	
8) мелкие расходы, бараки, кухня и пр. .	4130	
9) проект, пошлины, договор и пр.	6000	

Из заработной платы (16546 кр.) израсходовано:

на бетонировку	5017
на приготовление, установку и разборку кружал	2350
на установку железных частей .	582
на укладку изоляции	155
на очистку и выравнивание наружных поверхностей	900

Третий пример. — При переходе через глубокие долины с пологими боками применяются, как известно, длинные высокие мосты, называемые виадуками, составляющие видную группу мостов с особым характером, в котором отражаются вышеупомянутые местные условия. Гмюндертобельский виадук есть типичное сооружение для узкой и глубокой долины. Представителем другого типа виадуков может служить расположенный на закруглении Штрюмпфельбахский виадук (фиг. 259) подъездного железнодорожного пути Schorndorf — Welzheim[1]).

На этой дороге построено несколько прекрасно спроектированных виадуков. Выбор системы их был сделан по проектам, представленным семью фирмами, приглашенными на ограниченный конкурс.

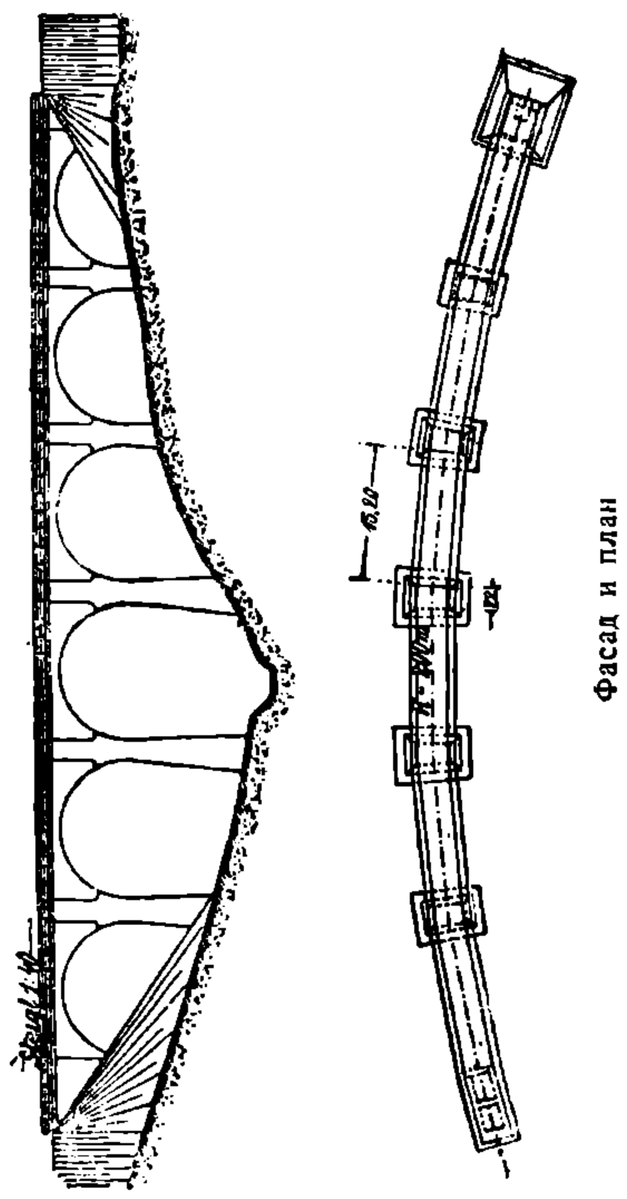


Фиг. 259. — Виадук Strümpfelbach (1908). Общий вид.

[1]) *Jori* und *Schaechterle*, Neuere Bauausführungen in Eisenbeton, Berlin, 1911.

НБ УДУНТ (ДГТ)

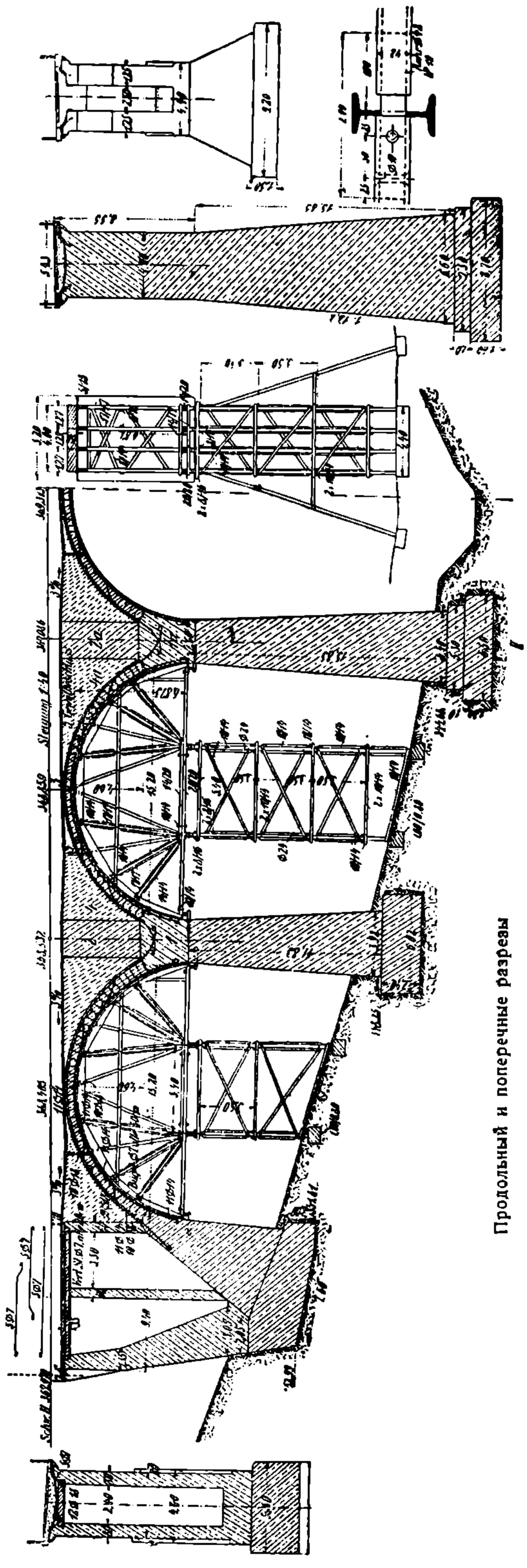
Упомянутый виадук имеет 6 пролетов по 15,2 *м* (фиг. 260) Радиус закругления 200 *м*; кроме того, путь лежит на уклоне 1 : 40. Левый устой имеет высоту около 16 *м*, устроен пустотелым с применением железобетонного плитного перекрытия (фиг. 261); правый устой заложен на довольно слабом грунте; в виду возможной его осадки последний пролет перекрыт трехшарнирным сводом,



Фасад и план

остальные своды без шарниров. Быки массивные, в плане имеют трапецоидальную форму вследствие излома оси моста, разбитой по закруглению на прямые участки по числу пролетов; высота среднего быка (до верха шпал) — 27,2 *м*.

Своды расчитаны на подвижную нагрузку из паровозов весом 42 *т* с тендерами в 24 *т* с учетом центробежной силы при ско-



Продольный и поперечные разрезы

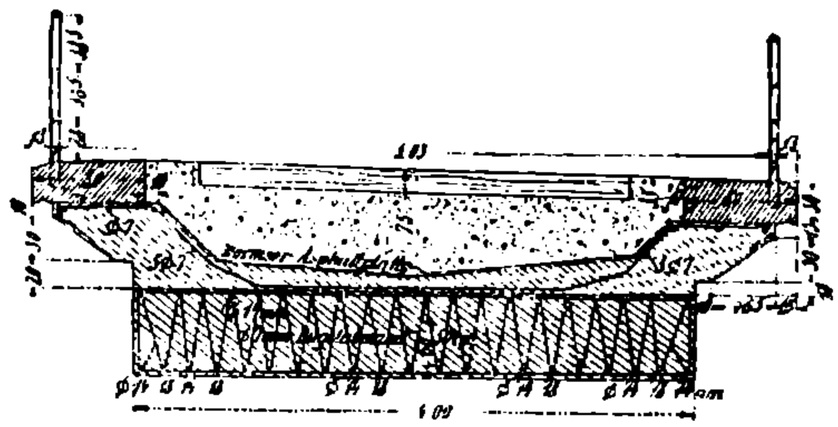
Фиг. 260 — 261. — Виадук Strümpfelbach (1908).

НБ УДУНТ (ДИТ)

рости 60 *км/час*, боковых толчков паровозов, принятых равным 8% веса их, давления ветра и эксцентричного приложения подвижной нагрузки. Колебания температуры приняты $\mp 15°$.

Пяты сводов расположены по линии, параллельной поверхности пути, т. е. с уклоном 1 : 40. Своды очерчены по кривой давления для постоянной нагрузки и расчитаны как упругие.

Подъем сводов 4,6 *м*, толщина свода в замке 0,60 *м*, в пятах 0,90 *м*. Арматура состоит из пяти стержней на 1 *м* ширины, половина которых имеет толщину 18 *мм*, половина 14 *мм* (фиг. 262); поперечные связки из прутьев $d = 7$ *мм* поставлены через каждые 50 *см*. Примерно на этих же расстояниях расположены распределительные стержни. Напряжения колеблются:

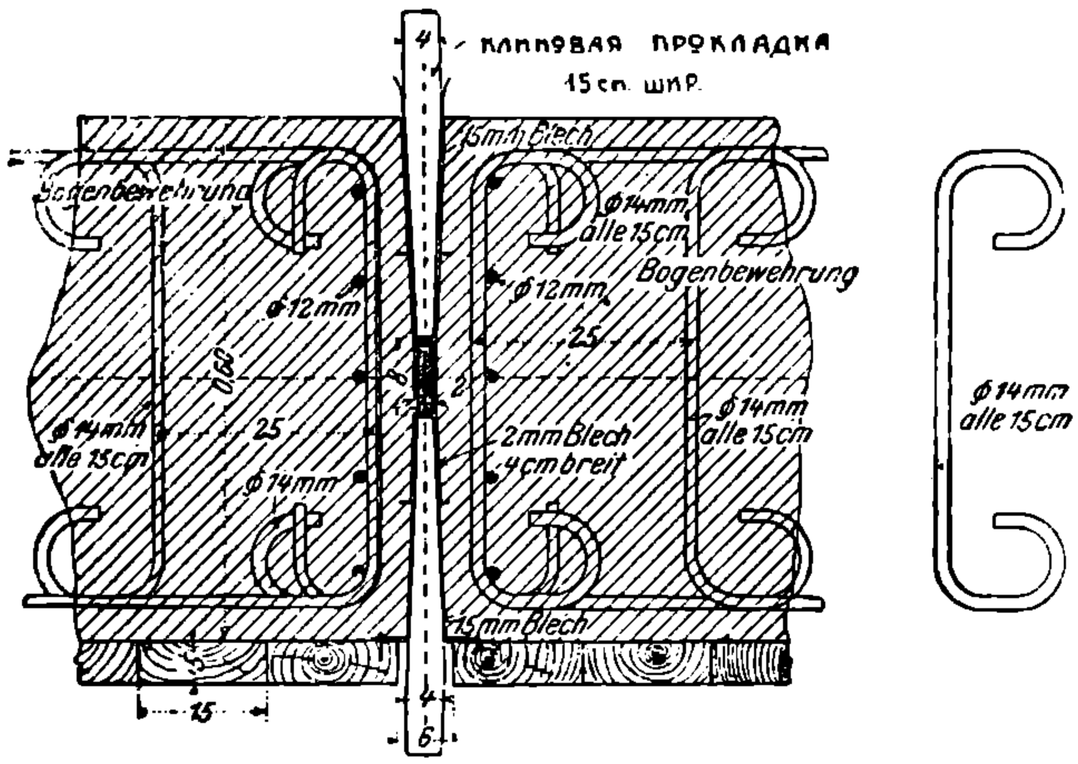


Фиг. 262. — Виадук Strümfeblach (1908). Разрез в замке.

от постоянной нагрузки в пределах от	4,33	до	10,5 *кг/см²*;
„ временной „	9,45	„ —	6,71 (растяжение)
„ температуры	$\mp$ 0,17	„	$\mp$ 8,39
наибольшие напряжения „	26,77	„ —	9,46

Железо напрягается не свыше 350 *кг/см²*, т. е. не использовано полностью.

Пазухи свода заполнены тощим бетоном до самого баластного корыта; это сделано с целью увеличения постоянной нагрузки и смягчения динамического действия временной, а также для простоты работы. Над пятами сводов в заполнении оставлены щели, устроенные таким же способом, как в виадуке Гмюндертобель. Для стока воды дну баластного ящика, кроме поперечного уклона, придан 3% продольный уклон к отверстию в каждом пролете. Забутка прикрыта изоляцией из асфальтовых (вормсских) плит. Глубина баластного ящика равна 75 *см* по оси пути.



Фиг. 263. — Шарнир крайнего правого пролета.

Шарниры крайнего правого пролета состоят из свинцовых листов толщиною 2 *см*, шириною 8 *см* (фиг. 263).

Кружала (фиг. 261) применены башенного типа с веерным распределением подкосов; во врубках положены железные листы для уменьшения вдавливания одной части в другую; стойки опираются на бетонные фунда-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

менты. При высоте 28 *м* осадка кружал оказалась 10 — 15 *мм*. Для раскружаливания применены песочные цилиндры.

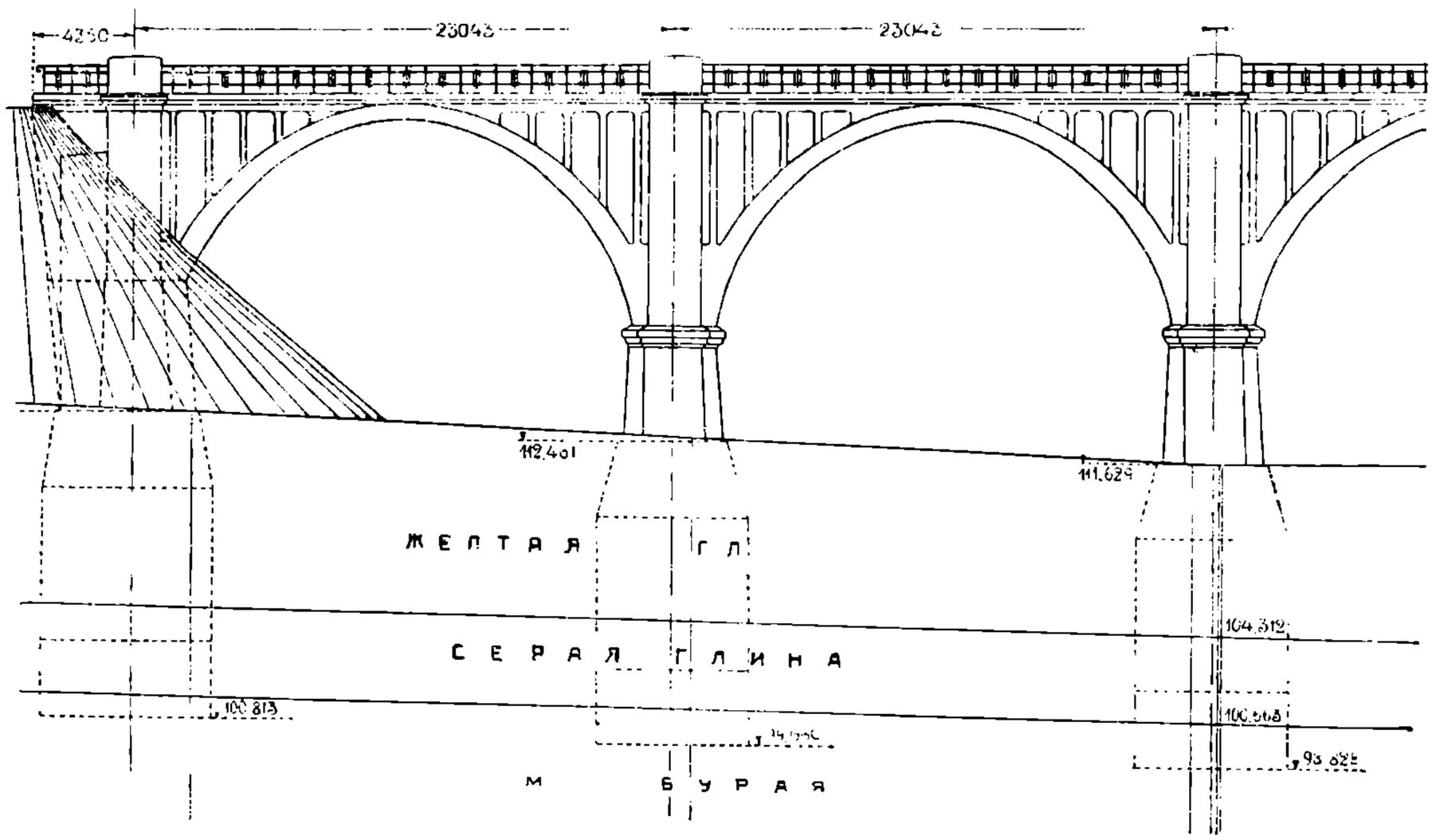
Для фундаментов применен бетон состава 1 : 5 : 7 (1 12) с допускаемым напряжением для него 8 *кг/см²*, для верхней кладки опор 1 : 4 : 6 (1 : 10) при допускаемом напряжении 12 *кг/см²*, причем наружный слой на толщину 5 — 7 *см* сделан в видах противодействия атмосферным влияниям из более жирного бетона состава 1 ч. цемента на 3 ч. смеси из хряща и песка.

Для сводов и плит принят состав 1 : 7 (1 : 3 : 4) при допускаемом напряжении 30 *кг/см²*.

Кладка свода была начата с замка, прервана и возобновлена с пят к замку; в местах соединения оставлены прогалы в 40 *см*, которые были заложены одновременно во всех пролетах виадука. Раскружаливание произведено через 3 месяца.

Работы начаты в 1907 году (август) и продолжались 7 месяцев; сооружение обошлось в 153855 марок, т. е. на 1 погонный метр моста 1275 марок, а на 1 *куб. м* бетона 33,1 марки.

Четвертый пример.— Из русских виадуков приведем большой виадук, длиною 396 *м*, построенный в 1917 г. по проекту автора на 595 версте линии Арзамас — Шихраны вместо высокой насыпи. Виадук имеет 12 пролетов по

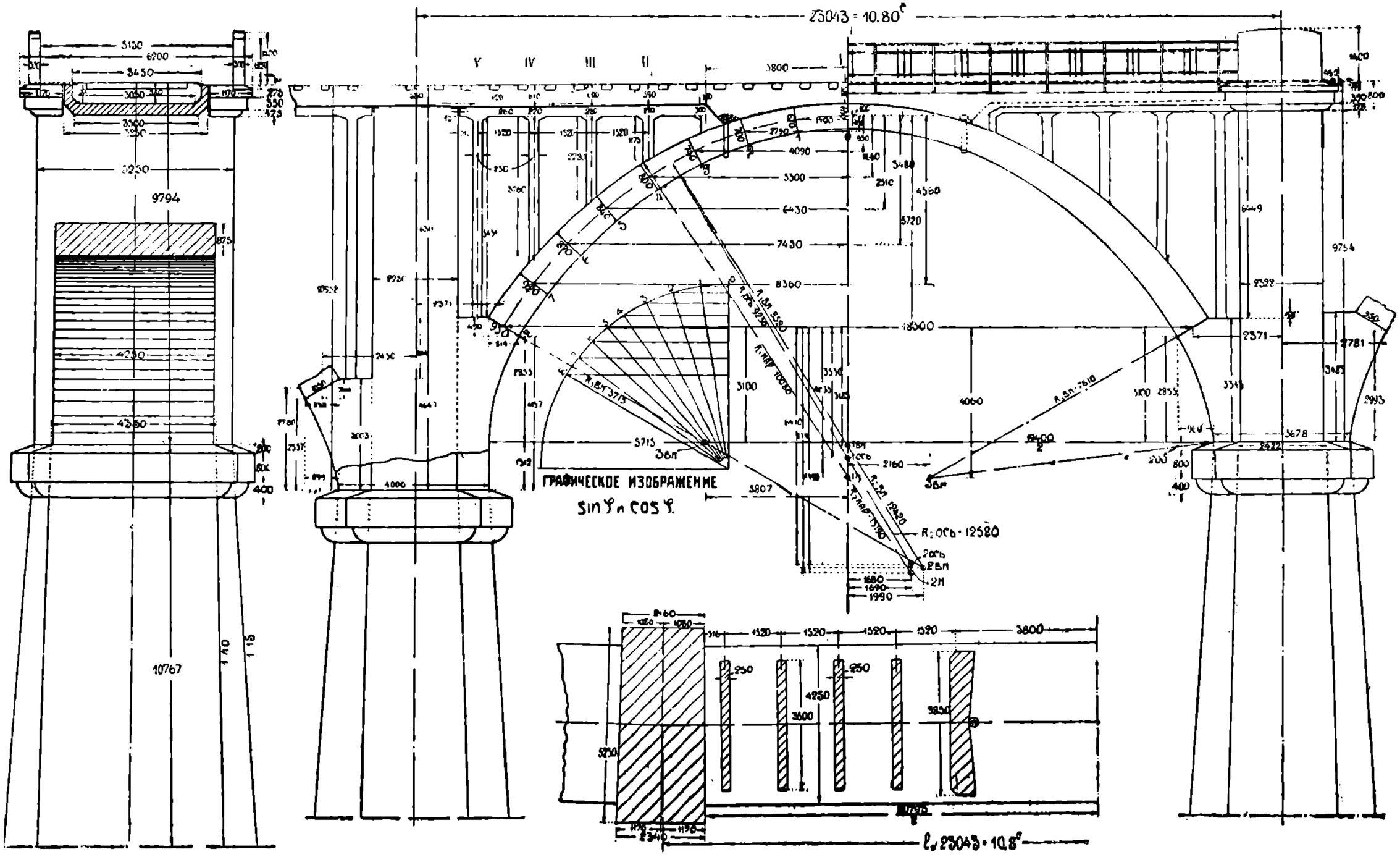


Фиг. 264. — Виадук на линии Арзамас — Шихраны (1917).

19,4 *м* и 3 пролета по 23,74 *м* в свету. Наибольшая высота от подошвы рельса до обреза фундамента 24.13 *м*. Путь лежит на кривой радиуса 300 саж. на подъеме 0,006.

Часть виадука приведена на фиг. 264. Опоры заложены на опускных колодцах, так как строители нашли глинистые напластования грунта недостаточно надежными. Опоры бетонные, пролетные строения железобетонные.

НБ УДУНТ (ДИТ)



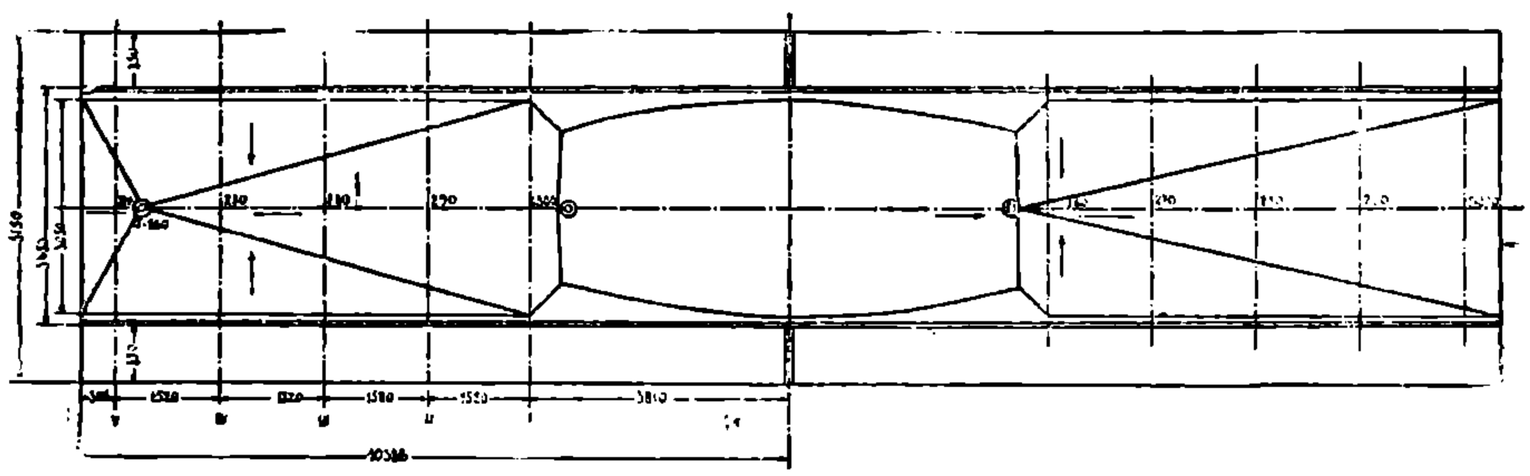
Поперечный разрез

Продольный разрез, часть фасада и план свода

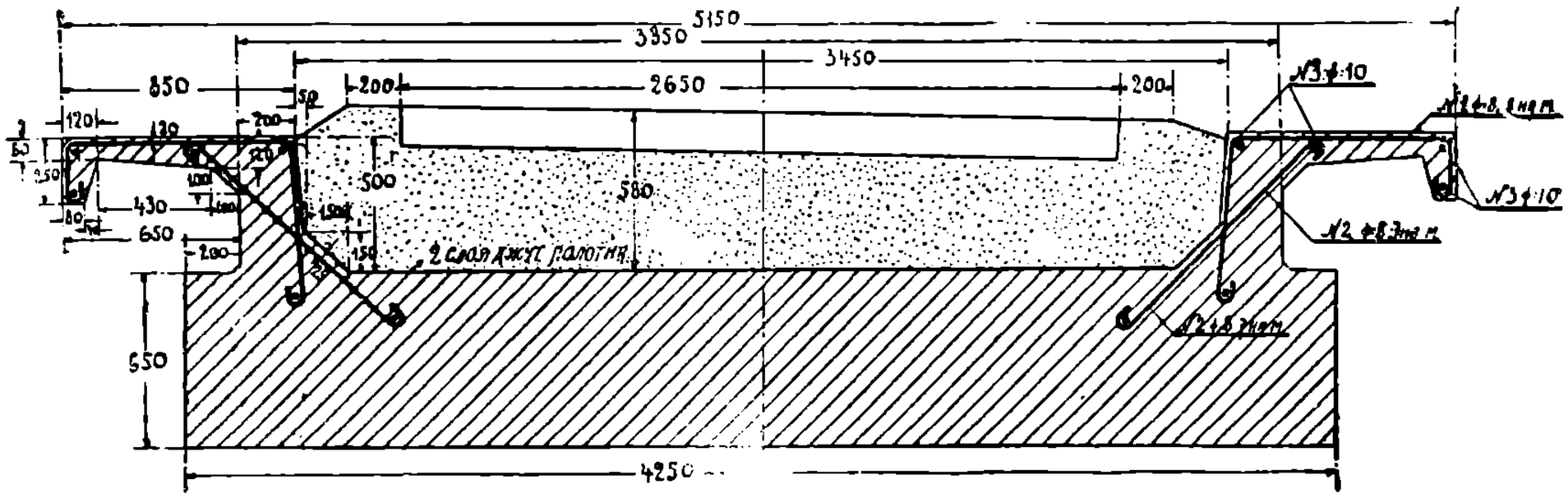
Фиг. 265 - - 267. — Виадук на линии Арзамас — Шихраны (1917).

НБ УДУНТ (ДИТ)

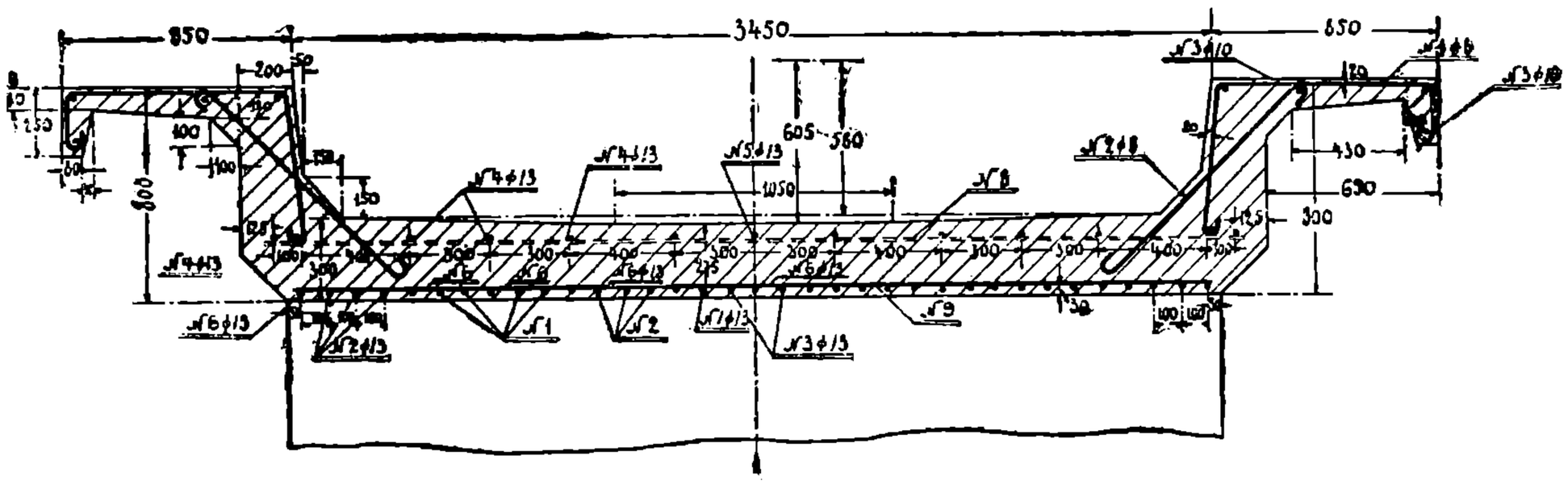
Толщина быка в узком месте 3,60 *м* для малых пролетов. На фиг. 265 справа приведен бык для малых пролетов; пяты одного и того же свода расположены на одном уровне; пяты на быке для получения уклона должны быть на разных уровнях. На фиг. 267 видно трапецоидальное



План скатов балластного корыта



Поперечный разрез по замку



Арматура плиты и тротуаров

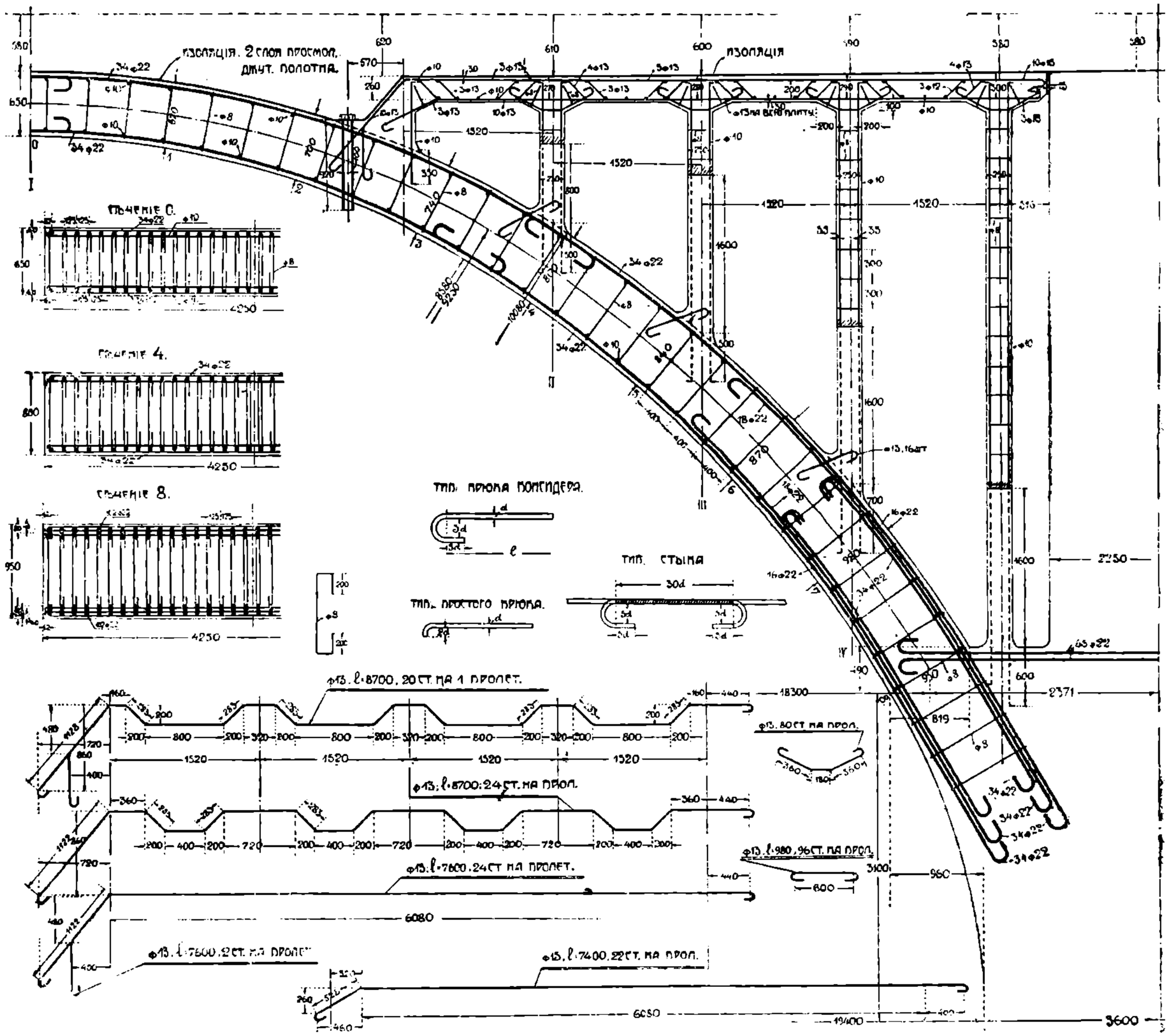
Фиг. 268 — 270. — Виадук на линии Арзамас — Шихраны (1917).

сечение быка, получившееся для виадука в кривой при удержании проекции свода прямоугольной; оси моста в пролетах расположены по многоугольнику, вершины которого лежат на пересечении с осями быков. Свод малого пролета имеет толщину в замке 0,65 *м*, в пятах 0,96 *м* при ширине 4,25 *м*. Расчетный пролет 18,3 *м*, теоретическая стрелка 5,72 *м* (1 : 3,2 *м* про-

НБ УДУНТ (ДИТ)

лета). Очертание оси свода принято по кривой давления при постоянной нагрузке.

На своде при помощи поперечных стенок толщиною 25 *см* и шириною 3,5 *м* покоится баластное корыто (фиг. 270), образованное плитой толщиною от 26 до 30 *см* и боковыми стенками с тротуарами. Толщина плиты изме-



Фиг. 271. — Виадук на линии Арзамас — Шихраны (1917). Арматура пролетного строения.

няется для придания уклона дну корыта, чтобы собрать воду к стенке над пятой, откуда она отводится трубкой. На фиг. 268 изображен план скатов корыта. У замка свода дном корыта служит свод. На фиг. 269 приведен поперечный разрез по замку.

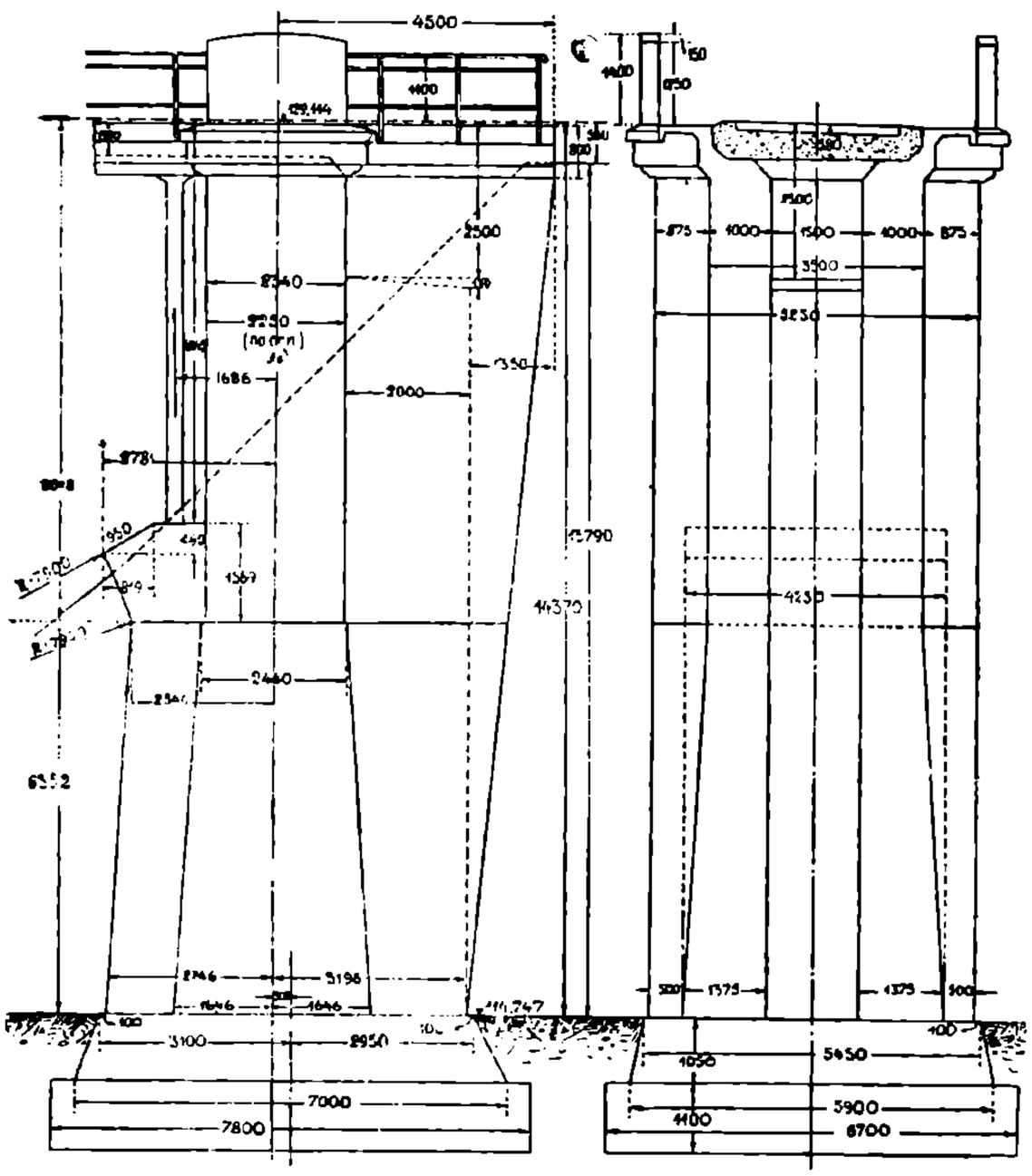
Для свободной деформации свода корыто отделено от быков щелью, перекрытой листом железа и изоляцией; предположено сделать щель и над замком в боковых стенках корыта и в тротуарах.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Изоляция состоит из двойного слоя джутового полотна, прикрытого от повреждения кирпичом, положенным плашмя.

В виду кривизны пути на мосту расстояние между перилами увеличено до 5,15 *м* сообразно с наибольшим отклонением пути от оси пролета и с наклоном вагонов на уровне поручня перил.

На фиг. 271 изображена арматура пролетного строения, а на фиг. 270 арматура плиты в поперечном разрезе и тротуаров.



Боковой вид устоя Поперечный вид устоя

Фиг. 272—273. — Виадук на линии Арзамас — Шихраны.

На фиг. 272—273 приведен устой, представляющий собою бык, снабженный обратными стенками для сопряжения с насыпью; конус насыпи спущен в крайний пролет.

Свод расчитан по линиям влияния в предположении упругой арки с заделанными концами. Напряжения бетона от постоянной и временной нагрузки в малом своде достигают величины 17,2 *кг/см²*, в большом 18,8. С учетом колебаний температуры 31,9 и 31,3 *кг/см²*, с учетом еще торможения получено 34,7 и 34,0 *кг/см²*. Кроме того, боковой ветер вызывает в пятах свода напряжения в 2 и 2,7 *кг/см²*, центробежная сила — меньше этого. Так как случай совместного действия всех этих факторов маловероятен, остановились на наибольшем напряжении 37 *кг/см²*, которому должно соответствовать временное сопротивление бетона 185 *кг/см²* (по старым нормам).

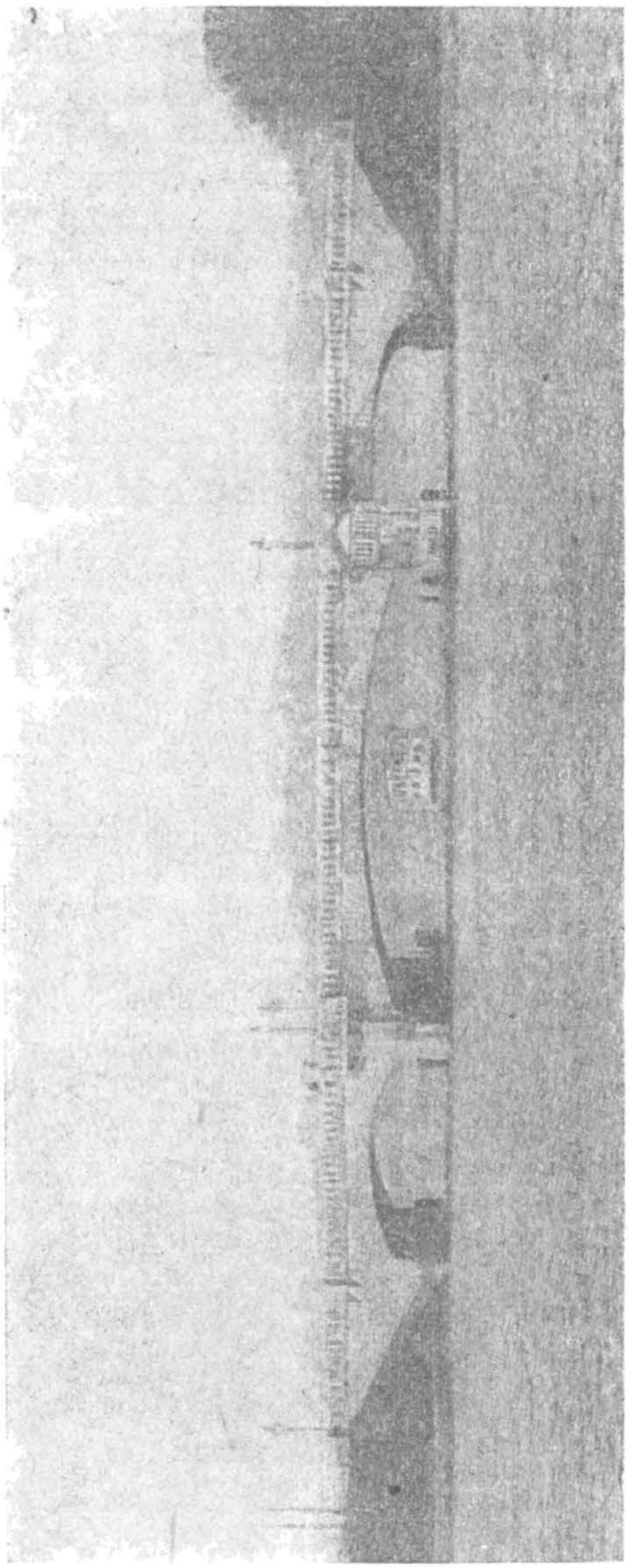
В железе напряжения не превышают 660 *кг/см²*.

Прогиб большого свода в замке от временной нагрузки 1,26 *мм*, от колебаний температуры на ± 20° еще 4,83 *мм*. Конец проезжей части у быка перемещается при этом всего на 5,7 *мм*, щели дан размер 15 *мм*.

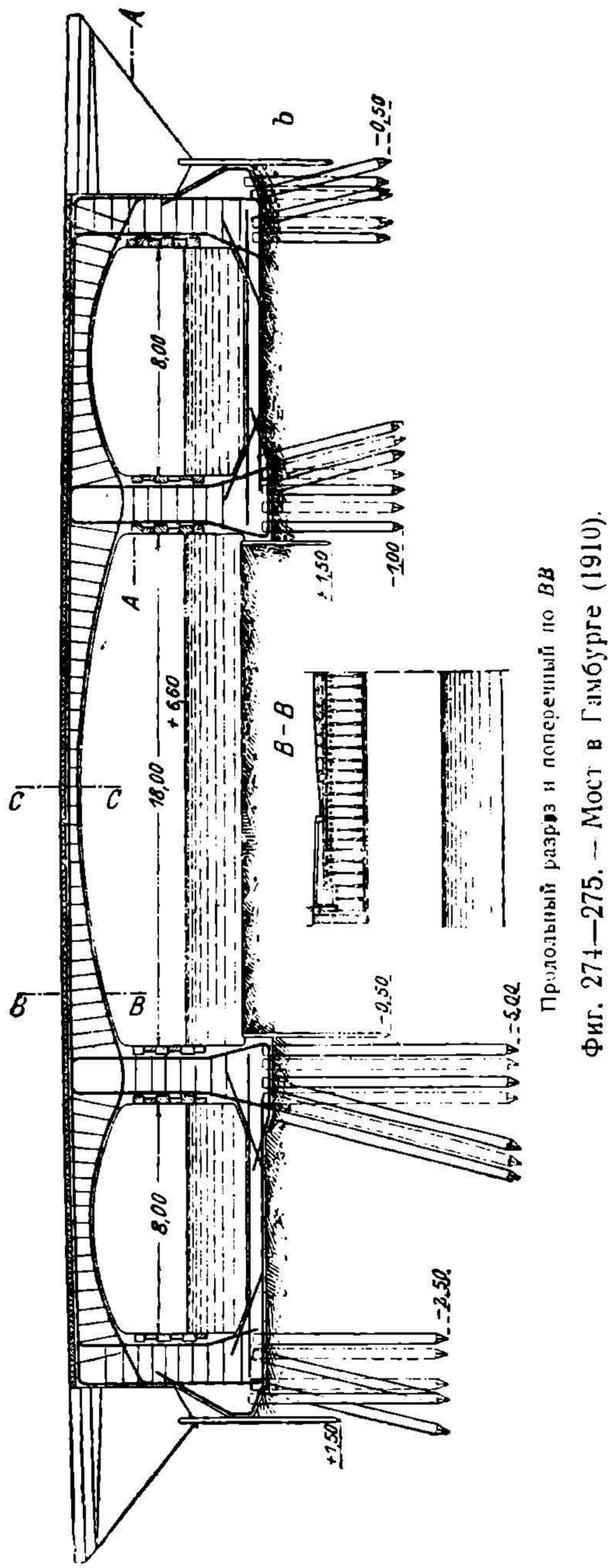
Пятый пример. — Нельзя не привести еще один пример, представляющий некоторую разновидность рассматриваемого типа железобетонных арочных мостов и дающий ясное представление о том, какой благодарный материал представляет железобетон, какие перспективы открывает он творчеству инженеров и какие практические задачи ставит он статике сооружений.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Это мост в Гамбурге через Лангенцуг [1]), построенный в 1910 году вместо железного моста и по внешнему виду (фиг. 274) ничем не отличающийся от каменного моста. Мост имеет 3 пролета 8 + 18 + 8 *м*. Прежде всего обра-



Общий вид



Продольный разрез и поперечный по *BB*

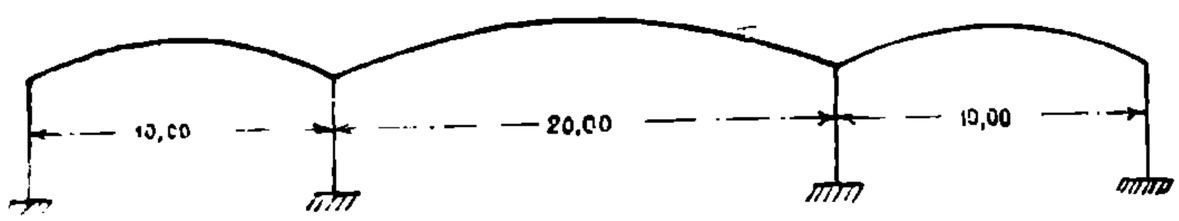
Фиг. 274—275. — Мост в Гамбурге (1910).

щает внимание такое неравенство пролетов, которое, в связи с небольшой толщиной быков и расположением пят на одном уровне, указывает, что мост не каменный, что распор средней арки принимается не быками.

[1]) „Armierter Beton", 1911, Mai, статья *Foerster*'a; „Beton und Eisen", 1911, Heft VII, статья *Leo*.

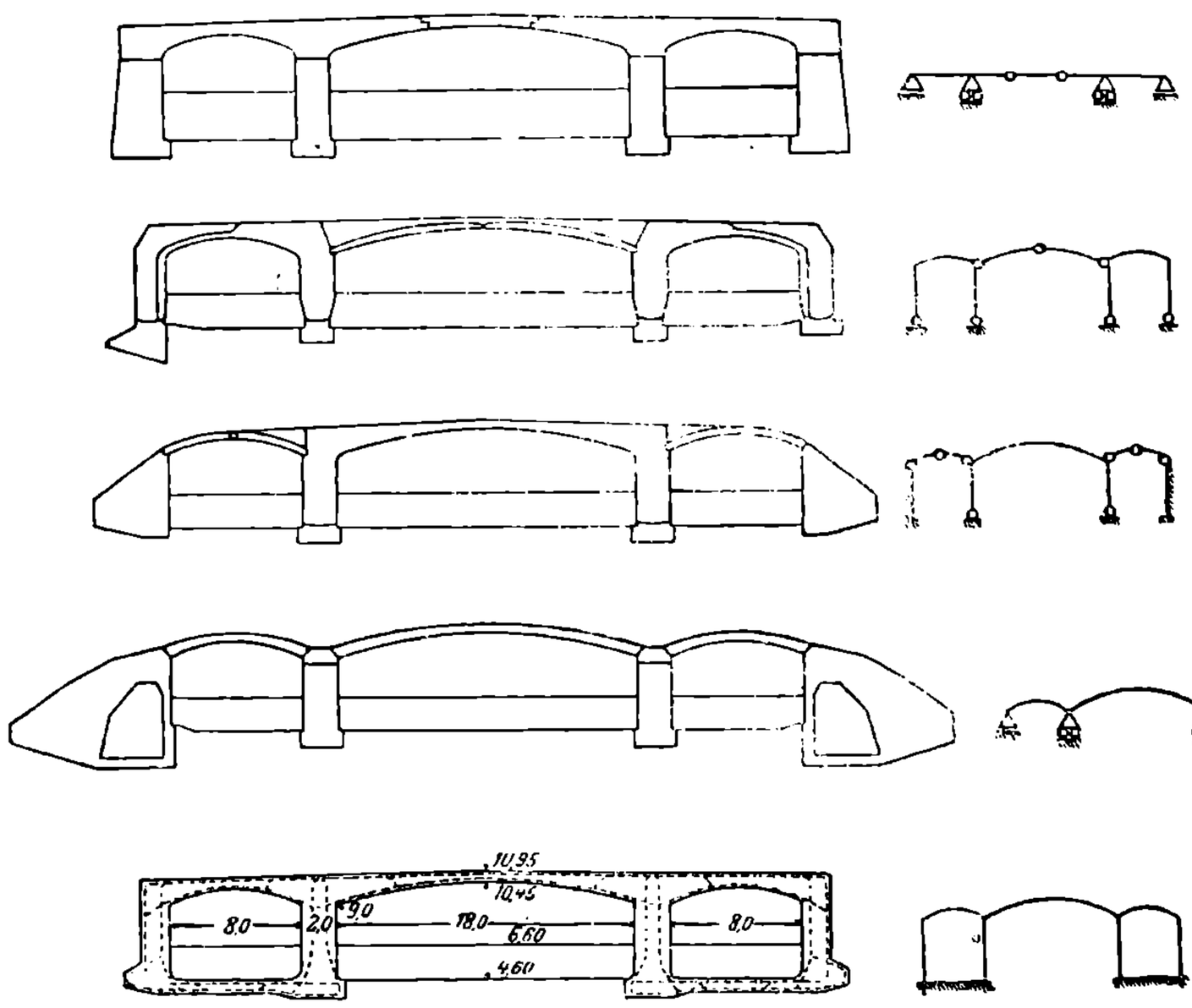
НБ УДУНТ (ДИТ)

И действительно, продольный разрез моста (фиг. 275) показывает, что это железобетонный мост, монолитный от начала до конца: и пролетное строение, и опоры, до фундамента их включительно, из железобетона и объединены в одно целое; арки, перекрывающие пролеты, неразрезные и заделанные на опорах, а кроме того не имеют пазух и не оставляют места так называемому надсводному строению; арки эти можно столь же основательно считать и неразрезной балкой; а вообще здесь приходится, отказавшись от подыскания подходящего ярлыка, изучать систему, какова она есть, делая, при желании, те или другие допущения.



Фиг. 276. — Мост в Гамбурге (1910). Схема.

Авторы проекта (фирма Христиани и Нильсен) расчитали эту конструкцию по линиям влияния в двух предположениях: 1) средняя арка с заделанными пятами опирается на две жесткие рамы с заделанными концами (фиг. 276); 2) та же арка опирается на жесткие рамы, стойки которых укре-



Фиг. 277. — Мост в Гамбурге (1910). Варианты.

плены шарнирно. Первая система имеет 9 статически неопределимых величин; вторая — 4.

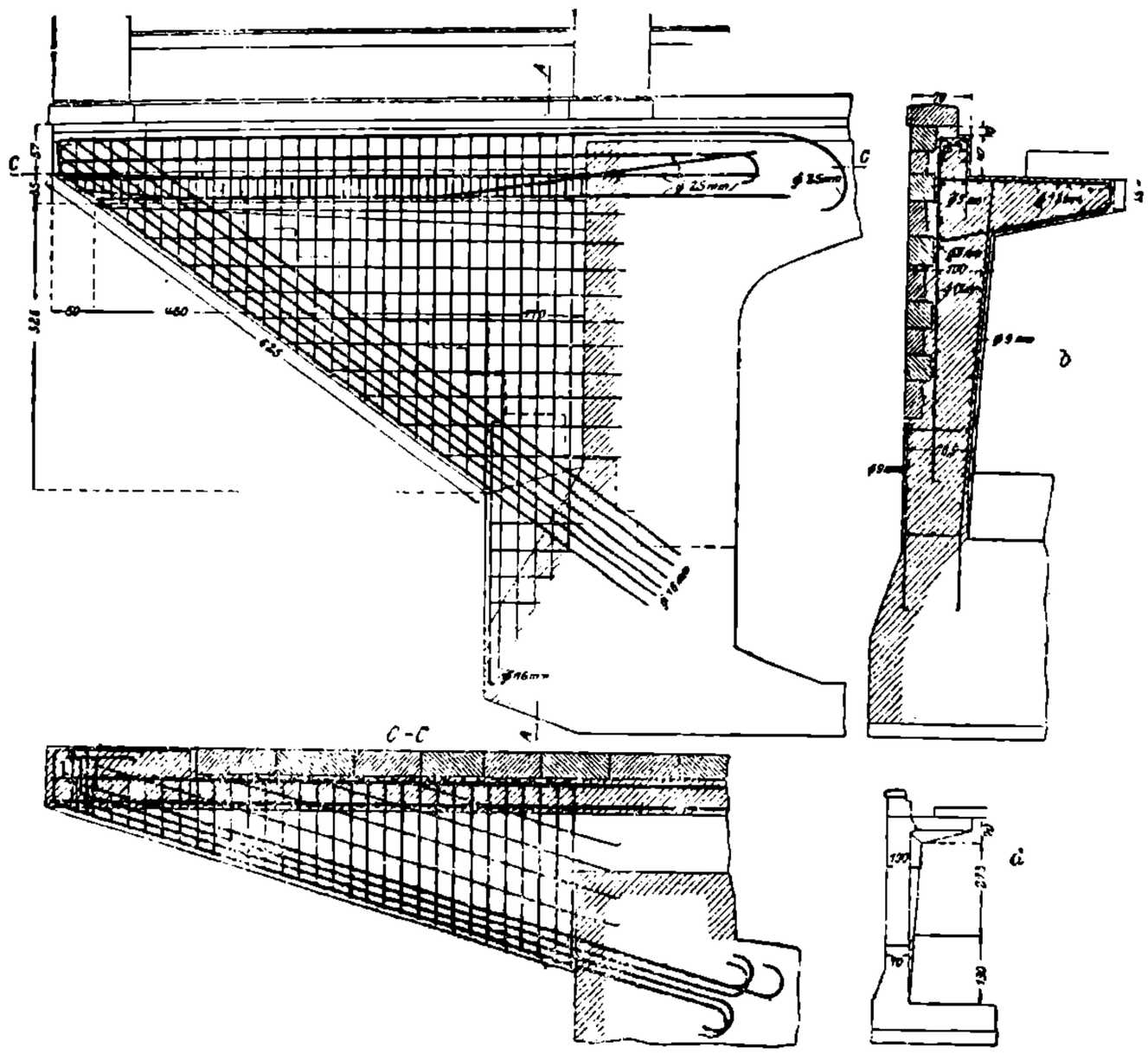
Такое распределение пролетов вытекало из задания, требовавшего для удобств судоходства среднего пролета 18 *м* и двух боковых по 8 *м* при толщине быков не более 2 *м*. На это задание было предложено еще 4 ре-

НБ УДУНТ (ДИТ)

шения, представленные на фиг. 277; предпочтение было отдано рассматриваемой осуществленной системе.

Толщина свода среднего пролета в замке 60 *см*. Состав бетона для опор 1 : 8, для сводов 1 : 6; пробные образцы дали через 28 дней сопротивление раздроблению соответственно 200 и 300 *кг/см*^{2}. Мост облицован камнем.

Напряжения допущены для бетона 40 *кг/см*^{2}, для железа — 1000 *кг/см*^{2} и для свай — 30 *кг/см*^{2}; колебания температуры приняты в расчет на $\pm 20°$.



Фиг. 278. — Мост в Гамбурге (1910). Обратное крыло.

Заслуживает внимания также устройство обратных стенок устоев в виде свешивающихся треугольников (фиг. 275); так как на эти крылья действует боковой напор земли, то они укреплены горизонтальным треугольником, расположенным под полотном дороги (фиг. 278).

25. Своды с шарнирами. — На фиг. 279 — 281 изображен первый мост, построенный по системе Мелана в 1898 году в Штейре (Австрия); единственный его пролет перекрыт сводом с тремя шарнирами. Пролет свода 42,4 *м*, стрелка 2,617 *м* (1 : 16); это один из самых пологих сводов, примененных до сего времени в мостах. Мост под обыкновенную дорогу, ширина полотна 5,20 *м*, тротуаров нет. Массивные бетонные устои заложены на скале, полная длина устоя 12 *м*.

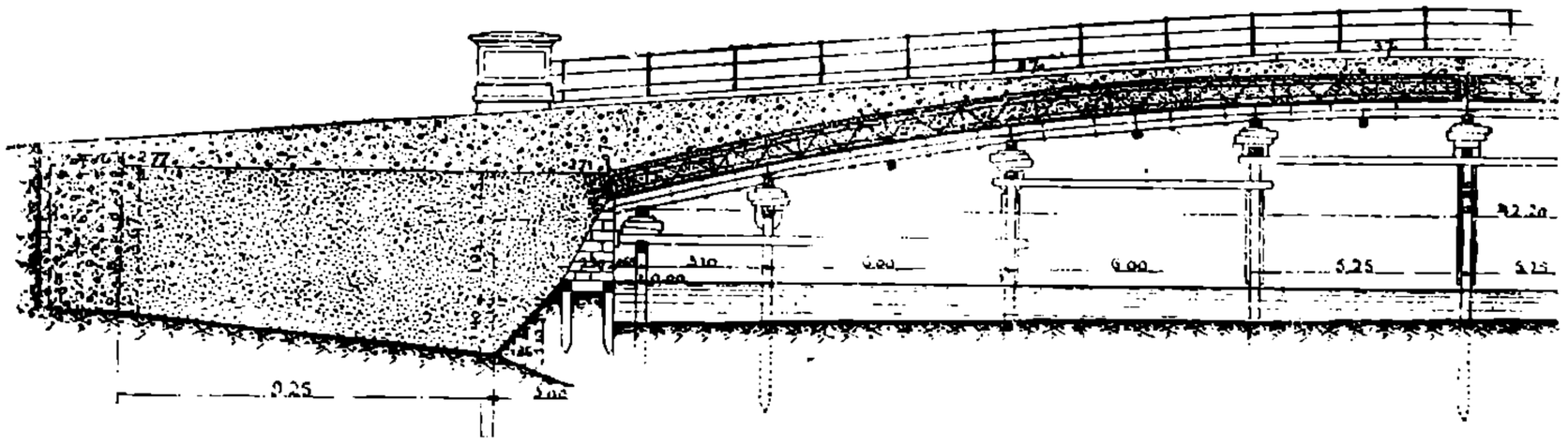
Ось свода очерчена по дуге круга; толщина в замке 0,60 *м*, в пятах 0,70 *м*, в середине полусвода 0,80 *м*. Арматура его состоит из железных клепаных арок, размещенных по ширине свода через каждый метр; высота арок в замке и пятах 0,50 *м*, в середине полусвода 0,70 *м*; в сечении

НБ УДУНТ (ДИТ)

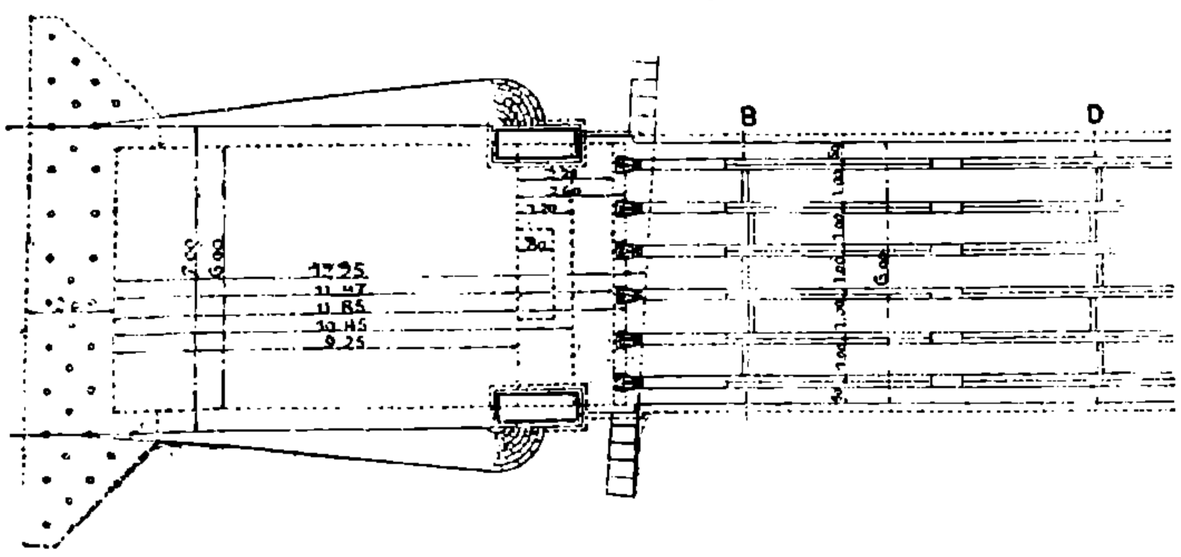
арка (фиг. 282) состоит из 4 уголков $120 \times 120 \times 15$ *мм*, соединенных решеткой из планок 90×10 *мм* и распорок из уголков $65 \times 65 \times 7$ *мм*.

Железные арки принимают на себя половину веса свода во время его бетонирования; другая половина принимается кружалами; остальная нагрузка принимается сводом как железобетонным.

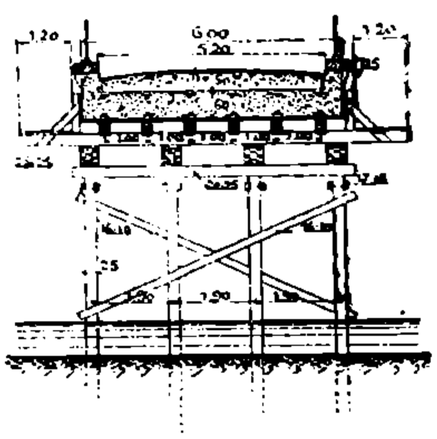
Арки имеют металлические шарниры в виде стальных цилиндров диаметром 8 *см*, зажатых между балансирами, отлитыми из стали за исключением нижних балансиров в пятах, отлитых из чугуна. Бетонный свод имеет бетонные шарниры из заранее изготовленных бетонных камней; пара камней, образующих шарнир, соприкасаются друг с другом по цилиндрическим поверхностям, из которых одна выпуклая, другая вогнутая, обе описаны боль-



Продольный разрез



План



Поперечный разрез

Фиг. 279 — 281. — Мост в Штейре (Австрия) (1898).

шими радиусами — 3 *м* и 4 *м* — с целью уменьшить напряжения в местах прилегания. Эти шарнирные камни имеют ширину 0,50 *м*; при расстоянии между арками 1,0 *м* получились зазоры по 25 *см*, которые потом были заделаны бетоном, причем во избежание попадания бетона в шарнирную щель последняя была заграждена азбестом. Для лучшего распределения давления в шарнире предположено было проложить свинцовые листы шириною 10 *см*, толщиною 2 *мм*, но вследствие запоздания в доставке их была положена прокладка из асбеста, которая оказалась слабой. Напряжения в бетонных шарнирах, исчисленные по формуле Герца, достигают 265 *кг/см*^{2}. Состав бетона для шарниров 1 : 4.

Следует отметить здесь порядок производства работ по устройству свода. На подготовленные места были установлены железные арки на своих шарнирных опорах; затем поставлены были нижние камни бетонных шарниров,

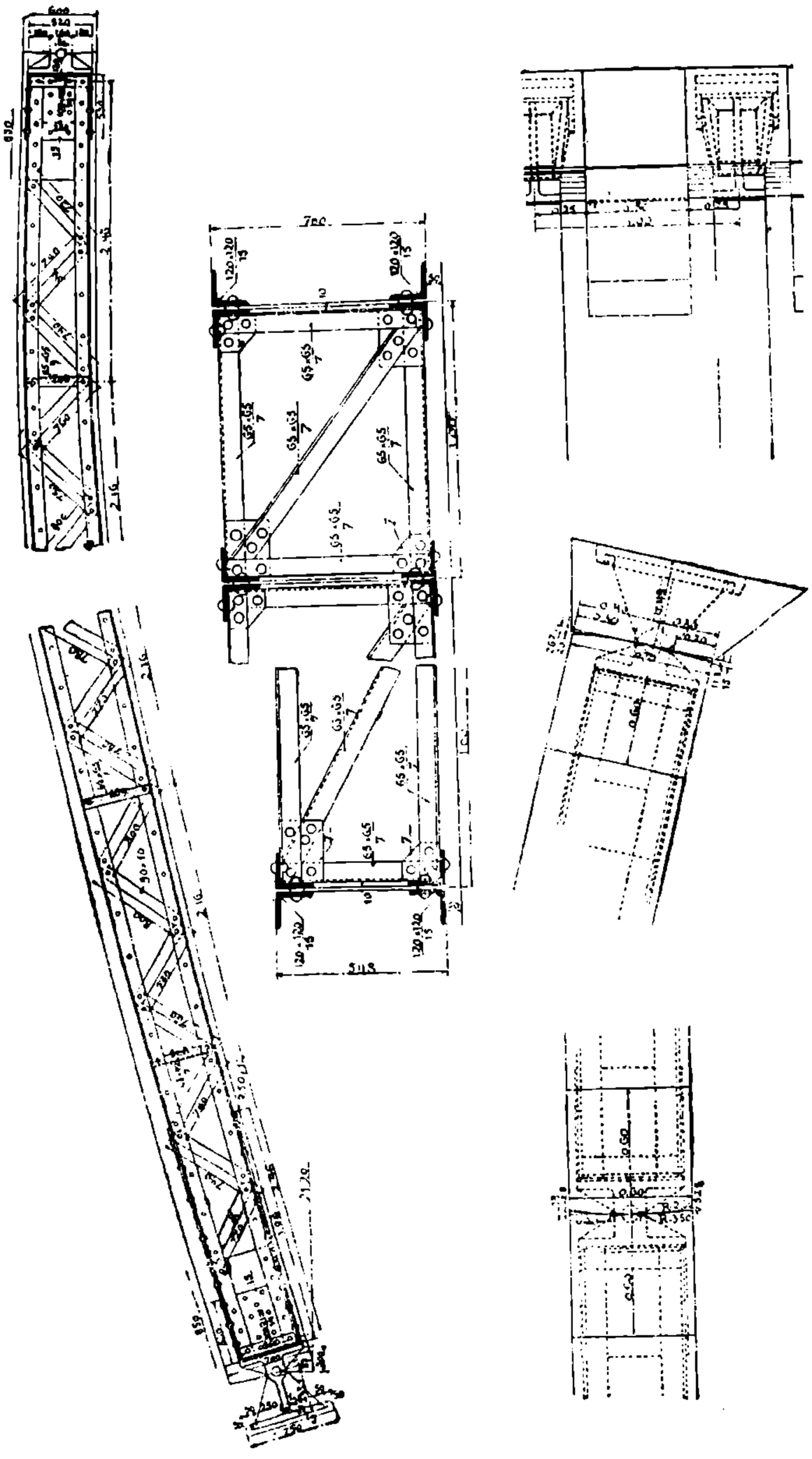
НБ УДУНТ (ДИТ)

и промежутки вместе с чугунными подушками забетонированы. После этого поставлены верхние камни шарниров (в замке обратно), просветы в 25 *см* заложены, и в 3 дня произведена бетонная кладка свода. По затвердении ее просветы были также забетонированы, как упомянуто выше.

Состав бетона для свода принят 1 : 2 : 4; наибольшее напряжение по расчету равно 36,0 *кг/см*² для средины полусвода при одностороннем загружении его.

При раскружаливании свода обнаружилась подвижка одного из устоев, который был заложен выше, чем предполагалось по проекту; вследствие сокращения объема вес его оказался недостаточным для противодействия распору. Раскружаливание было приостановлено, и устой укреплен нагнетанием раствора в гравий, находящийся позади устоя. Мост обошелся в 66000 крон.

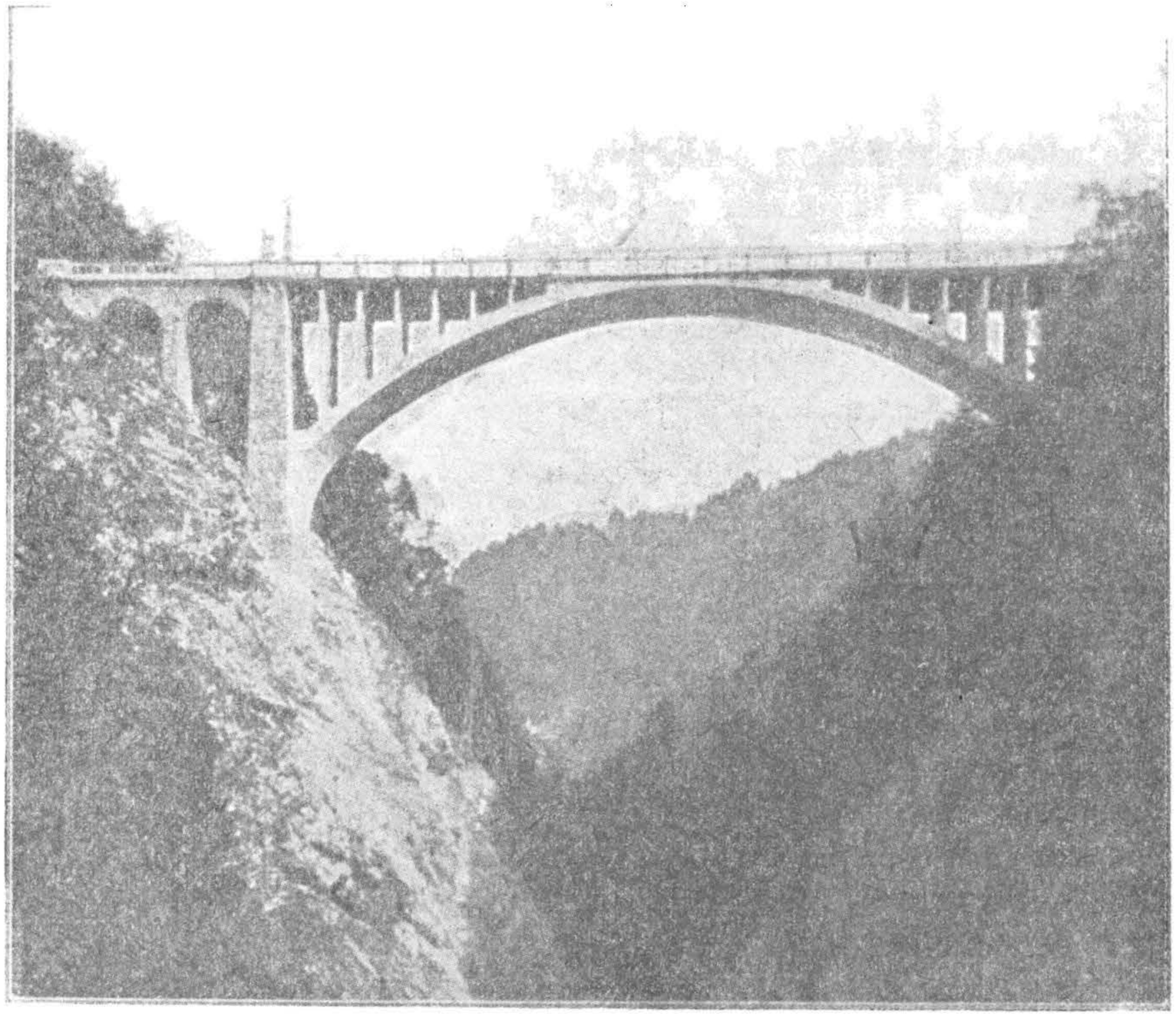
Выдающийся случай применения арматуры Мелана имел место при постройке моста через Grand Eau в Швейцарии (фиг. 287), возведенного в 1913 году [1]). Пролет свода в свету 53,6 *м*; возвышение полотна над дном оврага 75 *м*. Стоимость кружал должна была быть очень высокой. Если половину нагрузки снять с кружал и передать аркам арматуры Мелана, то стоимость кружал определялась



Фиг. 282—286. — Мост в Штейре (Австрия) (1898). Детали арки.

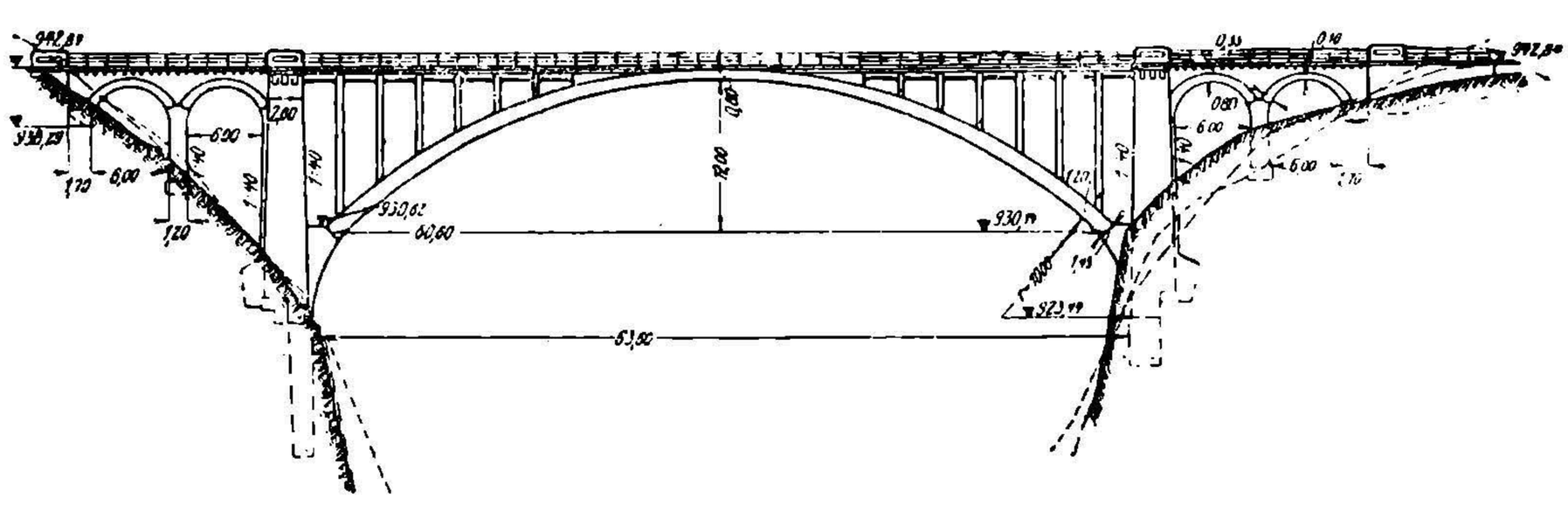
[1]) „Zeitschrift für Betonbau" (Wien), 1914, H. 2, 3; Handbuch für Eisenbetonbau, Dritte Auflage, 7 Bd, 1921, стр. 387.

НБ УДУНТ (ДГТ)



Фиг. 287. — Виадук через Grand Eau (Швейцария, 1913).

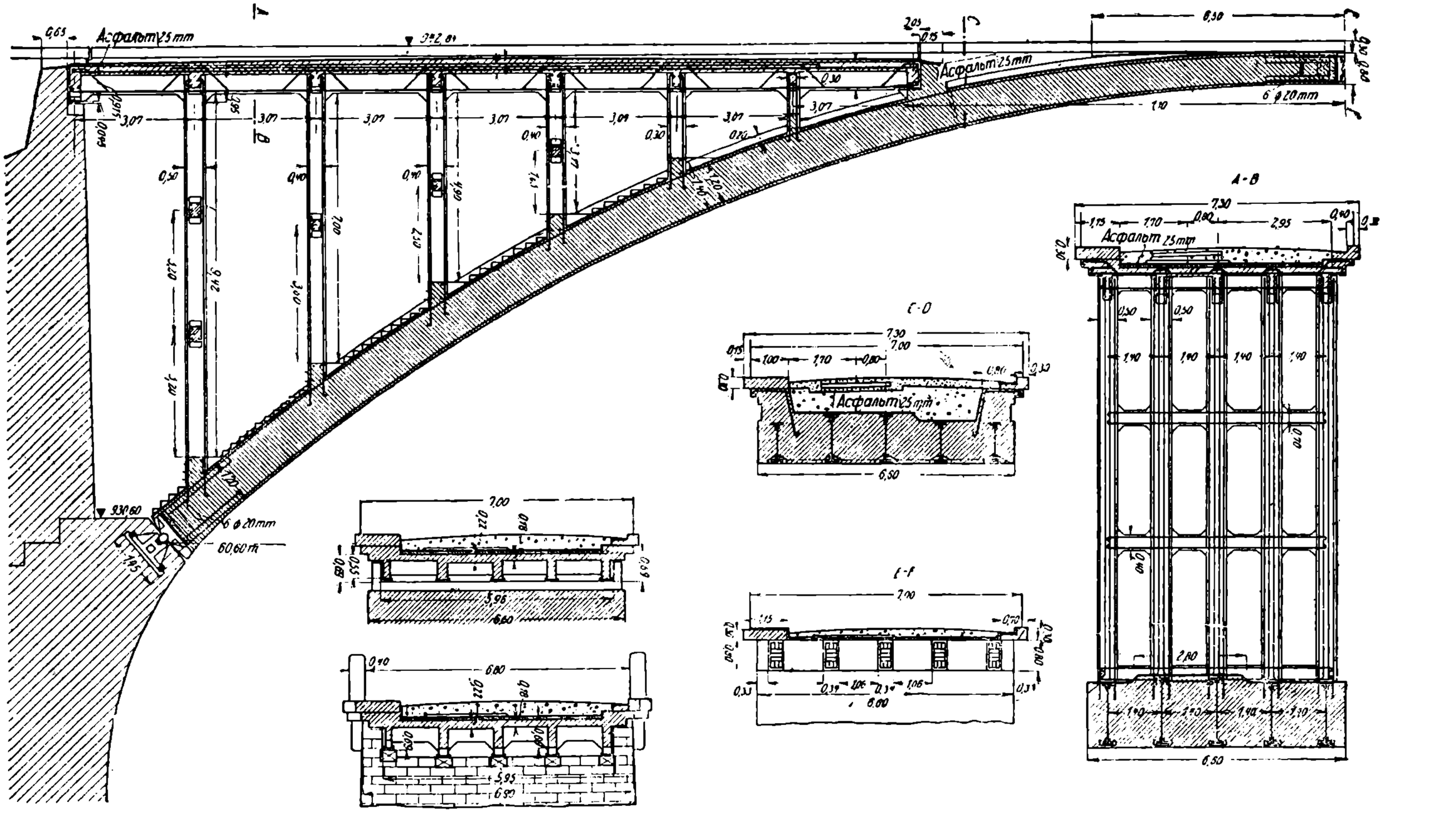
в 75000 франков. Было решено обойтись без кружал для свода, использовав для подвешивания опалубки арки арматуры. Этот вариант потребовал расхода на добавочное железо и опалубку в 15000 фр., так что экономия получилась в 60000 франков.



Фиг. 288. — Виадук Grand Eau. Общий вид.

Свод был намечен трехшарнирный, так как при этом можно лучше учесть напряжения в арматуре. Пяты устроены выносные, пролет между шарнирами в пятах равен 60,6 *м* при стрелке 12,0 *м*. Толщина свода в замке 0,8, а начиная с $^1/_4$ пролета до пят 1,20 *м* (фиг. 288). Ширина моста между перилами 7,0 *м*; из них на один тротуар дано 1,0 *м*, остальное для проезда

НБ УДУНТ (ДИТ)

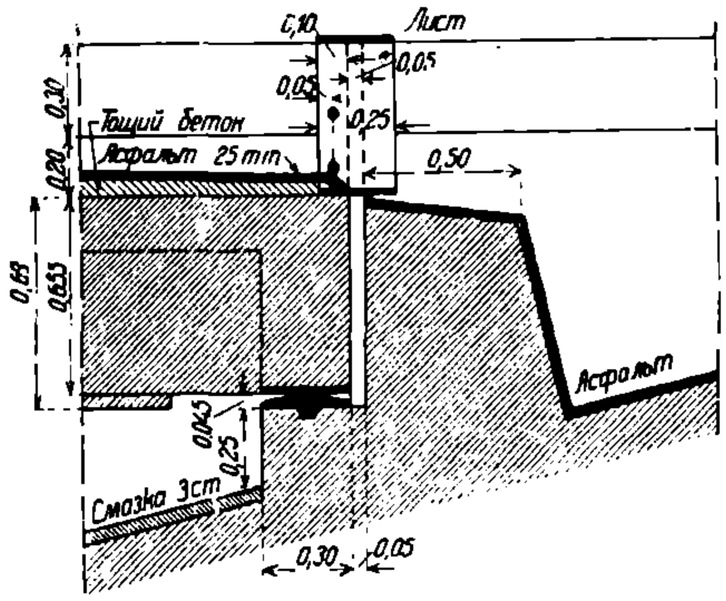


Фиг. 289—294 — Виадук Grand Eau. Продольный и поперечные разрез

НБ УДУНТ (ДНТ)

экипажей и для узкоколейной жел. дороги (фиг. 289—294). Ширина свода 6,6 *м*; в нем помещается 5 арок на расстоянии 1,4 *м* друг от друга. Проезжая часть поддерживается пятью ребристыми балками, опирающимися на колонны; пролеты балок 3,07 *м*. Концы этих прогонов оба лежат на тангенциальных подвижных опорах; один на устое, другой на своде у его вершины (фиг. 295).

Высокие колонны посредством поперечных балок под

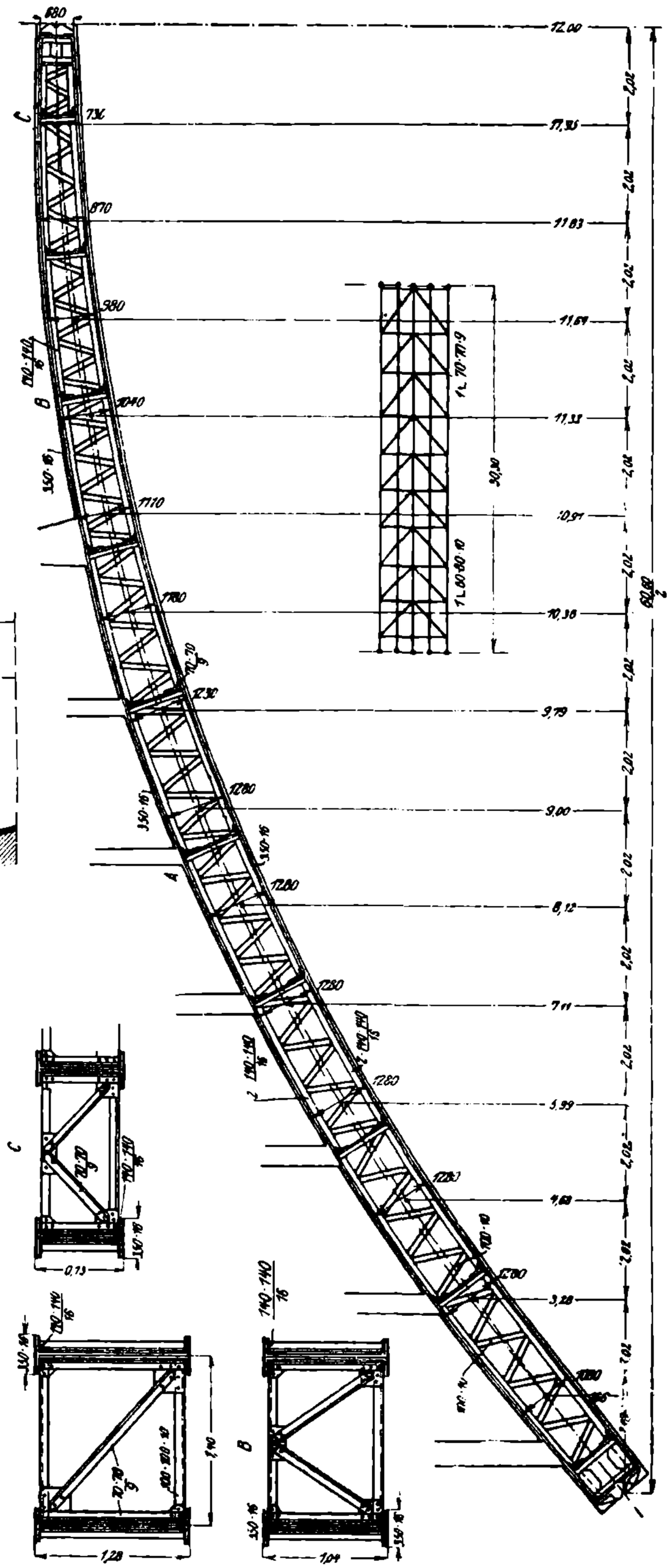


Фиг. 295. — Виадук Grand Eau. Подвижная опора прогона.

полотном и на своде, а также промежуточных распорок увязаны в жесткие рамы, чем достигается поперечная жесткость надсводного строения.

Полоса моста под полотном железной дороги сильнее нагружается подвижной нагрузкой, вследствие чего плита здесь толще (22 *см* вместо 18) и ребра сильней армированы.

Расчет балок произведен с прибавкой 50% на дина-



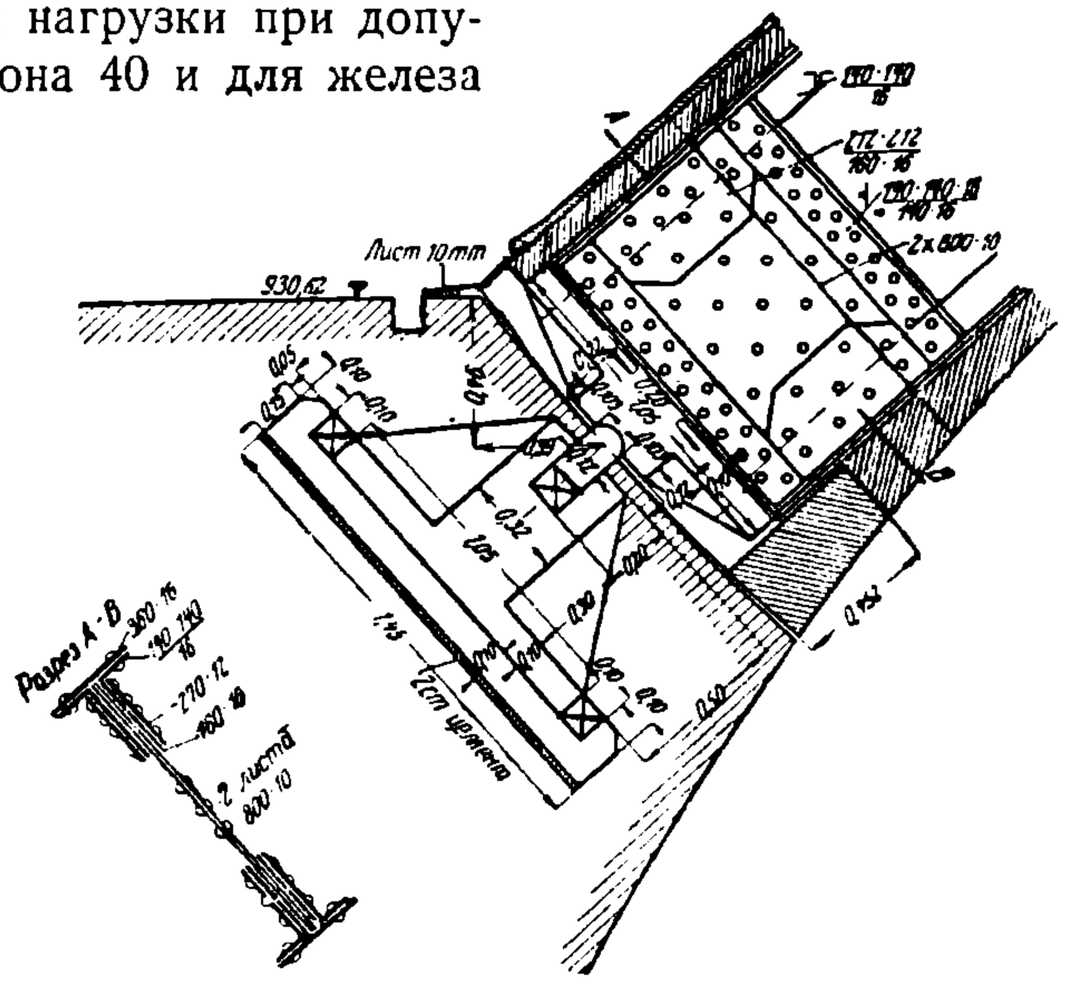
Ф. г. 296. — Виадук Grand Eau. Железные арки под ж.-д. пути.

НБ УДУНТ (ДИТ)

мическое действие подвижной нагрузки при допускаемых напряжениях для бетона 40 и для железа 1200 *кг/см*².

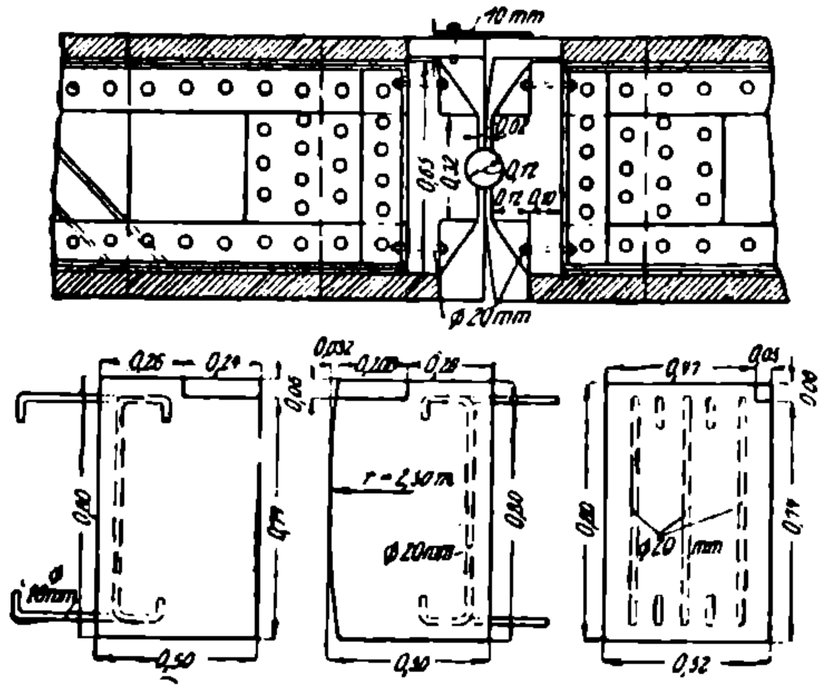
Железные арки на полосе железной дороги имеют каждый из поясов состоящим из двух уголков 160 × 160 × × 16 *мм* и листа 350 × 16 *мм* (фиг. 296).

Очертание оси свода выбрано по кривой давления от постоянной нагрузки и половины временной нагрузки. Поверочный расчет произведен по линиям влияния. Напряжения в железных арках найдены для четырех стадий бетонирования.



Фиг. 297. — Виадук Grand Eau. Пятовый шарнир.

Шарниры для арок (фиг. 297 и 298) цилиндрические, причем верхние подушки стальные, нижние — чугунные. Шарниры для свода катучие из железобетонных клиньев. На 1 *м* их длины наибольшее давление достигает величины 89 *т* в замке и 137 *т* в пятах.



Фиг. 298. — Виадук Grand Eau. Ключевой шарнир.

Арки собраны были при помощи деревянной легкой башни, возведенной из глубины ущелья.

Для бетонирования на железных арках был устроен вспомогательный мостик с рельсами для вагонеток.

От укладки бетона в свод железные арки дали прогиб 5 *мм*.

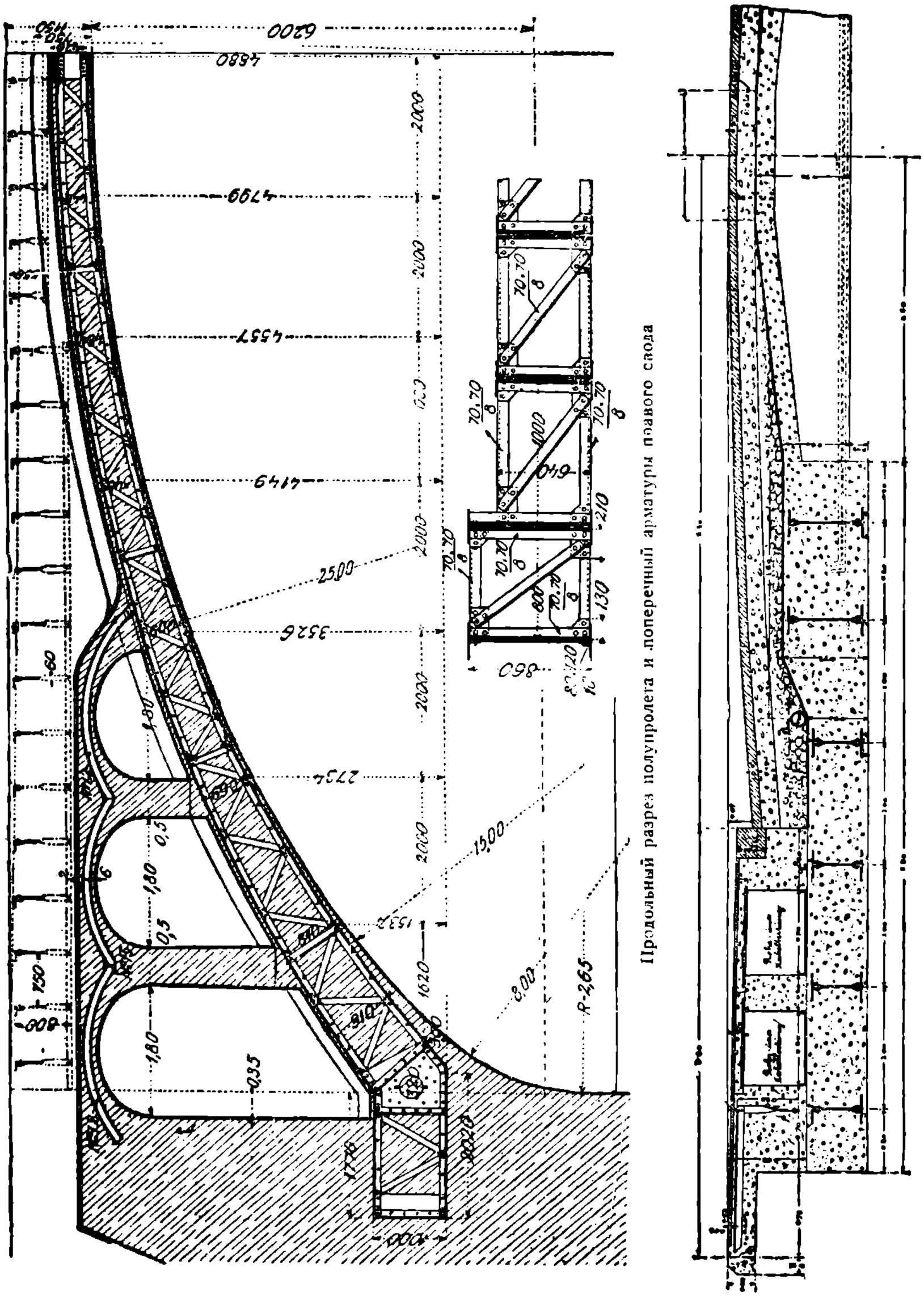
Стоимость моста составляет 200000 франков.

6) МОСТЫ С ПАРАЛЛЕЛЬНЫМИ СВОДАМИ.

В исторической справке мы указали уже в качестве представителя этого типа мост Chauderon-Montbenon в Лозанне (фиг. 13, 14). Конструкция этого рода мостов отличается, в общем, от конструкции мостов предыдущего типа разделением широкого свода при широком полотне на две параллельные части (фиг. 301), что дает сбережение в кладке свода и опор, а также в кружалах, которые могут быть употреблены сперва для одной части, а затем для другой. Впервые эта система применена инженером Сежурне в каменном мосте в Люксембурге (1903 г.).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Мост в Лозанне имеет ширину полотна 18 *м*, параллельные своды имеют ширину 6,30 *м* с просветом между ними 5,0 м. Полотно поддерживается

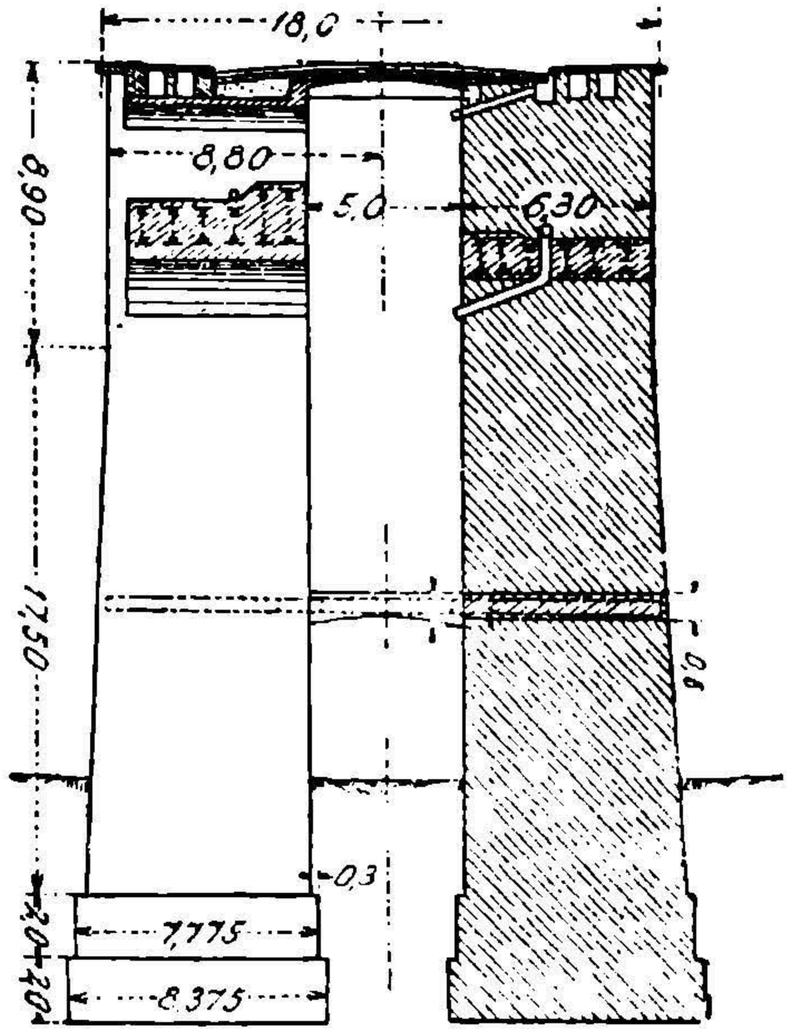


Фиг. 299—300. — Мост Chauderon-Montbenon.

балками, опирающимися на края сводов и сводиков, устроенных вместо пазух над главными сводами. Нагрузка полотна передается эксцентрично по отношению к ширине параллельных сводов, вследствие чего сводам у внут-

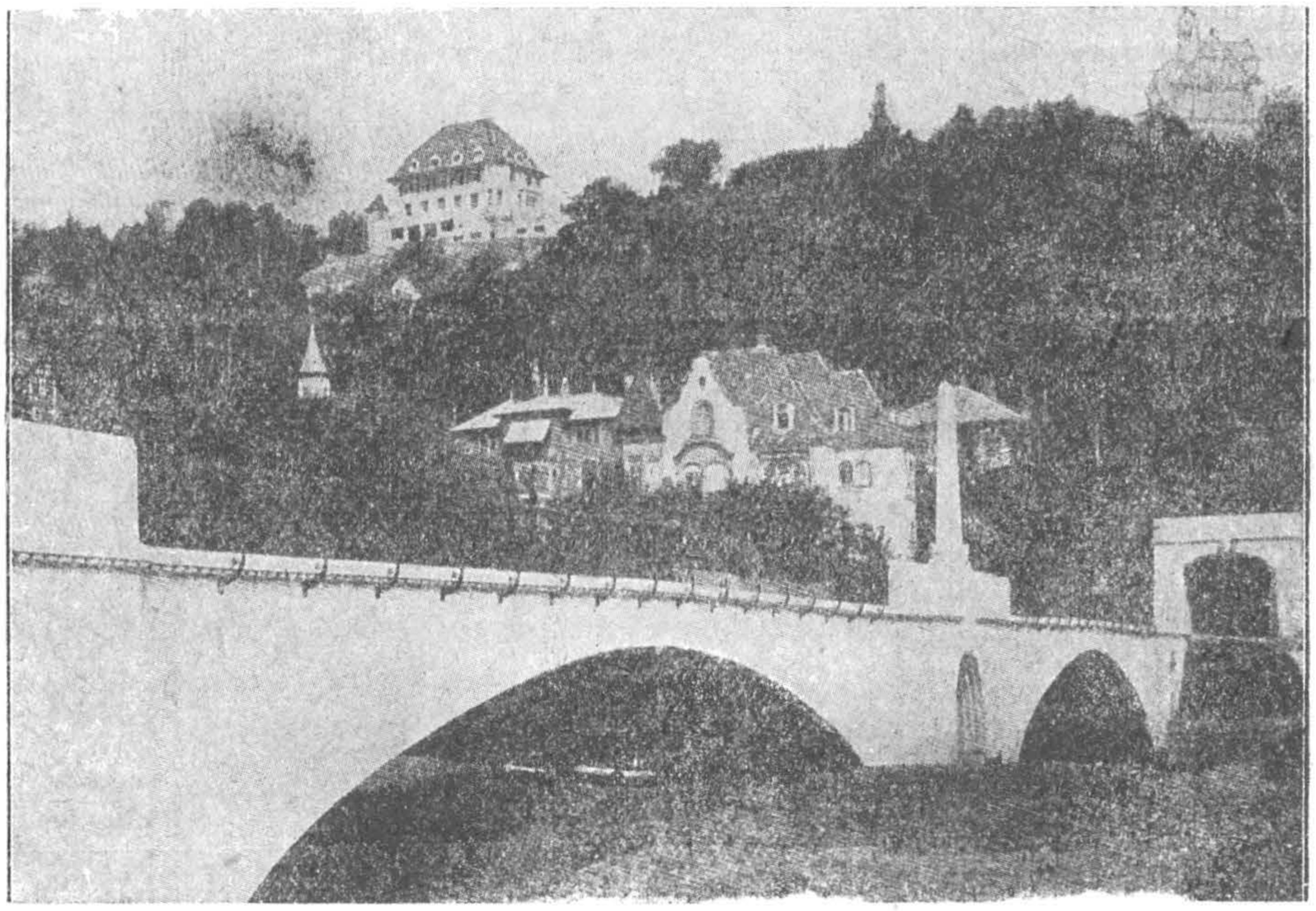
НБ УДУНТ (ДИТ)

ренних боков придана бо́льшая толщина Конструкция пролетных частей моста достаточно видна из фиг. 299 — 300. Отсылая за подробностями к источнику [1]), перейдем к другому, более поучительному примеру.



Фиг. 301. — Мост Chauderon-Montbenon. Поперечный разрез.

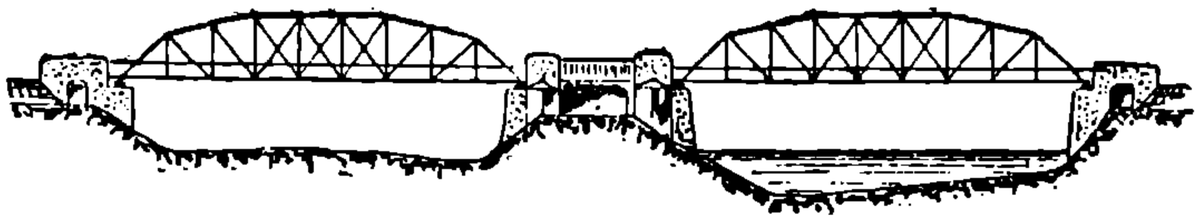
26. — Мост в Тюбингене [2]). — Этот мост (фиг. 302) построен под железную дорогу нормальной колеи через р. Неккар и отводный канал для ее высокой воды, вследствие чего имеет два пролета по 34 *м*, разделенные весьма широким быком, занимающим всю ширину верхнего конца длинного узкого острова (фиг. 304). Положение моста в городе требовало выбора для него системы, которая могла бы дать место художественной обработке не только в деталях, но и в общем размещении масс сооружения; выбор нужно было произвести между камнем, бетоном и железобетоном. Для каменного моста условия были очень тяжелые, арки получались слишком пологими. Техническое бюро составило 5 проектов моста с железным пролетным строением и один железобетонного моста;



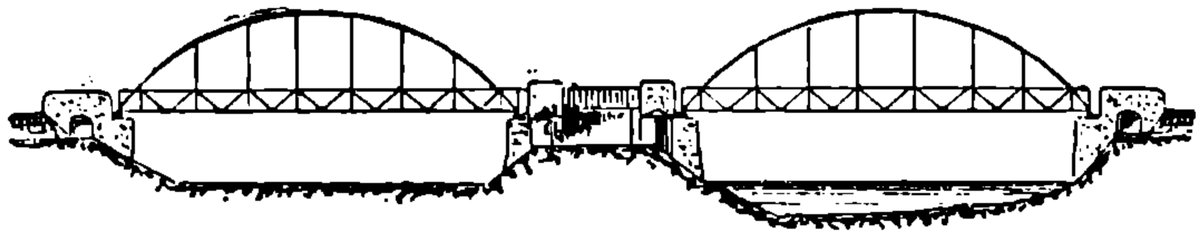
Фиг. 302. — Мост под железную дорогу в Тюбингене. Общий вид.

[1]) *Melan und Kluge*, Einige neuere Brückenausführungen nach Bauweise Melan, Berlin, 1911.
[2]) *Jori und Schaechterle*. См. выше.

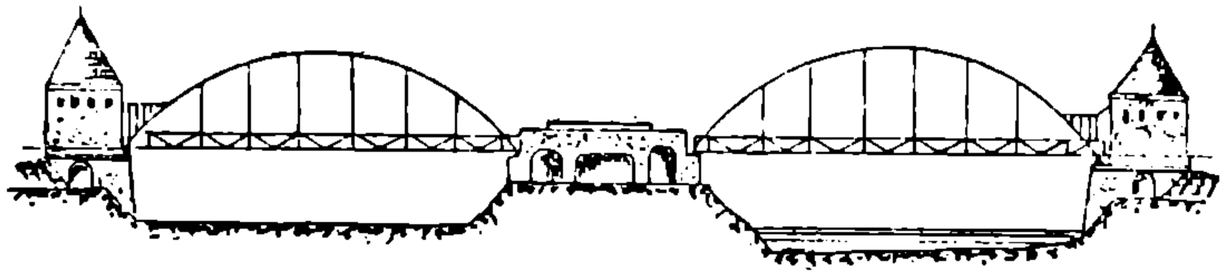
НБ УДУНТ (ДИТ)



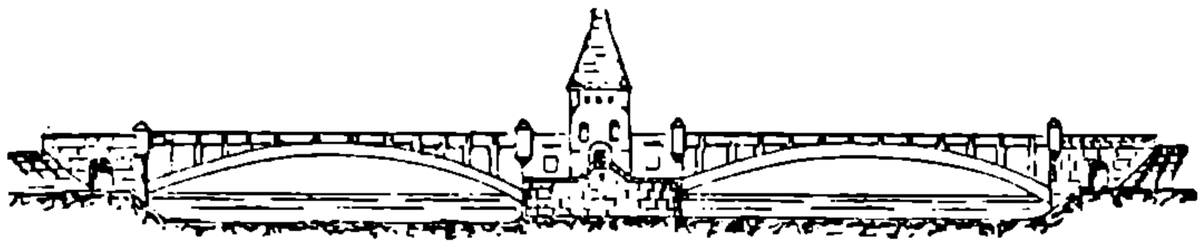
Проект I: 2 пролета по 36 *м*, стоимость 134 000 марок



Проект II: 2 пролета по 35,7 *м*, стоимость 170 000 мар.

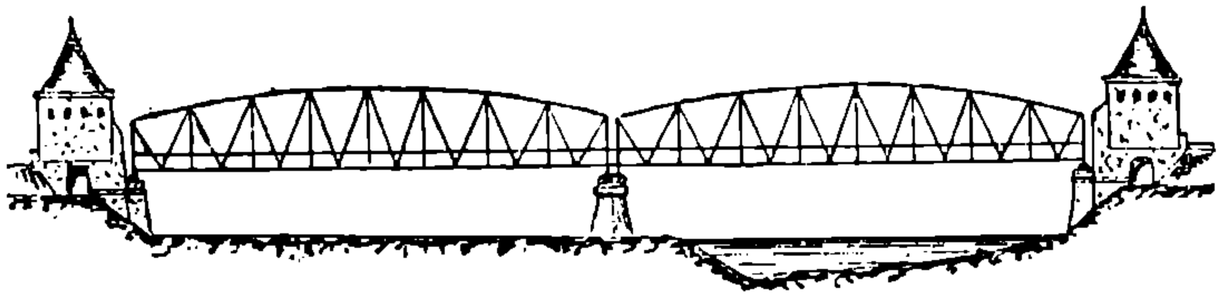


Проект IIa: 2 пролета по 35,2 *м*, стоимость 194 000 мар.

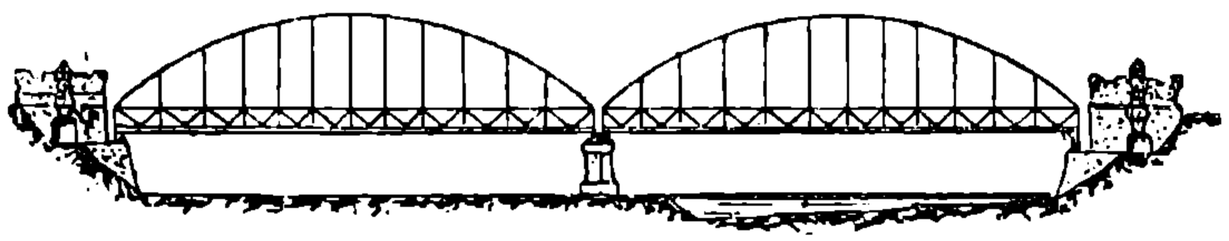


Проект III: железобетонные своды, 2 прол. по 34 *м*, стоимость 163 000 мар.

Проект IV: железные арки, 2 прол. по 34,0 *м*, стоимость 177 000 мар.

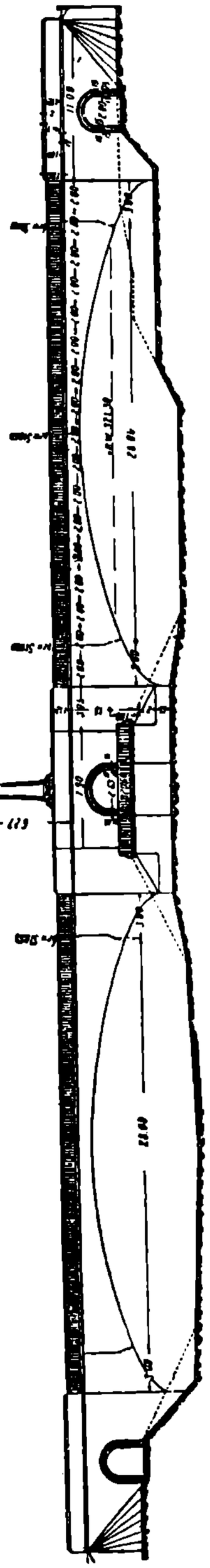


Проект V: 2 пролета по 42,48 *м*, стоимость 192 000 мар.



Проект VI: 2 пролета 42,48 *м*, стоимость 190 000 мар.

Фиг. 303. — Мост в Тюбингене. Варианты проекта.

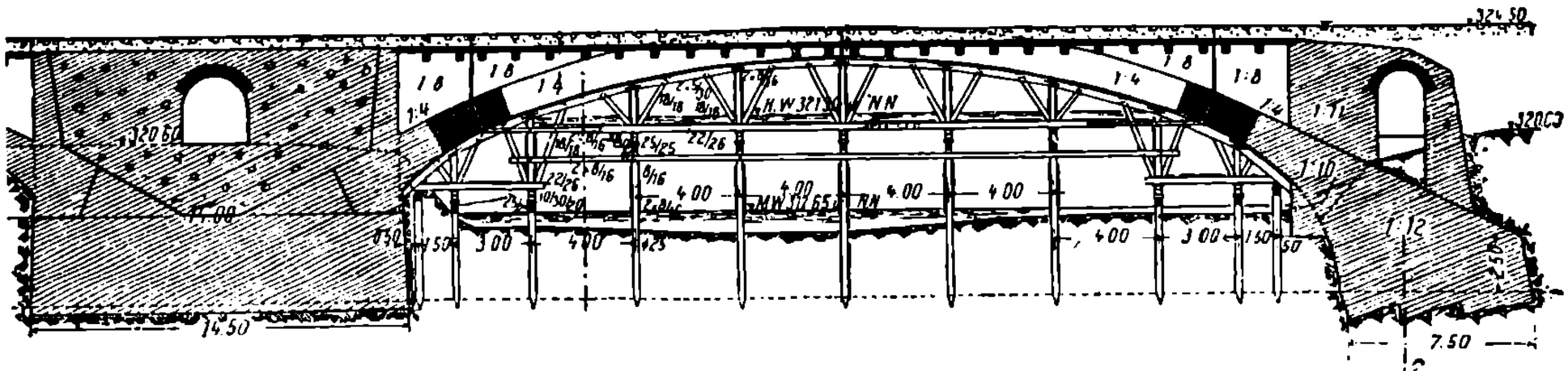


Фиг. 304. в Тюбингене. Фасад.

на основании сравнительной оценки в смысле стоимости и художественности сооружения по означенным эскизам был выбран мост из железо-

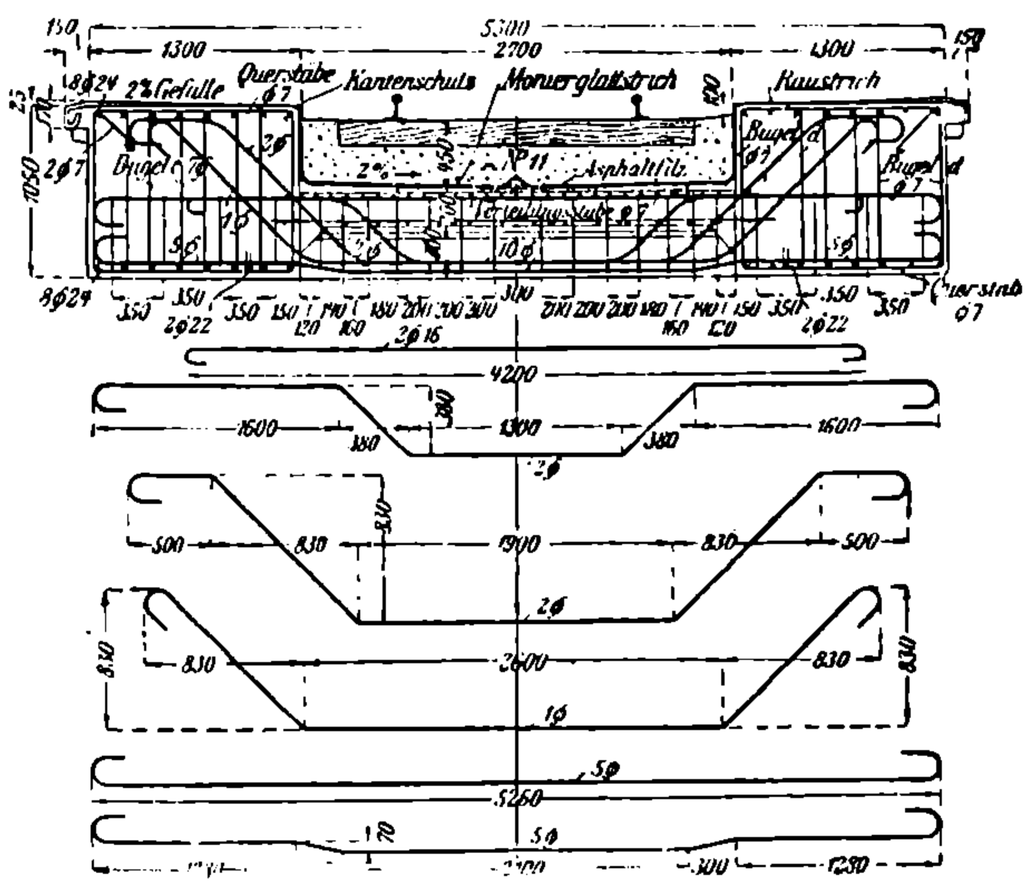
НБ УДУНТ (ДИТ)

бетона, на каковой и был устроен ограниченный конкурс. Представляющие большой интерес упомянутые 6 проектов изображены в схемах на фиг. 303 с показанием стоимости. К исполнению принят проект, разработанный Mörsch'ем (фиг. 304).



Фиг. 305. — Мост в Тюбингене. Продольный разрез

Пролеты построенного моста, имеющие 34 *м* в свету, перекрыты параллельными сводами шириною 1,30 *м* (фиг. 306), с промежутком между ними 2,70 *м* при общей ширине моста 5,30 *м*. Просвет между сводами равен ширине баластного ящика, который в замке с боков ограничен боковыми поверхностями сводов; полотно расположено, таким образом, ниже замков сводов, что дало возможность выиграть в величине стрелки последних. Дно баластного корыта образовано плитой толщиною 0,20 *м*, поддерживаемой рядом поперечных балок (фиг. 305), расположенных через каждые 1,33 *м* и вделанных концами в свод — над срединой пролета, или в бетонную щековую стенку — на концах пролета. Упомянутые щековые стенки имеют толщину, равную ширине свода.



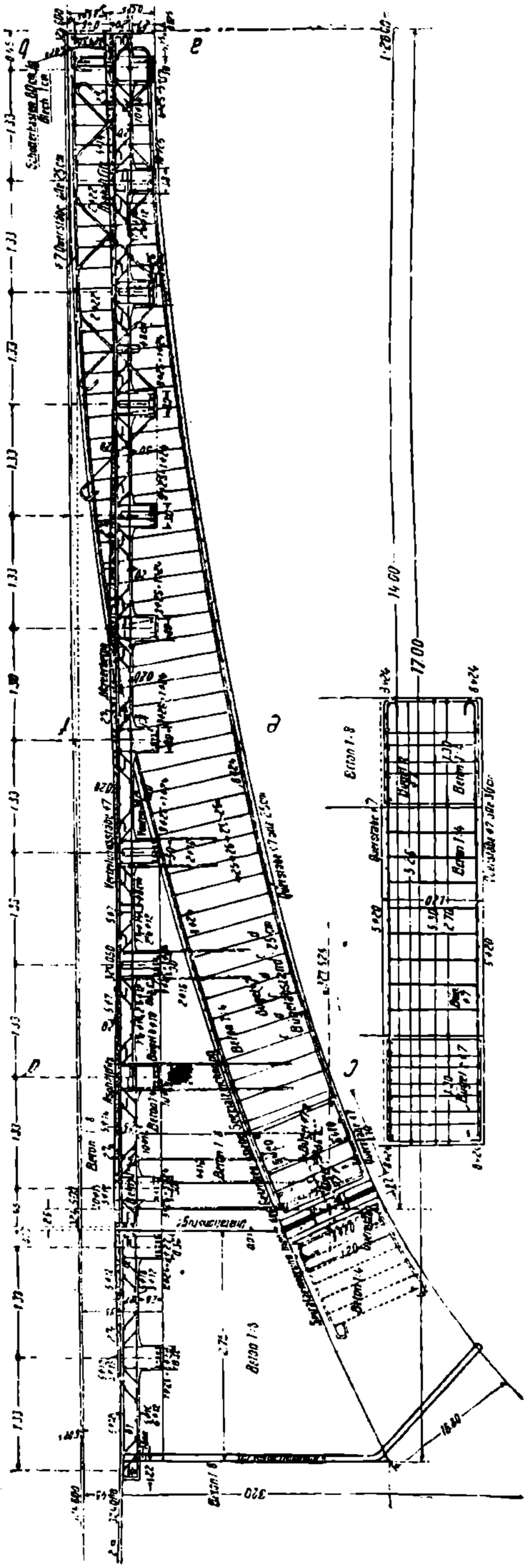
Фиг. 306. — Мост в Тюбингене. Арматура поперечной балки.

Своды устроены трехшарнирными (фиг. 305 и 307) с выносом пят в пролет на 3,0 *м*; расчетный пролет получился вследствие этого 28,0 *м* при стрелке 2,55 *м* (1 : 11).

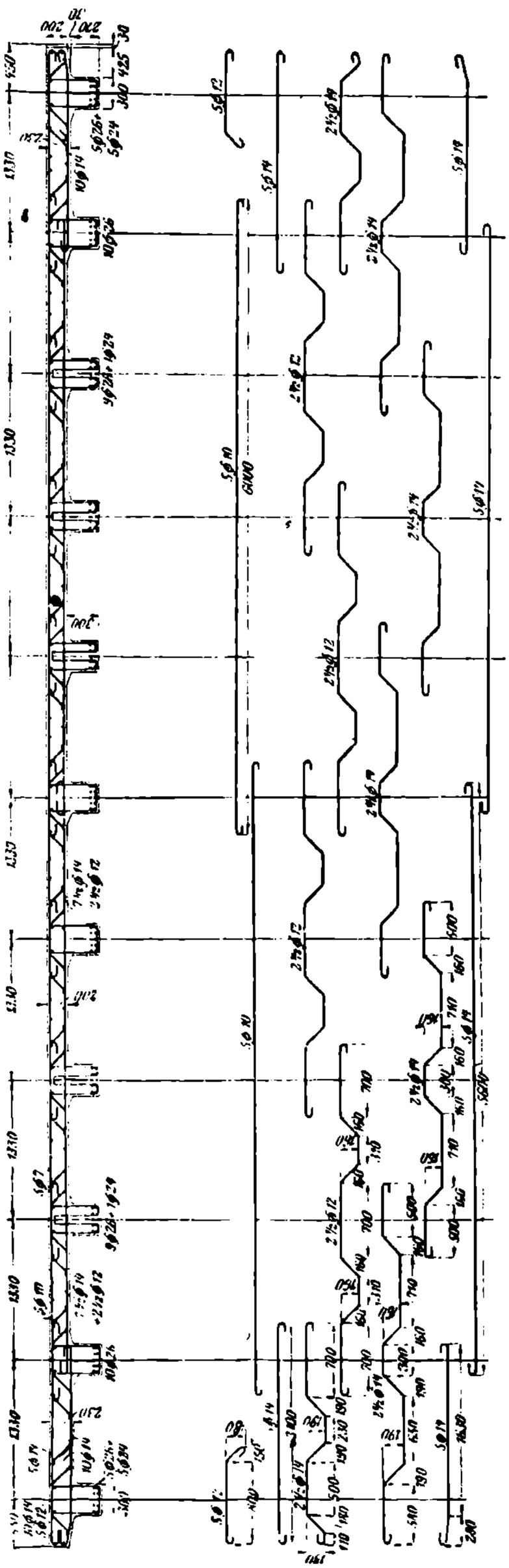
Довольно узкие параллельные своды соединены в замке поперечными балками, у пят—особыми массивными распорками (фиг. 307); выступающее в пролет у каждой пяты продолжение свода имеет такую же конструкцию и поперечную распорку, к которой непосредственно примыкает сплошная часть свода, распределяющая давление пят на всю ширину устоя.

Устои моста имеют ядро в виде быстро уширяющегося к подошве продолжения свода; на ядре сложен массив, в котором оставлен для пеше-

НБ УДУНТ (ДИТ)



Арматура спода.



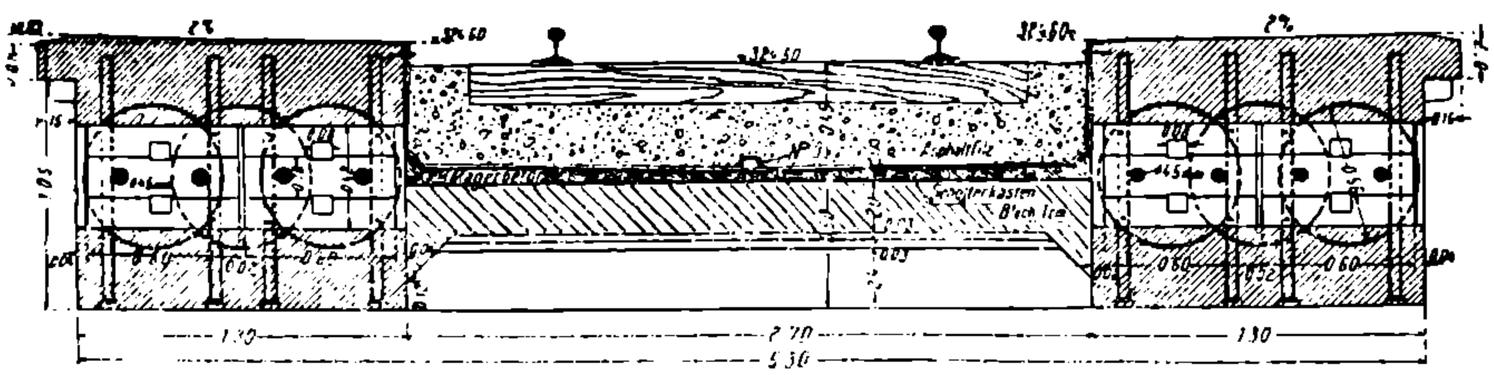
Арматура плиты.

Фиг. 307—308. — Мост в Тюбингене.

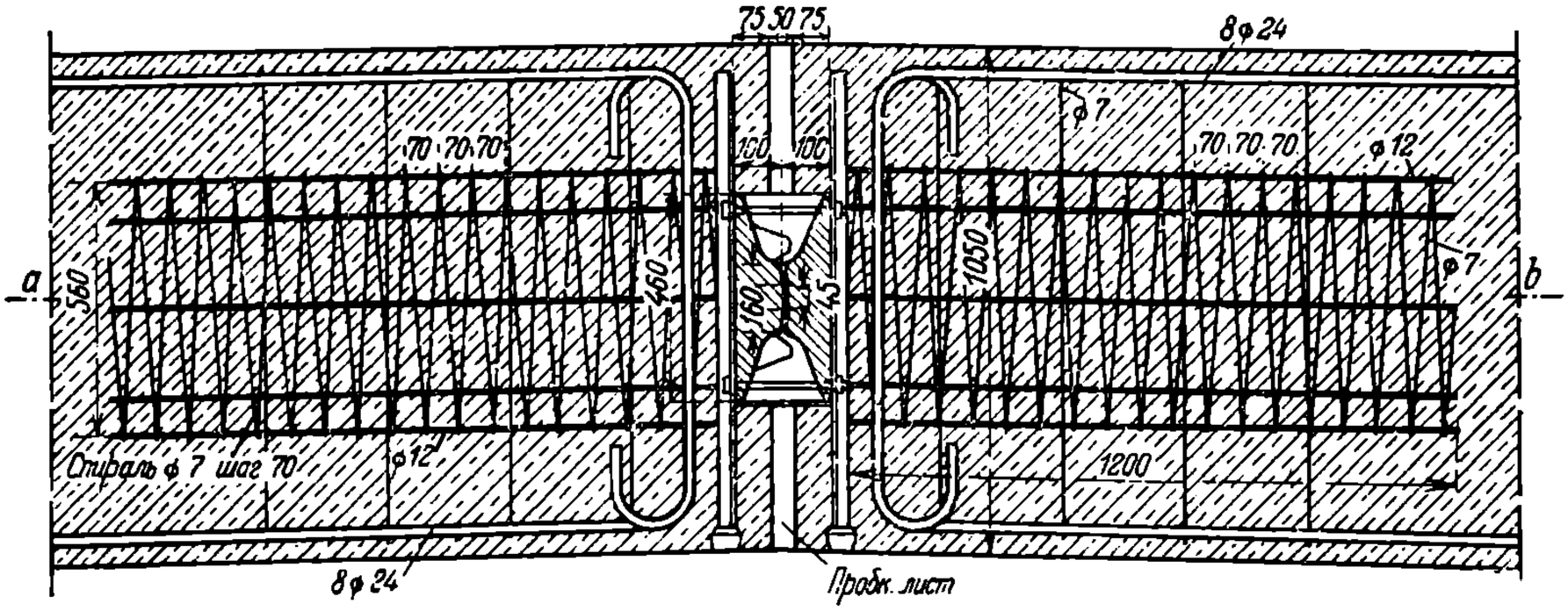
ходов проход шириною 2 *м*, перекрытый сводиком. Средняя опора представляет по существу соединение двух устоев. Толщина баластного слоя принята 50 *см*. Баластный ящик покрыт изоляцией из плит вормсского

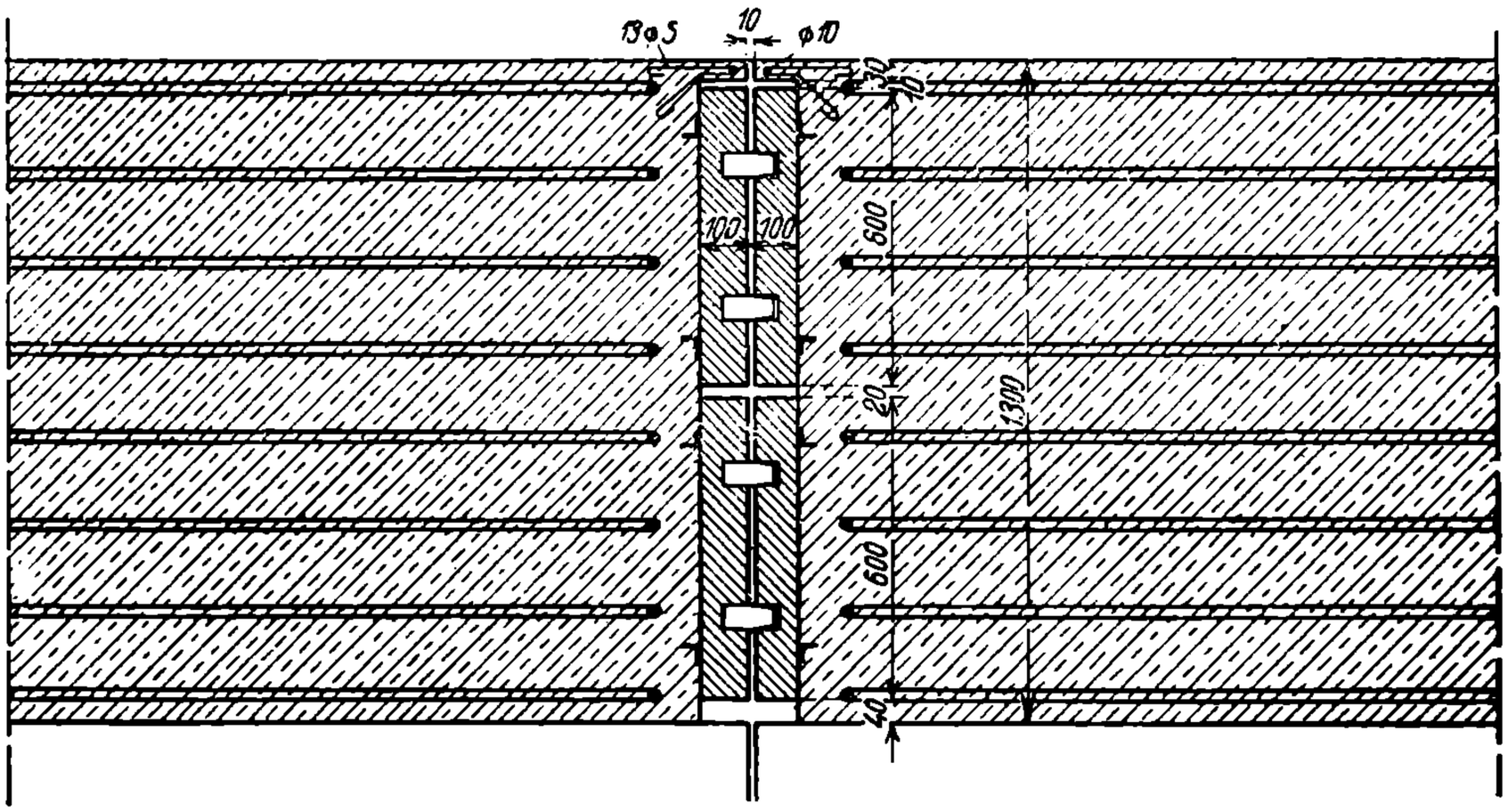
НБ УДУНТ (ДИТ)

асфальта, которые в свою очередь прикрыты цементной смазкой для предохранения от повреждения при подбивке шпал.



Поперечный разрез в замке.





Шарнир в замке.

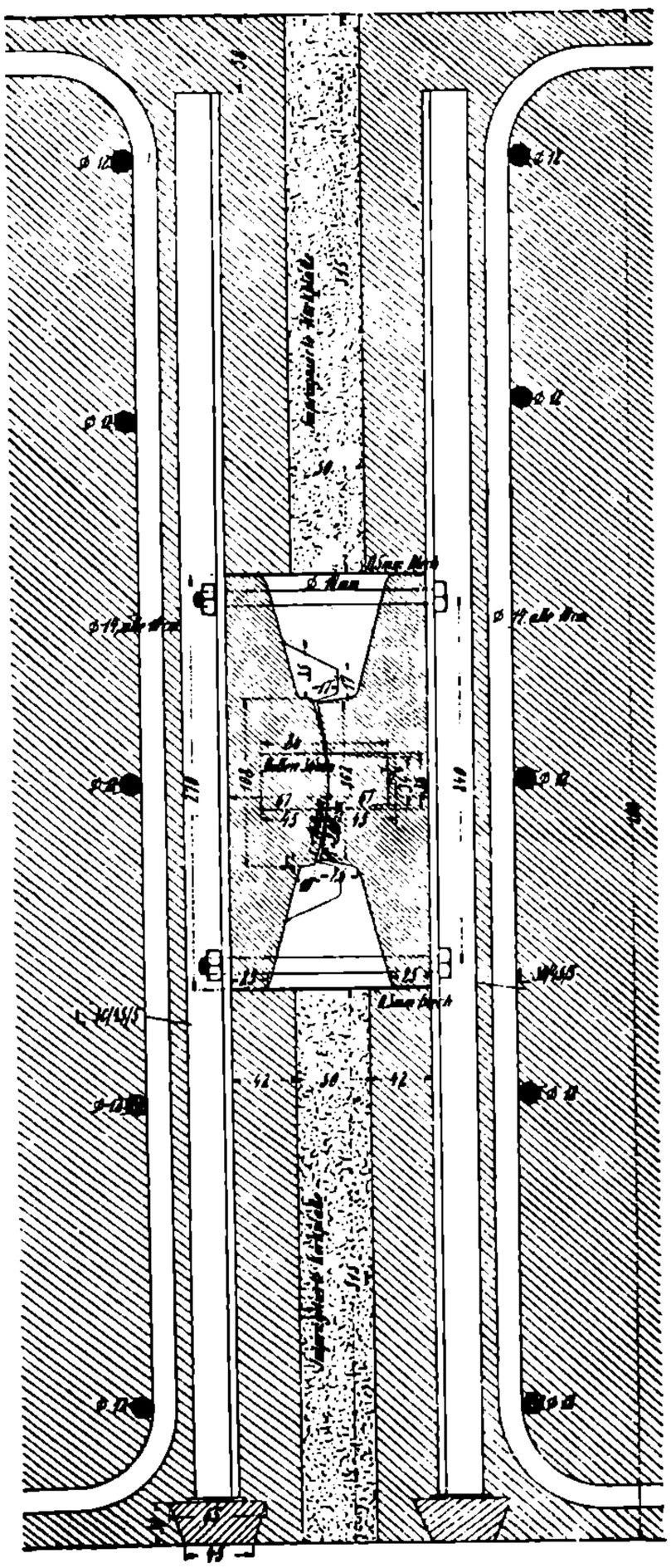
Фиг. 309—311. — Мост в Тюбингене.

В замке для прикрытия щели баластное корыто обделано листами железа, перекрывающими друг друга.

Арматура плиты, расчитанной как неразрезная балка, изображена на фиг. 308; арматура поперечных балок — на фиг. 306.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Свод имеет толщину в замке 1,06, в пятах 1,20 и в середине полусвода 1,33 *м*. Напряжения в своде на сжатие достигают 34 *кг/см²*, на растяжение 2,2 *кг/см²*, т. е. укрепления свода железом можно было бы не делать, тем не менее поставлена довольно сильная арматура из стержней $d = 24$ *мм* и поперечных связок $d = 7$ *мм*, а в средней части где вделаны концы поперечных балок, поставлены наклонные стержни, как бы подвешивающие поперечные балки (фиг. 307).



Фиг. 312. — Шарнир.

Шарниры устроены из стальных подушек с цилиндрическими упорными поверхностями (фиг. 310 — 311), поставленными по две по ширине свода; размеры подушек в плане 0,60 × 0,40 *м*, давление под ними на бетон достигает 80 *кг/см²*, вследствие чего поставлена спиральная арматура, показанная на фиг. 309 и 310. Против соскальзывания подушек поставлены штыри (фиг. 311), по два на каждую пару, не мешающие вращению подушек.

В более отчетливом виде шарнир этого рода, примененный в другом мосте, представлен на фиг. 312. Подушки для правильной их установки перед бетонировкой соединены болтами, которыми прихвачены также вертикальные железные уголки, нижними концами опирающиеся (через подкладки) на опалубку и дающие возможность держать подушки в определенном положении относительно толщи свода. Болты заделываются в бетон; они не мешают незначительным поворотам подушек, так как способны вытягиваться.

Просвет по шарниру шириною 50 *мм* заполнен пропитанной пробковой плитой.

Для устоев применен бетон состава 1 : 10 до 1 : 12 (фиг. 305). Для свода и прочих железобетонных частей принят был состав из 1 части цемента, 2 частей песку и 2 частей хряща. Бетонирование сводов производилось от пят к замку.

Кружала во время бетонирования опустились на 7 *мм*. Раскружаливание произведено через $3^1/_2$ недели по окончании бетонирования; в замке своды опустились при этом на 15 *мм*, в пятах на 3 *мм*

НБ УДУНТ (ДИТ)

Испытание моста паровозом, весом 110 *т*, дало упругий прогиб в замке 4,2 *мм* (1 : 8100), остаточный 0,6 *мм*.

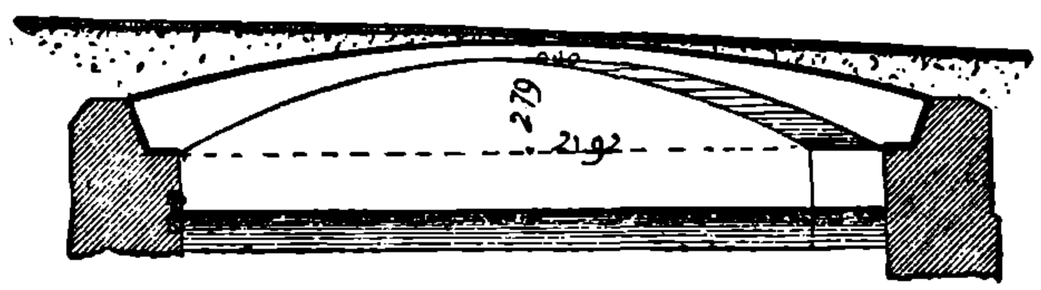
Балки проезжей части при нагрузке паровозом дали прогиб 0,1 *мм*.

Мост стоит 140 000 марок.

в) МОСТЫ С РЕБРИСТЫМИ СВОДАМИ.

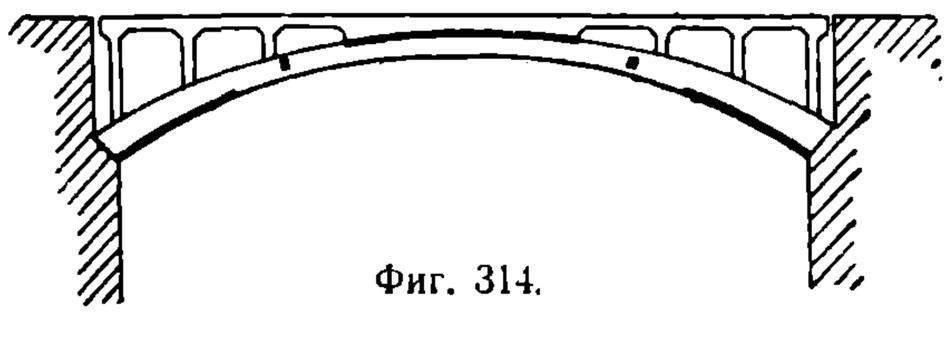
27. Примеры. — Выше рассмотрены мосты, своды которых соответствуют по поперечному сечению простым плитам; в этом же разделе имеются в виду мосты, перекрытые сводами, как бы образованными из ребристой плиты.

Когда своды пологи и пазухи заполнены засыпкой (фиг. 313), плитное заполнение между ребрами работает на изгиб и передает нагрузку на ребра.



Фиг. 313.

Но когда пазухи сквозные, а полотно поддерживается особой, отдельной от сводов конструкцией, плитное заполнение работает на поперечную передачу лишь в средней части свода, где оно совпадает с конструкцией, поддерживающей полотно, на остальном же протяжении оно непосредственно не нагружено. Ребристая балка, находящаяся в таких же условиях, оправдывается по форме своего поперечного сечения тем, что плитное заполнение расположено в сжатой, более слабой части балки и усиливает работу ее на изгиб. В сводах условия распределения напряжений менее благоприятны для ребристого поперечного сечения. Можно еще утверждать, что в большинстве случаев сжатие сосредоточивается в замке выше, в пятах — ниже оси свода, и на этом основании располагать плитное заполнение в замке вверху, в пятах внизу поперечного сечения (фиг. 314).



Фиг. 314.

Но возможны случаи, когда известное положение нагрузки перемещает давление в замке близко к центру тяжести по ту или по другую сторону его, а в пятах — снизу вверх.

В виду изложенного отступление от симметричного поперечного сечения сводов или арок в тех случаях, когда надсводное строение у пят сквозное, вообще говоря, оправдывается тем, что заполнение служит **связью** между ребрами; кроме того, в замке оно необходимо для полотна моста, а в пятах, будучи перенесенным вниз, располагается в зоне наибольших сжимающих напряжений.

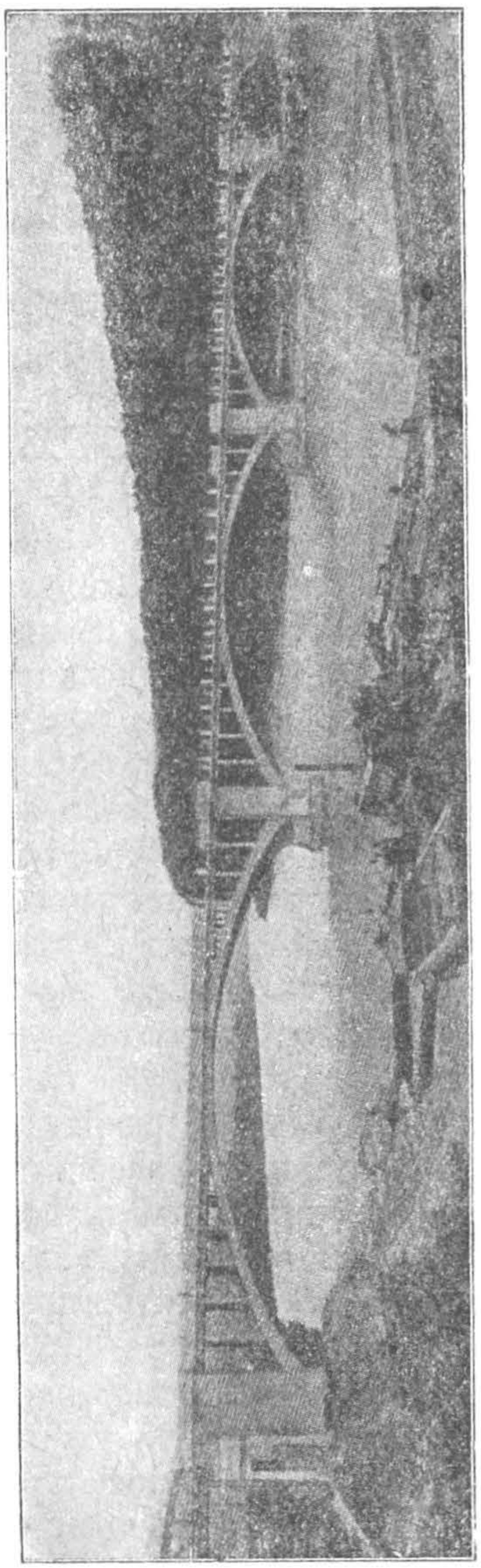
Первый пример. — Одним из мостов рассматриваемого вида является мост через р. Мозель близ Novéant [1]), построенный в 1909 году и состоя-

[1]) *H. Schürch*, Die neue Brücke über die Mosel bei Novéant, „Armierter Beton", 1910.

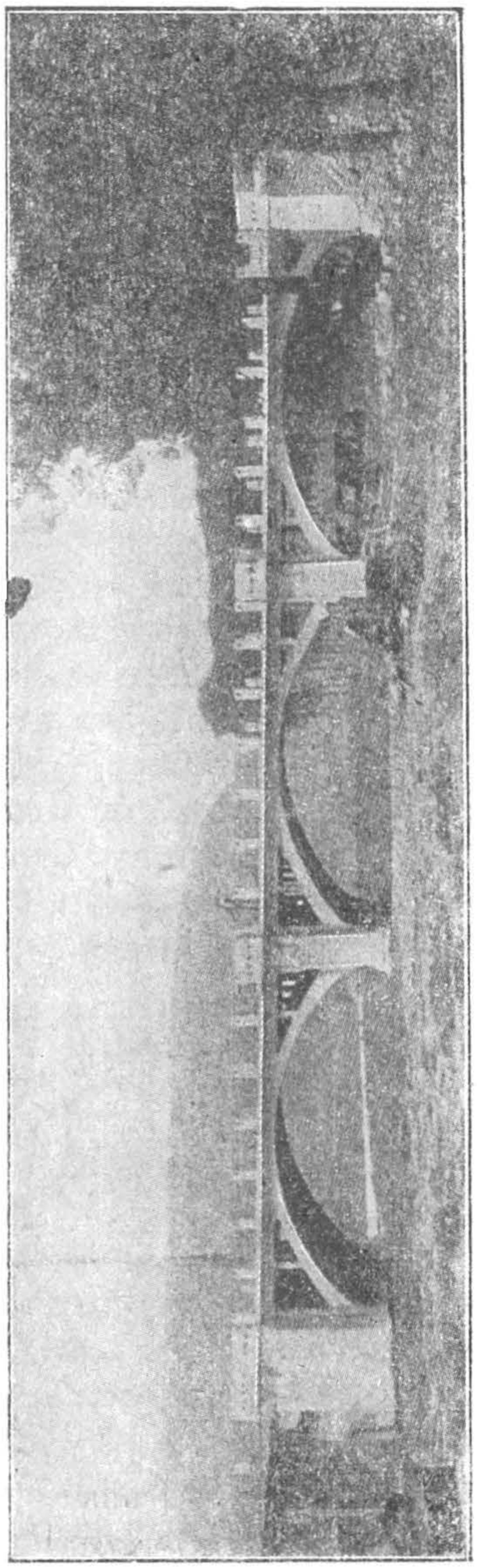
НБ УДУНТ (ДИТ)

щий из 6 арочных пролетов; три через русло реки (фиг. 315) и три на пойме (фиг. 316); первые три перекрыты ребристыми сводами без шарниров.

Мост имеет ширину 7 *м*, из которых на проезжее полотно отведено 5 *м* и на каждый тротуар по 1 *м*. Ширина сводов 6 *м*.



Речные пролеты.



Пролеты на пойме.

Фиг. 315—316. — Мост через Мозель близ Novéant (1909).

В продольном направлении весь мост лежит на уклоне 3,56%; пролеты моста от одного конца до другого идут, убывая по величине. Повышение левого конца вызвано необходимостью пересечь добавочным береговым пролетом станционные пути, расположенные на левом берегу.

Пяты сводов расположены на одной горизонтали, ниже горизонта самой высокой воды (на 0,53 *м*).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Величины пролетов и стрелок сводов следующие (фиг. 317):

1-й пролет: $l = 47{,}0$ *м*;
$f = 7{,}00$ *м*; $\frac{f}{l} = 1 : 6{,}7$;

2-й пролет: $l = 40{,}0$ *м*;
$f = 5{,}20$ *м*; $\frac{f}{l} = 1 : 7{,}7$;

3-й пролет: $l = 33{,}0$ *м*;
$f = 3{,}90$ *м*; $\frac{f}{l} = 1 : 8{,}5$;

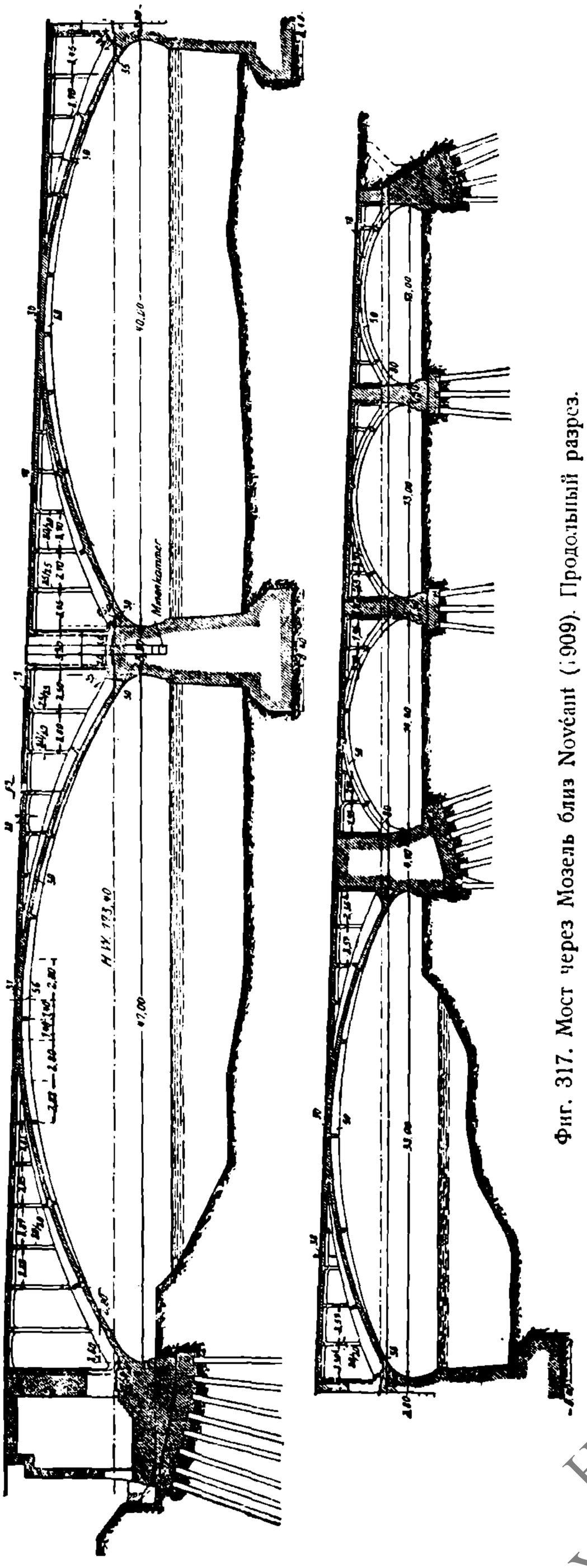
4-й пролет: $l = 14{,}4$ *м*;
$f = 2{,}90$ *м*; $\frac{f}{l} = 1 : 5{,}0$;

5-й пролет: $l = 13{,}0$ *м*;
$f = 2{,}40$ *м*; $\frac{f}{l} = 1 : 5{,}4$;

6-й пролет: $l = 12{,}0$ *м*;
$f = 1{,}90$ *м*; $\frac{f}{l} = 1 : 6{,}3$.

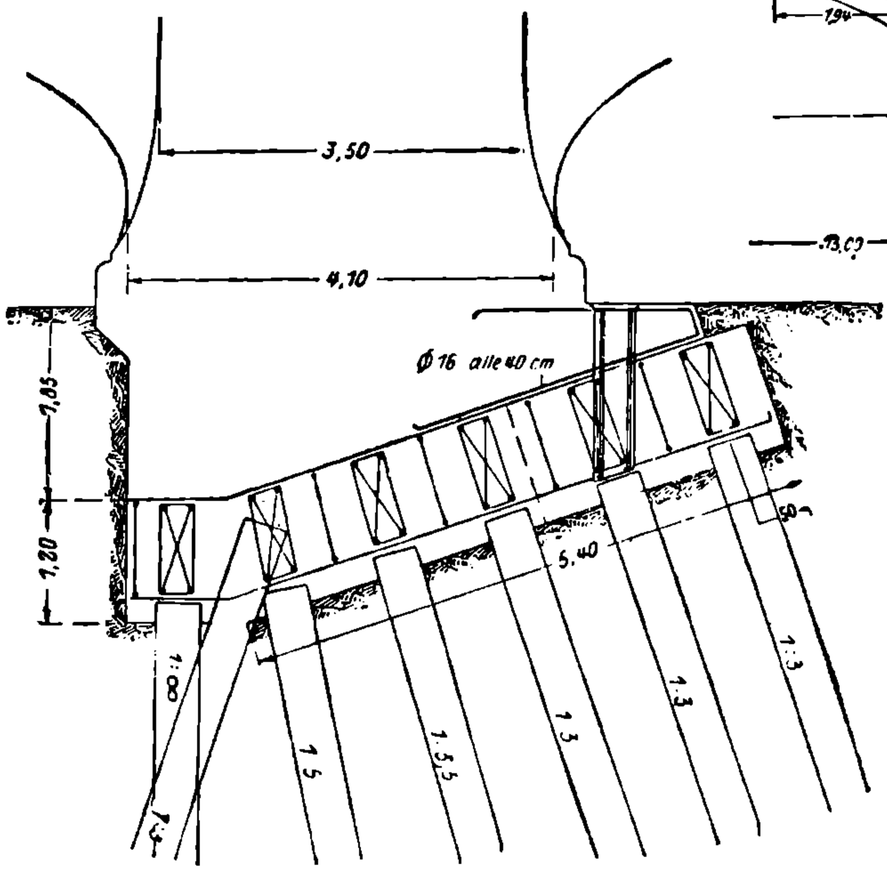
Все опоры моста, за исключением двух речных быков, имеют основание из железобетонных свай. Грунт состоит, примерно, из верхнего слоя растительной земли толщиною около 1,0 *м*, расположенного на слое песку и хряща, толщиною около 5,5 *м*; под последним залегает материковая глина. Пробная забивка двух железобетонных свай, длиной 8 *м*, предпринятая с целью убедиться в возможности пройти сваями слой песку и гравия, дала удовлетворительные результаты. Забивка свай, имевших в сечении пятиугольник с радиусом вписанного круга 21 и 19 *см* и длину от 6 до 9 *м*, производилась паровым копром при весе бабы 4 тонны.

Всего на мост пошло 170 свай: на левый устой 78, на

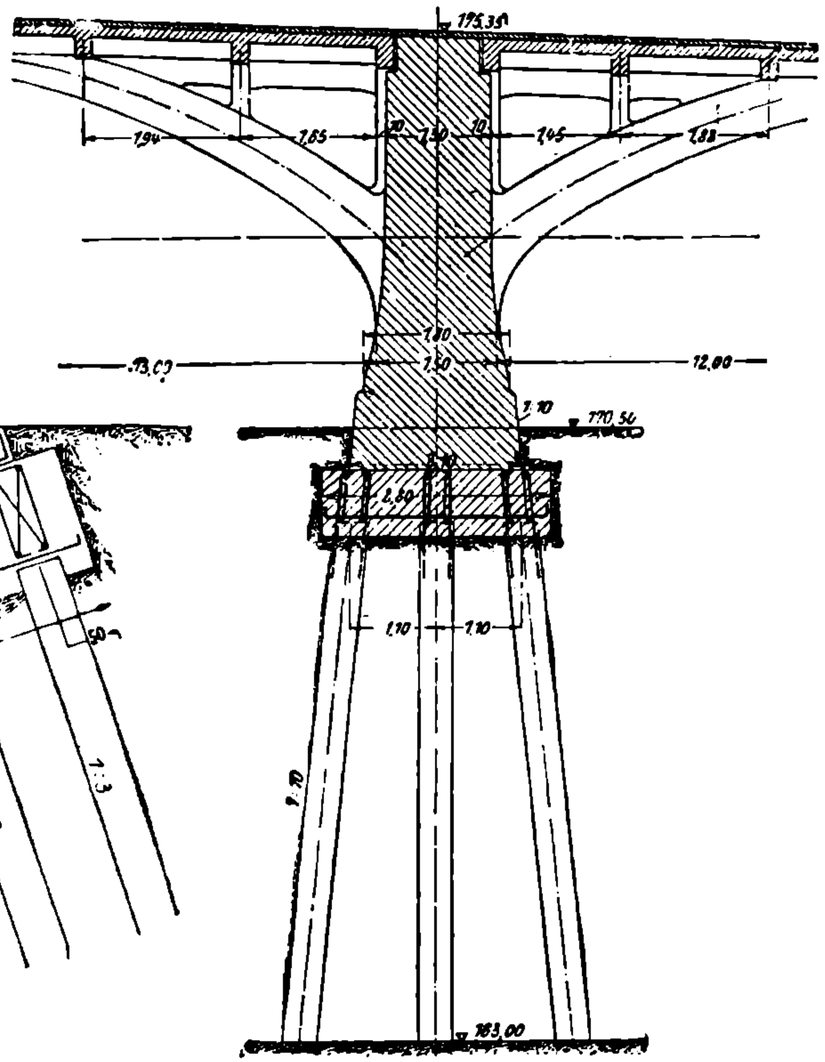


Фиг. 317. Мост через Мозель близ Novéant (1909). Продольный разрез.

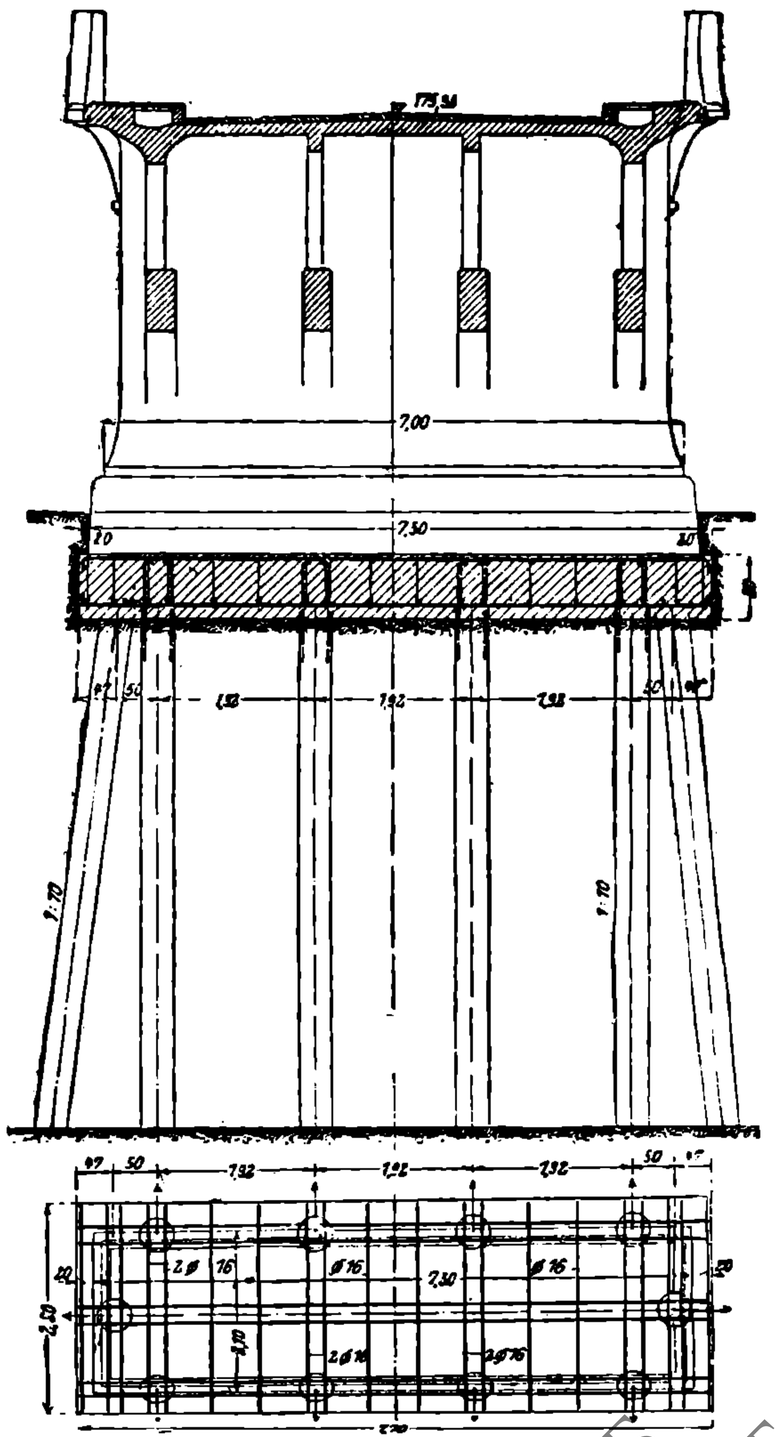
НБ УДУНТ (ДГТ)



Основание под крайним правым речным быком



Бык пролетов на пойме, продольный разрез, поперечный и план основания

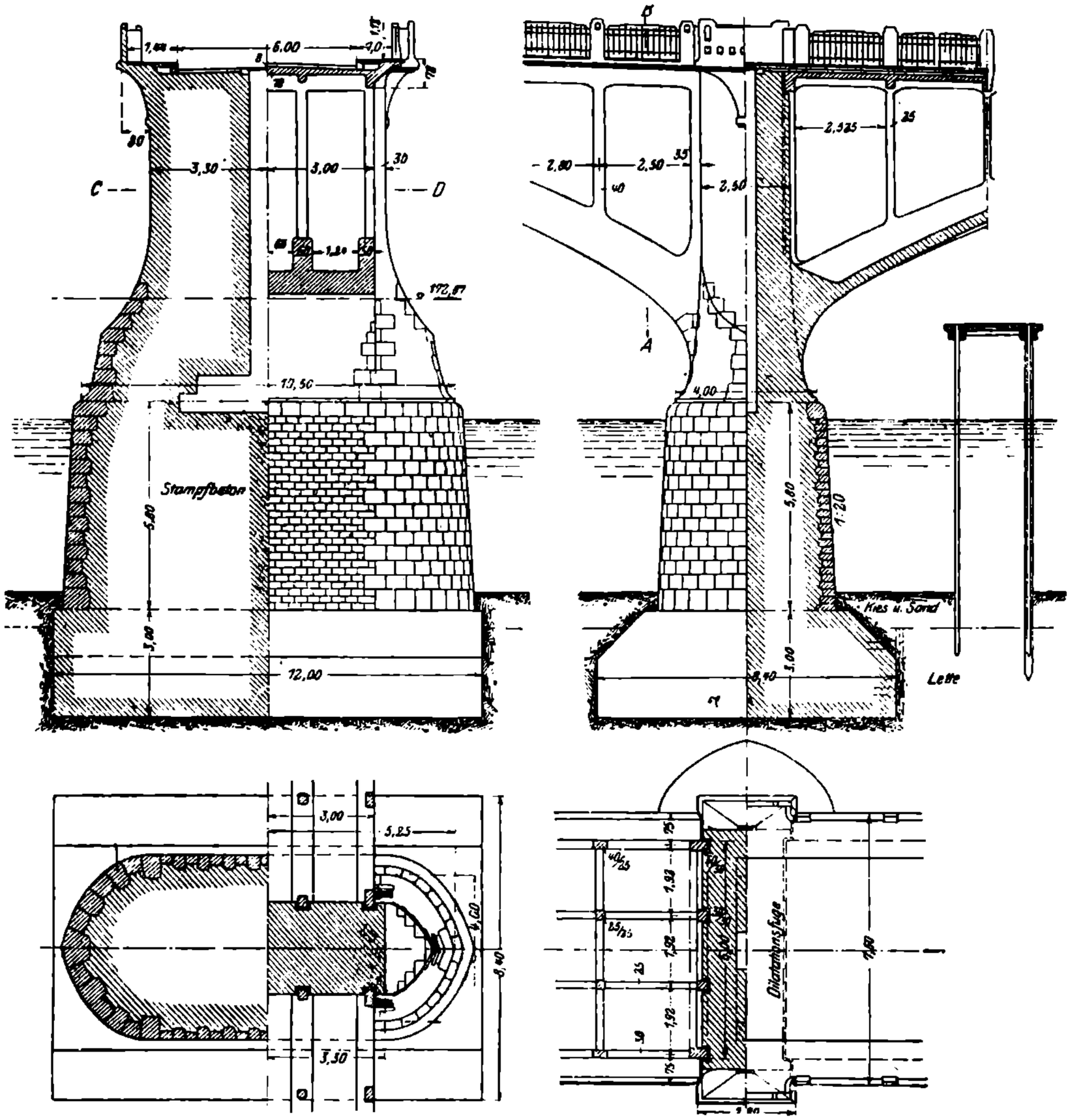


Фиг. 318—320. — Мост через Мозель близ Novéant.

НБ УДУНТ (ДИТ)

бык, отделяющий речные пролеты от пролетов на пойме, 52, на правый устой 16, на быки на пойме по 12.

Для левого устоя (фиг. 317) нагрузка на сваю по расчету равна 32,9 *т*, т. е. почти вдвое меньше того, что можно было бы допустить (65 *т*); при исчислении этой нагрузки по отказу по формуле Брикса при $m = 2$ получается 85 *т*. Без свай давление на грунт равнялось бы 2 *кг/см²*. Головы свай заделаны на 10 — 15 *см* в железобетонную подушку фундамента.



Фиг. 321—322. — Мост через Мозель близ Novéant. Бык речных пролетов.

На фиг. 318 изображена подушка быка, отделяющего речные пролеты от пролетов на пойме. Сваям придан наклон по направлению равнодействующей давления на грунт. Опора эта расчитана на случай взрыва правого берегового свода; при этом условии на голову каждой сваи придется боковая составляющая 2,35 *т*.

Устройство основания под быками пролетов на пойме видно из фиг. 319 — 320.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Что касается речных быков (фиг. 321 — 322), то основание их заложено непосредственно на слое глины при помощи перемычек. Размеры приданы такие, чтобы наибольшее давление на грунт не превосходило 3,5 *кг/см*² при полном загружении; в случае взрыва одного из сводов — напряжение будет равно 2,6 *кг/см*². Эти быки снабжены минными колодцами.

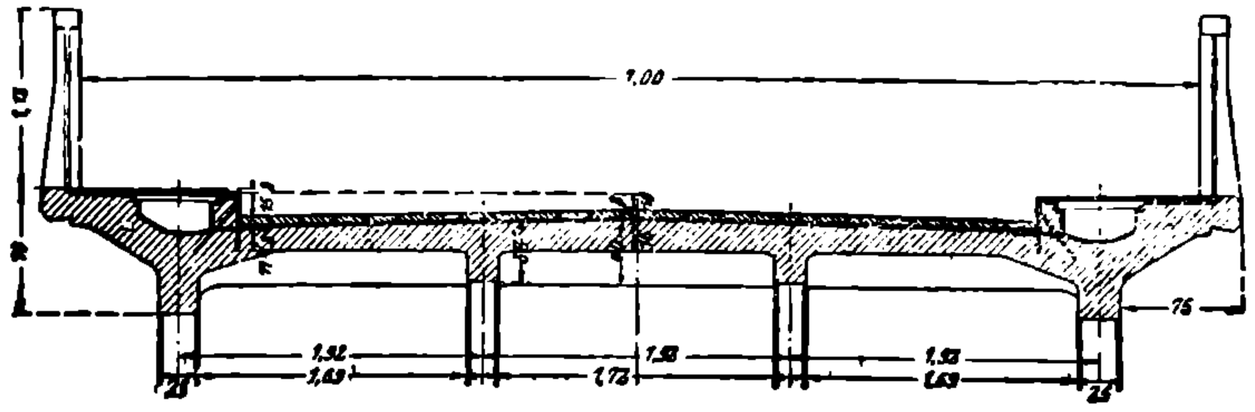
Своды очерчены по кривой давления для постоянной нагрузки и представляют для трех речных пролетов четыре ребра, соединенные сплошной плитой.

В замке плита расположена поверху ребер (фиг. 317), в пятах — понизу. Кроме того, для большей поперечной жесткости по плите устроены поперечные ребра.

Размеры сводов в поперечном сечении следующие:

Своды		Ширина свода	Высота ребра	Ширина ребра	Толщина плиты
		метры			
Пролет I (слева):	в замке	6,00	0,88	0 44	0,26
	в пятах	6,00	1,35	0 44	0,28
Пролет II:	в замке	6,00	0,86	0,44	0,26
	в пятах	6,00	1,30	0.44	0,28
Пролет III:	в замке	6,00	0,80	0,44	0 26
	в пятах	6,00	1,30	0,41	0,28

Ребра сводов снабжены вверху 8 прутьями и внизу 4 прутьями $d = 20$ *мм*; кроме того, на протяжении средних $^2/_3$ свода внизу имеются еще 4 стержня

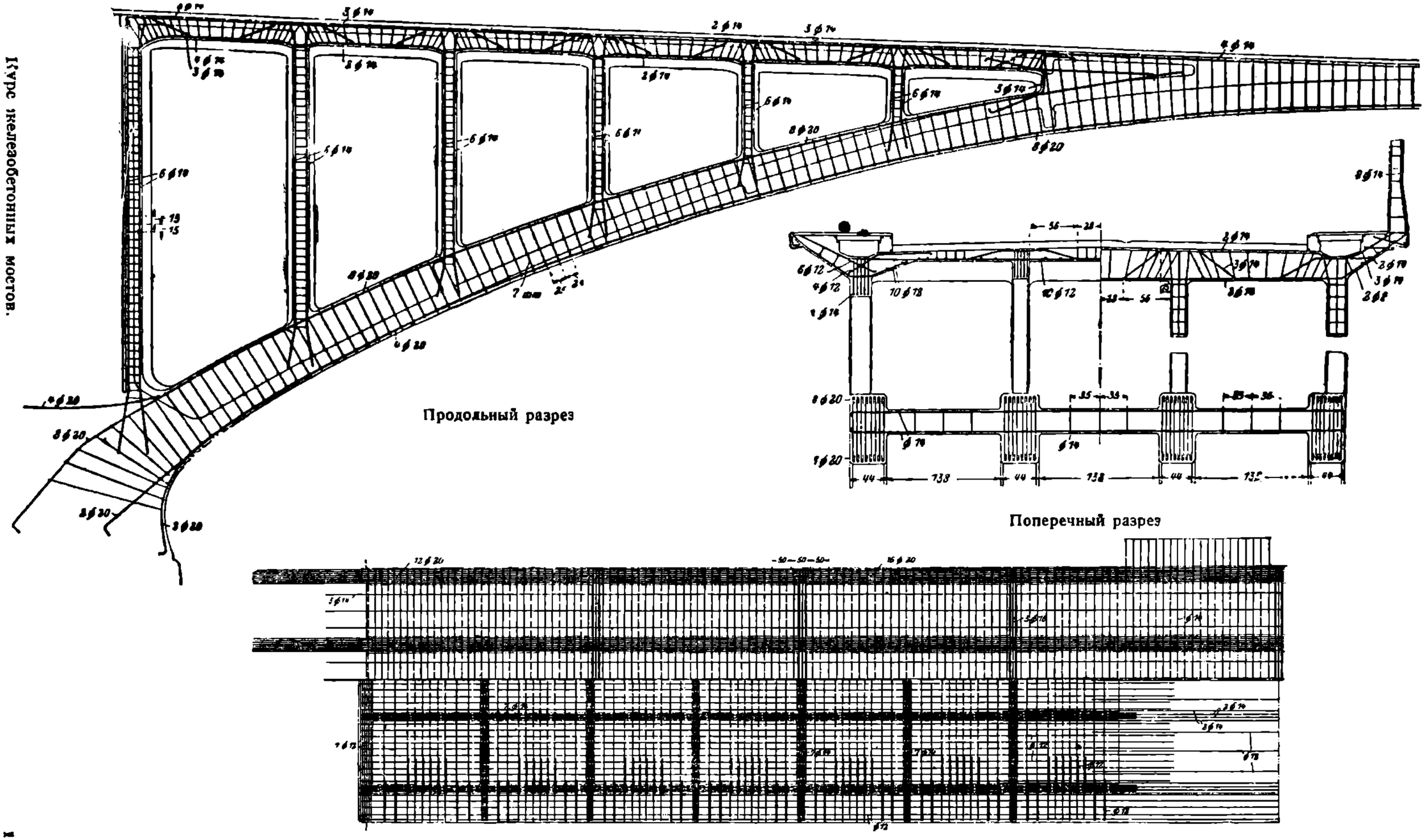


Фиг. 323. — Мост через Мозель близ Novéant (1909). Поперечный разрез.

$d = 20$ *мм* (фиг. 324 — 326); межреберная плита снабжена железной двойной сеткой из прутьев $d = 14$ *мм*; в обоих направлениях клетки сетки имеют размеры 35 — 40 *см*.

Продольные прутья как ребер свода, так и плиты его соединены поперечными связками из крученых прутьев $d = 7$ *мм* (фиг. 327), поставленными через 25 *см*; эти связки держат продольные прутья на определенных взаимных расстояниях настолько прочно, что получается жесткая железная арка, которую можно было изготовить на плацу и целиком поставить на подмости.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Продольный разрез

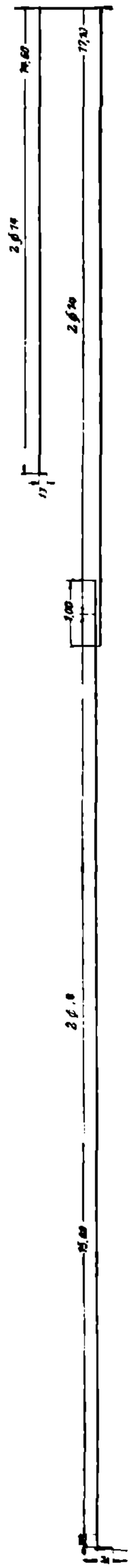
Поперечный разрез

Арматура свода (вверху) и проезжей части (ниже) в плане

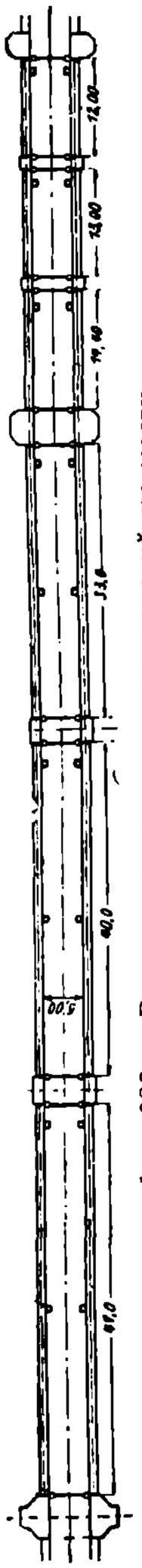
Фиг. 324—326. — Мост через Мозель близ Novéant.

НБ УДУНТ (ДИТ)

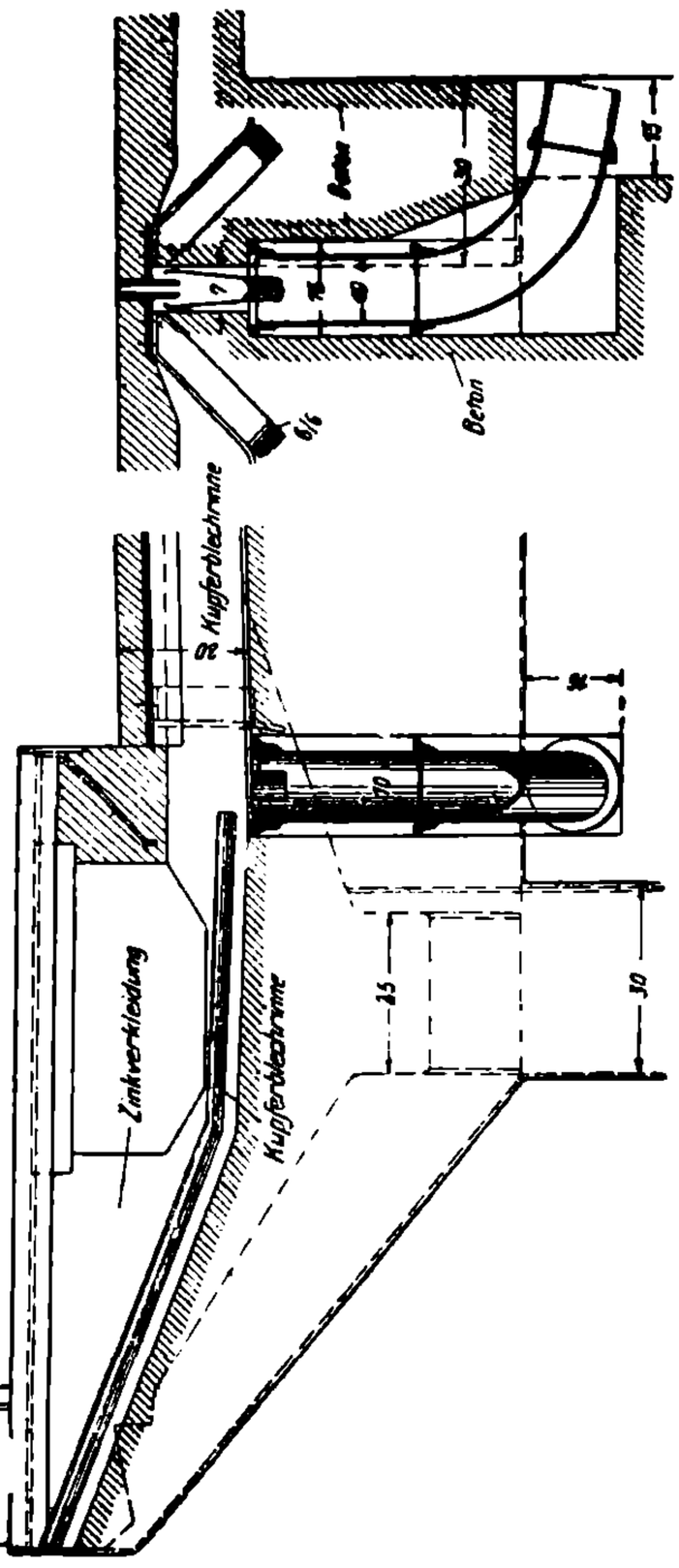
Проезжая часть моста поддерживается при помощи тонких (20 × 20 *см*) колонн, по 4 в каждом поперечном ряду при расстоянии между рядами от 2,57 до 2,88 *м* (фиг. 317); тонкие колонны поставлены с целью уменьшить дополнительные напряжения от изгиба их при деформациях пролетного строения; с фасада колонны уширены до 50 *см*; мостовое полотно расположено на системе продольных и поперечных балок, из коих продольные соответствуют ребрам свода, а поперечные рядам колонн.



Фиг. 327. — Арматура проезжей части.



Фиг. 328. — Расположение отводных отверстий на мосту.



Фиг. 329. — Отвод воды в щели.

Толщина плиты проезжей части равна у тротуаров 11 *см*; в средине 16 *см* (фиг. 323). Мостовая с поперечным уклоном 2% расположена на слое песку. Продольные ребра имеют полную высоту 38 *см*; поперечные же

РНБ УДУНТ (ДИТ)

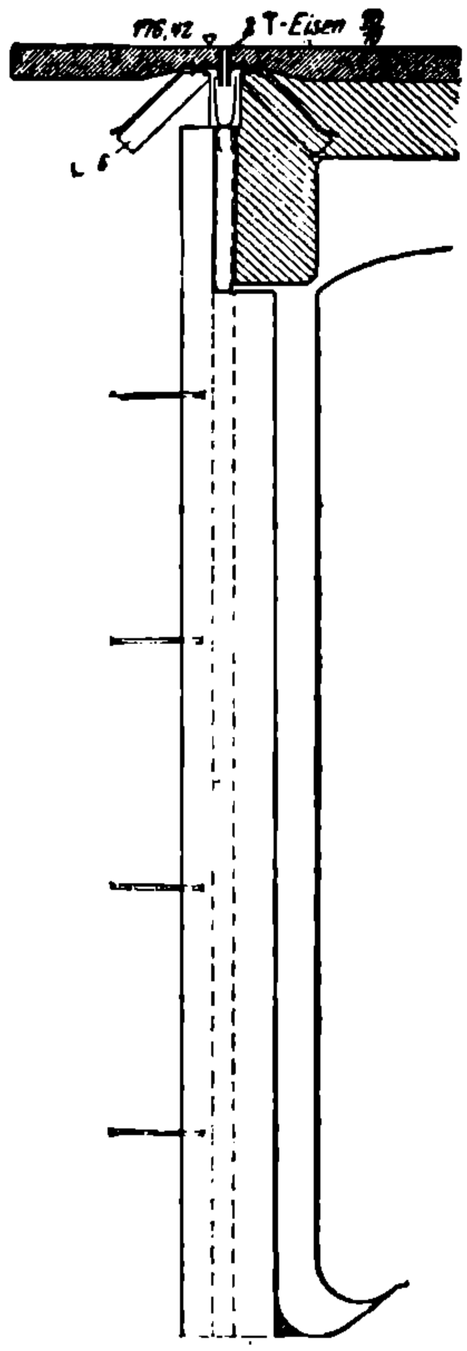
балки имеют бо́льшую высоту, а именно 40 *см* с тем, чтобы пропустить прутья поперечных балок без перегиба (фиг. 325); ширина ребер 20 *см*.

Расчет плиты и балок проведен как для неразрезных систем; плита имеет рабочую арматуру в обоих направлениях. Все части снабжены, кроме того, верхними прямыми непрерывными стержнями для устранения трещин от сокращения бетона при твердении и для лучшего укрепления хомутов.

Для предохранения от подмачивания свод покрыт цементной смазкой, а полотно моста после того еще покрыто за 2 — 3 раза преолитом.

Отвод воды с полотна моста устроен очень тщательно. Отводные трубки заложены вдоль тротуаров в замке каждого из больших пролетов (фиг. 328) и перед поперечной щелью над каждой пятой; щели устроены для свободной деформации пролетного строения при колебаниях температуры и нагрузки. Вода, которая может попасть в щель, принимается медным узким и глубоким жолобом, подвешенным под щелью (фиг. 329), из которого дан выход в чугунную трубку диаметра 10 *см*.

Разрезанное над пятами сводов полотно моста поддерживается колоннами, которые на половину своей толщины помещаются в пазах стенки устоя (фиг. 330); тонкая и высокая колонна оказывает небольшое сопротивление перемещениям концов полотна.



Фиг. 330. — Подвижная опора проезжей части

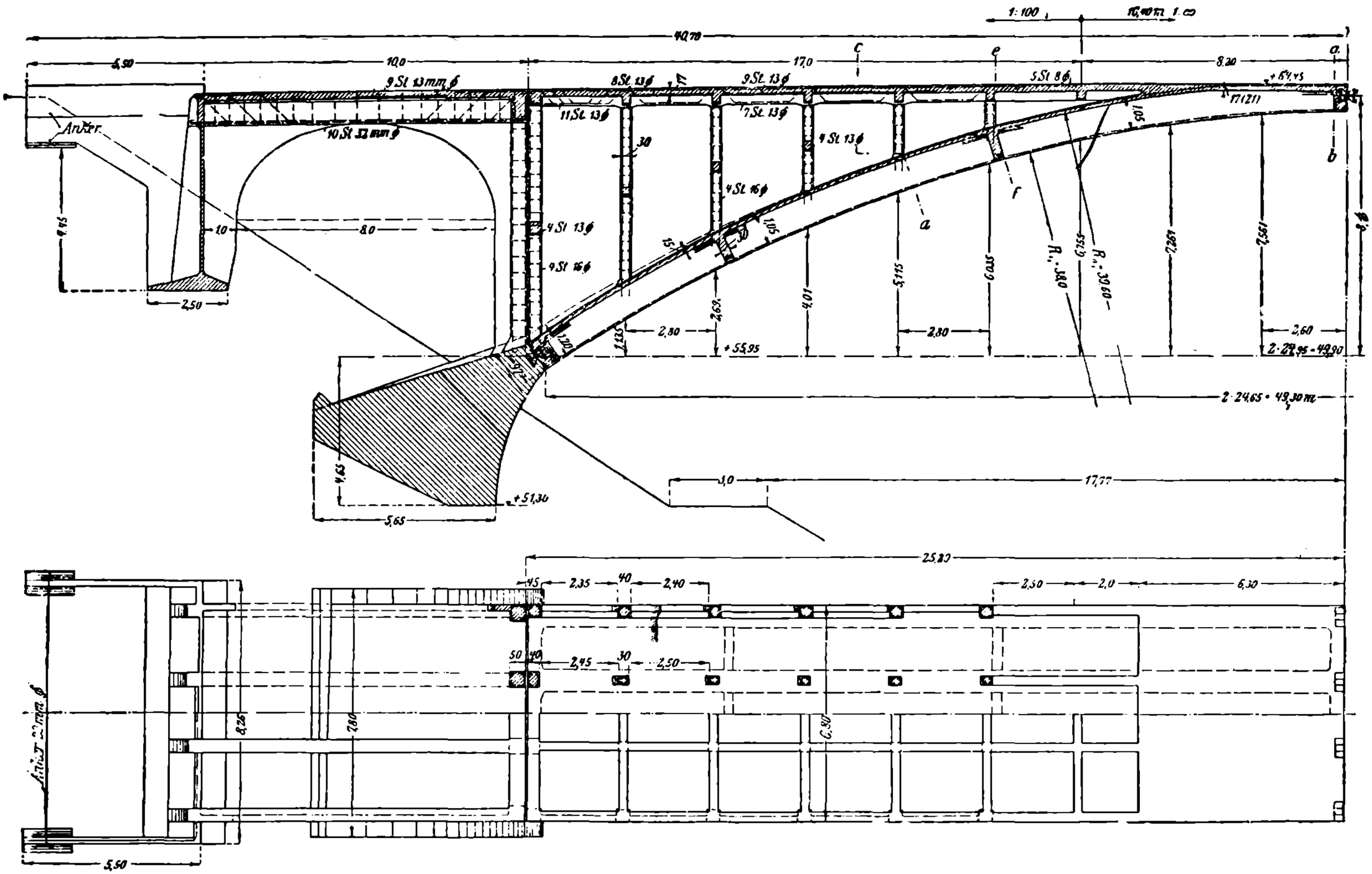
Колебания температуры приняты в пределах $\pm 15°$.

Напряжения в самом большом своде в *кг/см*² таковы:

Напряжения		В замке		Сечение III		Сечение VI		В пяте	
			σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
От собственного веса		18,7	12,2	18,2	13,3	15,4	17,3	8,8	14,2
подвижной нагрузки	+	18,8	11,7	21,7	26,8	21,5	21,2	22,8	12,7
	—	3,8	22,5	11,8	30,1	14,2	17,3	18,6	3,6
температуры	$\pm$	5,0	9,8	3,7	7,5	2,8	1,6	8,2	4,1

Предельные напряжения в бетоне достигают величины 47,6 *кг/см*² на сжатие и 24,3 *кг/см*² на растяжение, каковое и передается железу, причем напряжение железа получено по предельным значениям напряжений в крайних волокнах свода, найденных по ядровым моментам при помощи линий влияния как для однородного бруса; тем обстоятельством, что подобный переход к напряжению в железе отвечает предположению двоякого одновременного положения нагрузки, пренебрежено.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 331. — Мост через Эмс-Везерский канал (1911). Продольный разрез и план.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Наибольшее напряжение в железе 758 *кг/см*^{2}.

В расчет свода как упругой арки введено полное сечение ребристой арки с переводом площади железа в площадь бетона при коэффициенте $m = 10$.

Площадь железа в замке составляет 0,6%, в пятах 0,4%.

Для постройки моста применен бетон различного состава, а именно:

для опор в частях необлицованных 1 : 3 : 6;

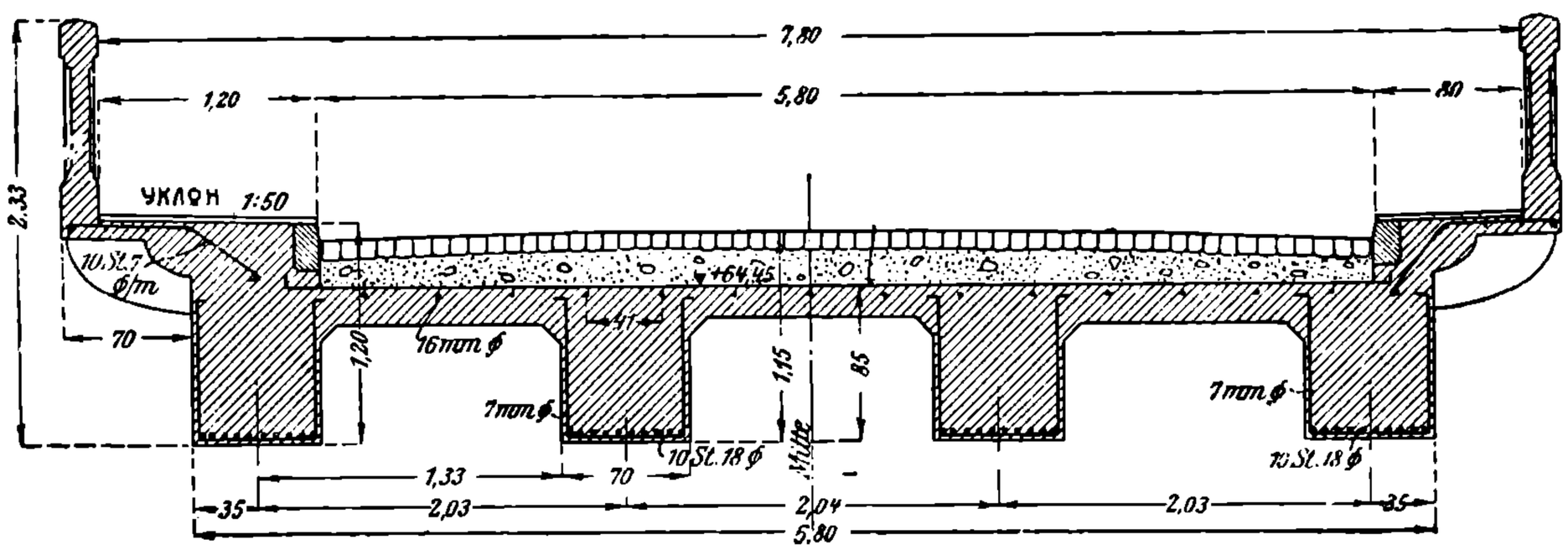
для опор в частях облицованных 1 : 4 : 8;

для железобетонных частей вместо предположенного по проекту состава 1 : 2$^1/_2$: 5 на основании опытов и состава местного песка применен бетон 1 : 3,9 : 1,7.

В большие бетонные массивы прибавлено до $^1/_4$ бутового камня (известняка).

Стоимость моста без мостовой выразилась в сумме 350 000 марок.

Второй пример. — В 1910/11 гг. через Эмс-Везерский канал построен солидный мост [1]) рассматриваемого типа с главным пролетом 49,3 *м*, перекрытым ребристым трехшарнирным сводом, и двумя боковыми по 8,0 *м* перекрытыми балками (фиг. 331).



Фиг. 332. — Мост через Эмс-Везерский канал (1911). Поперечный разрез в замке.

Из поперечного разреза близ замка (фиг. 332) усматривается, что мост имеет ездовое полотно шириною 5,80 *м* и два тротуара: один 0,80 *м* и другой 1,20 *м*, ширина свода 6,80 *м*, тротуары свешиваются на 0,70 *м*.

Проезжая часть моста состоит из системы продольных и поперечных балок (фиг. 331, план) с плитным заполнением толщиною 17 *см*. Она поддерживается колоннами сечения 40 × 40 *см* или 30 × 30 *см*, расположенными в 4 продольные ряда соответственно 4 ребрам свода (фиг. 332); ребра имеют высоту 0,85 *м* в замке и 1,05 *м* на всем остальном протяжении; у пят наружные грани ребер повышены при помощи реборды до 1,20 *м* (фиг. 331, прод. разрез). Ширина ребер 0,70 *м*. Плита, соединяющая ребра свода, имеет толщину всего 15 *см* и расположена по верхней направляющей ребер. Кроме плиты арки соединены еще поперечными балками в пятах, в в замке и в двух местах между замком и пятою.

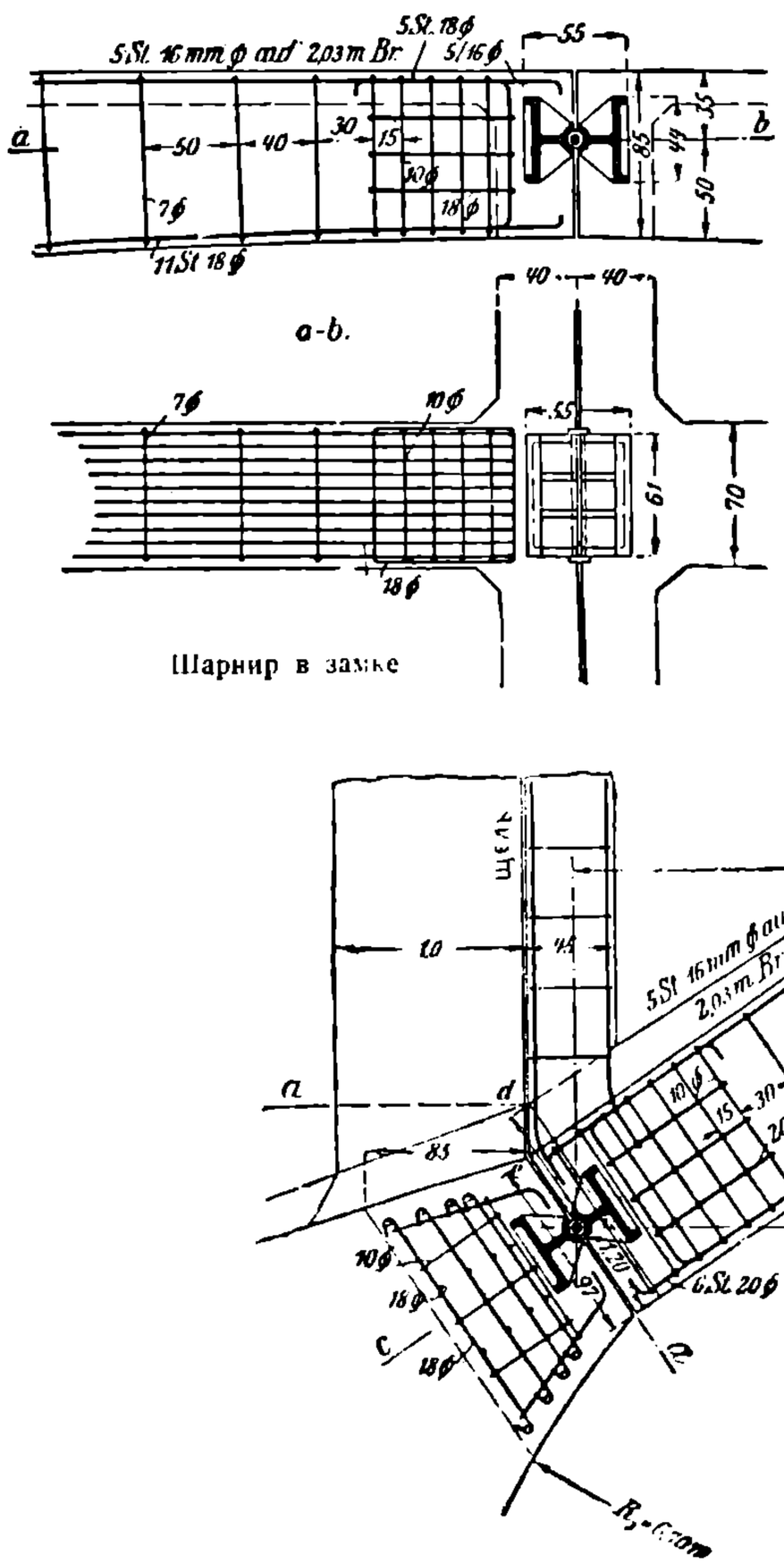
[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, VI Band, S. 585.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Свод имеет очертание по кривой давления для постоянной нагрузки.

Устои арочного пролета массивные, заложены непосредственно на грунте.

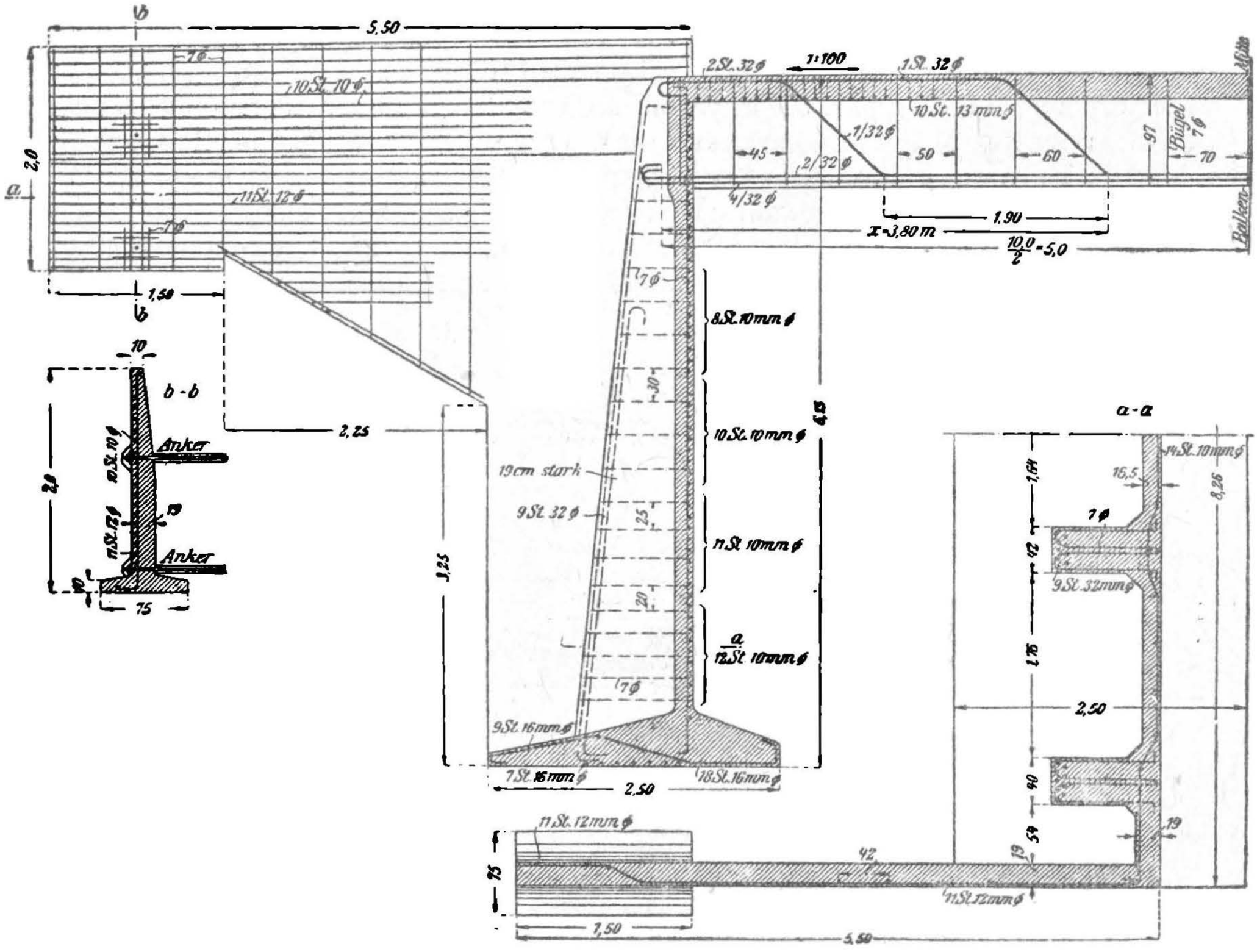
Стальные шарниры состоят из двух балансиров и цилиндрического вкладыша (фиг. 333—334); балансиры полностью заделаны в толщу ребер, оставлена лишь небольшая щель для движения. Давление от балансиров передается на бетон, усиленный дополнительной поперечной и продольной арматурой.



Фиг. 333—334. — Мост через Эмс-Везерский канал (1911).

Боковые пролетные строения относятся к типу рамных конструкций: у пят свода опоры этих пролетов состоят из колонн (фиг. 332); береговые же их концы обращены в устои с передней стенкой и боковыми крыльями; конструкция устоя представлена на фиг. 335. Соответственно ребрам пролетного строения поставлены по передней стенке 4 контрфорса, опирающиеся внизу на солидную и широкую плиту. Обратные стенки имеют фасонное очертание соответственно урезу откоса; вместо поперечного крепления обратных стенок, между ними поставлены железные болтовые стяжки, облепленные бетоном. Этот прием не заслуживает подражания, так как длинные болты при осадке засыпки должны погнуться, бетон может дать трещины; возможно появление ржавчины и постепенное разрушение болтов.

НБ УДУНТ (ДИТ)



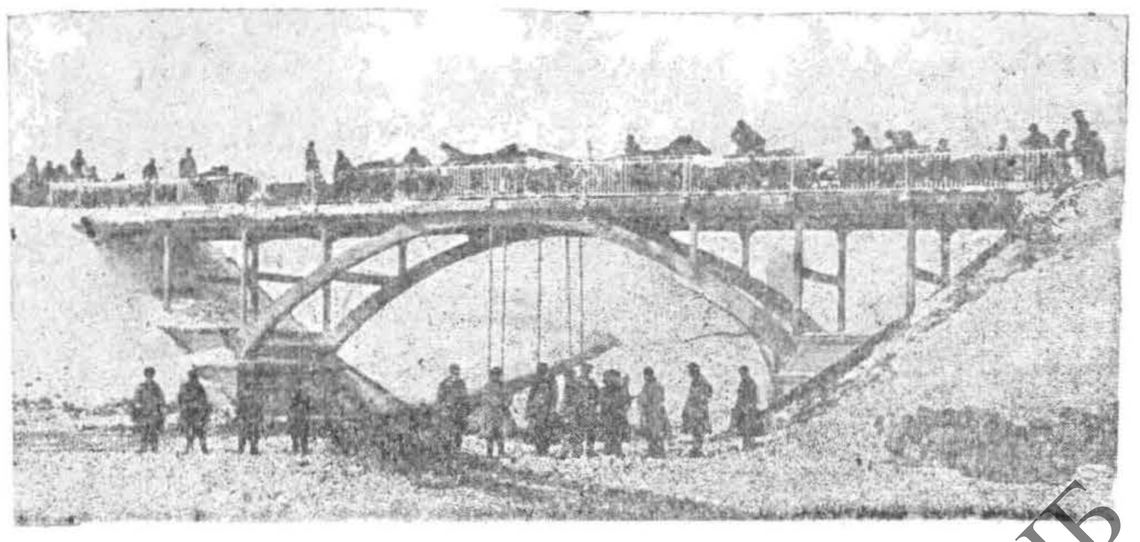
Фиг. 335. — Мост через Эмс-Везерский канал (1911). Устой.

Мост рассчитан на паровой локомобиль весом 32 *т* и толпу людей 400 *кг/м²*. Напряжение в бетоне допущено до 50 *кг/см²*.

г) МОСТЫ С ОТДЕЛЬНЫМИ АРКАМИ.

Нам уже пришлось упомянуть, что ребристые своды представляют как бы переходный тип между сплошными сводами и отдельно стоящими в параллельных плоскостях арками. Раздельное положение арок позволяет поставить их по бокам полотна и, в случае нужды, расположить езду понизу.

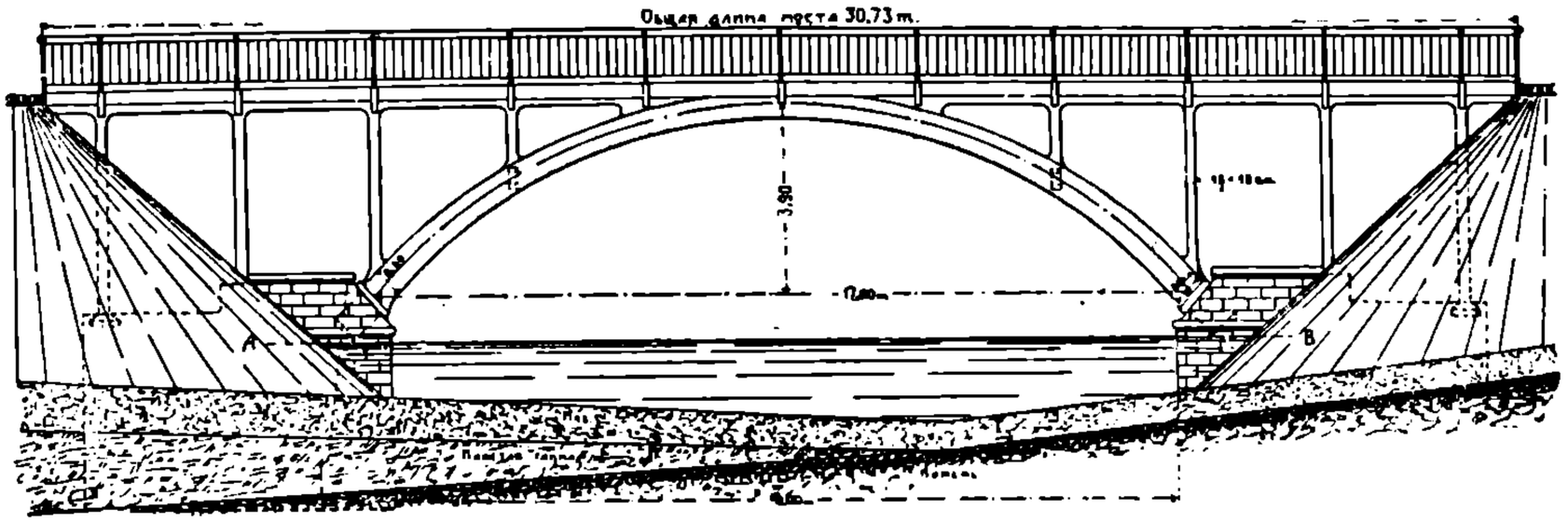
28. Примеры мостов с ездою поверху. — На фиг. 336



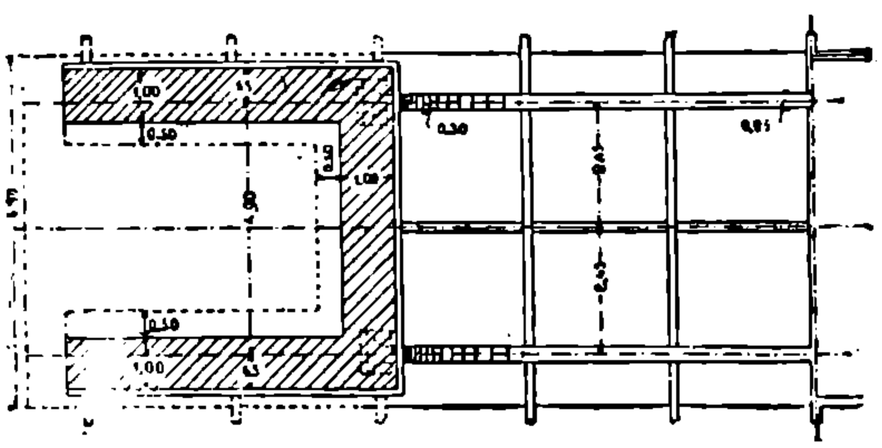
Фиг. 336. — Мост через р. Кашлагач (1903).

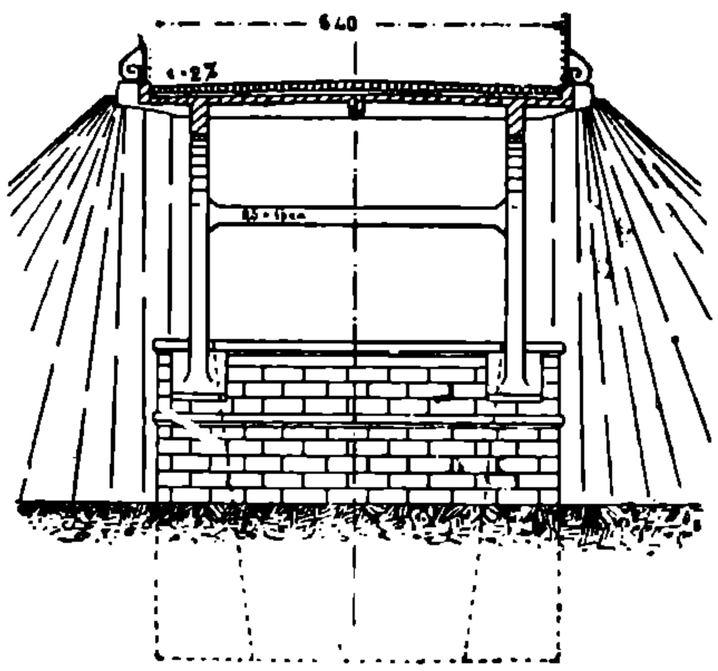
НБ УДУНТ (ДГТ)

изображен мост в с. Благодатном б. Мариупольского уезда через р. Кашлагач, построенный земством в 1903 году. Длина моста 30,73 *м*, пролет арок 17,00 *м* при стрелке 3,90 *м* (фиг. 337); устои подымаются лишь немного выше пят арок; полотно моста продолжено над устоями и поддерживается здесь колоннами, опирающимися на устой, который представляет собой в плане букву **П** (фиг. 338); продольные стенки его принимают пяты двух арок, перекрывающих пролет и поддерживающих полотно моста шириною 6,40 *м* без тротуаров (фиг. 339). Общая концепция моста должна быть признана удачной.



Фасад





Поперечный разрез

Фиг. 337—339. — Мост через р. Кашлагач (1903).

Полотно моста вымощено гранитными кубиками на слое песку с заливкой швов цементом; поверхность его имеет поперечный уклон 2% и продольный в обе стороны от средины моста в 1%.

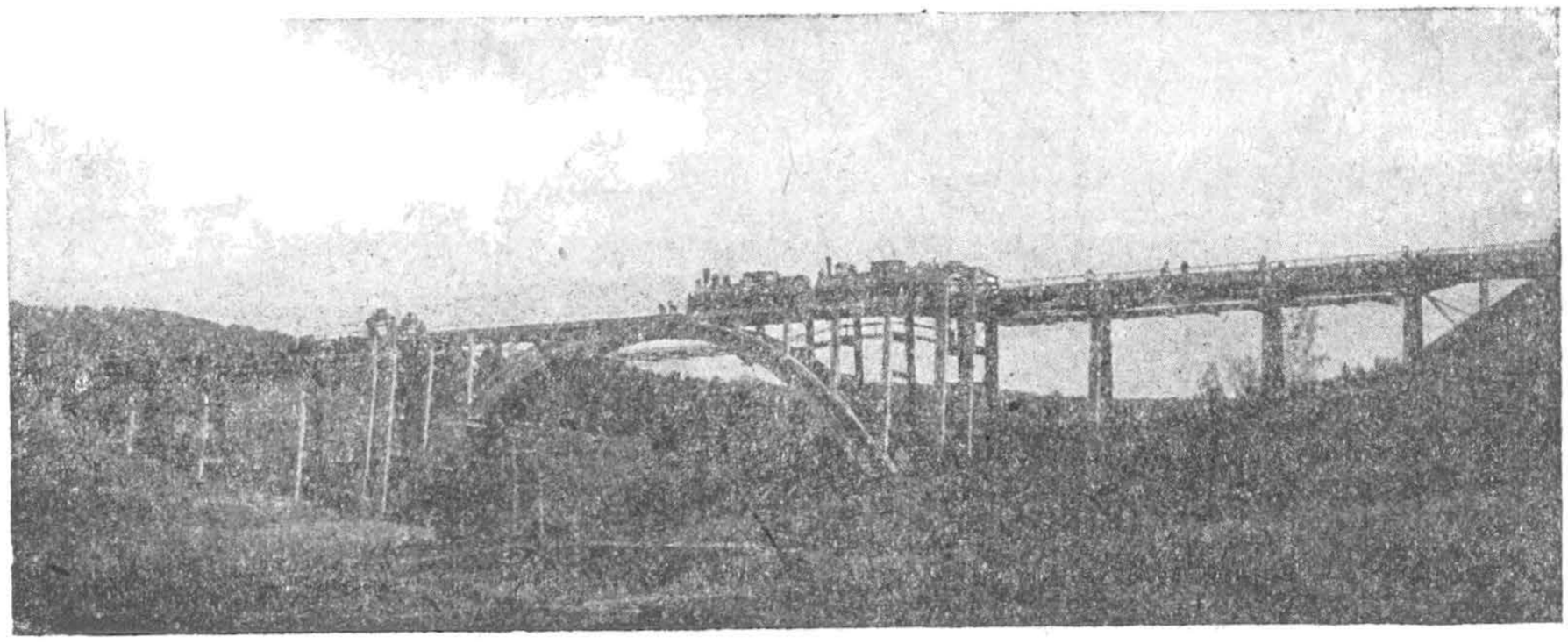
Арки имеют стрелу подъема 1 : 4,36; сечение их в замке 0,25 × 0,30 и в пятах 0,30 × 0,60 *м*, арки примерно в ¼ пролета соединены распоркой. Расстояние между осями арок 4,9 *м*; это же расстояние имеет место и между прогонами, расположенным над арками, третий прогон лежит посредине между ними и поддерживается поперечными балками со свесами, образующими с прогонами балочную клетку, перекрытую железобетонной плитой.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Арматура арок состоит из 12 продольных прутьев диаметра 28 и 32 *мм*, расположенных по верхней и нижней направляющим и соединенных плоскими хомутами.

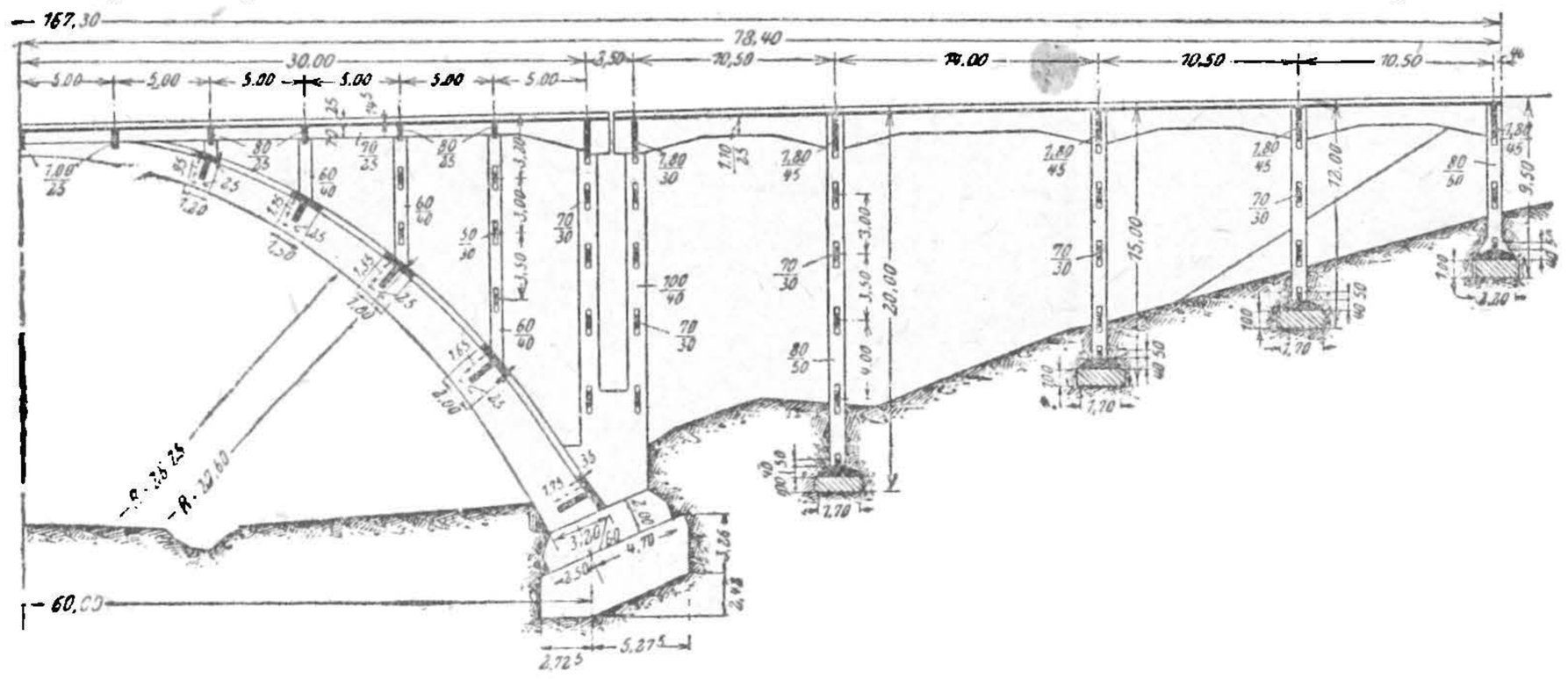
Мост обошелся в 10 000 рублей.

Прогиб арок при нагрузке моста 720 *кг/м*² (песком) оказался равным $^1/_2$ *мм*, или 1 : 8000 пролета.



Фиг. 340. — Виадук на линии Brasso — Fogaras (Венгрия, 1908). Общий вид.

В 1908 году в Венгрии на подъездном железнодорожном пути Brasso—Fogaras построены два виадука [1]), относящиеся к рассматриваемому типу арочных мостов. Общий вид большего из виадуков представлен на фиг. 340. Длина его 167 *м* занята одним арочным пролетным строением 60 *м* между центрами пят и 9 балочными длиною 10,5 и 14 *м*. Общее располо-

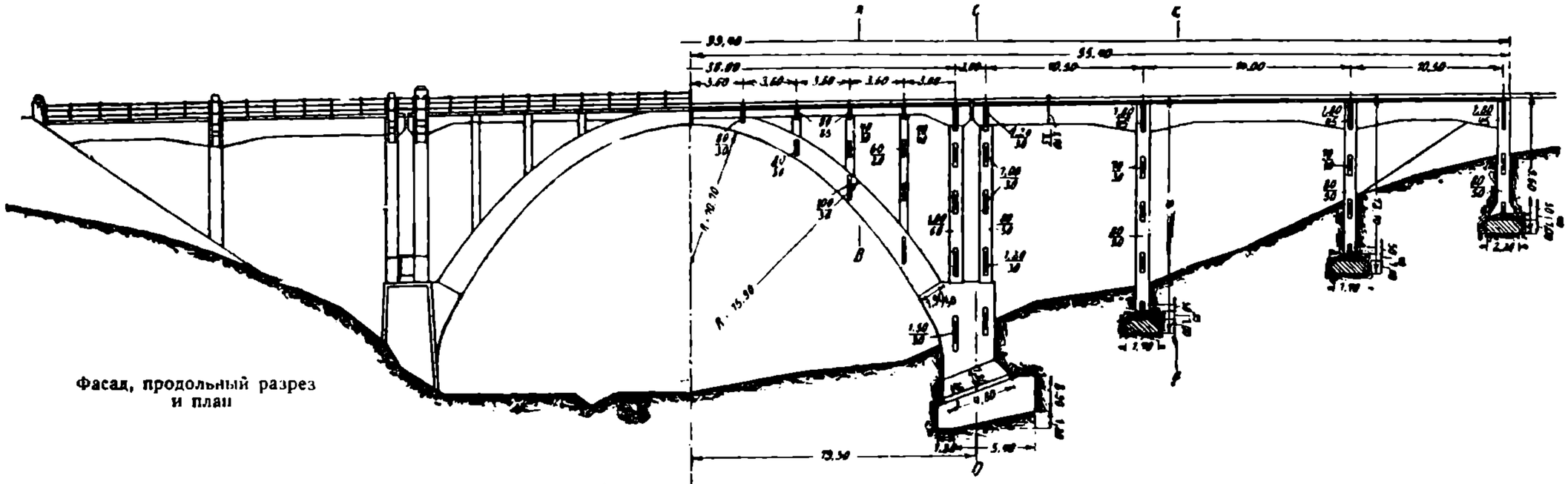


Фиг. 341. — Виадук на линии Brasso — Fogaras (1908). Продольный разрез.

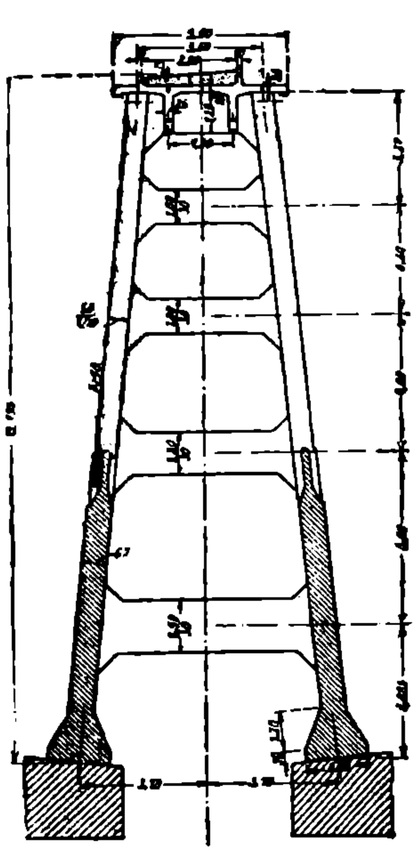
жение частей виадука видно из фиг. 341. Арки моста, как и опоры балочных пролетов, поставлены в наклонных плоскостях (1 : 10); стрелка арок равна около 21 *м*. Высота арки в замке 1,35 *м*, в пятах 3,20 *м* при ширине

[1]) „Armierter Beton", 1909, S. 45.

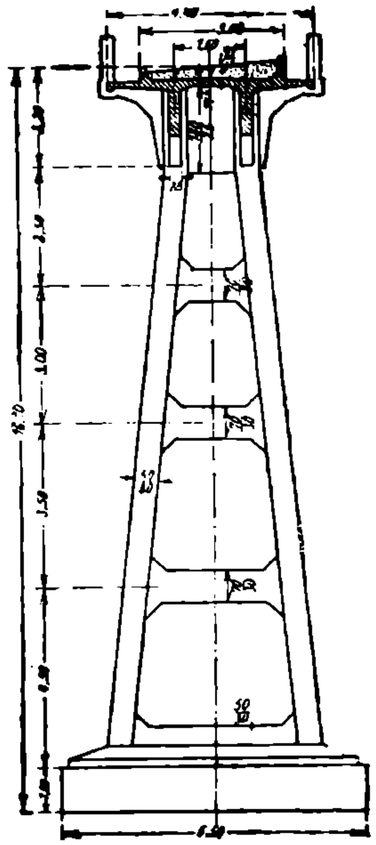
НБ УДУНТ (ДИТ)



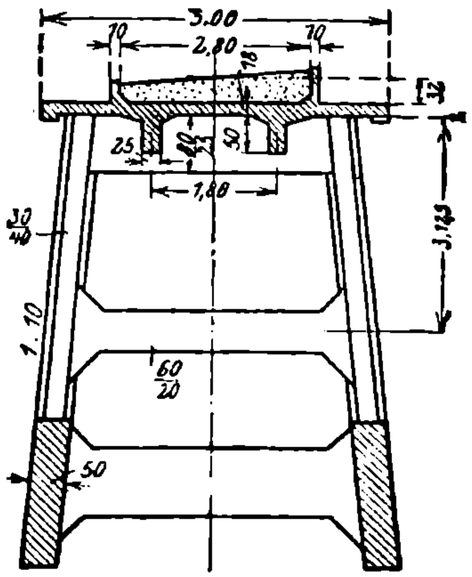
Фасад, продольный разрез и план



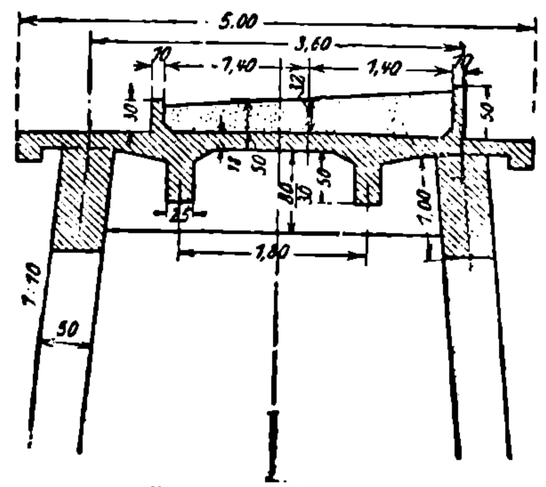
Разрез по *CD*



Разрез по *EF*



Разрез в замке



Разрез по *AB*

Фиг. 342—346. — Малый виадук на линии Brasso — Fogaras (Венгрия, 1908).

НБ УДУНТ (ДИТ)

0,60 *м*. Полотно поддерживается колоннами, поставленными через 5 *м* и опирающимися на арки в наклонных плоскостях. Колонны связаны между собою попарно поперечными жесткими балками, образующими безраскосную опору. Арки связаны распорками таврового сечения, дающими жесткость по радиальным плоскостям и по направляющей поверхности арок.

Напряжения в бетоне достигают 49,5 *кг/см*^{2}.

При испытании поездом из двух локомотивов 4×12 *т* (расстояние между осями 1,2 *м* при полной длине 8,4) и вагонов 2×12 *т* (при расстоянии между осями 3 *м*) получен прогиб в замке 2,5 *мм*.

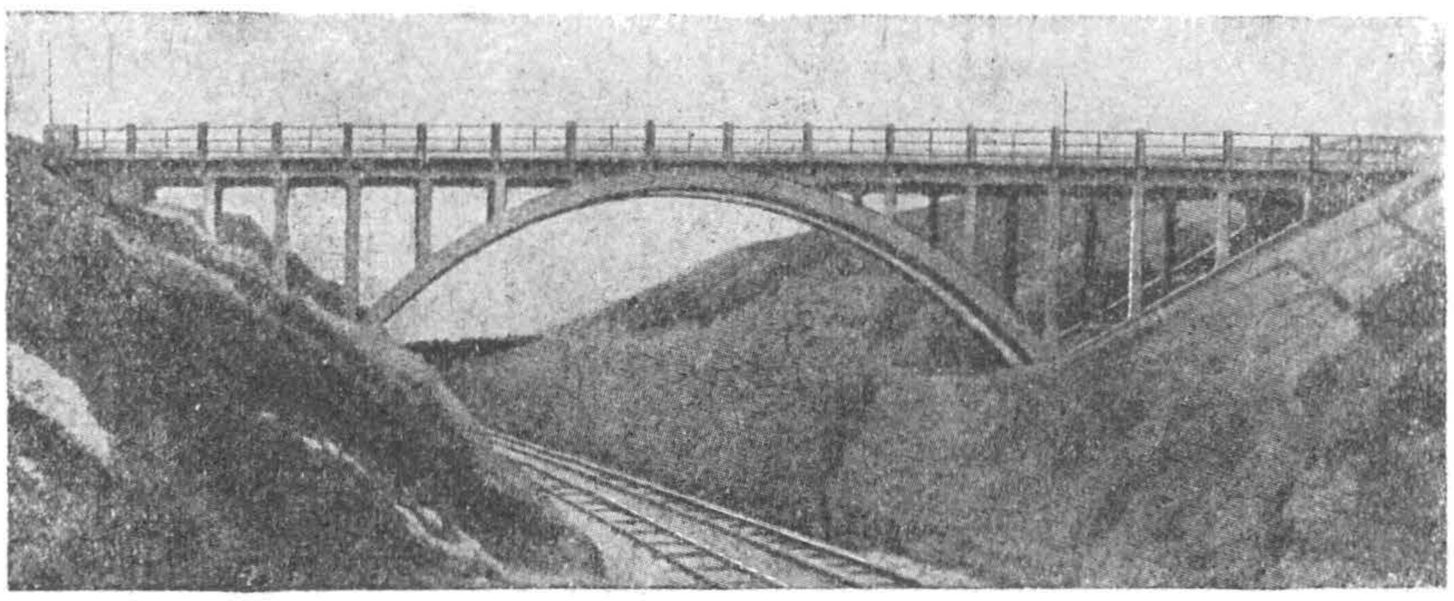
При расчете моста подвижная нагрузка была увеличена в 1,5 раза для учета динамического ее действия. Колебания температуры приняты в пределах $\pm 25°$; напряжения допущены в бетоне 50 *кг/см*^{2}, в железе 1200 *кг/см*^{2}.

Фиг. 342 — 346 относятся к малому виадуку; арка его имеет пролет 33,6 *м* при стрелке 16,5 *м*. Высота арок в замке 1,0 *м*, в пятах 1,90 *м* при ширине 0,5 *м*. Расстояние между арками вверху равно 3,6 *м*; арки находятся в плоскостях, имеющих уклон к вертикали в $^1/_{10}$. Полная ширина мостового полотна 5,0 *м*; путь на протяжении всего моста лежит в кривой и на уклоне 0,015. Баласт на железобетонной плите моста лежит кривой полосой шириною 2,80 *м* между особыми вертикальными железобетонными стенками; высота баластного слоя в средине 32 *см*.

Толщина плиты 18 *см*, полотно поддерживается двумя продольными ребрами, поставленными на взаимном расстоянии 1,80 *м* (фиг. 343 — 345) и опирающимися на высокие поперечные балки, поддерживаемые колоннами.

Для свободной деформации арочного пролетного строения и примыкающих неразрезных балочных полотно моста разрезано, как и в большом виадуке, над пятами, причем разрезанные концы поддерживаются двумя поперечными рамами при расстоянии между их осями около 2 *м*.

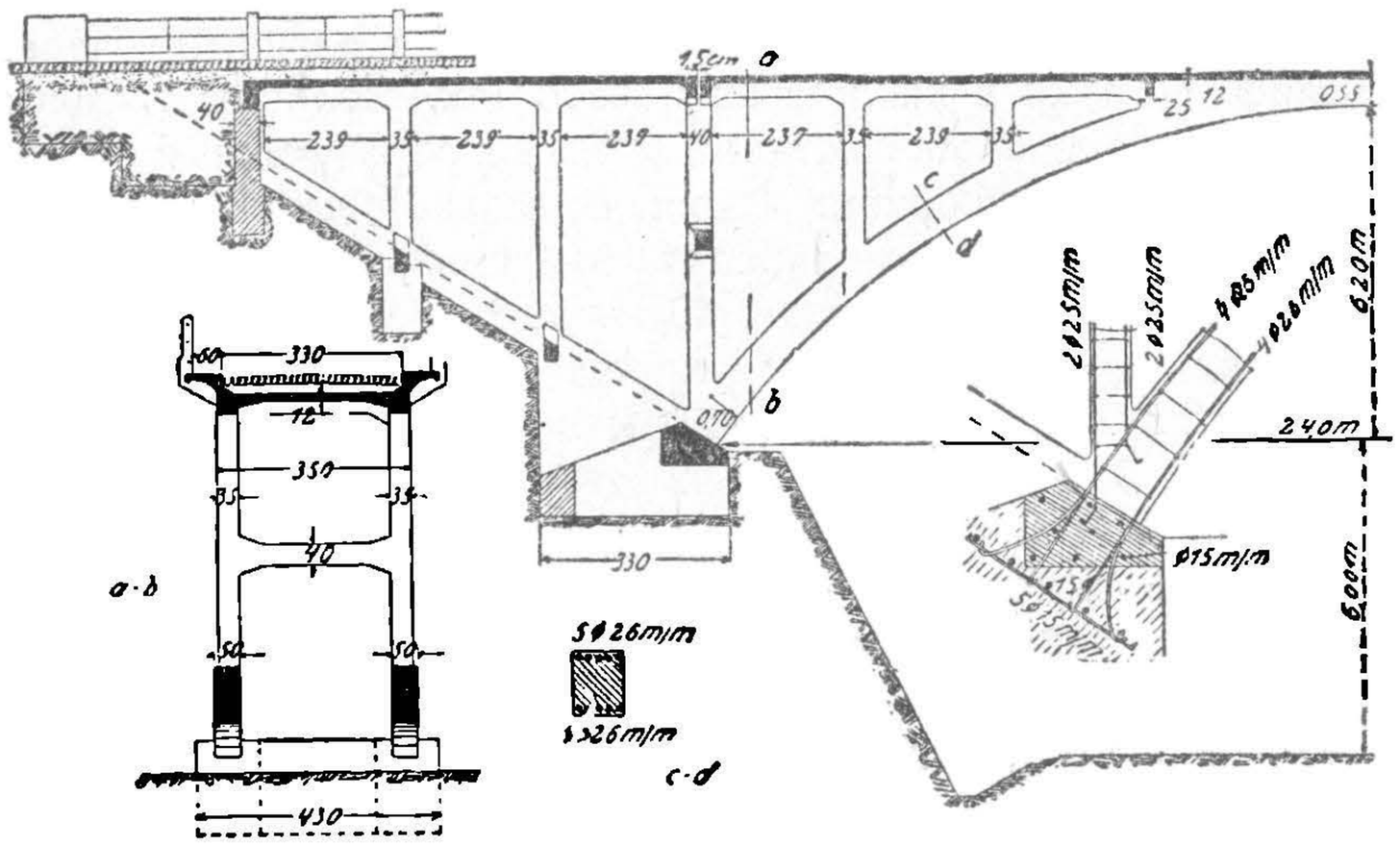
Размеры отдельных элементов видны из чертежа.



Фиг. 347. — Путепровод. Общий вид.

На фиг. 347 изображен общий вид путепровода через выемку двухколейной железной дороги. Две арки сечением 35×55 *см* в замке и 50×70 *см* в пятах при пролете 24,0 *м* и стрелке 6,2 *м* поддерживают ездовое полотно шириною 3,30 *м* с двумя тротуарами на весу (фиг. 348).

НБ УДУНТ (ДИТ)

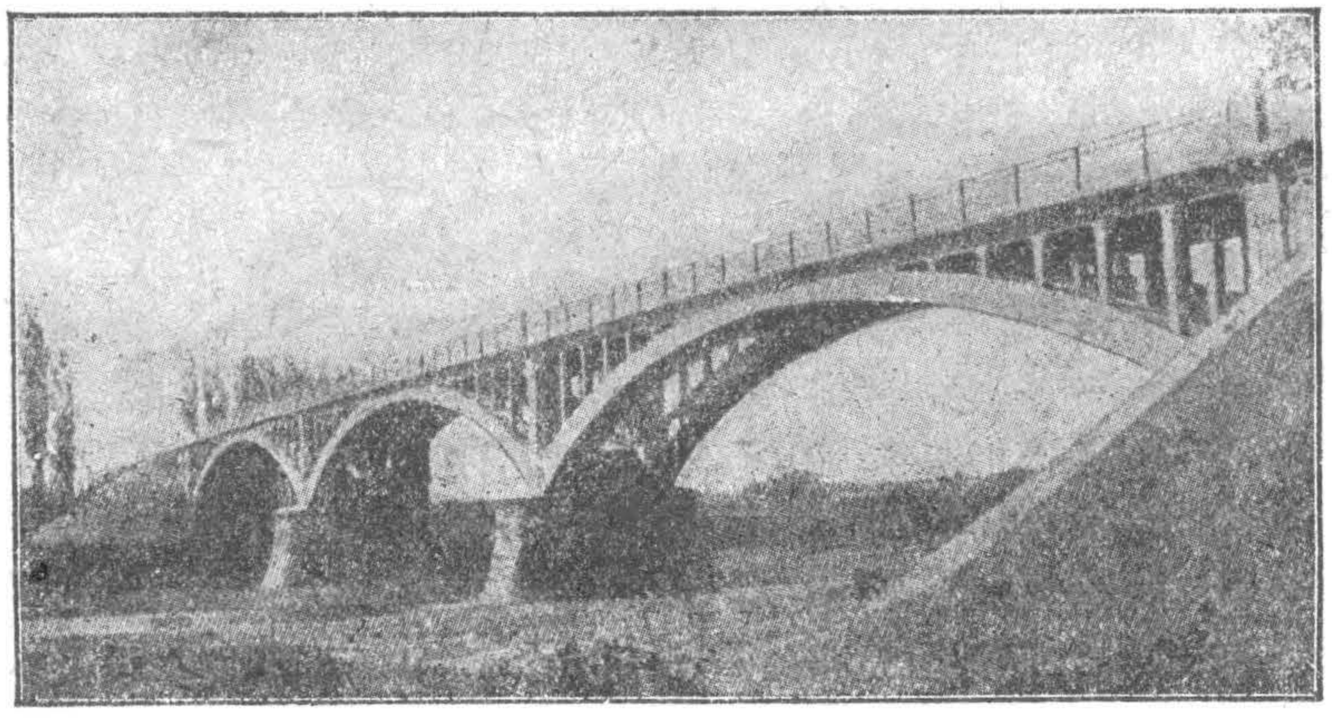


Фиг. 348. — Путепровод. Конструкция.

Особого внимания заслуживает расстановка фундаментов под колонны боковых балочных пролетов по откосу выемки. Первая к пятам арок пара колонн опирается на обратные стенки устоя арок; следующая пара имеет свой отдельный фундамент, заложенный почти над котлованом фундамента арок; для укрепления его положены по откосу железобетонные распорки в плоскости продольных рядов колонн. Эти распорки доведены до крайних опор (устоев с обратными стенками).

Плита ездового полотна при пролете около 3 *м* имеет толщину 12 *см* и рассчитана на фуру весом 4 тонны и толпу 540 *кг/м²*.

Арки усилены прутьями $d = 26$ *мм*, число которых меняется по длине арок: в замке по 3 вверху и внизу; в пятах по 4 и в средине полупролета по 5. Хомуты поставлены через 40 — 50 *см*. При загружении полупролета наибольшее напряжение бетона в арке достигает 38 *кг/см²*, в железе — 531 *кг/см²* на сжатие и 97 *кг/см²* на растяжение.



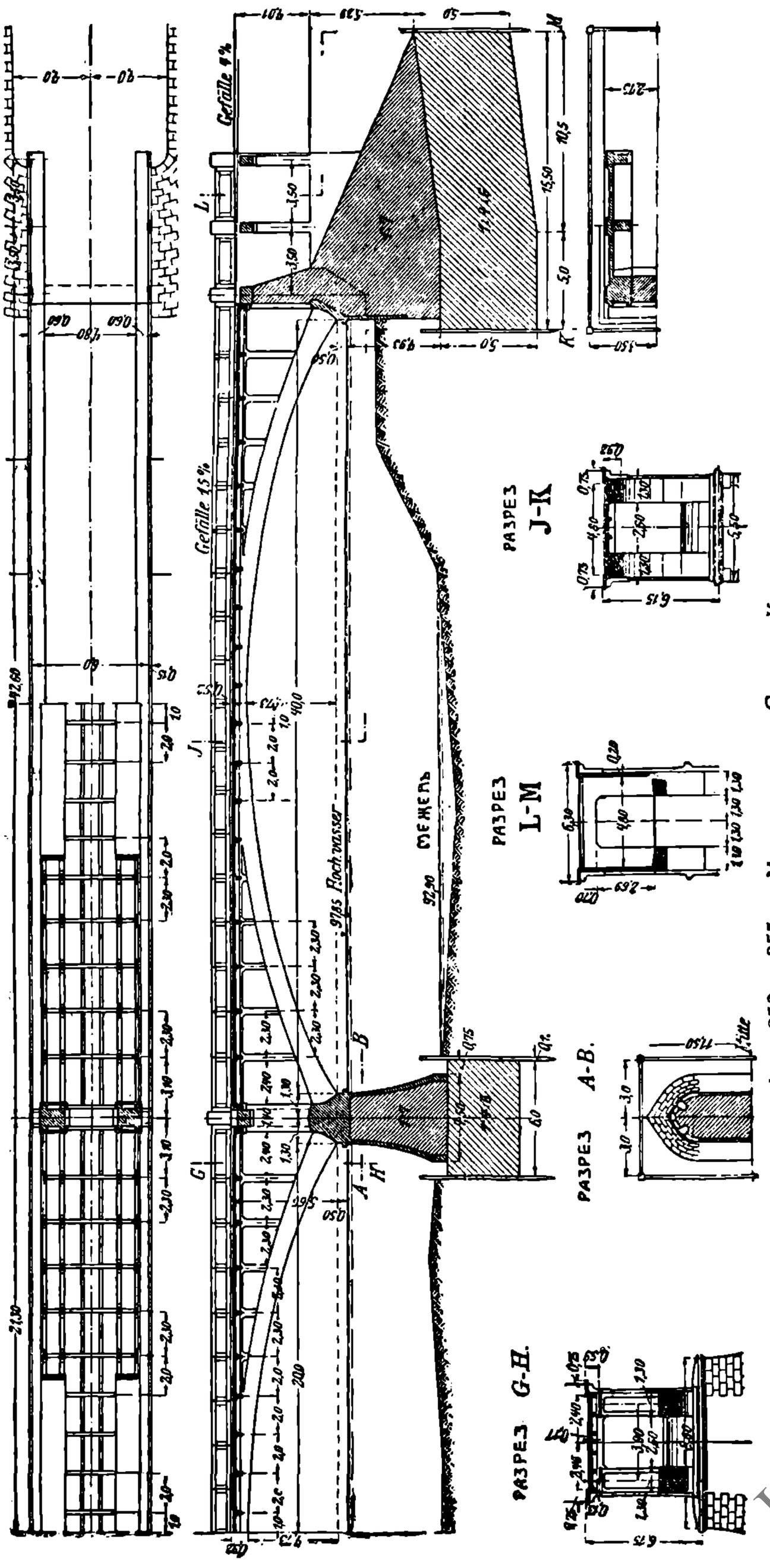
Фиг. 349. — Мост через р. Garam (1908). Общий вид.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Фиг. 349 относится к мосту под обыкновенную дорогу через р. Garam, построенному в 1907—08 гг. Мост имеет 3 пролета по 40 *м* в свету, перекрытые парными арками со стрелкой 4 *м*. Сечение каждой арки в замке 0,77 × 1,30 *м*, в пятах 1,20 × 1,30 *м*.

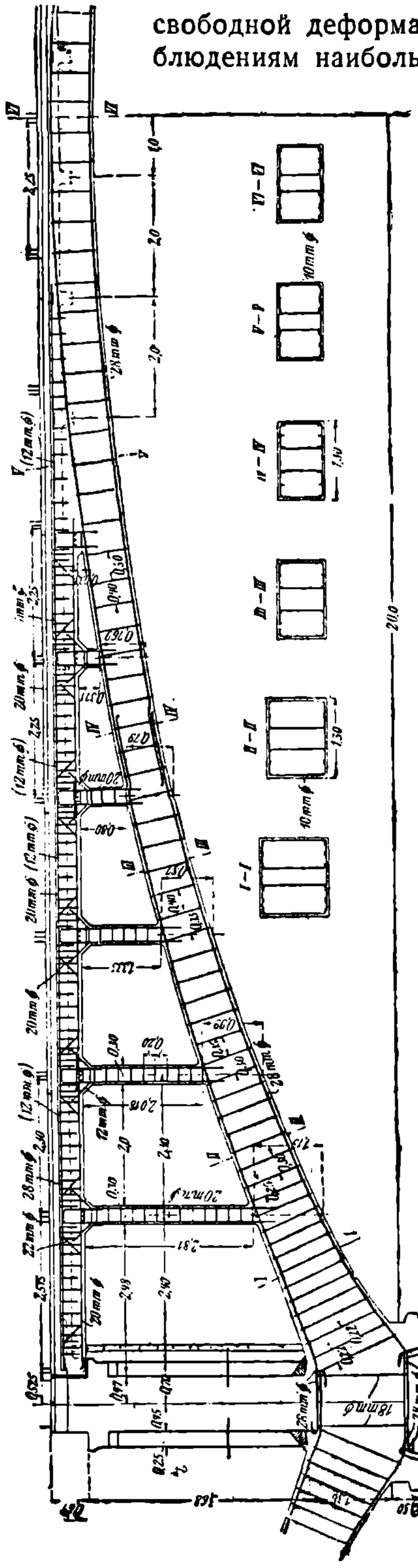
Ширина полотна между перилами 6 *м*; в средней части пролета оно поддерживается (фиг. 355, сечение *JK*) отчасти непосредственно широкими арками, отчасти поперечными и двумя продольными балками. В боковых частях пролета для поддержания полотна над каждой аркой поставлено по две, а всего четыре колонны в одном поперечном ряду (сечение *GH*), по которым вдоль моста идут прогоны, а поперек — поперечные балки; расстояние между последними 2,30 *м*.

Толщина плиты проезжей части 17 *см*; мостовая—из асфальтовых плит толщиною 4 *см*. Полотно моста над пятами арок имеет сквозные поперечные швы для



Фиг. 350—355. — Мост через р. Garam. Конструкция.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 356. — Мост через р. Garam. Арматура арок.

свободной деформации пролетных строений; по трехлетним наблюдениям наибольшее раскрытие швов равно 3 *мм*.

Расположение арматуры пролетных строений приведено на фиг. 356; при расчете в качестве подвижной нагрузки приняты либо одна фура 20 *т*, либо две фуры по 16 *т*, при толпе 400 *кг/м*^{2}.

Довольно массивные опоры моста заложены в шпунтовом ограждении непосредственно на грунте. Быки имеют режущие ребра в обе стороны от моста: вниз по течению — вследствие того, что в Garam попадает лед из Дуная, который движется по ней вверх. Режущие части быков облицованы штучным камнем.

Устои имеют легкие обратные стенки, укрепленные двумя поперечными рамами (фиг. 354, сечение *LM*).

Для фундаментов применен бетон 1 : 4 : 6; для тела опор 1 : 7; для арок и проезжей части 1 : 4. Части опор, попадающие в поток, покрыты слоем бетона состава 1 : 3.

В заключение приведем общий вид (фиг. 357, 358) одного из наибольших по пролету железобетонного моста, построенного в Ауклэнде (Новая Зеландия) в 1910 году. Пролет, перекрытый арками, имеет в свету 96,00 *м*. Арки трехшарнирные имеют следующие размеры: в замке 1,68 × 1,22 *м*, в четверти пролета 3,05 × 1,31 *м*, 1,83 × 1,40 *м* в пятах. Стоимость равна 689 000 марок.

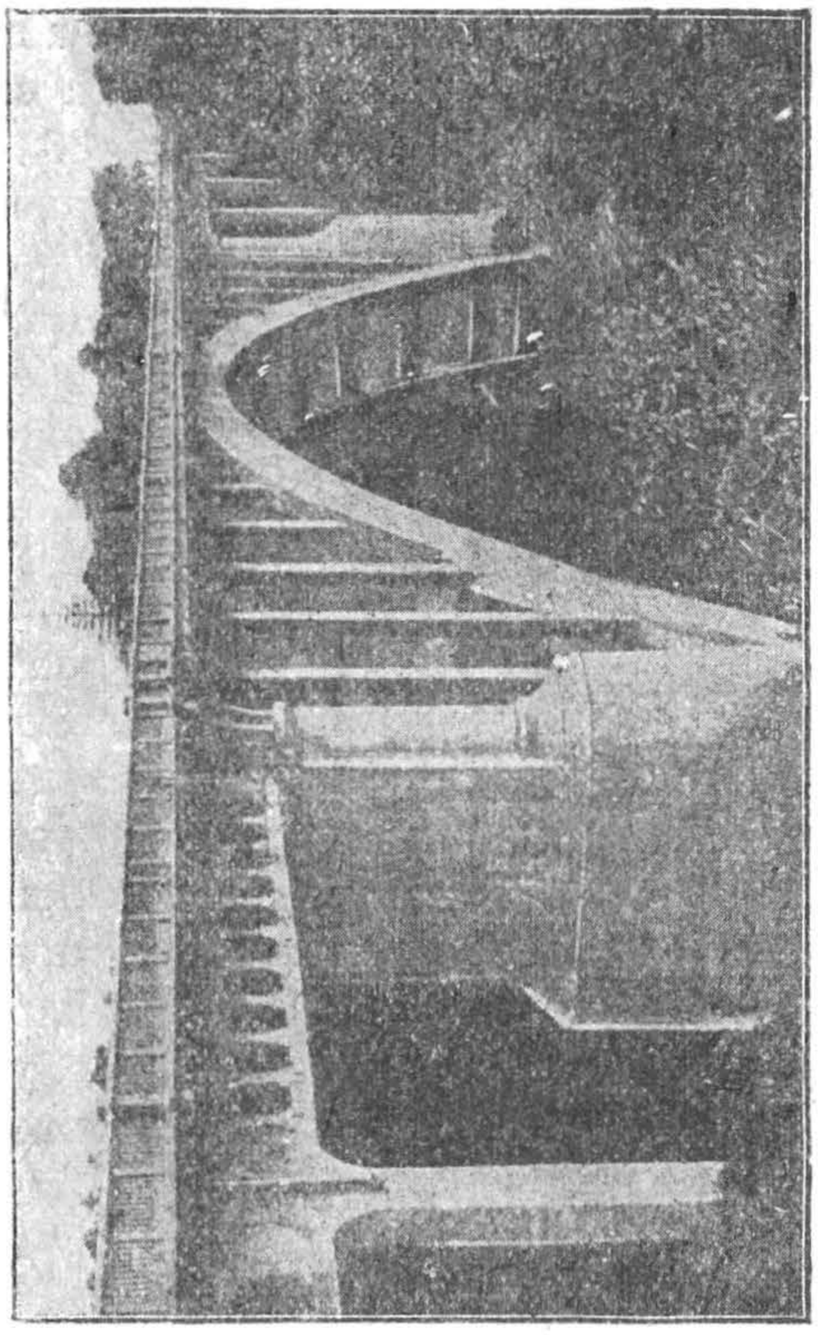
Пустотелые арки. При больших пролетах арки получают значительных размеров сечения и становятся тяжелыми, вследствие чего возникает потребность в их облегчении.

Приемы облегчения могут быть различные: можно придать аркам *трубчатое* сечение, можно дать им *двутавровое* сечение или сделать их сквозными на подобие балок Визинтини.

Примером первого случая может служить мост под обыкновенную дорогу

НБ УДУНТ (ДИТ)

через Lech близ Hochzoll, построенный в 1928 году [1]). Ширина проезда 11,0 *м*, двух тротуаров по 3,0 *м*. По мосту проходит трамвай. Мост (фиг. 359—360) имеет один пролет, перекрытый трехшарнирными арками с выступными пятами. Расстояние в свету между устоями 84,4 *м*, а между пятовыми шарнирами (пролет арок) всего 76,8 *м*. Пятовые шарниры выдвинуты, чтобы приподнять их до уровня обыкновенных высоких вод. При наивысшем горизонте (катастрофическом) шарниры заливаются,



Фиг 357. — Мост в Аукляпде (Новая Зеландия, 1910). Общий вид.

что никакого значения иметь не может, так как щели в шарнирах заложены пробковой прокладкой.

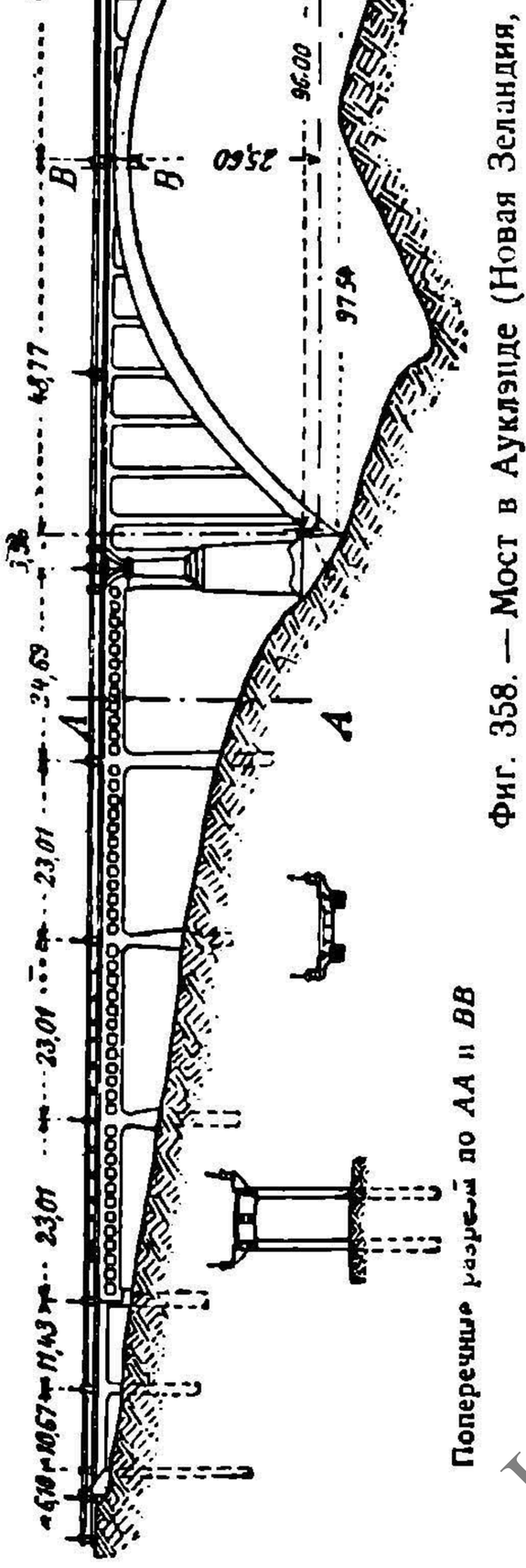
Стрела арок 6,45 *м*, или $^1/_{12}$ пролета.

Это дает так называемый ***коэффициент смелости,*** выражающийся формулой

$$k = \frac{l^2}{f},$$

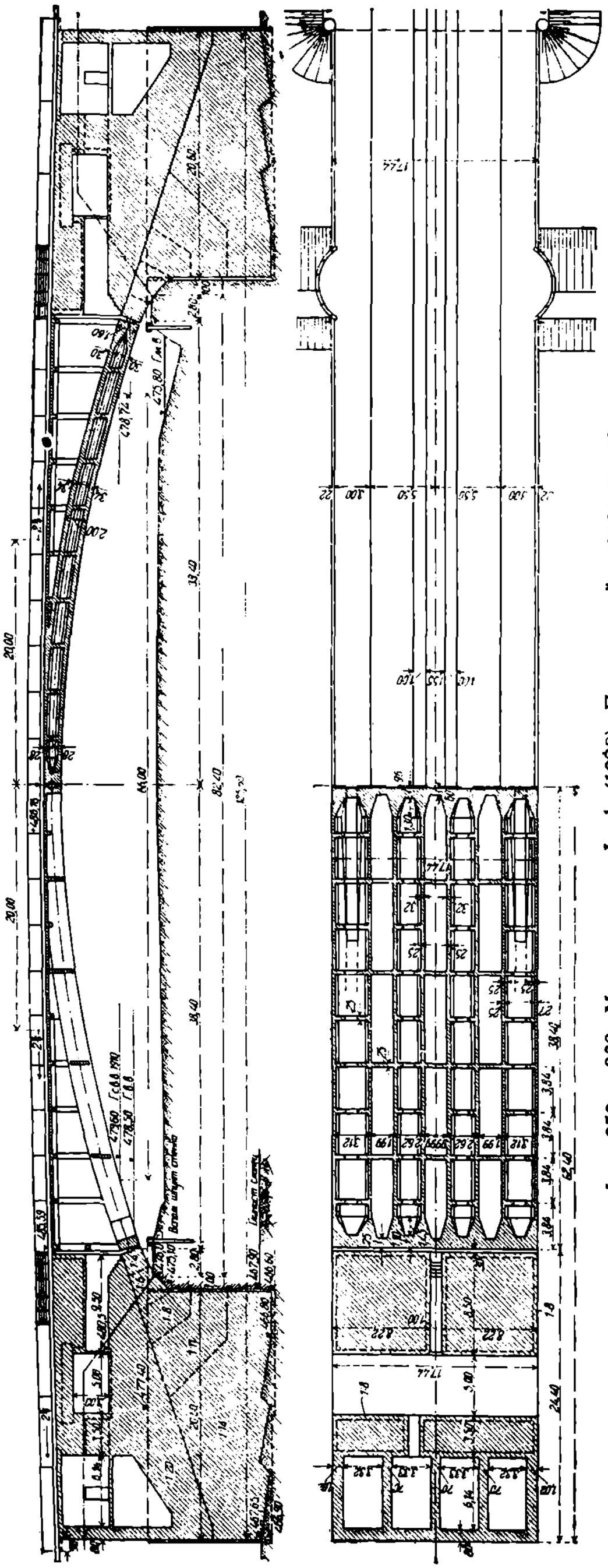
равным 915.

[1]) *Oskar Muy,* Die neue Lechbrücke bei Augsburg-Hochzoll. „Der Bauingenieur", 1929, H. 4.



Фиг. 358. — Мост в Аукляпде (Новая Зеландия, 1910).

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 359—360. Мост через р. Lech (1928). Продольный разрез и план.

Этот коэффициент имеет наибольшее значение ныне 1007 для моста Balme во Франции (см. табл. 1, фиг. 36).

Ездовое полотно поддерживается двумя пустотелыми арками шириною 2,62 *м* (фиг. 361—362); каждый из тротуаров поддерживается одной аркой шириной 3,12 *м*. Балочная клетка проезжей части опирается на арки посредством колонн сечением 25×40 *см* или 30×40 *см*. По лицевым граням пролетного строения устроены сплошные щековые стенки, выравнивающие в одну поверхность как арки, так и перила.

Это придает мосту весьма солидный, спокойный вид массивного сооружения.

Внутри арок имеются диафрагмы; между арками против диафрагм (через одну) поставлены высокие поперечные связи, которые своей жесткостью уравнивают нагрузку на арки, устраняя перекос пролетного строения.

Вид моста снизу представлен на фиг. 363.

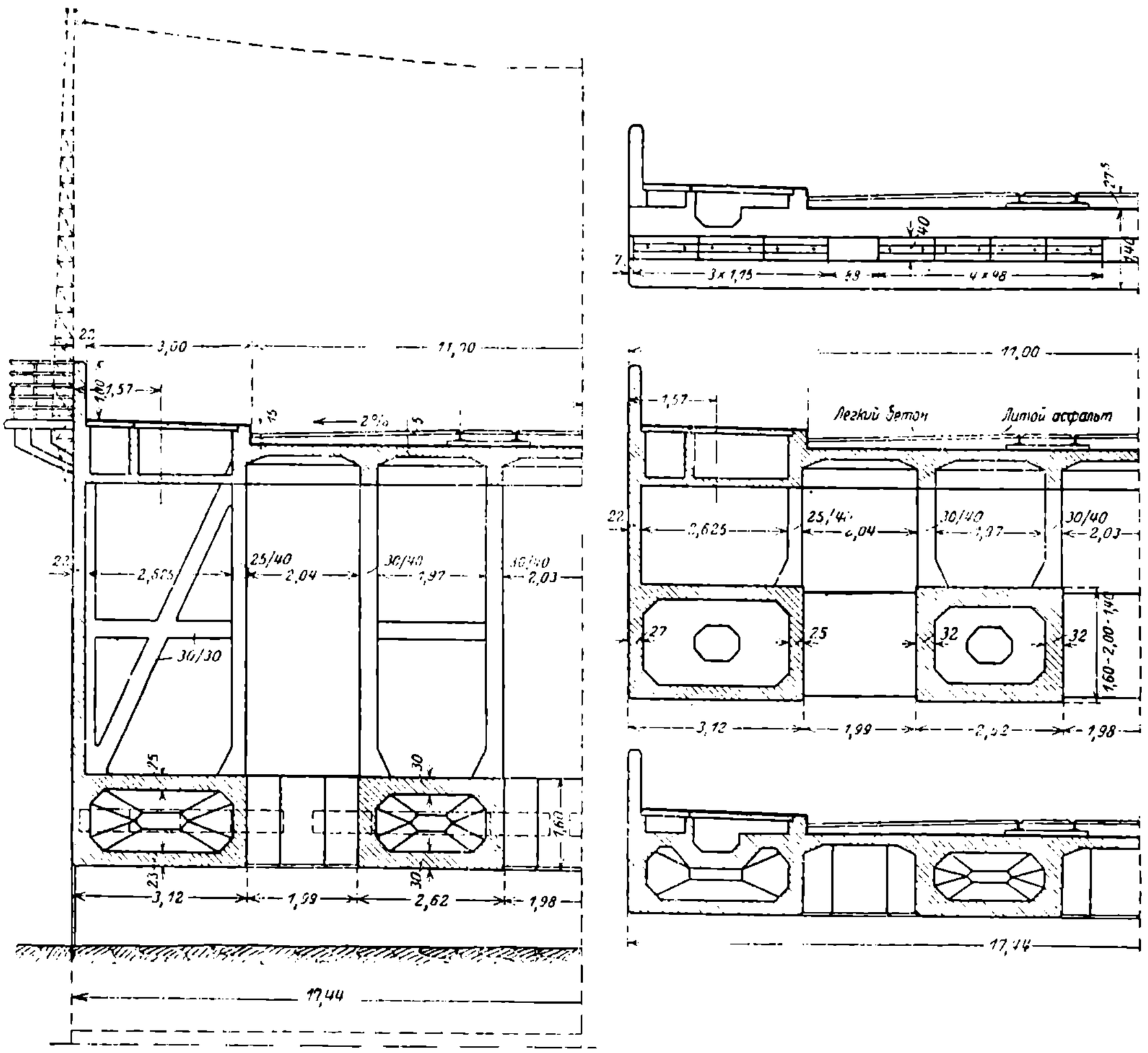
Арматура арок показана на фиг. 364, 365. Продольная арматура составляет всего 0,55% сечения арки; работает она только на сжатие, растягивающих напряжений в арке нет.

Высота арок 1,4 *м* в замке, 2,0 *м* в раменах и 1,6 *м* в пятах.

Напряжения в арке достигают величины 55 *кг/см*² от

НБ УДУНТ (ДИТ)

постоянной нагрузки и 76 — от постоянной и временной. При таких допущенных напряжениях бетон должен давать через 28 дней сопротивление 300 *кг/см*²; подобранный состав бетона 1 : 5 давал при испытаниях сопротивление 350 *кг/см*².



Фиг. 361 — 362. — Мост через р. Lech. Поперечные разрезы.

Давление на бетон под стальным шарниром, ширина подушки которого равна 70 *см*, допущено по формуле (стр. 223):

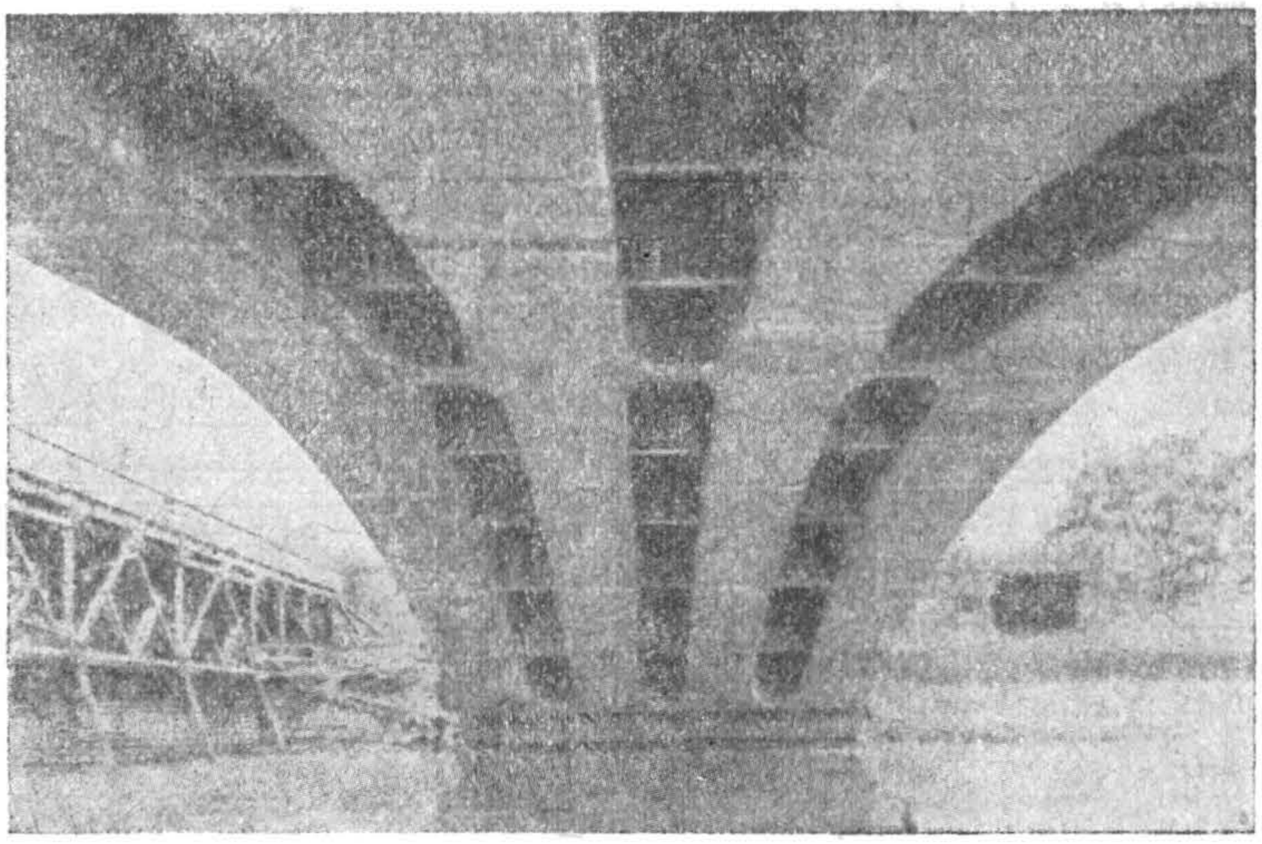
$$\sigma = \sigma_b \cdot \sqrt[3]{\frac{b}{b_1}} = 70\sqrt[3]{\frac{140}{70}} = 106{,}4\ кг/см^2,$$

где b — толщина свода в замке; b_1 — ширина подушки там же; $\sigma_b = 70\ кг/см^2$ — допускаемое напряжение на сжатие в простом случае.

Конструкция шарниров приведена на фиг. 366. Они даны в виде отрезков длиною 1,15 *м* или 0,98 *м*. Таких отрезков дано по 3 под каждую крайнюю арку и по 4 под каждую среднюю арку. Положение шарнирных подушек при

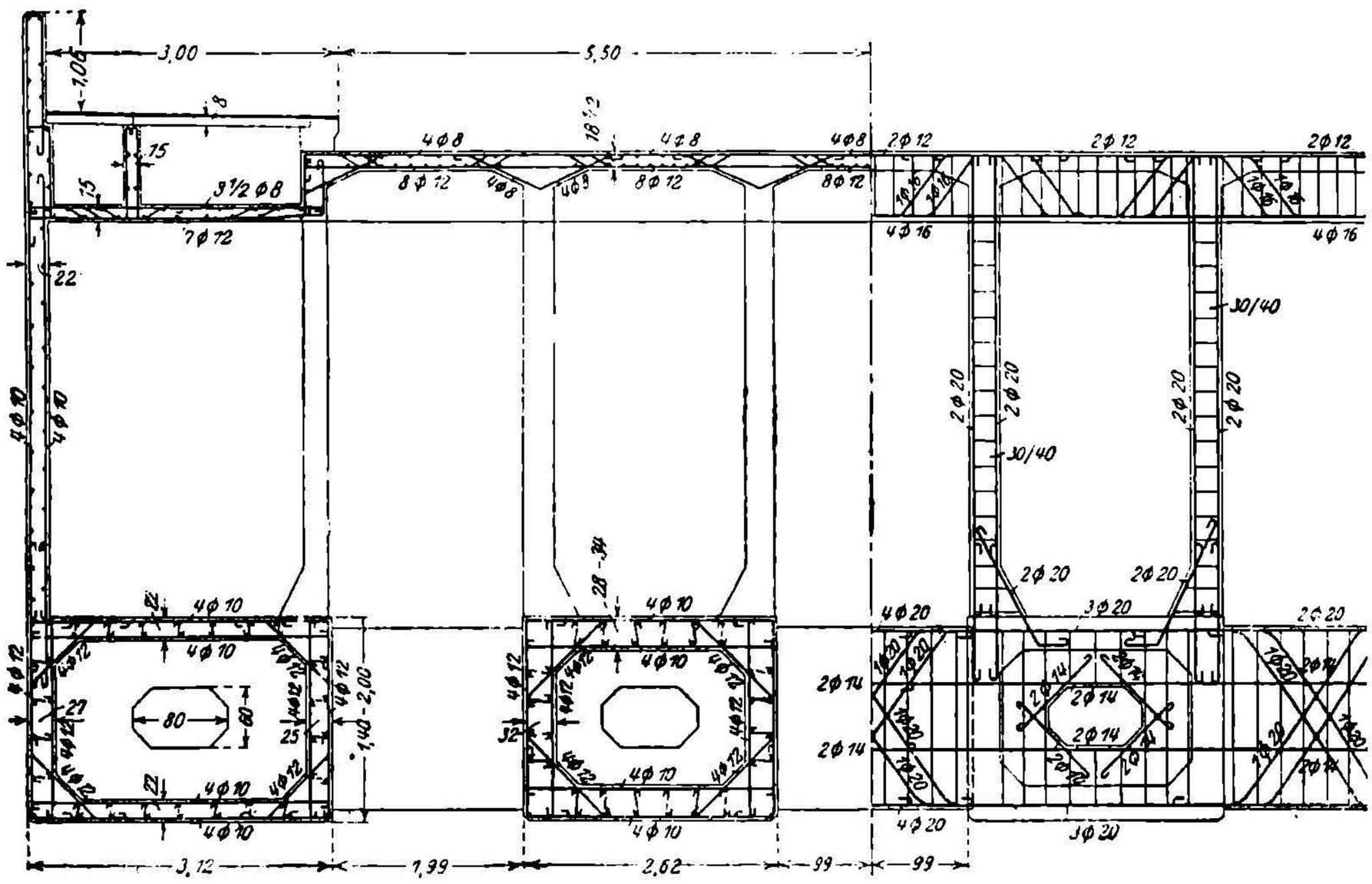
НБ УДУНТ (ДИТ)

установке регулировалось поддерживающими уголками и заделанными в бетон винтами, по 4 на пару подушек, стянутых между собой болтиками.



Фиг. 363.— Мост через р. Lech. Вид снизу.

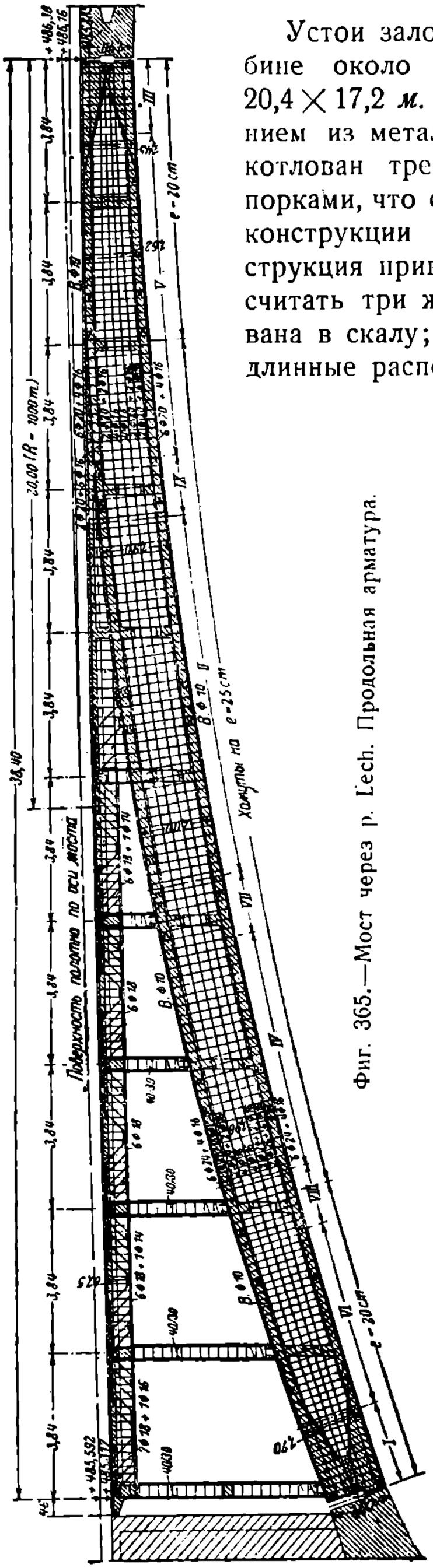
Наибольший распор все арки дают в размере 5890 *т*. Этот распор принимается массивами устоев, сложенными из трамбованного бетона состава



Фиг. 364. — Мост через р. Lech. Арматура.

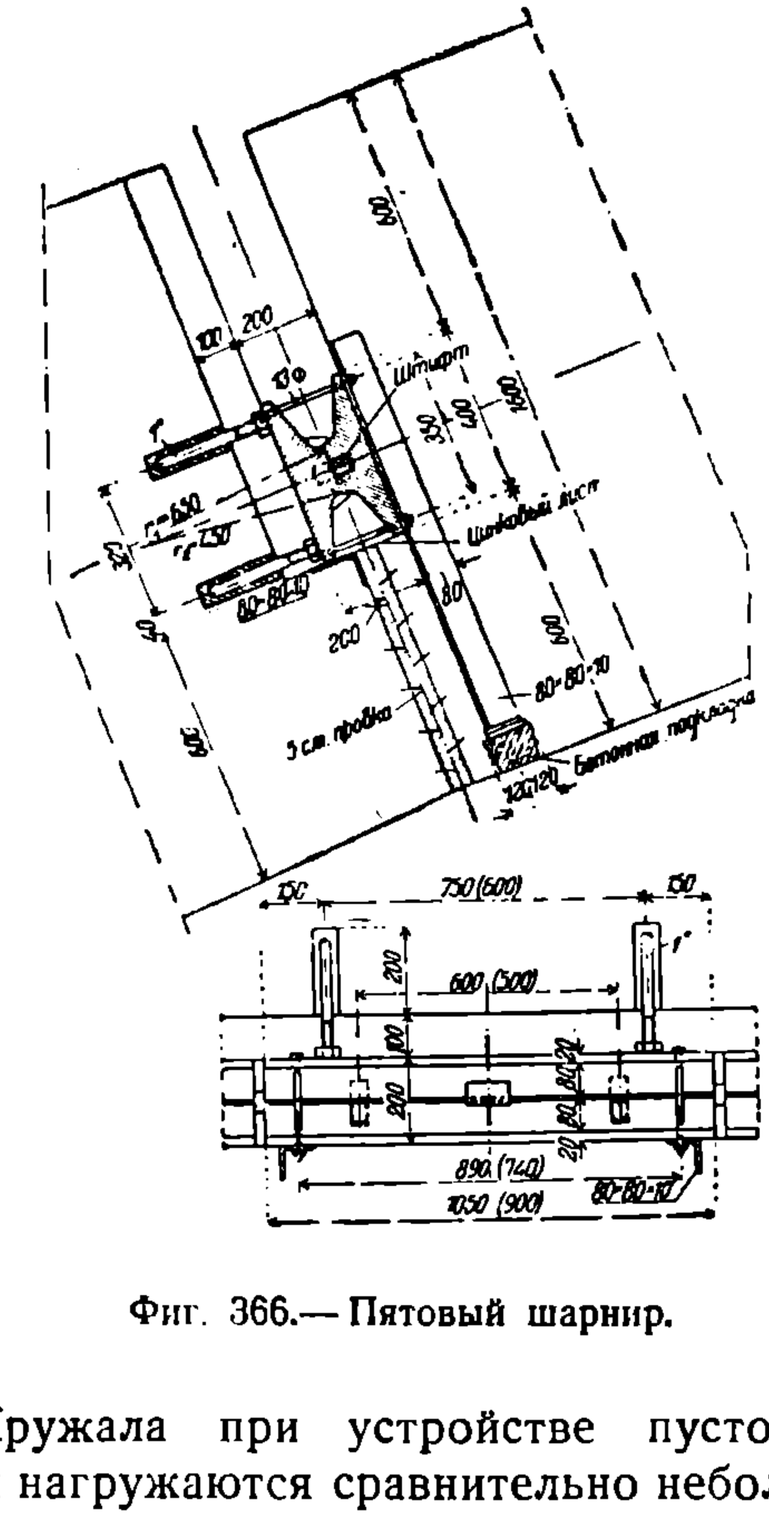
от 1 : 8 до 1 : 14 (фиг. 367), причем слои бетона сделаны зубцами с наклоном площадок нормально кривой давления в устое.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 365.—Мост через р. Lech. Продольная арматура.

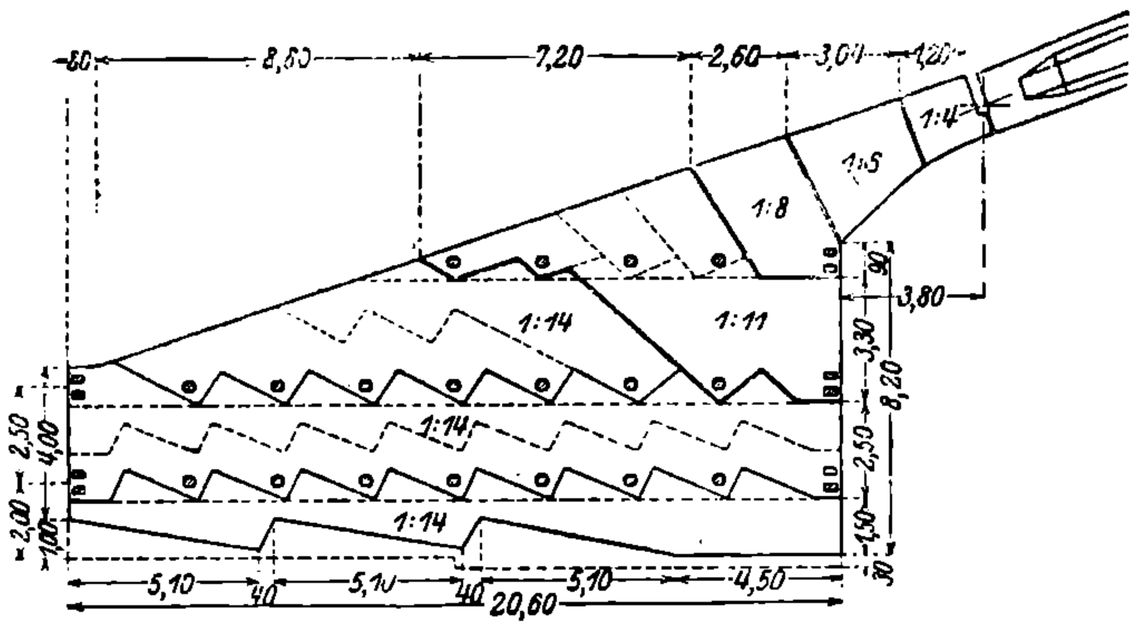
Устои заложены на твердом глинистом сланце на глубине около 10 *м* в открытом котловане площадью 20,4 × 17,2 *м*. Котлован вынут за шпунтовым ограждением из металлического шпунта системы Ларсена. Такой котлован требовал весьма тщательного крепления распорками, что создавало серьезную задачу для составления конструкции крепления. Эта тяжелая и недешевая конструкция приведена на фиг. 368. Основой крепления надо считать три железные стойки, забитые в середине котлована в скалу; они дают возможность подразделить весьма длинные распорки на более короткие.



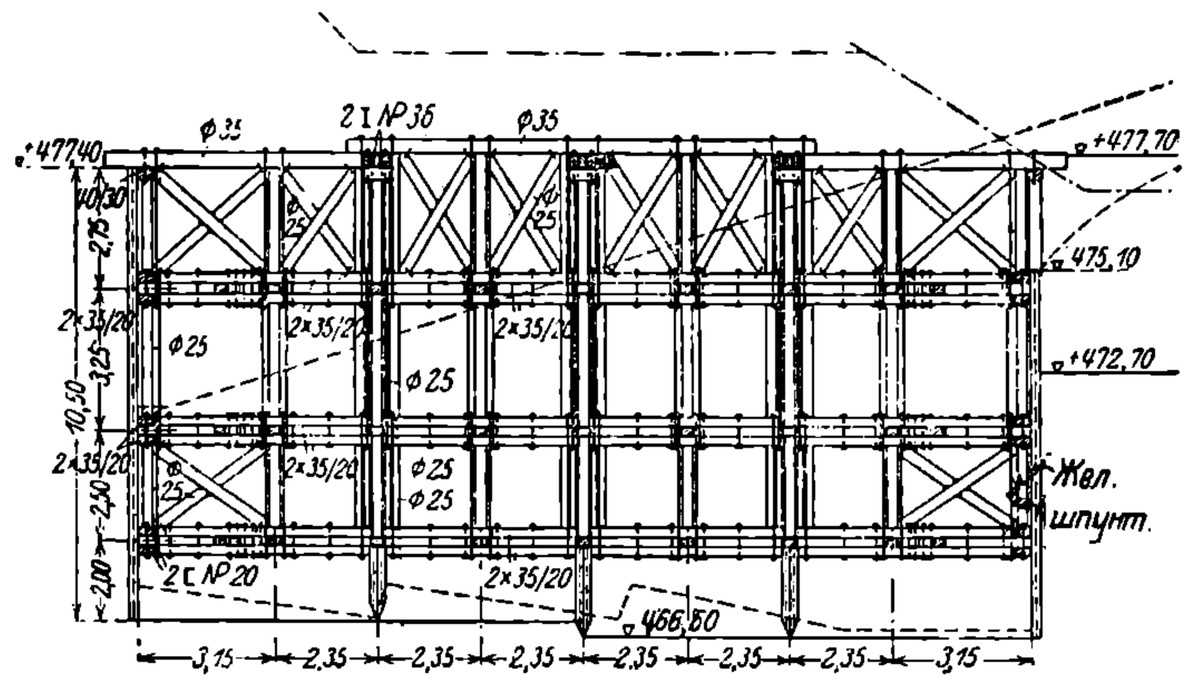
Фиг. 366.— Пятовый шарнир.

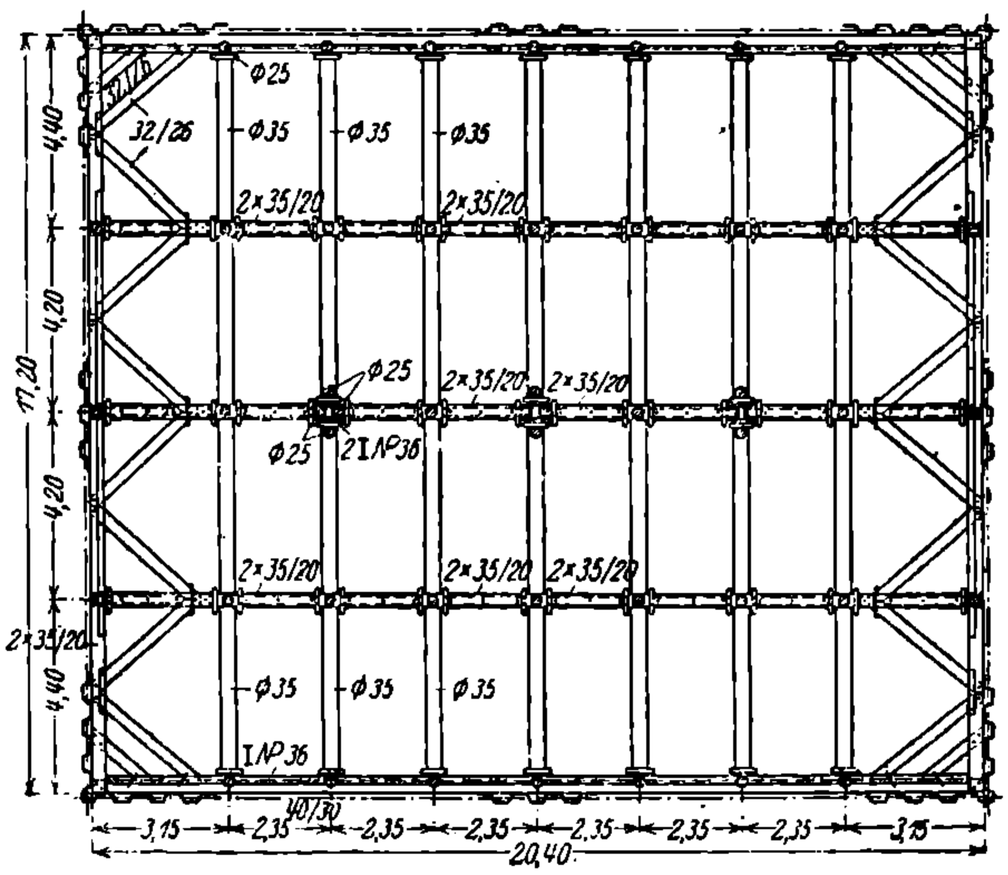
Кружала при устройстве пустотелых арок нагружаются сравнительно небольшой нагрузкой и получаются довольно легкими по размерам частей, а именно при расходе дерева 2,3% для нижней их части и 4% для верхней части относительно объема застроенного кружалами пространства (фиг. 369—370). Кружальные фермы поставлены под боковыми гранями арок, т. е. на расстоянии 2,1—2,7 *м* друг от друга. Настил

НБ УДУНТ (ДИТ)



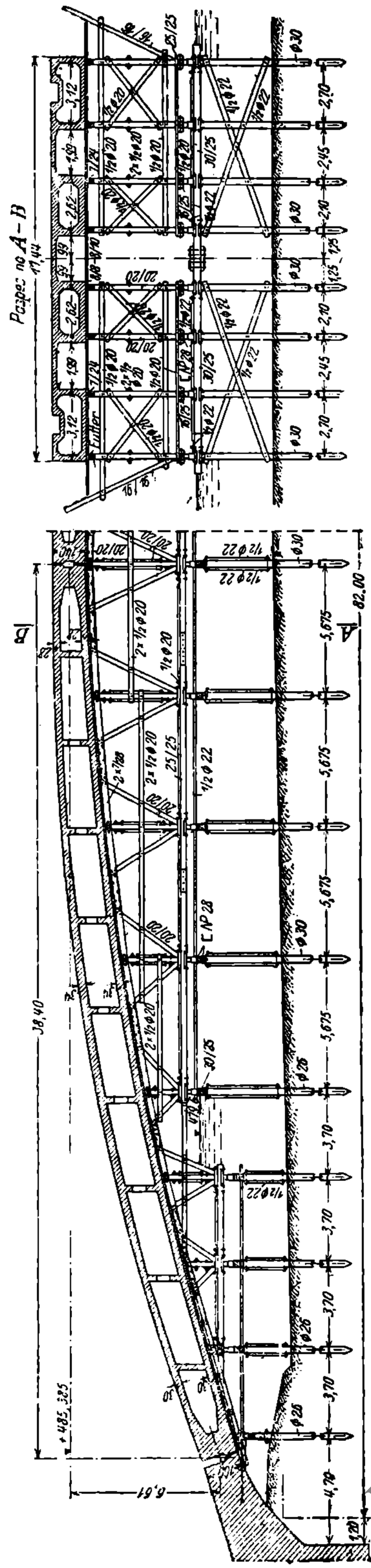
Устой





Котлован устоя: продольный разрез и план

Фиг. 367 — 368. — Мост через р. Lech



Фиг. 369 — 370. — Мост через р. Lech. Пружина.

НБ УДУНТ (ДИТ)

толщиною 8 *см* поддерживает только вес нижней стенки арки толщиною 28 — 34 *см*.

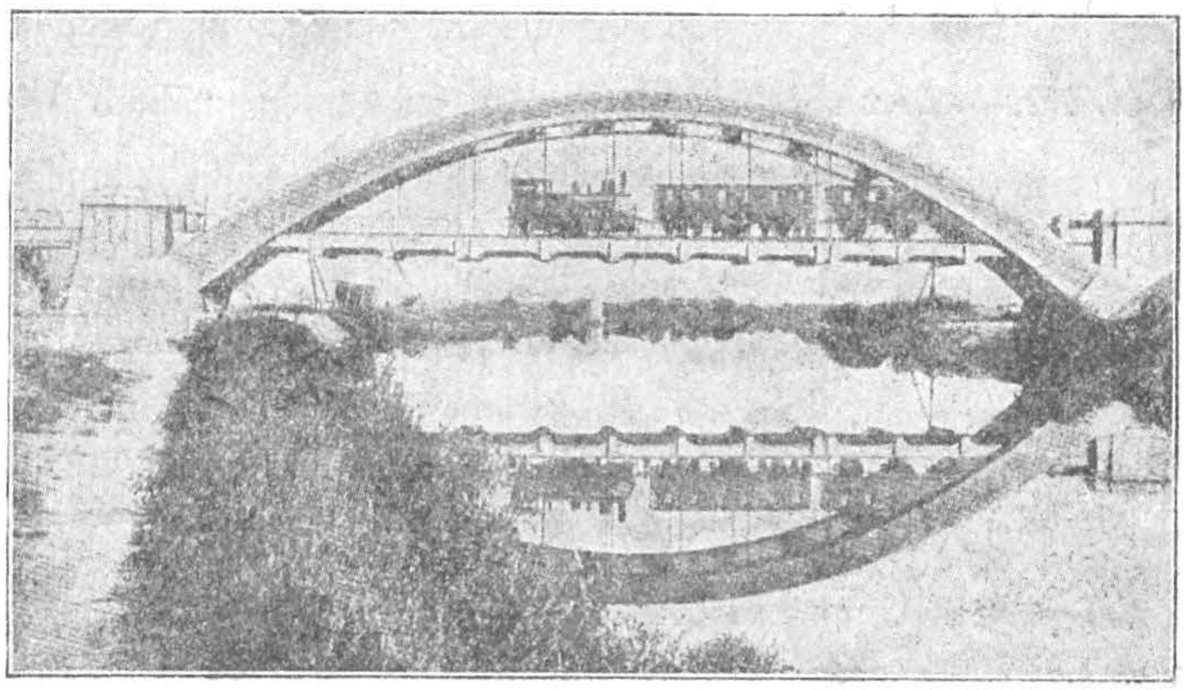
Кружалам был придан строительный подъем в 210 *мм*, который составился из следующих слагаемых прогиба замка:

1) от постоянной нагрузки при $E = 210000$ *кг/см²*	50,6 *мм*
2) от усадки бетона, считая ее равной 0,25 *мм/м* (равнозначно понижению температуры на 25°)	59,2
3) от понижения температуры на 15° (от + 10° до — 5°)	35,4
4) от обмятия кружал	17,3
5) от непредвиденных влияний 30%	47,5 „
Итого	210 *мм*

В пятах кружалам дан строительный подъем 10 *мм*.

Арки раскружалены через 10 дней по окончании бетонирования, так как примененный цемент давал бетон, который уже через 7 дней имел прочность 230 *кг/см²*. Принятый строительный подъем оказался весьма близким к полученным опусканиям замка. При этом замок опустился на 45 *мм* вследствие сдачи устоев на 7 и 8 *мм*.

29. Мосты с ездою понизу. — Одним из замечательных мостов этого рода является мост (фиг. 371) через р. Werra [1]) под железную дорогу нормальной колеи для легкого паровоза (34 *т*) и для тяжелых вагонов: трехосные вагоны имеют нагрузку на ось 14,5 тонны при расстоянии между колесами 2,2 *м*.



Фиг. 371. — Мост через р. Werra. Общий вид.

Сперва предположено было построить железный мост, но на основании данных ограниченного конкурса окончательно принят был железобетонный вследствие больших технических достоинств и дешевизны содержания.

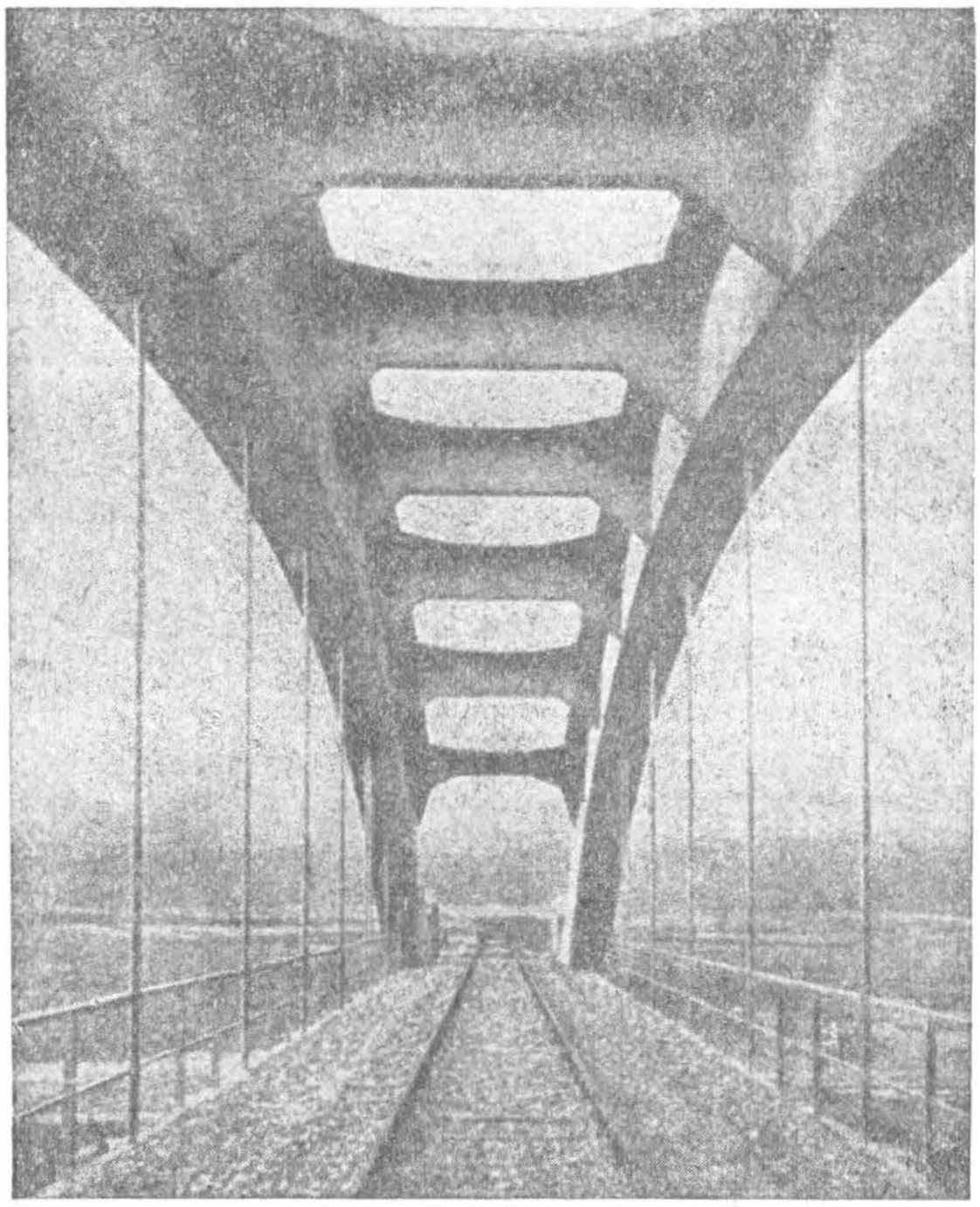
По местным условиям низ пролетного строения должен возвышаться над горизонтом высокой воды на 2,00 *м*; высокая вода выше меженней на 3,2 *м*.

Грунт состоит из крупной твердой галъки, на которую свободно можно было допустить давление 2,5 — 3 *кг/см²*.

Пролетное строение состоит из двух арок, соединенных между собою вверху распорками таврового сечения (фиг. 372); к аркам подвешено на

[1]) *Christiani*, Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton, „Beton und Eisen", 1911, S. 173.

НБ УДУНТ (ДИТ)

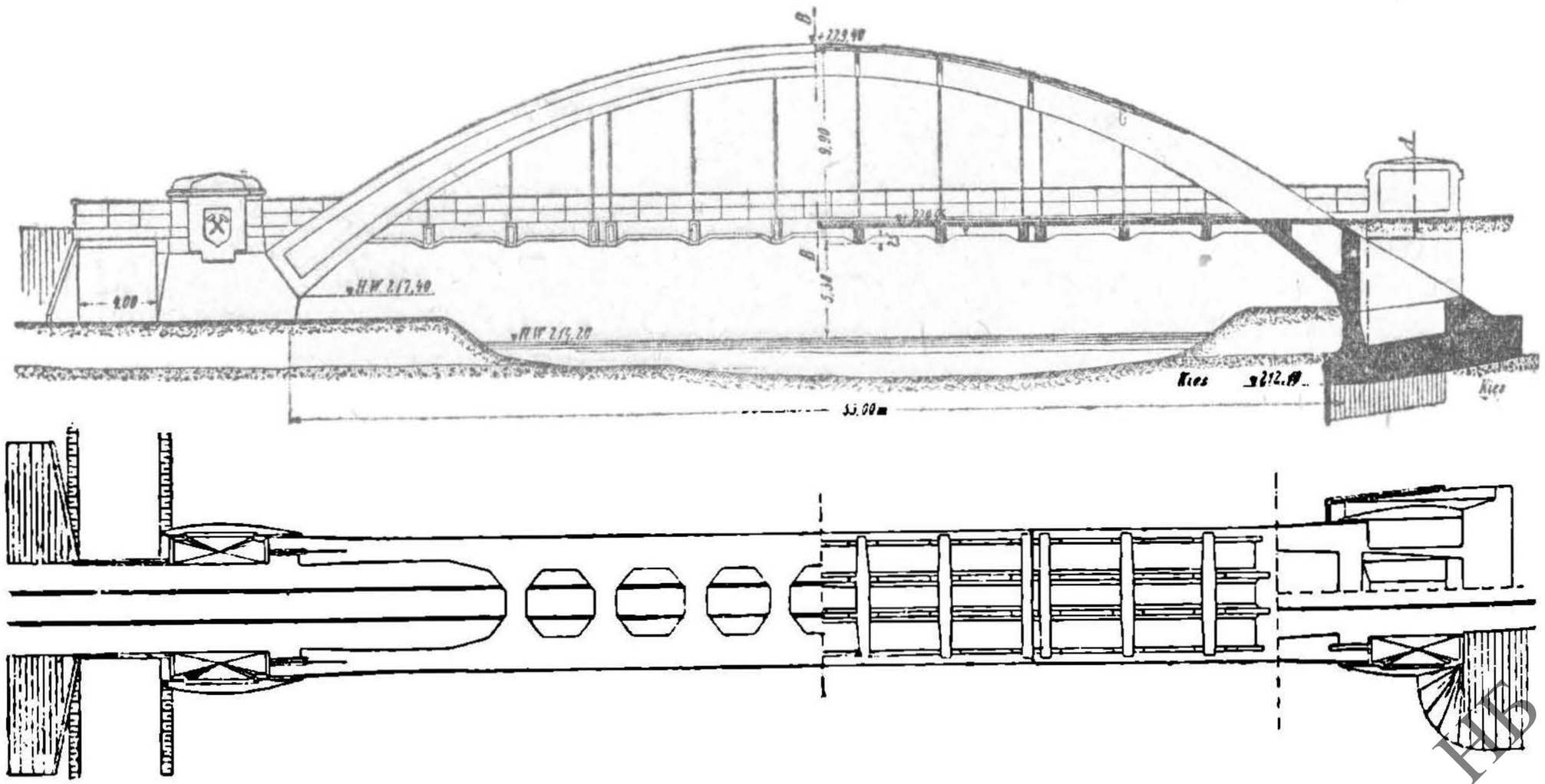


Фиг. 372. — Мост через р. Werra. Вид на верхние связи и полотно.

железных струнах железобетонное полотно моста. Для устранения растягивающих напряжений от колебаний температуры и усадки бетона полотно разделено на три части двумя сквозными поперечными разрезами (фиг. 373 — 374).

Крайние части закреплены между арками, а средняя часть удерживается от боковых перемещений устройством зацепления зубом (фиг. 375), которое дает вместе с тем свободу продольным перемещениям.

Пролет арок (теоретический) 54,0 *м*, стрелка 10,4 *м*. Расстояние между ними в свету 4,40 *м*, расстояние между подвесками поперек моста или между осями арок 5,50 *м*, вдоль моста подвески раз-



Фиг. 373 –374. — Мост через р. Werra. Фасад, продольный разрез и план.

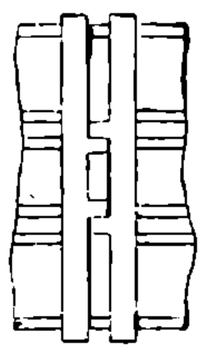
НБ УДУНТ (ДИТ)

мещены на расстоянии 5,40 *м*, на каковом расположены и поперечные балки полотна моста.

Арки имеют сечения: в замке 160×110 *см*, в пятах 250×110 *см*; высота промежуточных сечений арок изменяется от замка к пяте по параболе

$$d_x = d_s + \left(\frac{x}{27}\right)^2 (d_к - d_s),$$

где x горизонтальное расстояние от замка, $d_к$ — высота в пяте.



Фиг. 375.

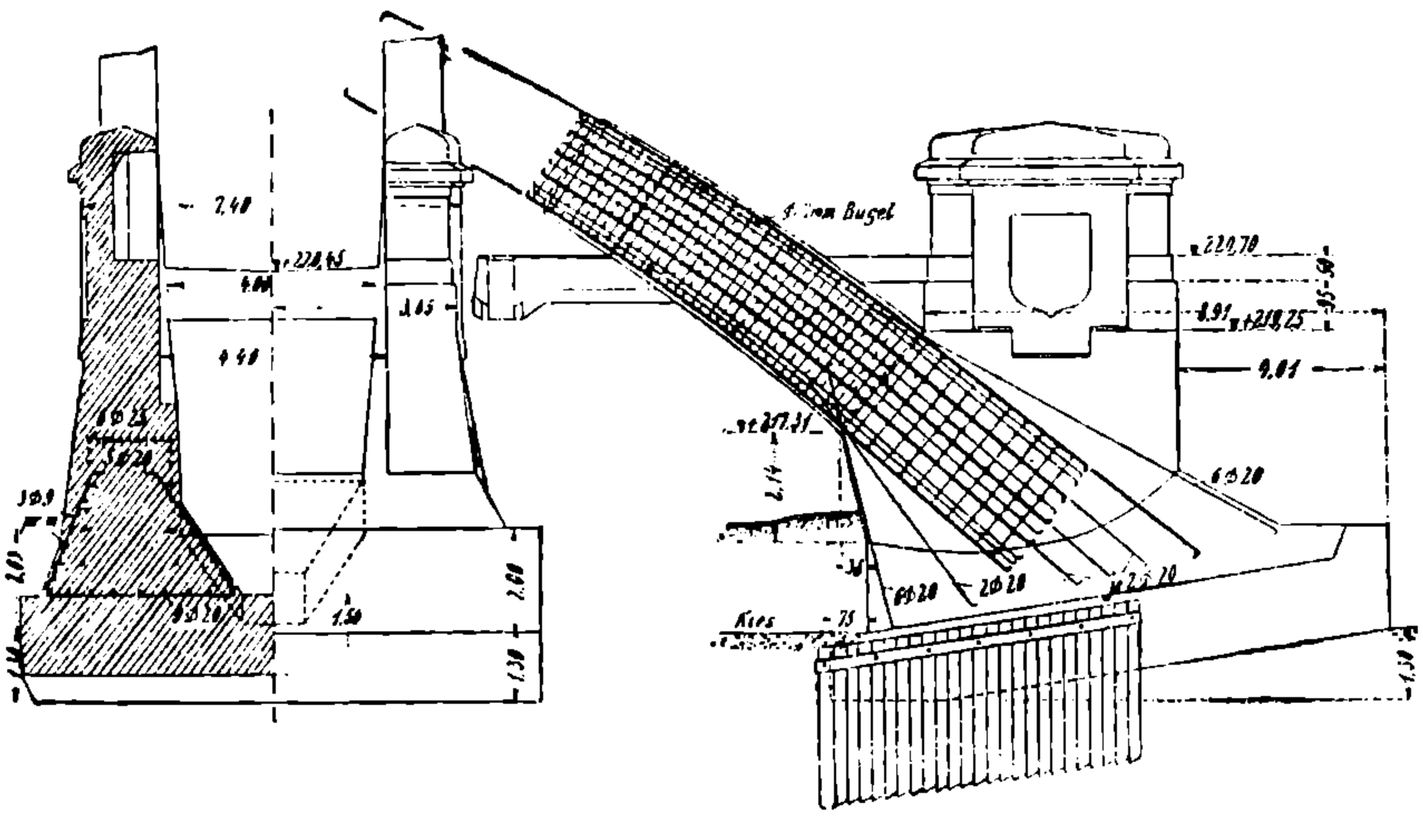
Очертание оси арок принято по кривой давления для постоянной нагрузки и определено по уравнению

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{g}{H},$$

где g — нагрузка на погонную единицу, H — распор свода.

Колебание температуры принято $\pm 20°$.

Наибольшие напряжения бетона в арках достигают 32,3 *кг/см²* без учета колебаний температуры и 43,6 *кг/см²* — с учетом; наибольшие напряжения железа — 480 *кг/см²*, бетона на растяжение — 14 *кг/см²*.



Фиг. 376—377. — Устои моста через р. Werra.

При испытании прогиб арок в замке доходил до 3 *мм*, что совпадает с расчетным прогибом, если коэффициент упругости бетона (возраст 5 месяцев) принять равным 300000 *кг/см²*. Это совпадение действительного и расчетного прогибов при указанном коэффициенте упругости констатировано для 42 измерений прогибов в различных точках арок и при различном положении нагрузки.

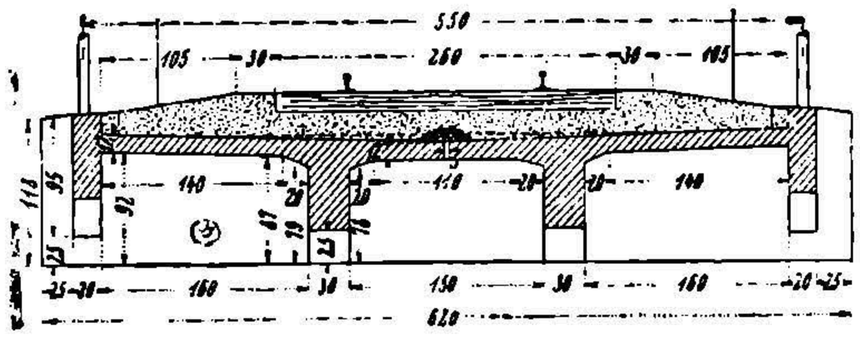
Пробные кубики бетона дали в возрасте 28 дней сопротивление 256 *кг/см²* при составе 1 : 8 и 365 *кг/см²* при составе 1 : 6.

Устои моста (фиг. 376 — 377) состоят из двух параллельных массивных продолжений арок, опирающихся на общий бетонный фундамент, огражденный шпунтом. Для поддержания засыпки имеется передняя стенка

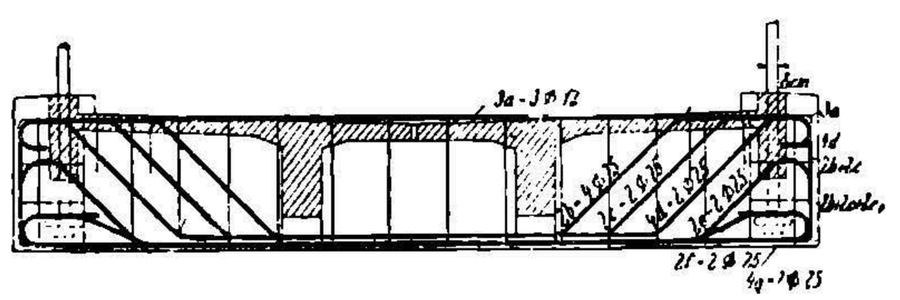
НБ УДУНТ (ДИТ)

(фиг. 376) к которой со стороны пролета примыкает наклонная железобетонная плита, связывающая арки под полотном моста.

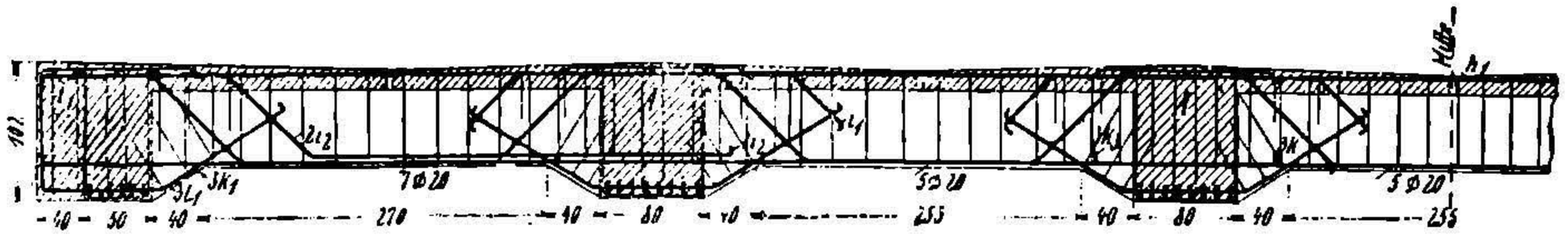
Поперечные балки полотна имеют высоту 1,02 *м* (фиг. 378) и толщину на концах 0,50 *м* и в средней части 0,80 *м*; утолщение сделано с целью получить растяжение в бетоне не выше 20 *кг/см*² во избежание трещин. Арматура этих балок приведена на фиг. 379.



Поперечный разрез проезжей части



Арматура поперечных балок



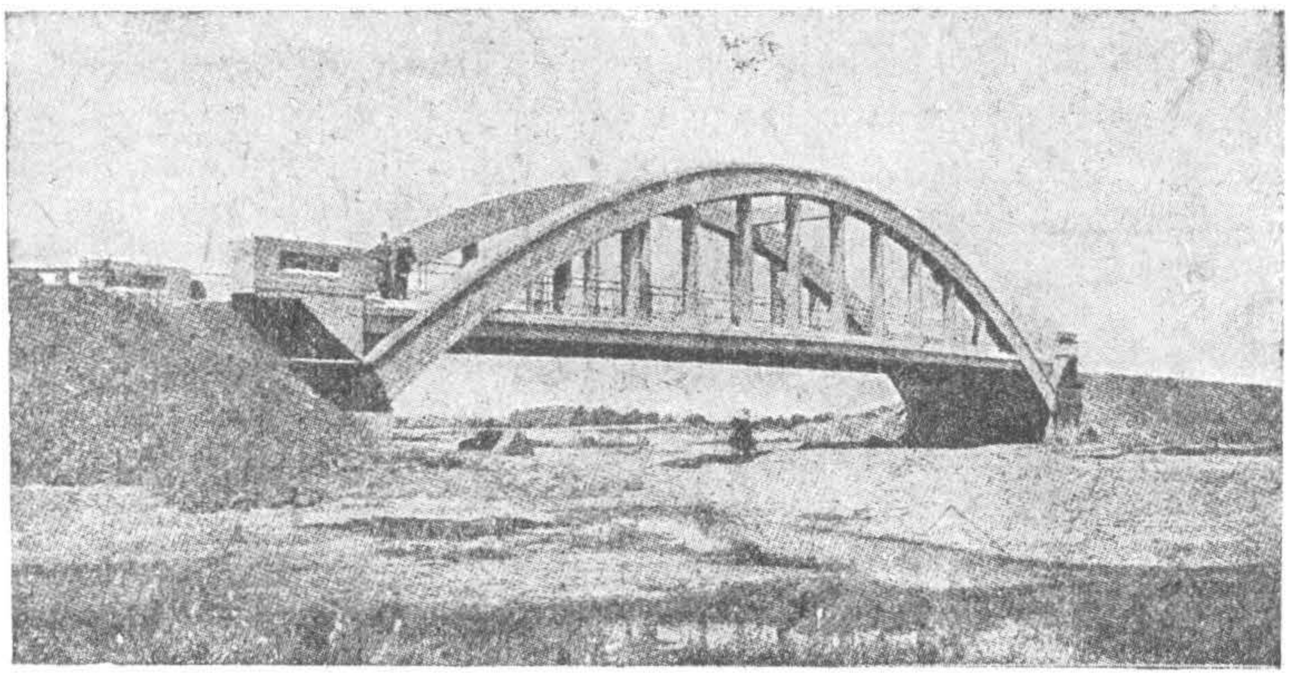
Арматура продольных балок

Фиг. 378—380. — Мост через р. Werra.

На поперечные балки опираются 4 нитки продольных балок (фиг. 378), из коих наружные возвышаются над плитой и ограничивают с боков балластный ящик.

Арматура средних продольных балок приведена на фиг. 380.

Плита, лежащая на продольных балках, имеет толщину от 12 до 14 *см*. Верхней ее поверхности на каждом участке между поперечными балками и

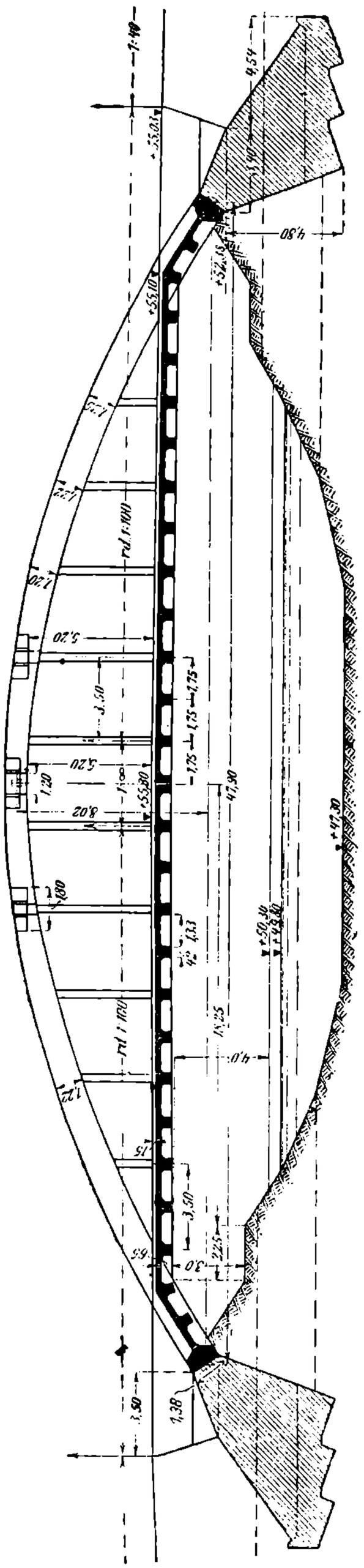


Фиг. 381. — Мост через Эмс-Везерский канал.

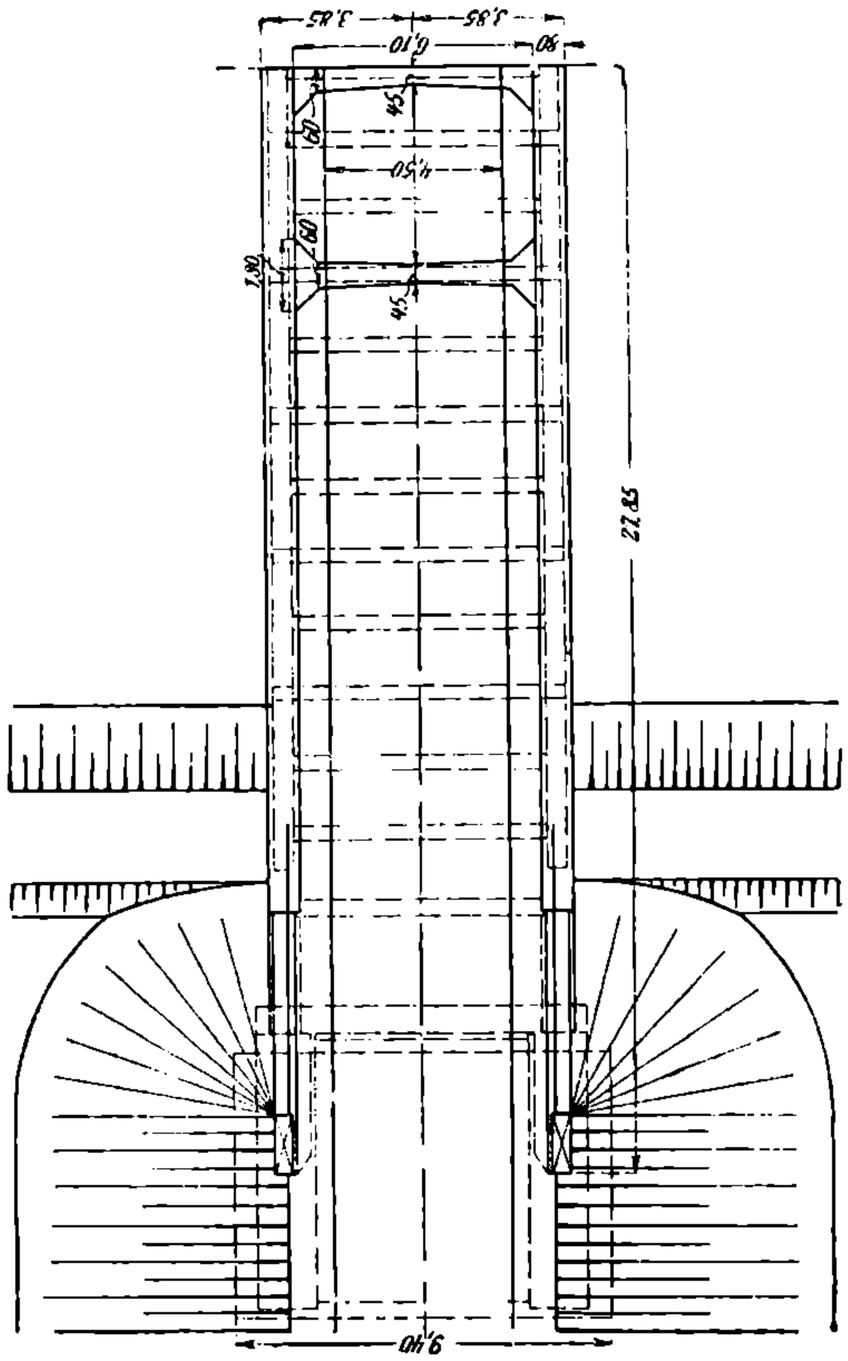
крайними продольными приданы уклоны $^1/_{30}$ к центру площадки, где устроено отверстие для отвода воды.

Мост оказался вполне жестким, под действием подвижной нагрузки колебания его едва заметны..

НБ УДУНТ (ДИТ)



Продольный разрез

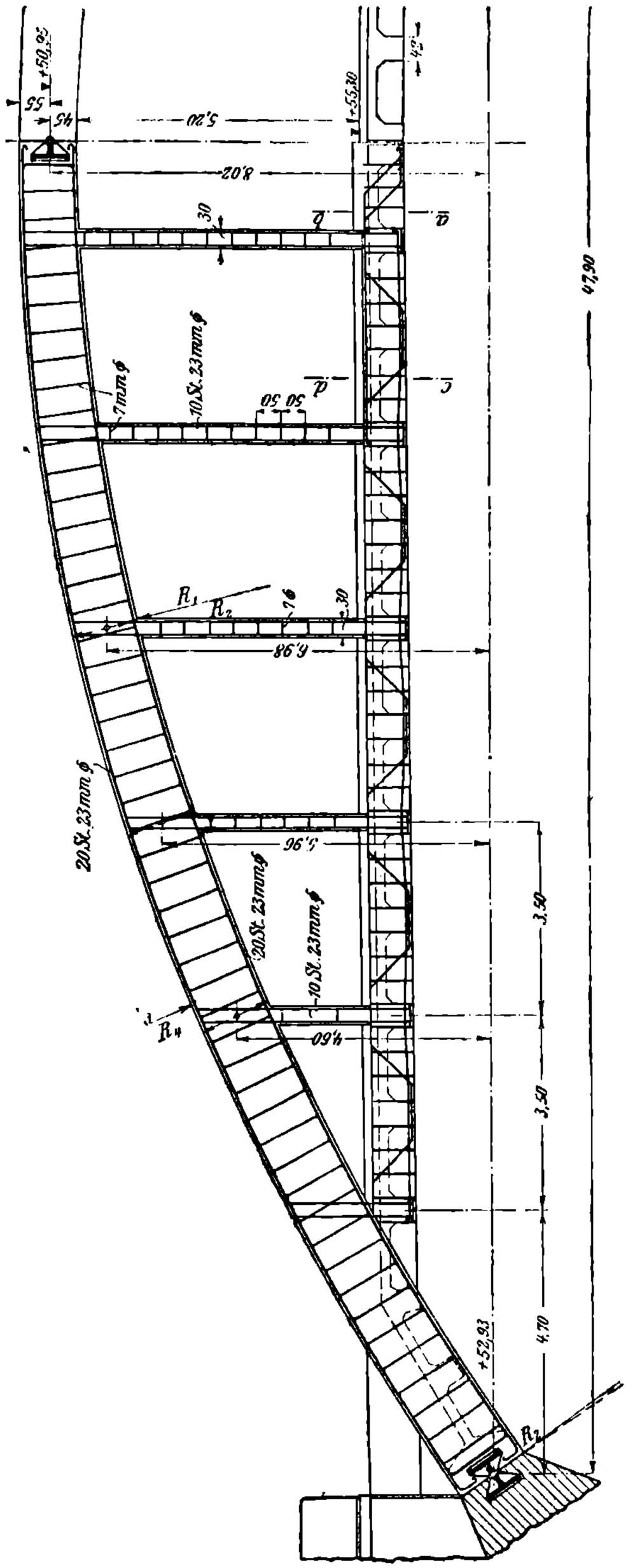


План

Фиг. 382—383. — Мост через Эмс-Везерский канал.

В этом типе мостов вполне возможно применение трехшарнирных арок. С такими именно арками построен в 1909 году шоссейный мост через Эмс-Везерский канал (фиг. 381). Пролет арок 47,9 *м*, стрелка 8,02 *м*, $f/l = 1/6$. Толщина арки в замке 1,0 *м*, в пятах 1,38 *м* (фиг. 382), ширина 0,80 *м*. Вершины арок связаны тремя распорками (фиг. 383). Чтобы проезжая часть моста не принимала на себя распор (как затяжка), она разрезана в середине пролета. Подвески, поддерживающие проезжую часть, расставлены на 3,5 *м* друг от друга, а расстояние между поперечными балками вдвое меньше, т. е. часть поперечных балок подвешена к подвескам, а часть опирается на боковые прогоны, также поддерживаемые подвесками. Промежутки между поперечными балками 1,33 *м* в свету перекрыты плитой толщиною 15 *см*, на которой расположено ездовое полотно шириной 4,5 *м* и два тротуара 0,8 и 0,95 *м*.

НБ УДУНТ (ДПТ)



Фиг. 384. — Мост через Эмс-Везерский канал. Арматура.

Арматура арок состоит из 20 стержней диаметром 23 *мм*, как внизу, так и вверху сечения арок (фиг. 384), соединенных хомутами из проволоки толщиною 7 *мм*, поставленными через 50 *см*.

В подвесках (фиг. 385) дано 10 стержней толщиною 23 *мм* и хомуты толщиною 7 *мм* через 45 *см*.

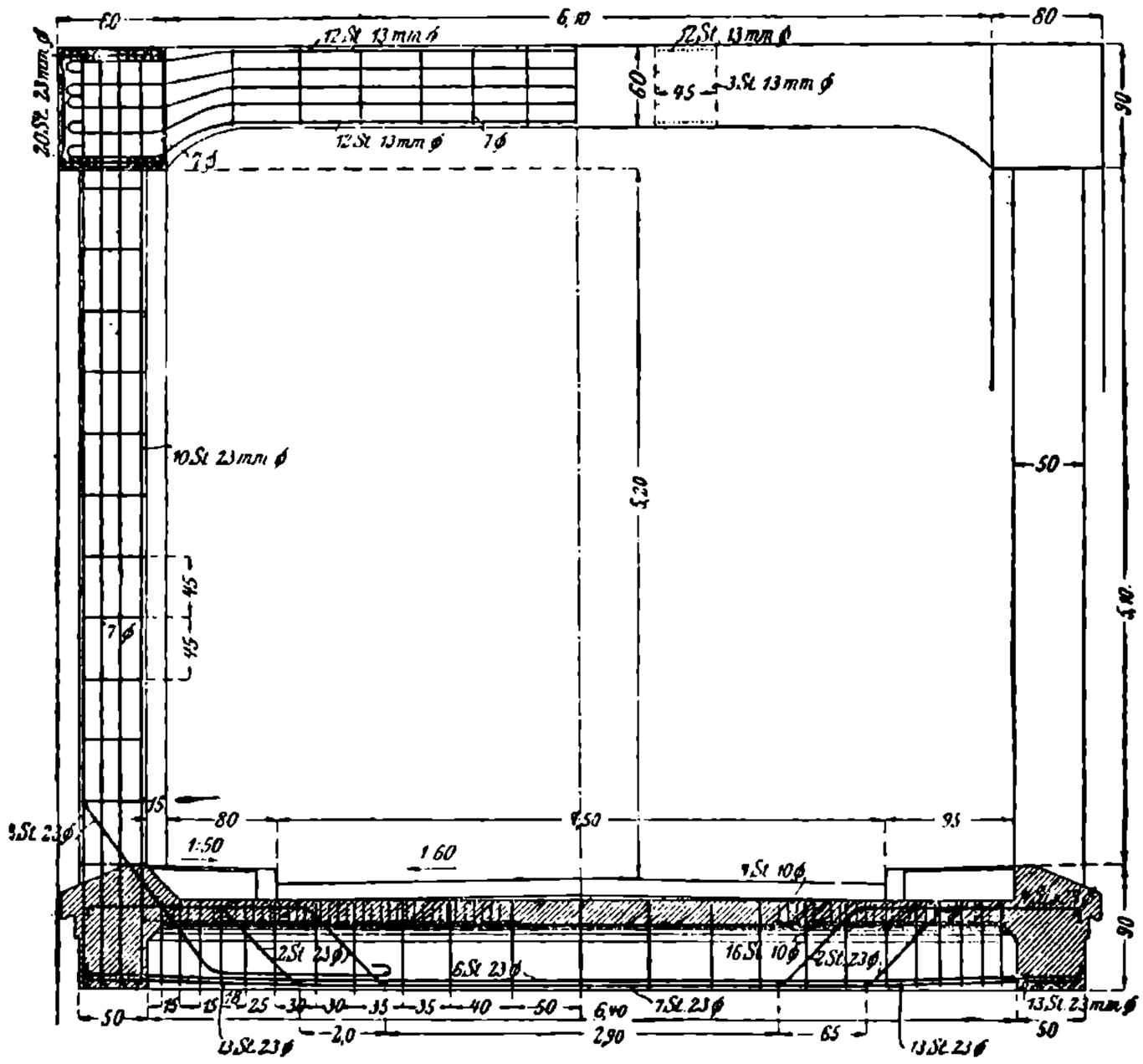
Поперечная жесткость разрезанной проезжей части достигается жесткостью подвесок, составляющих вместе с поперечными балками и верхними распорками жесткие рамы (фиг. 385).

Каждый шарнир состоит (фиг. 386, 387) из трех стальных частей: двух подушек, погруженных в бетон, и цилиндра диаметром 10 *см*. Подушки имеют: площадь — по расчету в отношении давления на железобетон, высоту и сечение реборд — по расчету на изгиб под действием равномерно распределенной по подошве подушки реакции. Толщина днища, шейки, реборд и гнезда для получения лучшей отливки из стали взята примерно одинаковой, около 5 *см*.

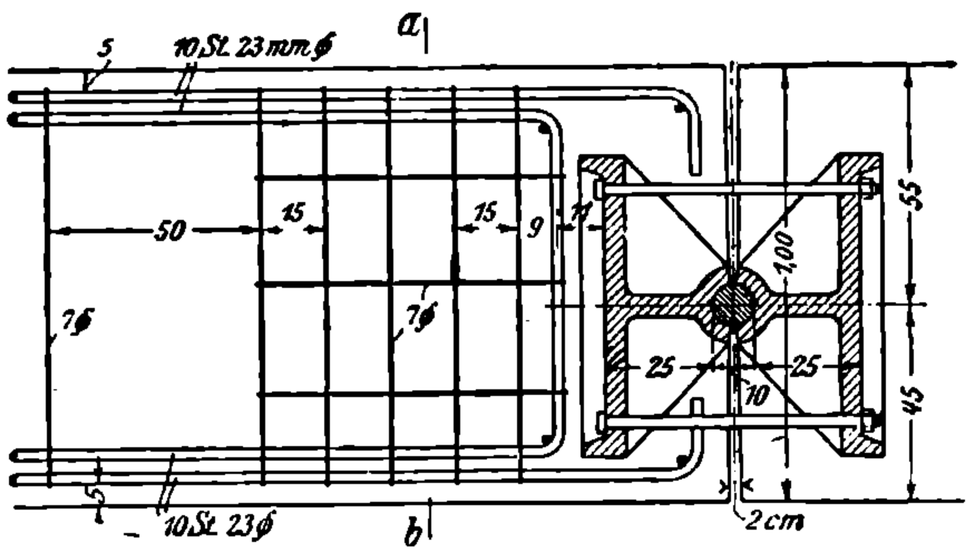
Арки с затяжкой. — Несколько иначе конструирован мост через Шпре [1]) в Lübben'е (фиг. 388); арками перекрыт пролет в свету 25,0 *м*. Мост построен вместо не удовлетворявшего движению деревянного. Отличительная особенность его та, что арки снабжены затяжкой, вследствие

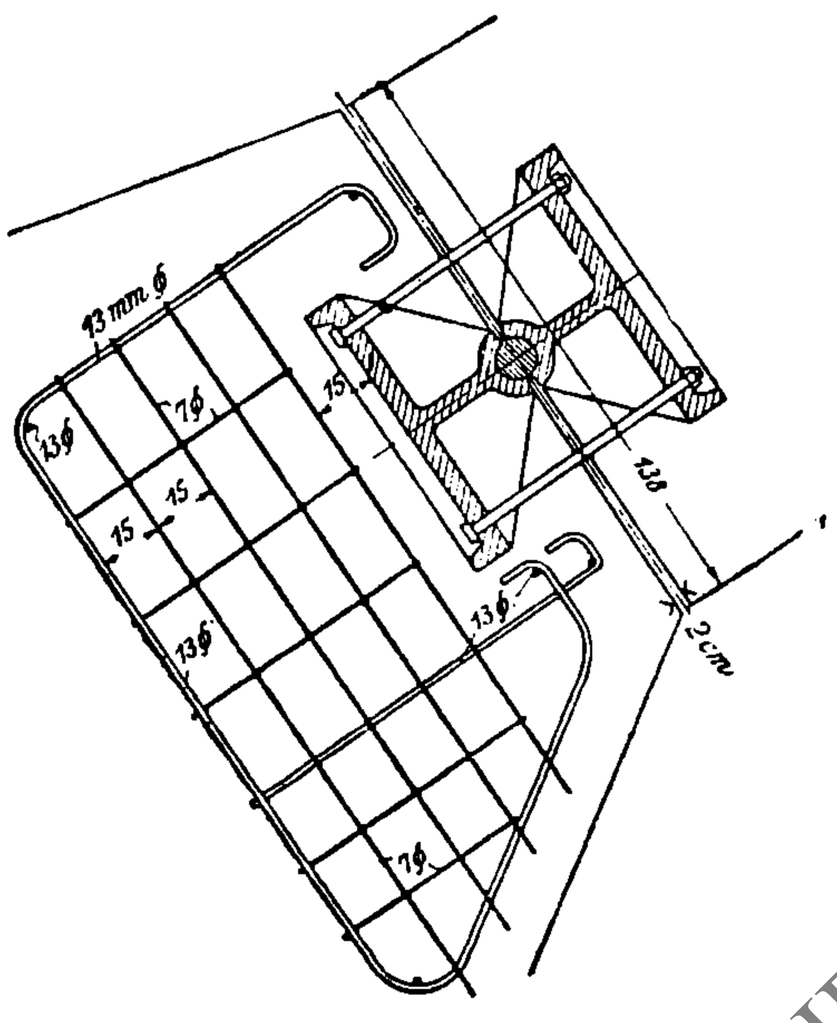
[1]) *Hart*, Bemerkenswerte Bauwerke in Eisenbeton. „Armierter Beton", 1909, S. 107

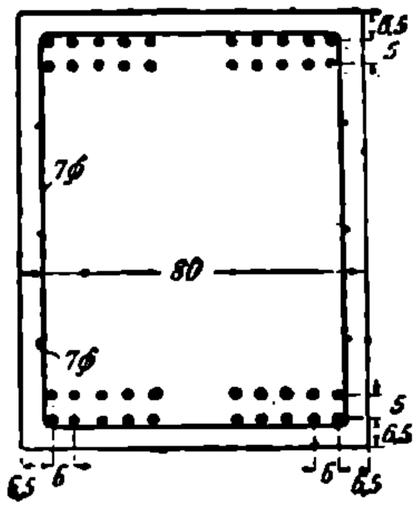
НБ УДУНТ (ДИТ)



Поперечные разрезы







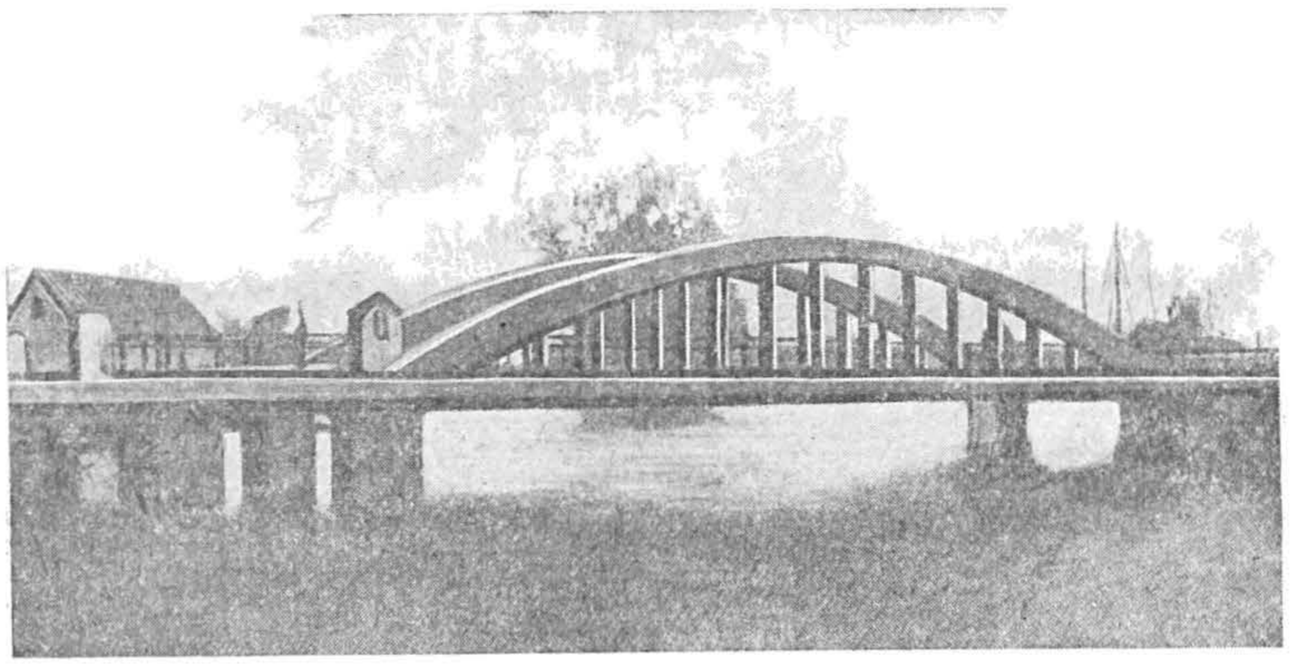
Шарнир в замке

Шарнир в пяте

Фиг. 385 — 387. — Мост через Эмс-Везерский канал.

НБ УДУНТ (ДИТ)

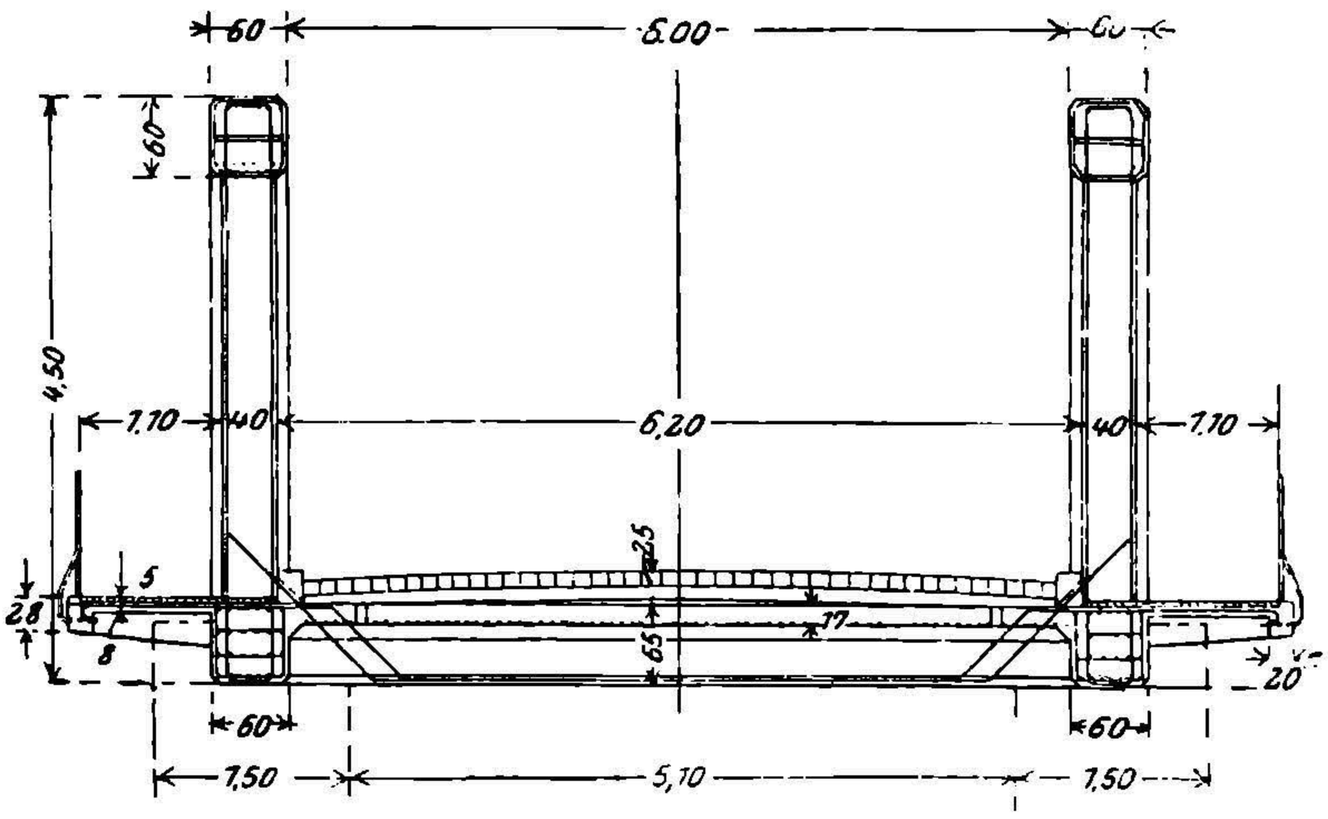
чего система обращена в балочную и, как таковая, может быть расположена на узких опорах, причем одна опорная точка каждой фермы должна быть подвижна; в данном случае подвижность достигнута применением железобетонного валка (фиг. 390).



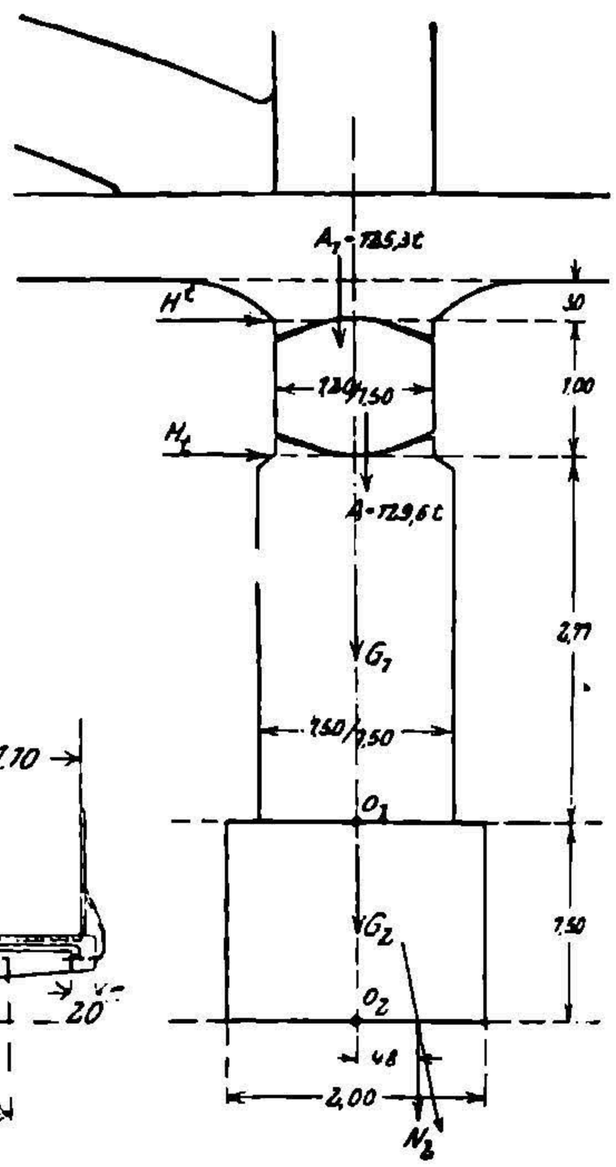
Фиг. 388. — Мост через Шпре в Lübben'e.

Расстояние между сохраненными старыми устоями в свету равно 33,5 *м*; прежнее отверстие моста могло быть без затруднений уменьшено до 25,0 *м* постановкой береговых бычков, на которые и опирается пролетное строение; проезжая часть его доходит до устоев в виде свешивающихся концов.

Расстояние между арками в свету 6,0 *м* (фиг. 389) отвечает ширине ездового полотна;



Поперечный разрез



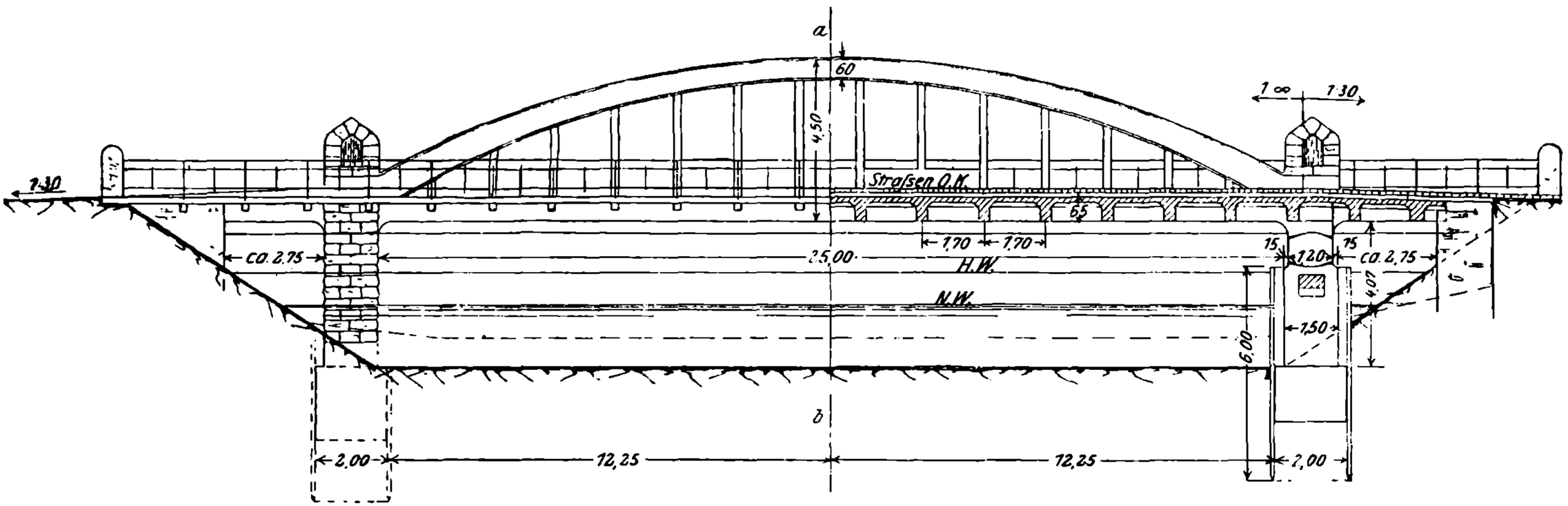
Подвижная опора

Фиг. 389—390. — Мост через Шпре в Lübben'e.

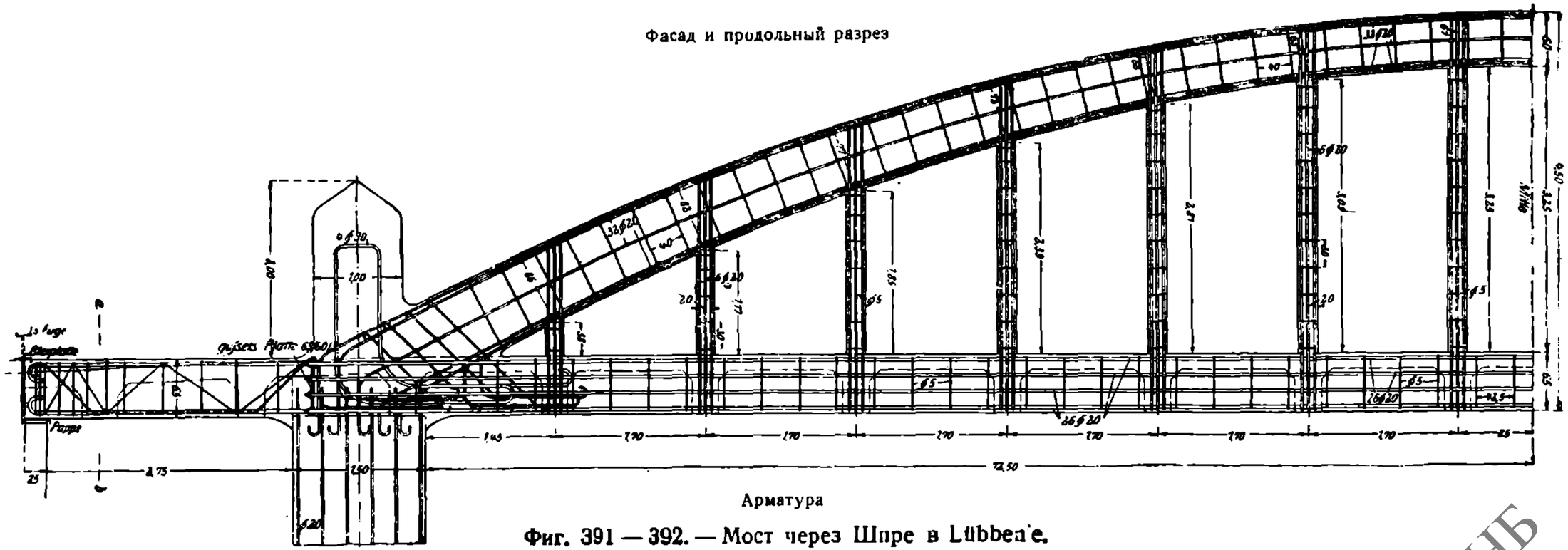
тротуары вне арок и имеют ширину по 1,0 *м*; общая ширина моста между перилами 9,20 *м*. Арка имеет расчетный пролет 26,20 *м*, стрелку 3,88 *м* (около

НБ УДУНТ (ДИТ)

Фасад и продольный разрез



Арматура



Фиг. 391 — 392. — Мост через Шпре в Lübbenʼe.

НБ УДУНТ (ДИТ)

1 : 7); ширина ее, как и затяжки, постоянная — 0,60 *м*, высота же меняется: в замке 0,60 *м*, в пятах 0,86 *м*; высота затяжки 0,65 *м*.

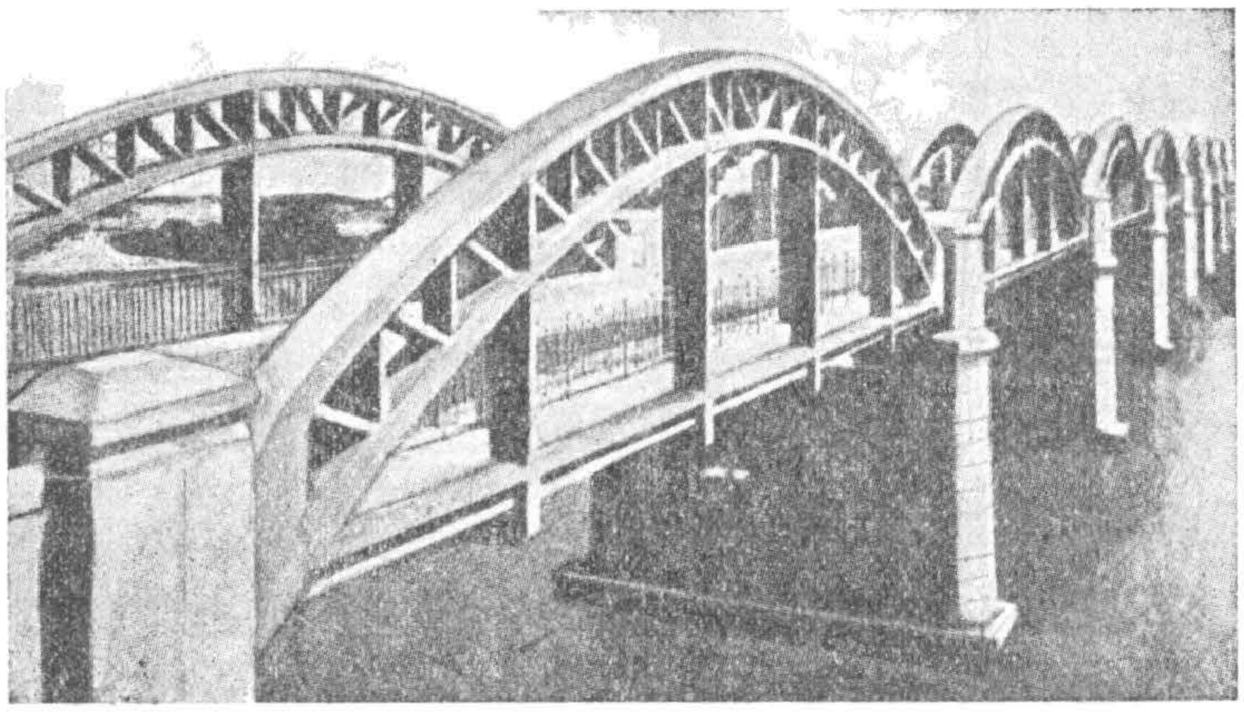
К арке прикреплены верхними концами железобетонные подвески, следующие по длине моста через 1,70 *м*; нижние концы их погружены в затяжку, с которой в этих пунктах соединяются поперечные балки проезжей части. Промежутки между поперечными балками перекрыты плитой, толщиною 17 *см*; продольных ребер нет. Плита тротуара толщиною 8 *см* лежит на затяжке и карнизной балке; эта последняя поддерживается выступающими концами поперечных балок.

Арматура затяжки состоит (фиг. 392) из 26 стержней $d = 30$ *мм*, концы которых при помощи гаек упираются в особые опорные чугунные плиты 65 × 60 *см*, толщиною 3 *см*, помещенные в обхват арматуры арок в пятах; соединение арматур арки и затяжки усилено, кроме того, косыми стержнями.

Опоры моста состоят каждая из двух железобетонных колонн (фиг. 391) высотою около 4 *м*, в сечении 1,5 × 1,5 *м*, поставленных на общем фундаменте из железобетонной плиты толщиною 1,5 *м*, расположенной на сваях.

Валок имеет высоту 1 *м*, ширину по фасаду 1,20 *м* и длину (поперек моста) 1,50 *м*, радиус закругления опорной поверхности его 88,5 *см*, а гнезда 92,5 *см*.

Мост в Филиппвилле [1]) через Saf-Saf (Алжир) представляет случай применения облегченных арок системы *Lossier* (фиг. 393) для пролетных строений с ездою понизу.



Фиг. 393. — Мост в Филиппвилле через Saf-Saf.

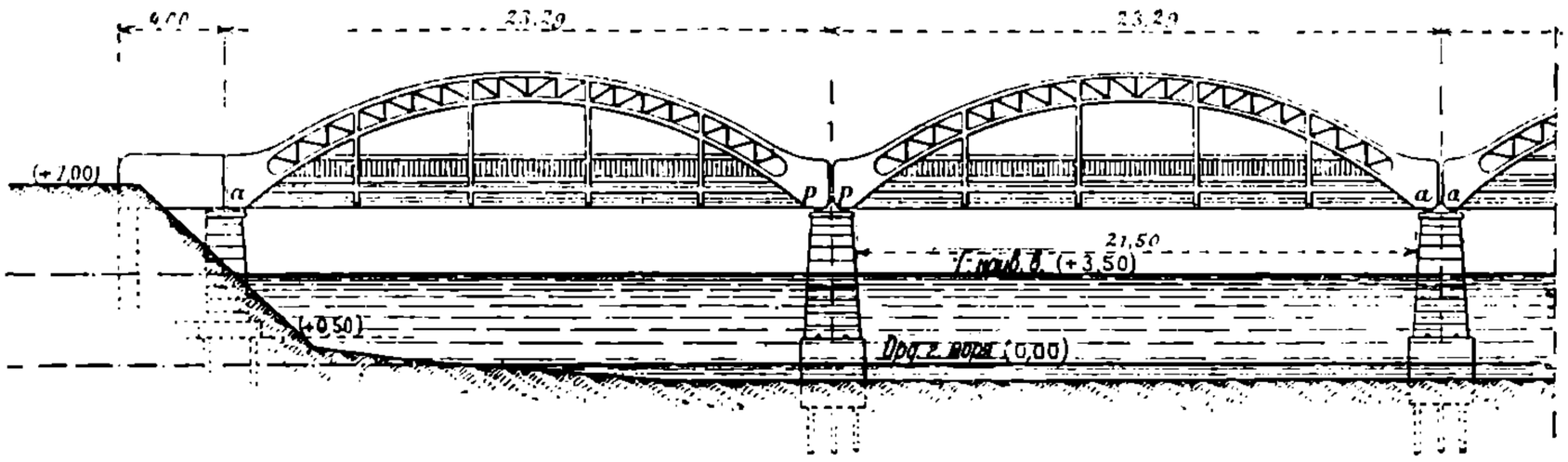
Очень экономно построенный мост (фиг. 394) имеет 7 пролетов по 21,5 *м* в свету. Расстояние между арками в свету 6,5 *м*. Проезд 5 *м*. Мост открытый, т. е. без верхних связей. Арки удерживаются от уклонения в сторону жесткими подвесками, образующими вместе с поперечными балками жесткие полурамки.

Арки снабжены затяжкой и производят на свои опоры лишь вертикальное давление. Один конец пролетного строения опирается шарнирно

[1]) „Génie Civil", 1926, 10 июля

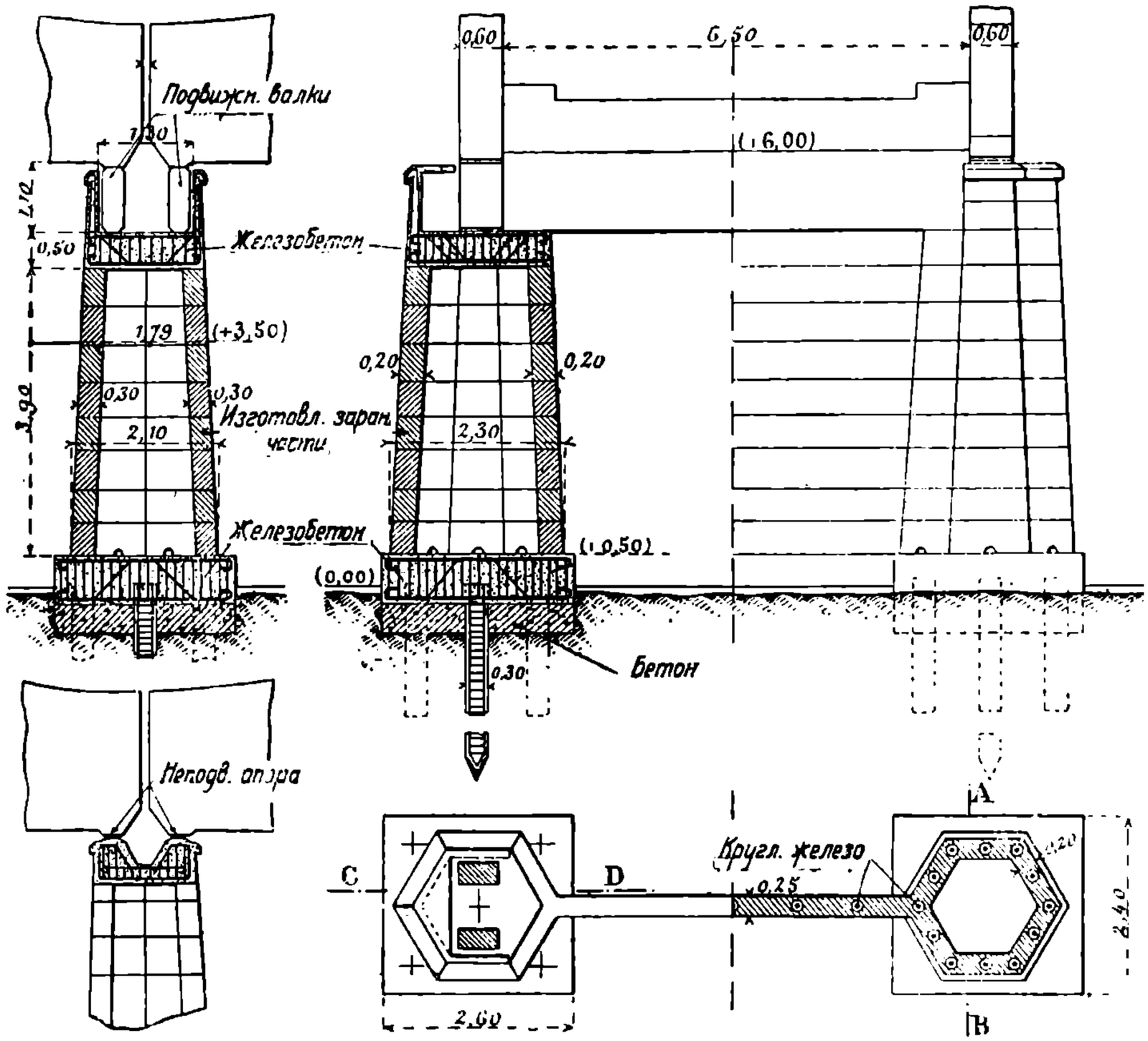
НБ УДУНТ (ДИТ)

(фиг. 397), другой — при помощи качающихся железобетонных валков (фиг. 395), создающих хорошую подвижность конца.



Фиг. 394. — Мост через Saf-Saf. Фасад.

Опоры моста устроены по особой системе, дающей большую экономию в стоимости моста. Бык состоит из двух шестигранных пустотелых колонн (фиг. 398), связанных между собой тонкой стенкой. Основание под каждой

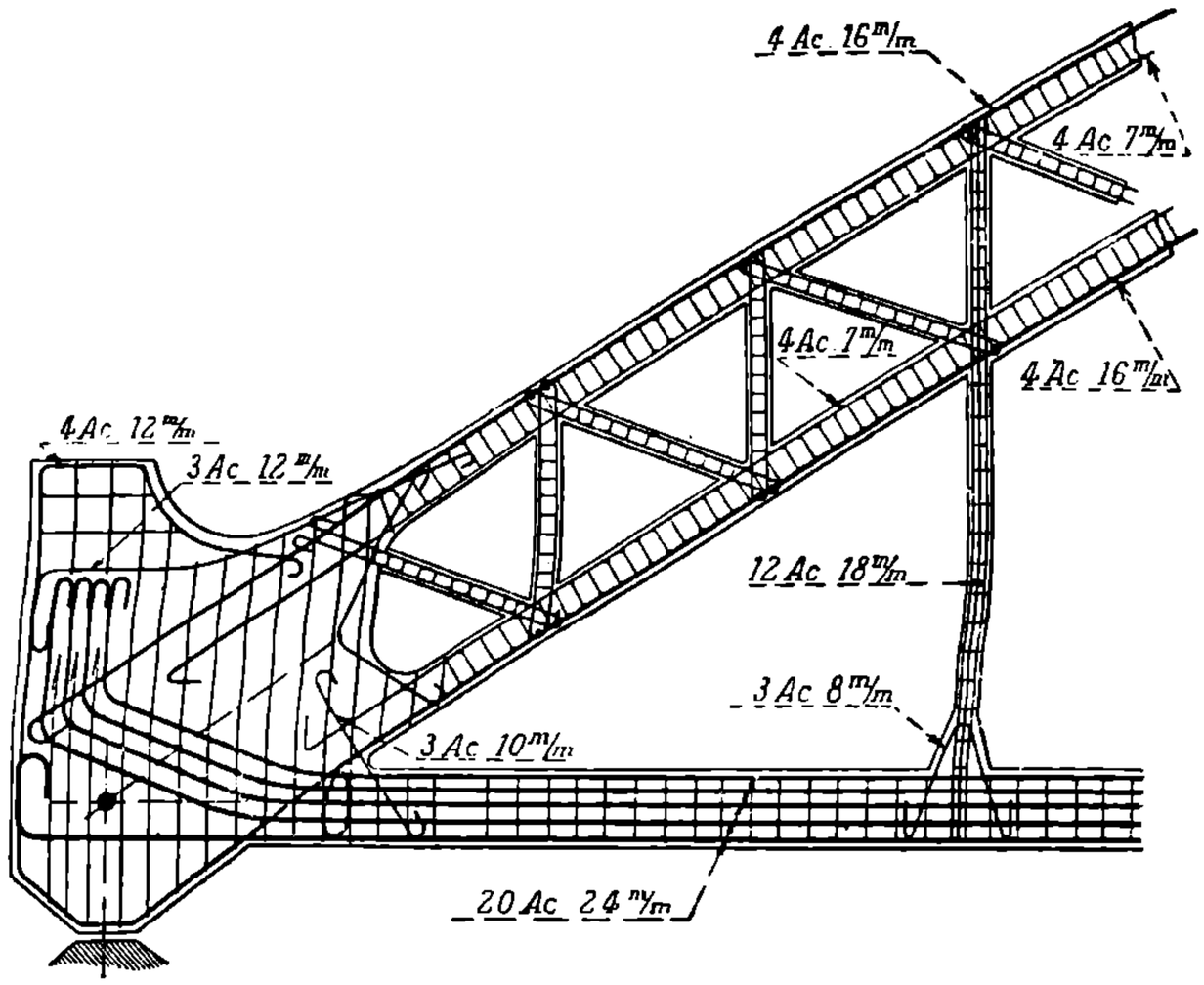


Фиг. 395 — 398. — Опора моста через Saf-Saf.

колонной состоит из 5 железобетонных свай, объединенных железобетонной подушкой. Тело колонны сложено из отдельных звеньев, заготовленных на заводе и соединенных на месте железными вертикальными стержнями, вста-

НБ УДУНТ (ДГТ)

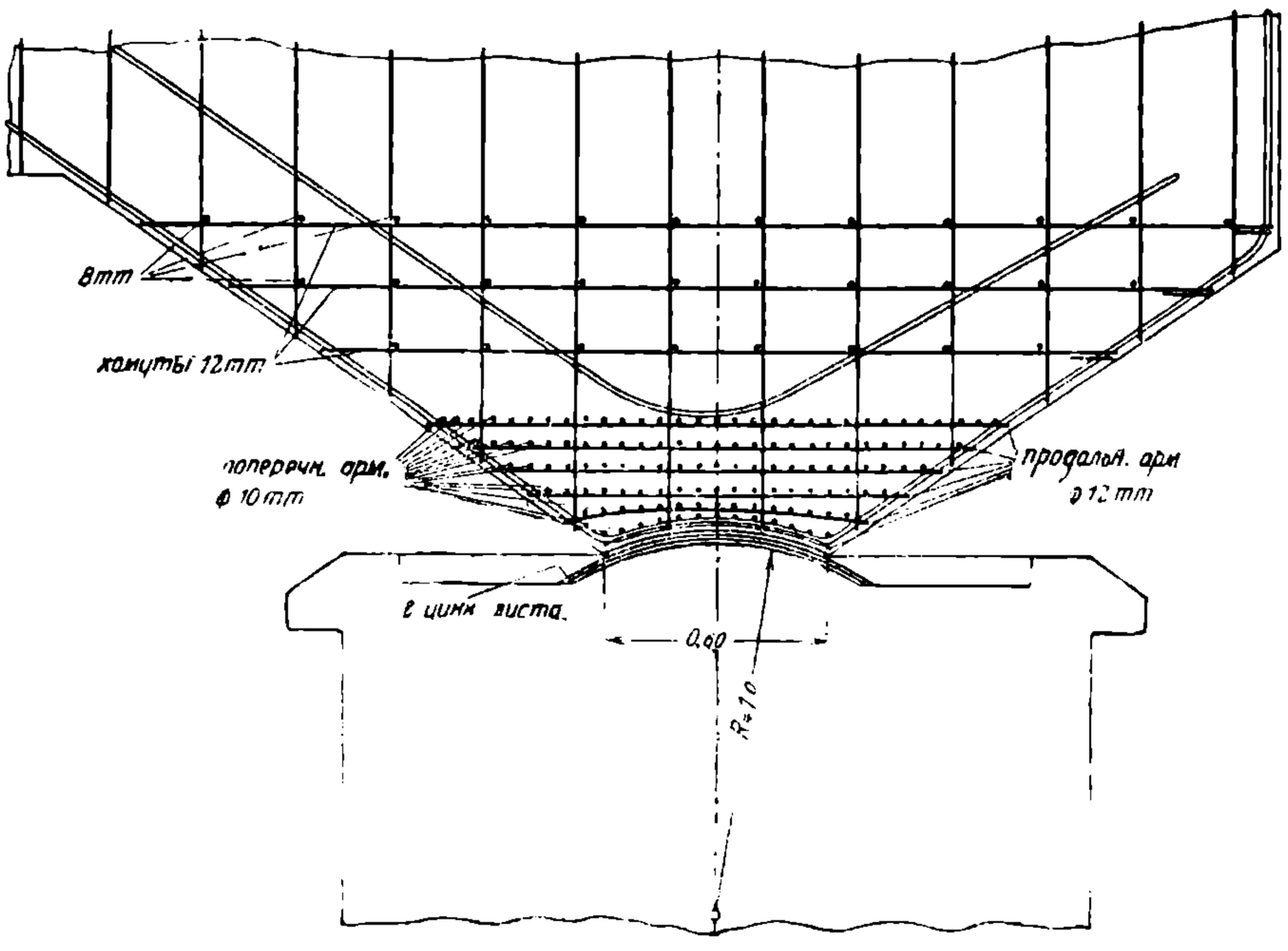
вленными в устроенные для этого каналы (фиг. 398). Сверху дана плита, принимающая давление ферм.



Фиг. 399. — Мост через Saf-Saf. Арматура арки и затяжки.

На фиг. 399 приведено расположение арматуры в арке и затяжке. Мост построен в 1925 г.

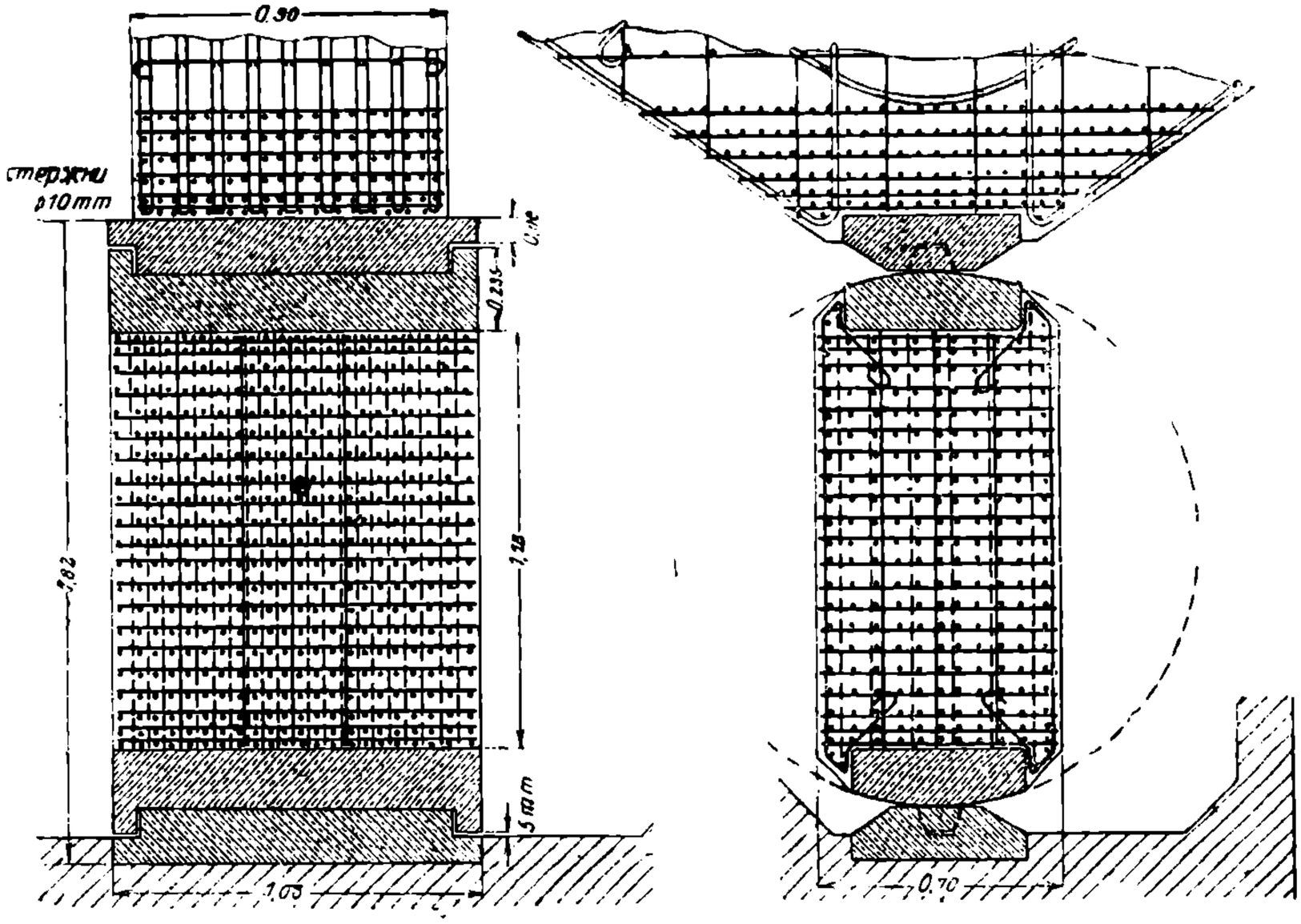
По этой же системе построен мост через Mellègue в Тунисе с пролетом 92 *м* (фиг. 28). Из конструкции этого моста приведем здесь детальные



Фиг. 400.— Неподвижная опора моста через Mellègue.

НБ УДУНТ (ДИТ)

чертежи опорных приспособлений [1]). Неподвижная опора (фиг. 400) сделана в виде шарнира с прокладкой двух цинковых листов для уменьшения тре-



Фиг. 401. — Подвижная опора моста через Mellègue.

ния при повороте. Подвижная опора (фиг. 401) устроена на валке, снабжен-ном стальными подушками в местах касания частей.

д) МОСТЫ С КОРОБЧАТЫМИ СВОДАМИ.

30. Система Геннебика. — Фирма Геннебика построила несколько мостов со сводами, в состав которых входит плита проезжей части, боковые стенки и тонкий свод снизу. Получается как бы пустотелый коробчатый свод с продольными и поперечными перегородками; как наружные стенки, так и перегородки свода имеют сравнительно весьма небольшую толщину.

По этой системе построен трехпролетный мост через р. Куру в Гори, близ Тифлиса. Средний пролет этого моста имеет величину 50 *м*; толщина свода 30 *см*; над ними возвышаются до проезжей части три продольные стенки толщиною 18 *см*. В замке плита проезжей части и свод сливаются в одно целое и имеют общую толщину всего 20 *см* $^1/_{250}$ пролета). Система перекрытия продолжена над быками без перерыва, а в устоях заделывается концами вертикальных ребер.

По этой системе в 1911 году построен мост через Тибр в Риме с пролетом 100 *м*; на конструкции его остановимся подробнее.

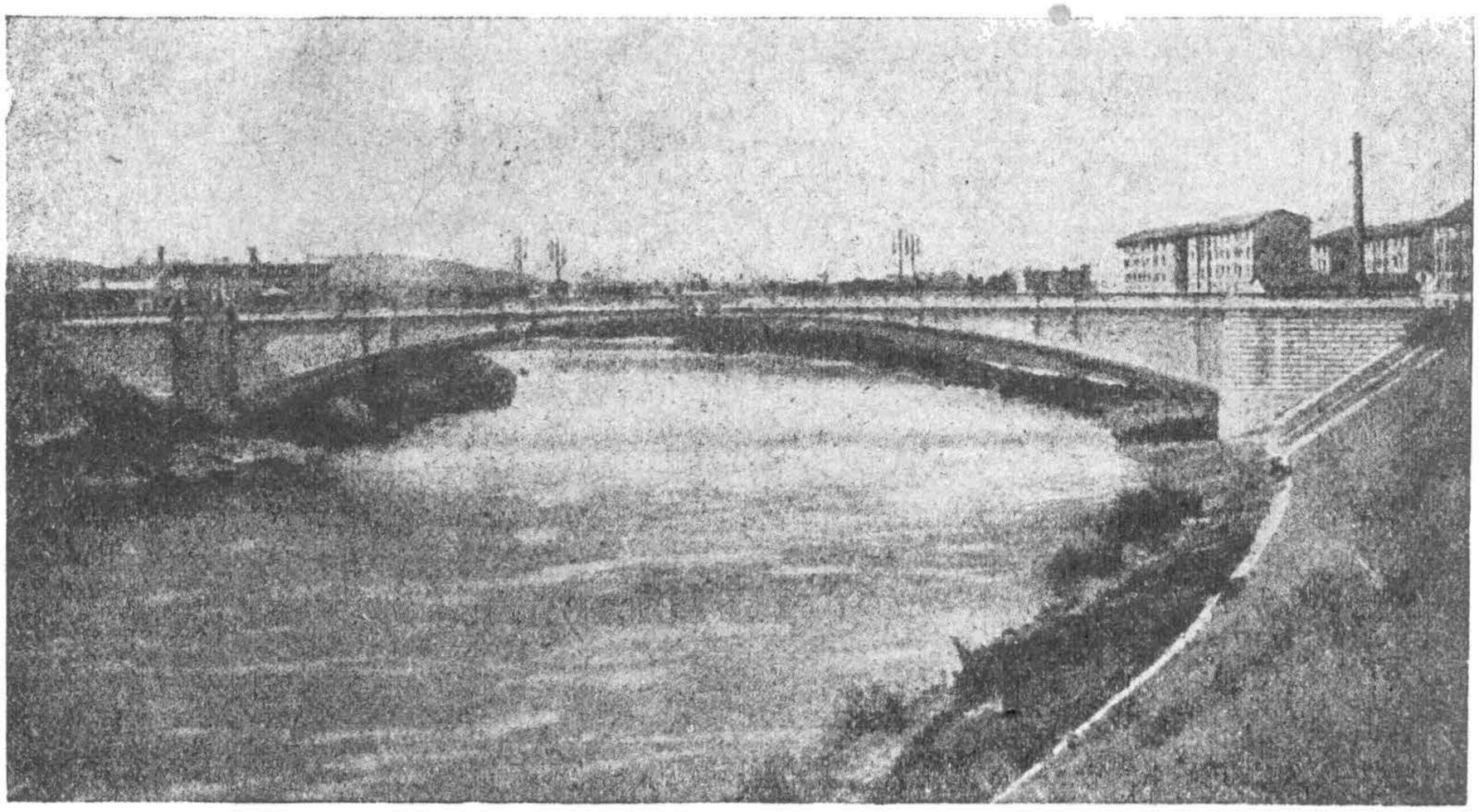
[1]) „Beton und Eisen", 1927, H. 19.

НБ УДУНТ (ДНТ)

Общий вид моста приведен на фиг. 402; он весь построен из железобетона, основан на бетонных сваях и возведен при помощи железобетонных кружал. Кроме величины пролета, мост замечателен еще своей пологостью в $^1/_{10}$ и тем, что построен на слабом грунте.

На этом месте предположено было построить каменный мост, но намеченная к открытию в 1911 году выставка заставила торопиться с постройкой, что в связи с недостатком средств для каменного моста привело к вопросу о применении железобетона. Из представленных проектов лишь в одном был предложен мост в один пролет, остальные в три пролета [1]).

Мост сдан был для постройки представителю фирмы Геннебика при условии закончить работы в 16 месяцев за сумму 1 250 000 лир (около 500 000 рублей).



Фиг. 402. — Мост Возрождения через р. Тибр в Риме (1911).

Пласты грунта на обоих берегах, вследствие незначительной толщины и поочередной смены, не давали возможности устроить обыкновенные свайные основания, необходимо было остановиться на уплотнении грунта, что и сделано было при помощи бетонных колонн по системе Компрессоль.

С другой стороны, были приняты меры к тому, чтобы мост был возможно более легок.

Ширина моста между перилами 19,2 *м*, из которых 13,0 *м* отведены на ездовое полотно и по 3,1 *м* на каждый из тротуаров.

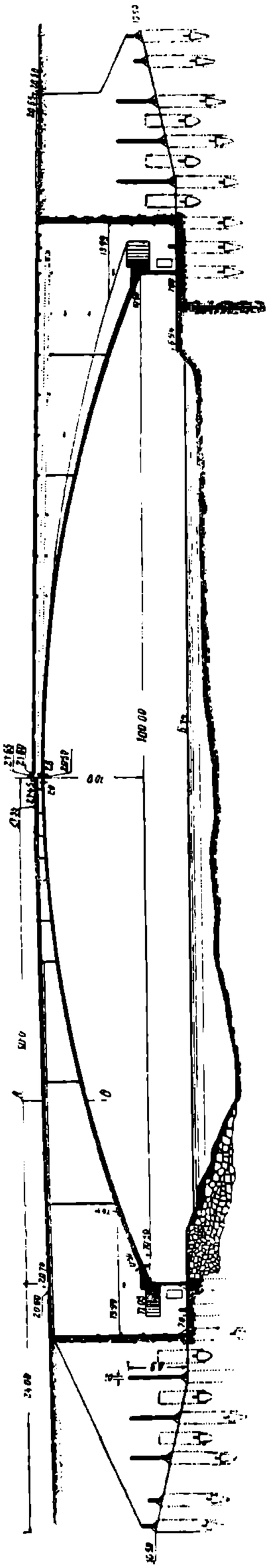
Полотно моста имеет продольный уклон 1,77%.

Пролетное строение расчитано на толпу людей 500 *кг/м²* и на 3 паровых катка по 15 *т* весом.

---

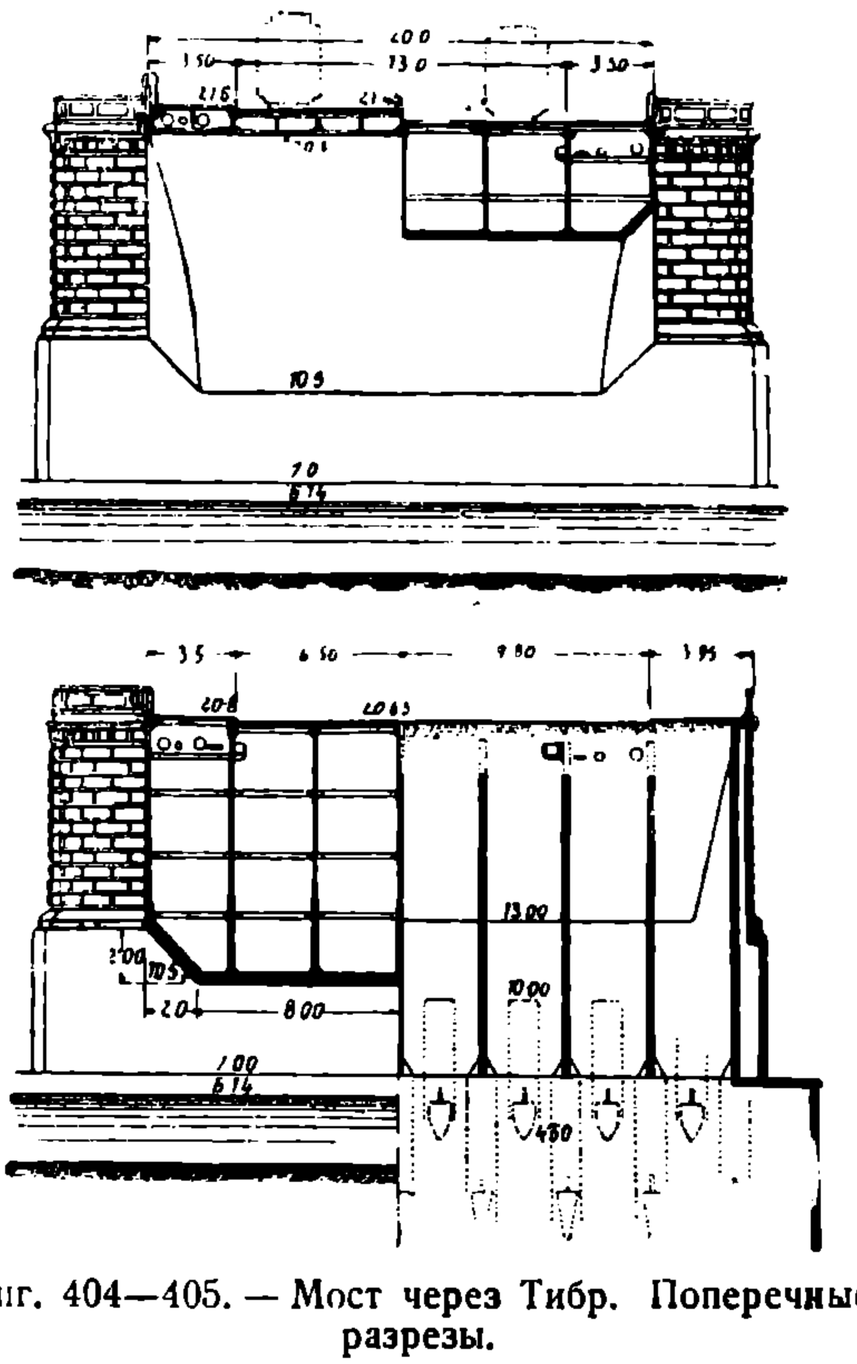
[1]) *Gesteschi*, Die Brücke der Wiedergeburt über den Tiber in Rom, Berlin, 1912; „Beton und Eisen", 1911.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 403. — Мост через Тибр. Продольный разрез.

Устои моста, представляющие тот же коробчатый характер, что и свод, состоят из продольных и поперечных стенок (фиг. 403 — 405); продольные ребра его идут по продолжению продольных надсводных стенок. В местах пересечения продольных и поперечных стенок устоя и расположены бетонные колонны основания, в которые своевременно были погружены вертикальные железные стержни; с этими стержнями соединена была затем арматура стенок устоя. Таким



Фиг. 404—405. — Мост через Тибр. Поперечные разрезы.

образом, мост представляет непрерывное целое вместе с колоннами основания.

Коробчатого типа устой снабжен дном в виде плиты толщиною 40 *см* лишь в передней своей части (фиг. 403), которая, однако, землей не заполнена, чтобы уменьшить давление на грунт. Задняя же часть устоя заполнена землей, но не имеет дна. Грунт в этой части уплотнен по способу Компрессоль устройством 24 добавочных колонн, после того как засыпка устоя была доведена до уровня пят.

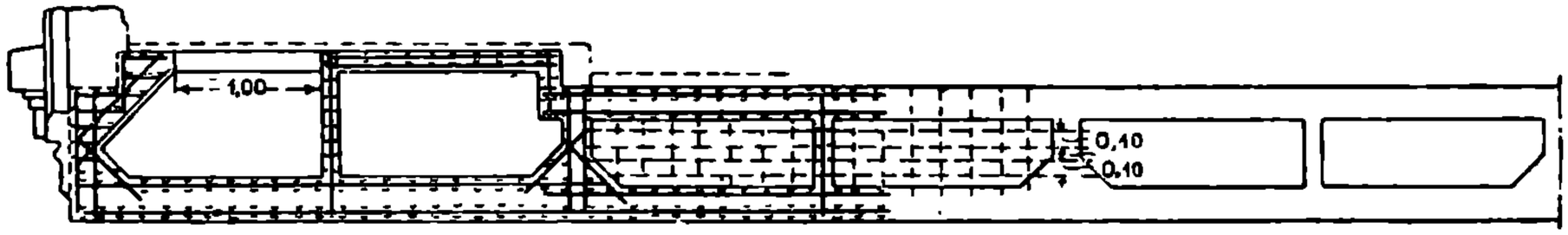
Для предохранения от подмыва правый устой защищен железобетонной шпунтовой стенкой длиной

НБ УДУНТ (ДНТ)

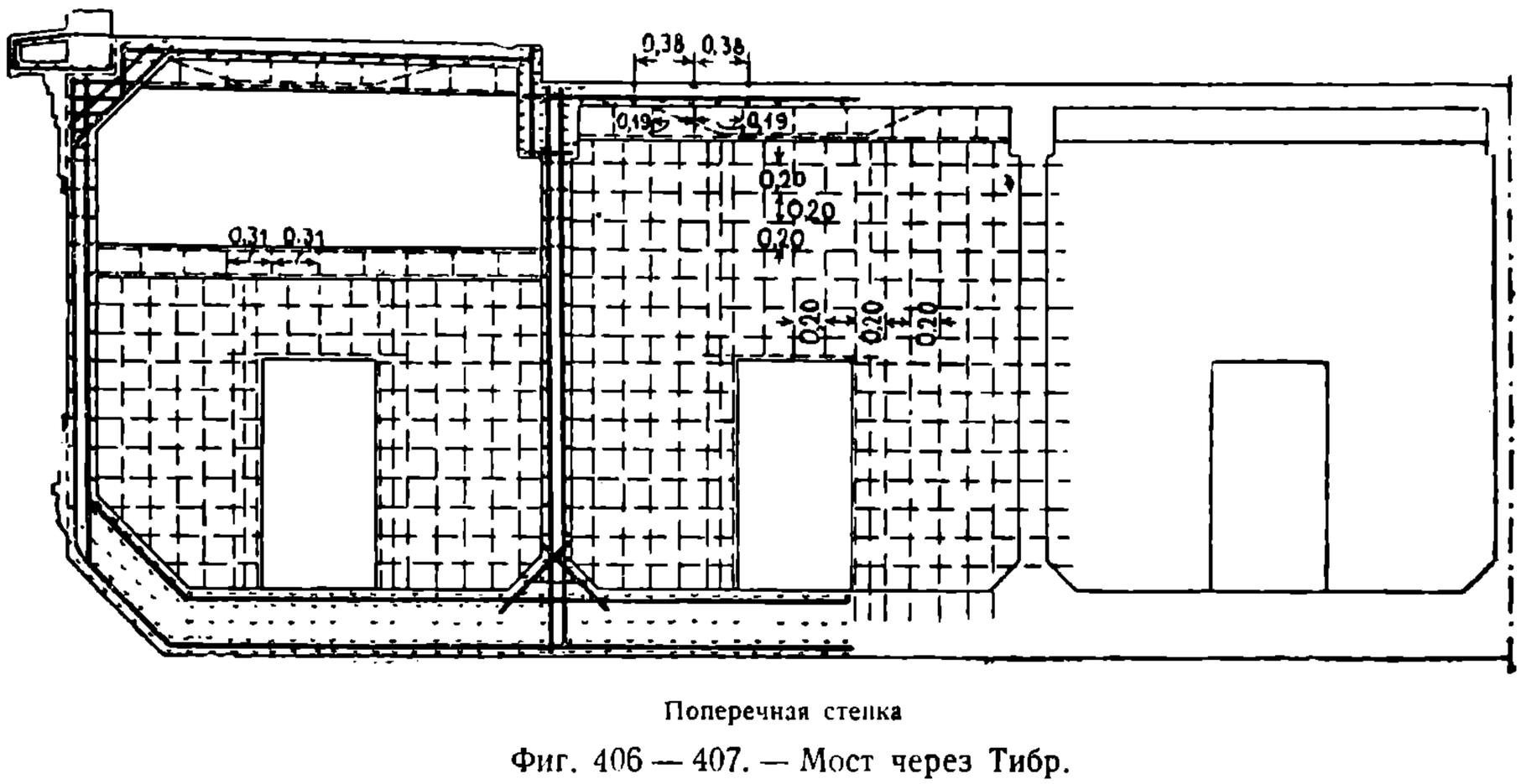
50 *м*, составленной из 130 свай сечения 35 × 35 *см*, погруженных при помощи струи воды, проведенной в конец сваи по каналу, расположенному по оси ее.

Коробчатый свод устроен с так называемыми „коровьими рогами", заимствованными из конструкций каменных мостов; рога эти получаются вследствие того, что наружные ребра свода срезаются постепенно уширяющейся к пятам фаской, вследствие чего снаружи свод кажется с более приподнятыми пятами. В данном случае по наружному очертанию свод имеет стрелку 8 *м* (вместо 10 *м* по всей его ширине вне коровьих рогов).

Коровьи рога улучшают, кроме того, условия протекания высокой воды, когда она подымается выше пят свода.



Разрез у замка



Поперечная стенка

Фиг. 406 — 407. — Мост через Тибр.

Собственно свод, т. е. нижняя плита коробчатого свода, имеет толщину в замке 20 *см* ($^1/_{500}$ пролета), в пятах 50 *см*. Вертикальные стенки, расположенные в количестве семи по ширине моста, имеют толщину 20 *см*; их продолжение в устоях сделано толщиною 30 *см*.

На участке близ замка, кроме 7 главных продольных ребер, поставлено в промежутках между ними по дополнительной продольной стенке толщиною 10 *см* (фиг. 406). Продольные стенки связаны поперечными толщиною 10 *см*. Плита проезжей части имеет толщину 15 *см*; пустой промежуток между сводом и плитой равен по высоте в замке 45 *см*; таким образом, полная высота коробчатого свода в замке равна 80 *см*, т. е. 1 : 125 пролета.

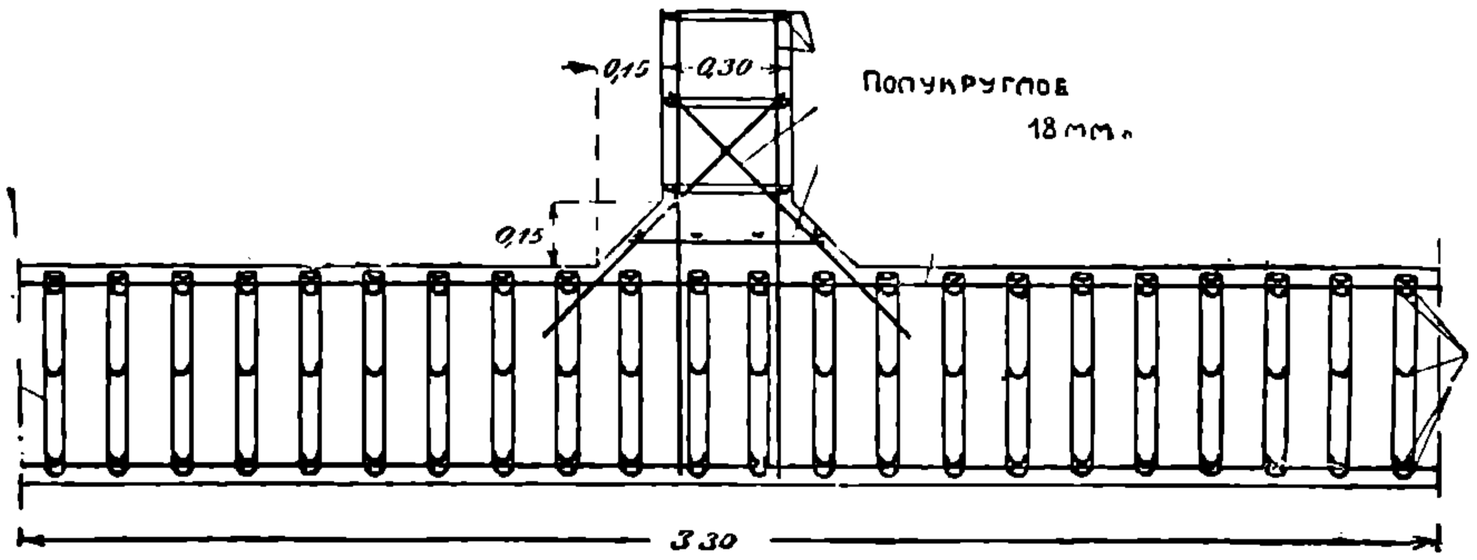
Полотно моста выложено плитами, спрессованными из смеси асфальта с

НБ УДУНТ (ДИТ)

песком; толщина ездовой корки, лежащей непосредственно на железобетонной плите, равна всего 5 *см*.

На остальном протяжении пролета, где нет дополнительных продольных стенок, плита проезжей части поддерживается поперечными балками, опирающимися на основные продольные ребра (фиг. 407).

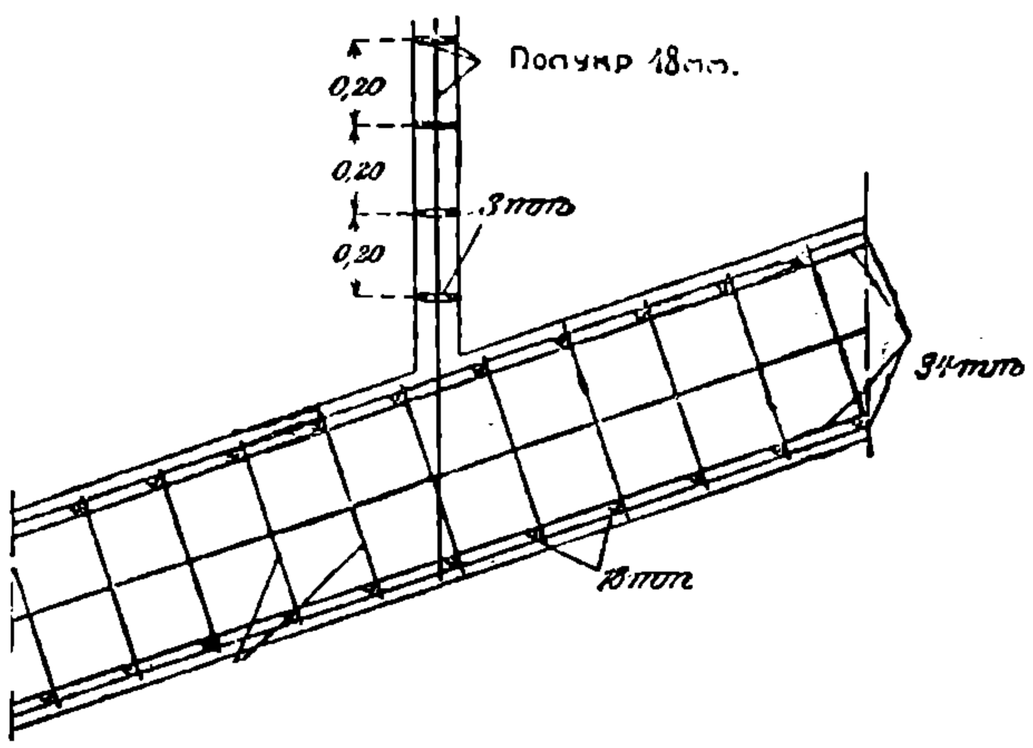
В поперечных стенках всего моста оставлены отверстия для прохода и обозрения моста внутри.



Фиг. 408. — Мост через Тибр. Арматура свода, поперечный разрез.

Основная арматура пролетного строения состоит из стержней, подобных половине стебля камыша, расколотого вдоль пополам. Полукруговой профиль с перегородками на вогнутой стороне и ребордами на выпуклой применен здесь с целью достижения лучшей связи железа с бетоном; такое железо применено двух сечений: 110 и 380 *мм*².

На фиг. 408 и 409 представлено расположение арматуры в виде сетки в своде и стенках. Сетки имеют правильный строй из прямоугольных клеток 20 × 20 *см*.



Фиг. 409. — Арматура свода, продольный разрез.

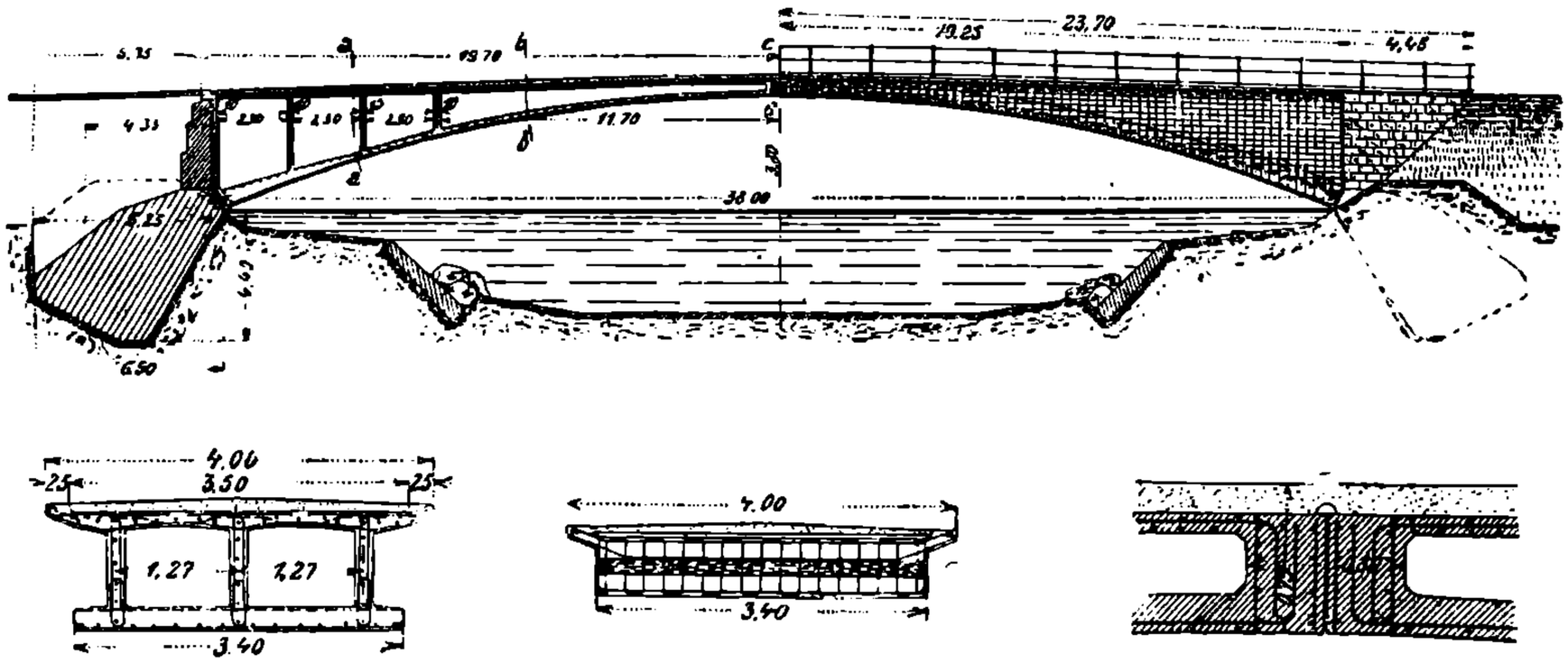
Железобетонные кружала были применены вследствие того, что в зимние месяцы вода в Тибре подымается на 6 — 8 метров, что представляло затруднение для конструкции свайных опор при желании избегнуть стеснения живого сечения реки. На железобетонном верхнем кривом поясе кружал были уложены на клиньях поперечные деревянные брусья, по которым уже сделана опалубка. Раскружаливание произведено постепенным выбиванием клиньев.

При испытании моста подвижной нагрузкой пролетное строение дало наибольший прогиб при загружении всего пролета грузом 620 *кг/м*², а именно 32 *мм*, т. е. около 1 : 3000 пролета.

НБ УДУНТ (ДІТ)

31. Система Майяра. — Основные черты этой системы трудно уловимы, так как конструктивные особенности ее не имеют резко обозначенного характера, в особенности по сравнению с системой Геннебика. Maillart улучшил эту последнюю систему тем, что для поддержания тонких (до 16 *см*) продольных стенок ставит систематически поперечные тонкие перегородки; затем уничтожил непрерывность пролетного строения, связанную с появлением трещин от понижения температуры и усадки бетона при твердении его; он замыкает сводчатую коробку у опор (над пятами) поперечной стенкой, утолщает свод у пят и прокладывает свинцовый шарнир, отделяя вместе с тем поперечной щелью пролетное строение от устоев.

На фиг. 410 представлен мост этой системы, свод которого имеет три шарнира из свинцовой прокладки. Это мост через Инн близ Juoz, замечательный, между прочим, тем, что расположен на высоте 1670 *м* над уровнем моря в весьма суровом и изменчивом климате [1]).



Фиг. 410—413. — Мост через Инн близ Juoz (1901).

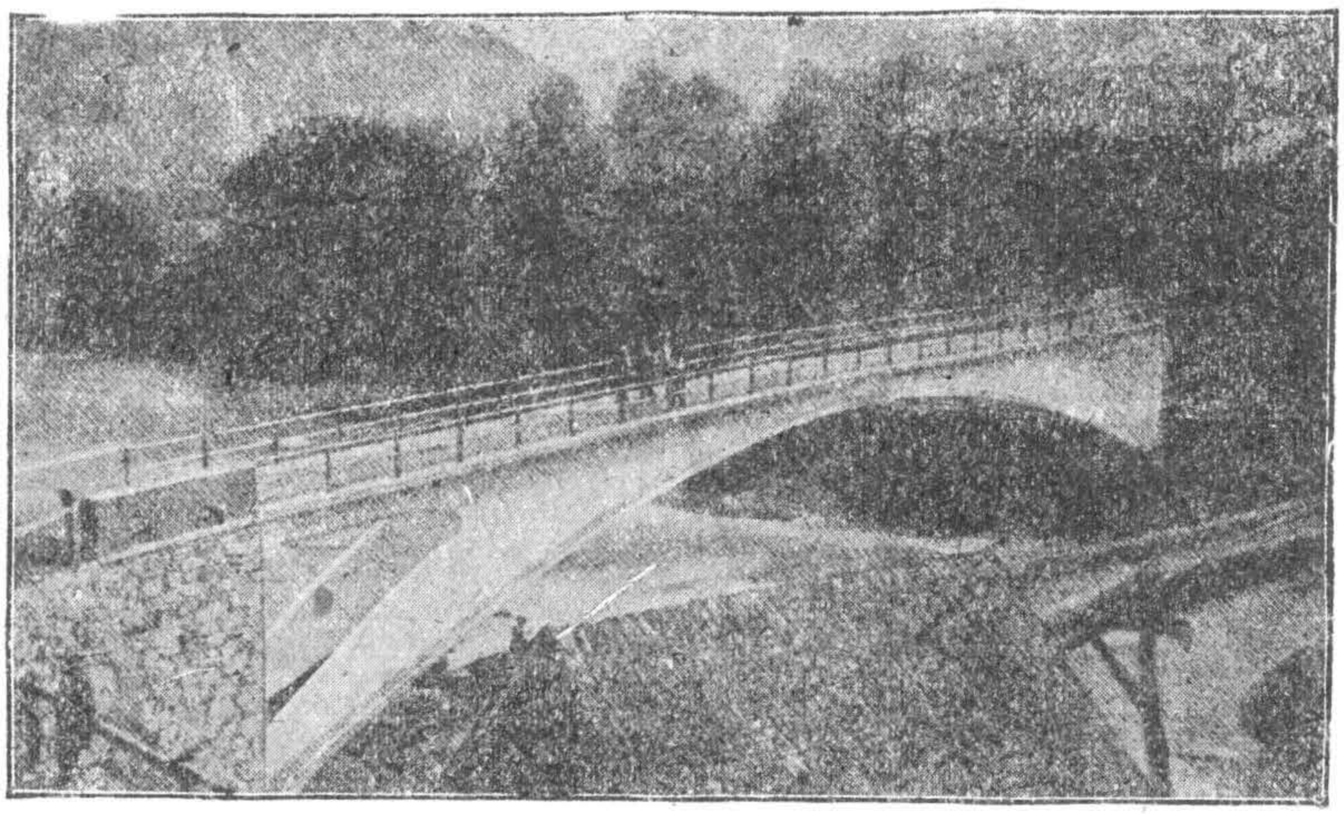
Мост имеет ширину ездового полотна 3,50 *м*, тротуаров нет; полная ширина плиты проезжей части 4,00 *м*. Пролет свода 38 *м* при стрелке 3,8 *м*; пяты трехшарнирного свода опущены до горизонта высоких вод. Ширина собственно свода 3,40 *м*; между ним и полотном устроены три продольные вертикальные ребра толщиною 16 *см* на расстоянии 1,27 *м* друг от друга и укрепленные в каждой половине пролета четырьмя поперечными перегородками толщиною 10 *см*; в замке имеется между сводом и плитой проезжей части толстая (0,40 *м*) поперечная связь в каждой половине свода; между ними проложена свинцовая прокладка шириною около $^1/_5$ высоты шва, образующая шарнир. Свод имеет в замке толщину 20 *см*, в пятах 60 *см*. Щель между стенкой устоя и крайней поперечной перегородкой имеет ширину 10 *см*.

Мост построен в 1901 году.

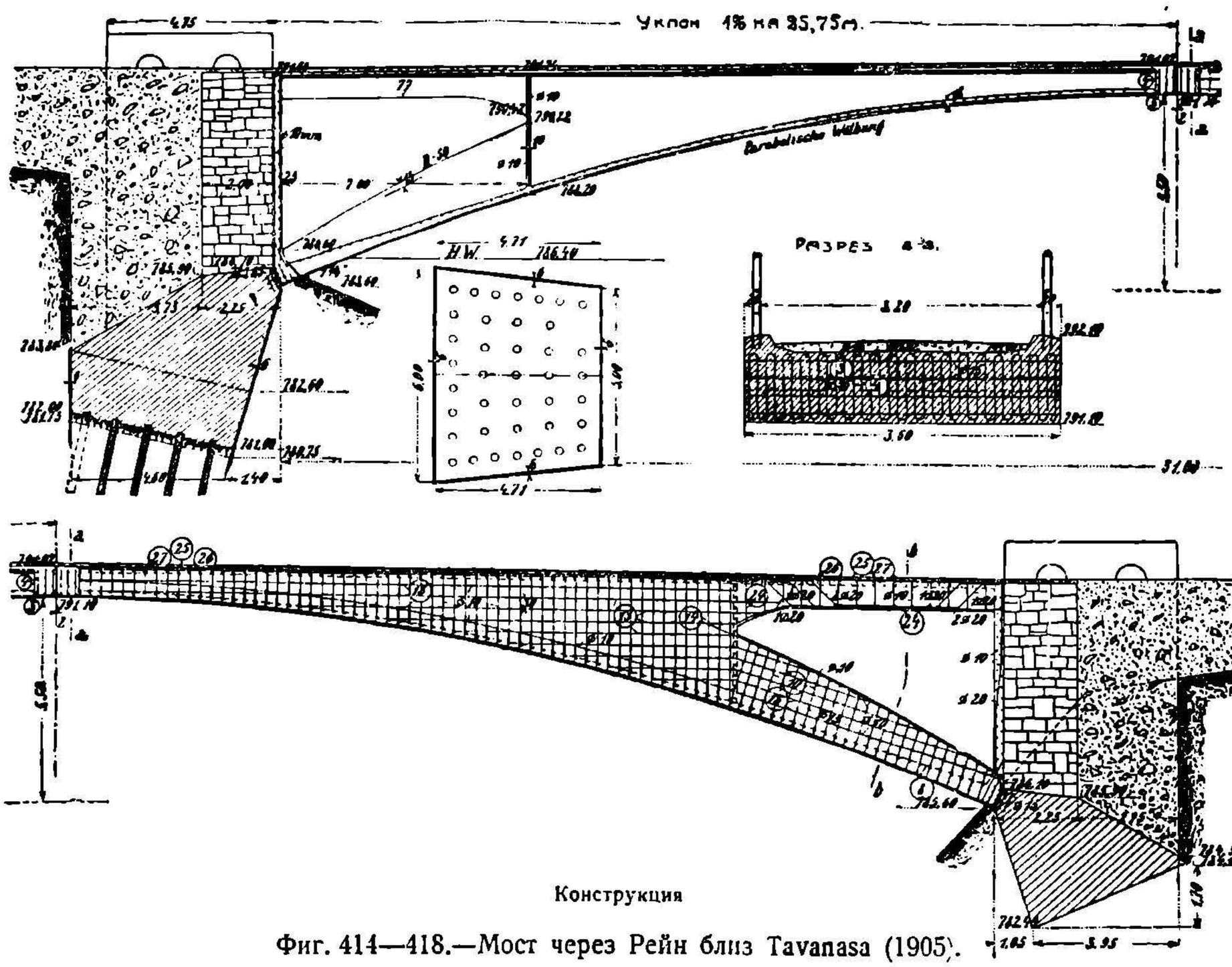
Весьма оригинальный и красивый вид имеет мост через Рейн [2]), близ Таваназа (фиг. 414), построенный в 1905 году и обошедшийся в 27 000 фран-

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, B. VI, 1911, S. 601.
[2]) Idem, S. 602.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Общий вид



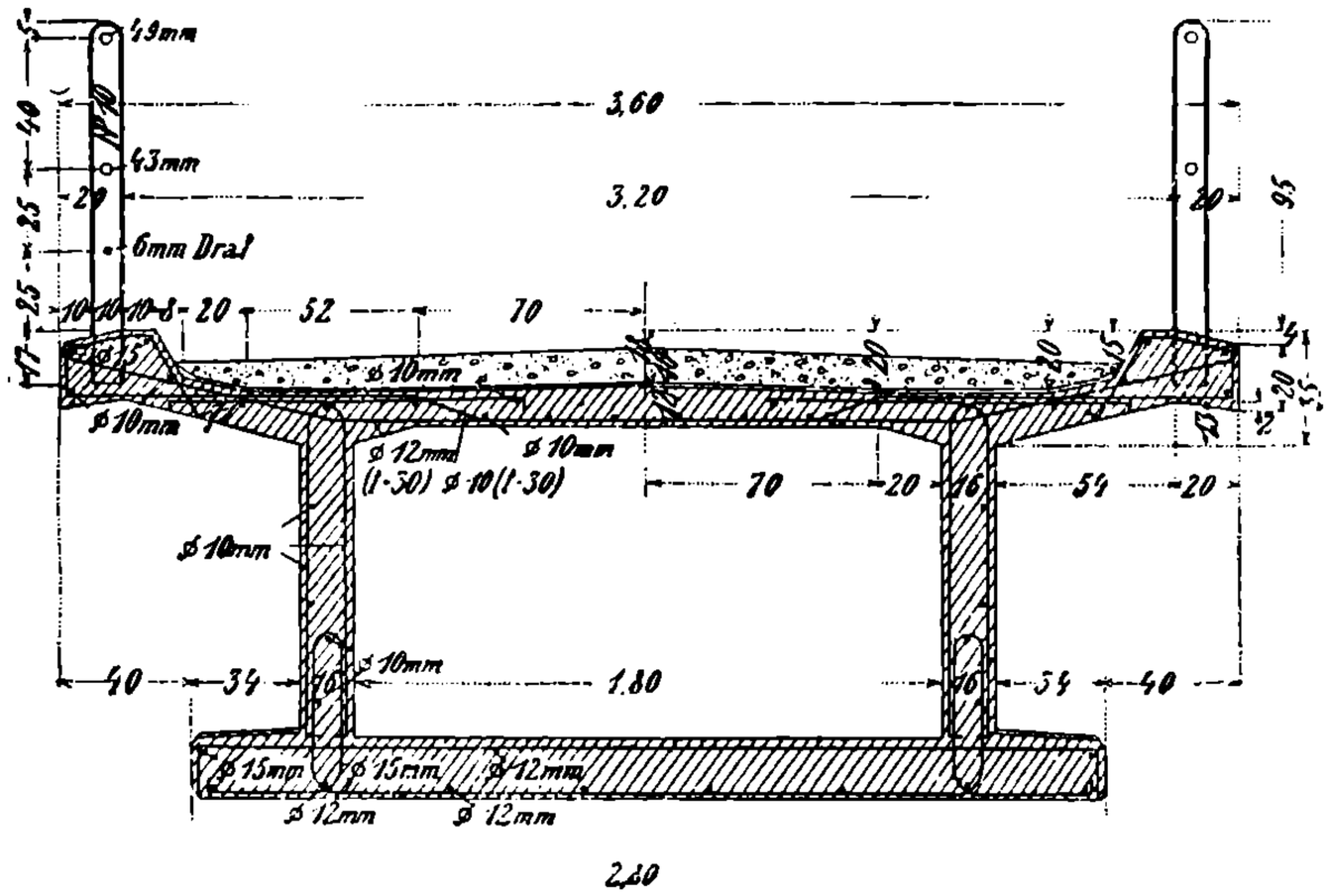
Фиг. 414—418.—Мост через Рейн близ Tavanasa (1905).

ков. Пролет в свету 51 *м*, стрелка в свету 5,5 *м* (фиг. 415). Полотно, шириною 3,20 *м*, имеет продольный уклон 1%; оно поддерживается двумя ребрами (фиг. 419) толщиною 16 *см*, опирающимися на трехшарнирный свод шириною 2,80 *м* и толщиною в средней части пролета 18 *см*, в пяте 56 *см*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

В расстоянии 7 *м* от каждой из пят поставлены поперечные стенки толщиною 10 *см*; над пятами также. Между этими стенками в вертикальных продольных стенках сделаны треугольные вырезы.

Арматура свода состоит из продольных прутьев $d = 12$ *мм*, поставленных очень редко — через 40 *см*; поперечные стержни расположены гуще — через 30 *см* — и имеют больший диаметр — 15 *мм* (фиг. 419). Продольные стенки усилены железной сеткой из прутьев, толщиною 10 и 15 *мм*, вертикальные прутья толще; очко сетки имеет 30×30 *см*. Устои обычного типа.



Фиг. 419. — Мост близ Tavanasa. Поперечный разрез.

Шарнир составлен из свинцовой полосы в $^1/_8$ высоты шва, толщиною 2 *см*; верх и низ шва заложены пропитанной пробкой; пробковые и свинцовые полосы обложены по бокам цинковыми листами толщиною 1 *мм*; в общем получены были составные плитки длиною (поперек свода) 0,50 *м*, которые и были поставлены в количестве 7 штук в каждый шарнирный шов.

Этот примечательный мостик погиб осенью 1927 г. вследствие подмыва опор паводком [1]).

e) КОМБИНИРОВАННЫЕ СИСТЕМЫ.

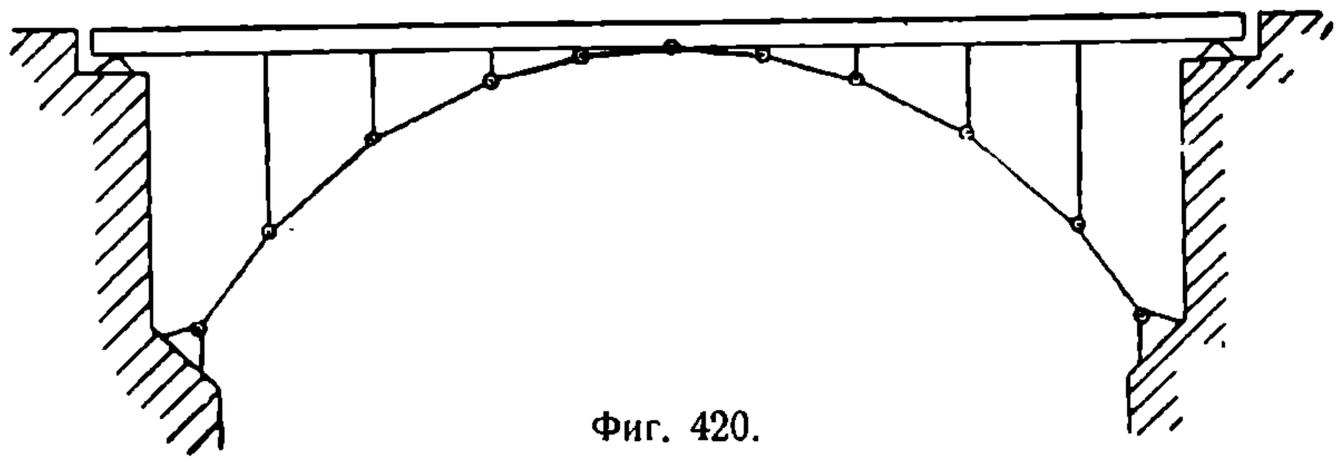
32. Виадук Сен-Жан-ля-Ривьер. — Железобетон дает большой простор для применения комбинированных систем пролетного строения. Выше рассмотренные системы коробчатых сводов могут быть отнесены к комбинации арочных ребер с плитой и полным сводом. Возможны и другие комбинации, напр., арки с балкой (фиг. 420).

[1]) „Die Bautechnik", 1927, H. 51.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Один из наиболее видных примеров подобной комбинации представляет виадук St-Jean-la-Rivière [1]) под электрическую железную дорогу (Морские Альпы) (фиг. 421).

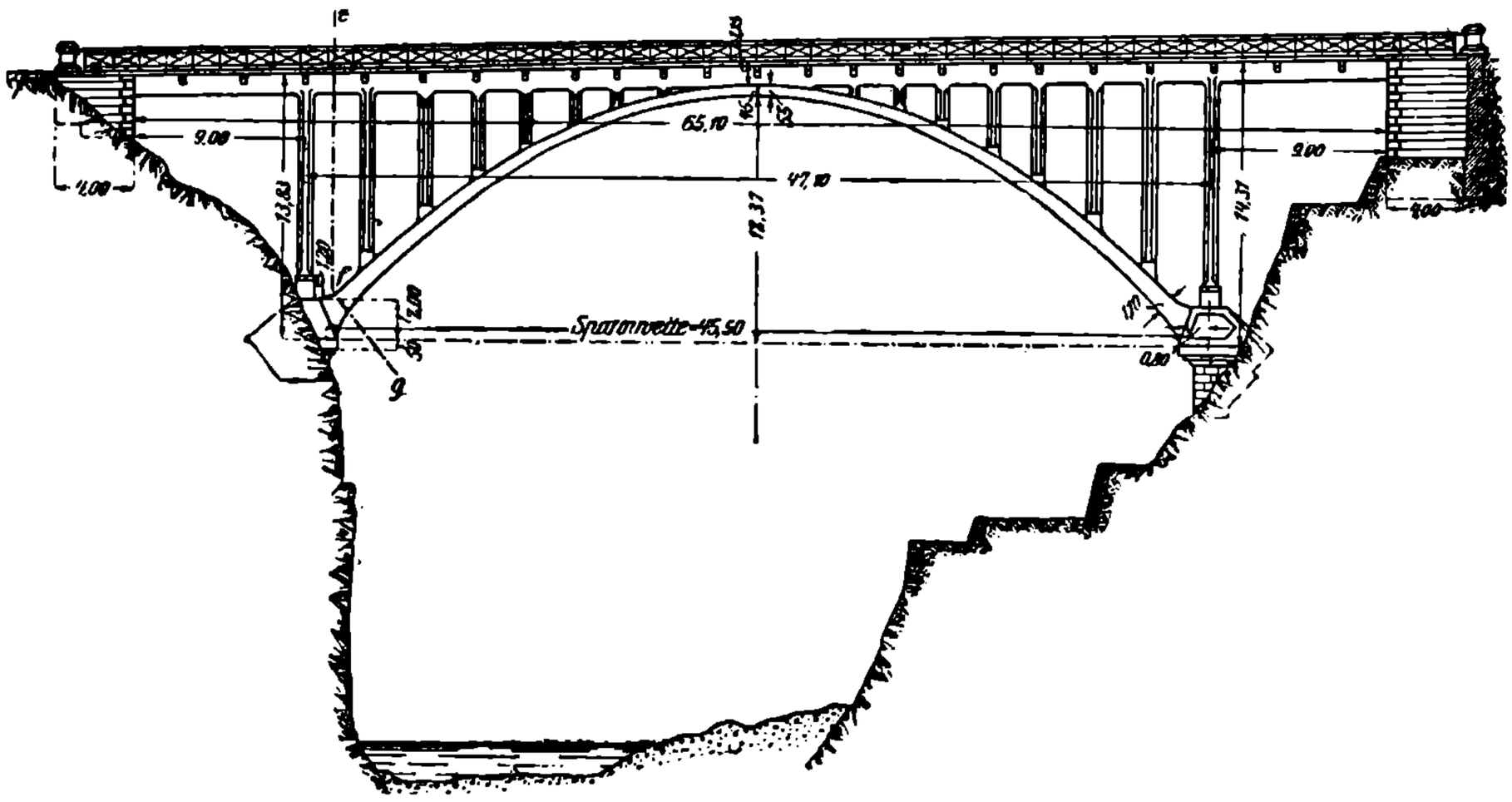
Дорога пересекает долину Vésubie на высоте 38 *м* над меженным горизонтом реки и идет здесь с уклоном 0,01. Очертание поперечного профиля



Фиг. 420.

ущелья со скалистыми берегами таково, что перекрытие его одной аркой само собою напрашивается. Пролет арки определился в 45,5 *м* при стрелке 12,37 *м*; от пят арок до устоев имеется еще с каждой стороны по пролету в 9 метров.

Проект виадука составлен Консидером, который применил здесь комбинацию арки с балкой; по этой системе несколько раньше им был построен виадук d'Avranche. Идея системы заключается в том, чтобы (фиг. 420) при-



Фиг. 421.— Виадук St-Jean-la-Rivière. Общий вид.

менением жестких прогонов ослабить действие моментов изгиба на арку при несимметричном ее загружении; в таком случае арка может быть сделана меньшей толщины.

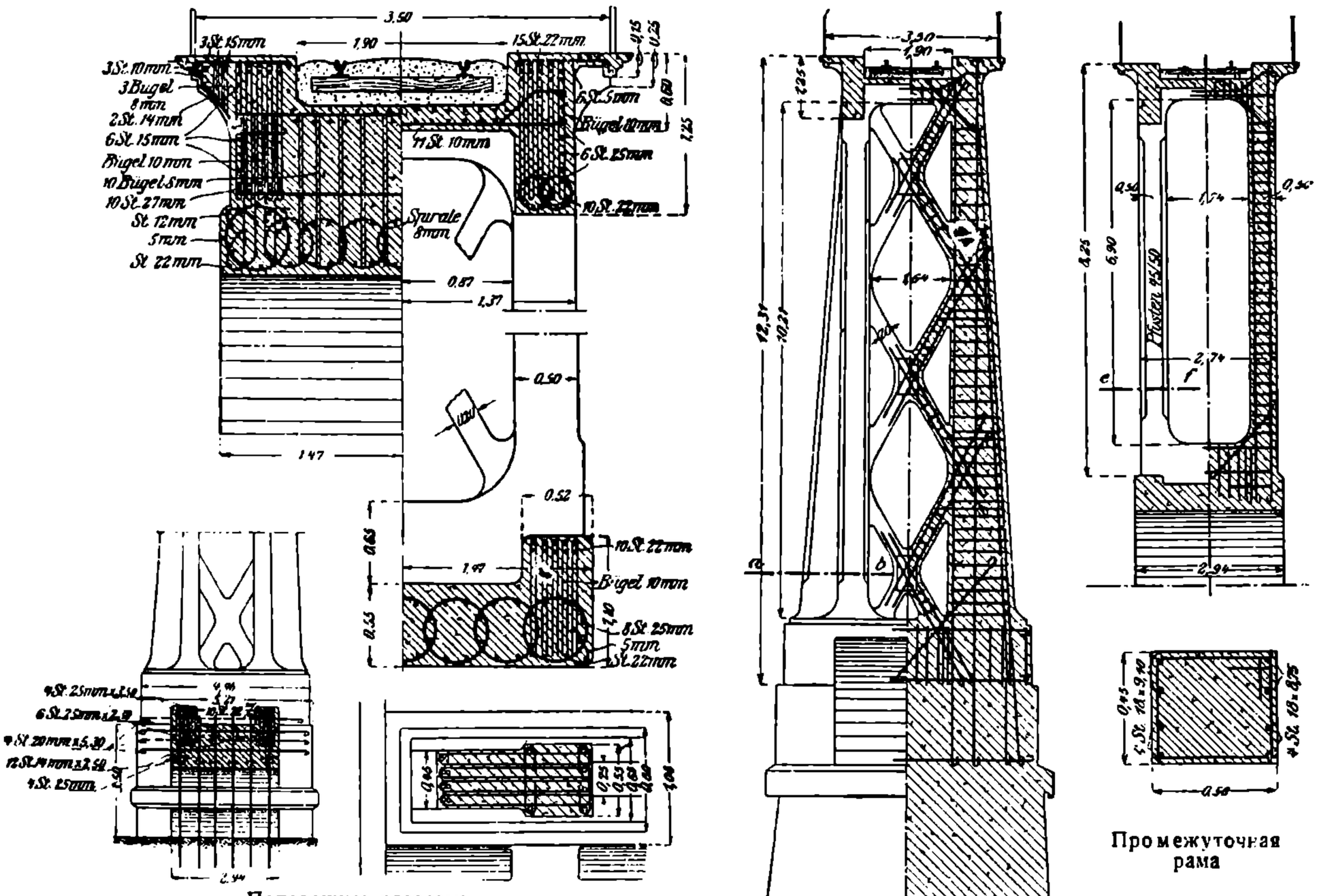
---

[1]) Основания расчета изложены Консидером отдельной статьей в „Annales des Ponts et Chaussées", 1905, I.

НБ УДУНТ (ДШТ)

В рассматриваемом случае свод, очерченный по параболе, имеет в замке толщину 45 *см* (1 : 100 пролета) и 55 *см* в пятах. Поперечное сечение свода корытное (фиг. 422) с утолщением краев в виде реборд шириной 52 *см*; толщина свода по ребордам в замке 55 *см*, в пятах 1,10 *м*.

По мосту уложена метровая колея, причем баласт прикрыт булыжной мостовой, в которую утоплены рельсы, так что мостом могут пользоваться и обыкновенные экипажи. Расстояние между перилами 3,5 *м*; ширина баластного ящика 1,90 *м*; ширина свода 2,94 *м* (1 : 15,5 пролета). Полотно моста поддерживается двумя прогонами высотою 1,25 *м*, что при расстоянии



Поперечные разрезы: у пяты — Опорная рама — Промежуточная рама

Фиг. 422—424. — Виадук St-Jean-la-Rivière (1908).

между их опорами 47 *м* составляет около 1 : 38 этого расстояния. Прогоны поддерживаются сводом при помощи колонн, расположенных через промежутки, уменьшающиеся от пят к замку; у пят расстояние равно около 3 *м*. Толщина прогонов 45 *см*; между ними зажата плита толщиною 14 *см*.

Тротуары имеют ширину по 80 *см*, часть их ширины поддерживается консолями.

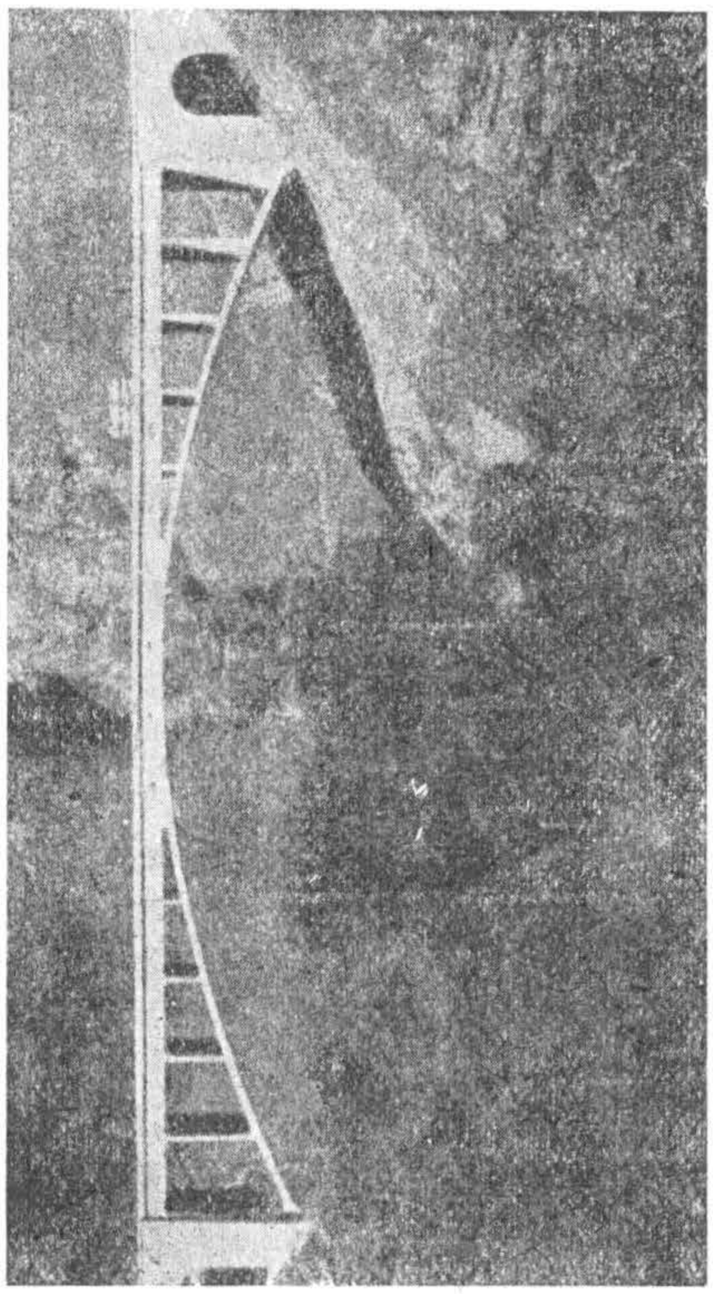
Под плитой, в местах расположения колонн прогоны связаны поперечными балками, входящими в состав поперечных рам; опорная рама (фиг. 423) сделана особенно жесткой: она имеет три креста, а боковые стойки уширены, вследствие чего рама получила очертание трапеции. Следующая пара стоек

НБ УДУНТ (ДІТ)

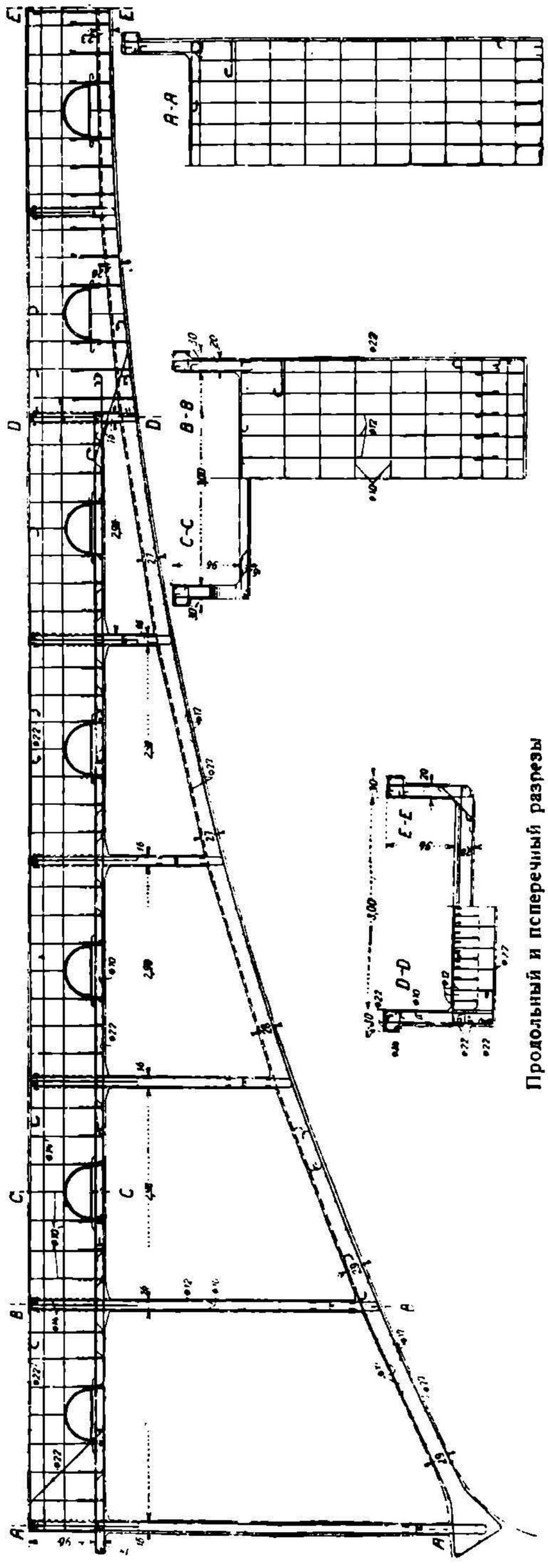
также связана крестами, остальные имеют вид простых четыреугольных рам без диагоналей (фиг. 424).

Мост расчитан на постоянную нагрузку 11,6 *т* на погонный *м* и на поезд из вагонов 15 тонн при длине 5,10 *м*.

Плита опирается на контур, арматура дана в обоих направлениях из стержней 10 и 8 *мм*. Прогоны имеют



Общий вид



Продольный и поперечный разрезы

Фиг. 425—423.— Мост через Val Tschiel). (1925).

двойную арматуру: по 10 стержней $d = 22$ *мм* вверху и внизу.

Напряжения в своде не превосходят по расчету [1]) 38 *кг/см*², тем не менее арматура его устроена по системе Консидера. Вдоль свода расположено 48 стержней: 32 толщиною 13 *мм* и 16 $d = 25$ *мм*; они обмотаны 7, 8 или 9 цилиндрическими спиралями из прутьев $d = 8$ *мм* при шаге 60 *мм* (фиг. 422).

[1]) „Nouvelles annales de la construction", 1910, Sept.; Handbuch für Eisenbetonbau, B. VI, 1911

НБ УДУНТ (ДИТ)

Бетон составлен следующим образом: на две части гравия взята одна часть раствора, содержащего 300 *кг* цемента на 1 *куб. м* песку.

Мост построен с февраля по август 1908 года, причем на бетонировку затрачен 1 месяц.

Стоимость его: общая 60 000 фр.; на 1 *куб. м* железобетона 187 фр.; на 1 погонный *м* длины моста 826 фр.; на 1 *кв. м* фасада 38 фр.

Мост через Val Tschiel (Швейцария) [1]), построенный в 1925 г., относится к той же системе (фиг. 425), но по конструкции более прост и изящен. Балками жесткости служат сплошные перила высотою 112 *см* и толщиною 20 *см* (фиг. 426). Ширина полотна всего 3,0 *м* в свету; оно состоит из плиты толщиною в 16 *см*, опирающейся на балки жесткости и на поперечные стенки, расположенные на тонком своде через 2,98 *м*. Стенки имеют толщину тоже 16 *см*, а сводик от 23 *см* в замке до 29 *см* в пятах.

Пролет свода 43,2 *м*, стрелка 5,2 *м* ($f/l = {}^1/_{8,3}$).

Мост спроектирован на пропуск грузовика 7 *т* и толпы 300 *кг/м²*.

---

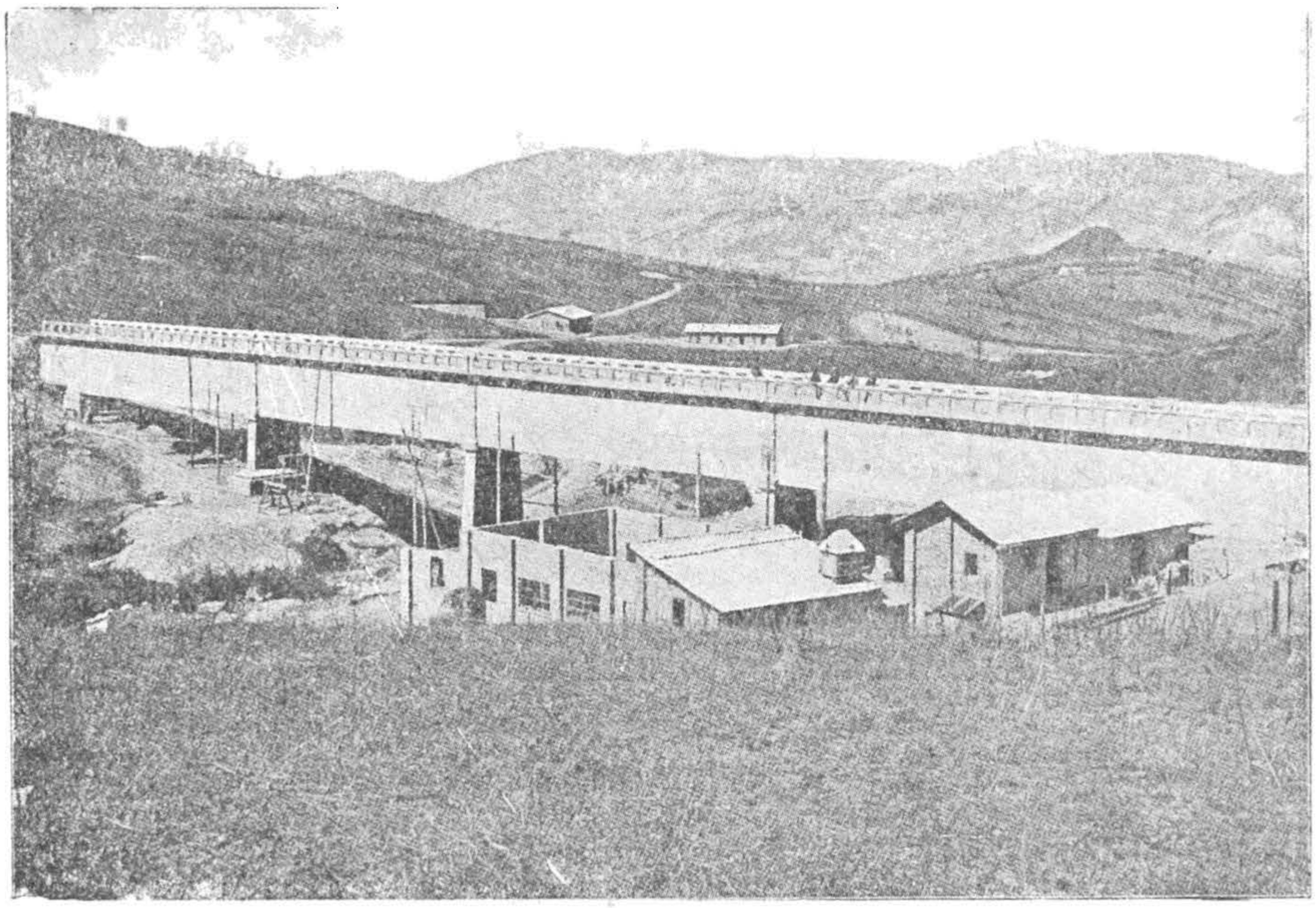
[1]) „Beton und Eisen", 1928, H. 1, стр. 21.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ГЛАВА ШЕСТАЯ

АКВЕДУКИ И МОСТЫ-КАНАЛЫ.

33. Балочные акведуки. — Железобетон, как и железо, дает возможность устраивать акведуки с балочными пролетными строениями, причем роль балок играют боковые стенки канала, в котором протекает вода; дно канала отлично выполняет роль горизонтальных связей.



Фиг. 427. — Акведук через Tragino. Общий вид.

Если канал открыт, боковые стенки, подверженные давлению воды изнутри, поддерживаются контрфорсами, образующими вместе с горизонтальными ребрами дна жесткие рамки, или стягиваются поверху поперечными стяжками, служащими вместе с тем балками для поддержания пешеходного настила.

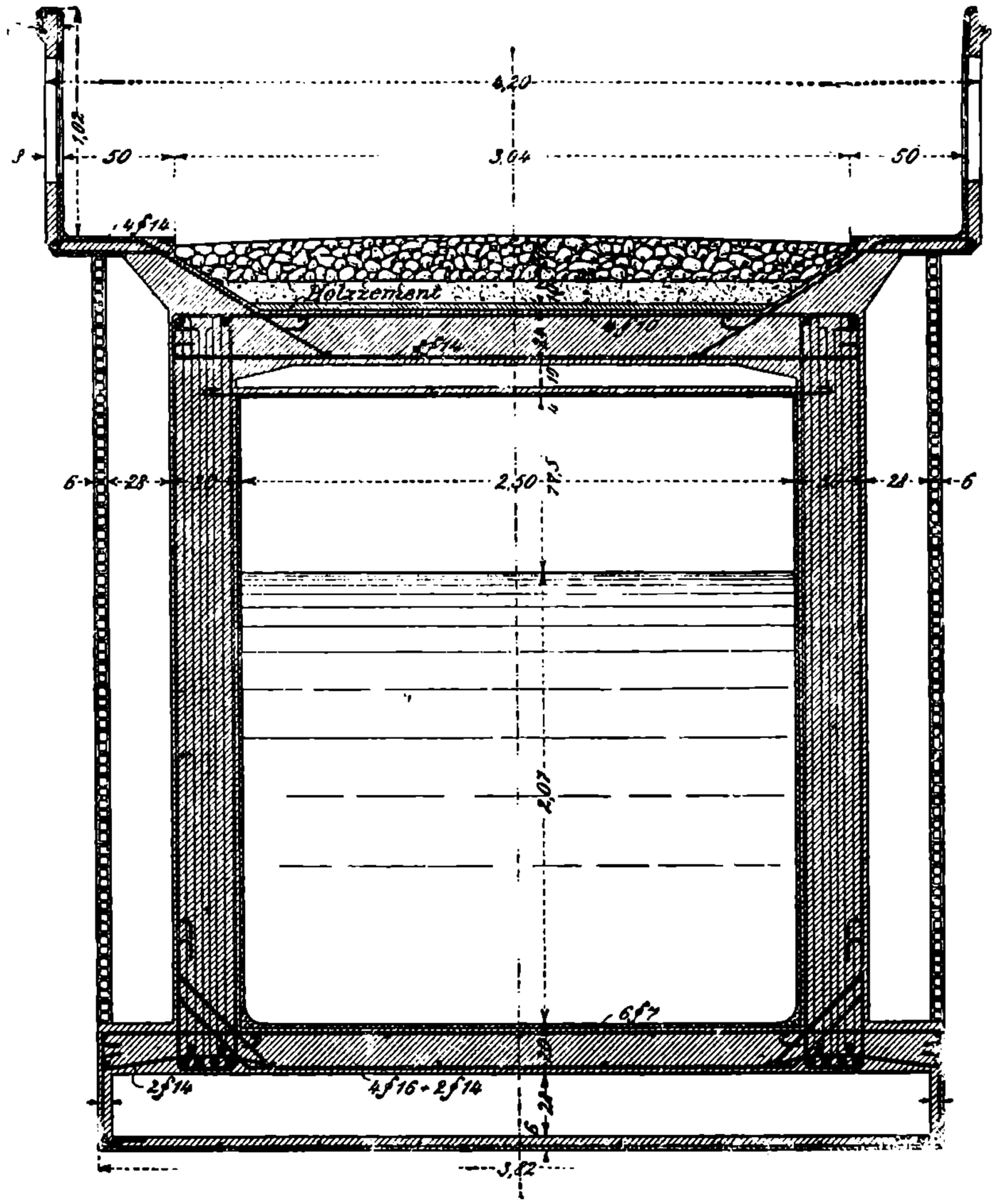
На фиг. 427 представлен общий вид итальянского акведука через Tragino прекрасной конструкции [1]). На фиг. 428 приведен поперечный разрез

[1]) *Mörsch*, Der Eisenbetonbau, 4 изд. 1912 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

пролетного строения. Акведук имеет 4 пролета по 22 *м*, концы свешиваются; пролетное строение, образующее канал для воды, непрерывное, опирается на сравнительно тонкие быки и несет нагрузку как неразрезная балка.

Конструктивные особенности акведука сводятся к устройству изоляции, защиты от промерзания и швов подвижности. В рассматриваемом акведуке против промерзания устроена особая рубашка с воздушным прослойком. На



Фиг. 428. — Акведук через Tragino. Поперечный разрез.

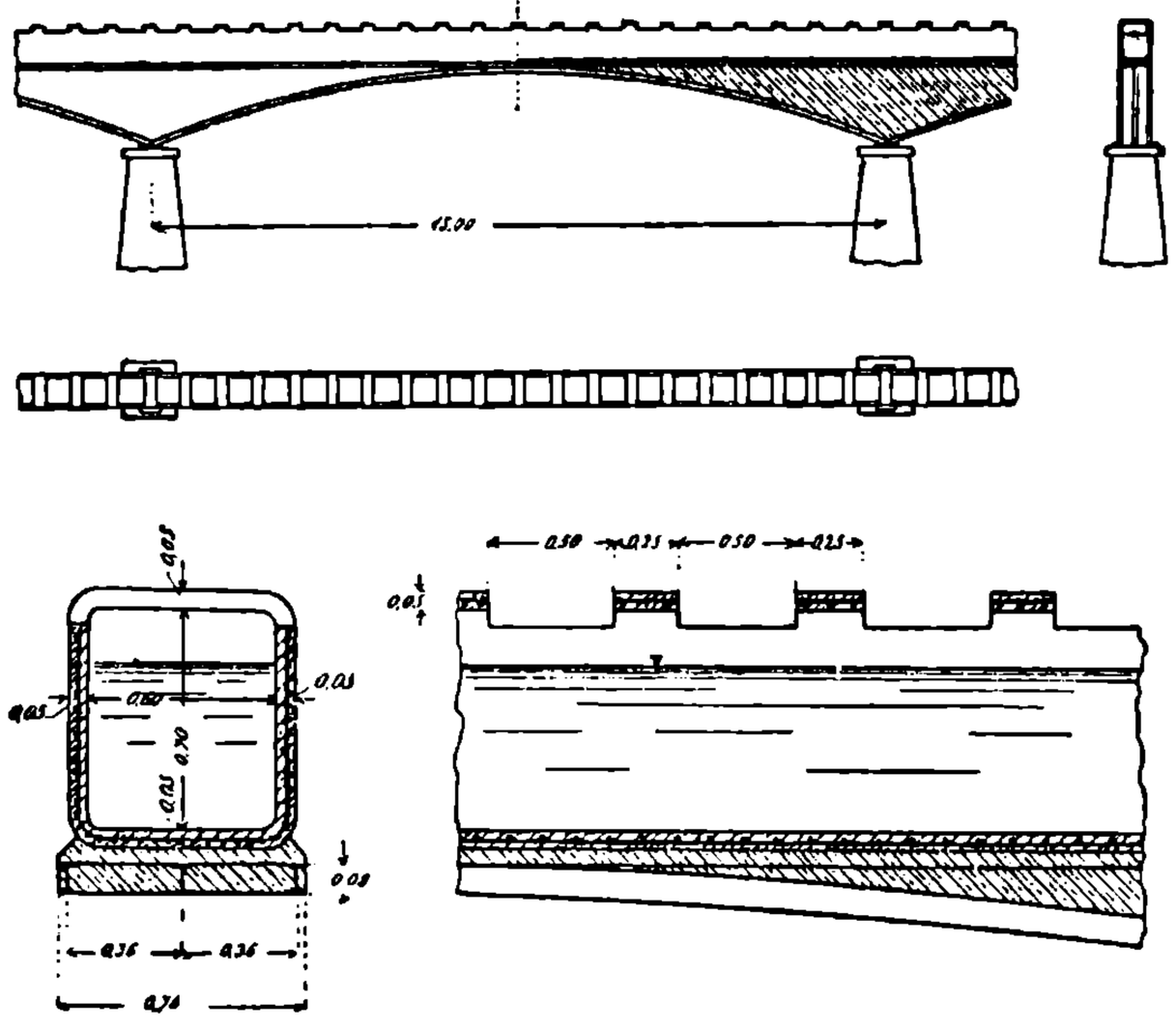
выступах дна параллельно бокам канала сложены из пустотелого кирпича (фиг. 428) изолирующие от холода стенки. Снизу дно прикрыто такого же характера железобетонной подшивкой; просвет воздушный оставлен в 28 *см*. Сверху канал прикрывается, кроме мостовой, позволяющей пользоваться акведуком для экипажной езды, железобетонной плиткой толщиной 4 *см*, образующей воздушный прослоек толщиною 10 *см*.

Водонепроницаемость стенок акведуков достигается теми же средствами, что и в каменных акведуках (см. „Курс мостов“ автора, ч. I). В некоторых

НБ УДУНТ (ДИТ)

случаях довольствуются жирным составом бетона для водовода и оштукатуриванием цементным раствором из мелкого песка и большого количества цемента (напр., 800 *кг* цемента на 1 *куб. м* песка).

34. Арочные акведуки.— Конструкция акведука в Массене (Алжир) приведена на фиг. 429—431. Канал имеет небольшие размеры в поперечном сечении: 0,60 × 0,70 *м* внутри. Образован дном и стенками толщиною 5 *см* с арматурой в виде одиночной сетки Монье из прутьев диаметра 5 *мм*, расположенных на расстоянии 5 *см* друг от друга. Боковые стенки вверху связаны полосками шириною 25 *см*, расположенными с промежутками в 50 *см* (фиг. 430—431). Корыто лежит на арках пролетом 15 *м* с подъемом 1:10 пролета Ширина арок 76 *см*; арки армированы двутавровым железом высотой 80 *мм*, поставленным в три нитки на расстоянии 36 *см* по ширине арки с поперечными связками.



Фиг. 429 — 431. — Акведук в Массене (Алжир).

Бетон для арок имеет состав 1 $м^3$ гравия, 0,3 $м^3$ песка и 250 *кг* цемента; для корыта 1 $м^3$ песка и 700 *кг* цемента; внутренняя поверхность покрыта слоем штукатурки состава 1 *куб. м* песка и 800 *кг* цемента.

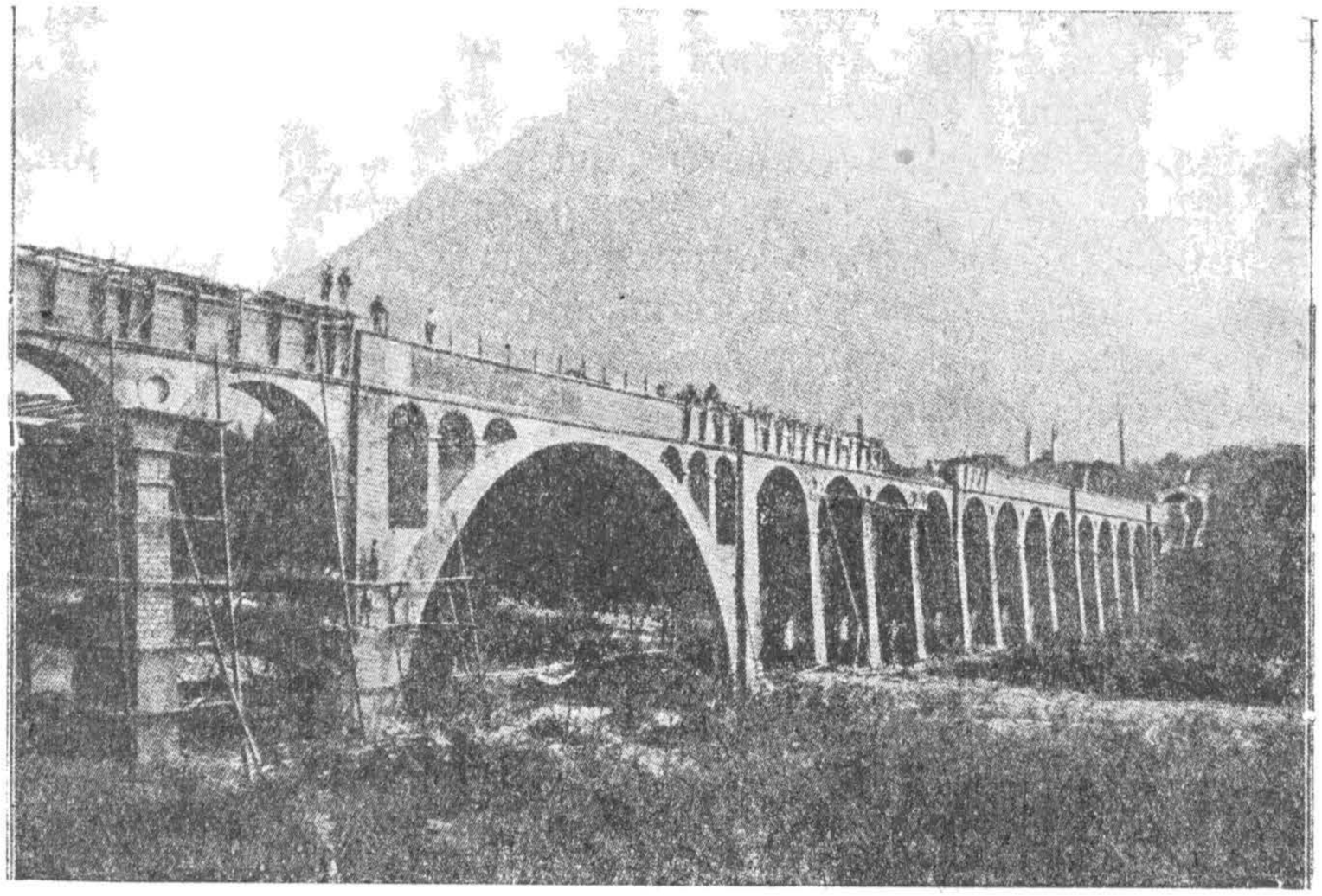
Длина акведука 90,85 *м*; по концам устроены швы расширения, снабженные деревянным запирателем.

Одним из значительнейших сооружений этого рода является акведук через р. Кандер (бл. Берна), построенный для гидроэлектрической станции. По каналу течет 6 $м^3$ в 1 секунду; на мосту канал имеет уклон 0,003; сечение канала внутри 1,9 × 2,0 *м*. Корыто устроено из железобетона; поддерживается оно массивной аркадой из бетона, принятой, несмотря на значительную стоимость, с целью придать сооружению красивый монументальный вид (фиг. 432).

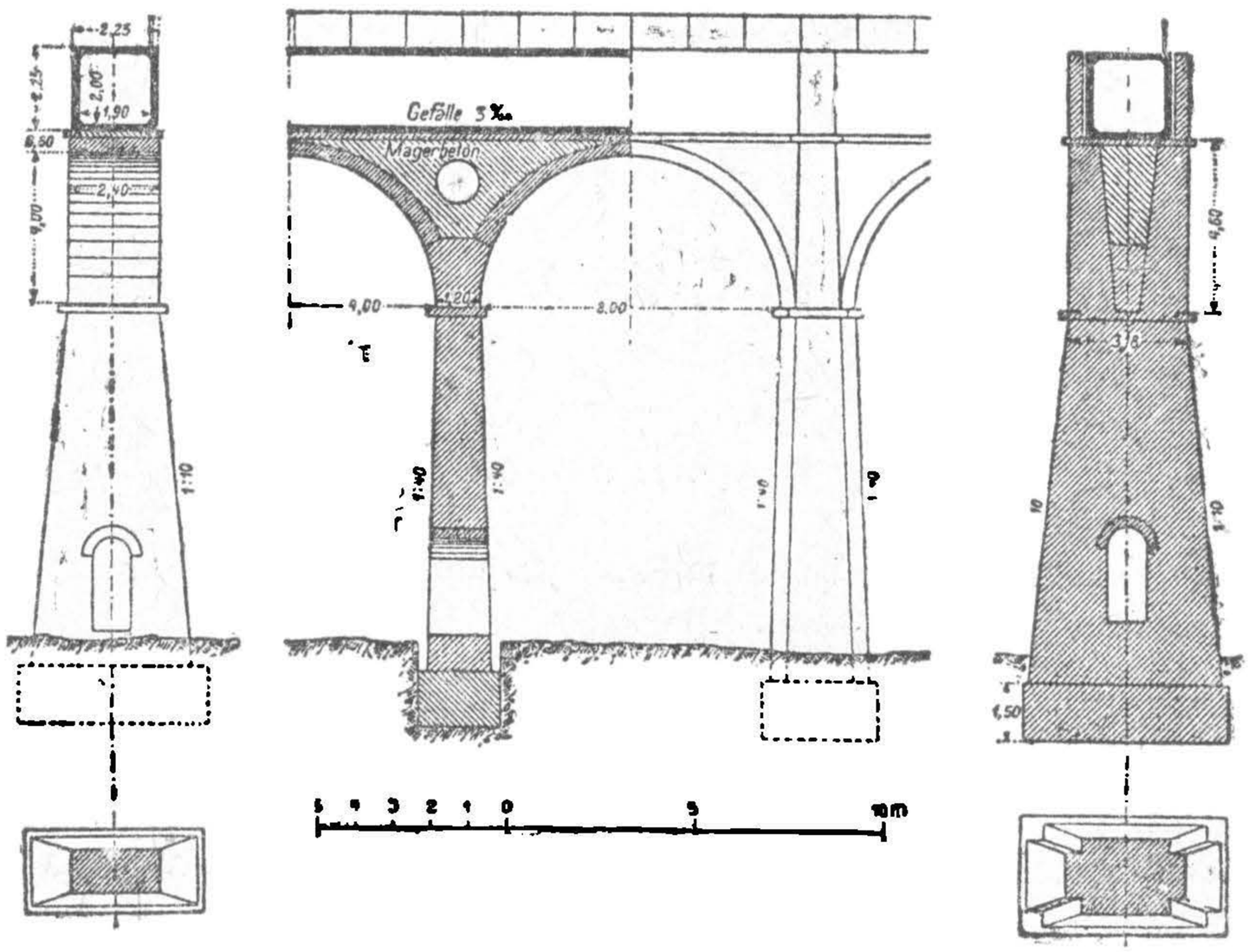
Река перекрывается главным сводом пролетом 28 *м*, с каждой стороны от него имеется по 13 пролетов длиною 8,0 *м*; через каждые 4 пролета устроен толстый бык с контрфорсами. Конструкция акведука видна из фиг. 433 и 434.

Опоры и лицевые грани сводов сложены из бетонных камней, остальное из бетона. Пазухи над малыми сводами заполнены тощим бетоном

НБ УДУНТ (ДІТ)



Общий вид



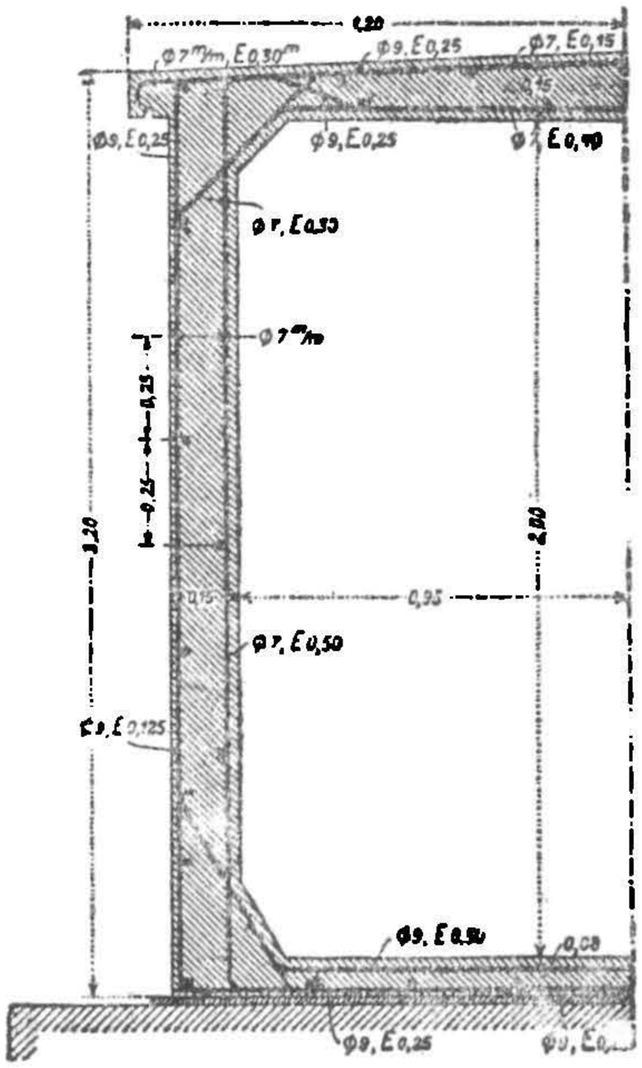
Продольный разрез и фасад, поперечные разрезы

Фиг. 432 — 433. — Акведук через р. Кандер.

Над большим сводом устроено в каждой половине его по три сводика пролетом 2,4 *м*; в замке крайних сводиков сделаны сквозные щели; получающиеся при этом отдельные половинки сводика укреплены как консоли рельсами длиною 3 *м*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

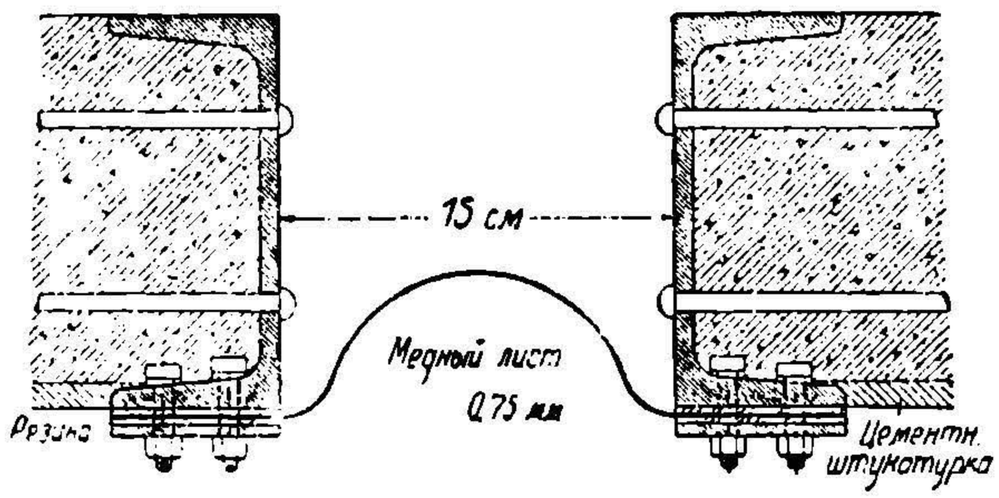
Поверхность моста, на которой расположено железобетонное корыто, выровнена, затерта цементным раствором, два раза покрыта газовой смолой и прикрыта асфальтированным картоном (фиг. 434); это устройство имеет целью отделить корыто от деформирующихся пролетных строений.



Фиг. 434. — Поперечный разрез.

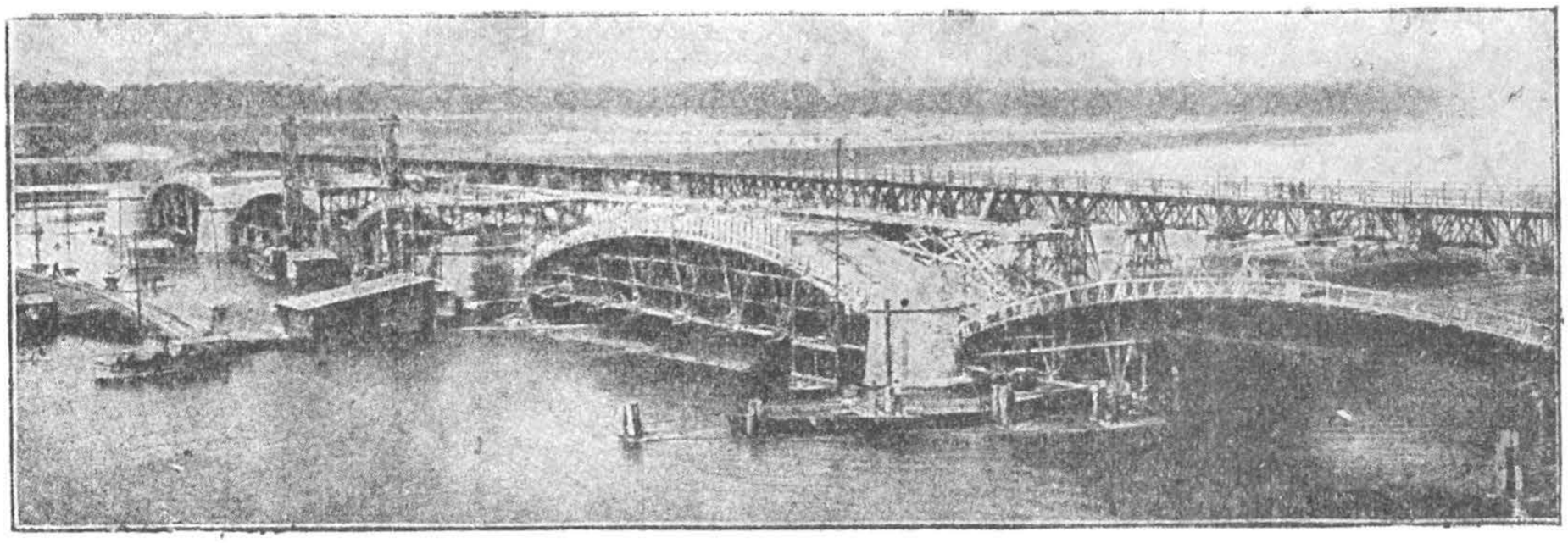
Канал работает полным сечением и рассчитан на напор от 0,8 до 1,6 *м*.

Над каждым из толстых быков и над пятами большого свода устроены сквозные швы для свободной деформации канала и большого свода, заделанные листом, как показано на фиг. 435.



Фиг. 435. — Перекрытие сквозного шва.

35. Мост-канал через р. Везер [1]). — В 1914 г. закончен постройкой мост-канал через р. Везер на Эмс-Везерском канале. Сооружение имеет длину 370 *м*; 2 речных пролета по 50 *м* в свету и 6 пролетов на пойме по 32 *м* в свету перекрыты железобетонными сводами. На фиг. 436 представлено



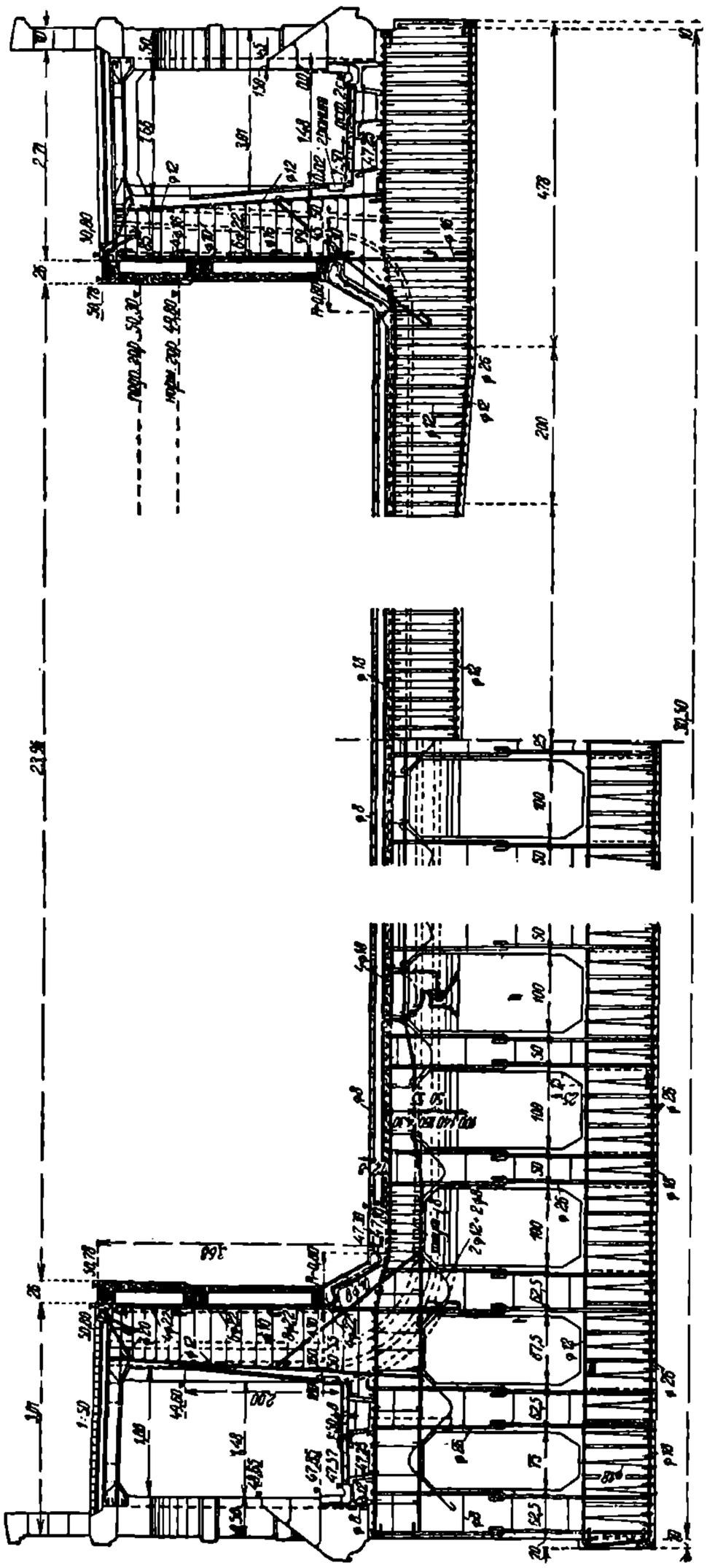
Фиг. 436. — Мост-канал через р. Везер (1914).

пять пролетов во время работ по бетонированию сводов. Полная ширина моста 32,4 *м*; канал имеет ширину в свету (фиг. 437) 24,0 *м* и глубину воды

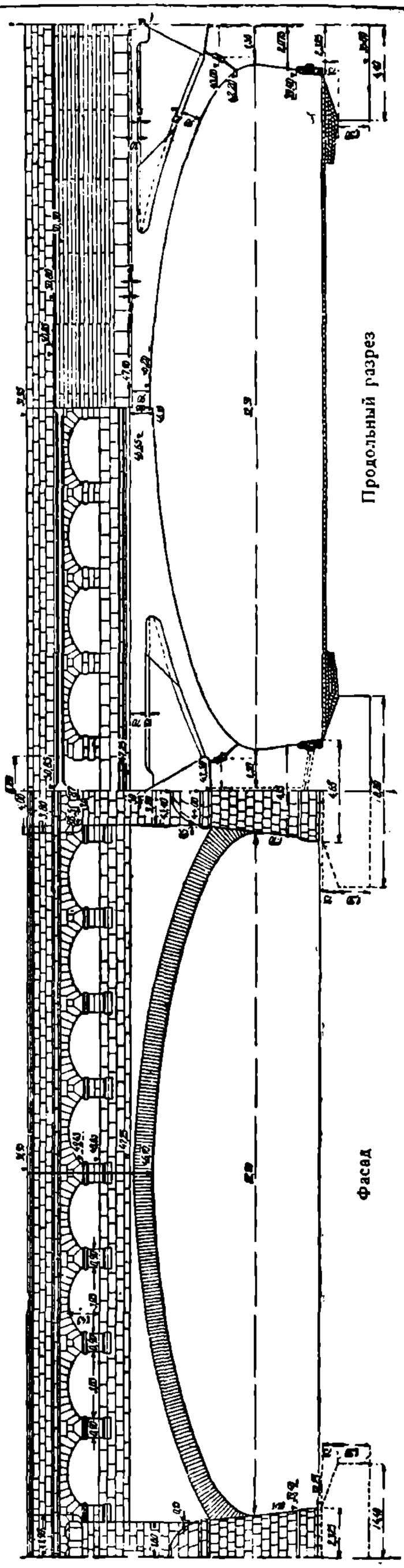
[1]) „Beton und Eisen", 1913, S. 157.

НБ УДУНТ (ДИТ)

3,7 *м*. Бечевники по 2,7 *м* ширины. Большой свод имеет расчетный пролет 50,5 *м* при стреле подъема 4,6 *м* (1 : 11 пролета); малый свод соответственно 32,5 и 3,6 *м*.



Поперечный разрез



Продольный разрез

Фасад

Фиг. 437 — 438. — Мост-канал через Везер.

В виду такой пологости и большой нагрузки, своды даны с тремя шарнирами.

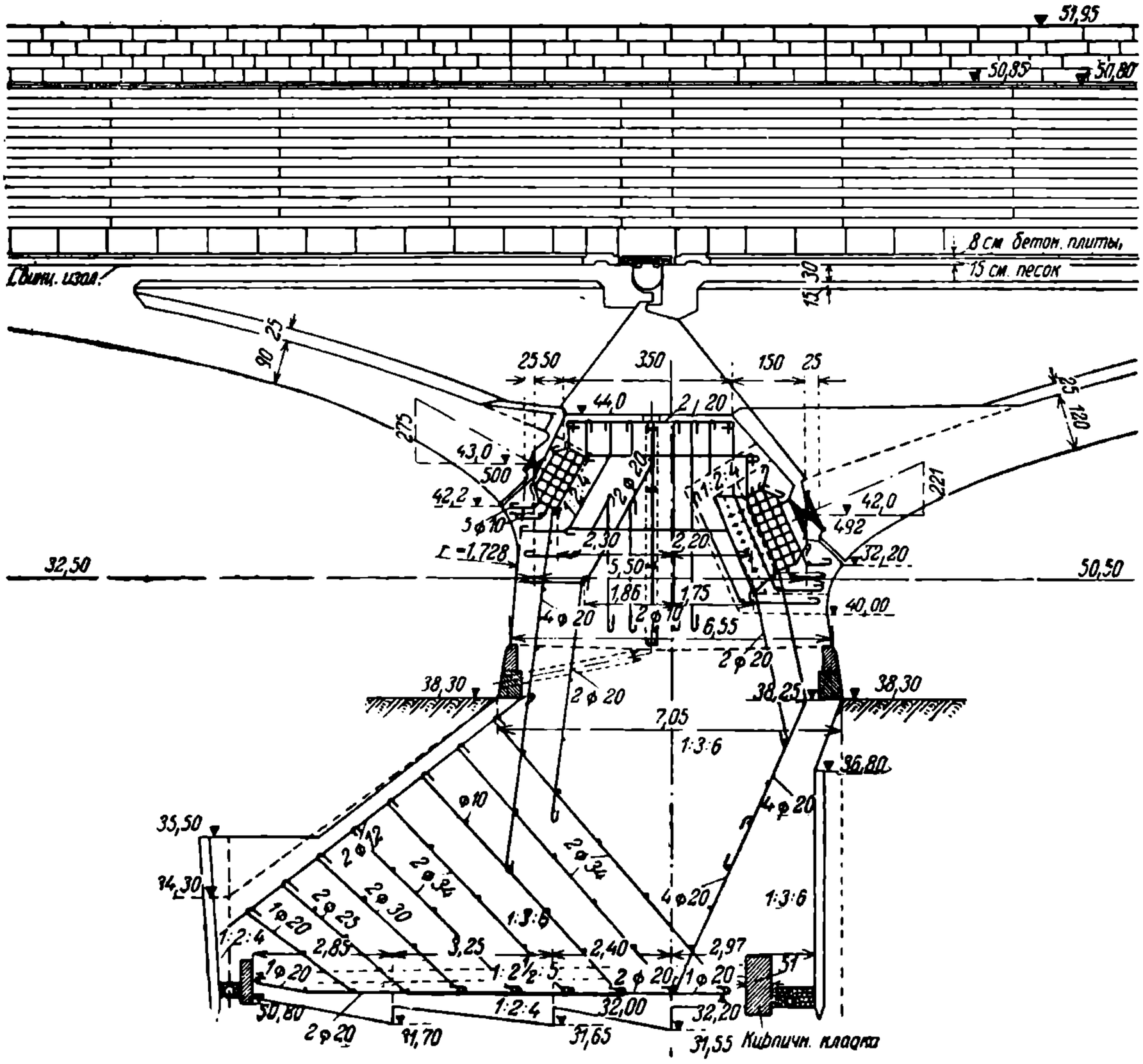
Большой свод имеет толщину в замке под каналом 1,0 *м* и под бечевниками

НБ УДУНТ (ДГТ)

1,3 *м*; в пятах 1,65 *м* по всей ширине. Малый свод соответственно 0,90; 1,15 и 1,40 *м*.

Шесть береговых пролетов разделены на две секции толстым быком.

Толщина быка между большими пролетами 6,0 *м*; между малыми 3,5, а толстый бык 5,0 *м*; переходный бык между большим и малым пролетами (фиг. 439) имеет толщину *7 м* и форму соответственно направлению усилий.



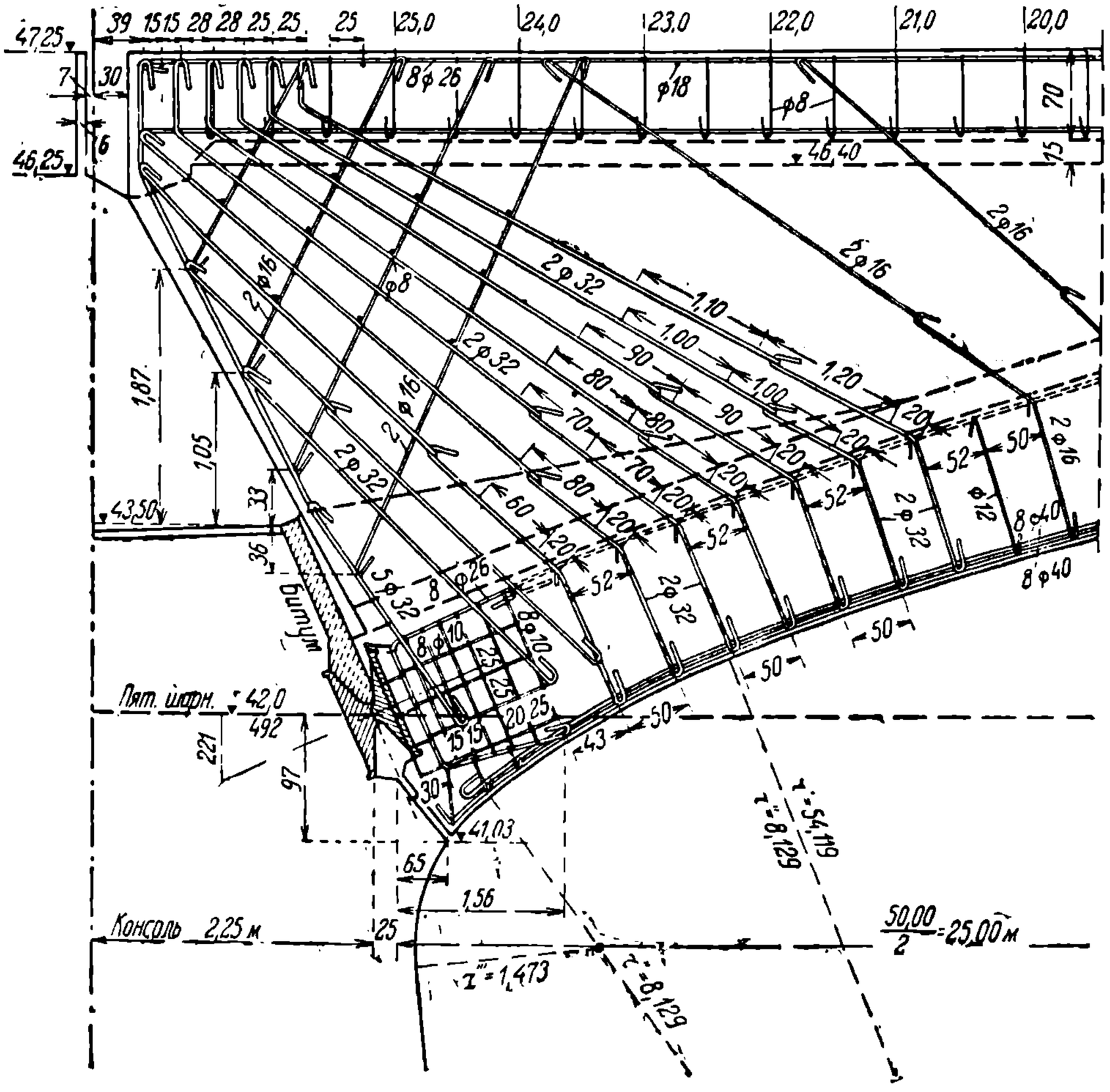
Фиг. 439. — Мост-канал через Везер. Бык между большим и малым пролетами.

Грунт состоит из слоя песка, расположенного на слое гравия; под ними мощный слой глинистого сланца. Речные опоры при помощи опускных колодцев заложены на сланце, остальные опоры — на гравии.

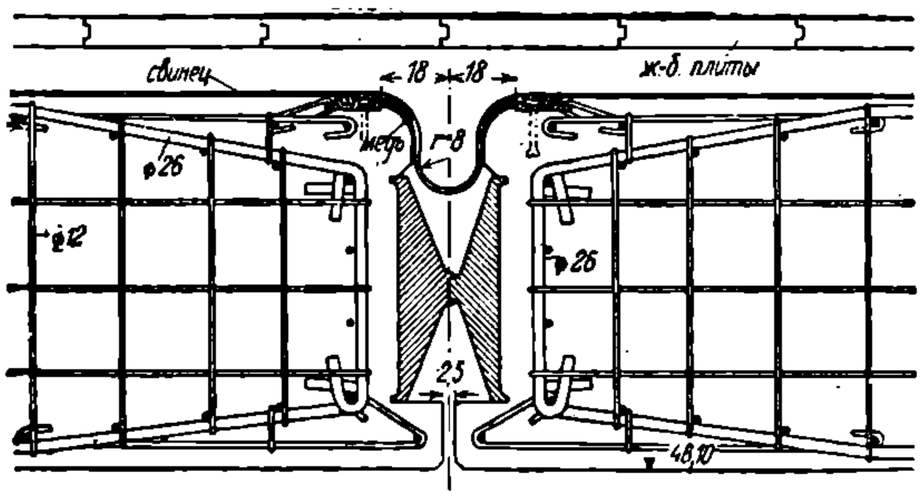
На фиг. 438 изображена часть фасада моста. Быки и аркада бечевника облицованы гранитом и песчаником, что в связи с устройством башен придает сооружению монументальный вид.

Железобетонный канал (фиг. 437) поддерживается сводами при помощи продольных стенок, а в замке дно его образовано самим сводом. Продоль-

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 440. — Мост-канал через Везер. Арматура продольных стенок.



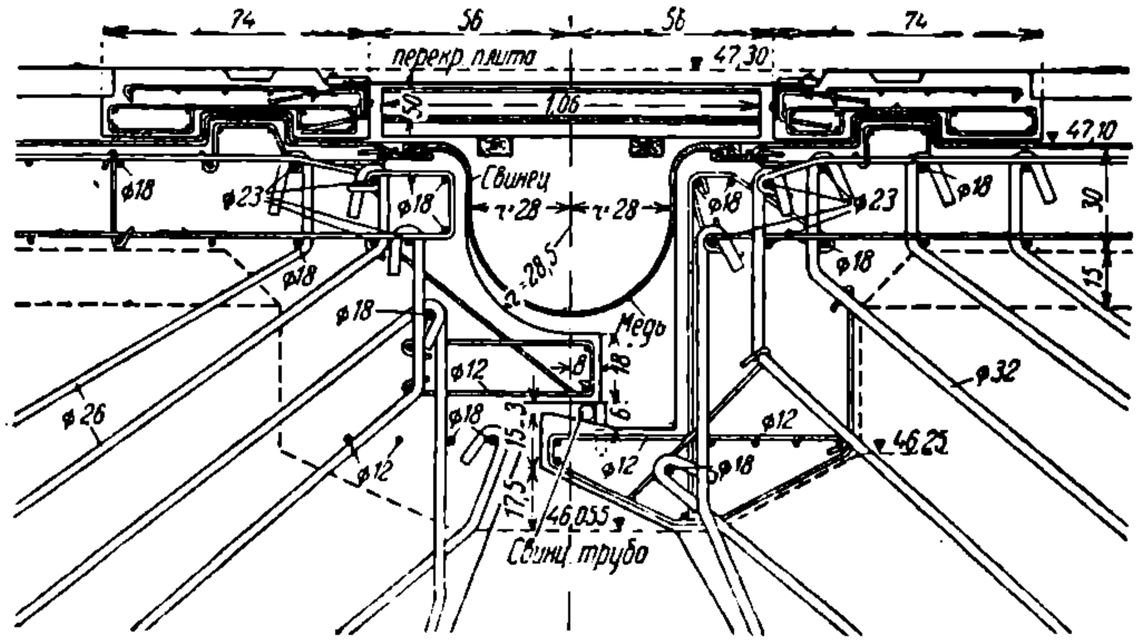
Фиг. 441. — Перекрытие шва в замке.

ные стенки сильно связаны арматурой со сводом (фиг. 440); над быками они имеют свесы, которыми подводят дно канала смежных пролетов к поперечной щели подвижности; этим приемом уменьшается вдвое число щелей над пятами сводов. Стенки канала изолированы свинцовыми листами: дно — толщиною 2 *мм*, бока — толщиною 3 *мм*. Листы прикрыты двойным слоем толя. Изоляция дна предохраняется от повреждения железобетонной плитой толщиною 8 *см*, расположенной на слое песку толщиною 10 *см*; изоляция боковых стенок защищена деревянной обшивкой.

НБ УДУНТ (ДИТ)

На фиг. 441 и 442 представлено приспособление, перекрывающее подвижные швы в замке и над быком. Над быком, где перемещения более значительны, щель перекрыта более основательно.

Главным элементом перекрытия служит медный лист, изогнутый цилиндром и закрепленный концами в соединяемых частях дна или стенок. На этот лист наведена свинцовая изоляция. В шве над быком лист прикрыт сверху железным листом и железобетонной плитой. Кроме того, над быком отделенные друг от друга части пролетных строений имеют заходящие друг за друга гребни; в небольшом просвете между последними зажата свинцовая трубка, которая служит запасным затвором щели на случай прорыва медного листа.



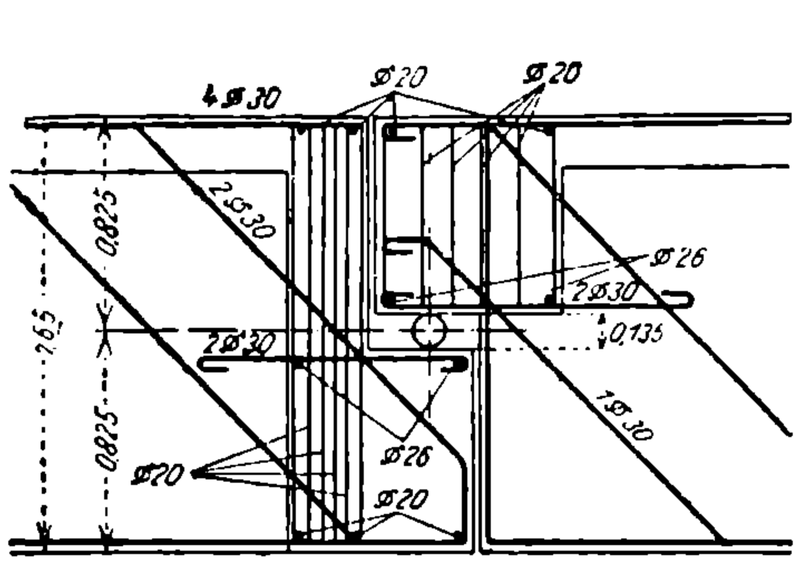
Фиг. 442. — Перекрытие шва над быком.

НБ УДУНТ (ДИТ)

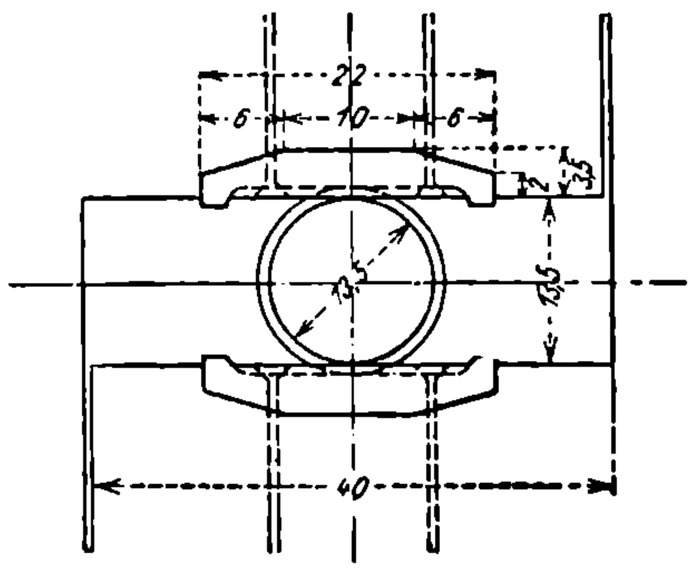
ГЛАВА СЕДЬМАЯ.

КОНСТРУКТИВНЫЕ ДЕТАЛИ.

36. Подвижные опорные части. — Устройство подвижных опор требуется во всех балочных мостах и в арочных с затяжкой. Простейшими по конструкции приспособлениями нужно считать скользящие опоры. Примеры их мы видели в главе о балочных мостах, в частности в n⁰ 10. Такие опоры уместны при сравнительно небольших пролетах, до 10 — 15 *м*. Для неразрезных и консольных балок, в которых опорные давления больше, нежели в простых балках, причем неподвижная опора должна быть устроена на быке небольшой толщины, скользящие опоры, дающие значительное сопро-



Фиг. 443.



Фиг. 444.

тивление трения, не совсем пригодны. В таких случаях устраивают либо катковые подвижные опоры, либо качающиеся.

У нас были уже приведены (фиг. 172 и 392) качающиеся опоры очень небольшой высоты, чечевицеобразные. Это очень несовершенные опоры; для сколько-нибудь значительных перемещений они не годятся, так как будут приподнимать балку, а значит создавать значительные сопротивления перемещению.

Ниже приводим несколько примеров более совершенных конструкций.

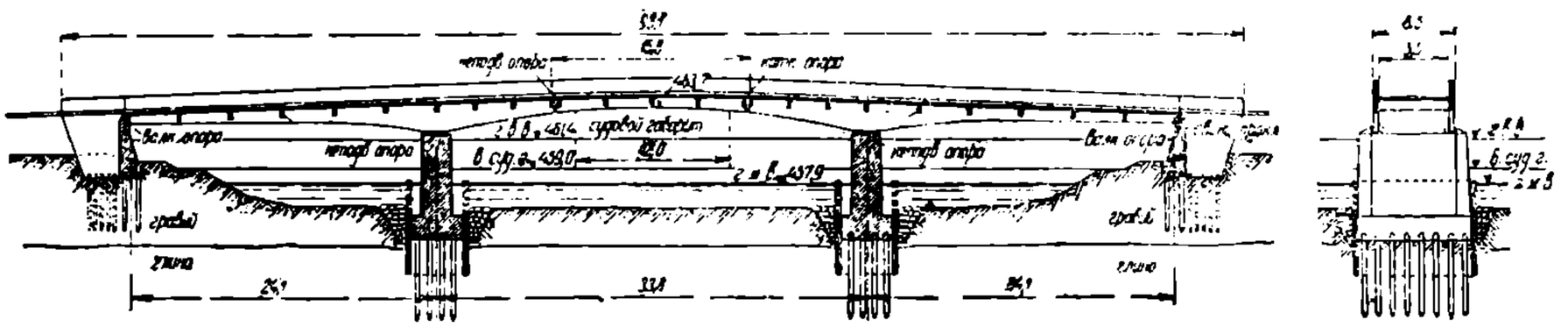
На фиг. 443 и 444 изображена опора на консоли моста в Burglengenfeld.[1]) Мост имеет 7 пролетов по 21 *м*. Консоль 5,6 *м*; подвесная балка 10,6 *м*.

---

[1]) „Zentralblatt der Bauverwaltung", 1927, стр. 623.

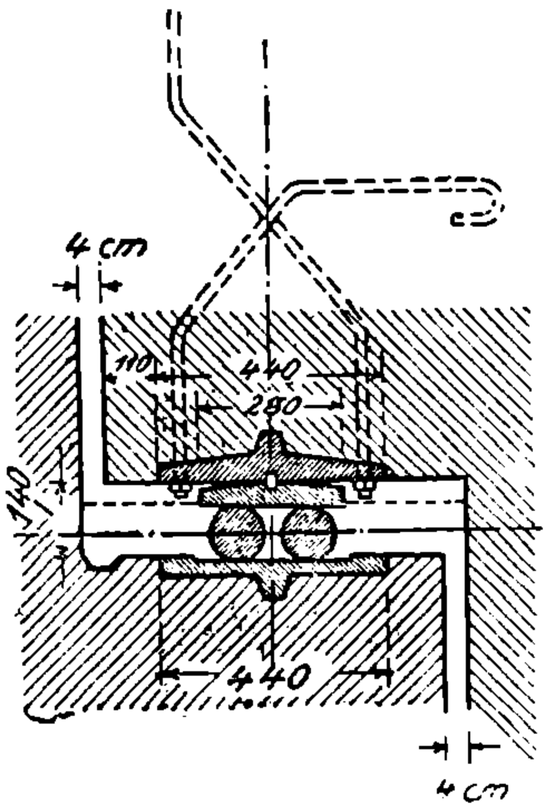
НБ УДУНТ (ДИТ)

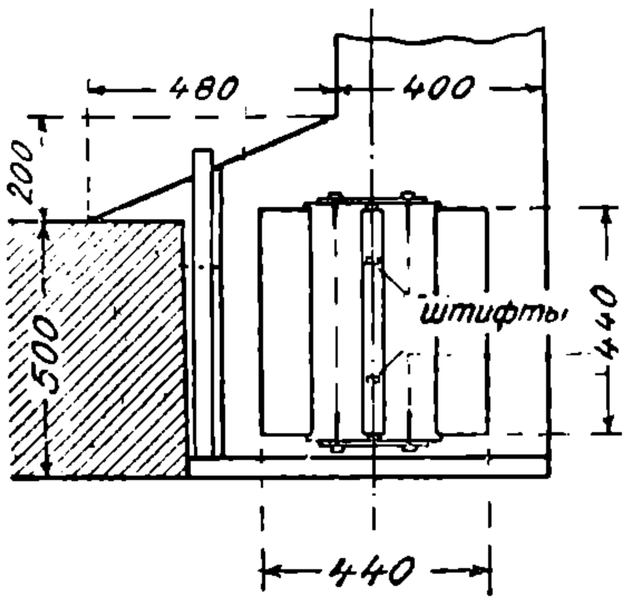
Давление на шарнир достигает 48 тонн на одно ребро. Опорное приспособление состоит из двух стальных подушек и катка диаметром 13,5 *см;* прочность проверена по формуле Герца.



Фиг. 445. — Мост через Дунай близ Thaifingen'a.

Другой случай устройства шарнирной подвижной опоры в консольных балках имеем на фиг. 445, 446, относящихся к мосту через Дунай бл. Thalfingen'a [1]). Мост в три пролета 24,1 + 33,8 + 24,1 *м* имеет подвесную балку в среднем пролете; длина ее 15,8 *м* при длине каждой из консолей по 9 *м*. Мост имеет ширину 5,5 *м* и только две балки, возвышающихся частью над полотном в виде перил. На быках опоры положены на свинцовые прокладки для образования шарнирности; подвижные опоры на устоях устроены в виде качающихся валков (подобно фиг. 457). Подвесная балка имеет одну опору подвижной, другую неподвижной. Подвижная опора устроена (фиг. 446) при помощи двух стальных катков и трех подушек. Катки с ребордами, верхние подушки тангенциальные на штифтах.





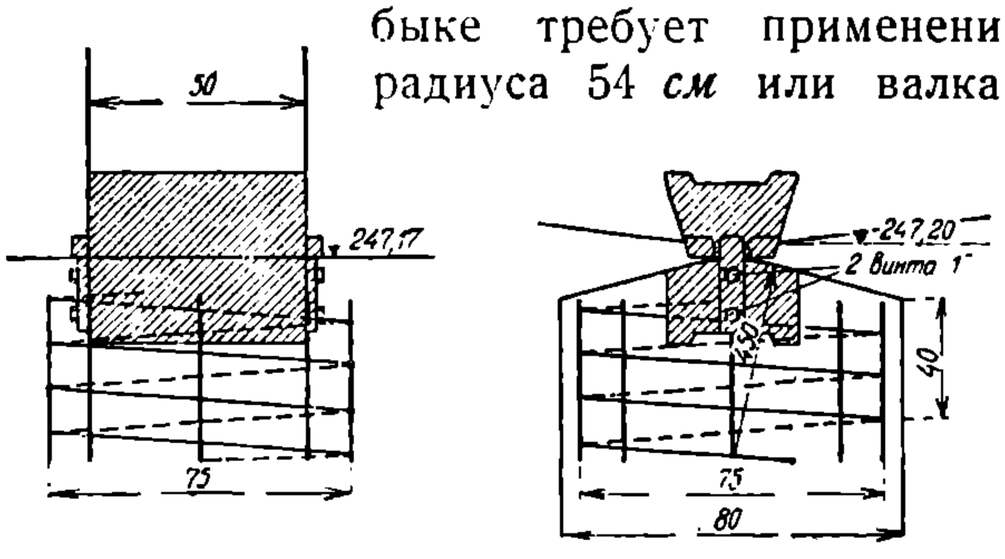
Фиг. 446.

Для подвижных опор с более значительными перемещениями и при значительных давлениях прибегают к устройству чугунных, стальных, железобетонных валковых опор.

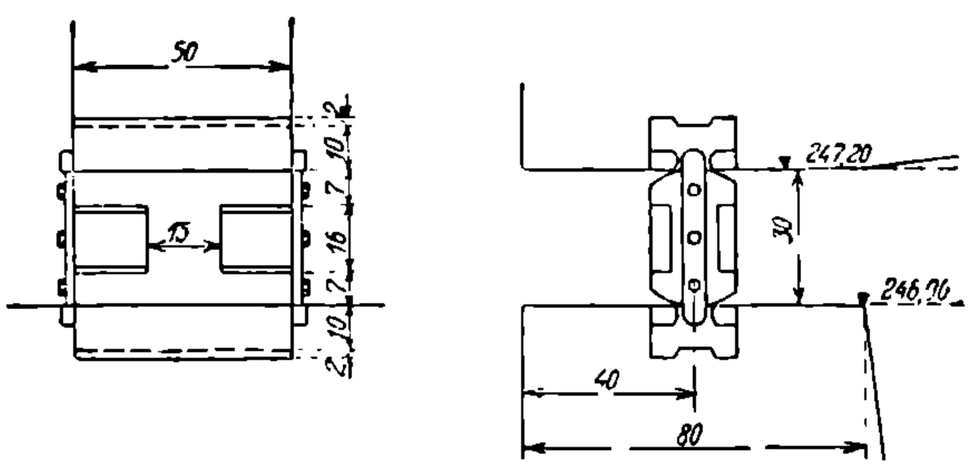
Например, для моста через Enz близ Pforzheim'a, построенного в 1922 г. [2]), имеющего неразрезные главные балки в три пролета 26,1 + 32,5 + 26,1 *м*, при опорных давлениях, достигающих на быках величины 153 *т*, неподвижная опора на одном из быков устроена центрированной шарнирной при помощи двух чугунных тангенциальных подушек (фиг. 447), вделанных в ребро балки (ширина 50 *см*) и в верхушку быка. Подвижная опора на устое устроена из чугунного валка (фиг. 448 — 449) и двух подушек. Подвижная опора на

[1]) „Die Bautechnik", 1928, H. 32.
[2]) „Beton und Eisen", 1924, H. 23.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 447.

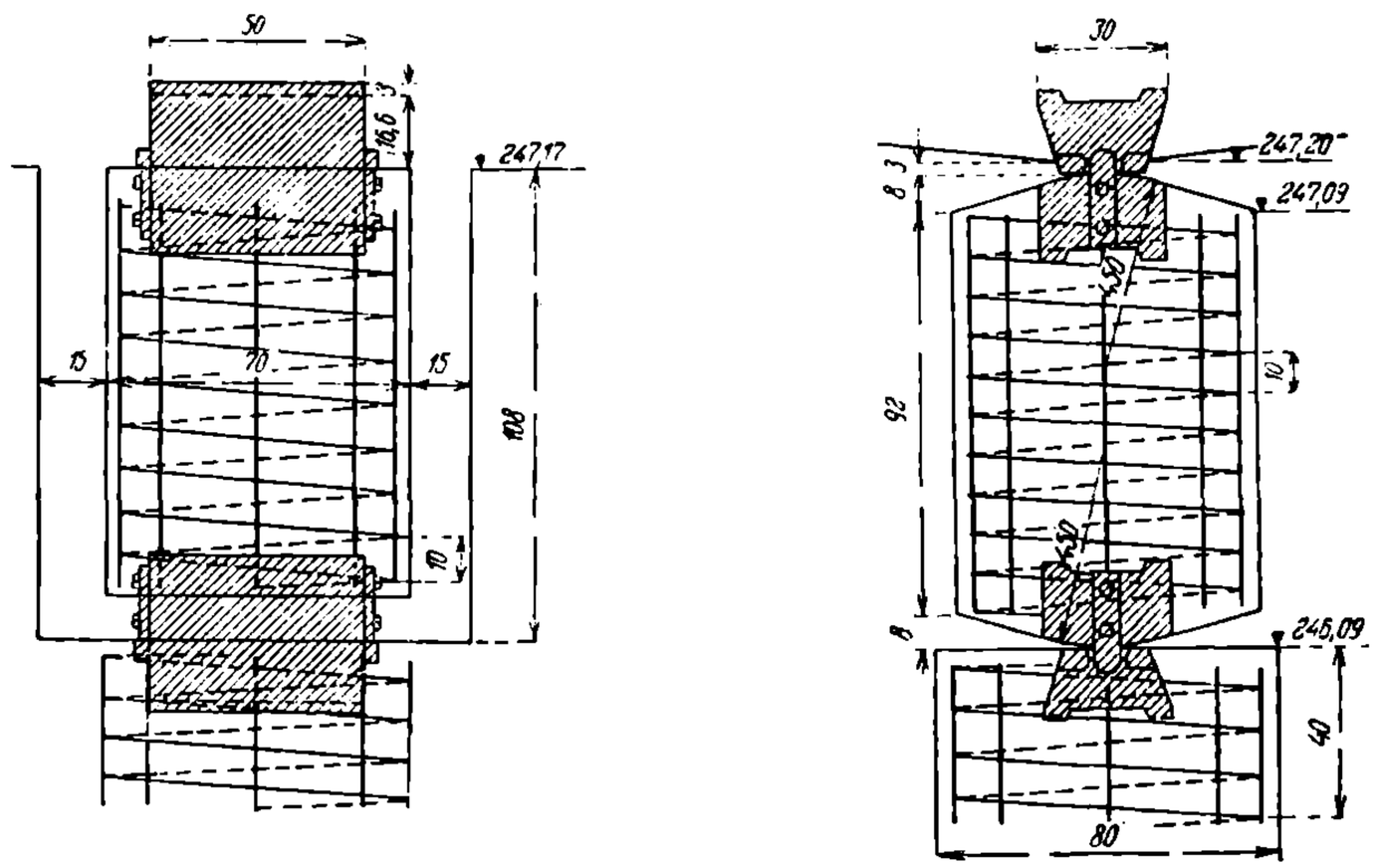


Фиг. 448 — 449.

быке требует применения цилиндрических поверхностей радиуса 54 *см* или валка высотою 108 *см*; такой высоты валок сделан из железобетона (фиг. 450 — 451) со спиральной арматурой и с применением высокосортного цемента; давление под подушками на бетон доходит до 100 *кг/см*², а на смятие чугуна по формуле Герца до 3000 *кг/см*².

Валки поставлены в вырезы в быке (толщина быка 80 *см*) и видны снаружи (фиг. 452). Подобного типа приспособление было уже приведено раньше (фиг. 401)

Для моста в Бреславле [1]), один пролет которого длиною 21,7 *м* перекрыт балкой с разгрузными консолями, подвижная опора устроена на валке высотою 80 *см*, идущем во всю ширину моста, равную 21,4 *м*. Напряжения в таком валке при давлении 81,6 *т* на пог. метр валка достигают 700 *кг/см*², которые приняты четырьмя рельсами (фиг. 453), вделанными в опору, валок и в поперечную балку.



Фиг. 450 — 451.

В 1927 г. построен в Албании мост с пролетами по 54 *м*, перекрытыми арками с затяжкой при езде понизу. Подвижные опоры (фиг. 454 — 455)

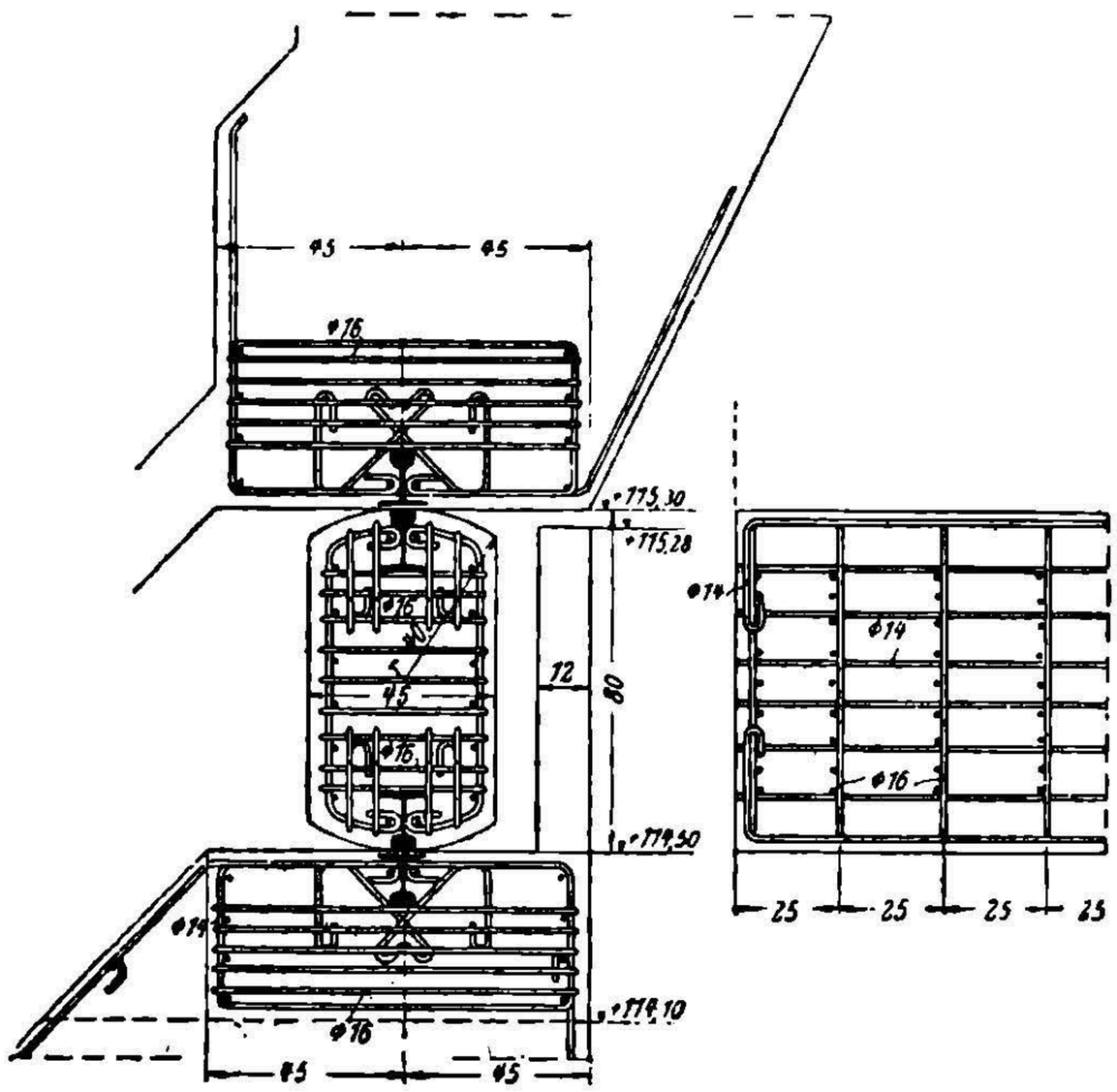
[1]) „Beton und Eisen", 1928, H. 18.

НБ УДУНТ (ДИТ)

устроены в виде железобетонных валков с прокладкой свинцовых листов. Валок имеет форму параллелепипеда $80 \times \times 75 \times 40$ *см*. Толщина свинцовой прокладки 21 *мм*, ширина около 20 *см*. Давление на свинец допущено в 105 *кг/см*^{2}. Валки и арки сделаны из высокосортного цемента.

Фиг. 452.

Подобного же типа подвижные опоры поставлены на быках моста в Линдау на Боденском озере, построенного в 1927 г.[1]). Семь пролетов моста $2 \times 19{,}5 + 5 \times 21{,}54$ *м* перекрыты консольными балками с криволинейным очертанием нижней грани; всех ребер четыре, крайние ребра подымаются над полотном и образуют перила (фиг. 456). Подвижные опоры консольных балок устроены на валках (фиг. 457 — 458). Для валков в быках устроены гнезда, в которых

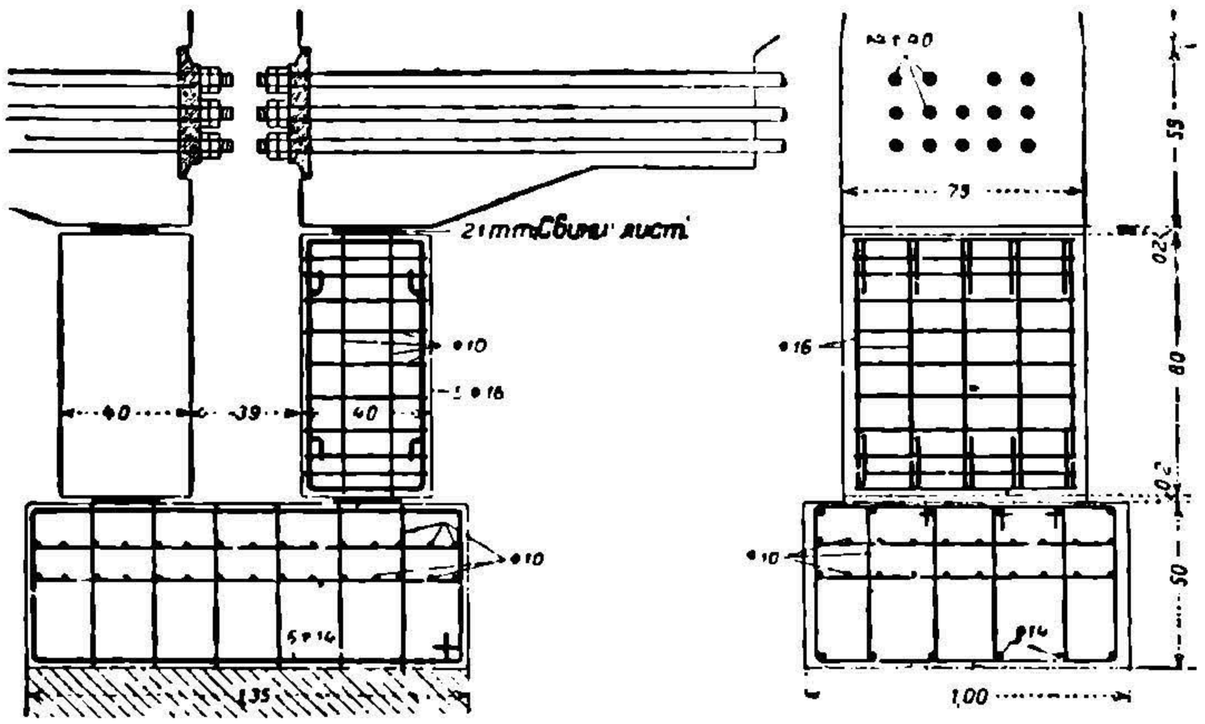


Фиг. 453.

[1]) „Beton und Eisen", 1929, H. 5.

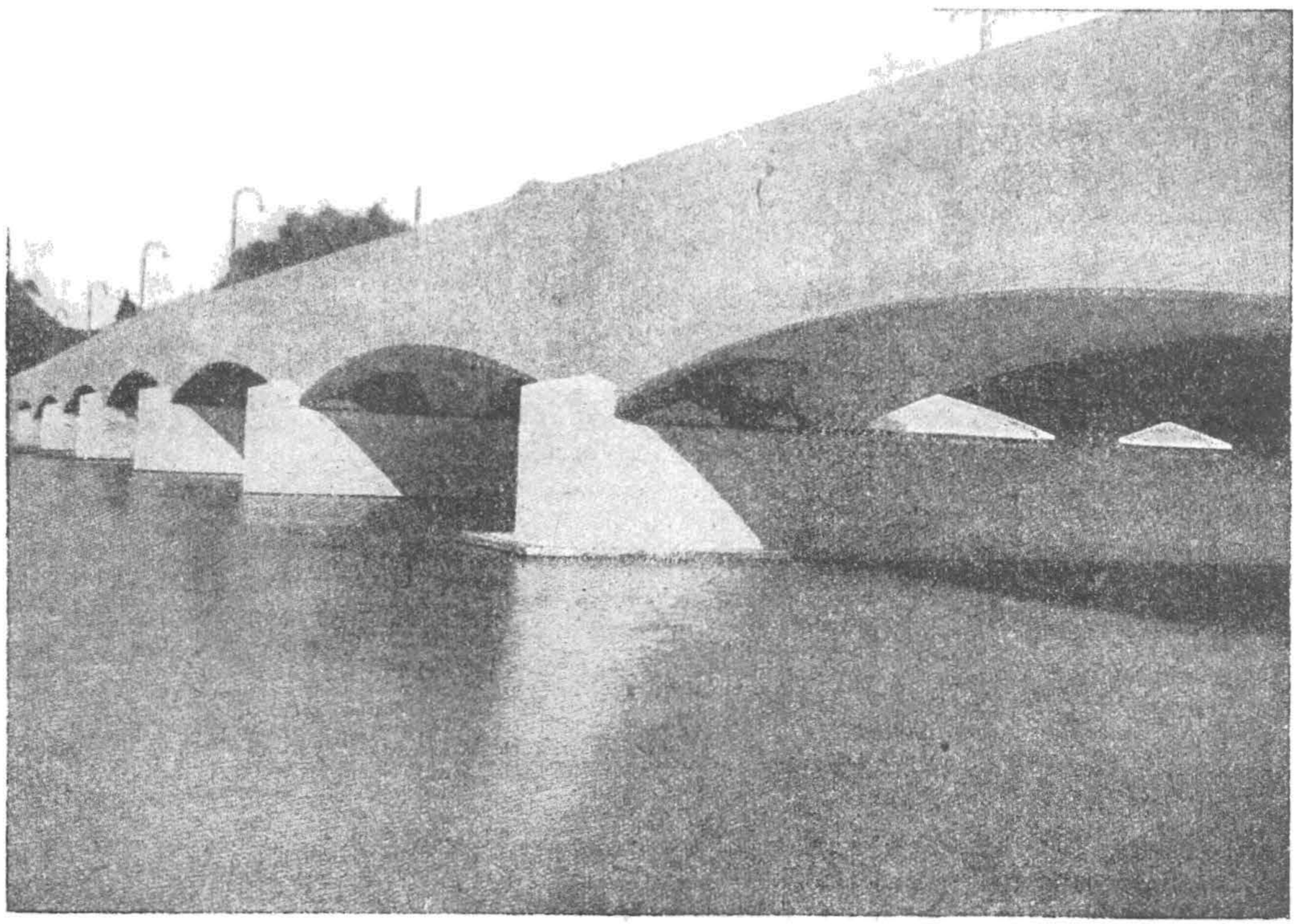
НБ УДУНТ (ДИТ)

валки скрыты от глаза и воды. Размеры валка 1,2 × 1,2 × 0,6 *м*. Давление на валок и от него на подферменник передается свинцовыми листами толщиною 15 *мм*, шириною 25 *см* и длиною под средней балкой 110 *см* и под крайней 57 *см*. Общее давление от всех четырех ребер на бык имеет величину около 800 *т*; напряжение в свинце при этом достигает 95 *кг/см*². Рядом со свинцом положена просмоленная пробка.



Фиг. 454 — 455.

Валки армированы, как показано на фиг. 459 — 460; сделаны они на высокосортном цементе и работают на сжатие с напряжением 35 *кг/см*². Поперечная арматура проверена по способу Mörsch'a [1]).



Фиг. 456. — Мост в Линдау на Боденском озере (1927).

[1]) „Beton und Eisen", 1924, H. 12.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для поверки прочности стальных тангенциальных шарниров служат формулы Герца (в *кг/мм²*):

а) при свободном касании цилиндрических поверхностей из одинаковых материалов напряжение на смятие

$$\sigma_{max} = 0{,}418\sqrt{pE\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right)},$$

б) для разных материалов

$$\sigma_{max} = 0{,}591\sqrt{p\,\frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}};$$

в) в случае касания цилиндра с плоскостью при одинаковых материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}418\sqrt{\frac{p \cdot E}{r}}$$

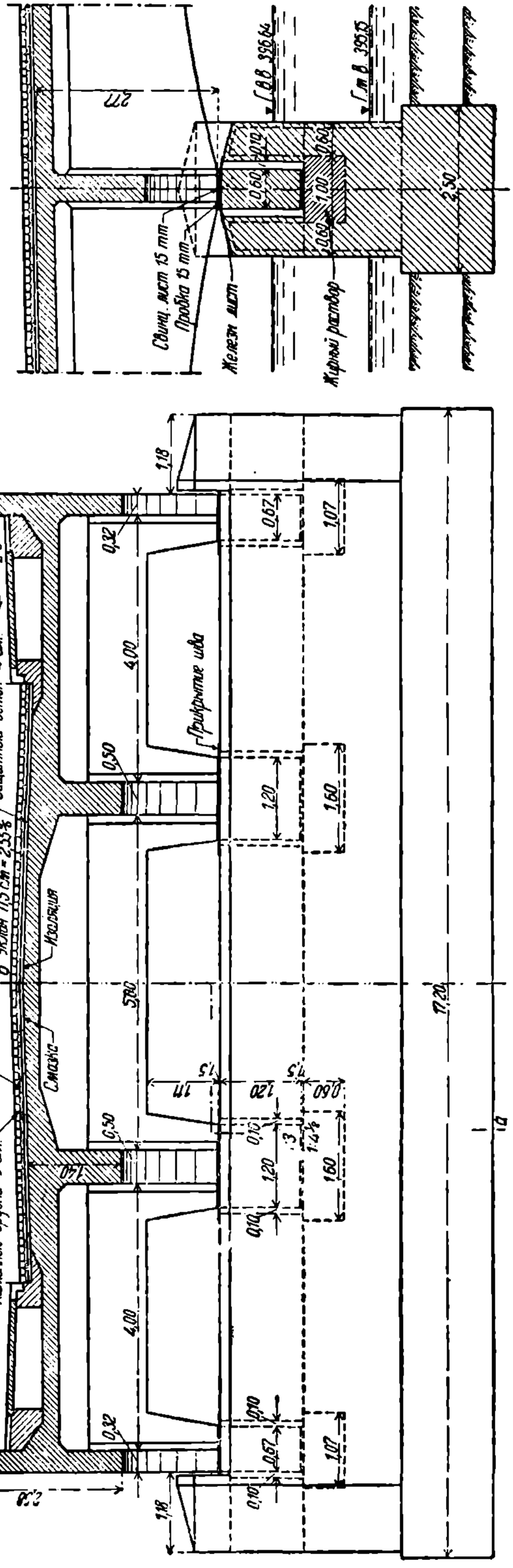
г) при разных материалах

$$\sigma_{max} = 0{,}591\sqrt{\frac{p}{r\left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}\right)}}.$$

В этих формулах буквы означают: p — давление в *кг* на 1 погонный *мм* линии касания поверхностей (цилиндрических); r_1 и r_2 — радиусы соприкасающихся поверхностей в *мм*; E — модули упругости материалов в *кг* на *мм²*; σ_{max} — напряжения на смятие в *кг/мм²*.

На смятие при поверке по этим формулам можно допустить 50 — 60 *кг/мм²*.

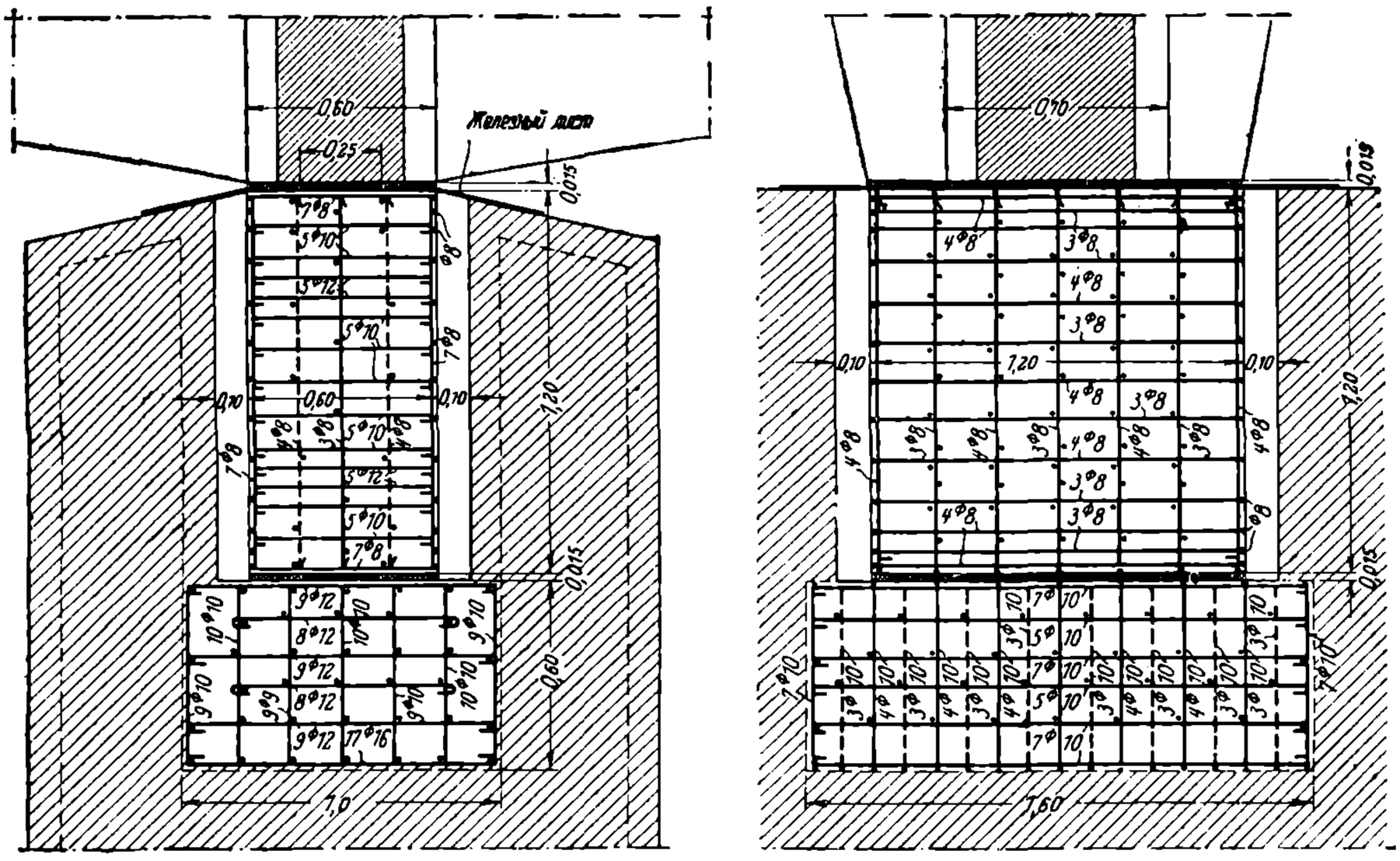
Относительно условий применения свинцовых прокладок с валками приведены данные в следующей статье, где речь идет о



Фиг. 457 — 458.

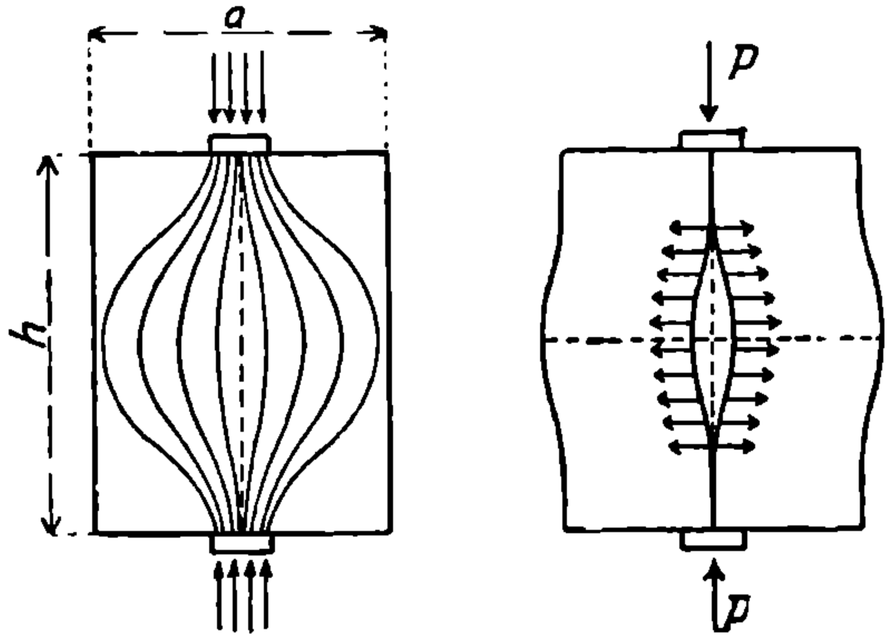
НБ УДУНТ (ДИТ)

шарнирах со свинцовыми прокладками. Что же касается самых валков, то напряжения, в них развивающиеся, еще не выяснены. Нужны опыты. Некоторые теоретические соображения и опытные данные указывают [1]), что

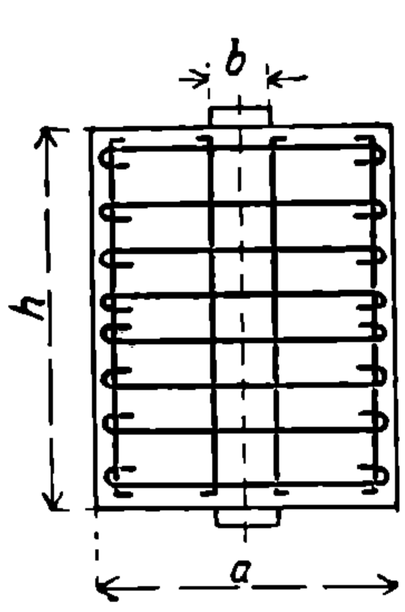


Фиг. 459 — 460.

прочность валков зависит главным образом от сопротивления бетона разрыву, так как разрушение призм начинается с появления трещины по их оси (фиг. 461).



Фиг. 461.



Фиг. 462.

Поперечная арматура вступает в работу, когда трещина уже появилась, но все же она имеет некоторое значение. Очень полезно ставить верти-

[1]) *Faerber*, Das Eisenbetonpendellager, „Der Bauingenieur", 1928, H. 43.

НБ УДУНТ (ДИТ)

кальные стержни под плитками (фиг. 462), они укрепляют внутренние края половинок, на которые призма стремится разделиться осевой трещиной.

Разрывающие призму внутренние силы тем больше, чем толще призма, а потому желательно давать ширину a около $2b$, где b — ширина свинцовой прокладки.

37. Шарниры. — Одной из важнейших конструктивных деталей железобетонных арочных мостов, относящейся, впрочем, в одинаковой мере и к мостам каменным, является шарнир. Устройство шарниров нашло место сперва именно в каменных и бетонных мостах. Впервые о применении их трактовал Dupuit [1]) в 1870 году. Вопрос возник вследствие того, что при старых приемах кладки сводов в них еще до раскружаливания появлялись трещины вследствие осадки кружал; трещины при раскружаливании увеличивались, и часто в швах перелома клинья свода нажимали внутренними кромками друг на друга с такой силой, что кромки раздавливались. Инженеры видели, что для устранения этого необходимо удержать кривую давления возможно ближе к середине толщины свода. Предложение Dupuit решало эту задачу, давало возможность лучше утилизировать материал и увеличивать пролеты, доступные для перекрытия сводами. При устройстве трех шарниров, свод становится статически определимым; устраняется возможность добавочных напряжений от колебаний температуры, от усадки, от подвижки и обжатия опор; устраняется также появление трещин при кладке на упругих кружалах.

Но практическое применение идей французских инженеров было осуществлено немецкими инженерами Köpke (1880 г.) и Leibbrand'ом (с 1885 г.) и получило затем повсеместное распространение. Французские же инженеры в лице Séjourné решили вопрос о рациональных приёмах кладки бесшарнирных каменных сводов; эти приемы также получили теперь всеобщее признание.

В настоящее время существует несколько типов шарниров для массивных мостов. Во многих случаях полезным действием шарниров пользуются лишь во время производства кладки сводов и раскружаливания их, а затем шарниры заделываются наглухо, и для действия подвижной нагрузки и колебаний температуры свод обращается в бесшарнирный.

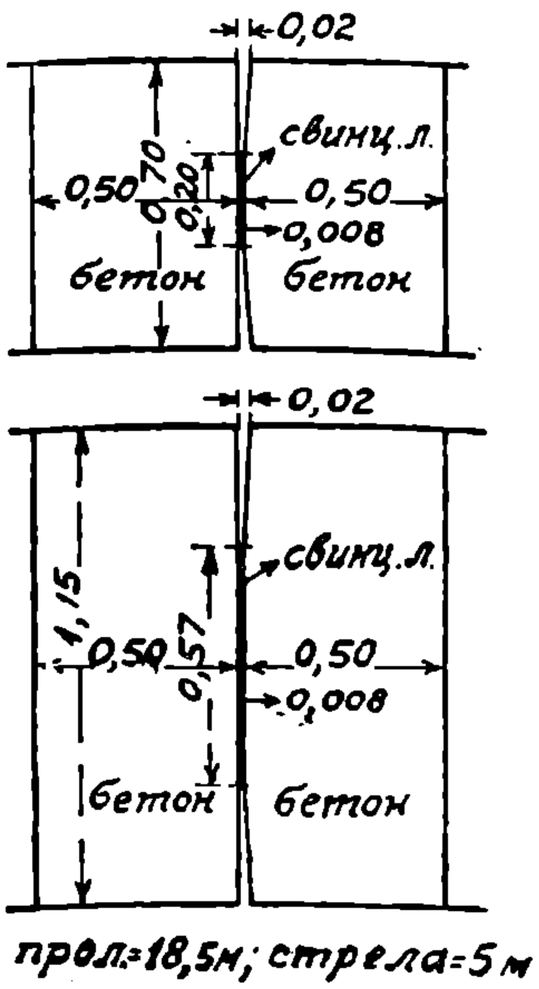
1) *Свинцовый шарнир.* — Простейшим устройством шарнира временного характера является прокладка в шарнирных швах свинцовой узкой полосы; свинец сравнительно легко сжимается и удерживает приблизительно первоначальную площадь передачи давления между клиньями. Ширину свинцовой полосы принимали сперва равной $^1/_3$ длины шва, исходя из желания удержать давление в средней трети шва; в позднейших мостах ширина уменьшена до $^1/_6$ и даже $^1/_8$ длины шва. Толщина принималась от 5 до 25 *мм*. При незначительной толщине свинцовых полос, во избежание закрытия шва при повороте частей свода и разрушения кромок, необходимо шов делать уширенным к концам (фиг. 463); большею частью толщина принимается в настоящее время около 20 *мм*; полосы употребляются длиною около 1 *м*.

---

[1]) *Dupuit*, Traité de l'equilibre des voûtes, 1870, p. 193.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Образцом этого типа может служить шарнир виадука Strümpfelbach (фиг. 263). При длине шва 60 *см* полосе свинца придана ширина 8 *см*, толщина 2 *см*. Примыкающие к шарниру бетонные части сформованы на кружалах, вследствие чего необходимо было установить полосы свинца до бетонирования. Это достигнуто установкой клиновых планок снизу через щель в настиле и сверху; планки укреплены в вертикальном положении и обложены с боков листами свинца толщиною 2 *мм* для облегчения вынимания их по окончании бетонировки и достаточном затвердении бетона (через 24 часа).



Фиг. 463.

В отношении действия свинцовых шарниров возникает два вопроса: 1) насколько пластичность свинца отвечает условиям образования шарнира, 2) насколько возможно концентрировать давление на камень и бетон в шарнирных швах.

По первому вопросу опыты дают следующие результаты:

Свинцовый (литой) кубик с ребрами 8 *см* при нагрузке в 50 *кг/см*^{2} в продолжение 26 часов не обнаружил никаких пластических изменений; смятие началось с нагрузки 72 *кг/см*^{2}, а затем, при дальнейшем сплющивании, напряжение все время стояло в пределах от 230 до 290 *кг/см*^{2}.

Бах (1884 г.) исследовал сопротивление свинцовых цилиндров одного диаметра около 3,5 *см*, но различной высоты и нашел [1]):

при высоте 7,05 *см*	течение началось при давлении	51 *кг/см*^{2}
3,47		69
1,01		126

Это свинец мягкий, предел текучести его можно принять в 150 *кг/см*^{2}. Есть другой свинец, жесткий, с пределом текучести 400 — 500 *кг/см*^{2}.

Свинцовая пластинка, поставленная в шов свода, первоначально сжимается сводом равномерно с допущенным расчетным давлением. Как только начинаются в своде движения, т. е. как только шарнир начинает исполнять свою роль, угол между щеками шва меняется, происходит неравномерный нажим на свинец, который на краю свинцовой пластинки скоро превосходит предел текучести; при дальнейшем повороте щек пластинка сплющивается, и давление уже не увеличивается. Подсчеты показывают [2]), что в реальных условиях давление на край пластинки было бы выше 500 *кг/см*^{2}. Таким образом, в пластинке будет возникать наибольшее напряжение, равное пределу текучести, будет ли взят свинец мягкий, или жесткий. Так как на бетон и камень не следует допускать давления больше

---

[1]) *Bach*, Elastizität und Festigkeit, Sechste Aufl., S. 171.

[2]) *Karl Seytter*, Ueber die Wirkungsweise von Bleigelenken, „Beton und Eisen", 1926, H. 2.

НБ УДУНТ (ДИТ)

150 *кг/см*², то необходимо шарниры делать из мягкого свинца. Этим свойством легкого сминания и оправдывается применение свинца для образования шарнира. Для большей обеспеченности его действия не следует брать ширину его значительной. Ее можно определить по допускаемому давлению на свинец при равномерном распределении 120 *кг/см*².

Казалось бы, что пластинка свинца, раз она сплющивается при поворотах, будет сводом раскатана с течением времени и перестанет служить шарниром. Опыт, однако, показывает, что после первых обмятий краев дальнейшее расплющивание не имеет места.

По второму вопросу опыты показывают, что чем больше сконцентрировано давление на камень, тем большее напряжение может быть допущено на занятой нагрузкой площади.

Бах испытал образцы песчаника размерами около $6 \times 6 \times 6$ *см* и $10 \times \times 10 \times 10$ *см*, нагружая их при помощи стальной подкладки, которая по длине занимала все протяжение образца, а по ширине менялась от 6 до 0,5 *см*; результаты оказались следующие [1]):

Площадь сечения образца F	Площадь подкладки F'	Временное сопротивление *кг/см*²	
		относительно F	относительно F'
38,95	39,61	653	653
100,30	24,98	232	926
100,20	20,02	188	943
100,50	15,05	156	1044
99,40	9,95	120	1193
99,80	5,01	102	2050

Т. е. давление может быть поднято в несколько раз.

Баушингер дает для таких случаев следующую формулу, связывающую нормальное временное сопротивление β с повышенным β' вследствие концентрации давления:

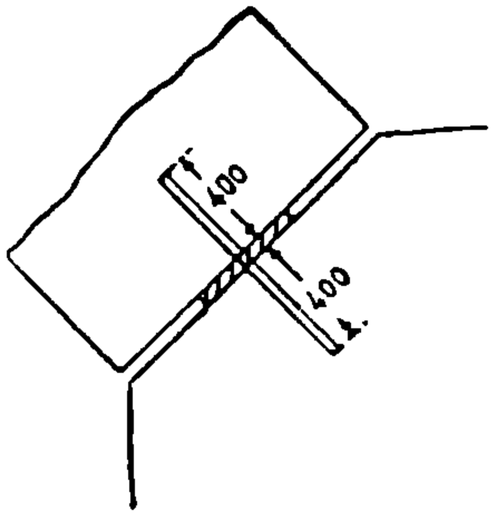
$$\beta' = \beta \sqrt[3]{\frac{F}{F'}}.$$

Концы железобетонных полуарок, примыкающие непосредственно к свинцовому шарниру, устраиваются из более жирного бетона (1 : 2 : 2; 1 : 2 : 4) и тщательно укрепляются в направлении, перпендикулярном к направлению давления шарниров, подобно тому, как показано на фиг. 263. При таких условиях напряжение в 120 *кг/см*² вполне возможно допустить для бетона. Кроме поверки напряжений сжатия под свинцовой полосой, необходимо делать поверку на раскалывание клиньев, примыкающих к шарнирам, о чем приведены соображения ниже (стр. 230).

[1]) *Bach*, Elastizität und Festigkeit, 6 Aufl., S. 180.

НБ УДУНТ (ДПТ)

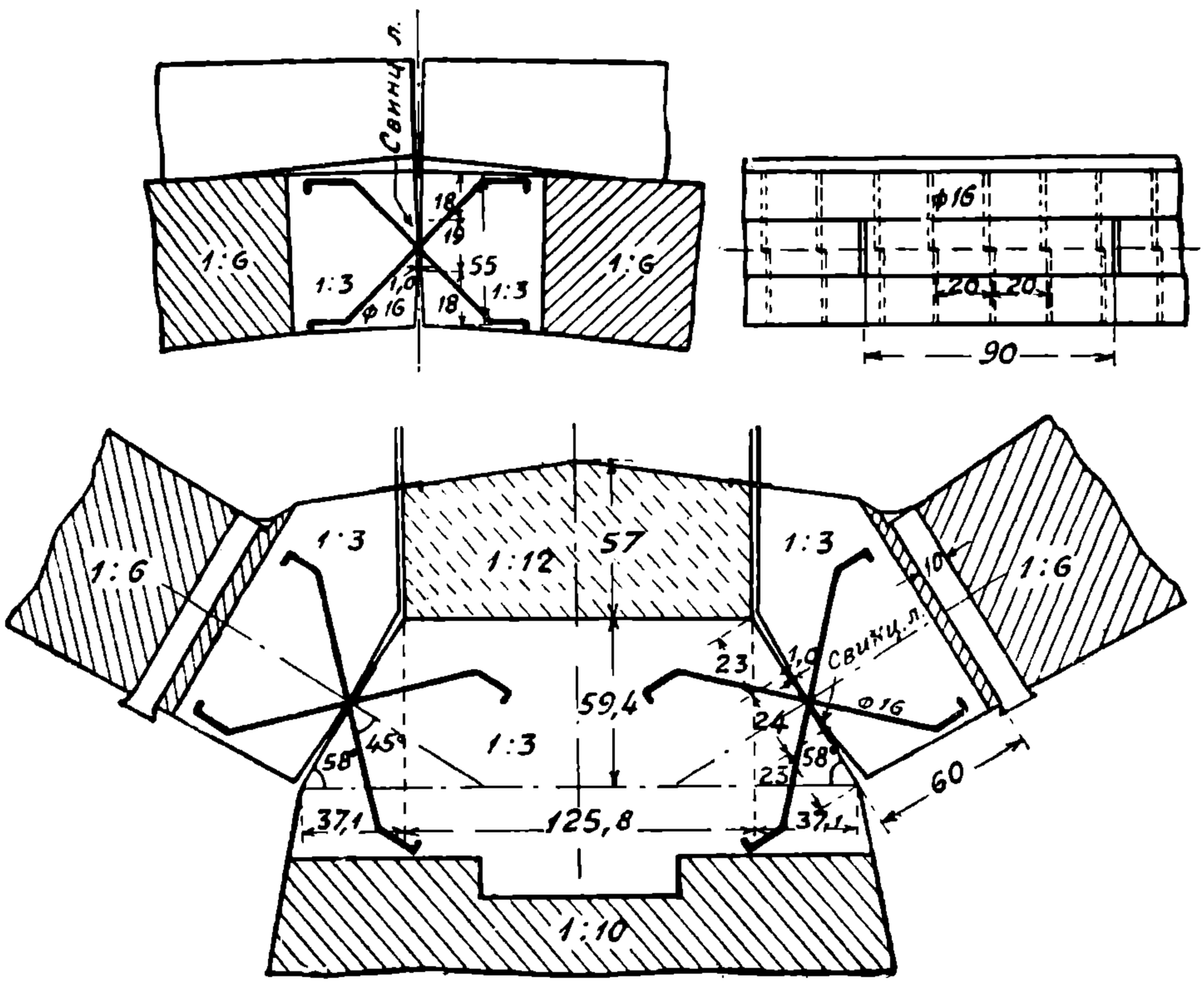
Свинцовые шарниры дешевы по сравнению с другими системами, но дают лишь грубое указание на положение кривой давления. До настоящего времени эти шарниры нашли применение при пролетах до 50 *м*, главным образом в качестве временных шарниров.



Фиг. 464.

Если же такой шарнир устраивается постоянно действующим, то принимаются меры против скольжения одной части шарнира по другой. Королевский мост в Дюссельдорфе (1907) имеет свинцовые шарниры из полос 250×8 *мм*; примыкающие к шарниру части соединены листами сечением 100×15 *мм*, расположенными на расстоянии одного метра (фиг. 464); сопротивление этих листов срезыванию противодействует скольжению частей шарнира.

Другой прием достижения той же цели приведен на фиг. 465 — 467; конструкция эта относится к первоначальному проекту построенного в 1908 г. бетонного моста под железную дорогу через реку Neisse близ



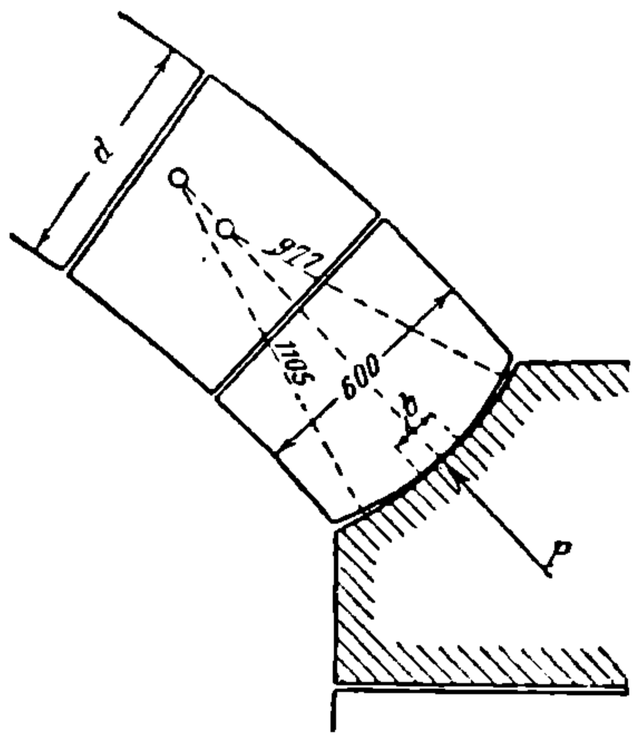
Фиг. 465 — 467.

Rotenburg'a; мост состоит из 5 пролетов по 30,5 *м*. Свинцовые полосы имеют размеры $1{,}0 \times 24 \times 90$ *см*; примыкающие части моста соединены пересекающимися крестом прутьями толщиною 16 *мм*; прутья поставлены

НБ УДУНТ (ДИТ)

через каждые 20 *см*. На деле же были осуществлены шарниры, относящиеся уже к нижеследующему типу.

2) *Бетонные шарниры.* — В 1880 году инженер Köpke при постройке каменного моста под железную дорогу Pirna — Berggiesshübler применил шарниры из двух кусков песчаника: в пятовом камне устоя сделана цилиндрическая выемка радиуса 1105 *мм*, в камне свода цилиндрическая выпуклость радиуса 977 *мм* (фиг. 468). При деформации свода верхний камень перекатывается по нижнему.

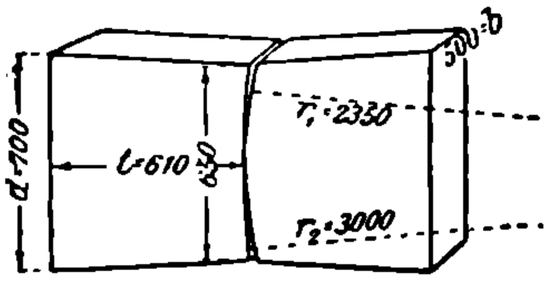


Фиг. 468.

По этому типу устраиваются ныне бетонные или железобетонные шарниры. С применением бетонного шарнира мы уже встречались в конструкции моста в Штейре (фиг. 279 — 286). Шарнирные бетонные камни этого моста, расположенные между стальными шарнирами железных арок арматуры, имеют цилиндрические поверхности, описанные радиусами: в замке 2,5 и 3,5 *м*, в пятах 3 и 4 *м*.

Опыты по сопротивлению бетонных шарниров, произведенные при постройке бетонного моста через Мозель близ Hauconcourt, дали следующие результаты [1]).

Испытаны были образцы шарнирных камней в натуральную величину (фиг. 469); давление в замке свода пролета 33 *м* при стрелке 4,3 *м* по вычислению равно 159 *т* на 1 погонный *м* ширины свода; в пятах 192 *т*; для шарнирных камней принят состав бетона 1 ч. цемента, $2^1/_2$ ч. чистого мозельского песка и $2^1/_2$ ч. твердого кварцитового щебня 4 *см* в окружности. Раздавливанию подвергнуто две пары таких шарниров в возрасте 5 месяцев; ширина камней была 0,5 *м*.



Фиг. 469.

Первая пара дала трещину при давлении 236 *т*, вторая трещина появилась при давлении 260 *т*. Вторая пара дала первую трещину при действии 210 *т* и раздробилась под давлением 500 *т*.

Таким образом, испытанные шарниры дали для строившегося моста запас прочности относительно первой трещины $236 : (159 \cdot 0{,}5) \backsim 3$ и $210 : (159 \cdot 0{,}5) \backsim 2{,}6$, а относительно раздробления 5 — 6-кратный.

Так как трещины появились вдоль действующей силы по линии наибольшего давления, то при дальнейших опытах в бетонные камни в поперечном направлении были заложены железные полосы 100×10 *мм* в количестве 16 шт. на каждый камень.

Обыкновенные образцы бетона того же состава оказали сопротивление: в возрасте 59 дней — 359 *кг/см²*, в возрасте 87 дней — 466 *кг/см²*.

На основании этих опытов вывели заключение, что на бетонные шарниры можно допустить давление в 200 — 230 *т*.

---

[1]) „Zentralbl. d. Bauverw.", 1908, S. 395.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Если отнести давление, вызвавшее первую трещину, к полному поперечному сечению шарнирных камней ($d \times b$), то получим около 85—100 *кг/см²*.

Разрушающее давление примерно в 2 раза больше. Таким образом, при пятикратном запасе прочности можно допустить на подобные шарниры давление до 35 *кг/см²* поперечного сечения.

Для лучшего распределения давления по площади касания камней рекомендуется прокладывать между ними свинцовые листы толщиною около 2 *мм*, которые обертываются медными листами толщиною 0,1 *мм* для предупреждения вдавливания свинца в поры камней.

В шарнирах моста в Штейре давление в замке и в пятах на 1 погонный *м* ширины свода исчислено равным 157 *т*.

Поверку напряжений подобных шарниров в отношении смятия по поверхности касания можно производить по формуле Герца, выведенной для однородных упругих тел; при этом мы остаемся при тех же основных предположениях, как и в расчете вообще железобетонных конструкций, т. е. что они представляют собою однородные упругие системы.

Если p — давление в шарнире на 1 погонный *см* ширины свода,
r_1 и r_2 — радиусы цилиндрических поверхностей в *см*,
E — коэффициент упругости бетона *кг/см²*,
m — Пуассоново число, принимаемое равным 3,
то наибольшее напряжение по поверхности касания шарниров:

$$\sigma = \frac{3}{4}\sqrt{\frac{pE}{\pi}\left(\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}\right)}\ кг/см^2.$$

Применяя эту формулу к шарнирам моста через Мозель близ Haucon-court, получим при $E = 200000$ *кг/см²*.

$$\sigma = \frac{3}{4}\sqrt{\frac{1590 \cdot 200000}{3{,}14}\left(\frac{1}{235}-\frac{1}{300}\right)} = 229\ кг/см^2.$$

Эта величина, в соответствии с вышеприведенными результатами опытов, может считаться допустимой при расчете прочности шарниров по формуле Герца.

Однако этой поверки недостаточно. Нужно поверить прочность камней шарнира на раскалывание вдоль сжимающей силы, о чем изложено ниже стр. 230).

Величины радиусов r_1 и r_2 следует выбирать равными от 3 до 4 d, где d — толщина свода у шарнира.

Недостаток таких шарниров заключается в значительной величине перемещений опорных точек вследствие необходимости по условиям прочности применять большие радиусы r_1 и r_2 (до 4 *м*) для опорных поверхностей. Этот недостаток уменьшается для подъемистых сводов.

Если замок свода опускается на s, то, приблизительно, угол поворота пяты

$$\varphi = \frac{s}{l} \cdot \frac{l^2}{l^2+f^2};$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

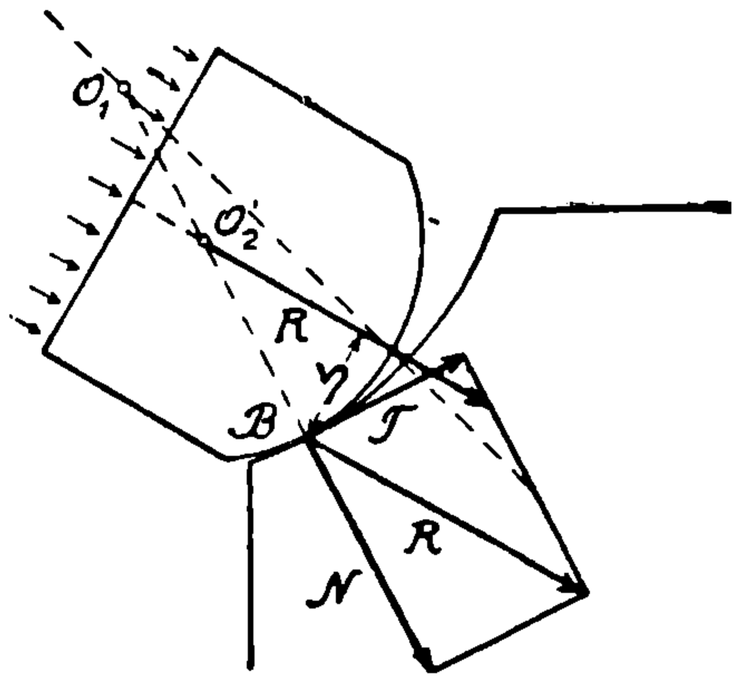
если при этом радиусы поверхностей шарнира r_1 и r_2, то перемещения опорных точек в пяте

$$w = \frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1} \varphi,$$

в замке

$$2w.$$

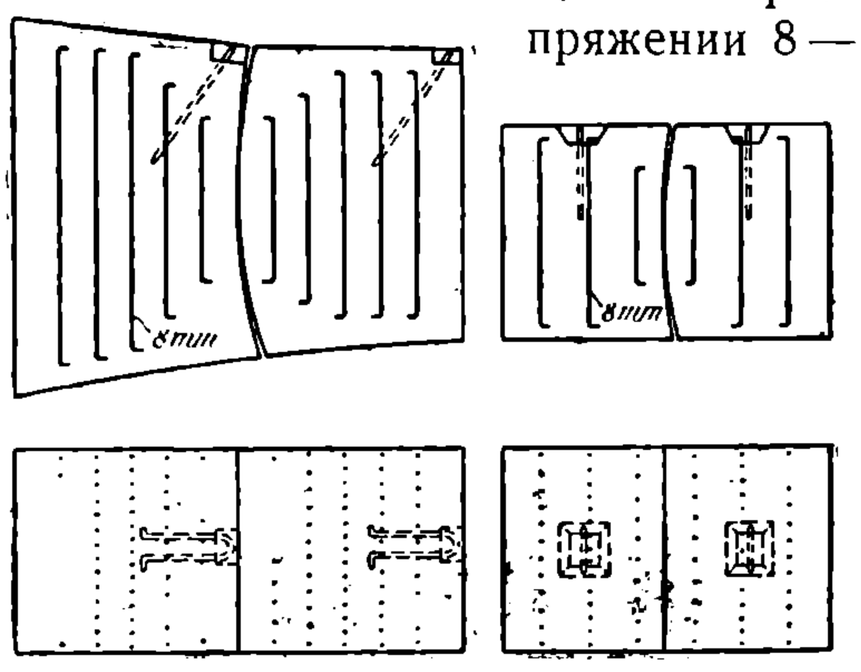
Перемещения опорных точек при значительной величине радиусов шарнирных поверхностей и в случае пологого свода составляют около $^2/_3 - ^1/$ прогиба замка. Для моста в Штейре вертикальное перемещение при раскруживании определено в 70 *мм*; в таком случае перемещение шарнира в замке было бы равно около 47 *мм*, которое нужно признать уже значительным.



Фиг. 470.

Кроме того, следует иметь в виду, что в смещенном положении опорной точки в шарнире, кроме нормальных давлений, возникают и тангенциальные (фиг. 470), которые при прокладке свинцовых листов, находящихся под большим давлением, могут дать обратные подвижки пят.

Затем из фиг. 470 видно также, что в смещенном положении шарнира этого рода появляется момент относительно центра тяжести сечений свода, равный $R\eta$; кривая давлений смещается, как и в шарнире из свинцовой полосы. Для моста в Штейре размер этого смещения выразился бы 4 — 5 *см* при добавочном напряжении 8 — 10 *кг/см*^{2}, каковыми пренебречь нельзя.



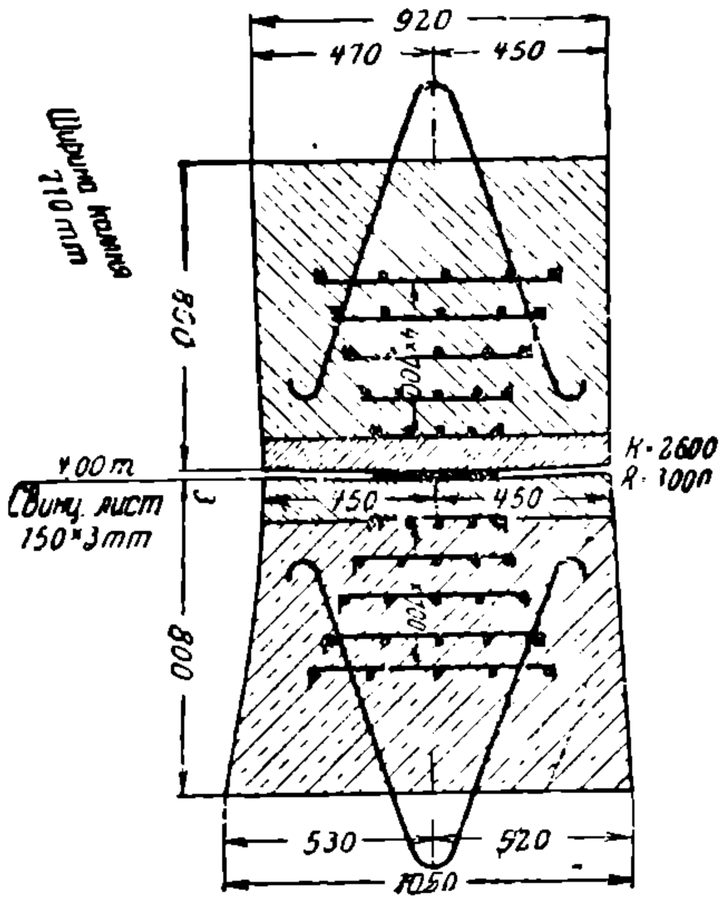
Фиг. 471.

Итак, катковые бетонные или железобетонные шарниры нельзя считать более или менее совершенными; их приходится в техническом отношении поставить на один уровень со свинцовой полосой, применение которой однако, проще и дешевле.

При постройке бетонного моста в Дрездене для малых пролетов (от 17,6 до 25 *м*) применены свинцовые шарниры, для больших (до 39,3 *м*) — бетонные, усиленные прокладкой поперечных железных прутьев, расположенных параллельно швам свода по фасаду его (фиг. 471). Пунктиром показаны железные петли для захвата камней краном.

При постройке (1907) моста Prinzregent в Wilmersdorf'e близ Берлина, свод которого (при пролете 24 *м*) довольно пологий (1 : 12,7), от бетонных шарниров отказались из опасения значительных перемещений опорных

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 472.

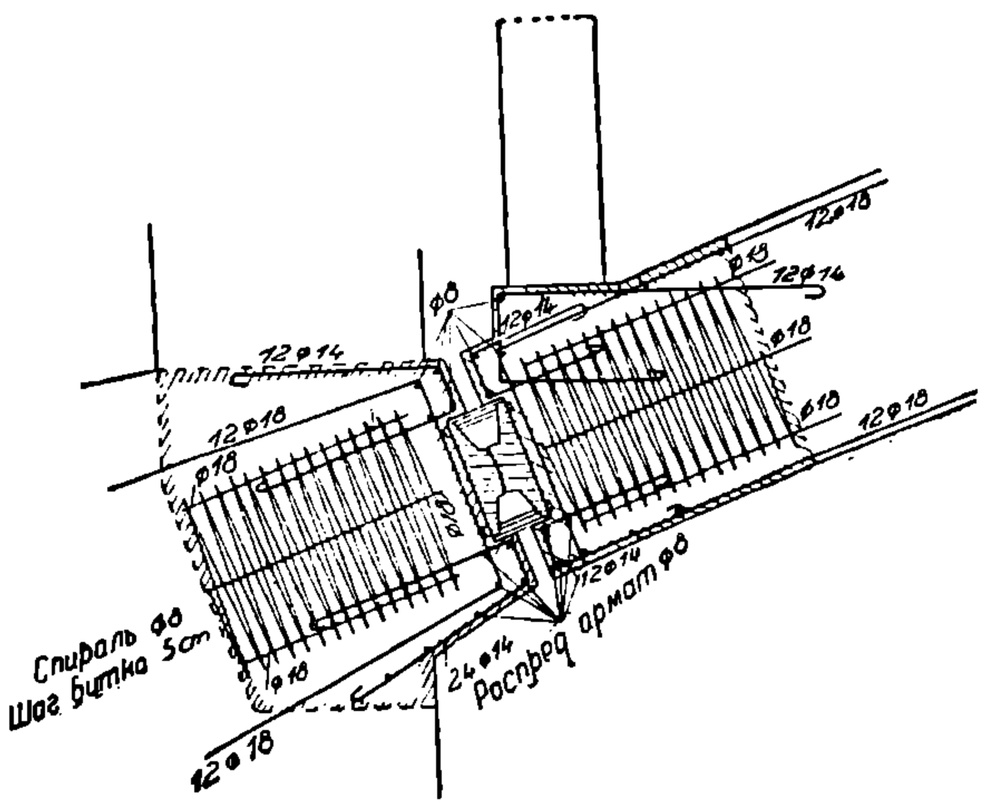
точек. Здесь применены металлические шарниры.

Другой пример железобетонного шарнира приводим на фиг. 472; он относится к мосту через Мур [1]).

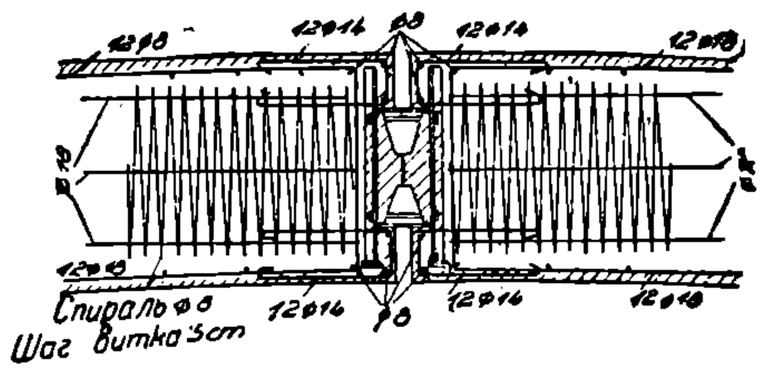
3) *Металлические шарниры.* — Применение стальных шарниров мы видели на примере моста под железную дорогу в Тюбингене; такого же типа шарниры поставлены (1909 г.) в некоторых виадуках подъездного пути Schorndorf — Welzheim. Конструкция их достаточно полно представлена на фиг. 310—312 и описана в n⁰ 26 (стр. 153).

На фиг. 473 и 474 приведены шарниры в своде моста через Дунай близ Zweifaltendorf, построенного в 1926 году [2]). Пролет свода 50 *м*, стрелка 4,45 *м* ($^1/_{11}$ пролета); подушки из литой стали имеют ширину опорных площадок (в сторону бетона) 35 *см* в замке и 38 *см* в пяте, т. е. половину толщины свода. Бетонные клинья, примыкающие к подушкам, на длину по 80 *см* от подошвы подушки сделаны из бетона состава 1 : 4 при составе для свода 1 : 6. Эти клинья снабжены спиральной арматурой толщиною 8 *мм*.

Давление в точке касания шарниров Тюбингенского моста, исчисленное по формуле Герца, допущено до 2000 *кг/см²*, но можно допустить напряжение до 5000 *кг/см²*. Такие напряжения позволяют сильно уменьшить радиусы цилиндрических поверхностей по сравнению с бетонными шарнирами; их принимают от 15 до 60 *см*. Вследствие этого перемещения опорных то-



Фиг. 473.



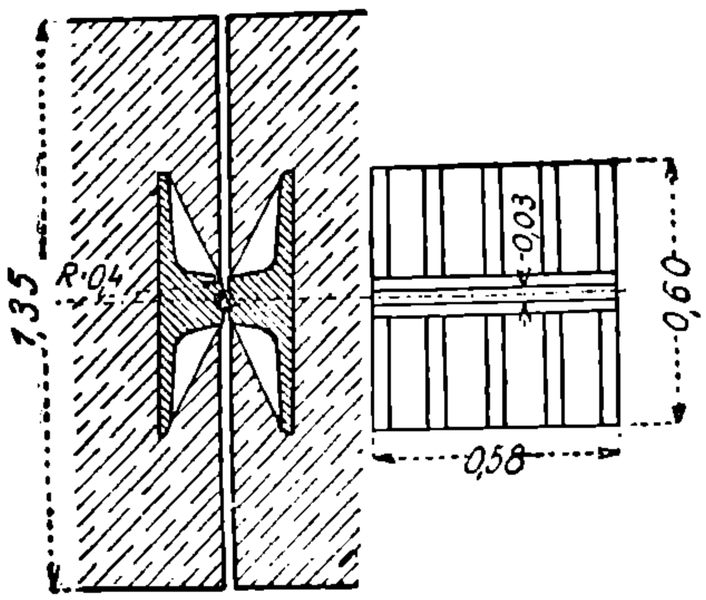
Фиг. 474.

чек значительно уменьшаются, уменьшается и момент изгиба в пяте. Если принять во внимание, что в цапфенных цилиндрических шарнирах возни-

[1]) „Beton und Eisen", 1926, H. 3, стр. 48.
[2]) „Der Bauingenieur", 1927, H. 36.

НБ УДУНТ (ДИТ)

кает трение, создающее момент в шарнире, то можно притти к заключению, что рассматриваемый тип шарниров является наиболее совершенным. Применение этого типа шарниров мы находим у самых больших по пролету мостов, напр., мост в Ауклэнде — пролет 96 *м*.

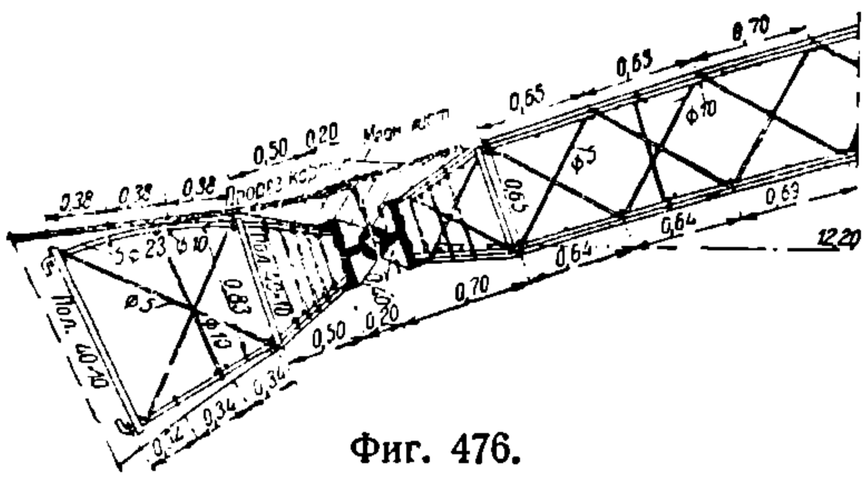


Фиг. 475.

Ширина плит назначается в зависимости от допускаемого давления на железобетон, примыкающий к шарниру. При укреплении бетона спиралью Консидера можно допустить до 100 *кг/см*². Так, в Тюбингенском мосте под плитой шарнира в пяте наибольшее напряжение равно 83 *кг/см*²; под шарнирами моста через Изар близ Грюнвальда (пролет 70 *м*) давление равно 100 *кг/см*²; моста-канала через р. Везер (№ 35) достигает 80 *кг/см*².

Против поперечного сдвига одной части шарнира по другой ставят штыри, расчитываемые на перерезывание. Напряжение на срезывание в штырях допускается до 600 *кг/см*².

В шарнирах моста через Иллер у Kempten'a (фиг. 475) поперечному сдвигу препятствует цилиндрический прут диаметра 3 *см*.

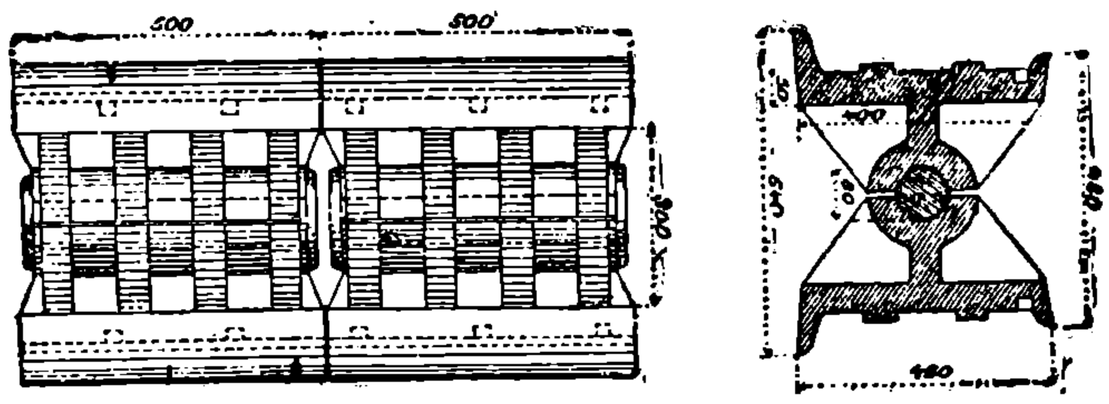


Фиг. 476.

В железобетонных мостах устраиваются также обыкновенные металлические шарниры, цапфенные, применяемые в виде опорных приспособлений балочных железных ферм.

Такого типа шарниры применены в своде моста под окружную берлинскую жел. дор. в Wilmersdorf'e, о котором упоминалось уже по поводу бетонных шарниров [1]). На фиг. 476 представлено общее расположение шарнира в пяте, которая на 2,77 *м* выступает в пролет моста, имеющий в свету 29,5 *м*.

Размеры чугунных подушек 40 × 50 *см*; давление на бетон равно 44,4 *кг/см*²; пята свода и конец выступа устоя крутыми срезами доведены до ширины соответственных подушек; сверху подушки прикрыты бетоном, а щель перекрыта медным листом и упругой изоляцией. Подушки шарниров расположены плотно друг возле друга в количестве двух на 1 метр ширины свода (фиг. 477).



Фиг. 477.

[1]) Описание см. „Beton und Eisen", 1908, S. 92.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Стальной цилиндр шарниров имеет диаметр 8 *см*. Напряжение в нем по формуле Мюллера-Бреслау равно 789 *кг/см*^{2}.

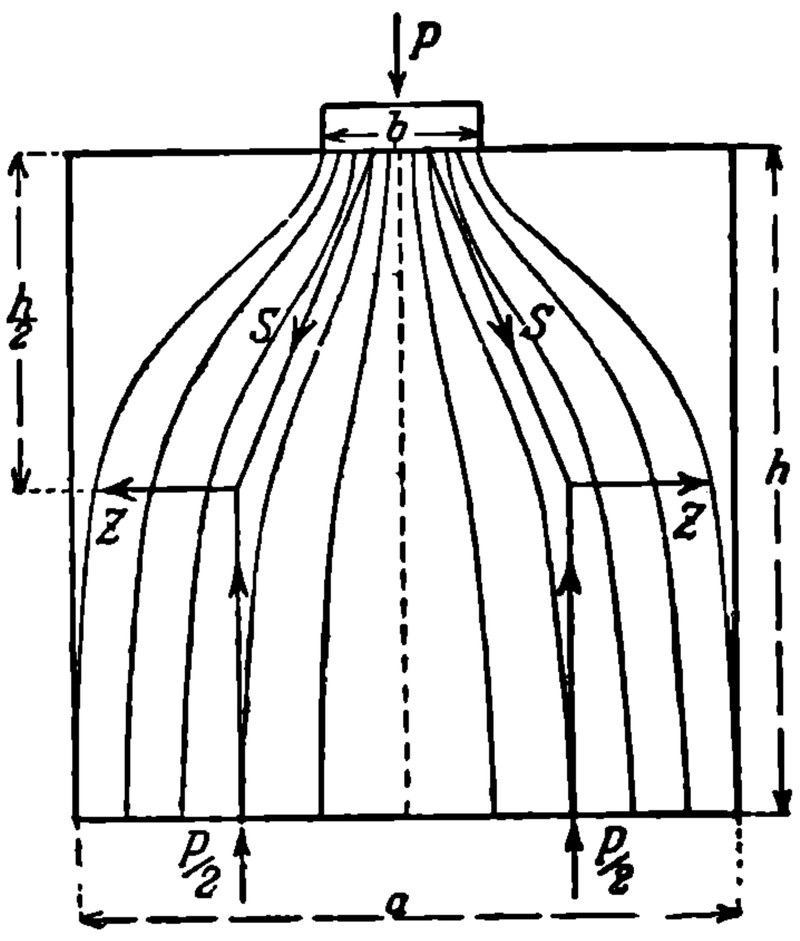
Для обеспечения передачи поперечной силы через шарнир чугунные подушки снабжены ребордами, погруженными в бетон и охватывающими арматуру свода. Толщина плит, реборд и шейки равна 5 *см*. Напряжения в чугуне допущены до 500 *кг/см*^{2} на сжатие и до 250 *кг/см*^{2} на растяжение.

К этому же типу относятся шарниры железных арок моста в Штейре (фиг. 282 — 286) и шарниры моста через Эмс-Везерский канал (фиг. 333 — 334).

Цилиндр шарнира расчитывается либо по равномерному давлению на диаметральную его площадь, исходя из допускаемого напряжения 350 — 500 *кг/см*^{2} этой площади, либо по формуле Мюллера-Бреслау:

$$\sigma = \frac{0{,}8P}{rb},$$

где r — радиус шарнирного цилиндра, b — длина его, P — давление в шарнире, σ — наибольшее напряжение по поверхности касания, для которого назначают пределом 1200 — 1500 *кг/см*^{2}.



Фиг. 478.

По второму приему расчета размеры цилиндра получаются значительно меньше, чем по первому.

Клинья шарниров с криволинейными поверхностями из камня или бетона, а также клинья шарниров со свинцовыми прокладками или со стальными подушками подвергаются нажатию не по всей площади их поперечного сечения, а по полосе шириною в некоторую долю ширины клина (фиг. 478). Опыт показывает, что во всех этих случаях разрушение клиньев происходит не вследствие раздробления клиньев в месте нажатия, а вследствие раскалывания камня по его продольной оси; по этой плоскости его разрывают внутренние силы.

На основании наблюдений Mesnager и Coker'a над напряженным состоянием стеклянных призм, подверженных давлению на части поперечного сечения, Mörsch[1]) строит следующую теорию поверки прочности клиньев шарниров на разрыв.

Давление, приложенное по ширине b (фиг. 478) верхней площадки призмы распространяется по кривым траекториям на всю ширину a нижнего сечения призмы. На некотором расстоянии h от верхней поверх-

[1]) *Mörsch*, Ueber die Berechnung der Gelenkquader, „Beton und Eisen", 1924, H. 12.
Mesnager, „Annales des ponts et chaussées", 1901, 4 tr., стр. 175, 1913, июль — август.
Coker, «Mémoires de la société des ingenieurs civils de France", июль — сентябрь 1922.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ности оно становится равномерным. Для стеклянной призмы при сосредоточенном давлении Mesnager нашел это расстояние несколько большим a. Таким образом, в четвертных точках рабочей площади и сверху и снизу могут быть приложены силы $P/2$, действующие на правую и левую половинки призмы, причем верхняя сила поворачивается по направлениям S и пересекается с нижней предположительно на высоте $h/2$, образуя здесь с нею равнодействующую Z, которая и является силой, разрывающей призму. Из приведенных условий силу Z легко определить как равнодействующую двух слагаемых, из которых одна известна по направлению и величине ($P/2$), а другая (S) по направлению.

$$Z = \frac{P\,(a-b)}{4h}.$$

Чтобы определить напряжение разрыва по плоскости, разделяющей призму на две половинки, необходимо знать еще закон распределения силы Z. На основании опытов Krüger'a („Deutsche Bauzeitung", 1906, стр. 263), который производил измерения ширины призмы, подверженной местному нажатию, распределение Z можно принять по параболе. Тогда напряжение

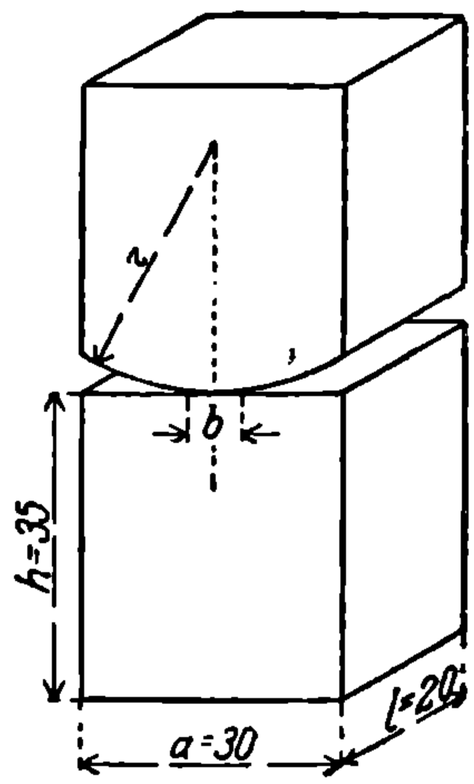
$$\sigma = 1{,}5 \cdot \frac{Z}{h \cdot e},$$

где l — толщина призмы по направлению, перпендикулярному к чертежу.

Подвергая расчету прочность камней, испытанных в разных случаях в лабораториях, Mörsch получает следующие результаты.

1) Опыты Баха над гранитными шарнирами (фиг. 479). Призма имела высоту $h=35$ *см*; $a=30$ *см*, $l=20$ *см* Нажатие производилось цилиндрическим камнем разных радиусов r, причем ширина b площади нажатия определялась измерением. P — нагрузка, при которой камень дал трещину. Результаты получены следующие:

r	b	P	Z
25 *см*	1,35 *см*	95,8 *т*	19,6 *т*
35	3,00 „	95,0 „	18,3 „
100	3,50 „	117,0 „	22,1 „
375	8,10 „	154,0 „	24,0 „



Фиг. 479.

Усилия Z определены по вышеприведенной формуле. Если из полученных значений взять среднее $Z=21$ *т*, то получим напряжение на разрыв

$$\sigma = 1{,}5 \cdot \frac{Z}{h \cdot l} = 1{,}5 \cdot \frac{21000}{35 \cdot 20} = 45\ кг/см^2.$$

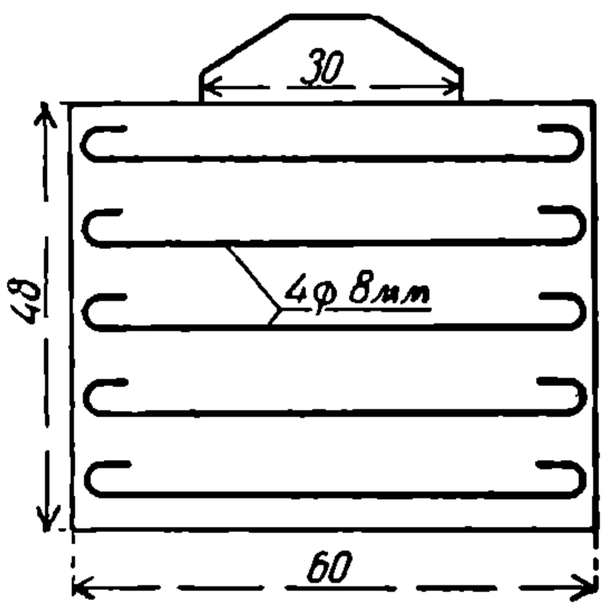
Сопротивление гранита на разрыв, найденное при испытаниях, было тоже 45 *кг/см*².

НБ УДУНТ (ДИТ)

Рассматривая также и другие опыты Баха с песчаником, Mörsch приходит к заключению, что если в случаях цилиндрических шарниров из камня в расчет величины σ вводить не всё h, а $h = 1{,}17\,a$, то результаты расчета близки будут к действительному сопротивлению материала на разрыв. Попутно он показывает, что применение формулы Герца не дает достаточных указаний на положение вещей в сжатой каменной призме. Так, по Герцу, в испытанных Бахом шарнирах из песчаника напряжение на сжатие при появлении первой трещины колеблется в пределах от 616 до 1312 *кг/см*², в то время как растягивающие напряжения во всех этих случаях колеблются по расчету по формуле Mörsch'a от 22,8 до 29,7, причем действительное сопротивление разрыву песчаника равно 27 *кг/см*².

2) Опыты O. Graf'a (Heft 232 der Forschungsarbeiten) на раздавливание бетонных призм шириною 54 *см* через подушку шириною 27 *см*. Данные опытов и вычисления Z и σ таковы:

Высота	Трещина при P	Наибольшая нагрузка	Z	σ
27 *см*	230 *т*	353 *т*	31,0 *т*	34,4 *кг/см*²
43	190 „	326 „	25,7 „	28,5
54	173 „	307 „	23,4 „	26,0
81	192 „	290 „	25,9 „	28,8



Фиг. 480.

Напряжения σ определены здесь при $h = 50$ *см*; временное сопротивление бетона разрыву найдено 28,5 *кг/см*². Таким образом при более широком нажиме для формулы Mörsch'a следует брать $h = 0{,}93\,a$. Для низкой призмы σ получилось больше, так как здесь, повидимому, сказывается трение по подошве.

3) Опыты Graf'a над железобетонными призмами. Арматура расположена поперек горизонтально при вертикально сминаемой призме (фиг. 480). Ширина призмы $a = 60$ *см*, высота $h = 48$, ширина подушки $b = 30$ *см* $\left(b = \frac{a}{2}\right)$, толщина $l = 36$ *см*. Результаты таковы:

№ серии	a	b	Трещина при P	Наибольшая нагрузка	Z
1 без арм.	60 *см*	30 *см*	235 *т*	479 *т*	32,6 *т*
2 с арм.	60 „	30 „	242 „	507 „	33,6 „
3 „	60 „	30 „	276 „	505 „	38,3 „
4 „	60 „	30	243 „	510 „	33,8 „

Величины Z вычислены при $h = 54$ *см* $= 0{,}9\ a$.

Сравнивая сопротивление призм армированных с призмой без арматуры, замечаем незначительную разницу. При появлении трещины в серии 2

НБ УДУНТ (ДПТ)

железо напрягается всего на 150 *кг/см*², лишь в серии 3 напряжение в арматуре доходит до 1500 *кг/см*². При раздавливании (наибольшая нагрузка) арматура напрягается до 525 *кг/см*² во 2-й серии.

На основании результатов этих опытов шарниры моста через Неккар в Канштате сделаны из лучшего трамбованного бетона без арматуры.

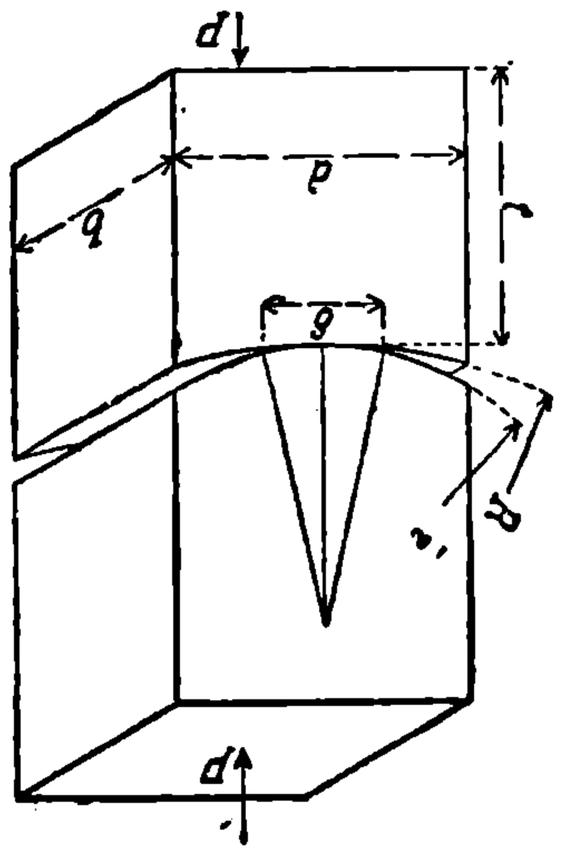
Очевидно, здесь надо применять высокосортный цемент.

Определив σ для нескольких построенных мостов, Mörsch нашел в них напряжения от 7 до 8 *кг/см*², что дает достаточный запас прочности.

Итак, при изготовлении призм под шарниры их высоту следует брать равной ширине. Бетон надо брать с наибольшим сопротивлением разрыву. Лучше—трамбованный слоями, перпендикулярными к сжимающей силе. При изготовлении на месте лучше применять пластичный бетон, чтобы не делать трамбованных слоев по направлению сжимающей силы. Допускать на растяжение следует не более $^1/_3$ временного сопротивления растяжению бетона. Арматура мало помогает.

Между призмами каменного шарнира на рабочих поверхностях следует прокладывать свинцовые прокладки из более жесткого свинца (с прибавкой антимония), так подобранного по ширине и по сопротивлению, чтобы ширина отвечала ширине касания шарниров, а прочность несколько превосходила напряжения сжатия, найденные по формуле Герца.

Ту же задачу о поверке прочности шарнирных камней (клиньев) решает Krebitz [1]). Он отмечает, что способ Mörsch'a основан на некоторых произвольных предположениях и опирается на данные о временном сопротивлении материала разрыву, каковые данные не легко получить в виде достоверных величин.



Фиг. 481.

Кребиц исходит из положения Сен-Венана, что прочность тела определяется деформациями удлинения, в частности прочность сжатых призм определяется поперечным расширением тела. Исходя из формул Герца (фиг. 481), он получает:

$$\sigma_0 = 0{,}423 \sqrt{\frac{P}{b} E \cdot \frac{R-r}{Rr}}, \qquad (1)$$

$$\delta = \frac{4P}{\pi b \sigma_0}, \qquad (2)$$

Кребиц выводит формулы для σ_m — наибольшего приведенного напряжения сжатия, отвечающего наибольшему внутри призмы поперечному расширению. Его следует сопоставлять с напряжением сжатия обыкновенного

[1]) *Krebitz*, Wälzgelenke aus Beton oder Stein, „Beton und Eisen", 1926, H. 5.

НБ УДУНТ (ДИТ)

испытываемого на сжатие образца (равномерное нажатие по всему сечению). Для катучих шарниров (цилиндрические поверхности)

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0}{1{,}06 + 0{,}033\,\frac{d-\delta}{\delta}\sqrt{\frac{d^2}{\delta t}}}. \qquad (3)$$

Для плоских прокладок или подушек:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0}{1{,}3 + 0{,}02\,\frac{d-\delta}{\delta}\sqrt{\frac{d^2}{t\delta} - 0{,}3\left(\frac{\delta}{d}\right)^2}}. \qquad (4)$$

Высоту t почти всегда берут равной ширине d.

Пример: Трехшарнирный свод шириною 5 *м* имеет в замке толщину свода $d = 90$ *см*. В качестве шарниров ставится по 7 камней шириной $b = 70$ *см* (обозначения по фиг. 481). На каждый приходится давление 282 *т*.

Принимаем $E = 320000$ *кг/см*^{2}, $R = 300$ *см*, $r = 240$ *см*.

Тогда по формуле (1) $\sigma_0 = 428$ *кг/см*^{2} и по формуле (2) $\delta = 11{,}97$ *см*. Для более достоверного и более равномерного распределения давления на этой ширине ставим свинцовую прокладку шириною 12 *см*, толщиною 4 *мм* из жесткого свинца с началом текучести выше 428 *кг/см*^{2}. Полагая $t = d$, имеем

$$\sigma_m = \frac{428}{1{,}06 + 0{,}033\,\frac{78{,}03}{11{,}97}\sqrt{\frac{90}{11{,}97}}} = 259 \text{ кг/см}^2.$$

При четырехкратном запасе временное сопротивление камня раздроблению должно быть не менее $4 \cdot 259 = 1036$ *кг/см*^{2}.

Однако в этом случае закон наложения неприменим, и, если запас отнести не к напряжению, а к нагрузке P, то $\sigma_0 = 856$ *кг/см*^{2}, $\delta = 23{,}94$ *см* и $\sigma_m = 691$ *кг/см*^{2}.

Таким образом можно устроиться при менее прочном камне, поставив прокладку шириною 24 *см* из свинца с пределом текучести 856 *кг/см*^{2}.

Для железобетонных клиньев (призм) формулы будут:
для катучих шарниров

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0}{\left(1{,}06 + 0{,}033\,\frac{d-\delta}{\delta}\sqrt{\frac{d^2}{t\delta}}\right)\left(1 + n\,\frac{f_e}{f_b}\right)},$$

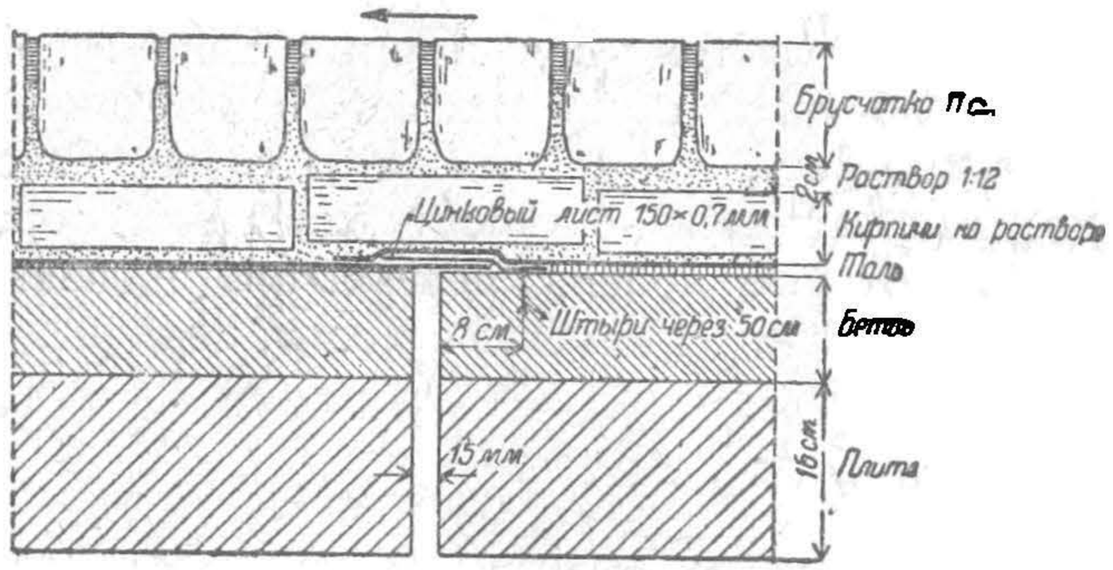
для плоских прокладок или подушек

$$\sigma_m = \frac{\sigma_0}{\left[1{,}3 + 0{,}02\,\frac{d-\delta}{\delta}\sqrt{\frac{d^2}{t\delta} - 0{,}3\left(\frac{\delta}{d}\right)^2}\right]\left(1 + n\,\frac{f_e}{f_b}\right)},$$

где f_b — площадь бетона, оборудованная арматурой, f_e — площадь железа, n — отношение модулей упругости $E_e : E_b$.

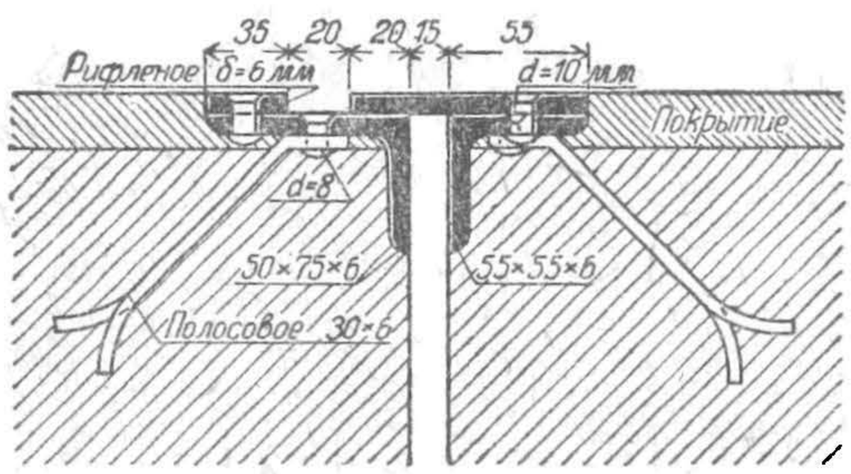
НБ УДУНТ (ДИТ)

38. Перекрытие швов расширения. — Кроме материала, приведенного при описании отдельных мостов, дадим еще некоторые приемы решения этой довольно трудной задачи. Задача перекрытия шва расширения состоит в том, чтобы перевести через подвижной стык частей моста изоляцию. Изоляция не должна при расширениях и сокращениях пострадать и не должна задерживать воду, если щель не находится на водоразделе. Задача, казалось бы, не трудная, но как мелочь ее часто решают кое-как с соответствующим результатом: в стыке получаются потеки, а затем и повреждения бетона на кромках и углах щели.



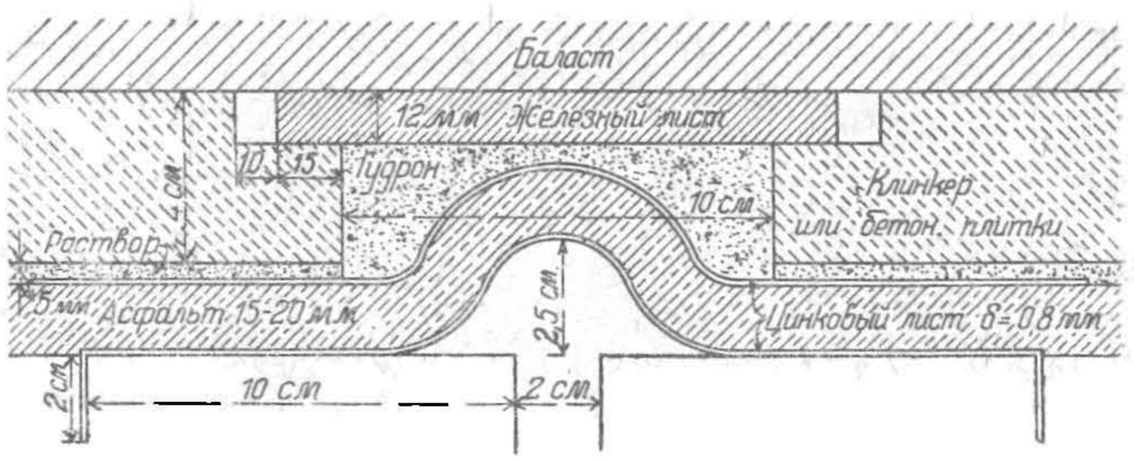
Фиг. 482.

Швы длинного балочного моста близ Heyrothsberg (1922 г.) перекрыты по фиг. 482 [1]). Изоляция состоит из приклеенного двойного толя, который с левой стороны продолжен на правую через щель и здесь просто положен. Над ним проведен конец изоляции с правой стороны на левую внахлестку. Чтобы конец не мялся, а передвигался, жесткость ему придана при помощи цинкового листа. Изоляция прикрыта кирпичом, положенным на растворе; поверх кирпича песок, на котором мостовая из кубиков толщиною 11 *см*. Этот прием не переводит всю воду, проникающую до изоляции, предоставляя ей испаряться. А кроме того нижний конец над щелью будет смят, его следовало бы тоже поддержать листом цинка.



Фиг. 483.

Щель в тротуаре этого моста перекрыта по фиг. 483. В щель несомненно будет попадать вода и жидкая грязь из-под листа. Нужно под ней протянуть жолоб для собирания воды и грязи с трубкой для отвода.



Фиг. 484.

На фиг. 484 приведено перекрытие швов расширения в каменном виадуке под железную дорогу близ Kleinfriesen (1920); ширина шва 2 *см*. Изо-

[1]) *Kleinlogel*. Bewegungsfugen im Beton und Eisenbeton, Berlin, 1927.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ляция из битумных пластин толщиною 15—20 *мм* имеет над щелью складку, для поддержания которой под нею и над нею поставлены цинковые листы толщиною 1—2 *мм*. От надавливания баласта сверху складка прикрыта железным листом, под которым дано заполнение из гудрона. Изоляция здесь прикрыта слоем клинкера или бетонных плиток состава 1 1 : 1, толщиною 40 *мм*, уложенных на растворе. Такое перекрытие не задерживает воды, стекающей по уклону баластного корыта к водоотводным трубкам.

Некоторые приемы перекрытия приведены во II части нашего Курса мостов, Отдел I, Каменные мосты, стр. 192.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ОТДЕЛ ВТОРОЙ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ

НБ УДУНТ (ДИТ)

A. ОБЩИЕ ДАННЫЕ И СООБРАЖЕНИЯ.

§ 1. ОБЩИЙ ХАРАКТЕР ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ.

39. Область и условия применения. — Из предыдущего мы видели, как разнообразны железобетонные мосты, построенные до сего времени; они применены как для обыкновенных, так и для железных дорог в качестве труб и мостиков самых малых отверстий и пролетов, в качестве путепроводов, эстакад, виадуков, акведуков, мостов-каналов и речных мостов. По величине пролетов железобетонные мосты стоят уже впереди каменных мостов, вместе с которыми они господствуют в настоящее время в области малых и средних пролетов, вытесняя здесь железо и отодвигая его в сферу больших пролетов. При средних пролетах железобетонные мосты принимают самые разнообразные формы, свойственные деревянным, железным и каменным мостам, давая, сверх того, возможность составлять и совершенно новые комбинации. По легкости приспособления к местным условиям они стоят на первом месте и, например, являются наиболее пригодными для постройки на трудных грунтах, так как дают возможность широко передавать давление при одновременном уменьшении массы и веса сооружения.

С другой стороны, при постройке деревянного, железного или каменного моста работа большею частью материализируется, так сказать, в твердом виде по частям; может быть во многих случаях по желанию проверена и исправлена; напр., плохая заклепка, неудовлетворительная кладка, неправильная теска камня и пр.; работа может быть исправлена, разобрана и сделана заново. В железобетонном деле отдельные манипуляции исчезают и растворяются в общем результате, который выливается в твердые формы в виде целого уже сооружения; исправление ошибок и замена плохой работы почти не возможны.

При таких условиях от строителя железобетонного моста требуется повышенная интеллигентность, энергия, смелость и бдительность.

Хорошо конструировать железобетонные сооружения может лишь тот техник, который совершенно отчетливо будет представлять себе распределение внутренних сил в элементе и, смотря по их характеру, будет им противоставить бетон или железо, в той или другой комбинации.

Отсюда, конечно, не следует, что железобетонные сооружения должны проектироваться лишь учеными инженерами. Опыт показывает, что в этой области могут работать и рядовые техники, но они должны, по необходимости, следовать в своих композициях уже испытанным типам и образцам; отступать от них они могут лишь с крайней осторожностью.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Ко всему этому нужно еще прибавить то неблагоприятное обстоятельство, что часто мост приходится строить не тому инженеру, который составлял проект. В мостах железных это почти не имеет значения, в каменных и, в особенности, в железобетонных в более или менее ответственных случаях это имеет большое неудобство. Проектирующий часто не знает, в чьи руки попадет исполнение проекта, между тем при постройке железобетонного моста качество и порядок производства работ имеют капитальнейшее значение для прочности и долговечности моста. Неудача постройки ложится в большей мере на проектирующего, нежели на производителя работ, а при таких условиях очень трудно проводить в проектах новшества.

Отсюда легко вывести заключение, оправдывающееся действительностью. В тех странах, где дело росло и двигалось вперед, образовались естественным путем солидные железобетонные фирмы с прекрасным составом инженеров, объединенных общим руководством подчас крупнейших авторитетов в этой области, и с опытным штатом техников и десятников; в этих странах железобетонные мосты строятся с тою уверенностью, какая дается знаниями и опытом. В странах, технически отсталых, применение железобетона является делом случайным, обязанным своим осуществлением единичным усилиям отдельных инженеров.

Кроме указанных культурных условий, ограничивающих применение железобетона в мостах, он признается неуместным при постройке мостов монументальных вследствие особых свойств материала.

Железобетонный мост имеет поверхность притертую или насеченную ровными полями без швов. Затем, поверхности могут быть разделаны фальшивыми швами под кладку и окрашены под цвет естественного камня. В обоих случаях внешность сооружения по прочности не отвечает нашим представлениям о монументальности, а во втором случае она получается к тому же и фальшивой. Не всегда может помочь делу и применение облицовки. Крупная, тяжелая облицовка иногда не будет отвечать легкой конструкции моста; затем, например, каменная облицовка при балочной системе моста не вяжется с самой системой. В массивных же арочных мостах, допускающих применение облицовки, мост будет, собственно говоря, бетонным, так как железо не может играть здесь значительной роли.

Итак, в монументальных мостах железобетон на достаточных основаниях должен уступить место камню, а в известных случаях и железу, и именно в тех случаях, когда пролеты в связи с конструктивной высотой моста выходят за пределы, доступные для каменных и железобетонных мостов.

Во всех случаях обыденной мостовой практики железобетонные мосты следует поставить в ряд с мостами прочих систем на то место, которое им принадлежит по особым техническим свойствам железобетона, и выбирать из этого ряда следует тот или другой вид на основании всей совокупности условий проектирования и возведения моста.

На железных дорогах железобетонные мосты долгое время находились под сомнением; опасались вредного действия сотрясений на сцепление железа с бетоном; опасались вредного действия климата, ржавления железа

НБ УДУНТ (ДИТ)

внутри бетона и пр. Строили в виде опыта мостики небольших пролетов и лишь в последнее время начинают их здесь применять в серьезном масштабе. Опыт постройки огромных мостов под обыкновенную дорогу, широкое изучение механических свойств железобетона в лабораториях, широкое распространение среди инженеров методов расчета сооружений, вообще, приводят в настоящее время к полной уверенности в надежной службе железобетонных мостов на железных дорогах. Кроме Тюбингенского моста, построенного уже для широкой колеи, можем указать на огромную эстакаду в Ленинграде на финляндской соединительной ветви как на факты, показывающие, что и область особенно ответственных железнодорожных мостов не исключается для железобетона.

40. Железобетонные мосты в ряду других систем. — Прежде всего это мосты постоянные, долговечность которых по всем признакам должна быть больше не только долговечности деревянных мостов, но и железных.

Долговечность железобетонных мостов определяется долговечностью бетона, который в этом отношении обладает большинством свойств естественного камня.

Бетон разрушается под действием морозов в случае насыщения его водой; замерзающая в порах вода разрушает бетон механически. Для устранения вредного действия морозов необходимо уменьшить объем пор в бетоне, чему способствует трамбование и выбор соответственных пропорций составных частей. Песок должен иметь зерна разной величины от мелкого до крупного для лучшего заполнения промежутков; то же нужно сказать и о гравии и щебне.

Кроме того, как и в каменных мостах, необходимо озаботиться самым тщательным устройством изолирующего слоя, для устранения доступа воды к телу сооружения.

Наружные поверхности флюатируются или делаются водонепроницаемыми при помощи смазки цементным молоком, при помощи покрытия варом, асфальтом, церезитом и тому подобное.

При устройстве изоляции атмосферные влияния сводятся к минимуму, и расходы по ремонту могут быть лишь ничтожными. Служба железобетонных труб и мостов показывает уже с достаточною ясностью, что они меньше страдают, при указанных мерах предосторожности, чем железные мосты, покрываемые краской от ржавчины.

Постоянный характер железобетонных мостов, кроме долговечности материала, определяется также массивностью пролетных частей, вследствие которой действие подвижной нагрузки не настолько велико, чтобы изменение ее влекло за собою необходимость усиления и переделки мостов, как то имеет место для мостов железных и деревянных.

Вес погонного метра железнодорожных мостов пролетом 6,0 *м* примерно равен: железного 700 *кг*, железобетонного 7500 *кг*.

Вес паровоза на 1 погонный метр его базы равен $\frac{100000}{10,0} = 10000$ *кг*.

Таким образом, собственный вес железного пролетного строения составляет 7% веса подвижной нагрузки, а вес железобетонного моста 75% ее.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Кроме того, бетон обладает одним замечательным свойством: его сопротивление растет с увеличением возраста и растет весьма сильно. Таким образом, если подвижная нагрузка будет увеличена для давно построенного моста, то для такого моста можно поднять и допускаемое напряжение, которое через 5—6 лет может быть удвоено. Что касается железа, то оно имеет весьма большие запасы в напряжениях (до 50—60%), если принять во внимание, что ему помогает бетон, на растяжение не учитываемый, но несомненно работающий.

Что касается стоимости железобетонных мостов, то она не может считаться прочно установленной для СССР.

Полагаем, что для предварительных соображений можно принимать стоимость железобетонных мостов от 150 до 200 р. за куб. метр железобетона, в зависимости от объема работ и массивности частей моста. Массивные простые плиты и трубы надо ценить дешевле, нежели мосты с ребристым пролетным строением на тонких колонных опорах.

В отношении стоимости железобетонные мосты с успехом выдерживают сравнение не только с мостами железными, но и с деревянными. Напомним некоторые факты из предыдущего отдела.

При составлении проекта Гмюндертобельского виадука (фиг. 15), пролетом 79 *м*, был составлен проект железного виадука, осуществление которого обходилось немного дешевле, но при учете стоимости содержания преимущество оказалось на стороне железобетонного. Кроме того, не могло остаться без влияния и то обстоятельство, что вопрос о постройке моста возник вследствие того, что железный мост пришел в негодность, прослужив всего 50 лет.

При постройке моста между Вольфуртом и Кеннельбахом, длиною 116 *м*, при ширине 5 *м*, было предположение, вследствие ограниченности средств, остановить выбор на проекте деревянного моста. Но подсчет стоимости показал, что деревянный мост обойдется в 42 000 крон, железобетонный — 47 000 крон, и был построен железобетонный мост, так как стоимость содержания деревянного моста определена в 2—3 тысячи крон ежегодно, т. е. равна дополнительной затрате капитала в 60 000 кр.

Заметим попутно, что стоимость этого моста на 1 *кв. м* его горизонтальной проекции равна 81 кроне или около 33 рублей.

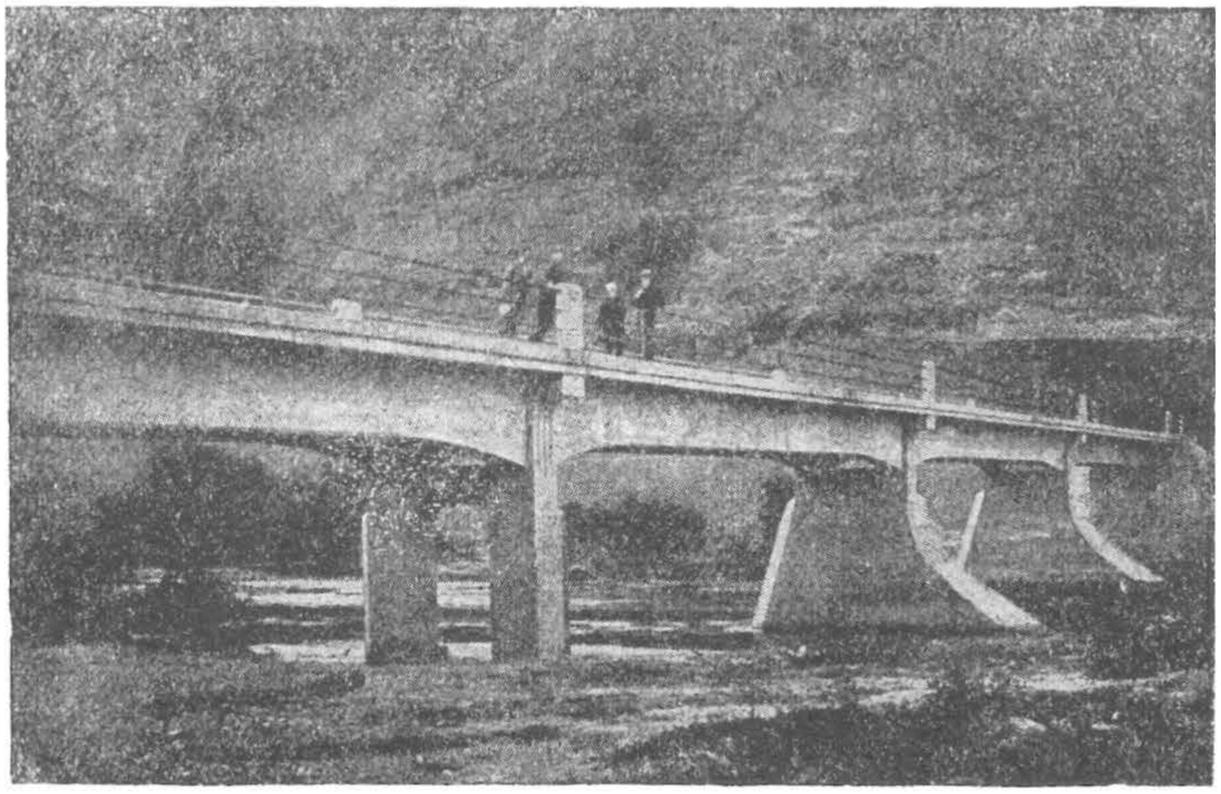
В Австрии лес дороже, железобетон дешевле, чем в СССР, но факт тот, что стоимости деревянного и железобетонного моста сравнимы, тогда как в техническом отношении деревянные мосты не могут итти в сравнение с железобетонными.

Тюбингенский мост под железную дорогу нормальной колеи (фиг. 302) построен из железобетона после тщательного сравнения его с железными системами (фиг. 303) и несмотря на новизну применения его к железнодорожным мостам при больших пролетах и большой пологости арок. В этом выборе значительную роль сыграло еще одно преимущество железобетонных мостов перед железными, — возможность художественной обработки, которую следует понимать не в смысле детальных украшений, а в общем очертании основных линий и распределении главнейших масс со-

НБ УДУНТ (ДИТ)

оружения. В этом отношении железобетонные мосты стоят на одном уровне с каменными, но вследствие применимости их в виде балочной системы область художественной обработки их шире, чем мостов каменных. Примером художественной обработки балочных железобетонных мостов могут служить мосты, изображенные на фигурах 42 и 485. Здесь нет той режущей глаз разности в характере опор и пролетного строения, какую представляют балочные железные мосты.

Наконец, по быстроте и легкости производства работ железобетонные мосты стоят на втором месте после деревянных мостов. Легко обрабатывающееся дерево находит большое применение при постройке железобетонных мостов при устройстве форм, подмостей и кружал. Эта работа проще работы по устройству деревянных мостов и сложнее работы по устройству кружал для каменных мостов при одинаковых условиях пролета и высоты моста, так как к кружалам здесь прибавляется сложная опалубка. Система Мелана дает, впрочем, возможность обходиться без кружал и вообще без значительной затраты лесного материала за счет увеличения количества железа и усложнения работы с ним, что представляет в некоторых случаях большую выгоду, напр., при значительной высоте кружал, дороговизне леса и пр.



Фиг. 485.

Приготовление железной арматуры производится без нагревания и требует весьма несложных приборов. Работа эта значительно проще приготовления железных ферм.

Наконец, приготовление бетона представляет простую операцию, которая с большой экономией и улучшением качества производится машинным путем, всегда применяемым, если бетона требуется более или менее значительное количество, на котором постановка машины может окупиться.

В общем, простота работ ведет к быстроте постройки.

При сооружении больших мостов центр тяжести работ лежит в организации доставки материала к месту работ и подачи его на мост, что легко и удовлетворительно решается существующими механическими приспособлениями.

Простота работ обуславливает также быстрое усвоение рабочими различных манипуляций при производстве работ; здесь не требуется долголетняя практика клепальщика или каменщика.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Вышеизложенные соображения приводят к заключению, что в ряду других систем железобетонные мосты должны занять весьма почетное место. Наилучшим типом мы считаем мост каменный, осуществимый, однако, без особых усилий, при средних пролетах до 100 *м*. Для применения пролетов больше 100 *м* нужны особые условия, и при общем подразделении сфер говорить о таких пролетах пока не приходится. При необходимости устройства более значительных пролетов и при отсутствии желания самостоятельными усилиями расширять область применения каменных мостов надлежит обратиться к применению железа, которое дало уже возможность довести пролеты до 1060 *м*. В области больших пролетов железо не имеет конкурентов; в области малых и средних пролетов при достаточном количестве средств каменные мосты наиболее полно отвечают требованиям прочности, монументальности и долговечности сооружений публичного значения. При недостатке средств или при малой конструктивной высоте, или когда монументальность отступает на второй план, находит себе применение железобетон.

Железные мосты малых и средних пролетов нужно отнести к типу временных наравне с деревянными, со сроком службы примерно около 30—50 лет.

Деревянные мосты наиболее недолговечны и кроме того горючи. По единовременным затратам эти мосты наиболее дешевы; но железобетонные мосты легких систем настолько близки по первоначальной стоимости и настолько выше по техническим свойствам и дешевизне содержания, что далеко не всегда при недостатке средств следует останавливаться на деревянных мостах.

Деревянные мосты в виде временных сооружений уместны на линиях с небольшим движением, когда имеется в виду в скором времени заменить их постоянными мостами и разобрать; в отношении удобства разборки деревянные мосты стоят на первом месте.

41. Технические особенности железобетонных мостов. — Кроме упомянутого уже свойства железобетона, в силу которого его прочность значительно возрастает с течением времени, здесь нужно отметить еще чрезвычайную жесткость железобетонных мостов. Пролетные строения балочных систем дают прогибы от 1 : 5000 до 1 : 20000, т. е. в десять раз меньше железных. В среднем пролете величиною 30 *м* моста близ Kemend (Венгрия) получен прогиб 5,8 *мм*, т. е. 1 : 5000 пролета. Консоль моста Parkgasse в Temesvar'e (стр. 78), длиною 11,36 *м* дала прогиб 1 : 3000 длины ее, тогда как для железных мостов приходится мириться с прогибами консоли в 1 : 300.

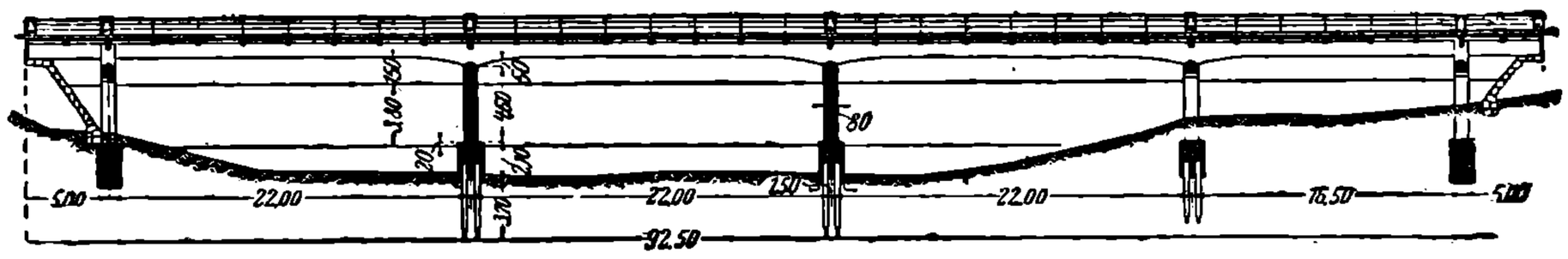
Это свойство железобетонных мостов еще не достаточно оценено; с ним сопряжено, однако, огромное удешевление мостов вследствие возможности оставить береговые пролеты на весу над конусами и таким образом облегчить и упростить устройство мостов, проектируя их без устоев (фиг. 486). Это устанавливает вполне определенный дешевый тип для шоссейных и грунтовых дорог, с которым по стоимости трудно конкурировать и деревянным мостам.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Железобетонные сооружения, способные выдерживать изгиб, дают возможность конструировать мосты небольших отверстий в виде замкнутых труб; придавая таким трубам достаточную жесткость, можно применять эту систему на самых ненадежных грунтах, прибегая лишь иногда к устройству песчаного основания. Это свойство необходимо иметь в виду при выборе материала для устройства труб и малых мостиков под железнодорожным полотном.

Затем в качестве технических особенностей железобетонных мостов следует отметить все те положительные стороны, которые связаны с применением на мосту баластного слоя, создающего непрерывность пути, спокойную езду и отсутствие шума; в этом отношении железобетонные мосты стоят на одном уровне с каменными и представляют весьма существенные преимущества перед мостами железными обычного типа.

В отношении действия температуры железобетонные мосты гораздо более чувствительны, нежели мосты каменные, и менее чувствительны, чем железные. По сравнению с каменными они имеют меньшие толщины, а



Фиг. 486.

потому скорее принимают температуру окружающего воздуха; это ускорение увеличивается присутствием железа у наружных поверхностей, от которого идут также прутья в виде хомутов поперек толщи сооружения. Кроме того, коэффициент расширения для бетона выше, чем для камня.

Для плотных пород камня коэффициент расширения устанавливается в 0,000008; для железобетона же принимают 0,000013.

Наконец, железобетон обладает одним неприятным качеством, вытекающим из свойства бетона при твердении на воздухе сокращаться в объеме. Сокращение начинается с начала твердения и продолжается довольно долго, но с постепенным замиранием. Особенно энергично идет оно на протяжении первого месяца. Это свойство создает добавочные напряжения на сжатие в арматуре, что имеет значение в мостах системы Мелана, в которых железо сильно работает на сжатие. В мостах балочной системы это ведет к необходимости достаточно часто, в зависимости от системы опор, делать температурные швы, позволяющие свободно сокращаться; в противном случае неизбежно появление трещин. В арочных мостах усадка бетона при твердении действует как понижение температуры, т. е. повышает наибольшие напряжения на сжатие в бесшарнирном своде; устройство шарниров, хотя бы временного действия, значительно или вполне парализует вредное действие усадки.

Усадка бетона определяется особым коэффициентом. По К о н с и д е р у,

НБ УДУНТ (ДПТ)

для бетона через 3 года по изготовлении следует брать коэффициент сокращения равным 0,0003 — 0,0004, т. е. равнозначным понижению температуры на 25 — 30°. По другим данным, усадку следует приравнивать понижению температуры на 15 — 20°.

По исследованиям Диккергофа и Видмана, усадка бетона возраста 1 год, в зависимости от состава, выражается следующими коэффициентами:

$1 : 1^1/_2 : 2{,}8$	$\beta = 0{,}000557$
$1 : 2^1/_2 : 4{,}6$	$\beta = 0{,}000794$
$1 : 3{,}8 : 7$	$\beta = 0{,}000583.$

В среднем $\beta = 0{,}00064$, что соответствует понижению температуры на 50°. Из других опытов выводят заключение, что чем жирнее бетон или разбор, тем больше усадка при твердении.

По исследованиям Coldbeck'a в Америке[1]), бетон состава 1 : 2 : 4 через 3 месяца дал сокращение 0,00052 длины образца; при этом замечено, что сухой бетон (воды 8,5% по весу) сильнее сокращается, чем мокрый (воды 10 — 12%). Со временем разница уменьшается.

В общем надо признать доказанным коэффициент усадки 0,0004 — 0,0005. С ним приходится считаться при расчете сводов. Принимать его во внимание полностью было бы во многих случаях равносильно отказу от применения бетонных сводов без шарниров. Уменьшить значение коэффициента можно выдержкой свода в продолжение двух недель без замыкания. За это время произойдет сокращение до 0,0002 (опыты Coldbeck'a). Остальные 0,0002 — 0,0003 можно учесть как понижение температуры на 10 — 15°, как и предлагается, в советских нормах 1926 года с повышением допускаемых напряжений на 20%.

В применении к железобетонным сводам вопрос усложняется присутствием железа, его сопротивлением сжатию бетона. Опыты Консидера, например, показывают, что бетонные бруски с железом сокращались в 5 — 10 раз меньше таких же брусков без железа.

Вопрос не достаточно еще выяснен.

§ 2. ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ВОЗВЕДЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ.

42. Советские нормы в связи с иностранными. — С целью большего обеспечения безопасности сооружений общественного значения, упорядочения производства работ, технического контроля и получения более или менее однообразных по подъемной силе мостов выработаны во многих странах нормы для проектирования, возведения и испытания железобетонных сооружений. В СССР в настоящее время выработаны общие нормы для главнейших ведомств: нормы Госплана и в частности нормы НКПС для мостов. Те и другие нормы „временные“ и утверждены в 1926 году. Нормы НКПС для мостов в настоящее время (1929 г.) уже изменены, если не офи-

[1]) Armierter Beton, 1911, S. 396.

НБ УДУНТ (ДИТ)

циально, то на деле. Много раз они менялись за последние годы и все неудачно; это указывает на отсутствие определенного подхода к делу.

Приводим из норм НКПС существенные указания.

а) Проект должен состоять из чертежей как общего расположения, так и детального устройства каждой части сооружения с указанием расположения и конструкции арматуры и с обозначением всех размеров; подробного расчета с указанием принятых нагрузок, рода материалов и коэффициентов прочности и устойчивости; пояснительной записки, заключающей в себе описание особенно ответственных частей сооружения, указание порядка производства работ, последовательности и сроков раскружаливания

б) Сооружения из железобетона делятся на три класса по своей важности и силе. Мосты под железную дорогу относятся ко II классу, мосты под обыкновенную дорогу — ко II или к III классам. К каждому классу предъявляются свои требования.

в) Постоянная нагрузка определяется по принятым в проекте размерам сооружения; если приходится наперед задаваться размерами, то в окончательном результате действительный вес не должен отличаться больше, чем на 5%, от учтенного в расчете.

Вес бетона принимается 2,2 *т*, вес железобетона	2,4	*т* в *м*³
Кирпичная кладка .	1,6 — 1,8	*т* в *м*³
Бетон на кирпичном щебне	1,8	„
на пористых доменных шлаках	1,6	
угольном шлаке	1,2	„
„ „ коксе	1,1	„
Песок сухой .	1,6	
„ влажный	2,0	
Гравий влажный	2,0	
Асфальт литой	1,5	„

Подвижная нагрузка берется с динамическим коэффициентом, вычисленным по формуле (при толщине баласта 0,5 *м*)

$$d = 1 + \frac{9}{20 + l},$$

где l — длина пролета в *м*. При толщине баласта 1,2 *м* динамический коэффициент 1. Для промежуточных толщин баласта — по интерполяции.

При проектировании статически неопределимых систем с пролетом больше 15 *м* надо учитывать влияние колебаний температуры и усадки бетона.

Учитываемая разность температуры определяется в зависимости от размеров сооружения, конструкции его, температуры замыкания и климата местности. (В виду громоздкости рекомендуемых приемов и недостатка места не приводим их, отсылая к справочным книжкам). При этом коэффициент линейного расширения железобетона принимается 0,000012, а модуль упругости 140000 *кг/см*².

Влияние усадки бетона приравнивается добавочному понижению температуры на 10—15° в зависимости от условий бетонирования и качеств бетона.

НБ УДУНТ (ДИТ)

По вопросам нагрузки в других странах в настоящее время принимаются следующие указания.

В Германии (нормы 1925 г.) динамический коэффициент учитывается в нормах допускаемых напряжений, а не в нагрузках; учитывается примерно в размере 1,50. Колебания температуры принимаются в размере 15 — 20°. Усадка приравнивается понижению температуры на 15°. Для частей сооружения толще 70 *см* или прикрытых другими частями колебания температуры уменьшаются на 5°.

В Италии (нормы 1925 г.) динамический коэффициент принимается от 1,25. Усадка учитывается в размере 1,5 *мм* на 10 *м* длины.

В Швейцарии (нормы 1915 г.) динамичность нагрузки учитывается в допускаемых напряжениях в зависимости от пролета. Колебания температуры принимаются в ± 15°; усадка приравнивается понижению температуры на 20° или на 10° при отсрочке замыкания.

г) При расчете многопролетных плит как однопролетной балки за пролет берется расстояние между опорами в свету плюс толщина плиты в середине пролета; при расчете их как многопролетных неразрезных балок пролеты принимаются равными расстоянию между осями опор.

Плита может рассматриваться опирающейся по контуру, если отношение сторон ее меньше 1,5.

Сосредоточенная нагрузка считается распределенной по длине пролета на величину

$$a_1 = a_2 + 2h$$

и поперек плиты на величину

$$b_1 = b_2 + 2h + \frac{l}{3},$$

где

a_2 и b_2 — стороны площадки действия сосредоточенной нагрузки;

h — высота полотна над плитой;

l — расчетный пролет плиты.

В плите, опирающейся по контуру, моменты изгиба определяются по таблицам проф. Галеркина (см. приложения).

Неразрезная многопролетная плита расчитывается „в особо ответственных случаях“ по правилам расчета неразрезных балок. В остальных случаях, если число пролетов больше двух и все они одинаковы по величине, можно принимать:

$$\begin{aligned} &\text{опорные моменты} && -{}^1/_{12}\ (p+q)\,l^2 \text{ и } -0{,}7\ M_{max}, \\ &\text{по середине} && +{}^1/_{12}\ (p+q)\,l^2 \text{ и } +0{,}7\ M_{max}, \end{aligned}$$

где p — постоянная нагрузка на единицу длины пролета, q — временная; l — расчетный пролет; M_{max} — наибольший момент от подвижной нагрузки для простой балки пролета l.

Опорные реакции при этом упрощенном расчете принимаются как для разрезных балок, за исключением второй опоры от каждого конца, для которой прибавляется еще 15%.

НБ УДУНТ (ДИТ)

При расчете ребристых балок в состав сечения вводится плита с каждой стороны оси ребра на ширину до половины расстояния между осями ребер и не больше $^1/_6$ расчетного пролета балки, а также не больше 8 d, где d толщина плиты. Моменты в тавровых балках берутся по правилам, приведенным выше для плит. При этом должны быть построены эпюры наибольших и наименьших моментов для всего пролета с параллельным указанием принятого распределения арматуры.

д) Поверка бетона на растяжение не требуется.

При определении лишних неизвестных в статически неопределимых системах, а также при определении прогибов и перемещений статически определимых систем в выражение жесткости вводится все поперечное сечение бетона, не исключая и вытянутой части; для упрощения арматура может не приниматься в расчет; модуль упругости бетона для всего сечения принимается при этом 210000 *кг/см*^{2}.

При расчете балок на изгиб определяются нормальные напряжения и скалывающие и соответствующие им главные напряжения растяжения. В плитах при напряжении скалывания не больше допускаемого можно хомутов и отогнутых стержней не ставить.

В балках главное напряжение у нейтральной оси, равное скалывающему, не должно превосходить 12 *кг/см*^{2} (поправка 1929 г. к нормам), в противном случае надо увеличить ширину или высоту ребра.

Сдвигающая сила (равная главным усилиям) принимается действующей на арматуру только с той части диаграммы, которая лежит выше ординаты 3 *кг/см*^{2}. Из всей сдвигающей силы, передаваемой на арматуру, на косые стержни передается 50—70% (поправка 1929 г.)

По германским нормам и по нашим до поправки 1929 года, сдвигающая сила, ежели она получалась больше 4 *кг/см*^{2}, вся передавалась на железную арматуру. Это же тяжелое условие принято в норвежских нормах 1926 г. По итальянским нормам, на бетон идет до 2 *кг/см*^{2}, остальное на железо.

По нормам Северо-американских соед. штатов (1924 г.), на бетон принимается 0,02 или 0,03 от временного сопротивления бетона в возрасте 28 дней (т. е. от 2 до 6 *кг/см*^{2}).

По шведским нормам (1924 г.), поверка на разрыв бетона удержана при напряжении до 20 *кг/см*^{2}.

е) Допускаемые напряжения на бетон марки 1 и 2 даны при учете динамического действия, но без учета колебаний температуры и усадки: на сжатие 45 и 40 *кг/см*^{2}; на сжатие при изгибе 50 и 45 *кг/см*^{2}; на скалывание 4,5 и 4,0 *кг/см*^{2}. На сцепление 5,5 и 5,0 *кг/см*^{2}.

Для железа (поправки 1929 г.) на растяжение в главной и косой арматуре 1100, на срез в хомутах 900 *кг/см*^{2}.

При учете влияния температуры все напряжения могут быть повышены на 20%, а при учете температуры и усадки — на 40%, но не выше 75 и 70 *кг/см*^{2} для бетона и 1500 и 1100 *кг/см*^{2} для железа на растяжение и на срез.

При учете вертикальной нагрузки и ветра допускаемые напряжения повышаются на 20% (поправки 1929 г).

НБ УДУНТ (ДШТ)

По иностранным нормам допускаются следующие величины:

Страна	На сжатие при изгибе *кг/см²*	На скалывание *кг/см²*	На растяжение арматуры *кг/см²*
Германия и Австрия .	40—60	4	800
Швеция .	40—65	4	1000—1250
Англия (1915 г) . . .	42—53	4,2—5,3	1125
Италия .	40—50	2	1200
С.-А.С.Ш. .	0,4 w_{28}	0,02 w_{28}	1125—1266

ж) На грунт по подошве фундамента наши нормы допускают:

для гравия и крупного песка	6 *кг/см²*
плотного сухого глинистого и сухого мергелистого грунта	5
плотного сухого песка .	4
мергелистого влажного	3
сухого, чистого малоуплотненного песка и плотного глинистого влажного	2
слабого глинистого грунта	1
илистого	0,5

При углублении фундамента свыше 2,5 *м* допускаемые напряжения повышаются на каждый добавочный метр на 0,3 *кг/см²*, а при глубине свыше 5 *м* — на 0,5 *кг/см²*.

з) Из конструктивных требований главнейшие следующие. Расстояние в свету между рабочей арматурой и наружной поверхностью бетона должно быть не меньше 20 *мм* для плит и 30 *мм* для ребер. Для хомутов не меньше 20 *мм*.

Расстояние в свету между параллельными друг другу стержнями рабочей арматуры должно быть не меньше диаметра стержня и не меньше 25 *мм*.

По основным вопросам проектирования и возведения см. книжку в 56 страниц: „Временные технические условия и нормы проектирования и возведения железобетонных сооружений“, Транспечать, НКПС, 1926 г.

§ 3. ВЫБОР СИСТЕМЫ В ОБЩИХ ЧЕРТАХ.

43. Сравнительная оценка различных систем. — Когда на основании общих соображений, изложенных в n° 39, 40, решено строить железобетонный мост или, по крайней мере, составить предварительный его проект для более точного сравнения с мостом каменным или железным, то возникает прежде всего вопрос о выборе системы в самых общих чертах: принять ли для задуманного моста арочную систему, балочную или рамную; расположить ли езду поверху, или понизу; сколько пролетов наметить и какой величины.

НБ УДУНТ (ДГТ)

То или другое решение этих вопросов определяет основные черты моста, самые коренные его особенности, на которых, как на каркасе, вырисовываются особенности второго порядка, третьего и т. д.— все те свойства, которые отличают один мост от другого.

Решение этих вопросов, вообще говоря, является самой существенной и трудной задачей проектирования. Решение получается работой творческих сил инженера при участии и напряжении всех сил его ума как в отношении точных знаний, так и в отношении фантазии, изобретательности и глубины понимания культурной роли сооружений общественного значения.

В решении этих вопросов сказывается дух времени, общие течения в мостостроении, увлечения и заблуждения момента Больше того, иногда по общему абрису моста можно судить не только о силе техники и образованности данного общества, но и о социальных и политических условиях его существования, как по египетским пирамидам и гробницам мы судим о тех же сторонах жизни египтян.

В важных случаях решение упомянутых вопросов никоим образом не может обойтись без совместной работы инженера и художника.

Вот почему все чаще ныне объявляются конкурсы на идею проекта моста. На такие конкурсы требуется представить проект общего вида моста, разработанного лишь настолько, чтобы ясна была его основная мысль и техническая осуществимость. Постановка конкурса в этом объеме глубоко верна и имеет в виду самое существенное всякого проекта, его, так сказать, душу, его общий смысл. В назначении такого объема конкурса сказывается не только правильное понимание сущности проектирования, но и культурное отношение к работе инженеров и художников. Всякий конкурс, как состязание на призы, вызывает работу многих инженеров, которая в сумме в огромной степени повторяется и затрачивается на чисто механическую работу. Такая трата сил не будет расточительной, если она ограничивается существенно необходимым. Многие проекты из десятков, представляемых иногда на конкурс, не потребовали бы затраты труда на детальную разработку, если бы конкурс ограничивался лишь идеями проекта, по крайней мере в первом круге.

Итак, выбор системы в общих чертах есть задача творчества, а потому не может быть решена до конца по каким-либо указаниям курса. Если мы ставим этот вопрос, то имеем в виду указать, во-первых, на его существование, так как имеются достаточные основания полагать, что многие инженеры не ведают о нем или не достаточно высоко расценивают его значение. Во-вторых, огромное количество мостов чисто утилитарного назначения, небольших по размерам, строятся в довольно глухих местах, одновременно в большом числе, с применением к ним одного общего типа. Для таких мостов практика дает уже более или менее удачные решения, которые могут быть применены без существенных изменений; остается лишь произвести сравнительную оценку различных решений, чтобы выбрать наиболее отвечающее данным условиям. Нижеследующие наши указания никоим образом не могут претендовать на какую-либо научно-объективную обязательность; все доводы за ту или другую систему, как личное мнение

НБ УДУНТ (ДИТ)

автора, подлежат критике, и вся ценность их определится постольку, поскольку они будут способствовать углублению самостоятельной работы проектирующего при решении вопроса о выборе системы.

В самых общих чертах балочная, рамная и арочная системы отличаются друг от друга следующими свойствами.

Балочная система допускает постройку пролетного строения независимо от опор и в стороне от места его службы. Это дает возможность при массовой постройке мостов, напр., на железных дорогах во время их постройки или в период смены временных деревянных мостов на постоянные, фабриковать пролетные строения на одном месте и затем развозить по назначению в готовом уже виде. Это ведет, конечно, к значительной экономии в стоимости работ и существенно облегчает надзор за постановкой производства их. Возможность подобной фабрикации может иметь значение даже при выборе железобетона в качестве материала для перекрытия. При одновременной спешной постройке многих мостов на участке большого протяжения потребуется организация нескольких рабочих партий, для которых не всегда возможно подобрать сведущих руководителей, или стоимость их содержания окажется слишком высокой по сравнению со стоимостью перекрытия; в таких случаях возможен и отказ от применения железобетона, если не прибегнуть к организации железобетонного завода для фабрикации пролетных строений. Часть экономии пойдет на более дорогую стоимость доставки тяжелого пролетного строения, которое в виду этого весьма желательно проектировать так, чтобы возможно было расчленение его на части. С этой точки зрения, плиты из балок системы Визинтини или Зигварта представляют значительный интерес.

Прием развозки был применен, между прочим, на Китайской Восточной, Екатерининской и на других железных дорогах.

Балочная система наиболее проста как по арматуре, ее размещению так и по постройке форм, а потому ей может быть отдано предпочтение во всех случаях неуверенности в достаточном успехе производства более сложных работ. При затруднениях, которые испытывают в настоящее время, например, наши учреждения в вопросе об обеспечении своих работ достаточно компетентным и дешевым техническим персоналом, вполне возможным было бы предпочтение иногда балочных систем перед всякими другими, более сложными и трудными.

Особенной простотой отличаются балочные плитные мосты, с применением крупных сортов железа (двутавровых балок, рельсов) в качестве арматуры. Их можно перевозить или строить на месте без подмостей. При постройке труб под насыпями балочное перекрытие требует меньшей высоты насыпи, нежели арочное.

Рамные мосты отличаются от балочных тем, что опоры и пролетное строение составляют одно непрерывное целое. Возводятся они всегда на месте службы моста, если не иметь в виду труб прямоугольного очертания, которые могут изготовляться на заводе звеньями при небольших размерах.

При нагрузке пролетного участка рамного моста работают на изгиб и опоры. вследствие чего поперечные размеры пролетного перекрытия полу-

НБ УДУНТ (ДИТ)

чают меньшей величины по сравнению с балочной системой. Это приводит к возможности перекрывать рамной системой бо́льшие пролеты, нежели обыкновенной балочной, так как величина предельного пролета этих двух систем определяется величиной собственного веса пролетного перекрытия по сравнению с величиной полезной нагрузки. Последняя на погонную единицу моста может быть принята постоянной, собственный же вес железобетонных мостов сильно возрастает с увеличением пролета.

При равных условиях производства работ рамная система во многих случаях должна быть дешевле балочной, так как в ней опоры могут быть сделаны из железобетонных колонн весьма ограниченных размеров; передача части изгибающего момента с пролетного перекрытия на опоры выгодна в том отношении, что собственный вес материала колонны, работающей на изгиб, не вызывает увеличения момента изгиба, как в пролетном перекрытии. В виду этого можно рекомендовать придавать опорам рамных мостов возможно большую жесткость на изгиб в плоскости, параллельной продольной оси моста (фиг. 199). Эта система допускает устранение устоев. а это очень большое слагаемое в стоимости моста.

Рамные мосты дают довольно большой простор для разнообразных комбинаций, а потому допускают более тонкое приспособление к местным условиям. Таким образом, рамные мосты можно рекомендовать во всех тех случаях, когда по условиям расположения опор и свойствам перекрываемого места опоры не подвергаются действию сильного потока воды, напора льда и т. п. и могут быть составлены из колонн. Это возможно для различных путепроводов, эстакад, мостов на ручьях, небольших речках и т. д.

Вследствие дешевизны и простоты конструкции эта система, в связи с устранением устоев при помощи консольных свесов, должна получить большое распространение на местных дорогах.

При незначительной высоте моста уместно применение „плитной рамы“, боковые сплошные стенки которой поддерживают землю берегов (фиг. 52). На плохих грунтах раму можно делать замкнутую в виде четырехсторонней трубы.

Арочная система отличается от предыдущих двух прежде всего красотой общего вида и сравнительно большим разнообразием форм от самых легких до самых массивных. Эта система применима при самых различных величинах пролета и высотах моста.

Предельная величина пролета для рамных и балочных мостов может быть установлена примерно около 50—60 *м*; для арочных, строящихся уже мостов наибольший пролет равен 186 *м*; но предельным считать его никоим образом нельзя.

Что касается высоты моста, считая таковую от верха полотна до дна оврага или лога, или до горизонта меженних вод, то как для арочных, так и для балочных мостов типа виадуков с мелкими пролетами (до 25 *м*) предельная высота одинакова. Но арочные мосты, допускающие применение больших пролетов (свыше 50 *м*), дают возможность вполне уместно применять во многих случаях виадук с одним пролетом значительной величины,

НБ УДУНТ (ДПТ)

перебрасывающим опоры с одного склона на другой, как, например, виадук близ Тейфена (фиг. 15); при этом глубина оврага под большим пролетом может быть неограниченно большой.

Таким образом, полем применения исключительно арочных систем являются прежде всего случаи перекрытия глубоких и узких долин и оврагов.

Затем, в мостах с пролетами свыше 30 *м*, при желании сохранить езду поверху и иметь более или менее красивый мост, необходимо прибегнуть к применению арочной системы.

При постройке высоких виадуков на пологих долинах с принятием небольших пролетов хотя и возможно применение балочной системы, но взаимная связь между высокими опорами и пролетным строением будет гораздо лучше обеспечена в случае применения здесь арочной системы, так как для свободного сокращения от колебаний температуры и от усадки бетона при твердении необходимо в балочной системе делать подвижные опоры и делить мосты на отдельные звенья. В виду этого в рассматриваемых случаях применяются исключительно мосты арочной системы (фиг. 261). Напомним, например, замену балок арками в Гмюндертобельском виадуке по соображениям указанного характера.

Что касается области малых пролетов (до 20 *м*), то здесь выбор арки или балки зависит от частных условий. Арочное пролетное строение дешевле балочного. При езде поверху балочная система требует довольно значительного конструктивного просвета; если важно ограничиться меньшим по высоте свободным просветом под мостом, но одинаковым по всему пролету, можно отдать предпочтение балке, хотя возможно сравнение пологой аркой; если же желательно получить наибольшую свободную высоту под мостом в средине пролета с возможностью уменьшения ее к концам, то арочная система в таком случае должна быть предпочтена.

Мы видели примеры таких мостов, которые с одинаковым почти правом можно относить и к арочным и к балочным. Например, мост по фиг. 179—183. По внешнему очертанию установить разницу невозможно. Но по существу конструкция меняется здесь слабо, будем ли рассматривать систему как арочную или как балочную. Важно в таких случаях обратить внимание на обеспеченность незыблемого положения опор по горизонтальному направлению. Если система основания в зависимости от свойств грунта не приспособлена для принятия распора, как, напр., на фиг. 144, то систему следует отнести к балочной.

Наконец нужно ценить и возможность лучшей архитектурной обработки арочных мостов по сравнению с балочными и рамными.

Работа по возведению арочных мостов несколько сложней.

44. Составление схемы моста. — В самом общем выводе можно приблизительно утверждать, что при выборе системы прежде всего нужно во всяком частном случае поставить вопрос об арочной системе, как более универсальной, и лишь при наличности достаточных оснований большего или меньшего значения отказываться от нее и переходить к балочной или рамной.

Например, для моста Parkgasse (фиг. 148) по многим местным условиям

НБ УДУНТ (ДИТ)

вполне подходящей системой была бы арочная; но в виду крайней нежелательности стеснять промежуточными опорами движение по каналу, ширина которого сделана необходимо наименьшей, каждый сантиметр которой стоит очень дорого, приходится давать один пролет; с другой стороны, высота берегов ограничивает сильно конструктивный просвет для пролетного строения, что определяет арку весьма пологую, с большим сравнительно распором; для принятия этого распора свойства грунта создают неблагоприятные условия; можно думать, что достаточное укрепление опор обойдется слишком дорого. Таким образом, конструктор приходит к идее применить балочную систему, но с возможно меньшей конструктивной высотой. Пролет 38,42 *м*, конструктивная высота 1,34 *м*, а за вычетом толщины полотна остается на высоту балки в средине пролета лишь 1,13 *м*, что, очевидно, недостаточно не только для простой балки такого пролета, но и для балки с заделанными концами.

При нормальных условиях высота балки должна быть не меньше 1 : 12 пролета; с некоторым форсированием можно взять 1 : 14 и 1 : 15; это приводит к балке, которая могла бы иметь высоту 1,13 *м* при пролете 15,7 *м*; такую балку промежуточными опорами поддержать было нельзя, так как нельзя было их устраивать; остается, следовательно поддержать ее консолями, вынос которых определяется в 11,36 *м*. По условиям работы консоль представляет до некоторой степени половину свободно лежащей балки, т. е. в рассматриваемом случае ее можно счесть за половину балки пролетом около 25 *м*; вполне достаточной высотой для нее будет поэтому 2,5 — 3 *м*. Остается лишь для уравновешения консоли дать место противовесу, что и привело к устройству скрытых боковых пролетов.

При таких же примерно условиях спроектирован мост в Гамбурге (фиг. 274) с тою лишь разницей, что устройство промежуточных опор допущено, но высота среднего пролетного строения за вычетом толщины мостовой ограничена 50 сантиметрами при пролете 18 *м*. На фиг. 277 представлены возможные решения, которые хорошо освещают процесс выработки окончательно принятого плана сооружения. Хотя представленные там решения даны различными фирмами, но их можно рассматривать в качестве результата поисков одного и того же лица, и тогда понятна будет сущность той работы, которая при этом должна быть совершена. Набросав один эскиз, изучают его с точки зрения полного удовлетворения заданию, в отношении достоинств и недостатков конструкции, ее простоты, удобств производства работ, экономии работ и т. п. При этом открываются какие-либо недочеты, мысль направляется на устранение их, конструкция видоизменяется в желательном направлении, снова обдумывается и т. д. до более или менее полного удовлетворения, до более или менее полного убеждения в невозможности получить лучшую композицию.

Например, первое решение по фиг. 277 представляет применение консольной балки. Слабое место конструкции — подвеска промежуточной балки и подвижные опоры на быках, которые должны быть катковыми, чтобы устранить боковые усилия на быки. Напрашивается мысль применить арочную систему, но в виду значительной разницы пролетов быки будут под-

НБ УДУНТ (ДІІТ)

вергаться значительному распору, между тем толщина их ограничена требованиями судоходства и не может быть больше 2 *м*. Для устранения действия распора на быки имеется средство в устройстве неразрезной арки, опоры которой на быках должны быть подвижны; получается решение четвертое по фиг. 277. От катковых опор мы здесь не избавились. Обдумывая выход из затруднения, вспоминаем, что подвижность опорной точки какого-либо пролетного строения достигается не только применением катков, но также и применением качающихся стоек. Но это приводит к устройству быков на шарнирах. Идея осуществимая, но рискованная в виду возможности удара какого-либо судна; от нее надо отказаться. Продолжая поиски, можем сообразить, что при пологом своде, объединенном с опорами в одно целое, получается, собственно говоря, рама, которая если и дает распор, то с точкой приложения его у дна; это допускает устройство не толстых опор, и мы приходим к схеме второй, третьей или пятой; следует обсудить каждую из них; устраняя, например, недостаток второй или третьей схемы, заключающийся в устройстве шарнира у дна реки, приходим к пятой схеме, как наиболее подходящему решению. Не следует, конечно, придавать какое-либо значение тому обстоятельству, что получилась не арочная, не балочная система, а какая-то особая, которой трудно даже подобрать название; дело не в названии.

Вот каким, примерно, путем должна итти работа подыскания системы, отвечающей данным условиям.

Что касается вопроса о расположении езды поверху или понизу, то здесь прежде всего следует отметить, что расположение езды понизу в массивных мостах должно представлять исключение, так как оно сопряжено с довольно серьезными недостатками конструкции; расположение ездового полотна поверху пролетного строения является более естественным и удобным.

Во-первых, при *одинаковой полезной* ширине ездового полотна и тротуаров полная ширина моста при езде понизу больше, чем при езде поверху на ширину, занимаемую поддерживающими фермами. Напр., по фигуре 222 полезная ширина моста 4,30 *м*, ширина двух балок 0,80 *м*, вследствие чего полная ширина моста, примерно, на 20% больше; настолько же должны быть шире опоры, их фундаменты и основания. Чем больше пролет, тем шире фермы, тем больше добавочная ширина моста, тем дороже мост с ездою понизу. При одинаковой пропускной способности мосты с ездою понизу дороже мостов с ездою поверху на 10 — 20%.

Во-вторых, при широкой проезжей части при двух фермах моста с ездою понизу получаются тяжелые поперечные балки и, вообще, поддержание полотна становится более сложным; это увеличивает также стоимость моста; либо вместо того приходится ставить третью ферму и тем еще больше увеличивать полную ширину моста при понижении полезного действия полотна, разделенного на две узкие полосы.

В-третьих, для устойчивости ферм, возвышающихся над полотном, необходимо либо соединение их при помощи верхних связей (фиг. 372), либо укрепление при помощи поперечных открытых рам. Первое возможно лишь

НБ УДУНТ (ДИТ)

при достаточной высоте ферм, т. е. при соответственной лишь величине пролета; второе сопряжено с увеличением ширины ферм и с тяжелой по виду конструкцией стоек.

Наконец, следует отметить, что внешний вид моста с ездою понизу сильно проигрывает, что видно по фиг. 233 и 237.

Таким образом, ясно, что к расположению езды понизу следует прибегать лишь в крайних случаях, когда система с ездой поверху создает непреодолимые затруднения или обходится слишком дорого.

Существует не мало горных рек, например, несущих во время ливней большие камни или стволы свалившихся деревьев. При прокладке дороги вдоль берега моря или озера с устройством невысоких насыпей — для пропуска таких речек приходится делать мосты в один пролет, чтобы не подвергать опоры ударам или не вызывать задержки стволов деревьев, которые могут создать нечто вроде затора (речки, впадающие в Байкал, например). При таких условиях прибегают к устройству моста с ездою понизу, потому что для расположения езды поверху пришлось бы подымать полотно дороги на значительном протяжении и заставлять все грузы делать лишний подъем и спуск. Перекрытие каналов и улиц также представляет случаи, когда с одной стороны нельзя ставить промежуточные опоры, а с другой нежелательно из-за моста подымать на излишнюю высоту путь. В таких именно условиях находятся мосты по фиг. 233, 237 с ездою понизу

При выяснении условий применения той или другой системы и процесса составления схемы мы могли убедиться, что для определенности работы нужно наметить себе величины пролетов проектируемого моста.

Мосты малых отверстий и трубы в большинстве случаев делаются однопролетными. Труба по фиг. 56 имеет отверстие 3,0 *м*, разделенное на два пролета; это вызвано, если припомним, наличностью слабого грунта, при котором для экономии в толщине нижней железобетонной подушки и для более равномерного распределения давления на грунт вполне целесообразной является постановка промежуточной опоры.

Деление отверстия 4,0 *м* на два пролета по 2,0 *м* по фиг. 57 вызвано недостаточной высотой насыпи, которую по тем или другим причинам невозможно (на станциях) или невыгодно поднимать; труба углублена уже в материковый грунт; чтобы выиграть в толщине нижней подушки и верхней плиты, вполне уместным является применение промежуточной, сравнительно недорогой опоры.

Мост Китайской Восточной ж. д. (фиг. 82) имеет отверстие 4,0 саж., разделенное на два пролета по 2,0 саж.; каждый из них перекрыт особой плитой, заготовленной на заводе и привезенной на место. Подобные плиты готовились для пролетов не свыше 3,0 саж. Перекрытие пролета в 4,0 саж. требовало производства железобетонных работ на месте; при этом для пролета в 4,0 саж. плита той же системы должна была уже получиться весьма тяжелой; нужно было переходить к более сложной форме — ребристой плите; весьма простая арматура из рельсов должна быть заменена более сложной из мелкого железа; работа принимала совершенно другой характер, и, при недостатке сведущих и свободных инженеров, предстояло

НБ УДУНТ (ДИТ)

либо принять деление на два пролета по 2,0 саж., либо отказаться от применения железобетона. Если обратить внимание на то, что высота насыпи не велика, то без подъема полотна и железная ферма не могла быть поставлена в один пролет, а для расположения езды понизу нужно уширять устои. Таким образом деление на 2 пролета вполне оправдывается.

В приведенных примерах деление отверстия на несколько пролетов вытекало из местных условий, главным образом из недостатка в высоте конструктивного просвета — обстоятельство, которое весьма часто определяет величину пролетов и больших мостов.

Местные условия могут вести и к обратным результатам. На примере моста Parkgasse (фиг. 148) мы видели, что хотя конструктивный просвет и недостаточен, мост необходимо было построить в один пролет.

Итак, величина пролетов, а следовательно и число их при данном отверстии определяется местными условиями и силой техники. Эта формула обнимает не только вышеприведенные случаи, но и всякие другие.

Например, балочный мост под обыкновенную дорогу между Вольфуртом и Кеннельбахом (фиг. 173) имеет отверстие около 115 *м*, разделенное на 7 пролетов по 15 — 16 *м*. По местным условиям движения по мосту ширина его небольшая — 4,0 *м*, глубина воды в реке мала; при недостатке средств для постройки моста нельзя было претендовать на монументальное сооружение; приходилось останавливаться на балочной системе, возможность которой определялась легкостью устройства промежуточных опор вследствие отсутствия глубокой воды, быстрого течения, ледохода и пр. Опоры могли быть по местным условиям устроены самого легкого типа, в виде колонн. Дешевизна таких опор допускала густое их расположение, т. е. применение небольших пролетов, при которых балочное перекрытие является наиболее дешевым.

Подобно тому, как для мостов с железным пролетным строением, и здесь может быть доказано, что стоимость моста будет наименьшей, если стоимость промежуточной опоры равна стоимости одного пролетного строения без стоимости проезжей части на нем [1]). В рассматриваемом примере подсчетом и сравнением стоимости опоры и пролетных балок можно подыскать наивыгоднейший теоретический пролет и, сообразно с длиной моста и другими местными условиями, сделать разбивку отверстия, придерживаясь возможно ближе к найденной величине пролета.

От теоретической величины наивыгоднейшего пролета возможны, конечно, и значительные отступления. Например, теоретический пролет должен быть около 20 *м*, а высоты конструктивного просвета хватает лишь для простой балки пролетом 15 *м*; очевидно, уместно будет принять пролеты по 15 *м*.

На судоходных реках наименьшая величина пролетов может определиться из условий судоходства. Это также может ввести существенную поправку к теоретическому пролету. Высший предел может во многих случаях определиться из конструктивного просвета.

---

[1]) См. Курс мостов автора, часть I, 4 изд. 1929 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

При ограниченной его величине для арочных мостов возникает вопрос о предельной пологости арок, а в связи с этим о свойствах грунта и стоимости устройства на нем надежных распорных устоев. При благоприятных условиях пологость арки можно довести до отношения стрелки к пролету 1 : 20; при помощи наклонной забивки свай, при устройстве кессонных оснований арочные мосты можно возводить почти на всяких грунтах, но стоимость опор может оказаться слишком высокой, а потому на слабых грунтах стрелку следует иметь возможно больше, что при определенном конструктивном просвете ведет к сокращению величины пролета.

В тех случаях, где художественное значение сооружения велико, необходимо разбивку на пролеты производить совместно с художником, подчиняя таковую, между прочим, и его требованиям; пределом для последних является техническая осуществимость.

Местные условия, при которых проектировался Гмюндертобельский виадук (фиг. 248), несомненно, подсказывают применение одного большого пролета в качестве главного перекрытия и нескольких боковых в виде сопряжения первого с берегами.

В подобном случае возникает вопрос о величине главного пролета. С увеличением его уменьшается стрелка подъема, возрастает распор, а следовательно и размеры свода, и стоимость среднего пролета; при этом сокращается число боковых пролетов и высота надсводных опор. Очевидно, есть наивыгоднейшая комбинация в смысле стоимости моста. Она находится беглыми подсчетами различных вариантов и сравнением стоимости. При этом необходимо иметь в виду и эстетическую сторону и условия службы сооружения; например, влияние колебаний температуры. Выбор величины боковых пролетов делается также на основании подсчета стоимости сооружения при различных вариациях в числе пролетов и их величине.

К этому же приему приходится прибегать и при выборе пролета для высоких виадуков на широкой долине. Чем выше опоры и труднее заложение оснований их, тем дороже каждая из них и тем бо́льшие следует принимать пролеты; если стоимость опор чувствительно меняется по длине виадука в зависимости от высоты и напластования грунтов, следует изменять и величину пролетов. Для железнодорожных мостов своды получаются более массивными, вследствие чего пролет для них следует брать меньше, чем для мостов гужевых дорог. При сравнении стоимости вариантов необходимо принимать во внимание стоимость кружал, которая значительно увеличивается с увеличением пролетов сводов.

Что касается стрелы подъема сводов, то высокие арки с отношением $f:l$ от 1 до 0,5 требуют менее широких быков, но междусводные пазухи при этом получают большой объем. Толщина быков получается значительной в железнодорожных мостах при большой временной нагрузке по сравнению с постоянной; отсюда следует заключить, что чем больше временная нагрузка относительно постоянной, тем круче следует брать своды. Колебания температуры сильнее сказываются на пологих сводах; чем больше колебания температуры, тем круче должны быть своды. Более тяжелые пазухи для легких мостов с тяжелой временной нагрузкой желательны в

НБ УДУНТ (ДИТ)

интересах большей устойчивости и жесткости моста на динамическое действие нагрузки.

При составлении схемы большую помощь могут оказать данные о построенных уже мостах примерно этого же типа.

Для каменных виадуков пролет, в зависимости от высоты h, на основании существующих сооружений определяется, *примерно*, по формуле (в метрах)

$$l = 6 + 0{,}4h.$$

Для железобетонных, как более легких, следует брать пролет больше на 20—30%. Эта формула весьма условна.

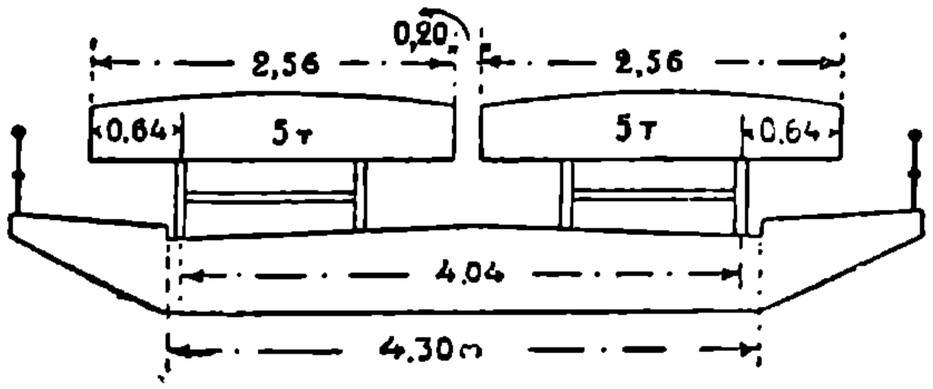
Виадук под обыкновенную дорогу Chauderon—Montbenon (фиг. 13) имеет высоту 26,4 *м*; пролеты по предыдущей формуле должны быть около 17 *м*; прибавляя 30% для железобетонных сводов, получим 22 *м*; принято же в действительности как наивыгоднейшее 6 пролетов по 28,8 *м*.

Когда вместо сплошного свода применяются ребристые своды или простс арки, то пролет может быть назначен еще больше. Напр., мост близ Pyrimont при высоте около 30 *м* имеет три пролета по 51,5 *м* в свету.

Более подробные данные приведены в параграфе о составлении эскиза арочных мостов (§ 10).

Для окончательного установления схемы моста остается назначить его ширину, род ездового полотна, продольный и поперечный уклоны, что делается на основании соображений, общих с другими системами мостов, а потому ограничимся здесь лишь самыми краткими замечаниями.

Наименьшая *ширина ездового полотна* для долговечных мостов, к которым относятся мосты железобетонные, должна быть назначена для одновременной встречной езды на мосту, т. е. расчитана не менее как на два экипажа (фиг. 487). При езде поверху и при устройстве тротуаров, над которыми могут свешиваться кузова широких фур, наименьшая ширина ездового полотна может быть принята в 4,30 *м*, ширина тротуара не должна быть меньше 1 *м*, а для встречного движения пешеходов 1,5 *м*. Без тротуаров ширина полотна должна быть назначаема в 6,5 *м*.



Фиг. 487.

За границей встречаются значительные мосты меньшей ширины, чем здесь указано. Напр., мост близ Kemend в Венгрии имеет длину 84 *м* при трех пролетах, из коих средний 30 *м*. Ездовое полотно этого моста имеет ширину 3,0 *м*, тротуары по 0,5 *м*. В данном случае учтены, конечно, особые местные условия движения.

При езде понизу кузова фур должны поместиться между фермами. Если тротуары расположены снаружи ферм, то ширина просвета между фермами для возможности двухстороннего движения должна быть не меньше 7,0—7,5 *м*.

При назначении ширины моста на шоссе или улицах с оживленным движением таковая принимается, по понятным соображениям, равной их ширине.

НБ УДУНТ (ДИТ)

У нас для обыкновенных дорог установлены в настоящее время ширины ездового полотна и тротуаров как для мостов с ездою поверху, так и для мостов с ездою понизу. Об этом есть указания в нашем Курсе мостов, часть I, 4 изд. 1929 г., стр. 414 и 514.

Ездовое полотно на железобетонных мостах чаще всего устраивается тяжелого типа: из щебеночного слоя, булыжной или торцовой мостовой. Легкий дощатый настил не применяется в виду его недолговечности, дороговизны ремонта и некоторой трудности укладки. В б. Екатеринославском земстве на мостах с легким движением железобетонную плиту прикрывали слоем тощего сравнительно бетона толщиною около 3—5 *см* и допускали езду по этому слою. Подобная мостовая не может считаться прочной и удобной для езды; под действием солнечных лучей она должна дать трещины, по ним возможны выбоины и отслоения. Езда по такой мостовой должна быть слишком жесткой. В Германии есть мосты с бетонной мостовой толщиною 12 *см*. Кроме того, вследствие слабого распределения сосредоточенной нагрузки этот род мостовой требует более толстых плит.

Более удовлетворительным полотном надо считать щебеночный слой типа шоссейных дорог. Чем тяжелее фуры, на которые расчитывается мост, тем толще надо брать слой мостовой. Он смягчает удары и прикрывает плиту от нагревания солнцем. Для предохранения изоляции от повреждений на железобетонное полотно кладут слой гравия с песком толщиною 3 *см*, а затем слой щебенки или камня не меньше 10 *см* и на нем верхний слой щебня или булыжной мостовой. Полная минимальная толщина получается от 20 *см*, наибольшая — от 35 до 40 *см*.

Каменную мостовую из кубиков укладывают либо на слое раствора толщиною 1,5 *см*, либо на слое песка толщиною 5 *см*; последний тип следует предпочесть в виду большей мягкости езды.

Торцовая мостовая употребляется толщиною (высота шашек) 10 — 15 *см* располагается она либо непосредственно на железобетонной плите, прикрытой слоем асфальта, либо на слое бетона. Под торцы во всяком случае подкладывают либо слой асфальта толщиною около 2 *см*, либо слой песка такой же толщины для выравнивания шашек.

Тротуары выстилаются асфальтом толщиною 2 — 3 *см*, цементными плитами, клинкером, асфальтовыми плитами и т. под.

Продольный уклон мостового полотна придается либо с целью отвода воды, либо для увеличения просвета под мостом для судоходства. Наименьшим уклоном считается $^1/_2\%$; достаточным для стока воды считается уклон в 1%; наиболее часто применяются уклоны от 1 до 2%. Предельным уклоном для тяжелого движения признается 3%, для легкого 5%.

Поперечный уклон мостового полотна, придаваемый с целью более быстрого стока воды к бордюру тротуаров, считается достаточным при величине 3 — 4% для шоссейной коры; 1 — 2% для торцовой мостовой.

Тротуарам придается уклон 1 — 2%.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Б. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ ПОД ОБЫКНОВЕННУЮ ДОРОГУ.

§ 4. СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА.

45. Общие замечания. — По соображениям, изложенным в предыдущем параграфе, проектирующий приходит к заключению о целесообразности применения в данном случае балочной системы; схема моста получена. Дальнейшей стадией работы является выбор системы главных балок и, в зависимости от нее, более точное назначение величины пролетов; затем следует вопрос о числе главных балок, их расположении и приблизительных размерах поперечного сечения. Затем устанавливают приблизительные размеры остальных частей сооружения с выяснением подробностей его конструкции настолько, чтобы осуществимость проекта была достаточно ясна. А именно, должна быть намечена конструкция проезжей части, положение поперечных балок, толщина плиты, конструкция ездового полотна и полотна тротуаров; должны быть указаны: изоляция, приемы отвода воды, сопряжение концов пролетного строения с опорами, тип опорных приспособлений. Наконец, должны быть установлены: размеры по фасаду и в плане опор моста, намеченных на схеме, т. е. устоев и быков. В результате этой работы получается *экскизный проект* моста, по которому можно произвести уже достаточно полную расценку задуманного сооружения как в техническом отношении, так и в отношении стоимости.

Во многих случаях придется составить не одну схему моста и не один эскиз; в одном случае будут получаться одни достоинства и недостатки, в другом случае — другие; окончательная оценка различных вариантов возможна будет нередко лишь по тщательном сравнении эскизных проектов и стоимости сооружения по каждому из них.

При решении этих вопросов конструктор должен располагать общими сведениями о приемах конструирования железобетонных мостов, как таковых, об условиях, которым должен удовлетворять всякий мост вообще; он должен располагать литературными материалами о конструкции существующих мостов, должен уметь критически расценивать различные комбинации, видоизменять их соответственно требованиям частного случая, совершенствовать и создавать новые формы.

46. Конструктивные данные из практики. — Мостовое полотно поддерживается сплошным заполнением, которое, в свою очередь, покоится, вообще говоря, на системе продольных и поперечных балок (балочная клетка), расположение и размеры которых при прочих равных условиях определя-

НБ УДУНТ (ДИТ)

ются размерами заполнения (плиты). Сила продольных балок определяет расстояние между поддерживающими их поперечными балками, сила поперечных — между главными балками.

С другой стороны, расстояние между главными балками и число их определяется величиной пролета, нагрузки, конструктивной высотой, системой балки и пр. Во многих случаях могут отсутствовать или поперечные, или продольные балки как передаточная инстанция для нагрузки, или и те и другие вместе. Ясно, что решение вопроса о составе и взаимном положении упомянутых частей представляет задачу сложную, допускающую, вообще говоря, множество вариантов решения; их необходимо продумать, сравнить. Огромную услугу может при этом оказать изучение решений, принятых в существующих уже мостах. Поэтому приводим данные о конструктивных элементах существующих балочных мостов под обыкновенную дорогу (таблица 3)[1].

Из этих данных усматриваем, что:

Расчетный пролет балки l больше пролета в свету L на некоторую величину, определяемую из условия безопасной передачи давления опор на подферменную площадку. Эта величина колеблется от 0,40 до 1,50 *м*. По эмпирическим данным,

$$l = 1{,}03L + 0{,}40\ м \text{ для однопролетных мостов,}$$
$$l = L + 0{,}30\ м \text{ для многопролетных мостов.}$$

Высота главных балок изменяется в пределах от 0,45 до 1,90 *м*, а относительно пролета для разрезных балок от 1 10 до 1 16, в среднем 1 12; для пешеходных мостов до 1 : 20. Для неразрезных от 1 : 14 до 1 : 21, в среднем 1 16.

Ширина балок колеблется в пределах от 0,20 до 0,75 *м*; большею частью берется 30 — 40 *см* и в исключительных случаях больше 50 *см*. По отношению к высоте балок ширина составляет 1 : 2 — 1 : 4, в исключительных случаях 1 : 5 и даже 1 : 6. Достаточность ширины устанавливается удобством размещения и установки арматуры.

Если высота ребра большая, то для установки арматуры рабочий должен спуститься в форму ребра, для чего необходима ширина не меньше 0,60 *м*. В консольных и неразрезных балках нередко приходится замечать утолщение балок у опор в виду того, что на сжатие работает здесь ребро, а не плита.

Расстояние между главными балками колеблется в широких пределах от 0,80 до 4,5 *м*; при расстояниях до 2,0 — 2,5 *м* плита может еще опираться на главные балки; при больших расстояниях является необходимость ввести поперечные балки, расстояние между которыми должно быть заметно меньше расстояния между главными балками, чтобы выиграть в уменьшении пролета плиты, или необходимо ввести вспомогательные продольные балки.

Вообще говоря, выгодно число главных балок брать возможно меньшее; это удешевляет не только формы, но и поддерживающие их подмости, число

---

[1]) Извлечение из обширной таблицы, помещенной в Handbuch für Eisenbetonbau, Brückenbau, 1911 г., стр. 82 — 88.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 3.—Конструктивные данны

Название моста	Пролеты в свету *L*	Ширина моста м. перил. *B*	Констр. высота [2]) *H*	Подвижн. нагрузка	Расчетн. пролет. *l*	Число балок *n*	Расстоя между осями балок *a*
Yverdon (Италия). Пешеходный.	13,0	2,00	0,70	400 *кг/м²*	14,00	2	1,50
Триест. Пешеходный . .	20,4	2,70	1,90	—	21,40	2	1,00
Payerbach. Пешеходный . .	26,0	2,20	1,60	400 *кг/м²*	27,50	2	1,10
Neustadt (Aisch) . .	9 × 11,0	6,00	1,24	Ф. 5 *m*	11,70	4	1,50
Zilligerbach .	7,0	11,00	0,95	К. 20 *m*	7,90	8	1,63
Mühlenfliess	7,0	8,00	1,05	К. 20 *m*	7,60	5	1,70
Sambor (Галиция) . .	3 × 10,0	9,00	—	—	10,60	4	2,18
Rixdorf	11,92	14,00	1,55	К. 23 *m*	12,92	15	1,00
Georgen бл. Prechlau . . .	17,0	7,50	1,80	К. 23 *m*	18,00	5	1,50
Neustadt (Wartha) . .	10 × 20,0	7,10	2,00	К. 20 *m*	21,00	5	1,10
Nonnenbrücke (Bamberg) .	20,95	9,00	2,00	К. 18 *m*	21,90	7	1,73
Muldenbrücke (бл. Aue) .	23,0	5,00	2,00	К. 18 *m*	24,30	2	3,00
Rossbrücke (Pforzheim) . .	27,0	7,20	1,89	К. 21,75	28,40	15	0,80
							Н е р а з р е
	Отверстие						
Anklam. Пешеходный .	60,0	3,00	1,00	—	3 × 20,0	2	2,05
S. Lorenzo (Италия) .	17,8	2,50	0,65	—	2 × 9,10	3	1,15
Drewenz .	31,5	7,00	1,44	К. 18 *m*	2 × 16,0	5	1,35
Вокзал Kieritzsch .	32,0	12,00	1,30	П. 30 *m*	2 × 16,6	3	4,50
Bad Tölz .	33,7	6,50	1,10	—	3 × 11	5	1,35
Elster, бл. Bretmühle . .	40,0	4,00	1,24	К. 15 *m*	2 × 12,7 + 15,4	3	1,35
Rheineck, St.-Gallen .	35,6	8,00	1,25	Ф. 12 *m*	2 × 10,3 + 15,6	5	1,55
Oberhausen . . .	—	4,80	1,36	Берл. н.	2 × 11,4 + 20,7	2	3,30
Granbrücke, бл. Kemend .	77,5	4,00	1,50	К. 20 *m* 2 ф. 16 *m*	2 × 24,0 + 30,0	2	2,50
Караваевский, Киев I . .	39,0	9,00	1,22	—	2 × 8,0 2 × 12,0	4	2,40
Wolfurt (Ach) .	112,3	5,80	1,20	Ф. 12 *m*	7 × 16,12	3	2,05
Elster бл. Meilitz . .	80,0	5,00	1,34	К. 15 *m*	2 × 18,5 2 × 22,0	3	1,80

[1]) Данные о новейших мостах приведены в тексте при описании конструкции их.
[2]) От верха полотна до низа балок.

НБ УДУНТ (ДИТ)

о балочных мостах с ездою поверху [1])

Высота балок h	Ширина балок b	Толщина плиты d	Отношения			Количество материалов			Литература
			$\frac{l}{h}$	$\frac{h}{b}$	$\frac{h}{d}$	бетона V	форм S	арматуры A	
0,70	0,20	0,10	20,0	3,5	7,0	0,23	2,1	0,42	
1,90	0,30	0,15	11,1	6,3	13,3	0,54	3,6	0,36	*Nowak*. Eisenbetonbau.
1,60	0,30	0,20	17,2	5,3	8,0	0,57	3,9	0,90	„B. u. E." 1904.
1,00	0,30	0,15	11,7	3,3	6,7	0,38	2,1	0,29	„D. Bauz." 1905.
0,80	0,40	0,20	9,9	2,0	4,0	0,43	2,3	0,45	—
0,69	0,40	0,22	11,0	1,7	3,1	0,41	1,7	0,67	„B. u. E." 1910.
1,08	0,30	0,20	9,8	3,6	5,4	0,33	1,9	0,46	*Nowak*.
1,10	0,40	0,20	11,7	2,5	5,0	0,47	2,6	0,85	„Zem. u. Bet." 1907.
1,50	0,40	0,15	12,0	2,7	10,0	—	—	—	—
1,70	0,40	0,15	12,3	4,2	11,3	0,55	2,5	—	—
1,78	0,30	0,16	12,3	5,9	11,1	0,50	3,5	0,76	„D. Bauz." 1905.
1,90	0,60	0,30	12,8	3,2	6,3	0,65	2,4	0,31	—
1,77	0,38	0,35	16,0	4,6	5,1	—	—	—	„B. u. E." 1912.
ы е б а л к и.									
0,97	0,25	0,13	20,6	3,9	7,5	0,28	2,2	—	„Zent. d. B." 1909.
0,45	0,20	0,08	20,2	2,3	5,6	0,17	1,7	0,40	—
1,14	0,40	0,20	14,5	2,9	5,7	0,58	2,0	0,53	—
1,05	0,75	0,26	15,8	1,4	4,0	0,38	1,6	0,75	„B. u. E." 1910.
0,82	0,30	0,12	14,3	2,7	6,8	0,30	2,2	—	*Mörsch*. Eisenbetonbau.
0,94	0,50	0,15	16,5	1,9	6,0	0,48	2,5	0,35	„B. u. E." 1908.
1,00	0,35	0,15	15,6	2,9	6,7	0,36	2,2	0,42	„Arm. Bet." 1909.
1,24	0,60	0,18	16,7	2,1	6,9	—		—	—
1,40	0,30	0,19	21,4	4,7	7,4	0,49	2,8	—	—
1,00	0,40	0,15	12,0	2,5	6,7	0,33	1,8	0,92	—
0,92	0,35	0,12	17,5	2,6	7,7	0,39	2,1	0,29	„B. u. E." 1905.
1,24	0,50	0,20	17,7	2,5	6,2	0,57	2,5	—	„B. u. E." 1908.

НБ УДУНТ (ДИТ)

которых определяется примерно числом ребер. Уменьшение числа ребер увеличивает нагрузку на каждое из них, что приводит к желательности увеличить высоту ребер. Поэтому, при достаточном конструктивном просвете ставят балки возможно реже; с другой стороны, при большом расстоянии между главными балками и при густом расположении поперечных балок стоимость форм также увеличивается. Наконец, от величины расстояния между балками зависит толщина плиты и ее вес, составляющий значительнейшую долю постоянной нагрузки пролетного строения. Наивыгоднейшая комбинация состоит в том, чтобы при толщине плиты 15 — 18 *см* иметь расстояние между ребрами от 2,5 *м* до 1,5 *м*, равное примерно расстоянию между колесами фур; при расчете моста на тяжелый каток (23 *т*) балки располагаются еще гуще, примерно 1,0 — 1,3 *м*; при таких условиях поперечные балки нужны будут лишь как связи и их можно поставить сравнительно редко, на расстоянии от 2*a* до 3*a*, где *a* — расстояние между главными ребрами, и не дальше $^1/_3$ — $^1/_4$ пролета главных ребер. Чем тоньше плита, тем поперечные ребра должны быть чаще поставлены, так как они, кроме того, укрепляют плиту на выпучивание, как сжатый элемент тавровой балки.

Толщина плиты колеблется от 8 до 30 *см*. Она находится в зависимости от расстояния между балками, на которые плита опирается, от давления колеса фуры и от толщины мостовой.

Для пешеходных мостов толщина *d* колеблется от 8 до 20 *см*, в среднем равна 13 *см*. Для обыкновенных мостов от 12 до 25 *см* в среднем равна 17 *см*, а для тяжелых мостов 20 *см*. Чем шире полоса плиты, входящая в качестве сжатого пояса в состав поперечного сечения тавровых балок, тем она должна быть толще или чаще укреплена поперечными балками на выпучивание. По нашим нормам, плита толщиною меньше $^1/_{10}$ полной высоты балки не должна вводиться в сечение балки.

В таблице 3 приведены, кроме того, данные о количестве материалов, затраченных на мост. Объем бетона *V* дан в *куб. м* на 1 *кв. м* поверхности моста; эта величина показывает среднюю толщину бетона пролетного строения в метрах и служит до некоторой степени характеристикой конструкции. Помножив *V* на 2400 (вес 1 *куб. м* железобетона), получим собственный вес пролетного строения на 1 *кв. м*. Для разрезных балок в среднем $V = 0{,}45$, для неразрезных 0,39.

Следует заметить, что величина *V* слабо зависит от величины нагрузки, а также от пролета, и собственный вес пролетного строения можно при общих соображениях принимать 1000 — 1200 $к/м^2$ независимо от пролета.

Величина *S* показывает число *кв. м* дощатого настила и стенок форм на 1 *кв. м* поверхности моста. Оно колеблется в среднем от 1,5 до 2,5; лишь для высоких и тесно размещенных ребер подымается до 4.

Наконец, в таблице приведено процентное содержание железа в главных балках по середине пролета, выраженное числом *A*; площадь арматуры отнесена к условной рабочей площади балки; для тавровых балок площадь равна прямоугольнику шириною *a* (расстояние между осями ребер) и высотою *h'* (расстояние от верха тавровой балки до центра тяжести арматуры).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 4.—Конструктивные данные о балочных мостах с ездою понизу.

Название моста	Пролет в свету L	Ширина моста в свету B	Конструктивная высота H	Подвижная нагрузка (фура)	Главные балки: Расч. пролет l	Главные балки: Высота h	Главные балки: Ширина b	Главные балки: Расстояние между осями a	Поперечные балки: Высота h'	Поперечные балки: Расстояние a'	Толщина плиты d	$\frac{l}{h}$	$\frac{h}{b}$	V	S	A главной балки	Литература
Grimmelfingen (путепровод).	9,00	4,50	0,90	6 *m*	10,30	1,42	0,70	5,20	—	1,53	0,12	7,3	2,0	0,62	2,3	0,79	„B. u. E." 1903.
Borek (Познань) (путепровод) .	10,65	4,50	0,64	—	11,45	2,12	0,28	4,78	0,58	3,95	0,34	5,4	7,6	0,57	2,7	0,73	—
Wiesseritz бл. Дрездена.	12,00	4,60	0,65	—	15,00	1,95	0,40	4,40	0,43	2,00	0,13	7,7	4,9	0,48	3,4	—	—
Соединительный (Вена). .	15,00	3,20	0,40	—	15,60	1,44	0,30	3,50	0,40	3,00	0,10	10,8	4,8	0,38	3,0	1,83	*Kersten.*
Franzensbrücke в Buchelsdorf'e	19,50	5,00	0,55	6 *m*	20,20	2,00	0,45	5,45	—	1,00	0,10	10,1	4,5	0,40	2,2	0,95	„B. u. E." 1906.
Балки с окнами, или Виринделя																	
Freudenstadt	1,50	5,00	0,75	10 *m*	12,50	1,70	0,30	5,30	0,40	1,28	0,12	7,4	5,7	0,25	2,6	—	„B. u. F." 1906.
Freudenstadt (станционный путепровод)	17,00	5,00	1,13	12 *m*	18,00	2,60	0,35	5,35	0,50	1,33	0,14	6,9	7,4	0,41	2,7	—	„B. u. E." 1906
Taulow (Ютландия).	18,00	5,10	0,74	—	18,90	2,90	0,35	5,45	0,50	1,96	0,10	6,5	8,3	0,30	2,5	—	—
Hotzenplotz	23,00	6,00	0,70	—	23,60	3,15	0,40	6,40	—	1,82	—	7,5	7,9	—	—	—	—

НБ УДУНТ (ДИТ)

Величина A изменяется в зависимости от относительной высоты балок и подвижной нагрузки в пределах от 0,3 до 0,9%; в среднем для мостов с ездою поверху $A = 0{,}5\%$.

В таблице 4 приведены подобные же данные для балочных мостов с ездою понизу. Ширина подобных мостов не превосходит 6 *м*, причем ставятся две фермы. Пролеты, как упоминалось уже, доведены до 50 *м*.

Расчетный пролет больше пролета в свету приблизительно на 1 *м*. Высота главных балок колеблется примерно от 1 : 7 до 1 : 11, чаще всего берется около 1 : 7 — 1 : 8. Толщина главных балок принимается около 35 — 40 *см*

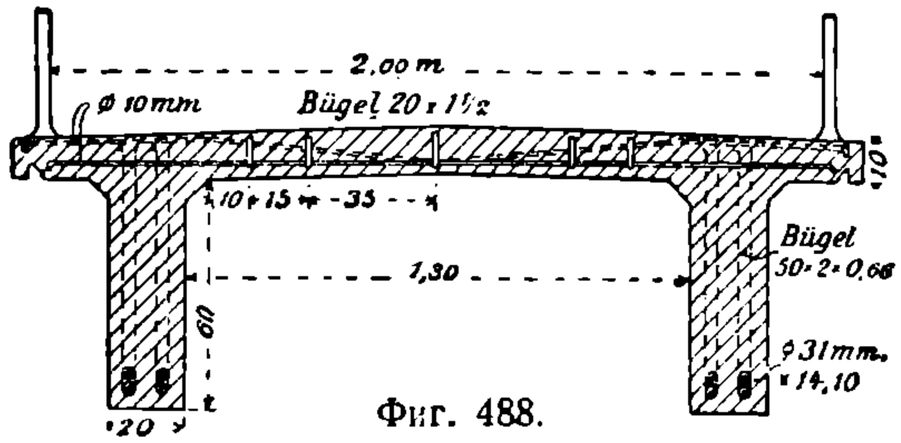
При этой системе всегда применяются поперечные балки, так как опирать плиту на главные фермы слишком невыгодно. Расстояние между поперечными балками чаще всего берется в пределах от 1 до 2 *м*; при этом толщина плиты получается весьма умеренной, не больше 14 *см*, в среднем около 12 *см*. На путепроводе в Borek расстояние между поперечными балками принято слишком большое: 3,95 *м*; толщина плиты при этом равна 34 *см*, что сказалось очень высоким коэффициентом V объема бетона, а следовательно и собственного веса.

В мосте через р. Werra (фиг. 371) расстояние между поперечными балками 3,35 *м*, для поддержания плиты вставлены продольные балки (фиг. 378), что дало возможность иметь плиту толщиною 12 *см*.

Величина V несколько выше для мостов с ездою понизу, чем для мостов с ездою поверху.

Конструктивная высота (полная) может быть доведена до 40 *см*; большею частью она принята около 60 — 70 *см*, т. е. высота балок под полотном моста равна около 40 — 50 *см*. При езде поверху подобная высота может быть допущена для пролетов не больше 6 *м*. С этой величины пролета расположение езды понизу может оказаться выгодным по конструктивной высоте; в таблице наименьший пролет и имеет примерно эту величину.

47. Поперечное сечение пролетного строения. — Это сечение является весьма важным чертежом эскизного проекта; на нем показывают прежде всего поперечный профиль полотна и тротуаров и их ширину, полезную ширину моста; потом конструкцию мостовой, положение изоляции, толщину плит, число и поперечные размеры главных балок. Особого внимания заслуживает конструкция тротуаров; их поверхность значительно поднимается над поверхностью плиты проезжей части, вследствие чего под тротуарной плитой получается место для ящика, в котором могут быть проложены трубы с проводами и пр. Нередко тротуары устраиваются на-весу.

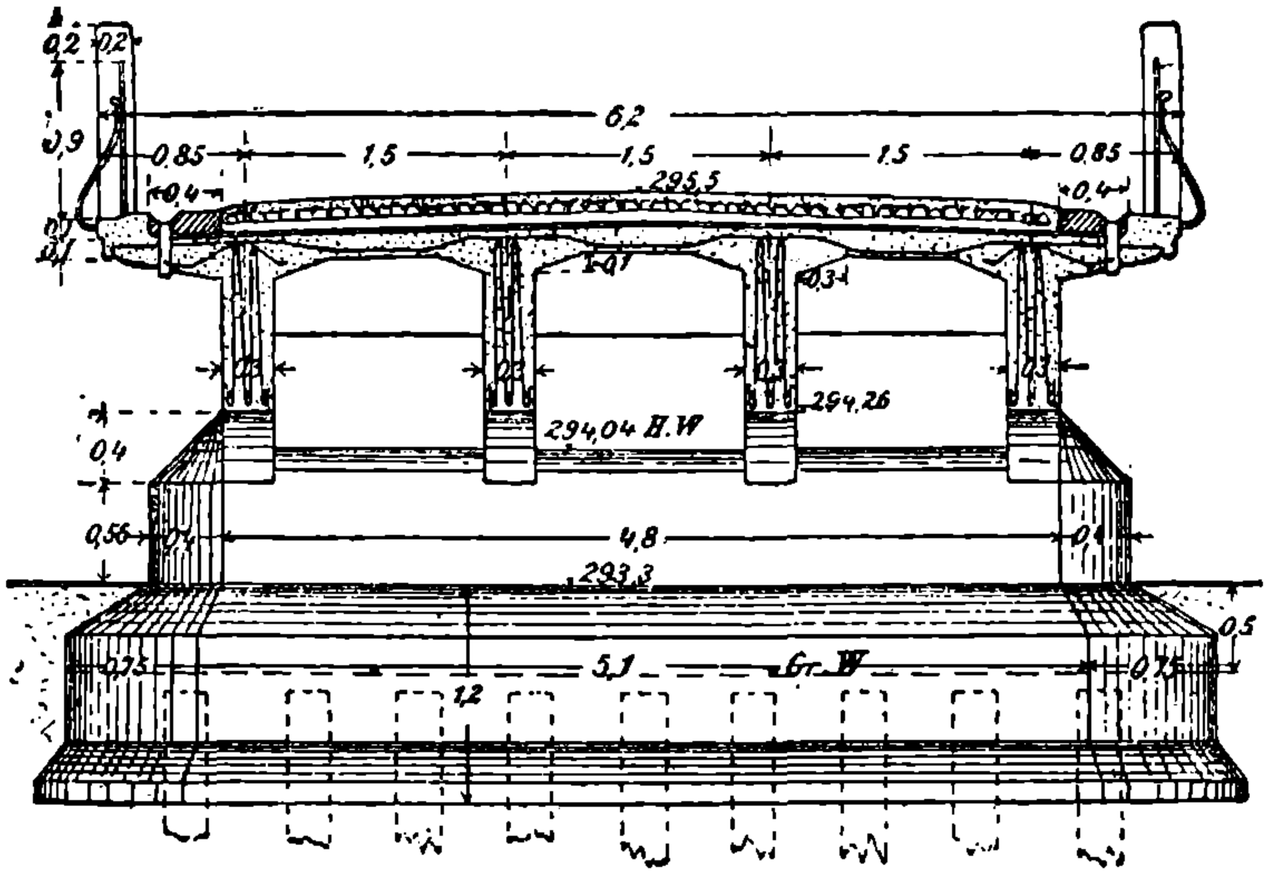


Фиг. 488.

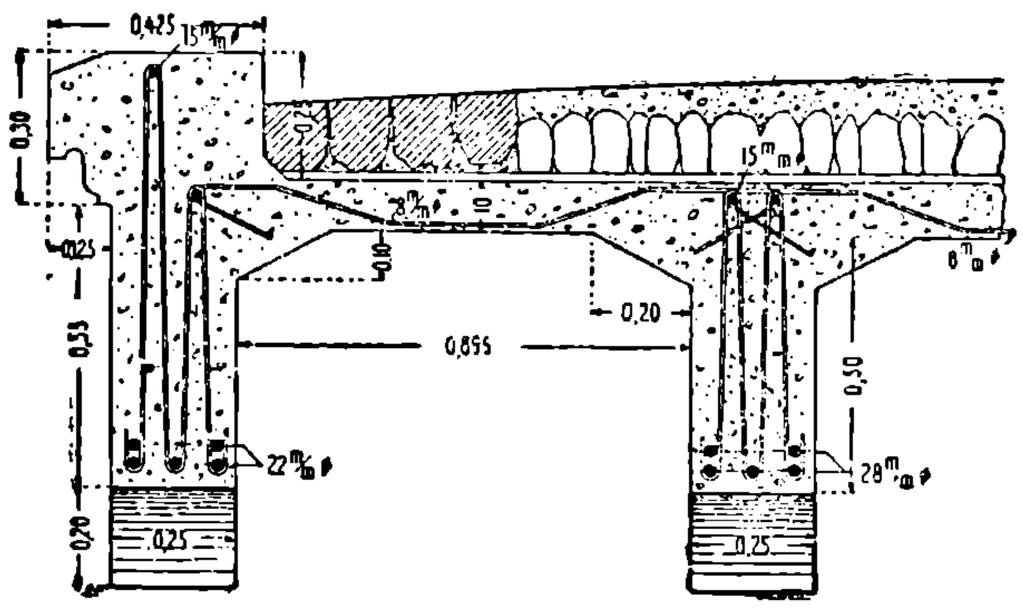
Простейшим типом является поперечное сечение пешеходного моста (фиг. 488); плита покрывается цементной смазкой или асфальтовым слоем; вода стекает на стороны. Если последнее неудобно, устраивают по линии перил бордюр, вдоль которого вода стекает с моста или отводится трубками.

НБ УДУНТ (ДИТ)

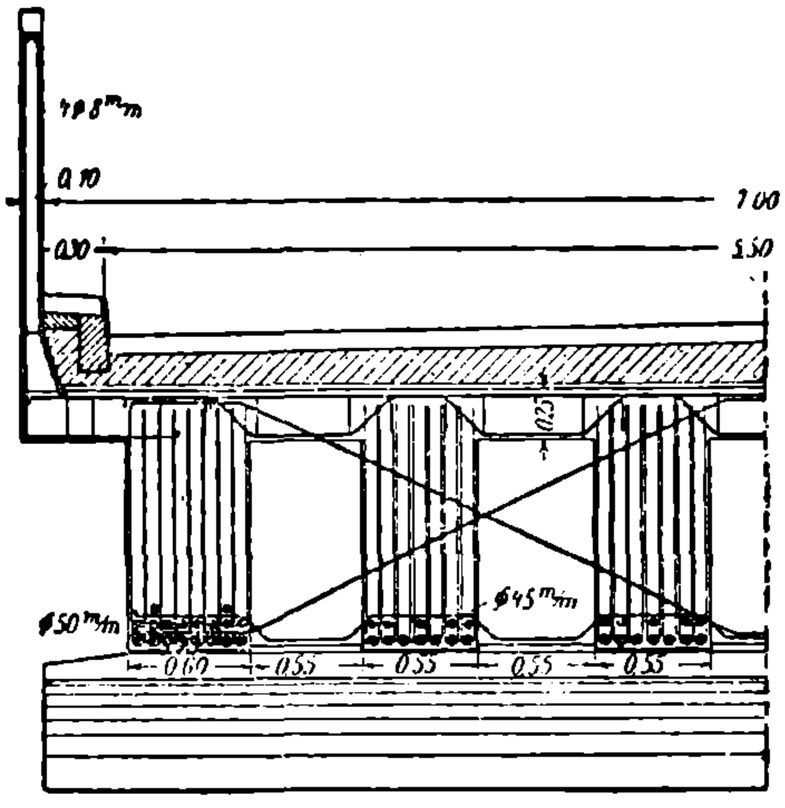
Фиг. 489 представляет поперечное сечение моста без тротуаров; железобетонная плита образует корыто с дном, имеющим поперечные скаты, параллельно поверхности полотна (см. след. n° 48). По изоляции положено шоссейное полотно в пределах главных балок; на боковых свесах корыта уложены из бетонных камней водоотводные каналы, из которых вода удаляется при помощи трубок; по бордюру корыта поставлены перила. Лучше вместо водоотводных каналов, в которые могут скатываться колеса фур, приподымать бока корыта над полотном на 10—15 *см* и вымащивать полотно кубиками на ширину около 50 *см* (фиг. 490); для предохранения ребра бордюра от обламывания применяют угловое железо, но это средство нельзя признать надежным. Гораздо лучше отделить тротуар специальными бордюрными камням, естественными или искусственным (фиг. 491).



Фиг. 489.



Фиг. 490.



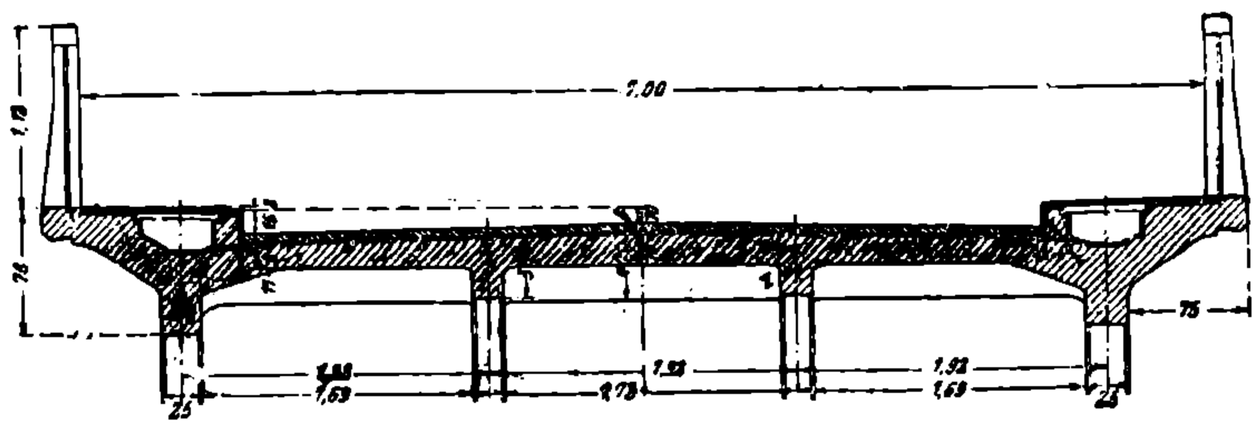
Фиг. 491.

На фиг. 492 приведено сечение с коробками в тротуарах для прокладки труб и проводов. Коробка перекрывается железобетонной плитой толщиною не менее 5 *см*, тротуар на весу.

Что касается величины свесов для тротуаров, то на существующих мостах встречаются таковые до 2 *м*. Выбирая величину свеса, необходимо обращать внимание на результат в отношении внешнего вида моста. Боль-

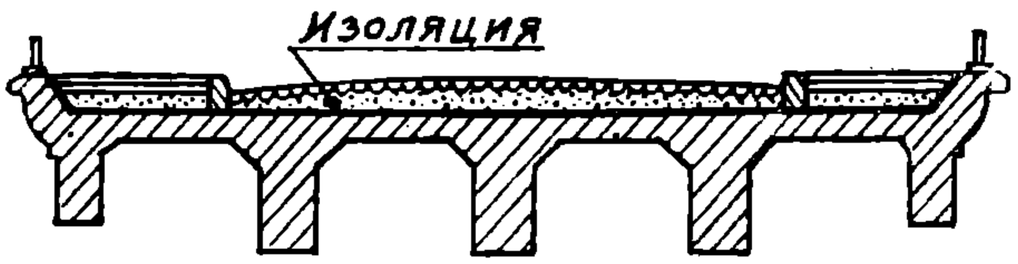
НБ УДУНТ (ДИТ)

шой свес сильно прикрывает пролетное строение и весьма часто портит впечатление от общего вида, в особенности в мостах арочных. Безопасным



Фиг. 492.

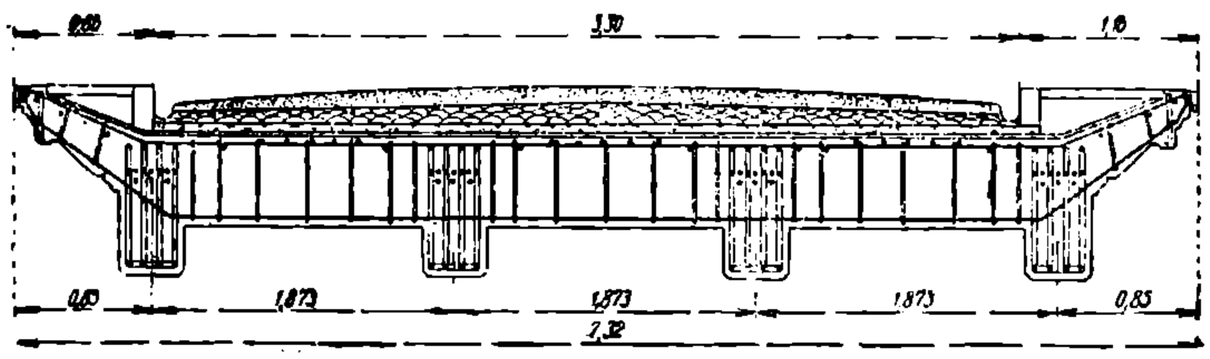
в этом отношении можно считать свес в 0,5 *м*. При этом поперечное сечение моста принимает форму, изображенную на фиг. 493.



Фиг. 493.

В более благоприятном положении находится большой свес, приподнятый козырьком (фиг. 494) для устранения ненужной карнизной балки большой высоты; под тротуарной плитой получается канал треугольной формы.

В последнее время часто устраивают крайние балки заподлицо с перилами. Последние делаются сплошными, благодаря чему мост сверху получает вид корыта, в котором течет движение экипажей (фиг. 102).



Фиг. 494.

48. Изоляция и отвод воды. — Весьма важным вопросом конструкции железобетонных мостов следует считать устройство изоляции и отвод по ней воды, просочившейся через ездовое полотно. Изоляция должна прикрывать всю поверхность мостового полотна без перерыва как по длине, так и по ширине. Всякий разрыв изоляции обесценивает ее наличность и представляет важный недостаток конструкции, так как в промежуток или щель непременно попадет вода, которая вследствие капилярности распространится по обширному району железобетонной конструкции; мокрый же бетон легко подвергается разрушению, в особенности при действии морозов. Многие считают бетон водонепроницаемым; это — вредное заблуждение: даже весьма жирный цементный раствор проницаем для воды вследствие пористости и вследствие того, что при твердении в бетоне

НБ УДУНТ (ДИТ)

образуются волосные трещины вследствие неравномерного сокращения в объеме различных его составных частей (щебень, раствор); он легко дает трещины и от действия подвижной нагрузки.

Исходя из приведенного основного положения, следует располагать изоляцию по всей ширине моста, выводя ее на дневную поверхность на самом краю полотна, как показано на фиг. 493, на которой изоляция идет и под бордюрным камнем. Весьма удачно располагается изоляция, когда она переходит непрерывно в изолирующую поверхность тротуара. Если под тротуаром устраиваются ящики, то изоляция должна покрывать ящики сверху, а еще лучше внутри, проходя непрерывно под бордюрной стенкой ящика; в противном случае будет намокать бордюр, а от него влага пойдет и дальше.

В качестве изоляции весьма часто применяют *слой асфальта*, толщиною около 1 *см*, располагаемый по слою цементной смазки 1 : 2; асфальт следует брать в смеси с мелким песком и лучше его прессовать; нередко по недоразумению асфальтовый слой для изоляции кладут такого же состава, как для тротуаров, т. е. с крупным песком и гравием; такой асфальт слишком порист и хрупок. Особенно тщательно должны делаться стыки асфальтового слоя после перерыва в работе по настилке. В последнее время асфальт заменяют более эластичным материалом, как *толь*, *просмоленное полотно*, *войлок* (асфальтфильц), *рубероид* — листы из шерстяных оческов, пропитанных смолой, толщиною от 0,5 до 2 *мм*; если нужно, применяют два слоя. Их укладывают по цементной смазке, покрытой теплой смолой, т. е. как бы наклеивают при помощи смолы. Для мостов слой рубероида толщиною 1 — 2 *мм* можно признать достаточным.

Просмоленный войлок имеет толщину около 2,5 *мм*, двойной 3 — 4 *мм*.

Нередко применяют для изоляции *свинцовые листы* толщиною от 0,5 *мм* до 3 *мм* в мостах-каналах, проложенные между двумя слоями толя или смоленого полотна по горячему гудрону. В стыках свинцовые листы кладут в нахлестку на 6 *см*. Это самая дорогая и хорошая изоляция. Стоимость ее в 2 — 3 раза выше стоимости изоляции из других материалов.

Для изоляции крутых поверхностей, например, железобетонных сводов подъемистых труб, достаточно покрыть поверхность трубы смазкой, а затем за два раза горячим гудроном. Имеется патентованная смоляная краска *преолит*, покрытие которой производится в холодном состоянии.

Для крутых же поверхностей пригодно просмоленное полотно, укладываемое на горячий слой гудрона и сверху промазываемое также горячим гудроном.

Для отвода воды, просочившейся до изоляции, принимают особые меры лишь в тех случаях, когда полотно моста очень водопроницаемо, напр., баласт мостов под железную дорогу. В таких случаях верхней поверхности плиты придают продольные и поперечные уклоны, собирающие воду в определенные пункты, из которых она отводится трубками (см. фиг. 162). При плотной мостовой, каменной или торцовой, вниз проходит сравнительно немного воды; ей предоставляют иногда подниматься обратно на поверхность и испаряться, или тоже дают сток при помощи уклонов

НБ УДУНТ (ДПТ)

к бордюру тротуаров и здесь спускают в те же трубки, которые отводят воду с поверхности мостовой.

49. Тип, число и размеры главных балок. — Вопрос о применении в каждом частном случае разрезных, неразрезных или консольных балок для моста балочной системы должен уже до некоторой степени выясниться при выборе системы моста, также как и вопрос о применении ребристого перекрытия или плитного. Последнее применяется при пролетах до 5 — 6 метров, когда толщина плиты не превосходит еще, примерно, 40 *см*.

Для применения разрезных балок в чистом виде нужно иметь небольшие пролеты, или опоры моста должны быть достаточно широки для помещения концов балок и возможно более жестки на отклонения вдоль моста под действием сил трения в опорных точках. Такие опоры редко возводятся для железобетонных мостов, так как свойства материала позволяют конструировать пролетное строение в непрерывном соединении с опорами. В большинстве случаев разрезные балки располагаются на готовых уже каменных опорах, остающихся от мостов с деревянными или железными пролетными балками. Исключение составляют мосты железнодорожные, для которых большею частью строят устои массивные, в виду простоты и однообразия работ.

Для однопролетных мостов, конструируемых заново вместе с устоями, вполне целесообразно заделать концы балок в устои, переводя ребра пролетного строения в контрфорсы устоев. Это дает возможность уменьшить конструктивную высоту балок, создает распорку между устоями, существенно улучшающую их устойчивость под давлением земли, устраняет слабое место моста — подвижные опорные приспособления. Некоторым возражением может служить неопределенность последствий от колебаний температуры. Если устои считать абсолютно твердыми, то колебания температуры вызовут дополнительные напряжения, которые будут очень значительны. Изменение температуры на 1° вызывает в железобетонном брусе с удерживаемыми концами напряжение, равное $E\alpha$, около 1,75 *кг/см*^{2}. При колебании температуры на $\mp 20°$ напряжении будут около 35 *кг/см*^{2}. Усилия, развиваемые такими напряжениями, будут весьма велики: для моста шириною 5 *м* около 500 — 700 тонн. Под действием таких усилий устои, деформируясь и деформируя основания, будут отклоняться. При коэффициенте расширения 0,0000135 и изменении температуры на 20° изменение длины составит около 0,27 *мм* на 1 погонный метр. При длине балки 20 *м* изменение длины будет 5,4 *мм*, по 2,7 *мм* на каждую сторону. Это еще такие перемещения, которые можно допустить, имея, кроме того, в виду, что часть их все-таки пойдет на упругие деформации, и некоторые дополнительные напряжения появятся.

Система балок с заделанными концами наиболее применима, очевидно, при небольшой высоте моста, в случае недостаточной конструктивной высоты. Но если свайное основание не обеспечивает опор от значительной осадки, лучше применять разрезные балки, на которые осадка опор не влияет в смысле появления добавочных напряжений.

Консольные балки, свободно лежащие на толстых быках, в применении

НБ УДУНТ (ДИТ)

к однопролетным мостам не имеют подвешенных фермочек и дают возможность обойтись без устоев. От постоянной нагрузки момент в средине пролета значительно уменьшается и может быть доведен даже до нуля, если, примерно, вынос консоли равен половине среднего пролета. Исходя из действия подвижной нагрузки, величину консоли следует брать около $^1/_3$ среднего пролета. Эта система столь выгодна как в отношении конструктивной высоты, так и в отношении использования материала балки, что в каждом частном случае следует прежде всего подумать о ее применении. Величина выноса консоли в виду чрезвычайно высокой жесткости железобетонных балок может быть сделана значительной: полагаем, что 15 *м* не будет еще пределом; высоту на опоре следует брать около $^1/_4 - ^1/_5$ выноса и к концу уменьшать для уменьшения собственного веса; для коротких консолей высоту можно и не менять. Так как бетон, работающий на сжатие, находится в узкой части ребра, то здесь прибегают либо к применению бетона Консидера, либо к устройству особых нижних полок.

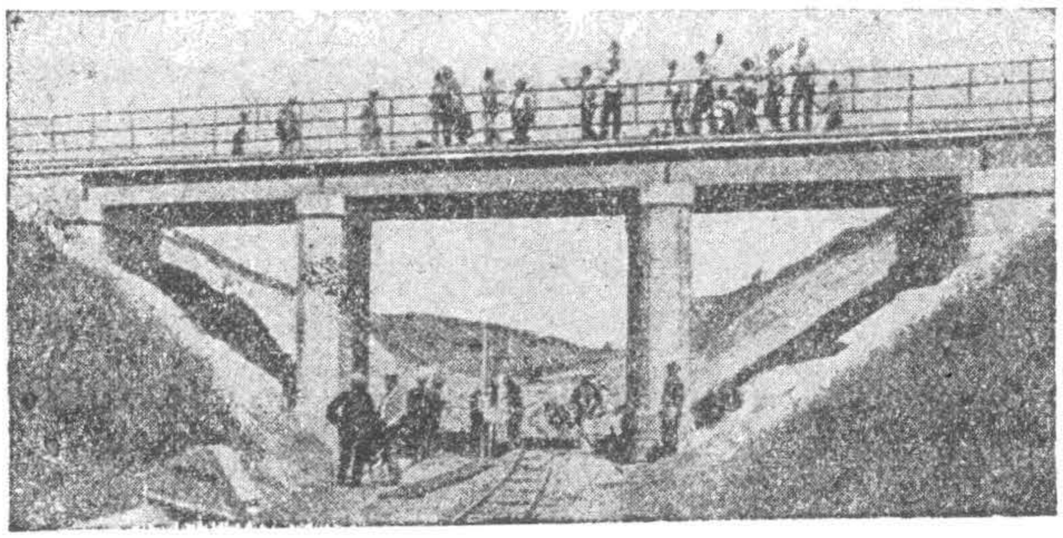
Консольные балки на тонких высоких колоннах, устраняющих, благодаря гибкости, необходимость устройства легкоподвижных опорных приспособлений, не дают продольной устойчивости моста и возможны лишь для случаев, когда имеется хотя бы один устой, естественный или искусственный, к которому и прикрепляется конец консольной балки. При этом получается либо одноконсольная балка, либо неразрезная балка с одним свесом. Проще всего в таких случаях перейти к консольной *раме*, опорам которой можно придать любую жесткость как в продольном, так и в поперечном направлении.

Что касается неразрезных балок, то они прежде всего допустимы на хороших грунтах, когда нет оснований опасаться значительной осадки опор, а затем они не должны быть особенно длинны; в противном случае перемещения концов от усадки бетона и понижения температуры могут оказаться слишком большими. Многое зависит от типа быков, опорных приспособлений и конструкции температурной щели; катковые опоры и широкие быки дают возможность назначить большую длину. Скользящие опоры и тонкие быки мало отвечают значительным перемещениям. Если применяются гибкие промежуточные опоры, то длина балки сообразуется с деформацией колонн и напряжениями в них от изгиба. До сего времени нормальной длиной неразрезных балок считается 40 — 50 *м*; хотя существуют мосты длиною 80 *м*, но они должны находиться в тяжелых условиях в отношении действия усадки бетона и изменений температуры.

Свободно лежащие неразрезные балки должны опираться либо на жесткие, не отклоняющиеся быки, либо на качающиеся колонны. Неразрезные балки на высоких быках с катковыми опорными приборами мало пригодны, в виду того что высокая опора гибка, вследствие чего часть удлинения пойдет за счет отклонения быка с возникновением в нем силы пружинности; когда отклонение достигнет такой величины, при которой сила пружинности преодолеет трение в опорном приборе, может произойти резкое отклонение колонны назад, ее сотрясение, что для каменных опор недопустимо.

НБ УДУНТ (ДИТ)

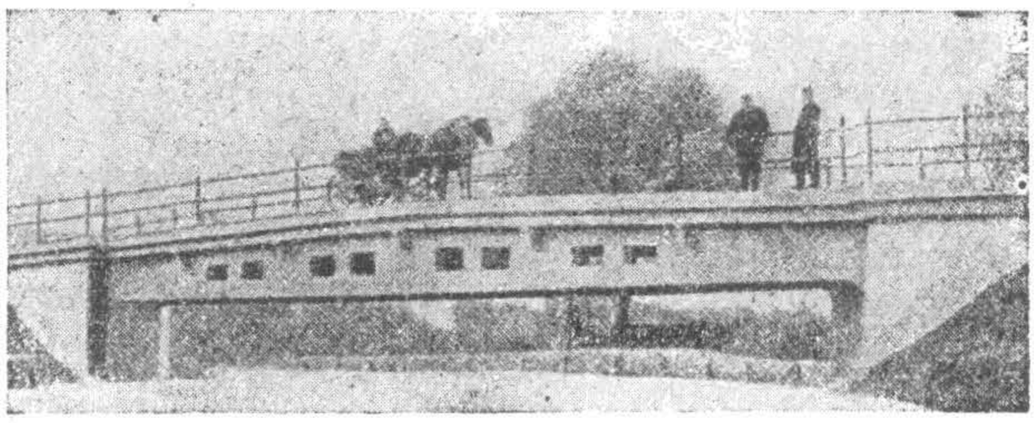
Таким образом, при низких каменных быках неразрезные балки могут оказаться уместными; при более или менее высоких или при устройстве промежуточных опор в виде колонн или узких стен неразрезная балка должна быть заменена неразрезной рамой.



Фиг. 495.

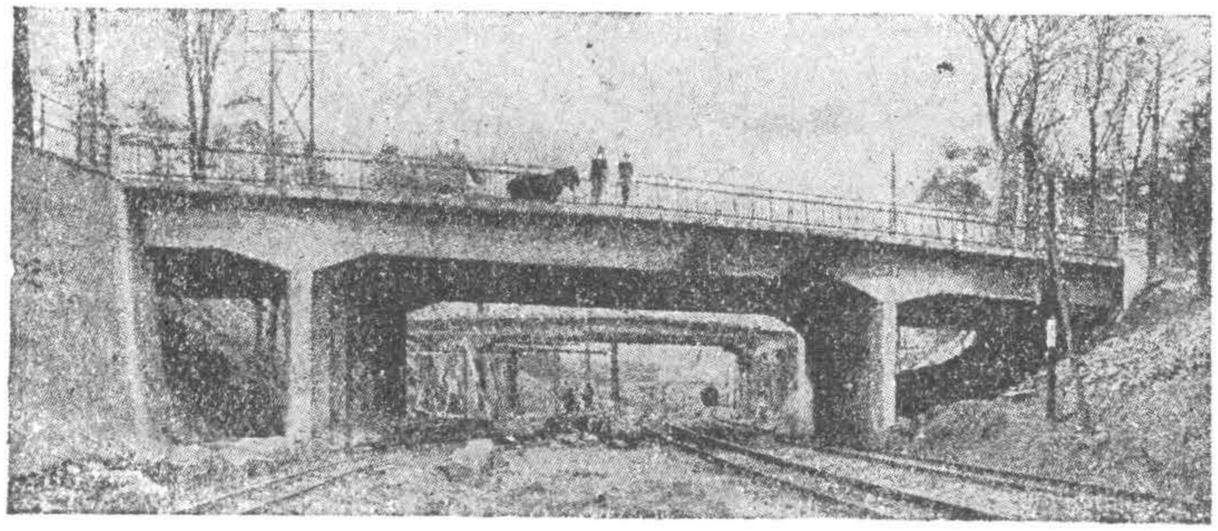
Неразрезные балки, снабженные консолями, дают возможность обойтись без устоев, что свойственно и неразрезным рамам. Конструктивная высота их меньше высоты простых балок.

По фасаду балкам придают очертание с параллельными поясами большей частью в многопролетных мостах (фиг. 495); в мостах однопролетных очень хорошо верхнему поясу давать очертание на два ската или вообще под продольный уклон мостового полотна (фиг. 496). При значительных пролетах для сбережения в собственном весе полезно придавать и нижнему краю балки выпуклое вниз очертание соответственно увеличению изгибающего момента к средине балки (фиг. 119). Для неразрезных балок почти неизбежно увеличение высоты над опорами, чтобы справиться с отрицательными моментами, на которые бетон работает на сжатие узкими ребрами вместо широкой плиты (фиг. 497).



Фиг. 490

Фиг. 498 представляет прекрасный пример приспособления внешнего вида к местным условиям: слабое движение по мосту позволило увеличить просвет под средним пролетом в интересах судоходства посредством большого продольного уклона. За продольным профилем полотна следит неразрезная балка.



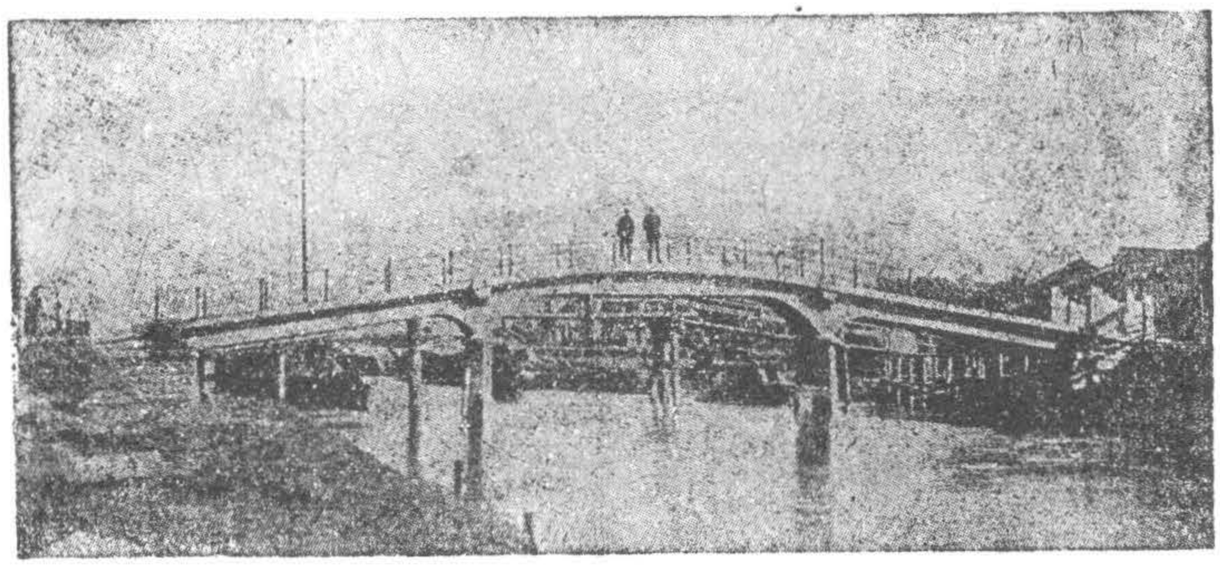
Фиг. 497.

Фиг. 499 представляет случай, когда неразрезная балка очерчена лишь верхним поясом по продольному профилю полотна.

Консольные балки иногда получают форму арочных мостов (фиг. 148

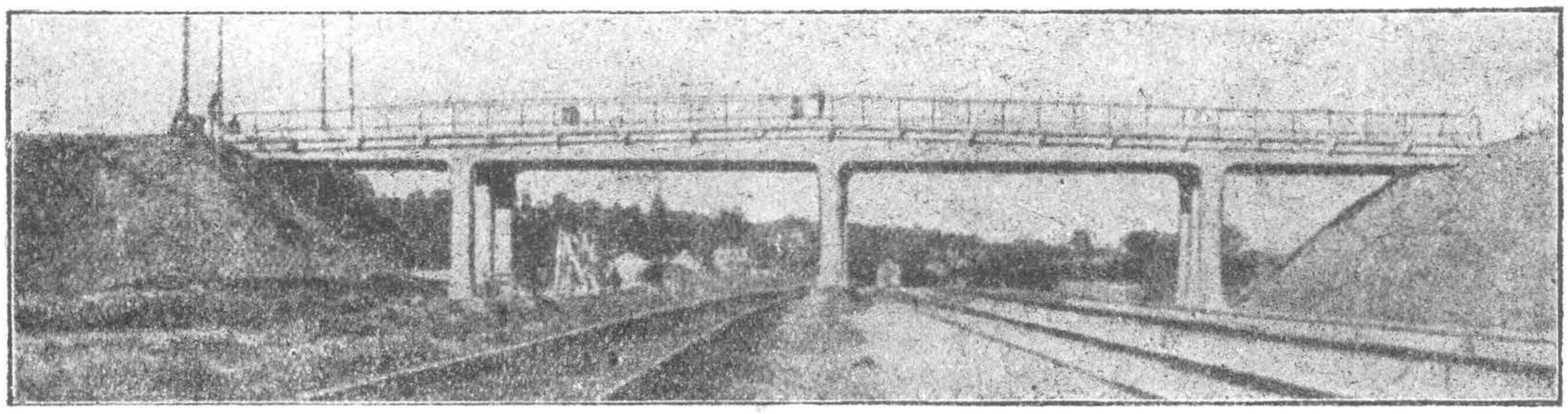
НБ УДУНТ (ДИТ)

и 500). Когда в сжатых нижних частях консольных ребер увеличивают площадь бетона при помощи нижней плиты, получаются конструкции, по внешнему виду весьма близкие к арочным.



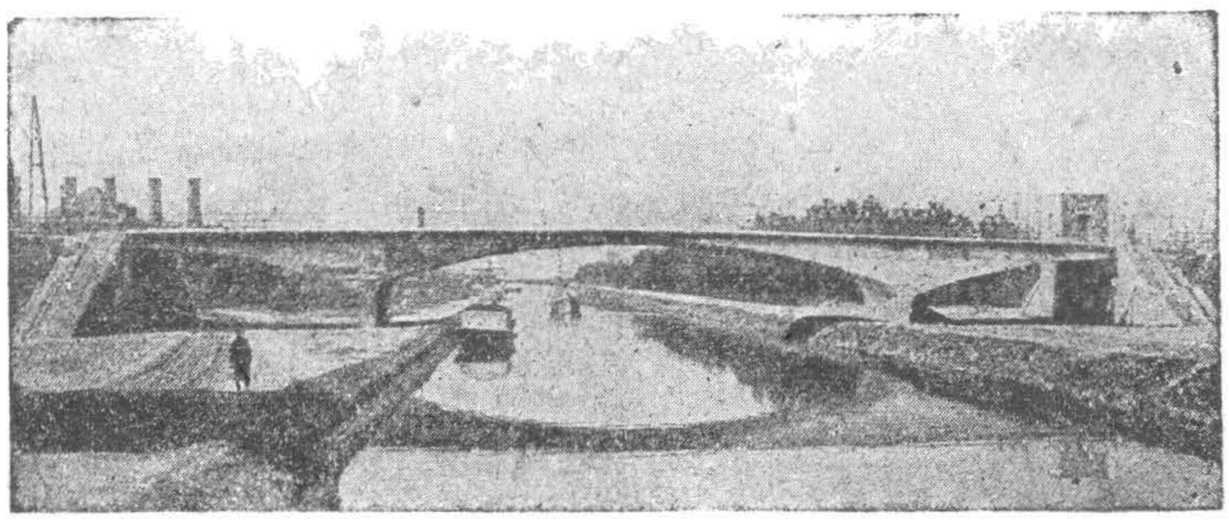
Фиг. 498.

Вопрос о числе и размерах главных балок ребристых перекрытий освещен в п° 46 настолько, что предварительное его решение не представит затруднений. Остается лишь убедиться приблизительными, беглыми под-



Фиг. 499.

счетами в том, что и число балок и размеры их являются наиболее выгодными и не подлежащими большим изменениям.



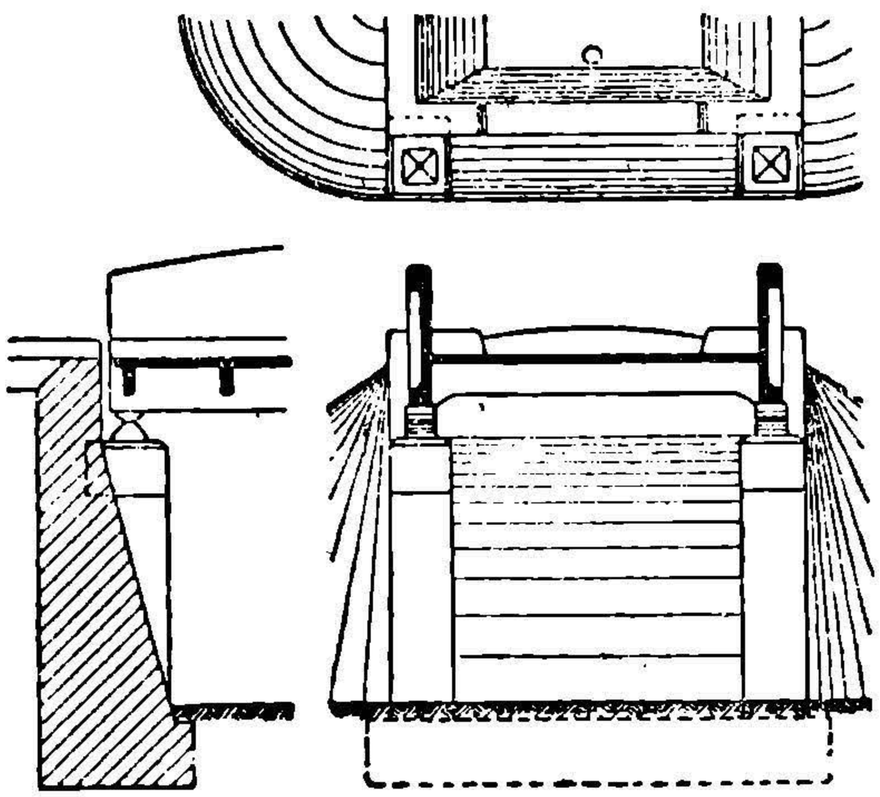
Фиг. 500.

Относительно же плитных перекрытий вопрос сводится к назначению толщины плиты. Подробности эскизных подсчетов приводим ниже в примерах.

*

НБ УДУНТ (ДІІТ)

50. Опоры. — При проектировании опор железобетонного моста балочной системы прежде всего следует решить вопрос о материале этих частей: делать ли их из железобетона, или из камня, бетона. Так как опоры необходимо возводить на месте, то в тех случаях, когда по недостатку технического персонала пролетные плиты фабрикуются на особом заводе и доставляются на место готовыми, целесообразно будет применить для устоев и быков каменную или бетонную кладку. Форма и размеры таких опор очень близки к опорам под железные пролетные строения (фиг. 501).



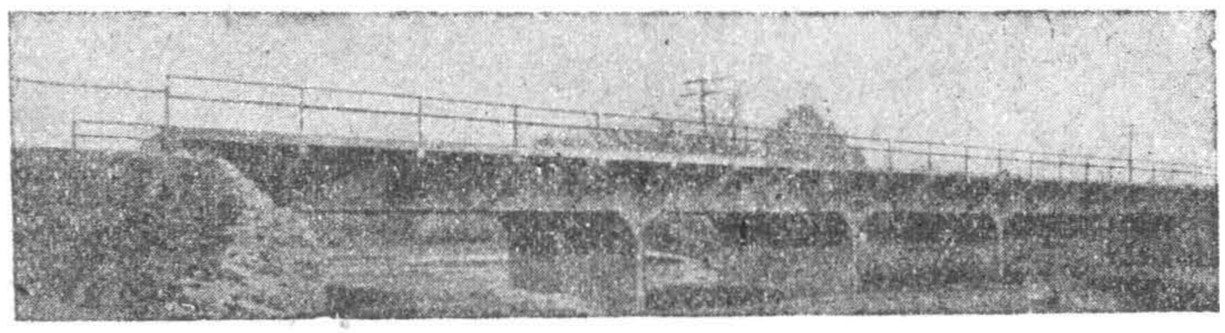
Фиг. 501.

Если же увеличение объема железобетонных работ, намеченных к выполнению на месте, не затруднит организацию постройки, то к устройству весьма дорогих частей моста — устоев и быков — выгоднее применить железобетон.

Железобетонный устой сводится к передней подпорной стенке, поддерживающей насыпь со стороны пролета, приспособленной вместе с тем для поддержания концов балок при помощи выступающих колонн (фиг. 138) или особой полки; по бокам проще всего поставить обратные стенки на весу, без фундамента под ними, подобно тому как это сделано в мосте фиг. 275.

Если применена балка с заделанными концами, то ребра балки переводят в ребра контрфорсов передней стенки, подобно тому как устроено на фиг. 180 и 188.

Железобетонные массивные быки типа, примененного на мосту Шательро (арочном), т. е. в виде железобетонной оболочки, начиненной бетоном, не имеют никаких преимуществ перед бетонными или каменными; применение железобетона будет напрасным усложнением работ.



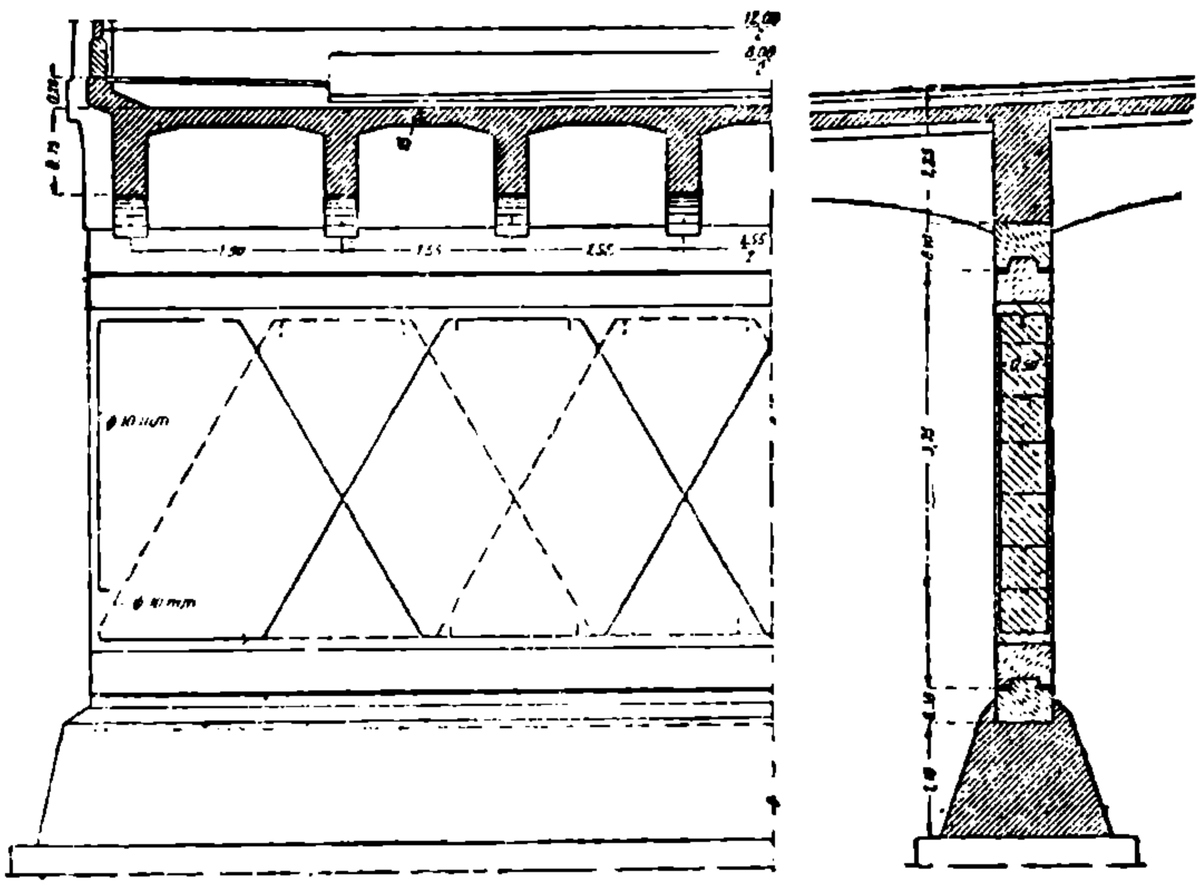
Фиг. 502.

Таким образом, быки из железобетона надлежит делать тогда, когда по местным условиям возможно применение узкой железобетонной стенки (фиг. 502) или поперечной рамы из ряда колонн, связанных для жесткости распорками. Этот последний тип довольно распространен, и в первом отделе имеется достаточно примеров. Если промежуточные тонкие опоры должны следить за перемещениями точек скрепления с балками по длине вследствие колебаний температуры, то размеры

НБ УДУНТ (ДИТ)

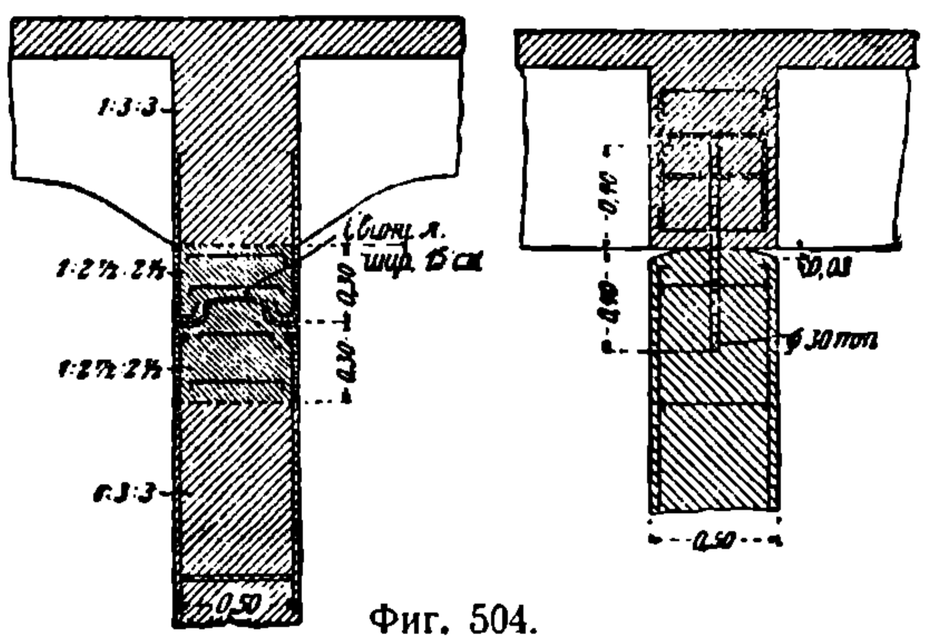
колонн по фасаду следует назначить наименьшими по расчету на сжатие; в поперечном направлении размеры должны быть сообразованы с достижением поперечной жесткости рамы.

Основанием таких быков могут служить, в случае надобности, как деревянные сваи (фиг. 173), так и железобетонные (фиг. 186). Для устранения добавочных напряжений колонн и тонких стенок при изменении длины пролетных балок, устраивают в железных мостах качающиеся стойки; этот прием доступен и для железобетона. На фиг. 503 представлен такой тип промежуточной опоры. Он ценен для многопролетных неразрезных балок, когда при низких колоннах приходится делить мост подвижными стыками на короткие части, чтобы сократить амплитуду отклонений колонн. Применяя эту систему, можно свободно доводить длину балок до 100 метров, когда уклонение верха колонны от среднего положения достигало бы 3 — 4 *см*.



Фиг. 503.

Устройство шарниров качающихся опор основано на тех же началах, на которых конструируются шарниры сводов и арок. Шарниры могут быть металлическими или бетонными с прокладкой свинцовой полосы. На фиг. 504 слева шарнир образован прокладкой свинцовой полосы шириною 15 *см*; для удержания шарнира на месте применен шип. На фиг. 504 справа представлен более простой шарнир, образованный устройством перешейка при помощи прокладки картона по боковым третям сечения; через среднюю треть пропущены штыри для удержания соединения на месте.



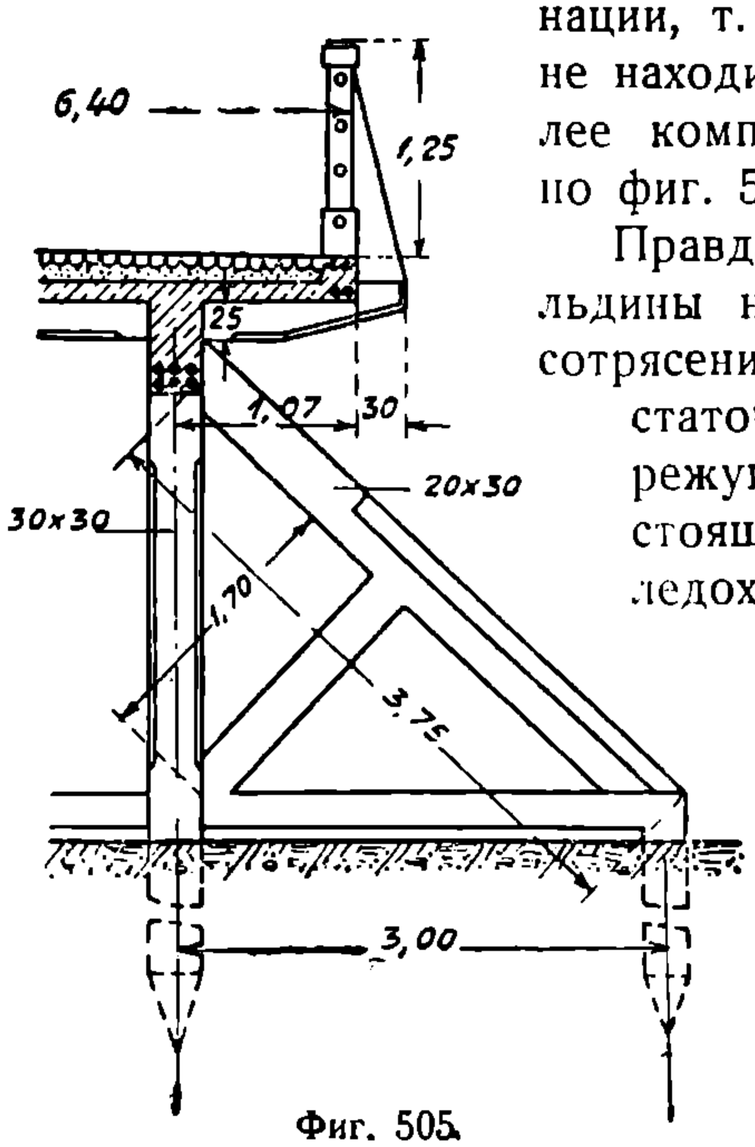
Фиг. 504.

Качающиеся промежуточные опоры возможны, конечно, лишь в тех случаях, когда нет оснований опасаться ударов плавающих тел или судов, в противном случае опоры должны быть массивны или по крайней мере жестко закреплены концами.

Что касается ледорезов, то нужно сказать, что у нас им нередко придают

НБ УДУНТ (ДШТ)

преувеличенное значение. Форма ледореза тесно связана с формой быка, за исключением случаев отдельного расположения его; в последней комбинации, т. е. в отдельном расположении ледореза, мы не находим особых преимуществ по сравнению с более компактной, простой и дешевой конструкцией по фиг. 505.



Фиг. 505.

Правда, при отдельном положении лерореза удар льдины не передается мосту; но чтобы удар вызвал сотрясение, вредное для моста, он должен быть достаточно силен, а такой удар вряд ли выдержит режущая, сравнительно слабая балка отдельно стоящего ледореза. С другой стороны, в случаях ледохода с прочным и толстым льдом, когда возможны сильные толчки, не совсем уместно устройство опор из колонн; тогда следует ставить сплошные стенки, при которых удар в ребро не может быть опасен для моста.

При достаточно серьезном ледоходе вполне уместна форма, примененная на фиг. 485, с пологим режущим ребром при массивном быке. Некоторые замечания по этому поводу приведены в § 10.

51. Размещение и назначение размеров арматуры.— Из первого отдела мы видели, что арматуру помещают в бетоне либо по конструктивным соображениям, либо по расчету.

По конструктивным соображениям следует ставить прежде всего *распределительные стержни* плит, располагаемые перпендикулярно к рабочим стержням; назначение их указывает само название — распределять сосредоточенную нагрузку на большее число рабочих стержней; когда плита близка к квадрату — обе системы стержней ставят по расчету как в числе, так и в диаметре стержней. В противном случае распределительные стержни берут толщиною от 6 до 10 *мм*, редко больше, в зависимости от величины сосредоточенной нагрузки, толщины слоя мостовой, смягчающей ее действие, и числа стержней; стержни располагают теперь в легких мостах, в отступление от первоначальной идеи *сетки* (Монье), на значительных расстояниях. Прежде всего их ставят в местах отгиба рабочих стержней и посередине пролета; в этом случае стержни служат для правильного размещения и удержания на своих местах рабочих стержней. По нашим нормам распределительная арматура должна составлять по объему не менее 15% рабочей арматуры.

Затем по конструктивным соображениям размещают различного рода поперечные связи железобетонных частей; в сжатых колоннах это — поперечные пояски из прутьев толщиною 7 — 8 *мм*, размещаемые по правилам, указанным в технических условиях; эти правила извлечены из опытов над сжатием железобетонных колонн. В сжатых стенках (опоры, например),

НБ УДУНТ (ДИТ)

поперечные связи играют такую же роль, как в колоннах, а потому подчиняются тем же правилам. Наконец, применяемые в тавровых балках подвески или хомуты и полухомуты рассматриваются в настоящее время как части конструктивные и ставятся без расчета, хотя и могут быть введены в расчет на косые растягивающие напряжения или вообще на действие поперечных (перерезывающих) сил. По конструктивным соображениям эти связи ставятся для лучшего объединения ребра с плитой, они размещаются на расстоянии не более ширины ребра и не более 15 d рабочей арматуры. Полухомуты ставятся по сжатой арматуре для устранения ее выпучивания; расстояние в этом случае определяется по правилам для сжатых колонн. Толщина этого рода стержней варьирует в пределах от 6 до 12 *мм*, чаще берут 7 — 8 *мм*.

По расчету определяется число и толщина продольных стержней, принимающих при изгибе растягивающие напряжения.

В солидных мостах под тяжелую подвижную нагрузку арматуру плиты несколько усиливают, делая ее двойною, с постановкой прутьев верхней арматуры раза в два-три реже нижней; кроме того, нижнюю арматуру у опор плит не всю переводят наверх; следует продолжить ее прямо через балку в количестве около $^1/_3$ всего числа стержней нижней арматуры (фиг. 252). Это весьма полезно против тех деформаций, которым подвергается плита, когда подвижная нагрузка располагается лишь над одной или двумя из продольных балок, которые и прогибаются в то время, как остальные ребра остаются почти в покое. Кроме предупреждения трещин в плите, этим достигается и более широкое распределение нагрузки на остальные ребра.

Переводить часть нижних стержней наверх у опор следует всегда; это не трудно делать, между тем весьма полезно для мостов, так как при этом железо принимает форму затяжки шпренгеля, и, в случае излома плиты, этот шпренгель может удержать плиту от обрушения.

При составлении эскиза ребристых балок необходимо приблизительно хотя бы выяснить число и диаметр прутьев и их расположение в поперечном сечении ребра в середине пролета и над опорами неразрезных балок. Рабочие прутья нужно располагать возможно ближе к нижней или верхней наружной грани — в один или два ряда; чем дальше от нейтральной оси общий центр тяжести сечений прутьев, тем меньше потребуется железа по количеству; следовательно, расположение в один ряд лучше, чем в два, а потому надо к этому стремиться. Число прутьев в ряду должно быть таково, в зависимости от ширины ребра, чтобы просветы между рядом лежащими прутьями давали возможность пройти щебенке бетона. Промежуток должен равняться диаметру стержня, но не меньше 25 *мм*; при малых диаметрах и малых промежутках необходимо бетон составлять с мелким щебнем, дресвой или только с гравием. При тесном расположении арматуры применяют бетон, замешанный с большим количеством воды, который течет и не требует трамбования, а потому на прохождение трамбовок промежутки не назначаются.

Для продольных прутьев употребляется круглое железо диаметром от

НБ УДУНТ (ДИТ)

10 до 50 *мм*. В отношении компактности размещения стержней выгодно брать прутья более толстые, но тогда напряжения сцепления могут получаться выше допускаемых. Хотя при загибании концов стержней полукруглым крючком Консидера неподвижность железа хорошо обеспечена, тем не менее для устранения возможности местных расслаиваний не следует в напряжениях сцепления бетона с железом превосходить 7,5 *кг/см*^{2}, чем и должен регулироваться выбор толщины стержней. Что касается длины стержней, то таковая назначается в зависимости от условий постройки. Нормальная длина стержней 8 — 10 *м*. Без затруднения можно получить стержни длиною 12 — 16 *м*; по заказу заводы могут дать и большую длину. Длина стержней арматуры определяется условиями расположения стыков, которые следует ставить в местах ослабленной работы стержней, напр., над опорами или у опор, где часть стержней переводится вверх. В мостах больших пролетов иногда избегают делать стыки и назначают очень большую длину стержней, напр., мост в Бамберге (стр. 64) имеет стержни длиною 23 *м*. Иногда же делают стыки особыми приемами, например, загибая концы крючками и соединяя их овалом на подобие звена цепи; чтобы крючки не разгибались, загнутый конец удлиняют и набрасывают на него петлю.

В балочных мостах под обыкновенную дорогу железная арматура в виде двутавровых балок не применяется; тем не менее, уместность ее для путепроводов не исключается в виду возможности строить железобетонное перекрытие без подмостей. Количество необходимых балок легко определяется по моменту изгиба, найденному для всей плиты, или для некоторой (достаточно широкой) части ее. Так как количество зависит от профиля, то из нескольких возможных комбинаций выбирают выгоднейшую по весу железа, высоте балок, отвечающей высоте плиты, и по промежуткам между балками. Для возможности бетонирования просветы между балками должны быть достаточно велики, примерно, 10 — 15 *см*; а для монолитности плиты расстояния должны быть не больше известного предела, около 1 *м*, в зависимости от высоты и поперечных связей между железными балками.

В заключение необходимо указать требования русских технических условий относительно размещения арматуры.

Концы прутьев арматуры рекомендуется загибать по полукругу диаметром не менее пятикратной толщины стержня, или укреплять каким-либо иным способом с целью устранить возможность скольжения железа по бетону. Количество стыков должно быть по возможности уменьшено, и самые стыки не должны располагаться в опасных местах.

В случае устройства стыков в нахлестку (с перепуском концов) концы стержней должны быть загнуты крючками и заходить один за другой не менее чем на 30 диаметров, включая и крючки; стержни должны быть перевязаны проволокой. Сварка допускается, но если в растянутой арматуре напряжение более $^2/_3$ основных допускаемых, необходимо для усиления места сварки укладывать дополнительные стержни длиною не менее 30 диаметров.

Положение арматуры должно обеспечивать полное облегание железа бетоном.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Толщина слоя бетона, покрывающего арматуру, не должна быть для мостов меньше: для плит — 20 *мм*, балок и колонн — 30 *мм* и для хомутов — 20 *мм*.

Расстояние между отдельными стержнями арматуры и расстояние между арматурой и стенками формы должно удовлетворять требованиям технических условий (n° 42).

§ 5. РАСЧЕТ.

52. Данные о весе. — Для предварительных грубых соображений, например, о давлении на опоры, достаточно пользоваться приведенными уже данными *о собственном весе* железобетонного пролетного строения от 1000 до 1200 *кг/м²*.

Для проверки же размеров плиты и балок, принятых в эскизном проекте, следует подсчитать вес пролетного строения точно по назначенным размерам и принятой конструкции и по единичному весу материалов, так как это не составляет большого труда в виду малого числа и простоты очертания составных частей.

Веса материалов в объеме 1 куб. метра приведены нами в n° 42. Дополним их еще некоторыми данными:

Вес мостовых:

Гранитная, высота кубиков 16 *см*, на слое песка 5 *см* .	. 500 *кг/м²*
То же на растворе слоем 2 *см*	. 500
То же, при толщине 12 *см* на слое песка 4 *см* .	. 340
Торцовая из пропитанного хвойного леса; высота 10,5 *см* на слое асфальта 0,5 *см* . . .	. 130
Шоссейная мостовая толщиною 25 *см*	. 500

Тротуарные настилы:

Из гранитных плит толщиною, в среднем, 13 *см* на слое песка толщиною 5 *см*	. 450 *кг/м²*
Из асфальтовых плит толщиною 3 *см*	70
Литой асфальт толщиною 3 *см*	70

Изоляция:

Цементная смазка на каждый *см* толщины	25 *кг/м²*
Изоляция (войлок и пр.) на 1 *см* толщины	10

Перила:

Железные на 1 погонный *м*	. от 25 до 100 *кг*
Бетонные 1	„ 150 500

53. Основания расчета различных элементов моста. — Расчет всякого более или менее сложного сооружения сводится к определению напряжений и начинается с разложения сооружения на такие составные части, расчитывать которые мы умеем и можем с затратой практически допускаемого

НБ УДУНТ (ДИТ)

количества времени. Операция разложения весьма часто имеет своим последствием большую неточность результатов расчета, которые иногда даже по смыслу могут не совпадать с действительностью. Классическим примером неточности расчетов может служить расчет железных ферм с жесткими узлами. В этом случае жестко объединенное тело разлагается на систему твердых стержней, соединенных идеальными шарнирами; от такой операции неточность расчета напряжений может доходить до 100%.

Железобетонные мосты монолитны еще больше, чем железные, и неизбежный прием разложения на составные элементы может дать здесь не менее далекие от истины результаты.

Бороться с этим недостатком современного положения техники можно тремя путями: 1) Конструируя сооружение, следует всегда иметь в виду вопрос о способах его расчета; если расчет предвидится слишком недостоверный, то следует попытаться видоизменить конструкцию. Примером тяжелых в смысле расчета конструкций могут служить мосты (фиг. 180), которые выделяются иногда в особую систему „арочно-балочную“. При их расчете нагрузка делится произвольно на две части, одна принимается сооружением как балкой, другая—как аркой. В области железобетона очень многое добыто смелым практическим опытом; но, вообще говоря, при развитой технике это путь ненормальный, нормальным порядком желательно возможно полнее предвидеть результаты проектирования. 2) При нежелании отказываться от таких прекрасных композиций, как мост по фиг. 180, следует прибегнуть к другому коррективу: придавать частям тем большие запасы в размерах, чем меньше данных считать расчет отвечающим действительности. 3) Разрабатывать приемы расчета как в смысле усложнения доступных для расчета элементов сооружений, так и в смысле сокращения труда на вычисления.

Таким образом, разложение монолитного сооружения на отдельные элементы нужно производить с наименьшим ущербом для точности, помня, однако, что, раз сделаны уже более или менее грубые предположения, было бы неосновательно, оставаясь при них, затрачивать время на слишком точный расчет полученных элементов.

Обязательных приемов расчета нельзя поэтому указать. Но в каждый момент можно указать тот уровень, ниже которого в расчетах при аккуратном проектировании не следует опускаться. Например, трехпролетный путепровод расчитывается как неразрезная балка, свободно лежащая на опорах. Но немного больше труда потребуется для расчета ее как неразрезной рамы; это даст более правильное представление о работе колонн на изгиб, которая в противном случае не будет учтена совсем; это даст возможность не стесняться жесткостью колонн, а напротив — развить ее для придания сооружению продольной жесткости.

В нижеследующем укажем наиболее часто практикуемые приемы расчета железобетонных мостов, которые имеются в виду при составлении технических условий, назначении норм допускаемых напряжений и проч.

Железобетонный мост балочной системы в целях расчета разлагается в общем случае на следующие части: 1) плита, заполняющая промежутки

НБ УДУНТ (ДИТ)

между продольными и поперечными ребрами; 2) поперечные ребра, принимающие нагрузку непосредственно или от плиты; 3) продольные ребра, которые часто являются и главными пролетными балками, принимают нагрузку непосредственно от поперечных балок и плиты; 4) устой, разлагаемый в свою очередь на стенки с их плитами и ребрами и основание; 5) бык или промежуточная опора, рассматриваемая, в зависимости от конструкции, целиком или разлагаемая на свои элементы.

1. *Плита.* Если расстояние между поперечными балками не больше полуторного расстояния между продольными ребрами, есть смысл дать плите арматуру в обоих направлениях и рассматривать ее именно как плиту, опирающуюся по всему контуру; так как поддерживающие ребра упруги, прогибаются и при прогибе плиты поворачиваются вместе с ее опорными сечениями, то такую плиту нельзя рассматривать как свободно лежащую, нельзя рассматривать и как заделанную на краях, нельзя рассматривать как лежащую на твердом неподатливом контуре. При точном расчете пришлось бы ввести в рассмотрение деформации всего моста, как монолитной упругой конструкции; судя по тому, какие трудности представляет точный расчет одиночной плиты в простейших случаях, о таком расчете моста не приходится думать. К тому же остается не выясненным и закон распределения давления через баласт. Несомненно, сосредоточенный груз передается баластом на некоторую площадь плиты и передается так, что наибольшее давление приходится, очевидно, в центре этой площади, откуда оно к периферии уменьшается до нуля.

В виду таких затруднений делаем допущения, упрощающие задачу, но при этом назначаем в допускаемых напряжениях четверной или пятерной (иногда и 10-кратный) запас, а в допущениях расчета стараемся итти в запас прочности.

Предполагаем, что плита отдельная, расположена на жестком контуре и заделана концами; полная заделка уменьшает момент в середине; это предположение не в запас прочности, вместе с тем оно явно преувеличивает момент в заделке. Расчитываем ее, например, и берем среднее значение моментов.

Что касается распределения нагрузки, то, как и при расчете железных мостов [1]), предполагают на основании некоторых опытов, что она передается равномерно под углом 45°, а кроме того для комиссариата путей сообщения имеются прямые указания в технических условиях.

Если поперечные балки стоят редко, — или по другим соображениям, — арматуру (рабочую) ставят лишь в одном направлении на передачу нагрузки на продольные балки; плита работает как широкая балка. По существу она является неразрезной балкой, лежащей несвободно на упругих опорах; повороту сечений над опорами мешает жесткость на скручивание продольных ребер, с которыми нередко соединены опорные колонны. Расчитывать плиту при всех этих обстоятельствах было бы весьма затруднительно; и в этом случае пришлось бы ввести деформацию всего моста. Делаем следующие

[1]) См. Курс мостов автора, часть I, отдел II, 4 изд. 1929 г.

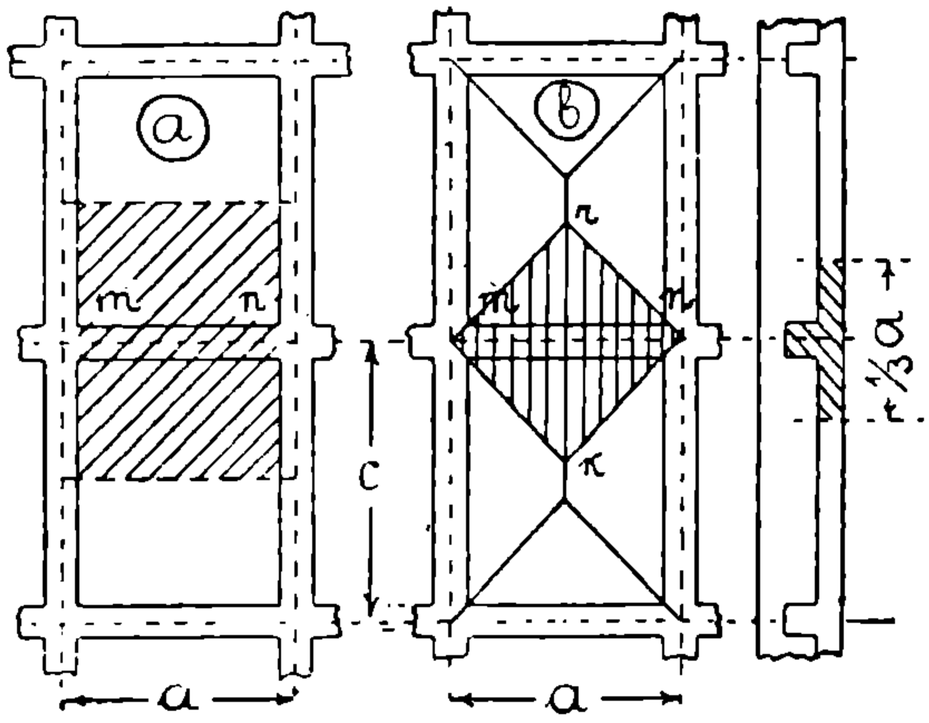
НБ УДУНТ (ДИТ)

предположения: ребра считаем неупругими опорами плиты, на которых она расположена свободно как разрезная балка; полоса плиты шириною единица вырезывается из полотна и рассматривается как часть, независимая от остальной части полотна.

При этих предположениях нередко в настоящее время плиту расчитывают как неразрезную балку, пользуясь готовыми таблицами ординат линий влияния [1]). Но вполне допустима, в виду характера сделанных уже предположений, и приближенная оценка заделки плиты на опорах. По техническим условиям комиссариата путей сообщения это допускается (п° 42).

Что принимать за расчетный пролет для плиты, указано в технических условиях (п° 42).

2. *Поперечные балки*. Когда продольная арматура плиты передает нагрузку на поперечную балку *mn* (фиг. 506), то при расчете последней берут постоянную нагрузку соответственно формулам с площади *ac*, где *a* — расстояние между продольными балками, *c* — между поперечными (фиг. 506, *a*). Когда плита передает давление на все четыре стороны, вполне допустимо считать нагрузку на поперечную балку по площади квадрата *mrnk* (фиг. 506, *b*), образованного биссектрисами, причем величина на квадратную единицу площади берется полная. По исследованиям проф. Бубнова, этот прием для однородной плиты дает результаты очень близкие к точным.



Фиг. 506.

Кроме постоянной нагрузки, на поперечную балку ставят невыгоднейшим образом колеса фуры или катка, а остальное пространство, с которого возможна передача нагрузки на балку, загружают толпой.

За сечение поперечной балки берется, кроме поперечного ребра, и часть плиты, шириною не больше $^1/_3$ пролета балки. По техническим условиям комиссариата путей сообщения и не больше, кроме того, расстояния *c* между самими балками.

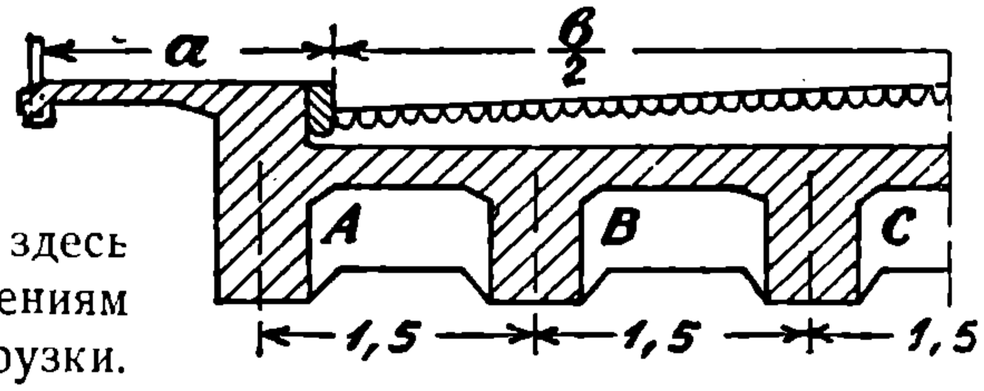
Когда плита опирается лишь на продольные балки, поперечные ребра ставят по конструктивным соображениям в зависимости от высоты продольных балок, которые ими связываются, и толщины плиты, которая ими укрепляется против выпучивания, как стенка железной балки укрепляется уголками жесткости.

3. *Главные балки*. Продольные главные балки, вообще говоря, не всегда имеют одинаковое сечение; часто в середине ширины моста высота балок растет в зависимости от уклона плиты. Таким образом, от постоянной и равномерной сплошной нагрузки балки не одинаково прогибаются, если

[1]) Например, таблицами *Griot*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

бы они были даже одинаково нагружены. Но между ними существует жесткая поперечная связь в виде плиты и поперечных ребер, а потому прогибы несколько выравниваются, но зато постоянная нагрузка перераспределяется: более жесткие балки нагружаются сильнее за счет более слабых. К тому же не всегда и нагрузка, на них приходящаяся, одинакова по интенсивности: она может изменяться с изменением толщины мостовой, а также с положением балки — на краю моста или в середине (фиг. 507). Таким образом и здесь приходится прибегать к предположениям о распределении постоянной нагрузки.



Фиг. 507.

Эти предположения могут быть такими:

1) Балки разделены друг от друга разрезами по средине расстояния между их осями и принимают каждая то, что над ней находится; поперечной жесткостью полотна пренебрегается.

2) Нагрузка моста распределяется на ребра так, как она распределялась бы плитой как неразрезной балкой, покоящейся на твердых опорах.

3) Нагрузка распределяется поровну между всеми балками.

4) Нагрузка распределяется пропорционально жесткости балок в предположении одинакового прогиба всех ребер; здесь подразумевается бесконечная жесткость поперечных балок и плиты.

Для примера, представленного на фиг. 507, сделаны подсчеты распределения постоянной нагрузки во всех этих случаях [1]).

Результаты получены следующие в *кг/м*:

Балки:	*A*	*B*	*C*
1-е предположение	2830	1420	2070
2-е	2800	1320	2190
3-е	2110	2110	2110
4-е	2920	1700	1700

Чаще всего принимается первое предположение, которому и мы отдаем предпочтение, так как оно достаточно просто и по результатам почти равносильно другим предположениям, кроме третьего. Не вполне надежная нагрузка для балки *B* компенсируется тем, что распределение по этому же предположению и временной нагрузки несомненно дает запас, так как поперечная жесткость полотна на самом деле передает ее и соседним балкам.

В остальном приемы расчета плит и балок те же, что и для железных или деревянных мостов [2]). Останавливаться на них здесь не будем, ограничимся лишь применением на примерах.

Подвижную нагрузку и допускаемые напряжения следует брать по нормам комиссариата путей сообщения (п° 42).

Расчет опор производится в зависимости от конструкции с предположениями того же характера, что и для пролетного строения.

---

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, 1911, S. 124.

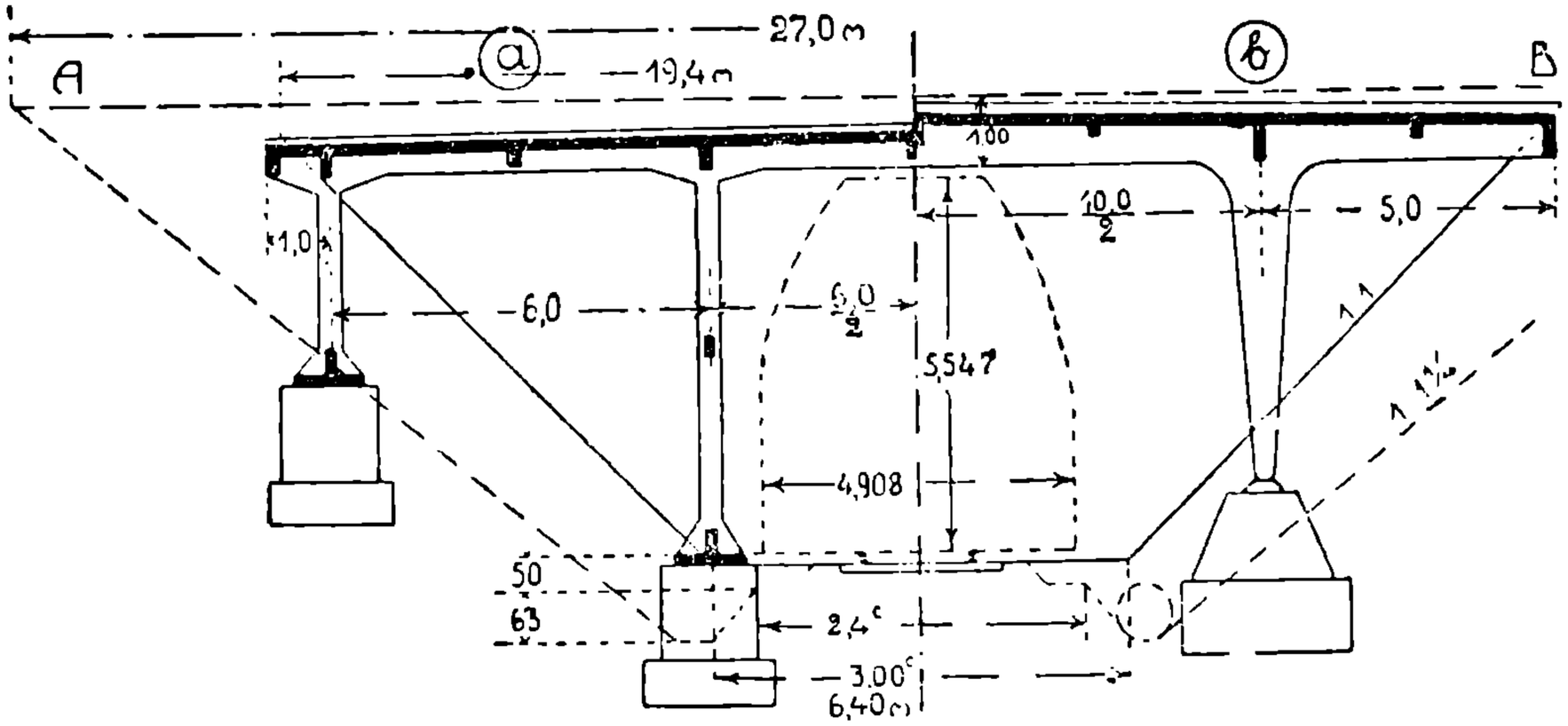
[2]) См. Курс мостов автора, ч. I, 4 изд. 1929 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

§ 6. ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА.

54. Путепровод. Составление эскиза. Требуется спроектировать мост под гужевую дорогу через полотно железной дороги, пролегающей в выемке глубиною около 3 саж.; откосы выемки 1 $1^1/_4$, грунт — плотная желтая глина. Мост расположен на проселке; полотно без тротуаров; ширина его 5,5 *м*; мостовая булыжная.

Наносим (фиг. 508) поперечный профиль выемки на клетчатую бумагу в масштабе $^1/_{100}$ или $^1/_{200}$; ширина железнодорожного полотна по дну кюветов 3,00 саж. = 6,4 *м*. Под путепроводом должен помещаться габарит приближения строений; наносим его на чертеж: высота габарита 5547 *мм*,



Фиг. 508.

ширина вверху 2134 и средней части 4908 *мм* [1]). Полагая, примерно, на строительную высоту пролетного строения путепровода 1 *м*, получим уровень полотна его на высоте около 6,60 *м* от головки рельса; проводим на этом уровне горизонталь *AB*; длина моста по этой линии определяется около 27,0 *м*. Естественно подумать о сокращении этой длины при помощи подсыпки земли.

Если кюветы на ширине моста провести бетонными трубами или каменными открытыми лотками с отклонением в зависимости от положения опор путепровода, а площадку под мостом выровнять баластом на уровне подошвы рельса, то просвет в 6,40 *м* между подошвами конусов является совершенно достаточным; потом его, может быть, возьмем меньше, а пока остановимся на этом. При уклоне подсыпки 1 1 получим теперь длину моста по линии *AB* около 20,0 *м*.

Переходя к решению вопроса о системе моста, прежде всего следует пересмотреть по памяти или по литературным материалам различные кон-

[1]) Это старый габарит; теперь 5550, 2500 и 4900 *мм* соответственно.

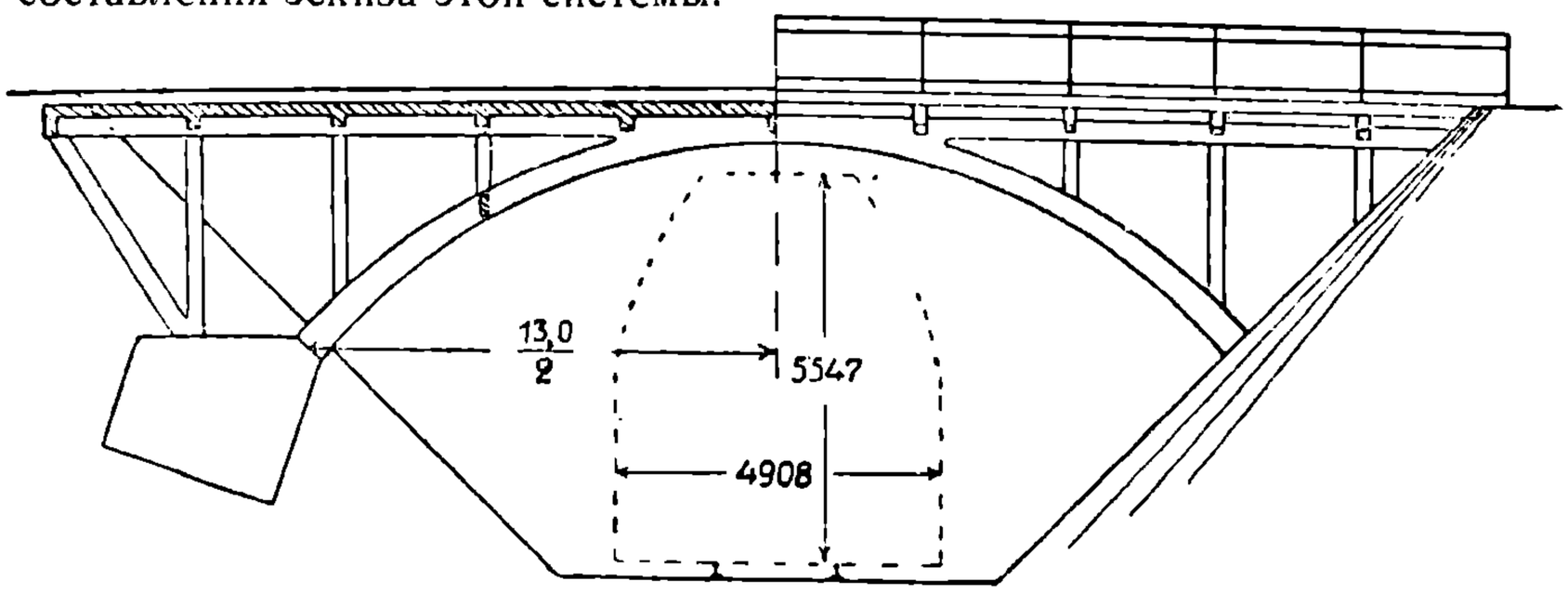
НБ УДУНТ (ДИТ)

струкции с точки зрения применения к данному случаю. По материалу первого отдела находим применимыми следующие системы:

1) Плитная трехсторонняя рама (фиг. 79); эта система на рассматриваемом месте имеет существенный недостаток в том, что мост, оставляя лишь просвет для пропуска поездов, загораживает машинисту вид на боковые участки, прилегающие к пути; такие места опасны для путевых рабочих, пешеходов и пр.; от этой системы следует отказаться.

2) Трехпролетный путепровод на тонких колоннах; балка рассматривается как неразрезная, свободно лежащая, или конструкция трактуется как неразрезная рама. Эта система вполне подходяща для данного случая и имеет много шансов на выбор ее в качестве окончательного решения.

3) Консольная балка, свободно лежащая на каменных быках. Система осуществима. Недостаток—наличность подвижных опорных приспособлений и весьма объемистые быки. Можно, по моему мнению, воздержаться даже от составления эскиза этой системы.



Фиг. 509.

4) Консольная рама (фиг. 199); эта система может конкурировать с неразрезной рамой.

5) Арочная (фиг. 245, 336). Одно из наиболее возможных решений. Схема применения этой системы изображена на фиг. 509. Технические преимущества ее можно видеть в большей легкости и большем просторе под мостом. Стоимость не может существенно разниться от стоимости рамных мостов, а потому налицо достаточные основания остановиться на ней.

Но предположим, что грунт выемки не внушает доверия в смысле устойчивости откосов; в таком случае основания под пяты арок пришлось бы закладывать гораздо глубже, стоимость значительно возросла бы; в виду второстепенного значения в данном случае эстетической стороны придется остановиться на двух вариантах: неразрезная рама (фиг. 508, *a*) и консольная рама (фиг. 508, *b*).

Для слабых откосов консольная рама, не имеющая опор, заложенных в откосе, является почти бесспорно решением, которому следует отдать предпочтение без дальнейших изысканий.

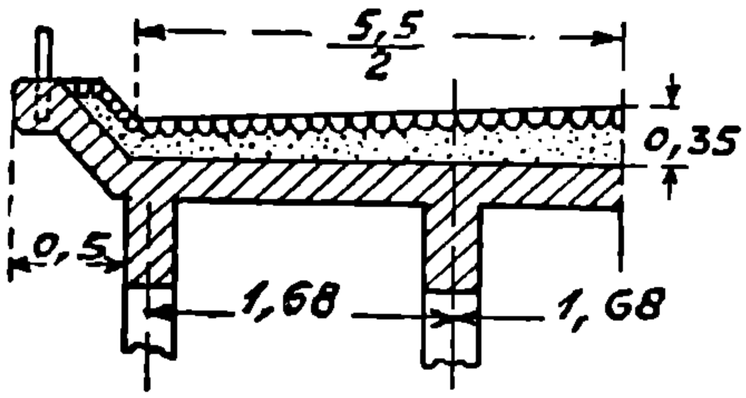
Полагаем, что у нас условия грунта не столь определенны и что по схематическим чертежам мы затрудняемся сделать выбор, тем более, что

НБ УДУНТ (ДИТ)

консоль получается довольно большой и потребует значительной высоты балки.

На фиг. 508. сделана предварительная разбивка пролетов. Для неразрезной балки из 20 *м* по 1 *м* можно отвести на свесы, чтобы в интересах внешнего вида вывести верх опор из конуса; остальные 18 *м* можно разделить на 3 равные части; 6 *м* для среднего пролета вполне достаточно в отношении габарита; при этом отклонение трубы кювета или лотка получается очень небольшим. Фундаменты под средние опоры заложены на глубину промерзания (1,6 *м*), под крайние — на глубину залегания прочного грунта.

Для консольной рамы при тесном расположении двух ее опор получаются выносы консолей такими же по длине, как средний пролет; это повлечет значительное усиление ребер внизу на сжатие, создаст усложнение работы; и вообще, длина консоли должна быть не слишком большой. Но если сделать их короткими, опоры придутся высоко в откосах. Пробуя различные соотношения, останавливаемся на среднем пролете 10 *м* и длине каждой консоли 5,0 *м*.



Фиг. 510.

Составим эскизные проекты этих двух систем.

Система неразрезной балки (фиг. 508, *а*). Прежде всего необходимо выяснить высоту и число главных ребер; от высоты зависит длина моста; от числа ребер — толщина плиты, наиболее тяжелой части пролетного строения. На основании данных п° 46 намечаем 4 ребра (фиг. 510) при расстоянии между ребрами 1,68 *м*.

При трех ребрах пролет плиты будет больше 2,5 *м*; толщина плиты значительно возрастет; поперечная жесткость значительно уменьшится, так как колонны будут далеко друг от друга.

С другой стороны, устройство 5 ребер на расстоянии 1,01 *м* дало бы возможность уменьшить толщину плиты, но зато работа усложнится, а постановка добавочных колонн уменьшит экономию на плите.

Вместо 5 главных балок можно применить 3 и две *вспомогательные* продольные. Это дает возможность весьма экономно уменьшить пролет для плиты.

В сомнительных случаях можно составить все варианты (эскизно), сравнить объем бетона и сложность работы.

Итак, останавливаемся на 4 балках.

Толщина мостовой у краев 25 *см*, в средине 35 *см*; толщину плиты предположим 12 *см*; высота балок 1 12 пролета — 50 *см*, ширина — 25 *см*.

Постоянная нагрузка на 1 *кв. м* плиты:

1) мостовая толщиною 35 *см* (п° 52) .	. 700 *кг*
2) вес плиты 0,12 · 2400	. . . 288 „
Всего	. 988 *кг*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Подвижная нагрузка — грузовик весом 6 *т*, давление заднего колеса его $P = 2100$ *кг*.

Плита работает по одному направлению: на передачу давления продольным балкам. Пролет $1{,}43 + 0{,}12 = 1{,}55$ *м*.

Груз передается по ширине плиты вдоль моста на $20 + 2 \cdot 35 + {}^1/_3 \cdot 1{,}55 = 142$ *см*, по длине плиты на $20 + 2 \cdot 35 = 90$ *см*.

Момент для плиты шириною 142 *см* приблизительно при динамическом коэффициенте $1 + \frac{9}{20 + 1{,}61} = 1{,}41$ равен:

$$M = \frac{2}{3}\left[\frac{988 \cdot 1{,}55^2}{8} \cdot 142 + \frac{2100}{4}\left(155 - \frac{90}{2}\right)1{,}41\right] =$$

$$= \frac{2}{3}\left[42682 + 81427\right] = 82739 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

На ширину плиты 100 *см* $M = 82739 : 1{,}42 = 57460$ *кг* · *см*.

При допускаемых напряжениях $\sigma_b = 45$, $\sigma_e = 1000$ *кг/см*^{2} по известным таблицам (см. приложения в конце книги) имеем, полагая для плиты $a = 2{,}0$ *см*:

$$h = a + 0{,}375\sqrt{575} = 2{,}0 + 9{,}0 = 11{,}0 \text{ см}, \text{ берем } 12 \text{ см}.$$

На погонный *м* ширины плиты сечение арматуры (по той же табличке) в средине пролета

$$f_e = 0{,}00324\sqrt{57460 \cdot 100} = 7{,}78 \text{ см}^2.$$

По таблице (см. приложения в конце книги) 10 стержней $d = 10$ *мм* дают $f_e = 7{,}85$ *см*^{2}.

Арматуру располагаем так: пропускаем над ребром непрерывно по низу плиты 3 стержня $d = 10$ *мм* и семь стержней отгибаем вверх, к ним добавляем там еще 3 стержня.

Выясним теперь размеры ребра. Пролет 6,0 *м*.

Постоянная нагрузка на 1 погонный *м* балки состоит из:

веса плиты	$0{,}12 \cdot 2400 \cdot 1{,}68$	=	484 *кг*;
веса мостовой	$700 \cdot 1{,}68$	=	1176
веса ребра	$0{,}34 \cdot 0{,}25 \cdot 2400$	=	204 „
		Всего ≈	1880 *кг*.

Ставим для балки *AB* грузовики (фиг. 511) в невыгоднейшее положение поперек моста. На балку действуют сосредоточенные грузы

$$2{,}1\left(1 + \frac{0{,}08 + 0{,}58}{1{,}68}\right) = 2{,}92 \text{ т};$$

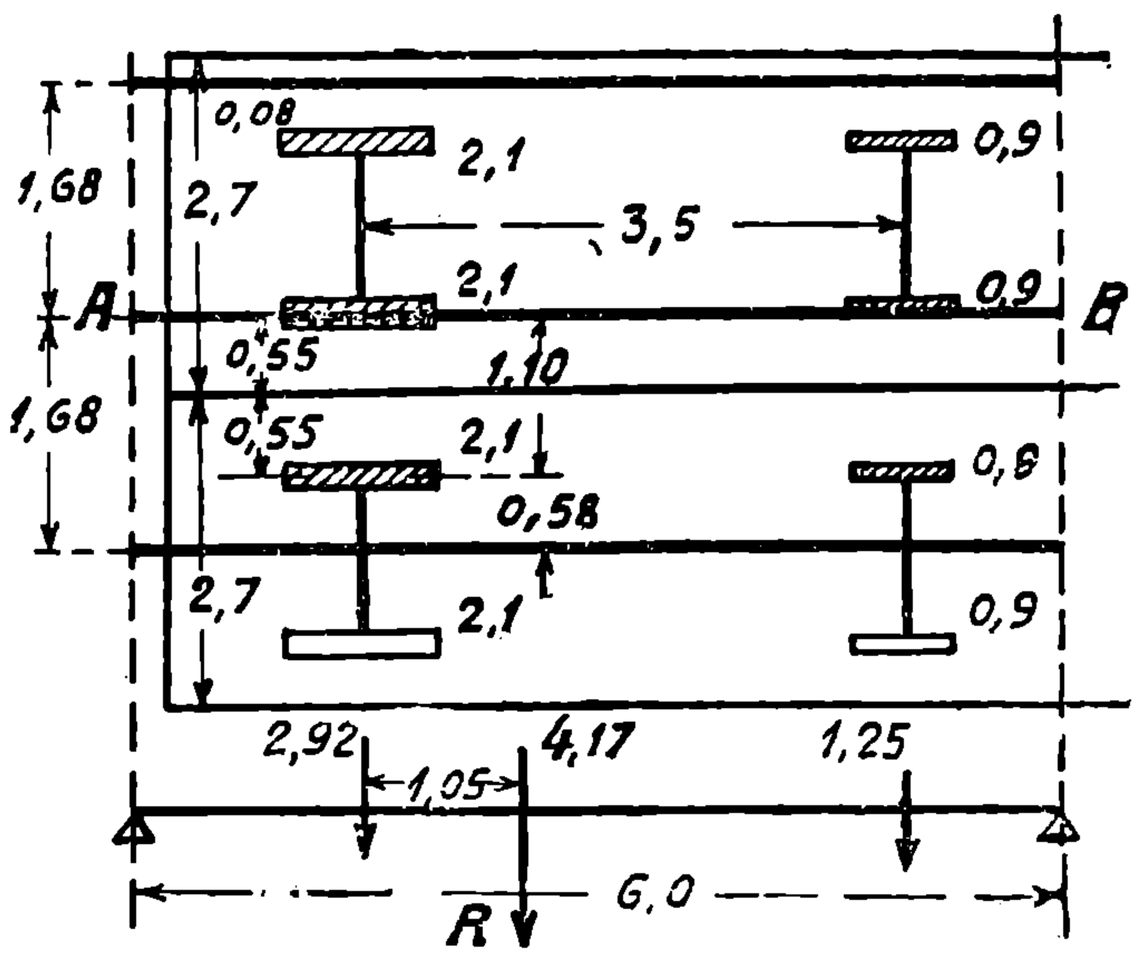
$$0{,}9\left(1 + \frac{0{,}08 + 0{,}58}{1{,}68}\right) = 1{,}25 \text{ т}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Положение равнодействующей определится расстоянием x от задней оси

$$x = \frac{0{,}9 \cdot 3{,}5}{3{,}0} = 1{,}05 \text{ м}.$$

При невыгоднейшей установке на max M двух осей одна из осей, более тяжелая, располагается в расстоянии $\frac{1{,}05}{2}$ м от середины пролета, другая ось попадает почти на опору, момент изгиба при этом под более тяжелой осью будет 4,26 $т \cdot м$. Очевидно, однако, надо ставить только одну ось и поместить ее надо в середине пролета; получим



Фиг. 511.

$$\max M = \frac{2{,}92 \quad 6{,}0}{4} = 4{,}38\ т \quad м.$$

Таким образом по упрощенным формулам технических условий для неразрезной балки (п° 42) имеем моменты изгиба на опоре и по середине крайнего пролета

$$M_{оп} = -\frac{1}{9} \quad 1{,}88 \quad 6\,0^2 - 0{,}8 \quad 4{,}38 = -11{,}06\ т \quad м$$

$$M_{ср} = +\frac{1}{10} \quad 1{,}88 \quad 6{,}0^2 + 0{,}8 \quad 4{,}38 = +10{,}26\ т \quad м.$$

Для середины среднего пролета

$$M'_{ср} = +\frac{1}{12} \cdot 1{,}88 \cdot 6{,}0^2 + 0{,}7 \quad 4{,}38 = +8{,}71\ т \quad м.$$

Подберем сечения по средине крайнего пролета и на опоре.

Ширину плиты для сжатого пояса балки имеем право взять равной 1,68 $м$; это меньше $^1/_3$ пролета и 16-кратной толщины плиты.

Предполагая нейтральную ось в пределах плиты, пользуемся таблицей (см. приложения в конце книги) для $\sigma_b = 45$ и $\sigma_e = 1000\ кг/см^2$.

$$h = a + 0{,}375\sqrt{\frac{1026000}{168}} = 7{,}0 + 30{,}0 = 37\ см,$$

принято 40 $см$. По той же таблице

$$x = 0{,}403\ (h - a) = 0{,}403 \cdot 30 = 12{,}1\ см,$$

т. е. нейтральная ось близка к краю плиты.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Количество железа

$$f_e = 0{,}00324\sqrt{1026000 \cdot 168} = 42\ см^2.$$

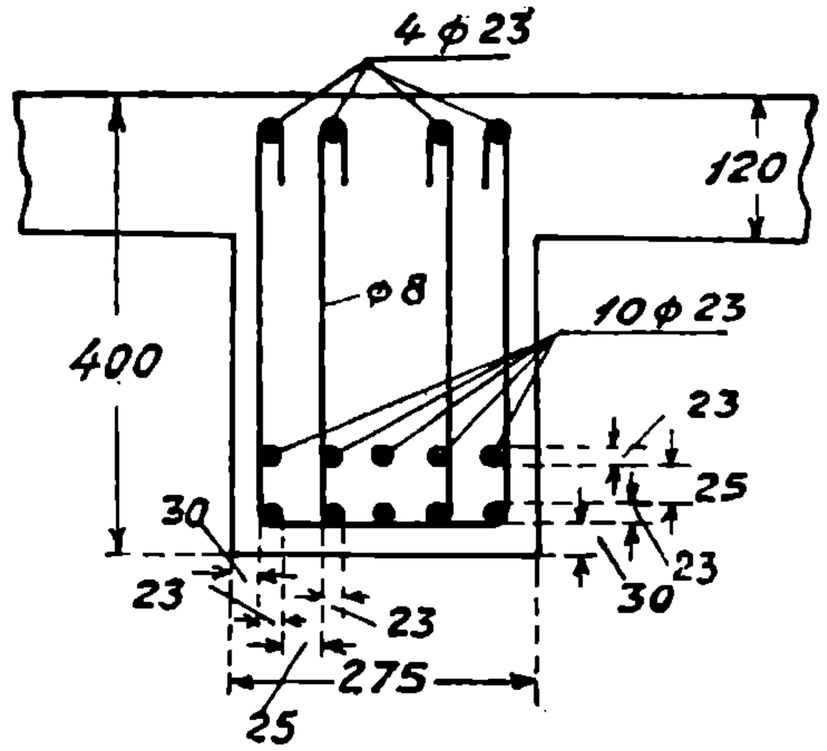
Из таблички для круглого железа видим, что

при 1 ряде	из 5 стер.	d	должен быть	33 *мм*	$f_e = 42{,}76\ см^2$;
1 „	„ 4	d		37	„ $= 43{,}01$
2 рядах	по 4	d		26	„ $= 42{,}47$
2	5	d	„	23	„ $= 41{,}50$

Для обеспечения прочности на сцепление железа с бетоном и имея в виду располагать большим числом стержней для отгибания на косые напряжения, отдаем предпочтение последней комбинации. При размещении арматуры дадим, как требуют технические условия, от боковой поверхности до крайнего стержня 30 *мм*; просвет 25 *мм*. Ширина ребра при этом будет:

$$b_1 = 30 \times 2 + 5 \times 23 + 4 \times 25 = 275\ мм.$$

Расположение приведено на фиг. 512. Вверху даны четыре стержня диаметра $d = 23\ мм$ монтажные, т. е. для увязки арматуры.



Фиг. 512.

На опоре имеем поперечное сечение балки в виде прямоугольника шириною 27 *см*. Применяя формулу для h при моменте изгиба 1106000 *кг·см*, найдем высоту ребра около 80 *см*. Для уменьшения этой высоты ставим арматуру в сжатой зоне. По эстетическим соображениям берем 70 *см*. Имея высоту, момент и допускаемые напряжения 45 и 1000 *кг/см*^{2}, найдем количество арматуры f и f' в сечении, пользуясь вспомогательными таблицами (см. Гастев, Методы и данные..., 2 изд. 1928, стр. 108):

$$f = c'_2 \cdot \frac{M}{h_1} = 0{,}00114 \cdot \frac{1106000}{62} = 20{,}2\ см^2;$$

$$f = (c'_3 \cdot f - c'_4 \cdot b \cdot h_1)\frac{2x}{3(x - a_1)},$$

где $x = c_1 h_1 = 0{,}403 \cdot 62 = 25\ см$,

$$f = (2{,}22 \cdot 20{,}2 - 0{,}0202 \cdot 27 \cdot 62)\frac{2 \cdot 25}{3(25 - 5)} = 9{,}2\ см^2.$$

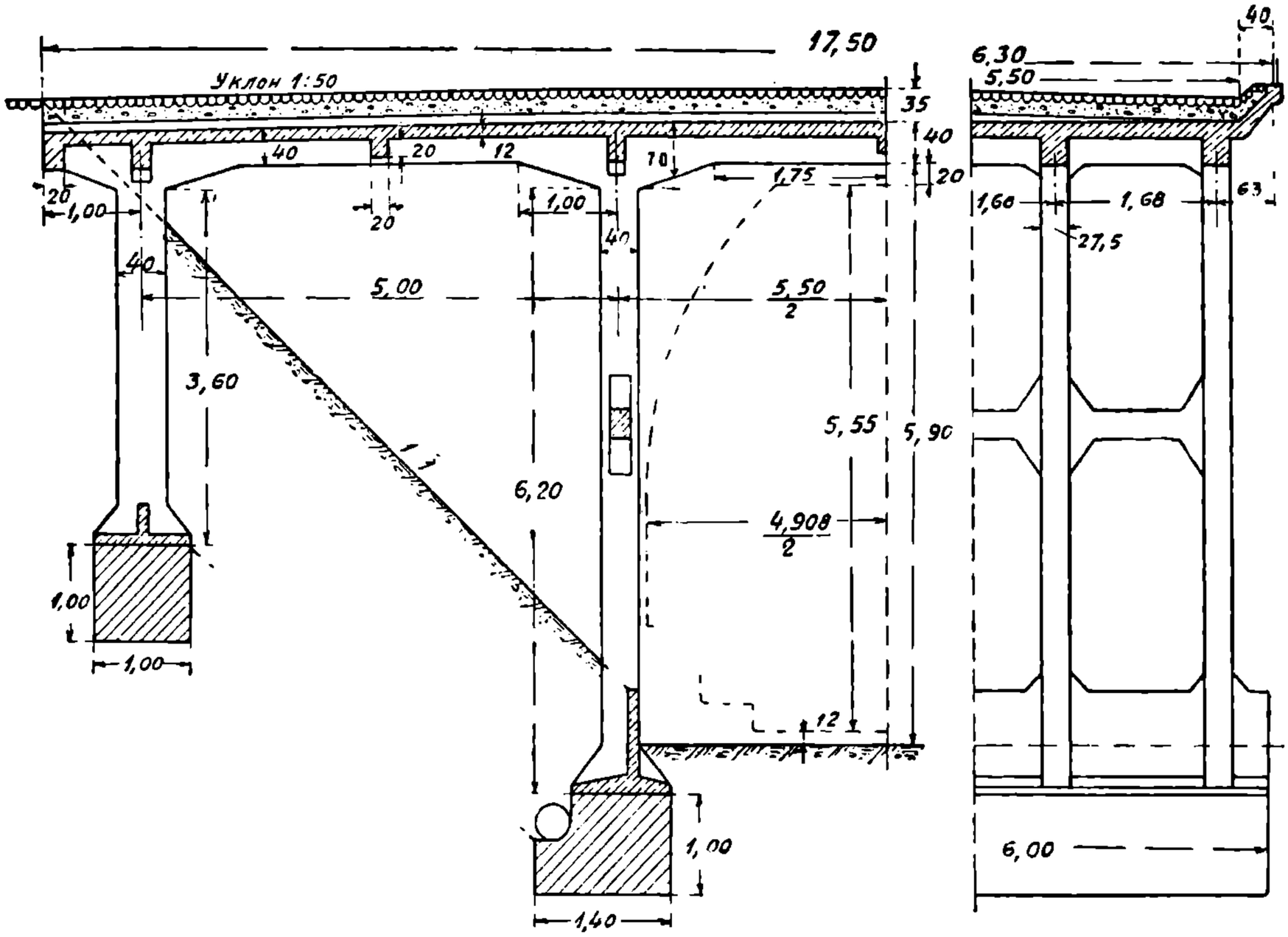
Вверху сечения располагаем 6 стержней $d = 23\ мм$, что дает $f = 24.9\ см^2$, а внизу 4 стержня $d = 23\ мм$ с площадью $16{,}6\ см^2$.

Имея высоту балок, можем определить точную длину моста и окончательно установить пролеты.

НБ УДУНТ (ДПТ)

На фиг. 513 балка среднего пролета поднята над габаритом на 20 *см* для помещения подмостей; нижняя грань ребра среднего пролета горизонтальна на длину по 1,75 *м* в каждую сторону от средины пролета; верхняя грань имеет уклон 2% параллельно поверхности полотна. В тонком месте высота балки 37 *см*, в средине пролета 40, у опор 70 *см*.

Откос конуса поднят на 50 *см* над уровнем подошвы рельса и поддержан поперечной стеночкой, связывающей колонны понизу. Для среднего пролета получилась величина 5,50 *м* с небольшим запасом по габариту.



Фиг. 513—514.

Длина крайнего пролета получилась при этом 5,0 *м*; соотношение между пролетами благоприятное для неразрезной балки.

Высота ребра крайнего пролета в виду сокращения его длины назначена 40 *см* по всей длине, за исключением участков по 1 *м* близ опор, где высота возрастает до 60 *см*; таким образом, ось балки крайнего пролета имеет уклон 2%.

Толщина плиты 12 *см*; поперечные балки поставлены над опорами, в средине всех пролетов и по концам моста. Поперечный уклон полотна 2% придан слоем бетона толщиною по середине 6,5 *см*, у краев 0. Изоляция из рубероида прикрыта пористым бетоном толщиною 2,5 *см*. Мостовая из камней до 15 *см* на слое песка 10 *см*.

Четыре колонны средних опор соединены вверху, внизу и по средине поперечными балками. Крайние опоры — лишь по концам. Колонны опи-

НБ УДУНТ (ДИТ)

раются на сплошной фундамент из бетонной кладки с заделкой вертикальных стержней, проходящих в колонны.

Части моста, погруженные в насыпь и землю, должны быть покрыты смолой или церезитом.

Сечения колонн назначаем 25×40 *см*.

Отогнутые стержни (косые) надо предварительно наметить для плиты в крайней четверти пролета в свету; для балок в крайней трети с каждого конца пролета.

Эскизный проект закончен; можно было бы к фиг. 513—514 добавить детали относительно расположения арматуры и пр., которые раньше достаточно выяснены. Эскизный проект по варианту рамной системы приведен дальше (n° 62).

55. Расчет (окончательный) моста. — В качестве примера окончательного (поверочного) расчета моста под обыкновенную дорогу приведем в извлечении расчеты моста, описанного в первом отделе (фиг. 150 и след.).

При составлении проекта приняты следующие допускаемые напряжения (по нормам УПШОС 1918 г.):

Для бетона	на сжатие при изгибе	40 *кг/см*^{2}.
	простое сжатие .	30
	растяжение при изгибе	20
	разрыв по косому направл.	3
железа	на разрыв	900

Подвижная нагрузка принята 1 разряда в виде катка весом 15 *т*, грузовых автомобилей по 10 *т* и толпы 440 *кг* на *кв. м* (по циркуляру б. УПШОС 1919 г.).

Приводимый ниже расчет балок и стоек построен на предположении, что балки покоятся на стойках шарнирно, чего на самом деле в принятой рамной системе не имеется. Но в виду незначительной жесткости стоек по сравнению с жесткостью балки сделанное предположение является вполне допустимым. Однако для большей уверенности в его возможности был произведен точный расчет рамы по линиям влияния, из которого оказалось, что вследствие жесткого соединения балки со стойками моменты, определяющие размеры балки и ее арматуру, отличаются не более, чем на 5%, от моментов балки, свободно лежащей.

Что касается стоек, жесткое соединение которых с балками вызывает моменты изгиба, то таковые в конце записки проверены на означенные моменты.

Плита проезжей части. Плита представляет собою неразрезную четырехпролетную балку, опирающуюся на главные и вспомогательные продольные балки.

При проверке принято, для упрощения и в запас прочности, что плита неразрезная на 2 пролета. Расчетный пролет, считая между осями балок, равен 1,45 *м*.

Линии влияния построены по формулам, приведенным в приложении. Для построения линии влияния пролеты разделены каждый на 10 частей.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для расчета плиты построены линии влияния для моментов над средней опорой и для сечений, отстоящих на 0,4, 0,6 и 0,8 пролета, считая от крайней опоры.

Для балки с двумя равными пролетами момент над средней опорой от единицы груза, поставленного в расстоянии x от левой опоры, определяется по формуле:

$$M_1 = \frac{\lambda}{4}(1-\lambda^2)\,l,$$

где $\lambda = \frac{x}{l}$

Имея линию влияния опорного момента, найдем ординаты линий влияния для других сечений.

Ординаты линий влияния приведены в таблице 5.

Таблица 5. Ординаты линий влияния для M_4, M_6, M_8, M_{10}, Q_8 и $Q_{10}^{л}$ (при пролете $l = 1{,}45$ м).

Сечение	M_4	M_6	M_8	M_{10}	Q_8	$Q_{10}^{л}$
0	0	0	0	0	0	0
1	+ 0,0726	+ 0,0364	+ 0,0002	— 0,0360	+ 0,125	+ 0,125
2	+ 0,1462	+ 0,0743	+ 0,0024	— 0,0696	+ 0,248	0,248
3	+ 0,2214	+ 0,1147	+ 0,0079	— 0,0989	+ 0,368	+ 0,3 8
4	+ 0,2993	+ 0,1996	+ 0,0186	— 0,1218	+ 0,484	+ 0,484
5	+ 0,2356	+ 0,2084	+ 0,0362	— 0,1360	+ 0,594	+ 0.594
6	+ 0,1763	+ 0,2645	+ 0,0626	— 0,1392	+ 0,696	+ 0,696
7	+ 0,1222	+ 0,1833	+ 0,0994	— 0,1295	+ 0,789	+ 0,789
8	+ 0,0742	+ 0,1114	+ 0,1485	— 0,1044	+ 0,872 — 0,128	+ 0,872
9	+ 0,0332	+ 0,0499	+ 0,0665	— 0,0619	— 0,057	+ 0,943
10	0	0	0	0	0	+ 1,000
11	— 0,0248	— 0,0371	— 0,0795	— 0,0619	+ 0,043	+ 0,043
12	— 0,0418	— 0,0626	— 0,0835	— 0,1044	+ 0,072	+ 0,072
13	— 0,0518	— 0,0777	— 0,1036	— 0,1295	+ 0,089	+ 0,089
14	— 0,0557	— 0,0835	— 0,1113	— 0,1392	+ 0,096	+ 0,096
15	— 0,0544	— 0,0816	— 0,1088	— 0,1360	+ 0,094	+ 0,094
16	— 0,0487	— 0,0731	— 0,0974	— 0,1218	+ 0,084	+ 0,084
17	— 0,0396	— 0,0593	— 0,0791	— 0,0989	+ 0,068	+ 0,068
18	— 0,0278	— 0,0418	— 0,6557	— 0,0696	+ 0,048	+ 0,048
19	— 0,0144	— 0,0216	— 0,0288	— 0,0360	+ 0,025	+ 0,025
20	0	0	0	0	0	0

Опорное давление на левую опору определяется формулой

$$D_0 = D_0^1 - \frac{M_1}{l},$$

где D_0^1 — опорное давление для простой балки пролета l от груза 1.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Поперечная сила Q в каком-либо сечении равна сумме опорных реакций, когда $P=1$ стоит правее сечения, или сумме реакций без 1, когда груз стоит левее сечения. В самом сечении будет два значения поперечной силы, разнящиеся на 1.

На основании этих соображений вычислены и приведены в таблице 5 ординаты линий влияния поперечных сил в сечении непосредственно левее средней опоры и в сечении 0,8 l; остальные не потребуются.

Постоянная нагрузка на 1 *кв. м* плиты состоит из веса:

булыжного слоя толщиною 15 *см*	. 0,15 × 2200 = 330 *кг*
слоя песка толщиною 20 *см*	. 0,20 × 1800 = 360 „
цементной изоляции толщиною 3 *см*	. 0,03 × 2400 = 72
собственного веса при толщине 16 *см*	. 0,16 × 2400 = 384 „
Всего на 1 *кв. м* $q=1146$ *кг*.	

Для расчета постоянная нагрузка принята округленно $q=1150$ *кг* на 1 погонный *м* пролета.

Величины изгибающих моментов и поперечных сил от действия постоянной нагрузки получаются умножением площадей соответственных линий влияния на нагрузку 1150 *кг*.

В таблице 6 вычислены по формулам Симпсона и Котеса площади линий влияния по отдельным участкам.

Таблица 6. Площади линий влияния.

Величины	I пролет		II пролет		$\Sigma+\omega$	$\Sigma-\omega$	Полная площадь
	$+\omega$	$-\omega$	$+\omega$	$-\omega$			
M_4	0,1997	—	—	0,0525	0,1997	0,0525	+0,1472
M_6	0,1734	—	—	0,0787	0,1734	0,0787	+0,0947
M_8	0,0641	—	—	0,1051	0,0641	0,1051	−0,0410
M_{10}	—	0,1314	—	0,1314	—	0,2628	−0,2628
Q_8	0,5425	0,0173	0,0906	—	0,6331	0,0173	+0,6158
$Q_{10}^{л}$	0,8214	–	0,0906	—	0,9057	—	+0,9057

Величины моментов и поперечных сил от действия постоянной нагрузки имеют следующие значения:

$$M_4 = +1150 \cdot 0{,}1472 = +169{,}3 \text{ кг}\cdot\text{м};$$
$$M_6 = +1150 \cdot 0{,}0947 = +108{,}8$$
$$M_8 = -1150 \cdot 0{,}0410 = -47{,}2$$
$$M_{10} = -1150 \cdot 0{,}2628 = -302{,}2$$
$$Q_8 = +1150 \cdot 0{,}6158 = +709 \text{ кг};$$
$$Q_{10}^{л} = +1150 \cdot 0{,}9057 = +1042 \text{ „}$$

При загружении грузовым автомобилем или катком принято, что давление колеса передается под углом 45°, причем ширина площади касания обода принята равной 10 *см*, а толщина полотна 35 *см*.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Давление заднего колеса грузовика при ширине обода 26 *см* распространяется на ширину $70 + 26 = 96$ *см* и на площадь

$$(0{,}10 + 2 \cdot 0{,}35) \cdot 0{,}96 = 0{,}768 \text{ м}^2$$

и приведенное к 1 *кв. м* составляет:

$$p = \frac{3500}{0{,}768} = 4557 \text{ кг}.$$

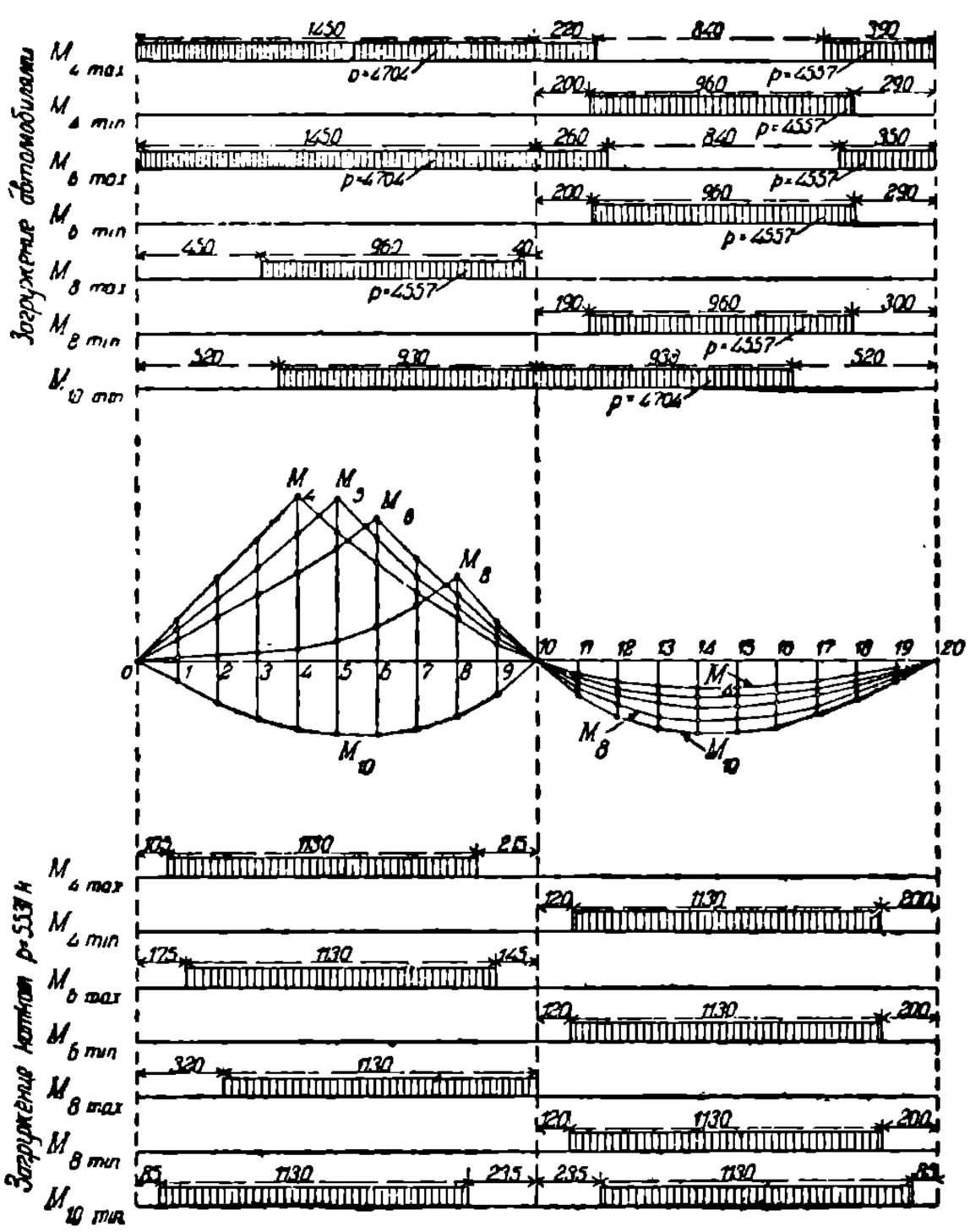
В случае установки рядом двух автомобилей с зазором в 40 *см* между кузовами, площади распределения давления несколько (на 6 *см*) заходят одна на другую; поэтому принято, что давление 2 колес распределяется равномерно на ширину 186 *см* и на площадь $(0{,}10 + 2 \cdot 0{,}35) \cdot 1{,}86 = 1{,}488$ *м*², и давление, приведенное к 1 *кв. м*, равнс

$$p = \frac{2 \cdot 3500}{1{,}488} = 4704 \text{ кг}.$$

Для заднего колеса катка при ширине обода 43 *см* имеем ширину распространения $70 + 43 = 113$ *см* и площадь $0{,}8 \cdot 1{,}13 = 0{,}904$ *м*

$$p = \frac{5000}{0{,}904} = 5531 \text{ кг/м}^2.$$

Невыгоднейшие установки грузовиков и катка, дающие max M и min M, показаны на фиг. 515; значения величин вычислены ниже.



Фиг. 515.

При загружении грузовиками:

$$\max M_4 = (0{,}1997 - 0{,}0040)\ 4704 - 0{,}0073 \cdot 4557 = 887{,}2 \text{ кг} \cdot \text{м};$$
$$\min M_4 = -0{,}0449 \cdot 4557 = -204{,}6 \text{ кг} \cdot \text{м};$$
$$\max M_6 = (0{,}1733 - 0{,}0086)\ 4704 - 0{,}0059 \cdot 4557 = 747{,}7 \text{ кг} \cdot \text{м};$$
$$\min M_6 = -0{,}0704 \cdot 4557 = -320{,}4 \text{ кг} \cdot \text{м};$$
$$\max M_8 = 0{,}0461 \cdot 4557 = 211{,}1 \text{ кг} \cdot \text{м};$$
$$\min M_8 = -0{,}1107 \cdot 4557 = -506{,}7 \text{ кг} \cdot \text{м};$$
$$\min M_{10} = -2 \cdot 0{,}100 \cdot 4704 = -940{,}8 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

При загружении катком:

$$\max M_4 = 0{,}191 \cdot 5531 = 1056\ кг \cdot м;$$
$$\min M_4 = -0{,}0495 \cdot 5531 = -273{,}8\ кг \cdot м;$$
$$\max M_6 = 0{,}1659 \cdot 5531 = 917{,}6\ кг \cdot м;$$
$$\min M_6 = -0{,}0757 \cdot 5531 = -407{,}6\ кг \cdot м;$$
$$\max M_8 = 0{,}0635 \cdot 5531 = 351{,}2\ кг \cdot м;$$
$$\min M_8 = -0{,}0988 \cdot 5531 = -546{,}5\ кг \cdot м;$$
$$\min M_{10} = -2 \cdot 0{,}1192 \cdot 5531 = -1318{,}6\ кг \cdot м$$

Невыгоднейшие установки автомобилей и катка для поперечных сил показаны на фиг. 516.

Величины Q при этом имеют значения:

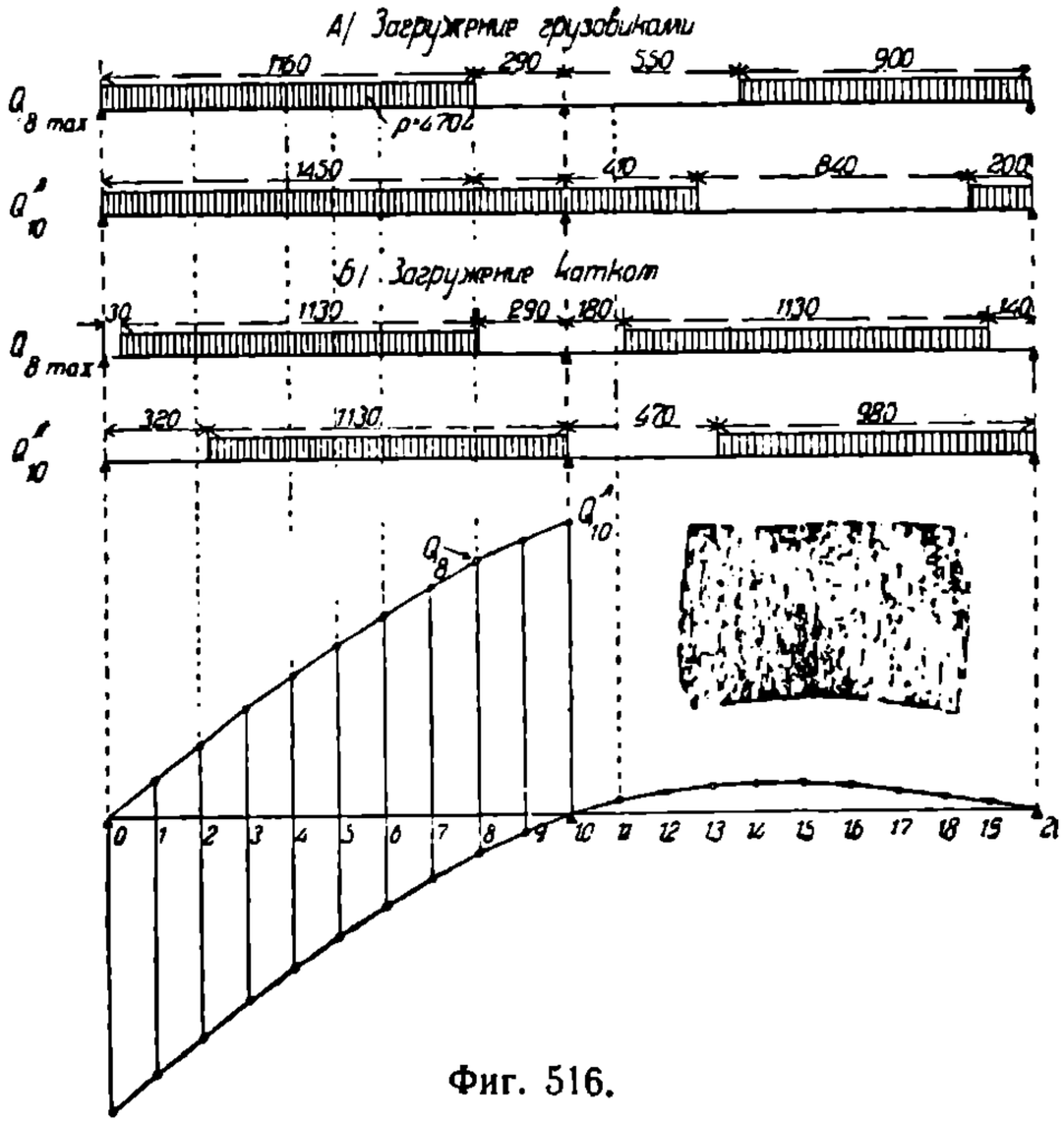
От грузовиков:

$$Q_8 = 0{,}5429 \cdot 4704 + 0{,}0563 \cdot 4557 = 2810\ кг;$$
$$Q_{10}^{л} = (0{,}7673 + 0{,}0177) \cdot 4704 + 0{,}0032 \cdot 4557 = 3707\ кг.$$

От катка:

$$\max Q_8 = (0{,}5429 + 0{,}0843) \cdot 5531 = 3467\ кг;$$
$$\max Q_0^{л} = (0{,}7234 + 0{,}0773) \cdot 5531 = 4429\ кг.$$

В таблице 7 приведена сводка полученных результатов.

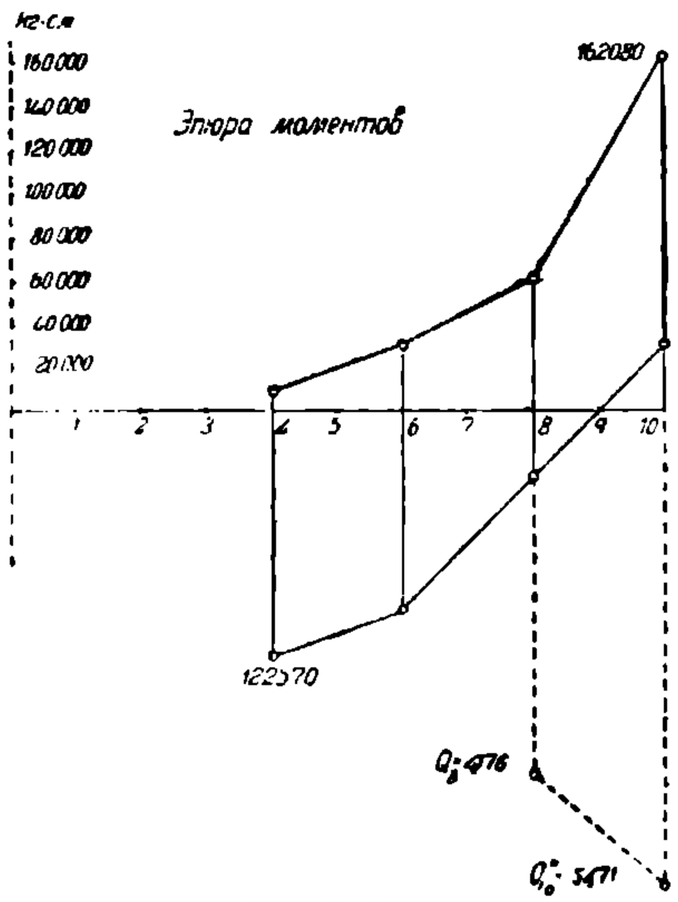


Фиг. 516.

Таблица 7. Наибольшие значения M и Q.

Величины	От пост. нагрузки $q = 1150\ кг$	От грузовиков		От катка		Наибольшие	
		+	—	+	—	max	min
	кг · см	*кг · см*	*кг · см*	*кг · см*	*кг · см*	*кг · см*	*кг · см*
M_4	16930	88720	20460	105640	27380	+ 122570	— 10450
M_6	10880	74770	32040	91760	40760	+ 102640	— 29880
M_8	— 4720	21110	50670	35120	54650	+ 30400	— 59370
M_{10}	— 30220	—	94080	—	131860	— 30220	— 162080
	кг	*кг*		*кг*		*кг*	
Q_8	709	2810	—	3467	—	+ 4176	
$Q_{10}^{л}$	1042	3707	—	4429	—	+ 5471	—

НБ УДУНТ (ДПТ)

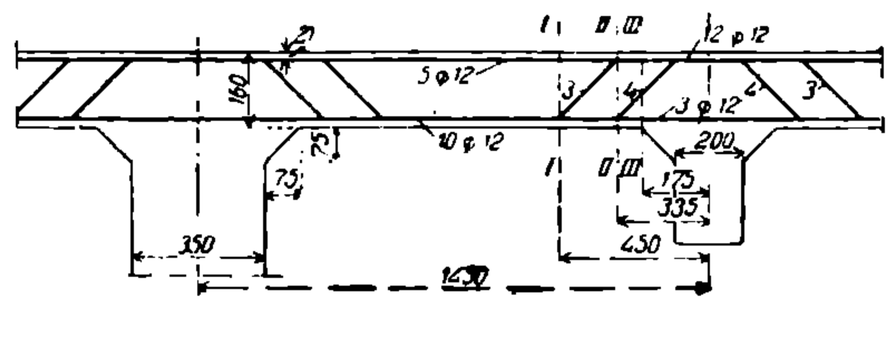


Фиг. 517.

На фиг. 517 изображена эпюра наибольших моментов и поперечных сил у опоры.

Напряжения в плите определяются в сечениях (фиг. 518) I — I, II — II, III — III, близ средины пролета (для $x = 0{,}4\,l$) и на опоре.

Расчетные моменты, взятые по эпюре (фиг. 517), имеют следующие значения: близ средины пролета max $M = +122570$ *кг · см* и min $M = -10450$ *кг · см*.



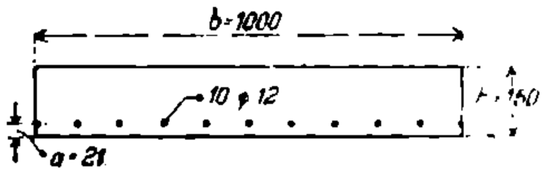
Фиг. 518.

Сечение I — I при $x = 1450 - 450 = 0{,}69\,l$; max $M = +70132$ *кг · см*; min $M = -45709$ *кг · см*.

Сечение II — II при $x = 1450 - 335 = 0{,}77\,l$; max $M = +41236$ *кг · см*; min $M = -549474$ *кг · см*.

Сечение III — III при $x = 1450 - 175 = 0{,}88\,l$; max $M = +6152$ *кг · см*; min $M = -100454$ *кг · см*.

Сечение близ средины пролета (фиг. 519).



Фиг. 519.

Расчетный момент $M = 122570$ *кг · см*. Ширина полосы $b = 100$ *см*, высота $h = 16$ *см*. Арматура из 10 стержней 12 *мм* на 1 погонный *м*; $f_e = 11{,}31$ *см*^{2}; $a = 2{,}1$ *см*; $h - a = 13{,}9$ *см*.

Для расчета плиты применим следующие ф-лы:

расстояние до нейтральной оси $x = \alpha\,(h - a)$;

напряжение в бетоне σ_b и в железе σ_e:

$$\sigma_b = \beta \frac{M}{b(h-a)^2}; \qquad \sigma_e = \gamma \frac{M}{b(h-a)^2}$$

Коэффициенты α, β и γ зависят от процентного содержания арматуры и для различных значений $\mu = \frac{f_e}{b(h-a)}$ приведены в таблице в конце книги.

Для данного выше сечения имеем:

$$\mu = \frac{11{,}31}{100 \cdot 13{,}9} = 0{,}0081; \quad \alpha = 0{,}386; \quad \beta = 5{,}991; \quad \gamma = 141;$$

$$x = 0{,}382 \cdot 13{,}9 = 5{,}3\ см;$$

$$\sigma_b = 5{,}991 \frac{122570}{100 \cdot 13{,}9^2} = 38{,}0 < 40\ кг/см^2;$$

$$\sigma_e = 141 \frac{122570}{100 \cdot 13{,}9^2} = 895 < 900\ кг/см^2.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Подобным же образом проверены прочие сечения плиты на действие момента.

В сечении III — III поперечная сила достигает величины (по эпюре) (фиг. 517) $Q = 4636$ *кг*. Действие поперечной силы принимается косыми стержнями и бетоном. По способу поверки, одобренному Инженерным советом по журналу от 3/IX 1915 г. за № 91, часть Q_1, приходящаяся на бетон и растягивающая его по косому направлению при допускаемом напряжении $t = 3$ *кг/см*², равна:

$$Q_1 = tb\left(h - a - \frac{x}{3}\right) = 3{,}0 \cdot (13{,}9 - 1{,}7) \cdot 100 = 3660 \text{ кг}.$$

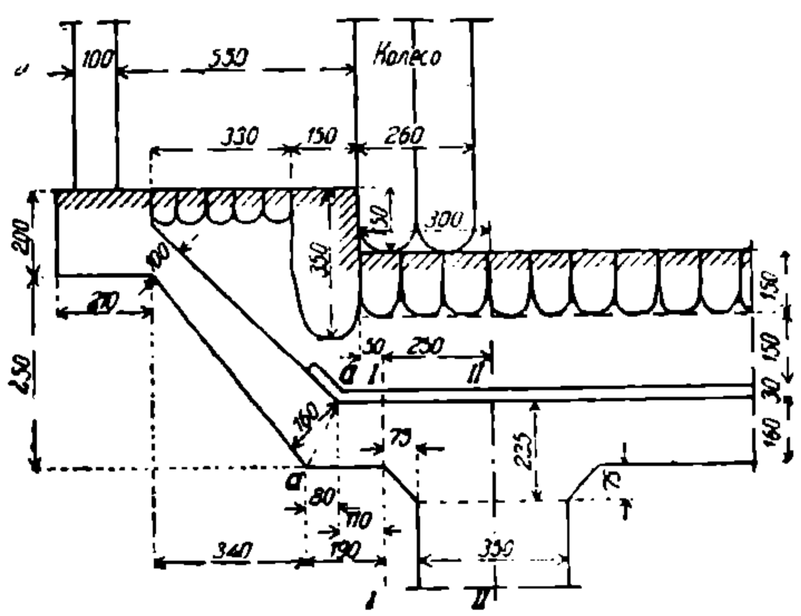
Другая часть, равная

$$Q_2 = Q - Q_1 = 4636 - 3660 = 976 \text{ кг},$$

передается в половинном размере на косые стержни, а в половинном на сжатие бетона.

Очевидно, стержней достаточно, их четыре с площадью 4,52 *см*².

Плита тротуара. Тротуар поддерживается плитным свесом, конструкция которого и основные размеры представлены на фиг. 520. Напряжения проверим в сечении I — I. Так как составные части конструкции близки по удельному весу, то с небольшим запасом, в пользу прочности, принимаем все материалы одного веса, равного весу железобетона. Вес перил по предварительному подсчету принимаем равным 26 *кг* на погонный *м*. Момент от постоянной нагрузки для сечения I — I и вес ее слагаются из следующих величин на 1 *м* длины тротуара:



Фиг. 520.

Формула объема в *м*³	Вес *т*	Плечо *м*	Момент *т · м*
Перила	+ 0,026	0,65	+ 0,017
$0{,}2 \cdot 0{,}21 = 0{,}042$	+ 0,101	0,635	+ 0,064
$0{,}48 \cdot 0{,}65 = 0{,}312$	+ 0,749	0,29	+ 0,217
$-\frac{0{,}45 \cdot 0{,}34}{2} = -0{,}077$	— 0,185	0,417	— 0,077
$0{,}05 \cdot 0{,}5 = 0{,}025$	+ 0,060	0,025	+ 0,002
	$P_1 = 0{,}751$ *т*		$M_1 = 0{,}223$ *т · м*.

Подвижная нагрузка для момента сечения I — I на мостовой не устанавливается, но для поперечной силы учтем давление заднего колеса автомобиля. На тротуаре располагается толпа. Принимая ее в 530 *кг/см*², получим:

вес ее $p = 0{,}53 \cdot 0{,}55 = 0{,}292$ *т*;
момент $m = 0{,}292 \cdot 0{,}325 = 0{,}095$ *т · м*.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Для поперечной силы, как сказано, учтем давление заднего колеса автомобиля; при этом толпа на тротуаре не может поместиться, а давление колеса вдоль моста распределится на длину плиты $0{,}10 + 2 \cdot 0{,}30 = 0{,}70$ *м*. По приведении на 1,0 *м* получим нагрузку $3{,}5 : 07 = 5{,}0$ *т*. Таким образом, поперечная сила будет

$$Q_1 = 0{,}751 + 5{,}0 = 5{,}751 \text{ т}.$$

Момент

$$M_1 = 0{,}223 + 0{,}095 = 0{,}318 \text{ т} \cdot \text{м} = 31800 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

В сечении II — II плита имеет такие же конструкцию и сечение, как плита проезжей части. Выше имеется поверка этого сечения на опорный момент 162080 *кг · см*. Здесь имеем момент меньшей величины. Проверки не требуется.

То же самое приходится сказать и о сечении I — I, для которого имеется момент 31800 *кг · см*. Сечение такое же, как сечение III — III плиты. Это сечение выше проверено на момент 100454 *кг · см*.

Что касается поперечной силы, то таковая здесь 5751 *кг* — больше поперечной силы в сечении III — III на $5751 - 4636 = 1115$ *кг*. Там мы нашли, что на косые стержни передается половина 976 *кг*, здесь будет $\frac{976 + 1115}{2} = 1046$ *кг*. Усилие (под углом 45°), действующее на косые стержни, будет

$$N = 1046 \cdot \sqrt{2} = 1475 \text{ кг},$$

что при площади 3 стержней 12 *мм* $f_e = 3{,}39$ дает напряжение < 500 *кг/см*², а допускается 900 *кг/см*².

Для проверки арматуры в наклонном выступе плиты возьмем сечение *а — а* и момент 31800 *кг/см*, как в сечении I — I. Арматура состоит из 5 стержней диаметра 10 *мм*;

$$h = 16 \text{ см},\ a = 2 \text{ см},\ h - a = 14 \text{ см},\ f_e = 3{,}93 \text{ см}^2;$$

$$\mu = \frac{3{,}93}{100 \cdot 14} = 0{,}0028;\ \beta = 8{,}72;\ \gamma = 393;$$

$$\sigma_b = \frac{31800}{100 \cdot 14^2} \cdot 8{,}72 = 14{,}1 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_e = \frac{31800}{100 \cdot 14^2} \cdot 393 = 637 \text{ кг/см}^2.$$

Вспомогательная продольная балка. Пролет балки 2,6 *м*. Расстояние до смежных балок 1,45 *м*. В расчетное сечение балки вводим плиту шириною 1,0 *м*.

Постоянная нагрузка на 1 погонный *м* балки слагается из:

веса мостовой .	$2200 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}45 = 0{,}479$ *т/м*;
слоя песка	$1800 \cdot 0{,}20 \cdot 1{,}45 = 0{,}522$
предохр. слоя	$2200 \cdot 0{,}03 \cdot 1{,}45 = 0{,}096$
„ плиты .	$2400 \cdot 0{,}16 \cdot 1{,}45 = 0{,}556$
собственного веса ребра	. $0{,}34 \cdot 0{,}20 \cdot 2400 = 0{,}163$ „
Всего	1,816 *т/м*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Момент от постоянной нагрузки для средины пролета, учитывая приближенно, что балка неразрезная:

$$M_1' = \frac{1{,}82 \cdot 2{,}6^2}{8} \cdot 0{,}8 = 1{,}230\ т \cdot м.$$

Наибольший отрицательный момент у опоры (приближенно)

$$M_2' = \frac{1{,}82 \cdot 2{,}6^2}{8} = 1{,}538\ т \cdot м.$$

Из временных нагрузок наибольший момент для средины даст заднее колесо катка, поставленное посредине пролета (фиг. 521).

$$M_1'' = 0{,}8 \cdot \frac{5{,}0}{4}\left(2{,}6 - \frac{0{,}80}{2}\right) = 2{,}60\ т \cdot м.$$

Отрицательный момент у опоры

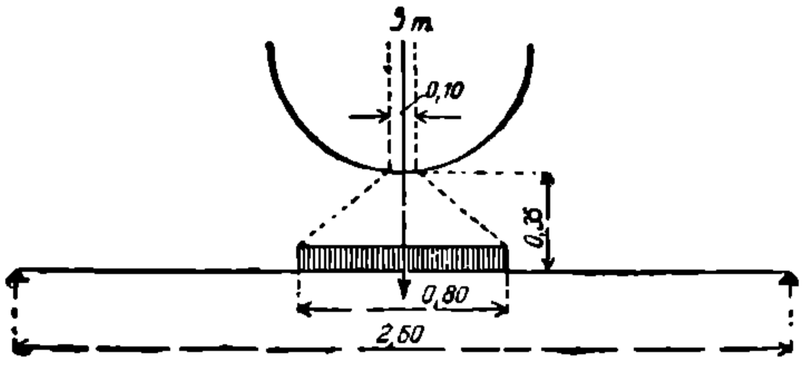
$$M_2'' = \frac{2.60}{0{,}8} = 3{,}25\ т \cdot м.$$

Таким образом, наибольший момент для середины пролета

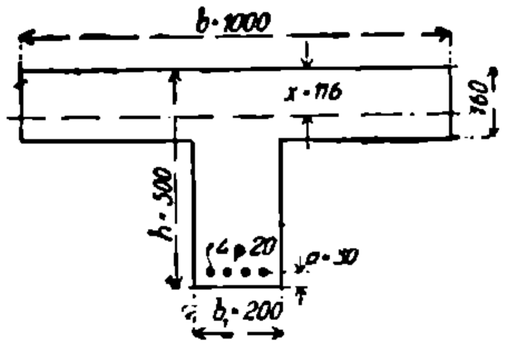
$$M_1 = 1{,}23 + 2{,}60 = 3{,}83\ т \cdot м = 383000\ кг \cdot см;$$

у опоры

$$M_2 = -1{,}54 - 3{,}25 = -4{,}79\ т \cdot м = -479000\ кг \cdot см.$$



Фиг. 521.



Фиг. 522.

Сечение в средине пролета представлено на фиг. 522.

Высота ребра $h = 50\ см$, ширина $b = 20\ см$, $a = 3\ см$; арматура 4 стержня 20 *мм*, $f_e = 12{,}57\ см^2$.

Нейтральная ось проходит в пределах плиты, а потому можно воспользоваться известными таблицами. Процентное содержание железа:

$$\mu = \frac{f_e}{b(h-a)} = \frac{12{,}57}{100 \cdot 47} = 0{,}0027;$$

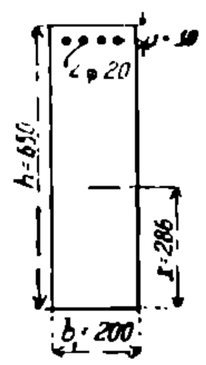
$$\alpha = 0{,}239 + \frac{0{,}258 - 0{,}239}{5} \cdot 2 = 0{,}247;\quad x = 0{,}247 \cdot 47 = 11{,}6\ см;$$

$$\beta = 9{,}096 - \frac{9{,}096 - 8{,}471}{5} \cdot 2 = 8{,}846;\quad \sigma_b = 8{,}846 \cdot \frac{383000}{100 \cdot 47^2} = 16{,}0\ кг/см^2;$$

$$\gamma = 47{,}8 - \frac{47{,}8 - 43{,}1}{5} \cdot 2 = 45{,}9;\quad \sigma_e = 45{,}9 \cdot 16{,}0 = 736 < 900\ кг/см^2.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Сечение на опоре имеет высоту $h = 60\ см$, $b_1 = 20\ см$, $a = 3\ см$ (фиг. 523) и арматуру вверху из тех же 4 стержней 20 $мм$ $f_e = 12{,}57\ см^2$. Тем же порядком имеем



Фиг. 523.

$$\mu = \frac{12 \cdot 57}{20 \cdot 62} = 0{,}01;$$

$$\alpha = 0{,}418;\ x = 0{,}418 \cdot 62 = 25{,}9\ см;$$

$$\beta = 5{,}56;\ \sigma_b = \frac{479000}{20 \cdot 62^2} \cdot 5{,}56 = 35\ кг/см^2;$$

$$\gamma = 116;\ \sigma_e = \frac{479000}{20 \cdot 62^2} \cdot 116 = 720\ кг/см^2.$$

Наибольшая поперечная сила у опоры от постоянной нагрузки

$$Q' = \frac{1{,}82 \cdot 2{,}6}{2} = 2{,}37\ т.$$

От временной нагрузки при постановке заднего колеса катка над опорой

$$Q'' = 5{,}0\ т.$$

Наибольшая поперечная сила $Q = 2{,}37 + 5{,}00 = 7{,}37\ т$.

Действие поперечной силы принимается косыми стержнями и бетоном балки. Часть, приходящаяся на бетон и растягивающая его по косому направлению (главное напряжение) при допускаемом $t = 3{,}0\ кг/см^2$, равна

$$Q_1 = tb\left(h - a - \frac{x}{3}\right) = 3{,}0 \cdot 20\,(65 - 3 - 8{,}7) = 3198\ кг = 3{,}2\ т;$$

другая часть, равная

$$Q_2 = Q - Q_1 = 7{,}37 - 3{,}20 = 4{,}17\ т,$$

передается в половинном размере на косые стержни, а в половинном на сжатие бетона. Таким образом, на косые стержни действует поперечная сила $Q_2' = \frac{4170}{2} = 2085\ кг$ и вызывает растягивающее усилие по косому направлению

$$N = 2085 \quad \sqrt{2} = 2940\ кг.$$

В сечении у опоры отогнуто 2 стержня 20 $мм$ с площадью сечения 6,28 $см^2$; напряжение в них

$$\sigma_e = \frac{2940}{6{,}28} = 470\ кг/см^2.$$

Поперечная балка. Расчетный пролет 2,9 $м$, расстояние между смежными балками 2,6 $м$. Постоянная нагрузка передается на нее продольными балками сосредоточенно в средине пролета в размере

$$P = 2 \cdot 2{,}37\ т = 4{,}74\ т.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Момент от нее в средине пролета, принимая во внимание, что балка неразрезная,

$$M' = \frac{4{,}74 \cdot 2{,}90}{4} \cdot 0{,}8 = 2{,}74\ m \cdot м.$$

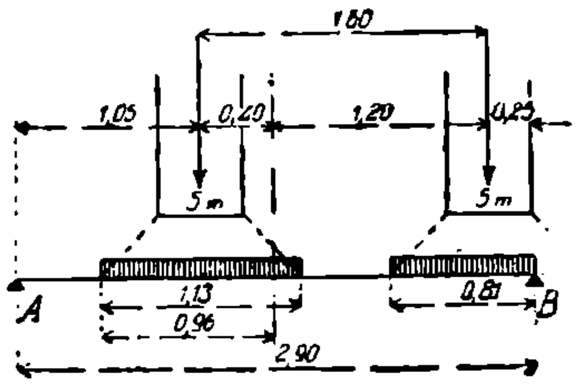
От собственного веса ребра $p = 0{,}20 \cdot 0{,}59 \cdot 2400 = 0{,}283\ m$ на 1 погонный *м*

$$M'' = 0{,}8 \cdot \frac{0{,}283 \cdot 2{,}9^2}{8} = 0{,}238\ m \cdot м.$$

Наибольший момент от подвижной нагрузки будет иметь место при загружении балки задними колесами катка.

Положение колес катка представлено на фиг. 524. Реакция опоры (левой)

$$A = \frac{5 \cdot 1{,}85 + \frac{5 \cdot 0{,}81}{1{,}13}\ 0{,}40}{2{,}90} = 3{,}68\ m.$$



Фиг. 524.

Момент под левым грузом:

$$M''' = 0{,}8 \left(3{,}68 \cdot 1{,}05 - 2{,}5\,\frac{1{,}13}{4}\right) = 2{,}526\ m \cdot м.$$

Полный момент в середине можно принять

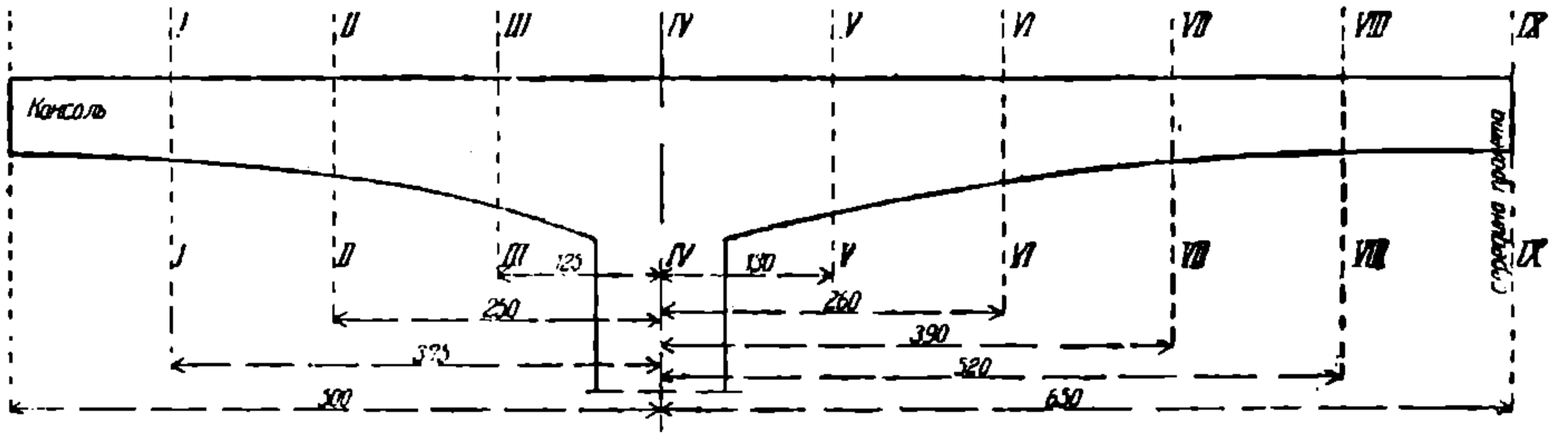
$$M_1 = 2{,}74 + 0{,}238 + 2{,}526 = 5{,}504\ m \cdot м.$$

Для сечения у опоры имеем:

$$M_2 = \frac{5{,}504}{0{,}8} = 6{,}88\ m \cdot м.$$

Сечения в середине и на опоре проверяются обычным порядком.

Главные балки. Проект составлен как типовой. Чтобы можно было использовать его для мостов: в один пролет (без подвесных балок), в три пролета (подвесная балка нагружает одну консоль), в пять пролетов (среднее



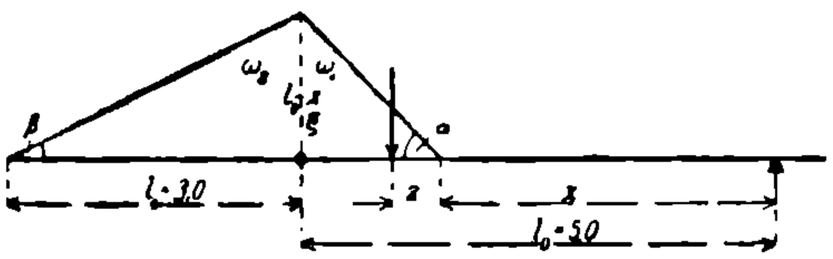
Фиг. 525.

звено имеет обе консоли нагруженными) — изгибающие моменты найдены для двух предположений: 1) когда нет соединительных балочек и 2) когда соединительные балочки на обеих консолях. Линии влияния для изгибающего момента построены для сечений, взятых на равных расстояниях друг от друга. Для консоли на расстоянии 1,25 *м* и для междуопорной части на расстоянии 1,3 *м*. Сечения эти на фиг. 525 обозначены номерами с I до IX.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для сечений консоли линии влияния изгибающих моментов M имеют общий вид по фиг. 526; l_1 — длина соединительной балочки $= 3$ *м*; l_0 — вылет консоли $= 5$ *м*; x — расстояние сечения от опоры.

Взаимные соотношения между элементами линии влияния таковы:



Фиг. 526.

$$\xi = l_0 - x; \quad \omega_1 = \frac{1}{2}(l_0 - x)^2;$$

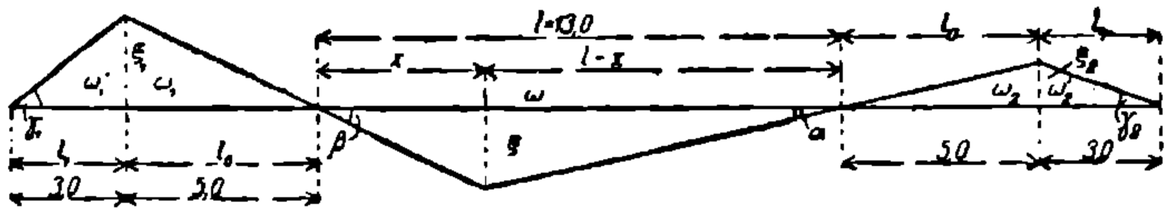
$$\omega_2 = \frac{1}{2}\xi \cdot 3{,}0 = 1{,}5\xi;$$

$$\alpha = \frac{\xi}{l_0 - x} = 1; \quad \beta = \frac{\xi}{3}.$$

Числовые значения этих величин избранных сечений даны в таблице 8.

Таблица 8. Элементы линии влияния M для консоли.

Сечения	x	$l_0 - x = \xi$	β	ω_1	ω_2	$\omega_1 + \omega_2$
I	3,75	1,25	0,4167	0,781	1,875	2,656
II	2,50	2,50	0,8333	3,125	3,750	6,875
III	1,25	3,75	1,2500	7,031	5,625	12,656
IV	0	5,0	1,6667	12,500	7,500	20,000



Фиг. 527.

Для сечений междуопорной части общий вид линий влияния показан на фиг. 527:

$$\xi = x\frac{l - x}{l}; \quad \xi_1 = \xi\frac{l_0}{x}; \quad \xi_2 = \xi\frac{l_0}{l - x};$$

$$\alpha = \frac{x}{l}; \quad \beta = \frac{l - x}{l}; \quad \gamma_1 = \frac{\xi_1}{l_1}; \quad \gamma_2 = \frac{\xi_2}{l_1}.$$

Площади отдельных участков:

$$\omega = \frac{1}{2}\xi l = \frac{1}{2} \cdot 13 \cdot \xi = 6{,}5\xi;$$

$$\omega'_1 = \frac{1}{2}\xi_1 l_1 = \frac{1}{2} \cdot 3{,}0 \cdot \xi_1 = 1{,}5\xi_1;$$

$$\omega_1 = \frac{1}{2}\xi_1 l_0 = \frac{1}{2} \cdot 5{,}0 \cdot \xi_1 = 2{,}5\xi_1;$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$\omega'_2 = 1{,}5\xi_2; \quad \omega_2 = 2{,}5\xi_2;$$
$$\Omega = \omega - (\omega_1 + \omega_2); \quad \Omega' = \omega'_1 + \omega_1 + \omega'_2 + \omega_2.$$

Результаты относящихся сюда подсчетов приведены в таблице 9.

Таблица 9.—Элементы линий влияния *M* для междуопорной части.

Элементы	Сечения				
	V	VI	VII	VIII	IX
x .	1,30	2,60	3,90	5,20	6,50
$l - x = 13{,}0 - x$.	11,70	10,40	9,10	7,80	6,50
$\frac{x}{l}$.	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$\xi = x \cdot \frac{l-x}{l}$.	1,170	2,080	2,730	3,120	3,250
$\frac{l_0}{x} = \frac{5}{x}$.	3,8462	1,9231	1,2821	0,9615	0,7692
$\xi_1 = \xi \cdot \frac{5}{x}$.	4,500	4,000	3,500	3,000	2,500
$\frac{l_0}{l-x} = \frac{5}{l-x}$.	0,4274	0,4808	0,5495	0,6410	0,7692
$\xi_2 = \xi \cdot \frac{l_0}{l-x}$.	0,500	1,000	1,500	2,000	2,500
Углы:					
$\alpha = \frac{x}{l} = \frac{x}{13}$.	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$\beta = \frac{l-x}{l} = \frac{l-x}{13}$.	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
$\gamma_1 = \frac{\xi_1}{l_1} = \frac{\xi_1}{3}$	1,500	1,333	1,667	1,000	0,833
$\gamma_2 = \frac{\xi_2}{l_1} = \frac{\xi_2}{3}$	0,167	0,333	0,500	0,667	0,833
Площади:					
$\omega = 6{,}5\,\xi$ . .	7,605	13,520	17,745	20,280	21,125
$\Omega' = \omega'_1 + \omega_1 + \omega'_2 + \omega_2 = 20{,}0$ — $\omega'_1 = 1{,}5\,\xi_1$.	6,750	6,000	5,250	4,500	3,750
$\omega_1 = 2{,}5\,\xi_1$.	11,250	10,000	8,750	7,500	6,250
$\omega'_2 = 1{,}5\,\xi_2$.	0,750	1,500	2,250	3,000	3,750
$\omega_2 = 2{,}5\,\xi_2$.	1,250	2,500	3,750	5,000	6,250
$\Omega = \omega - (\omega_1 + \omega_2)$ . . .	— 4,895	1,020	5,245	7,780	8,625
$\Omega'' = \omega - \Omega'$ . . .	— 12,395	— 6,489	— 2,255	0,280	1,125

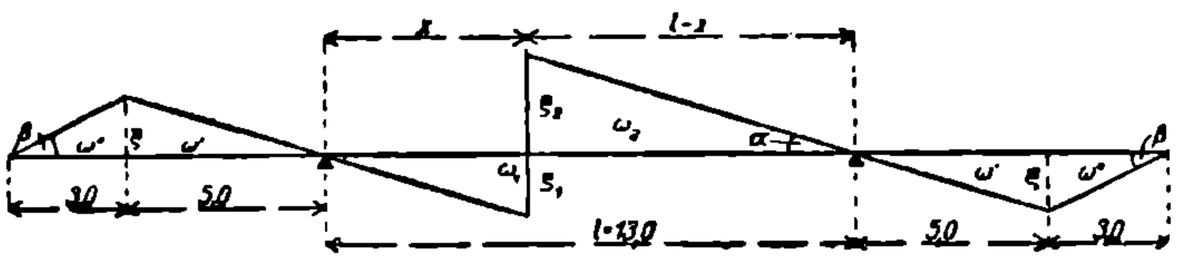
НБ УДУНТ (ДИТ)

Линии влияния для перерезывающих сил построены для конца консоли (*a*), сечения (*b*) левее и (*c*) правее опоры и (*d*) посредине междуопорной части.

Для сечения (*a*) у конца консоли линия влияния показана на фиг. 537.

Для сечения (*b*) левее опоры линия влияния показана на фиг. 538.

Для сечения (*c*) правее опоры и (*d*) посредине глухого пролета линии влияния имеют общий вид, представленный на фиг. 528.



Фиг. 528.

Общие их элементы равны:

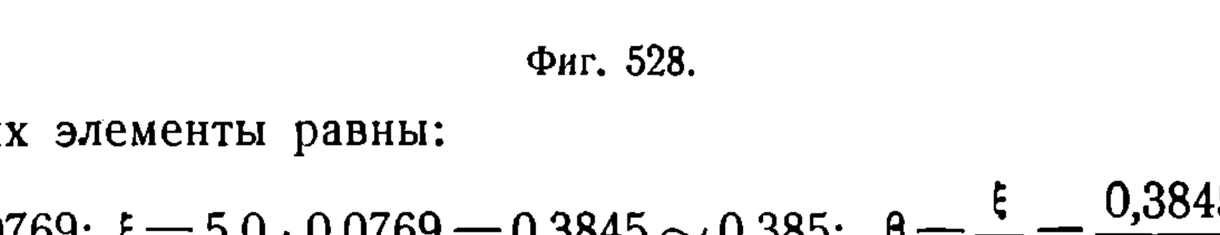
$$\alpha = \frac{1}{13} = 0{,}0769;\ \xi = 5{,}0 \cdot 0{,}0769 = 0{,}3845 \sim 0{,}385;\ \beta = \frac{\xi}{3} = \frac{0{,}3845}{3} = 0{,}1281;$$

$$\omega' = \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot 5{,}0 = 0{,}963;\ \omega'' = \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot 3{,}0 = 0{,}578.$$

Значение самостоятельных элементов представлено в таблице 10.

Таблица 10.

Сечения	x	ξ_1	ξ_2	ω_1	ω_2
c	0	0	1	0	$^1/_2 \cdot 1{,}0 \cdot 13{,}0 = 6{,}500$
d	6,5	0,5	0,5	$^1/_2 \cdot 0{,}5 \cdot 6{,}5 = 1{,}625$	$^1/_2 \cdot 0{,}5 \cdot 6{,}5 = 1{,}625$



Фиг. 529.

Линия влияния для давления на колонну видна на фиг. 529.

$$\beta = \frac{1{,}385}{3{,}0} = 0{,}4617;$$

$$\omega = \frac{1}{2} \cdot 1{,}385\,(3{,}0 + 5{,}0 + 13{,}0) = 14{,}543;\ \omega' = 0{,}963;$$

$$\Omega = \omega - \omega' = 14{,}543 - 0{,}963 = 13{,}580.$$

Дальше нужно рассматривать отдельно крайние балки и средние, так как нагрузки для них разные.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Крайняя балка. Постоянная нагрузка, приходящаяся на один погонный метр длины балки, определена нижеприведенным подсчетом, причем собственный вес балки принят равномерно распределенным по длине, считая среднюю высоту балки равною:

$$\frac{1}{13{,}0}\left[13{,}0 \cdot 1{,}6 - \frac{2}{3}(1{,}6 - 1{,}0) \cdot (13{,}0 - 0{,}5)\right] = 1{,}30\ м.$$

Высота балки в свету при таких условиях будет:

$$1{,}30 - 0{,}16 = 1{,}14\ м.$$

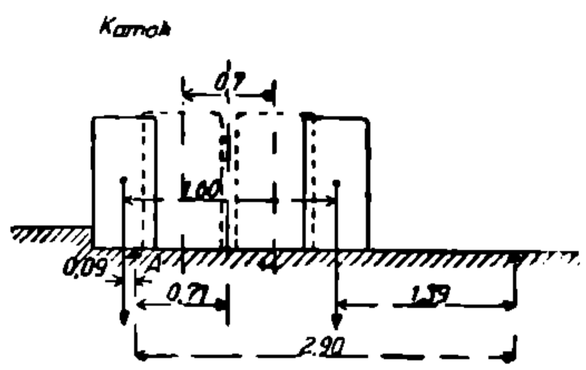
Итак, находим нагрузку на 1 погонный *м* длины балки:

тротуар	. . . . .	0,751 *т/м*
мостовая	$(1{,}45 + 0{,}25) \cdot 0{,}15 \cdot 2{,}20$	$= 0{,}561$
песок	$(1{,}45 + 0{,}25) \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}80$	$= 0{,}459$
плита	$(1{,}45 + 0{,}25) \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}40$	$= 0{,}653$
продольная балочка	$^1/_2 \cdot 0{,}34 \cdot 0{,}18 \cdot 2{,}40$	$= 0{,}073$
поперечные балки	$\frac{2{,}55 \times 0{,}44 \cdot 0{,}20}{2 \times 2{,}6} \cdot 2{,}40$	$= 0{,}104$
собственный вес балки	$0{,}35 \cdot 1{,}14 \cdot 2{,}40$	$= 0{,}957$ „
Итого:	$3{,}558 \sim 3{,}6$	*т/м*

Подвижная нагрузка может быть троякая: или в виде шоссейного катка весом 15 *т*, или в виде двух рядов автомобилей весом по 10 *т* и толпы в 440 *кг/м²* в промежутках между ними, или в виде сплошной толпы 440 *кг/м²*.

Невыгоднейшее расположение этих нагрузок поперек моста будет следующее:

1. Каток (фиг. 530).

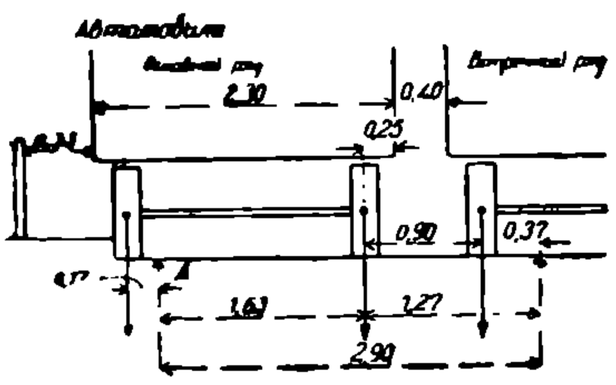


Фиг. 530.

Передаточное число для давления на балку *A* от колес задней оси

$$\frac{2{,}99 + 1{,}39}{2{,}90} = 1{,}51.$$

Для передней оси со сближенными колесами передаточное число будет точно такое же. Давление на балку *A* поэтому:



Фиг. 531.

для задней $5{,}0 \times 1{,}510 = 7{,}55\ т$;
передней $2{,}5 \times 1{,}510 = 3{,}78\ т$.

2. Автомобили и толпа (фиг. 531).

Для основного ряда автомобилей имеем давление от передней оси:

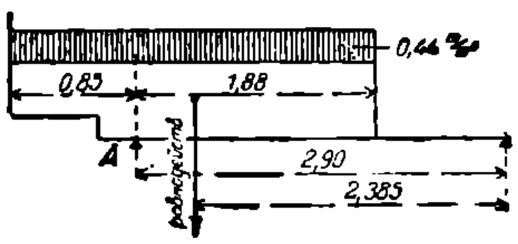
$$1{,}50 \times \frac{0{,}17 + 1{,}63 + 1{,}27 \cdot 2}{2{,}90} = 2{,}25\ т;$$

давление от задней оси:

$$3{,}50 \cdot 1{,}497 = 5{,}24\ т.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

В промежутках между автомобилями этого ряда может поместиться толпа в ширину, как показано на фиг. 532 [1]). Давление от нее на балку A будет:



Фиг. 532.

$$p_o = 0{,}44\,\frac{(0{,}85 + 1{,}88)\cdot 2{,}385}{2{,}90} =$$

$$= 0{,}99\ т/м \sim 1{,}0\ т/м.$$

Для встречного ряда автомобилей давление от осей, передающееся на балку A по фиг. 531, найдем таким:

для передней оси: $$1{,}50 \times \frac{0{,}37}{2{,}90} = 0{,}19\ т;$$

для задней оси: $$3{,}50 \times \frac{0{,}37}{2{,}90} = 0{,}45\ т.$$

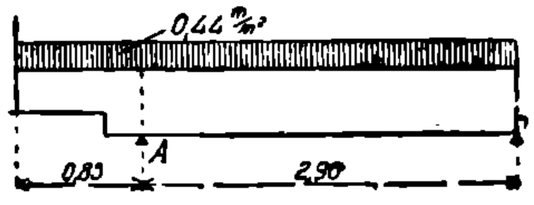
Толпа, помещающаяся в промежутках между автомобилями этого ряда, дает давление на погонный метр балки A

$$p_в = 0{,}44\,\frac{0{,}62 \cdot 0{,}31}{2{,}90} = 0{,}03\ т/м.$$

Столь малым давлением пренебрегаем.

3. Сплошное загружение толпой. По фиг. 533 видно расположение толпы в этом случае. Давление, приходящееся на долю балки A, получается равным

$$p = 0{,}44 \cdot \frac{(2{,}90 + 0{,}85)^2}{2 \cdot 2{,}90} = 1{,}07\ т/м.$$



Фиг. 533.

Вычисление изгибающих моментов M.

Моменты от постоянной нагрузки даны в таблице 11 в случае отсутствия соединительных балочек и для случая наличия их со стороны обеих консолей. Для временной нагрузки принят более невыгодный случай наличия подвесных балочек с обеих сторон.

Моменты от подвижной нагрузки приведены ниже, причем приняты такие обозначения:

M' — изгибающие моменты от катка;
M_o — „ „ от основного ряда автомобилей и толпы;
$M_в$ — „ „ от встречного ряда автомобилей с толпою;
$M'' = M_o + M_в$ — суммарный момент от загружения автомобилями с толпой;
M''' — изгибающий момент при сплошном загружении толпой.

На схемах приняты обозначения:

тяжелая ось катка — круг, на половину зачерненный;
легкая ось „ — „ белый
тяжелая ось автомобиля — круг, зачерненный сплошь;
легкая ось — „ белый.

[1]) По ныне действующим нормам толпа не может находиться на полосе моста, занятой автомобилями. *Прим. автора.*

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 11.—Моменты от постоянной нагрузки.

Сечение	Площади линий влияния		Момент $m \cdot м$	
	1 случай	2 случай	1 случай	2 случай
I	—	— 2,656	—	— 9,55
II	—	— 6,875	—	— 24,75
III	—	— 12,656	—	— 45,56
IV	—	— 20,000	—	— 72,00
V	— 4,895	— 12,396	— 17,62	— 44,62
VI	1,020	— 6,480	— 3,77	— 23,33
VII	5,245	— 2,255	— 18,88	— 8,12
VIII	7,780	— 0,280	— 28,01	— 1,01
IX	8,625	— 1,125	— 31,05	— 4,05

Моменты от подвижной нагрузки.

Сечение I (фиг. 534).

$$M' = -7{,}55 \cdot 1{,}25 = -9{,}44\ m \cdot м;$$

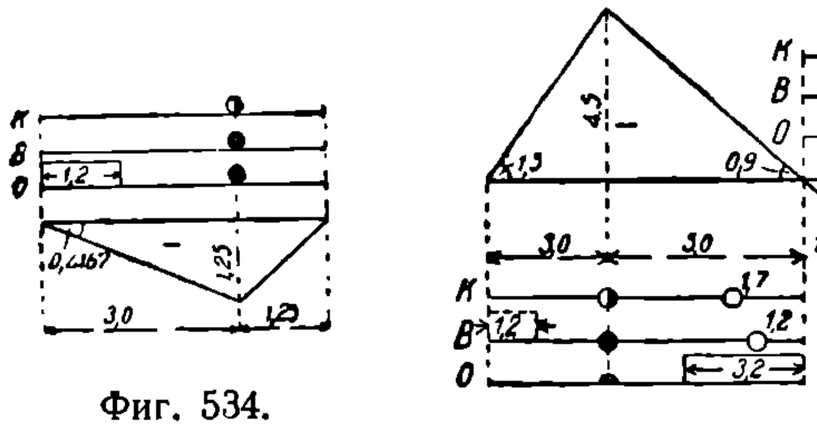
$$M_o = -5{,}24 \cdot 1{,}25 - 1{,}0\,\frac{1{,}20^2}{2}\,0{,}4167 = -6{,}85\ m \cdot м;$$

$$M_в = -0{,}45 \cdot 1{,}25 = -0{,}56\ m \cdot м;$$

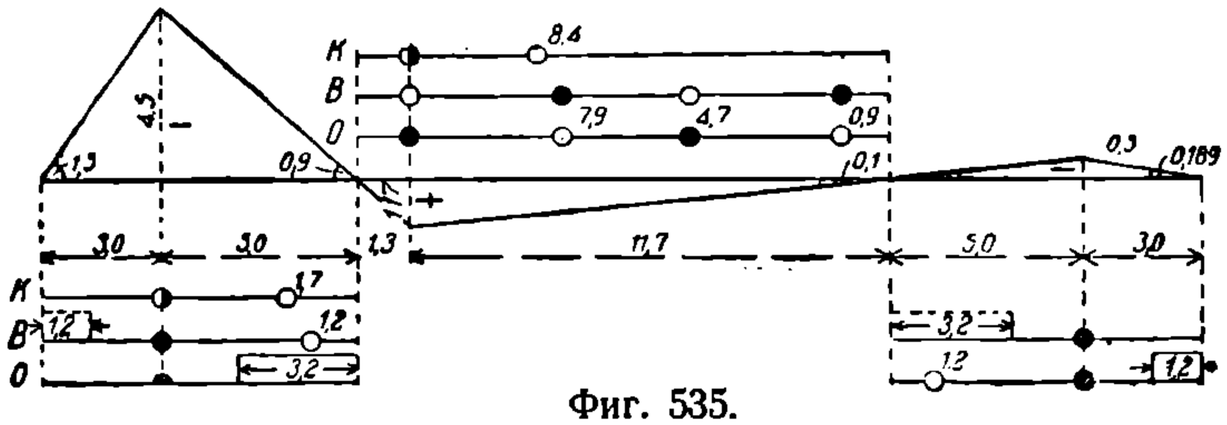
$$M'' = M_o + M_в = -6{,}85 - 0{,}56 = -7{,}41\ m \cdot м;$$

$$M''' = -1{,}07 \cdot 2{,}656 = -2{,}84\ m \cdot м.$$

Для сечений II, III и IV в том же роде.



Фиг. 534.



Фиг. 535.

Сечение V (фиг. 535).

$$+ M' = +7{,}55 \cdot 1{,}17 + 3{,}78 \cdot 8{,}4 \cdot 0{,}1 = +12{,}01\ m \cdot м;$$

$$- M' = -7{,}55 \cdot 4{,}5 - 3{,}78 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}9 = -39{,}76\ m \cdot м;$$

$$+ M'' = +5{,}24\ (1{,}17 + 4{,}7 \cdot 0{,}1) + 2{,}25\ (7{,}9 + 0{,}9)\ 0{,}1 + + 0{,}45\ (7{,}9 + 0{,}9) \cdot 0{,}1 + 0{,}19\ (1{,}17 + 4{,}7 \cdot 0{,}1) = +11{,}28\ m \cdot м;$$

$$- M'' = -5{,}24 \cdot (4{,}5 + 0{,}5) - 2{,}25 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}1 - 1{,}0 \cdot \left(\frac{3{,}2^2}{2}\,0{,}9 + \frac{1{,}2^2}{2} \cdot 0{,}167\right) - - 0{,}19 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}9 - 0{,}45\ (4{,}5 + 0{,}5) = -33{,}61\ m \cdot м;$$

$$+ M''' = +1{,}07 \cdot 7{,}605 = +8{,}14\ m \cdot м;$$

$$- M''' = -1{,}07 \cdot 20{,}0 = -21{,}40\ m \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для сечений VI, VII, VIII подробности опускаем, они подобны предыдущему.

Сечение IX (фиг. 536).

$$+M' = +7{,}55 \cdot 3{,}25 + 3{,}78 \cdot 3{,}2 \cdot 0{,}5 = 30{,}59\ т \cdot м;$$

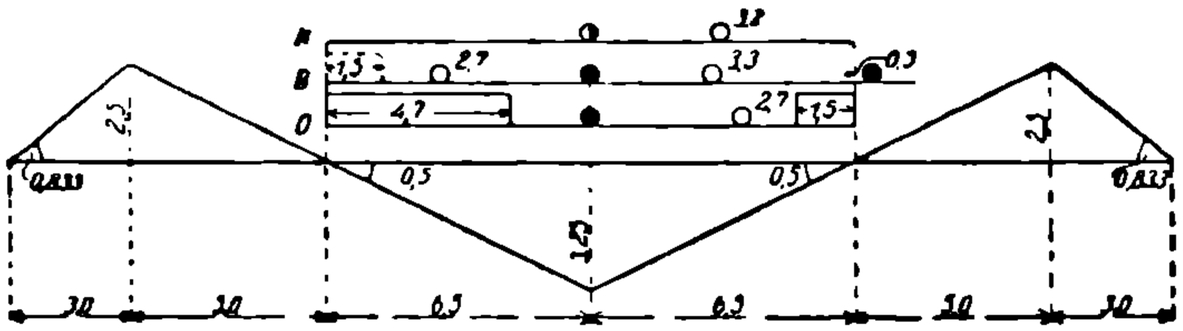
$$-M' = -7{,}55 \cdot 2{,}5 - 3{,}78 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}5 = -22{,}09\ т \cdot м;$$

$$+M'' = +5{,}24 \cdot 3{,}25 + 2{,}25 \cdot 2{,}7 \cdot 0{,}5 + 1{,}00 \cdot \left(\frac{4{,}6^2}{2} + \frac{1{,}5^2}{2}\right) \cdot 0{,}5 +$$
$$+ 0{,}45 \cdot (3{,}25 - 0{,}5 \cdot 0{,}5) + 0{,}19\,(3{,}3 + 2{,}7) \cdot 0{,}5 = 28{,}06\ т \cdot м;$$

$$-M'' = -5{,}24 \cdot 2 \cdot 2{,}5 - 2{,}25 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}5 - 1{,}00 \cdot \left(\frac{3{,}2^2}{2} \cdot 0{,}5 + \frac{1{,}2^2}{2} \cdot 0{,}833\right) -$$
$$- 0{,}45 \cdot 2 \cdot 2{,}5 - 0{,}19 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}5 = -33{,}07\ т \cdot м;$$

$$+M''' = +1{,}07 \cdot 21{,}125 = 22{,}60\ т \cdot м;$$

$$-M''' = -1{,}07 \cdot 20{,}0 = -21{,}40\ т \cdot м$$



Фиг. 536.

В таблице 12 приведены результаты и вычислены расчетные значения изгибающих моментов от невыгоднейшего совокупного действия подвижной и постоянной нагрузки.

Таблица 12.—Расчетные изгибающие моменты M в $т \cdot м$.

Сечения	От постоянной нагрузки	От подвижной нагрузки			Расчетные
		катком	автомобилями	толпой	
I	— 9,56	— 9,44	— 7,41	— 2,84	— 19,00
II	—24,75	—18,88	—14,82	— 7,36	— 43,63
III	—45,56	—29,86	—23,22	—13,54	— 75,42
IV	—72,00	—44,18	—33,75	—21,40	—116,18
V	— 44,62 — 17,62	—39,76 + 12,01	—33,61 + 11,28	—21,40 + 8,14	— 84,38 — 5,61
VI	—23,33 + 3,67	—35,34 +21,07	—33,45 +18,34	—21,40 +14,18	— 58,67 + 24,74
VII	— 8,12 +18,88	—30,93 +27,19	—33,32 +23,70	—21,40 +18,99	— 41,44 + 46,07
VIII	+ 1,01 +28,01	—26,51 +30,36	—33,22 +27,04	—21,40 +21,70	— 32,21 + 58,37
IX	+ 4,05 +31,05	—22,09 +30,59	—33,07 +28,07	—21,40 +22,60	— 29,02 + 61,64

НБ УДУНТ (ДИТ)

Поперечные силы определены для сечений: на конце консоли, непосредственно левее опоры, правее опоры и посредине пролета. Для промежуточных сечений поперечные силы берутся потом по эпюре, которая состоит из прямолинейных участков.

Поперечные силы от постоянной нагрузки вычислены в предположении, что соединительная балочка имеется только со стороны одной из консолей. Это дает наибольшие значения искомых величины. Результаты представлены в таблице 13.

Таблица 13.—Перерезывающие силы Q от постоянной нагрузки.

Сечения	Площади линий влияния	$Q\ m$
a	$^1/_2 \cdot 3{,}0 \cdot 1{,}0 = 1{,}5$	5,40
b	$^1/_2 \cdot 3{,}0 \cdot 1{,}0 + 5{,}0 = 6{,}5$	23,40
c	$6{,}5 + 0{,}578 = 7{,}078$	25,48
d	0,578	2,08

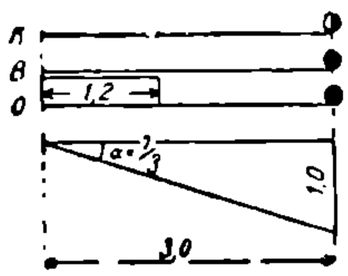
От подвижной нагрузки поперечные силы вычислены на основании ниженомещенных схем. Обозначение значками имеет то же значение, как и при вычислении моментов (стр. 308).

Сечение a (фиг. 537).

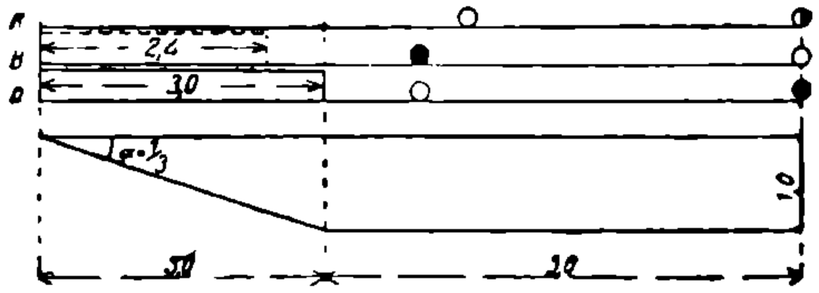
$$Q' = 7{,}55\ m;$$

$$Q'' = 5{,}24 + 1{,}0\,\frac{1{,}2^2}{2} \cdot \frac{1}{3} + 0{,}45 = 5{,}93\ m;$$

$$Q''' = 1{,}07 \cdot 1{,}5 = 1{,}61\ m.$$



Фиг. 537.



Фиг. 538.

Сечение b (фиг. 538).

$$Q' = 7{,}55 + 3{,}78 = 11{,}33\ m;$$

$$Q'' = 5{,}24 + 2{,}25 + 1{,}0\,\frac{3{,}0^2}{2} \cdot \frac{1}{3} + 0{,}45 + 0{,}19 = 9{,}62\ m;$$

$$Q''' = 1{,}07 \cdot 6{,}5 = 6{,}96\ m.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Сечение *c* (фиг. 539).

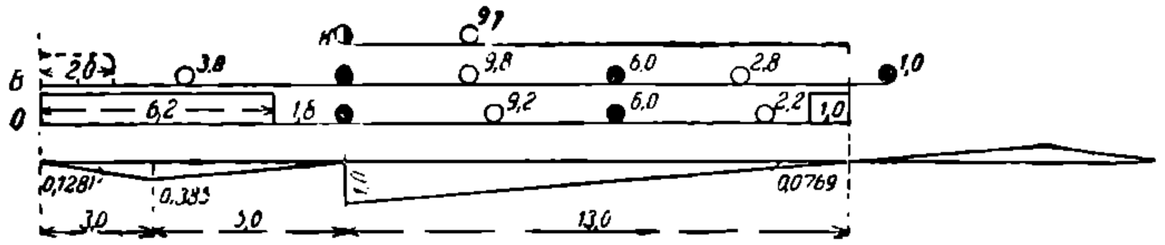
$$Q' = 7{,}55 + 3{,}78 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}0769 = 10{,}36\ m;$$

$$Q'' = 5{,}24\,(1 + 6 \cdot 0{,}0769) + 2{,}25\,(9{,}2 + 2{,}2)\,0{,}0769 +$$

$$+ {}^1/_2\,[1^2 + 5^2 - 1{,}8^2]\,0{,}0769 + 1 \cdot \frac{3^2}{2}\,0{,}1281 +$$

$$+ 0{,}45\,[1 + (6 - 1)\,0{,}0769] + 0{,}19\,(9{,}8 + 3{,}8 + 2{,}8)\,0{,}0769 = 12{,}82\ m;$$

$$Q''' = 1{,}07\,(6{,}5 + 0{,}963 + 0{,}578) = 8{,}60\ m.$$



Фиг. 539.

Сечение *d* (фиг. 540).

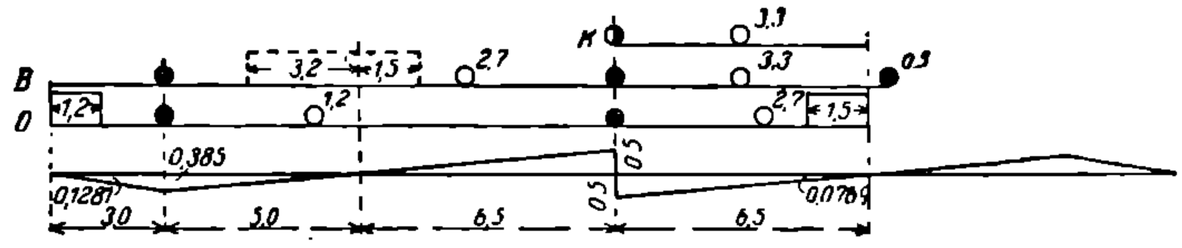
$$Q' = 7{,}55 \cdot 0{,}5 + 3{,}78 \cdot 3.3 \cdot 0{,}0769 = 4{,}71\ m;$$

$$Q'' = 5{,}24\,(0{,}5 + 0{,}385) + 2{,}25\,(2{,}7 + 1{,}2) \cdot 0{,}0769 +$$

$$+ 1{,}0\left(\frac{1{,}5^2}{2} \cdot 0{,}0769 + \frac{1{,}2^2}{2} \cdot 0{,}1281\right) + 0{,}45\,(0{,}385 + 0{,}5 -$$

$$- 0{,}5 \cdot 0{,}0769) + 0{,}99\,(3{,}3 - 2{,}7) \cdot 0{,}0769 = 5{,}88\ m;$$

$$Q''' = 1{,}07 \cdot (1{,}625 + 0{,}963 + 0{,}578) = 3{,}39\ m.$$



Фиг. 540.

В таблице 14 даны расчетные величины перерезывающих сил.

Таблица 14.—Расчетные перерезывающие силы Q в *m*.

Сечения	От постоянной нагрузки	От подвижной нагрузки			Расчетные
		Q'	Q''	Q'''	
a	5,40	7,55	5,93	1,61	12,95
b	23,40	11,33	9,62	6,96	34,73
c	25,48	10,36	12,82	8,60	38,30
d	2,08	4,71	5,88	3,39	7,96

Давление на колонну (*A*) фиг. 541.

От постоянной нагрузки

$$A_q = 3{,}6 \cdot 13{,}580 = 48{,}89\ m.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

От подвижной нагрузки:

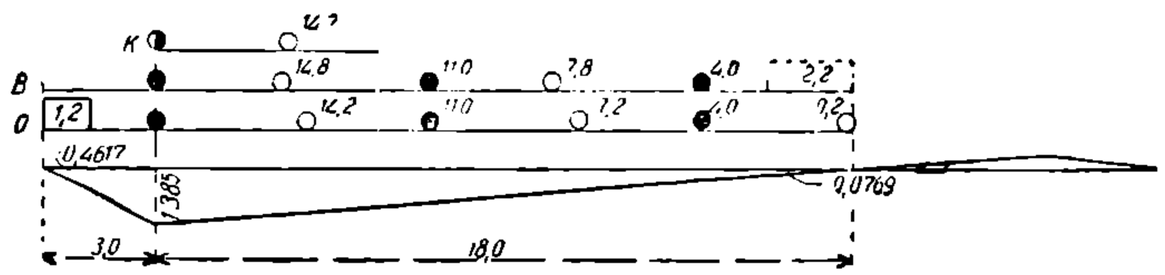
$$A' = 7{,}55 \cdot 1{,}385 + 3{,}78 \cdot 14{,}7 \cdot 0{,}0769 = 14{,}73\ m;$$

$$A'' = 5{,}24\,[1{,}385 + (11{,}0 + 4{,}0) \cdot 0{,}0769] + 2{,}25\,(14{,}2 + 7{,}2 + 0{,}2) \cdot 0{,}0769 + 1{,}0 \cdot \frac{1{,}2^2}{2} 0{,}4617 + 0{,}45\,[1{,}385 + (11{,}0 + 4{,}0) \cdot 0{,}0769] + 0{,}19\,(14{,}8 + 7{,}8) \cdot 0{,}0769 = 18{,}84\ m;$$

$$A''' = 1{,}07 \cdot 14{,}543 = 15{,}56\ m.$$

Расчетное

$$A = 48{,}89 + 18{,}84 = 67{,}73\ m;$$



Фиг. 541.

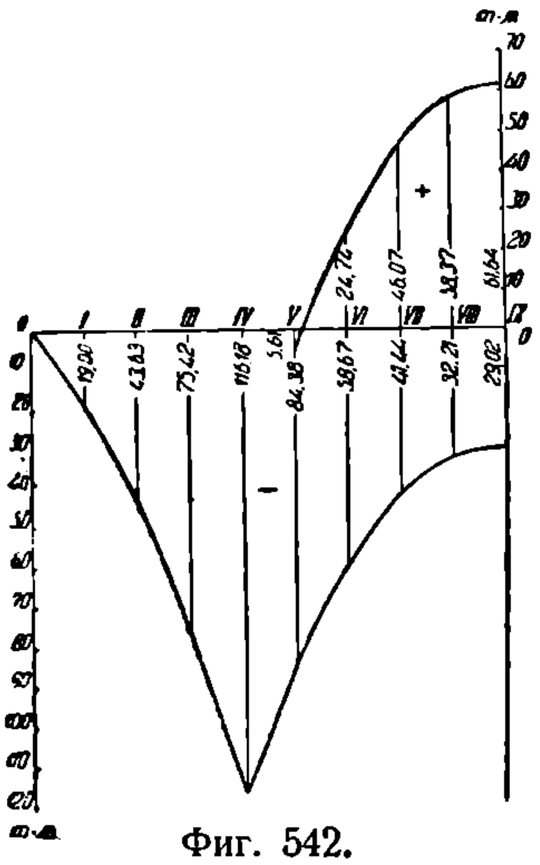
Эпюры наибольших моментов и поперечных сил изображены на фиг. 542 и 543.

Поверка напряжений в сечениях производится ниже для средины пролета, на опоре и в местах отгиба косых стержней или обрыва рабочих стержней по схеме, представленной на фиг. 544.

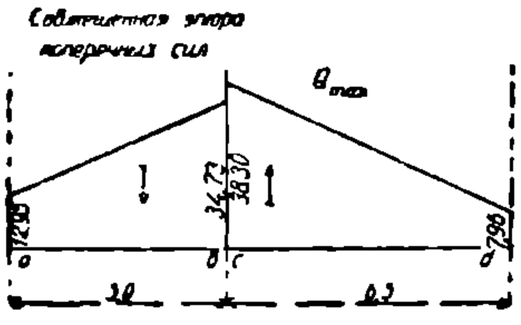
Ширина плиты, которую надлежит ввести в состав сечения при поверке, слагается из 44 *см* в сторону перил и $^3/_8 \cdot 290 = 108$ *см* в сторону оси моста, принято 150 *см*.

Сечение 1 — в средине пролета. — Расчетные моменты:

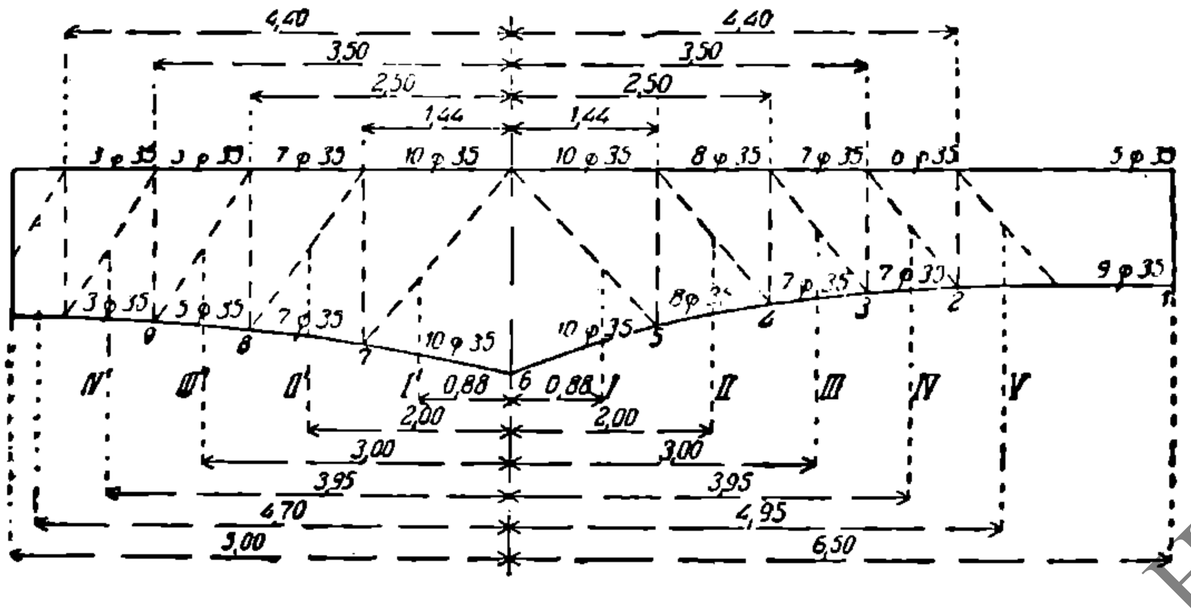
$$+6164000 \text{ и } -2902000\ кг \cdot см.$$



Фиг. 542.

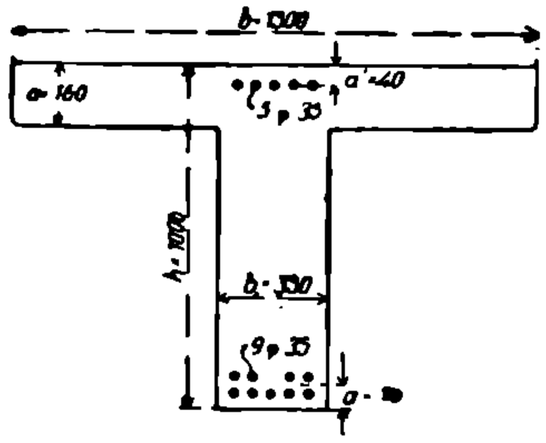


Фиг. 543.



Фиг 544.

НБ УДУНТ (ДШТ)



Фиг. 545.

Сечение приведено на фиг. 545.

$h = 100$ *см*; $a' = 4$ *см*; $a = 7$ *см*;

$h' = h - a = 93$ *см*;

$d = 16$; $b = 150$; $b_1 = 35$ *см*;

$f_e = 9$ ст. по 35 *мм* $= 86{,}6$ *см*^{2};

$f_e' = 5$ ст. по 35 *мм* $= 48{,}1$ *см*^{2};

$f_e + f_e' = 134{,}7$ *см*^{2}.

Имеем:

$$x^2 + \frac{2x}{b_1}[(b - b_1) + m(f_e + f_e')] = \frac{d^2}{b_1}(b - b_1) + \frac{2m}{b_1}[f_e(h - a) + f_e'];$$

$$x^2 + \frac{2 \cdot 16 \cdot 115 + 2 \cdot 15 \cdot 134{,}7}{35} x = \frac{16^2 \cdot 115}{35} + \frac{2 \cdot 15}{35}(86{,}6 \cdot 93 + 48{,}1 \cdot 4);$$

$$x^2 + 220x = 7909,$$

откуда

$$x = 31{,}4 \text{ см}.$$

Напряжение в бетоне на сжатие:

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{bx}{2}\left(h' - \frac{x}{3}\right) - \frac{(x-d)^2}{2x}(b - b_1)\left(h' - \frac{x+2d}{3}\right) + m \cdot \frac{x-a}{x} f_e'(h' - a')};$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{150 \cdot 31{,}4}{2} \cdot 82{,}5 - \frac{15{,}4^2}{62{,}8} \cdot 115 \cdot 72 + \frac{15 \cdot 24{,}4}{31{,}4} \cdot 48{,}1 \cdot 89} = \frac{6164000}{212918} = 29 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_e = \frac{m(h - a - x)}{x} \sigma_b = \frac{15 \cdot 61{,}6}{31{,}4} \cdot 29 = 853 < 900 \text{ кг/см}^2.$$

Для проверки напряжений на предупреждение трещин применим формулы:

статический момент сечения

$$S = 0{,}3x^2 b_1 + \frac{d^2(b - b_1)}{2} + 0{,}2b_1 h^2 + m(f_e' a' + f_e h');$$

площадь сечения

$$\omega = 0{,}6xb_1 + d(b - b_1) + 0{,}4b_1 h + m(f_e + f_e');$$

$$x = \frac{S}{\omega};$$

момент инерции

$$I = \frac{1}{3} bx^3 - \frac{1}{3}(b - b_1)(x - d)^3 + \frac{1}{3} \cdot 0{,}4b_1(h - x)^3 + mf_e'(x - a')^2 + mf_e(h' - x)^2;$$

$$\sigma = \frac{M}{I} 0{,}4(h - x)$$

НБ УДУНТ (ДШТ)

Подставляя численные значения, получаем:

$$S = 0{,}3 \cdot 35x^2 + \frac{16^2 \cdot 115}{2} + 0{,}2 \cdot 35 \cdot 100^2 + 15\,(48{,}1 \cdot 4 + 86{,}6 \cdot 93) = 10{,}5x^2 + 208410;$$

$$\omega = 0{,}6 \cdot 35x + 16 \cdot 115 + 0{,}4 \cdot 35 \cdot 100 + 15 \cdot 134{,}7 = 21x + 5260;$$

$$x = \frac{10{,}5x^2 + 208410}{21x + 5260}$$

или

$$x^2 + 501x = 19850;$$

откуда

$$x = 37\ см.$$

Момент инерции I

$$\begin{aligned}
+\frac{1}{3} \cdot\ 150 \cdot 37^3 &= 2532650\ см^4;\\
-\frac{1}{3} \cdot\ 115 \cdot 21^3 &= -\ 355005\\
+\frac{1}{3} \cdot\ 0{,}4 \cdot 35 \cdot 63^3 &= 1166886\\
+15 \cdot 48{,}1 \cdot 33^2 &= 785714\\
+15\ \ 86{,}6 \cdot 56^2 &= 4073664\ \text{„}\\
I &= 8203919\ см^4.
\end{aligned}$$

$$\sigma_b = \frac{6164000}{8203919} \cdot 0{,}4 \cdot 63 = 18{,}9 < 20\ кг/см^2.$$

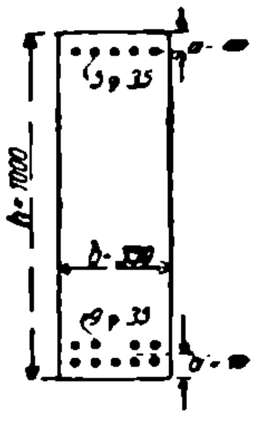
Для отрицательного момента сечение изображено на фиг. 546.

$$h - a = 96\ см;\ f_e = 48{,}1\ см^2;\ f_e' = 86{,}6\ см^2;\ a' = 7\ см;$$

$$x^2 + 2mx\,\frac{f_e + f_e'}{b} = \frac{2m}{b}\,[f_e(h-a) + f_e'a'];$$

$$x^2 + \frac{30 \cdot 134{,}7}{35}\,x = \frac{30}{35}\,(48{,}1 \cdot 96 + 86{,}6 \cdot 7);$$

$$x^2 + 115{,}4x = 4478;$$



Фиг. 546.

откуда

$$x = 30{,}5\ см.$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{xb}{2}\left[h - a - \frac{x}{3}\right] + \frac{mf_e'(x-a)\,(h-a-a')}{x}};$$

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{35 \cdot 30{,}5 \cdot 85{,}8}{2} + \frac{15 \cdot 86{,}6 \cdot 26{,}5 \cdot 89}{30{,}5}} = \frac{2902000}{146246} \approx 20\ кг/см^2;$$

$$\sigma_e = \frac{m(h-a-x)}{x}\,\sigma_b = \frac{15 \cdot 65{,}5}{30{,}5} \cdot 20 = 640\ кг/см^2.$$

Таким же образом проверены и остальные сечения, для которых расчетные моменты взяты по эпюре.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Косые стержни. Напряжения в косых стержнях проверим по способу автора, одобренному б. Инженерным советом по журналу № 91 от 3 сентября 1915 г. Усилие, приходящееся на систему косых стержней в данном сечении, определяется по формуле:

$$N_i = \frac{Q_i - Q_i'}{2\cos\alpha} = 0{,}707\,(Q_i - Q_i') \text{ при } \alpha = 45°,$$

где Q_i — поперечная сила в сечении, проходящем через средину косого ряда;

Q_i' — часть поперечной силы, принимаемая бетоном ребра балки и для прямоугольного сечения равная

$$Q' = bt\left(h - a - \frac{x}{3}\right),$$

причем для скалывающего напряжения допускается по техническим условиям для составления настоящего проекта 3 *кг/см*².

Для Q' возьмем для консоли среднее значение из двух: на конце консоли и на опоре, а для пролета — в средине пролета и на опоре.

Для сечения на конце консоли

$$x = 38{,}8\ см,\ h - a = 110\ см,\ b = 35\ см;$$

$$Q' = 35 \cdot 3 \cdot 97{,}1 = 10195\ кг.$$

Для опоры

$$x = 59\ см,\ h - a = 153\ см,\ b = 35\ см;$$

$$Q' = 35 \cdot 3 \cdot 133{,}3 = 13997\ кг.$$

Среднее:

$$Q' = \frac{1}{2} \cdot (13997 + 10195) = 12000\ кг.$$

Для средины пролета

$$Q' = bt \cdot (h - a - x + y),$$

где

$$y = \frac{2}{3} \cdot \frac{x^3 - c^3}{x^2 - c^2};$$

$$h - a = 93\ см,\ x = 31{,}4\ см,\ c = x - d = 15{,}4\ см;$$

$$y = \frac{2}{3} \cdot \frac{31{,}4^3 - 15{,}4^3}{31{,}4^2 - 15{,}4^2} = 24\ см;$$

$$Q' = 35 \cdot 3 \cdot 86 = 9030\ кг.$$

Среднее значение

$$Q' = \frac{1}{2} \cdot (9030 + 13997) = 11500\ кг.$$

В таблице 15 приведены данные и результаты проверки напряжений в косых стержнях. Расположение рядов показано на фиг. 544, причем 5 рядов приходится на консоль и 5 рядов на полупролет.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Таблица 15.—Напряжения в косых стержнях.

Часть балки	Сечения	x *м*	Q *т*	$Q - Q'$ *т*	Усилие $N = 0{,}707 \cdot (Q - Q')$	Состав ряда	Площадь железа *см²*	Напряж. *кг/см²*
Консоль	I′	0,88	31,0	19,0	13,4	3 по 35 *мм*	28,9	460
	II′	2,00	25,8	13,8	9,8	2 „ 35 „	19,2	510
	III′	3,00	21,4	9,4	6,6	2 „ 35 „	19,2	350
	IV′	3,95	17,4	5,4	3,8	1 „ 35 „	9,6	400
	V′	4,70	14,1	2,1	1,5	2 „ 35 „	19,2	80
Пролет	I	0,88	34,2	22,7	16,0	3 „ 35 „	28,9	560
	II	2,00	28,9	17,4	12,3	2 „ 35 „	19,2	640
	III	3,00	24,2	12,7	9,0	2 „ 35	19,2	470
	IV	3,95	19,7	8,2	5,8	2 „ 35 „	19,2	300
	V	4,85	15,6	4,1	2,9	1 „ 35 „	9,6	300

Подобным же образом рассмотрена средняя балка.

Колонны и фундаменты.— Сечение и длина колонн одинаковы а потому достаточно проверить колонны под средней балкой.

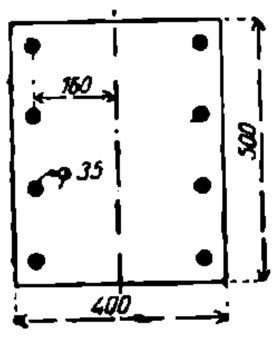
Давление на эту колонну получилось равным от постоянной нагрузки 61,11 *т* и от временной нагрузки 24,75 *т*, а всего 85,86 *т*.

Длина колонны не превосходит 18-кратной ее толщины, а потому достаточно проверить ее прочность на простое сжатие.

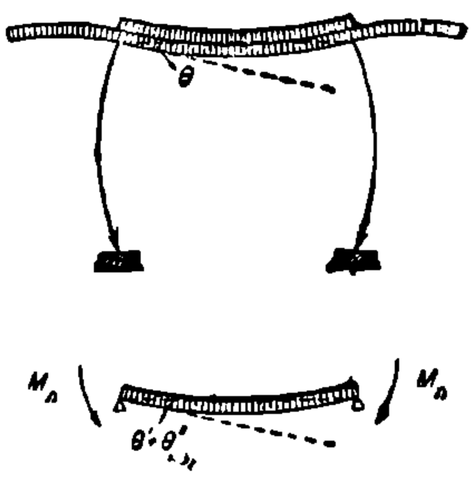
Сечение колонны 50×40 *см*, арматура из 8 стержней по 35 *мм*, площадь $50 \cdot 40 + 77 \cdot 15 = 3078$ *см²* (фиг. 547).

Напряжение на сжатие

$$\sigma = \frac{85860}{3078} = 28 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 547.



Фиг. 548.

Вследствие связи стоек с балками в стойках возникают моменты (фиг. 548), действие которых в нижеследующем учтено приближенно, так как моменты определены по деформациям балки в предположении, что на величину деформаций жесткость стоек не влияет; при этом деформации, а, следовательно, и моменты несколько преувеличены, т. е. допущена неточность в запас прочности.

Момент в стойке имеет наибольшее значение у места соединения с балкой; найдем его по углу θ поворота конца стойки, который равен углу поворота опорного сечения консольной балки. Определим таковой для

НБ УДУНТ (ДИТ)

загружения, вызывающего наибольший положительный момент в средине пролета. Угол θ слагается из двух частей: из угла θ' поворота конца простой балки под действием приложенной к ней нагрузки и из угла θ'' поворота того же сечения под действием моментов от нагрузки консолей.

Наибольший момент от постоянной и подвижной нагрузок в средине консольной балки по предыдущему 73,26 $m \cdot м$. При этом консоли балки нагружены постоянной нагрузкой и развивают на опоре момент — 90,00 $m \cdot м$. Для балки простой, без консолей, момент под действием той же нагрузки

$$M_c = 73{,}26 + 90{,}00 = 163{,}26\ m \cdot м.$$

Угол поворота опорного сечения при загружении балки равномерной нагрузкой, вызывающей указанный выше момент

$$\theta' = \frac{M_c l}{3EI}.$$

Момент $M_л$ левой консоли уменьшает угол поворота на величину

$$\frac{M_л l}{3EI},$$

а момент $M_п$ — правой консоли на

$$\frac{M_п l}{3EI}.$$

Таким образом, искомый угол

$$\theta = \frac{M_c l}{3EI} - \frac{M_л l}{3EI} - \frac{M_п l}{3EI}.$$

$M_c = 16326000\ кг \cdot см$;
$M_л = M_п = 9000000\ кг \cdot см$;
$l = 1300\ см$;
$E = 140000\ кг/см^2$;
I — момент инерции балки — 9698000 $см^4$.

По подстановке получаем

$$\theta = \frac{1300\,(16326000 - 1{,}5 \cdot 9000000)}{3 \cdot 140000 \cdot 9698000} = 0{,}0009.$$

Если стойка под действием некоторого момента M поворачивается на одном своем конце на угол θ, то этот момент может быть найден из выражения

$$\theta = \frac{Ml_0}{3EI_0} = 0{,}0009,$$

где l_0 — высота стойки от нижнего ее конца до оси балки — 680 $см$,
I_0 — момент инерции сечения стойки:

$$I_0 = \frac{50 \cdot 40^3}{12} + 77 \cdot 16^2 \cdot 15 = 562300\ см^4.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Следовательно,

$$M = \frac{0{,}0009 \cdot 3 \cdot 140000 \cdot 562300}{680} = 312900 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Момент этот действует на высоте оси балки и изменяется книзу до нуля. В опасном сечении, у нижней грани балки, отстоящем на 80 *см* от оси балки, величина изгибающего момента будет

$$M = \frac{312900\,(680 - 80)}{680} = 275900 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления колонны

$$W_x = \frac{562300}{20} = 28120 \text{ см}^3.$$

Напряжение в колонне вследствие жесткости соединения

$$\sigma = \frac{275900}{28120} \approx 10 \text{ кг/см}^2.$$

Полное наибольшее напряжение от действия вертикальной силы и изгиба

$$\sigma = 28 + 10 = 38 \text{ кг/см}^2.$$

Под колоннами предположено устройство сплошного бетонного фундамента (фиг. 159 — 160).

Площадь подошвы фундамента $1{,}5 \times 7{,}0$ $м^2$.

Давление от подвижной нагрузки на каждую из трех колонн было найдено при особом для каждой колонны расположении нагрузки поперек моста; общее загружение всех трех колонн будет иное. С незначительной погрешностью в запас прочности полагаем, что все три колонны передают на фундамент наибольшее свое давление. Тогда давление на подошву фундамента составляется из:

давления на колонны .	$85{,}86 + 2 \cdot 67{,}73 = 221{,}3$ *т*;
веса колонн . . .	$3 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 6 \cdot 2{,}4 = 8{,}6$ *т*;
веса фундамента .	$(1{,}3 \cdot 0{,}8 + 1{,}0 \cdot 1{,}5)\,7{,}0 \cdot 2{,}2 = 39{,}1$ *т*;
всего	269.0 *т*.

Давление на грунт достигает напряжения

$$\sigma = \frac{269000}{700 \cdot 150} = 2{,}6 \text{ кг/см}^2.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

В. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗНОЙ ДОРОГИ.

§ 7. СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА.

56. Общие замечания. — На железных дорогах строятся в настоящее время балочные мосты с ездою поверху при трех типах пролетных строений: 1) плитные с жесткой арматурой из двутавровых балок или рельсов; 2) плитные перекрытия с легкой арматурой; 3) ребристые перекрытия.

Преимущества первого типа заключаются в простоте конструкции, простоте производства работ и невысокой стоимости при пролетах до 12 *м*. При смене железных ферм на железобетонные этого типа, их формуют сбоку, чтобы дать возможность спокойно затвердеть, а затем надвигают на место. При расчете вся нагрузка относится на железные балки; бетон рассматривается как заполнение и предохранительное средство для железа от ржавчины. На основании непосредственных измерений прогибов железных балок найдено, что подвижная нагрузка распределяется по ширине на 3 — 4 *м*. Состав бетона для этих перекрытий применяется весьма разнообразный: от 1 4 : 6 до 1 : 2 : 4; для получения более эластичного бетона и для предупреждения появления трещин в нем рекомендуется прибавлять для больших пролетов 1 ч. извести на 9 ч. цемента. Особенное внимание следует обращать на хорошее соединение нижней поверхности балок с бетоном или с штукатуркой; полка балки обертывается железной сеткой, или сетка укладывается снизу непрерывно по всем балкам; без этой предосторожности штукатурка трескается и отваливается. Иногда нижние поверхности балок не заделывают в бетон, а держат под окраской, что, конечно, не так надежно, как прикрытие бетоном.

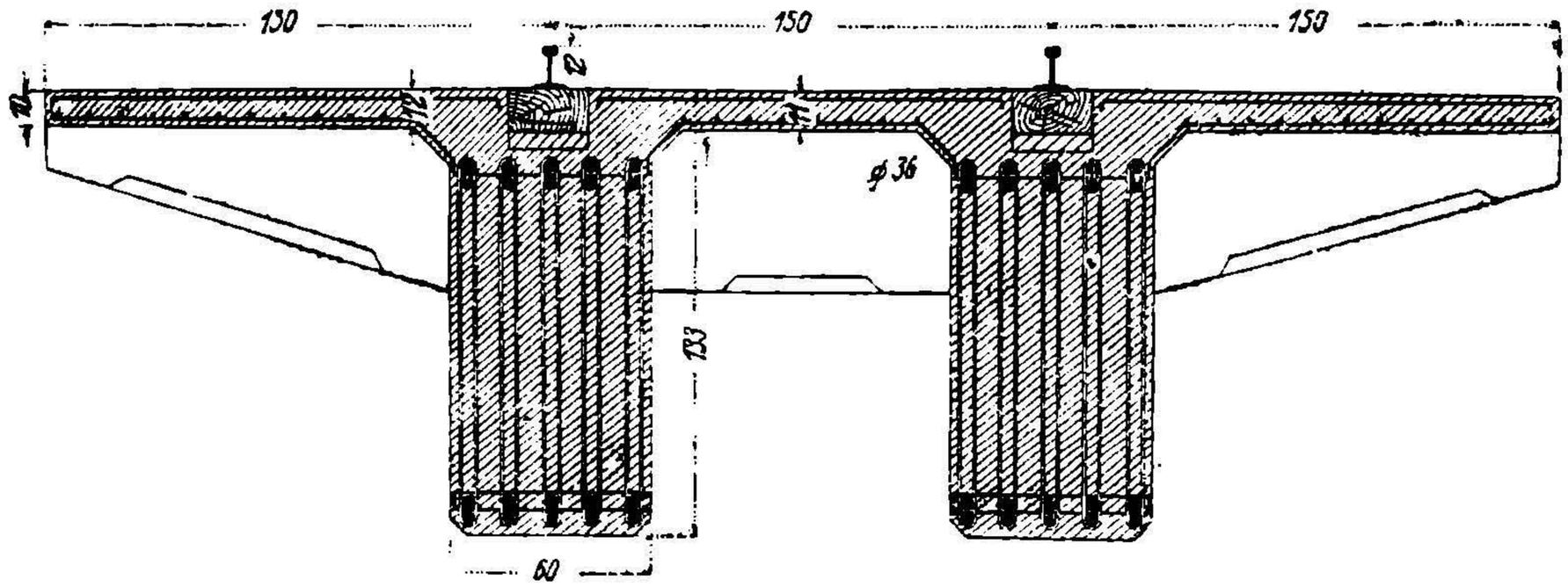
Этот тип перекрытий хорошо разработан на германских железных дорогах и применяется там весьма охотно.

Плиты с легкой арматурой выгоднее плит предыдущего типа в отношении использования железа и бетона, который привлечен здесь к ответственной работе в сжатой части плиты. Этот род перекрытия употребляется при пролетах до 2 — 3 *м*, в Италии до 4 *м*; при больших пролетах выгоднее переходить к ребристым перекрытиям. В Америке, где рабочие руки дороги, пролеты доводят до 7 *м* при толщине до 1 *м*. Состав бетона берется здесь от 1 : 3 до 1 : 4.

Ребристые перекрытия являются наиболее совершенным типом балочных железобетонных перекрытий. Ширина ребер берется наименьшей, достаточной лишь для размещения стержней арматуры по сечению ребра и

НБ УДУНТ (ДПТ)

допускающей удобную укладку арматуры в форме ребра. Пролеты этого типа перекрытий доведены у нас уже до 21 *м* в свету. В Австрии его применяют при пролетах от 2 до 10 *м* в свету. В виду тяжелой нагрузки принимается нередко по 4 ребра на колею, по 2 под каждую нитку рельса (фиг. 118). Имеются, однако, и мосты с 2 ребрами при пролетах до 12 *м* (фиг. 549), причем баластное корыто устранено; рельс покоится для смяг-



Фиг. 549.

чения ударов на деревянных подкладках или на асфальте. При значительных пролетах и высоких ребрах их соединяют поперечными связями. Состав бетона такой же, как для плит с легкой арматурой: 1 : 3 до 1 4.

В СССР на многих дорогах построены мосты с 4 ребрами; типовые же имеют для всех пролетов (до 21 *м*) по 2 ребра.

57. Данные из практики. — Приводим конструктивные данные для каждого из трех типов перекрытий, примененных на европейских жел. дорогах

В таблице 16 приведены данные для плитных перекрытий (фиг. 550—553) с двутавровыми балками по проектам эрфуртского управления железных дорог. Для каждого пролета спроектировано несколько перекрытий, различающихся по конструктивной высоте. В качестве арматуры применены и широкополые двутавровые балки (Диффердингера).

При расчете этих плит принято, что давление распределяется на ширину 3 *м*; вес рельсов со скреплениями и шпалами 0,2 *т* на погонный *м* пути; вес железа учтен с вычетом веса вытесненного бетона; допускаемое напряжение для железа 800 *кг/см*². Расчетный пролет превосходит пролет в свету на 50—60 *см*; длина балки еще на 30 *см* больше.

Конструктивная высота состоит из высоты рельса с подкладкой 15 *см*; слоя баласта 23 — 35 *см*, слоя бетона над балками 3 — 4 *см*, высоты балки, толщины смазки снизу (1 — 2 *см*). Сопротивление бетона игнорировано, и напряжения в нем оставлены без внимания.

В таблице 17 приведены данные о таких же перекрытиях берлинского управления жел. дорог, при расчете которых сопротивление бетона не учтено, но напряжения в бетоне на разрыв удержаны ниже 20 *кг/см*², чтобы обеспечить его от появления трещин. Опытным путем (опыты инженера

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 16.—Данные о плитных перекрытиях эрфуртского управления жел. дор.[1]).

Проект в свету *l м*	Конструктивная высота *см*	$\frac{l}{h}$, где h высота жел. балки	Вес баласта с рельсами *т/м*	Постоянная нагрузка *т/м*	Род балок	Число балок на 3 *м* ширины	Расстоян. между балками *см*	Момент сопрот. одной балки *см*³	Напряжения *кг/см*²
1,0	54 — 66	9	2,30	3,60	Стар. рельсы.	10	30	130	420
1,6	54 — 66	15		3,60		10	30	130	704
	61 — 73	9		4,01	Двут. 18	8	38	161	721
2,0	54 — 66	18		3,64	Стар. рельсы	12	25	130	758
	58 — 70	13		3,86	Двут.	7	43	235	726
	65 — 77	9	„	4,29	Двут. 22	6	50	278	728
3,0	61 — 73	17	1,70	3,52	Диффер. 18	7	43	390	763
	67 — 79	13	2,30	4,50	Двут. 24	8	38	353	777
	72 — 84	10	„	4,82	„ 29	5	60	594	751
4,0	65 — 77	18	1,70	3,88	Диф. 22	7	43	671	772
	73 — 85	13	2,30	5,02	Двут. 30	8	38	652	739
	79 — 91	11	„	5,40	36	5	60	1 088	723
5,0	72 — 84	17	1,70	4,44	Диф. 29	5	60	1 508	751
	79 — 91	14	2,20	5,50	Двут. 36	7	43	1 088	787
	86 — 98	12		5,97	„ 42½	5	60	1 739	707
6,0	77 89	18	1,70	4,85	Диф. 34	5	60	2 073	761
	83 — 95	15	2,30	5,93	Двут. 40	8	38	1 459	718
	91 — 103	13	„	6,41	„ 47'	5	60	2 375	724
7,0	83 — 95	18	1,70	5,37	Диф. 40	5	60	2 892	736
	91 — 103	15	2,30	6,50	Двут. 47'	6	50	2 375	795
	98 — 110	13	„	7,03	55	5	60	3 602	647
8,0	88 — 100	18	1,70	5,78	Диф. 45	5	60	3 595	778
	93 — 105	16	2,30	6,78	Двут. 50	7	43	2 750	768
	98 — 110	15	„	7,14	55	6	50	3 602	697
9,0	93 — 97	18	1,70	6,21	Диф. 50	5	60	4 451	798
	98 — 110	16	2,30	7,26	Двут. 55	7	43	3 602	746
10,0	98 — 110	18		7,39	Диф. 55	6	50	5 308	716
	103 — 115	17		7,61	60	5	60	5 977	773
11,0	103 — 115	18		7,77	60	6	50	5 977	766
	118 — 130	15		8,74	75	5	60	8 068	718
12,0	118 — 130	16		8,93	75	6	50	8 068	701
12,6	118 — 130	17		8,93	75	6	50	8 068	762

[1]) Извлечено из Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. VII, 1911.

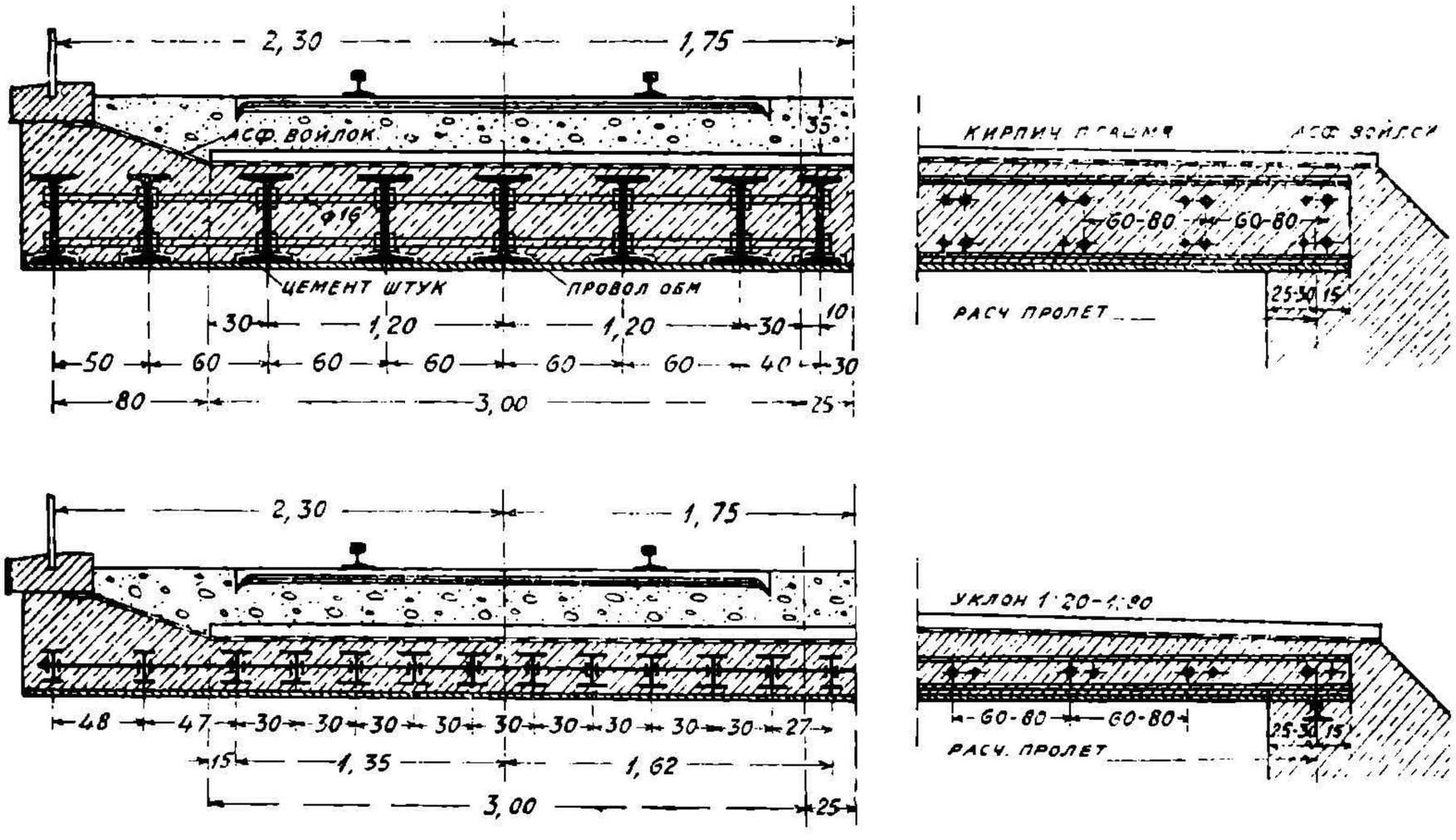
НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 17.—Данные о плитных перекрытиях берлинского управления жел. дор.

Пролет		Конструктивная высота	Вес на ширину 3,5 (3,6) *м* на 1 погонный *м*		Сечение железных балок	Число балок на 3,5 *м* ширины	Расстояние между балками	Толщина плиты в середине	Наибольшее давление на опору
в свету	расчетный		рельсов и баласта	бетона и железа					
м	*м*	*см*	*т*	*т*			*см*	*см*	*т*
1,0	1,30	72	2,72	2,05	Ст. рельсы	12	30	22	23,10
1,5	1,80	76	2,65	2,36		14	25	26	27,85
1,5	1,80	77		2,33	Двут. 18	10	35	27	27,81
2,0	2,30	81		2,68	20	10	35	31	33,09
2,0	2,30	81		2,65	22	7	50	31	33,06
2,5	2,80	85		3,04	22	10	35	35	37,25
2,5	2,80	86		3,09	25	7	50	36	37,32
3,0	3,40	91		3,57	25	10	35	41	42,44
3,0	3,40	91		3,54	28	7	50	41	42,37
3,5	3,90	96		4,04	28	10	35	46	48,13
3,5	3,90	96		4,00	32	7	50	46	48,05
4,0	4,40	101		4,49	30	10	35	51	53,27
4,0	4,40	102		4,52	34	7	50	52	53,34
4,5	5,00	107		5,07	34	10	35	57	59,20
4,5	5,00	108		5,07	38	7	50	58	59,23
5,0	5,60	112		5,53	36	10	35	62	65,96
5,0	5,60	112		5,59	42½	7	50	62	65,89
6,0	6,60	120		6,28	40	10	35	70	76,94
6,0	6,60	120		6,26	47½	7	50	70	76,87
7,0	7,60	127		7,01	45	10	35	77	88,15
7,0	7,60	129		7,05	50	7	50	79	88,31
8,0	8,60	134		7,75	50	10	35	84	100,06
8,0	8,60	138		7,90	55	7	50	88	100,72
9,0	9,60	140		8,41	55	10	35	90	111,53
9,0	9,60	140		8,35	Диф. 55	7	50	90	111,26
10,0	10,60	149		9,13	60	7	50	99	123,49
11,0	11,70	153	2,72	9,91	65	8	45	103	138,44
12,0	12,70	159		10,59	75	8	45	109	152,37

НБ УДУНТ (ДИТ)

Лабеса) установлено, что подвижная нагрузка может вызывать постепенно увеличивающиеся трещины, в которых возникает ржавление железа, при благоприятных условиях быстро развивающееся. Первые трещины возникают, по опытам Лабеса, при напряжениях бетона на растяжение около 35 *кг/см²;* исходя из этого, 20 *кг/см²* считается напряжением, при котором трещины еще не появляются; нужно заметить, что это напряжения расчетные, действительные будут ниже. Перекрытия берлинского управления имеют толщину плиты несколько больше, чем перекрытия тех же пролетов эрфуртского управления, но вышеозначенное свойство их настолько ценится, что в 1908 году министерство предписало применять берлинский тип на всех прусских казенных железных дорогах



Фиг. 550 — 553.

При проектировании берлинского типа принято, что расчетный пролет больше пролета в свету на 30—70 *см*; длина балки больше еще на 30—50 *см*.

Принято, кроме того, что давление распространяется на ширину 3,50 *м*; толщина баласта с предохранительным слоем (фиг. 85) принята равной 35 *см* до подошвы рельса. Сечение балок подобрано так, что вся нагрузка выдерживается ими при напряжениях не выше 800 *кг/см²*. Принято также в расчет условие, что формы поддерживаются балками; вследствие этого бетон принимает участие в работе лишь на действие веса полотна пути и временной нагрузки, и именно при этом напряжения на разрыв не должны превосходить 20 *кг/см²*. Бетон предположен из 1 части цемента и 4 частей смеси песка и гравия.— Балки связаны между собою круглыми стержнями 10 *мм*. Под балками бетон имеет толщину 3 *см*; практика показала, что лучше давать здесь 4 *см*.— Из двух конструкций, данных для каждого про-

НБ УДУНТ (ДИТ)

лета, выгоднее вторая, с более сильными балками. При широких мостах рекомендуется делить их сквозными щелями на участки через 5—8 *м*; щели перекрывают изоляцией. Пример расчета такого перекрытия приведен ниже.

В таблицах 18 и 19 приведены данные о плитных перекрытиях с легкой арматурой по проектам австрийских и итальянских жел. дор.

Таблица 18. Размеры плит с арматурой Монье (австрийские жел. дор.).

Пролет в свету *м*	Толщина плиты		Рабочие стержни		Распределит. стержни	
	в средине *м*	на опоре *м*	диаметр *мм*	число на 1 *м*	диаметр *мм*	число на плиту
0,60	0,25	0,24	14	15	7	7
0,80	0,26	0,268	16	15	7	6
1,00	0,30	0,285	16	15	7	7
1.50	0,30	0,28	18	15	7	9

Таблица 19.—Размеры плит с арматурой Монье (итальянские жел. дор.).

Пролет в свету *м*	Длина плиты *м*	Толщина плиты		Диаметр стержней (*мм*) при количестве на 1 погонный метр ширины	
		в средине *см*	на опоре *см*	в нижнем поясе 10 штук	в верхнем поясе 5 шт.
1,0	1,90	22	20	14	—	—
1,5	2,50	25	23	17	—	—
2,0	3,10	27	25	20	—	—
2,5	3,60	30	28	23	18	18
3,0	4,20	32	30	27	22	27
3,5	4,70	35	33	30	25	30
4,0	5,30	42	40	32	25	32

В таблице 20 приведены данные о конструкции ребристых балочных пролетных строений австрийских железных дорог (фиг. 117 и 118).

Наконец, в таблице 21 приведены данные из типовых проектов русских жел. дорог, составленных автором. Описание приведено в п° 9; условия проектирования и способ расчета приведены в примере (п° 61).

Для других типов мостов, напр., при езде понизу, для эстакад, данные приведены в отделе I при описании конструкции

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 20. — Размеры ребристых перекрытий австрийских жел. дорог.

Пролет в свету *м*	Конструктивная высота *см*	Длина опорного конца *см*	Ширина ребра *см*	Толщина плиты *см*	Арматура				Диаметр стержней плиты		Ребра		Количество бетона *куб. м.*
					Растянутая		Сжатая						
					диам. *мм*	число	диам. *мм*	число	рабочих *мм*	распределит. *мм*	число	расстояние между осями *см*	
2	35	30	30	20	28	16	—	—	12	7	4	70 и 80	3,65
4	40	40	40	20	44	28	44	16	12	7	4	70 и 80	7,44
4	60	40	45	20	26	28	—	—	12	7	4	—	8,98
6	60	50	45	20	50	28	50	20	12	7	4	—	13,74
6	80	50	45	20	40	28	—	—	12	7	4	70 и 80	16,26
8	80	50	45	25	50	28	50	24	12	7	4	—	22,24
8	110	50	45	25	50	32	—	—	12	7	4	—	27,10
10	110	60	45	25	50	32	50	36	12	7	4	—	31,80
10	150	60	45	25	50	28	—	—	12	7	4	—	41,85

Таблица — 21. Размеры ребристых перекрытий по русским типовым проектам.

Толщина плиты в средине пролета 26 *см*.

Пролет в свету *м*	Расчетный пролет l *м*	Высота балки h *м*	$\frac{h}{l}$	Конструктивная высота *м*	Расстояние между осями ребер *м*	Ширина ребра *см*	Площадь арматуры *см²*	Объем бетона *куб. м*	Количество железа *пуд.*
4,0	4,7	0,80	$^1/_6$	1,25	1,85	31	74	8,3	87
6,0	6,8	1,00		1,45	1,85	33	132	12.9	153
	6,8	0,80	$^1/_{8,5}$	1,14	1,70	46	110	12,7	161
8,0	8,9	1,45	$^1/_6$	1,90	1,85	35	132	19,7	193
	8,9	1,00	$^1/_9$	1,34	1,70	44	231	17,0	247
10,0	11,0	1,70	$^1/_{6,5}$	2,15	1,85	40	152	27,8	272
	11,0	1,20	$^1/_9$	1,54	1,70	47	272	23,7	441

Примечание. Высокие балки расчитаны на бетон с временным сопротивлением 180, низкие — 200 *кг/см²*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

58. Выбор системы и задание основных размеров.— Из приведенных указаний практики в достаточной мере уясняются характерные черты каждой из применяемых балочных систем и условия преимущественного выбора одной из них в различных частных случаях.

Система с жесткой арматурой является переходной между железной и железобетонной, чем и объясняется благосклонный прием, с которым она встречена на железных дорогах. Прочность пролетного строения зависит вполне от железа, пользующегося полным доверием; бетон играет второстепенную роль прикрытия против ржавчины. Вся забота направлена на то, чтобы при наименьшей толщине бетона использовать прочность железа до предела, не подвергая бетон значительным растягивающим деформациям. В этом направлении берлинское управление достигло уменьшения приведенной в таблице 17 толщины плит посредством искусственного предварительного напряжения бетона на сжатие. По предложению Лабеса перед бетонированием железные балки в известной мере нагружаются и в таком состоянии держатся во время бетонирования и твердения бетона. По затвердении последнего балки выпрямляются и сжимают нижний слой бетона. После этого временная нагрузка плиты сперва освобождает бетон от сжатия, а затем уже напрягает его на растяжение, каковое таким образом оказывается уменьшенным по величине.

Рассматриваемая система требует устройства подмостей и отличается, как упоминалось уже, простотой конструкции. Но большое количество железа и бетона плохо утилизируется.

Плита с легкой арматурой более совершенна и экономна. Применение ее ограничивается пролетами до 4 — 6 *м* в зависимости от частных условий. Постройка плиты проще ребристой балки, область применения которой начинается там, где кончается область применения первой, и доходит ныне до пролетов 21 *м*; удаление этой границы зависит от успехов техники в рассматриваемой области.

Что касается вопроса о расположении езды поверху или понизу, то легко сообразить, что конструктивная высота при езде понизу определяется расстоянием между главными балками, которое колеблется в зависимости от возвышения главных балок над головкой рельса. Наименьшая ширина габарита 3,2 *м*, наибольшая 4,9 *м*. Высота поперечных балок должна быть, примерно, 40 и 77 *см*, что соответствует при езде поверху пролетам 3 и 6 *м*. Таким образом, выигрыш в конструктивной высоте обеспечен при пролетах больше 6 *м*; при меньших пролетах нужно войти в более детальное сравнение.

При хорошем грунте и небольшой высоте моста можно уменьшить конструктивную высоту делением отверстия моста на малые пролеты, о чем была уже речь по поводу мостов под обыкновенную дорогу.

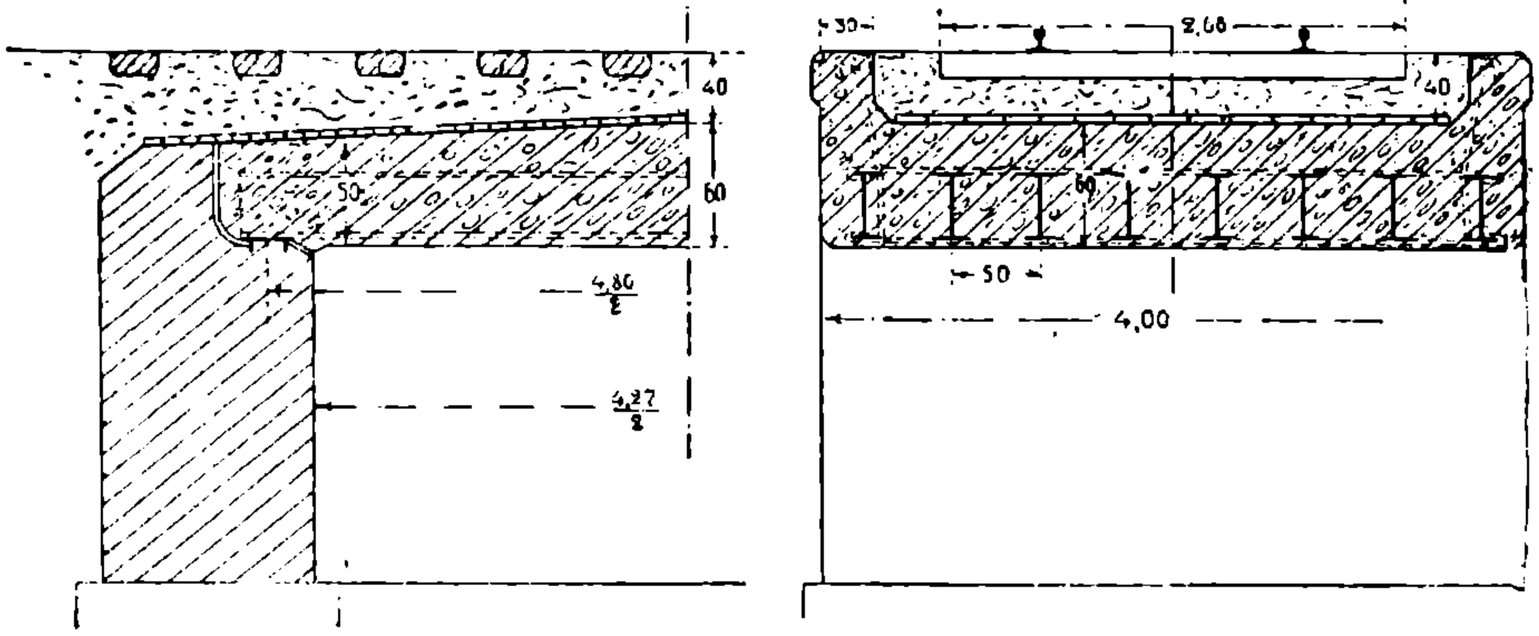
Основные размеры при составлении эскиза задаются на основании материала вышеприведенных таблиц и кратких приближенных подсчетов, характер которых достаточно выяснен на примере проектирования путепровода (№ 54). И вообще приемы проектирования железнодорожных мостов по существу тождественны с приемами проектирования мостов под обыкновенную дорогу, а потому входить в подробности было бы повторением.

НБ УДУНТ (ДИТ)

§ 8. ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА.

59. Мост в один пролет отверстием 4,27 *м*. — По условиям организации производства работ отдаем предпочтение более простой системе плитного перекрытия с жесткими балками двутаврового сечения. При проектировании имелись в виду старые технические условия б. министерства путей сообщения. Вся нагрузка принимается железными балками; напряжение бетона на разрыв не должно превышать 20 *кг/см*² [1]).

Пролет в свету 4,27 *м*; расчетный пролет назначим 4,80 *м*; толщина плиты в средине пролета, по данным таблицы 17, примерно, будет 60 *см*; двутавровые балки предположим № 36, расстояние между их осями около



Фиг. 554 — 555.

50 *см*. Составим эскиз по продольному и поперечному разрезам (фиг. 554 — 555). В виду особой конструкции плиты принимаем, что давление поперек моста передается на ширину 3,5 *м*, т. е. на 7 балок поровну. На какую-нибудь среднюю балку постоянная нагрузка равна на погонный метр

весу рельсов со шпалами		200 : 7 = 29 *кг/м*;
весу баласта .	.	0,4 · 0,5 · 2000 = 400
весу бетона		(0,6 + 0,5) · ½ · 0,5 · 2200 = 605
весу балки за вычетом бетона .	.	88 · 100 · (7,8 — 2,2) · 1000 = 49 „
		Всего . 1083 ≈ 1090 *кг/м*

Момент изгиба

$$M_g = \frac{1090 \cdot 4{,}8^2}{8} = 3139\ кг \cdot м.$$

Момент от одного баласта с рельсами будет

$$M_g' = \frac{430 \cdot 4{,}8^2}{8} = 1238\ кг \cdot м.$$

[1]) По старым русским нормам при поверке бетона на разрыв допускалось 1 : 10 временного сопротивления раздроблению в возрасте 28 дней, но в расчете бетон в растянутой части сечения должен быть принят с коэффициентом упругости 56000, а в сжатой — 140000 *кг/см*². Здесь для упрощения принят был один коэффициент упругости (140000), что рекомендовалось более поздними русскими техническими условиями

НБ УДУНТ (ДИТ)

Эквивалентная нагрузка от поезда (1907 г.) для момента в средине в тоннах на погонный *м* моста

$$k = \frac{120}{4{,}8}\left(1 - \frac{2}{4{,}8}\right) = 14{,}58 \approx 14{,}6\ т/м.$$

Момент изгиба для одной балки

$$M_p = \frac{1}{7} \cdot \frac{14600 \cdot 4{,}8^2}{8} = 6007\ кг \cdot м.$$

Момент изгиба от полной нагрузки

$$M = M_g + M_p = 9146\ кг \cdot м.$$

Момент сопротивления балки должен быть

$$W = \frac{914600}{950} = 960\ см^3.$$

Принятый нами профиль имеет $W = 975\ см^3$, т. е. вполне подходящий. После затвердения бетона плита будет подвергаться действию момента

$$M_g' + M_p = 7245\ кг \cdot м.$$

Определим напряжение бетона на разрыв в предположении работы всего сечения плиты;

$$h = 60\ см;\ f_e = 88{,}0\ см^2;\ a = 4 + 18 = 22\ см;\ I_e = 17544\ см^4;$$

центр тяжести находится от верхней грани в расстоянии

$$x = \frac{\frac{50 \cdot 60^2}{2} + 14 \cdot 88 \cdot (60 - 22)}{14\ \ 97 + 50 \cdot 60} = 32{,}5\ см.$$

Момент инерции сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$I = 14\{17544 + 88\,(60 - 22 - 32{,}5)^2\} + \frac{50 \cdot 60^3}{12} + 50 \cdot 60 \cdot (30 - 32{,}5)^2 =$$
$$= 1234296\ см^4.$$

Напряжение бетона на растяжение

$$\sigma_{bz} = \frac{724500 \cdot 27{,}5}{1234296} = 16{,}1\ кг/см^2.$$

Результат тоже удовлетворительный

60. Составление эскиза моста отверстием 4,27 *м* с ребристым перекрытием.— Высота насыпи 3,20 *м*; глубина подпертой воды 1,0 *м*. От подпорного горизонта до низа пролетного строения должно быть не меньше 1,07 *м*. Имеется возможность произвести тщательно какие угодно железобетонные работы.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Конструктивный просвет равен

$$3{,}20 + 0{,}40 - 1{,}0 - 1{,}07 = 1{,}53\ м;$$

толщина баласта у моста, как и на мосту, 0,40 *м*.

Ширина моста 4,30 *м*.

Расчетный пролет 4,80 *м*.

Применим наиболее совершенное железобетонное перекрытие в виде ребристой плиты на каменных устоях. При составлении эскизного проекта наиболее существенным вопросом будет вопрос о числе ребер. Австрийские и германские типы имеют 4 ребра. Насколько это число необходимо? Нельзя ли справиться с задачей при помощи двух ребер? Для решения вопроса надо произвести исследование при помощи беглых подсчетов.

Примерный наибольший момент изгиба даст возможность установить сечения ребер и произвести сравнительную оценку вариантов с 2 и 4 ребрами.

Постоянная нагрузка на 1 погонный метр на всю ширину моста состоит из веса баласта

$$0{,}4 \cdot 3{,}5 \cdot 2000 = 2800\ кг\ м;$$

собственного веса пролетного строения, который найдем по примерной приведенной однообразной его толщине 0,30 *м* (0,20 на плиту и 0,10 *м* на ребра) при ширине плиты 4,30 плюс на боковые стенки $2 \cdot 0{,}40$, т. е. вес плиты равен

$$0{,}30\ (4{,}30 + 2 \cdot 0{,}40) \cdot 2400 \approx 3700\ кг/м.$$

Из предыдущего примера эквивалентная подвижная нагрузка 14,6 *т/м*.

Полная нагрузка $= 14{,}6 + 3{,}7 + 2{,}8 = 21{,}1\ т/м$.

Момент изгиба

$$M = \frac{21{,}1 \cdot 4{,}8^2}{8} = 61{,}3 \approx 61\ т \cdot м.$$

Высота балки зависит от ширины b полки ее, которая берется [1]) равной $^3/_4$ расстояния между осями ребер. При двух ребрах последнее равно 1,57 *м*; при четырех — примерно 0,75 *м*. Следовательно, $b = 1{,}18\ м$, на 2 балки 2,36 *м*, и $b = 0{,}56$, на 4 балки 2,25 *м*.

Исходя из напряжений 900 и 30 $кг/см^2$, по таблице 1 в конце приложений рабочая высота балки

$$h - a = 0{,}475 \sqrt{\frac{6100000}{236}} = 0{,}475 \quad 1860 = 76\ см;$$

железа нужно

$$f_e = 0{,}00263 \sqrt{6100000 \cdot 236} \approx 100\ см^2.$$

Эти данные относятся к сплошной плите, к ребристым балкам применимы лишь в том случае, когда $x < d$ толщины междуреберной плиты; предположим это. Для четырех ребер высота получается несколько больше,

---

[1]) По старым нормам; теперь оно берется равным расстоянию между осями ребер и не больше восьми толщин плиты

НБ УДУНТ (ДИТ)

но незначительно; число ребер влияет только на большую или меньшую концентрацию железа в растянутой зоне; высота ребер от числа их почти не зависит, общее количество железа также.

При двух ребрах нужно поставить в каждом железа 50 *см*²; при четырех — по 25 *см*².

Число прутьев может быть различное — в один или в два ряда; большее число прутьев лучше в отношении оборудования балки на косые усилия; в один ряд лучше, чем в два, вследствие большего плеча для железа, центр тяжести которого будет менее удален от нижней грани.

Каковы размеры прутьев в различных случаях?

Два ребра:

	4 стержня	$d = 40$ *мм*	$f_e = 50{,}26$ *см*²
	5	36 „	50,90
	6	33	51,30 „
2 ряда	8	29	52,80 „
2 ряда	10	26	53,19

Четыре ребра:

	4 стержня	$d = 29$ *мм*	$f_e = 26{,}40$ *см*²
	5	26 „	26,55
	6	24	27,14
2 ряда	8	20	25,14
2 ряда	10	18	25,45

Бóльшие диаметры дают меньшую ширину ребер; оставляя просветы, равные диаметру стержней, получим для каждого из двух ребер ширину ребер соответственно:

32; 35; 40; 24; 27 *см*;

для каждого из 4 ребер соответственно:

24; 27; 30; 17; 20 *см*.

При чистой высоте ребра около 60 *см* назначение ширины меньше 30 *см* будет сопряжено с устройством поперечных ребер — связей, что усложняет дело. Следует остановиться на однорядном расположении. Имея в виду косые усилия, следует предпочесть более широкое ребро с большим числом стержней, т. е. 5 или 6.

В таком случае при двух ребрах общая ширина ребер будет 70 или 80 *см*, при четырех 108 или 120 *см*.

Итак, бетона на ребра во втором случае идет на 50% бóльше, чем в первом, формы для четырех ребер сложнее и дороже; хомутов для 4 ребер пойдет почти вдвое больше, чем для двух; работы над арматурой больше. Все это говорит в пользу двух ребер.

Затруднения для двух ребер могут быть: в отношении толщины плиты, пролет которой больше, чем при 4 ребрах; в отношении косых усилий; в отношении положения моста при сходе поезда с рельсов.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Располагая каждое из двух ребер осью под рельсом и беря ширину ребра 40 *см*, будем иметь для плиты пролет в свету 1,17 *м*; при толщине плиты 23 *см*, расчетный пролет будет 1,40 *м*.

Давление оси паровоза [1]), стоящей над шпалой, передается на площадь $(0{,}25 + 2 \cdot 0{,}25) \cdot (2{,}66 + 2 \cdot 0{,}25) = 2{,}37\ м^2$.

Давление на 1 *кв. м* равно	. 20 2,37 = 8,4 тонны
Баласт дает на 1 *кв. м*	0,4 · 2,000 = 0,8
Собственный вес плиты	. . 0,2 · 2,400 ≈ 0,5 „
Всего	. 9,7 тонны.

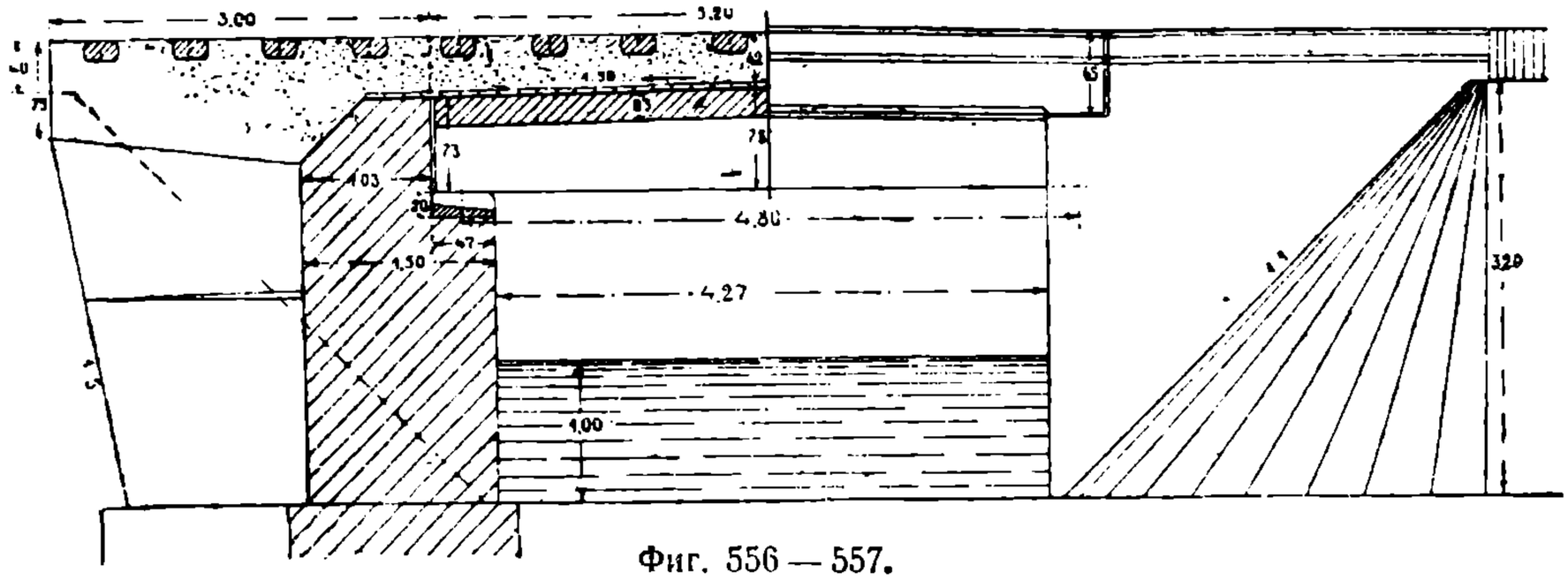
Момент изгиба в середине

$$M = 0{,}8\,\frac{9{,}7 \cdot 1{,}4^2}{8} = 1901\ т \cdot м.$$

Рабочая высота плиты по таблице 1 приложений:

$$h - a = 0{,}475 \cdot \sqrt{\frac{190100}{100}} = 20{,}7\ см.$$

Таким образом, толщина плиты d может быть взята 23 *см*; при четырех ребрах по конструктивным соображениям мы не назначим меньше 20 *см*; следовательно, в отношении плиты устройство двух ребер увеличивает ее толщину на 3 *см*, с чем можно помириться, так как более толстая плита более надежна на выпучивание от сжатия.



Фиг. 556 — 557.

Косые усилия при недостатке отогнутых прутьев можем принять дополнительными короткими стержнями.

При сходе с рельсов давление наружного колеса передается плите, расположенной вне рабочих ребер; для поддержания ее можем использовать боковую стенку баластного ящика, которую вследствие этого надо вооружить железом.

Итак, останавливаемся на конструкции при двух ребрах $h = 80\ см$.

На основании этих предварительных соображений составлен эскиз, приведенный на фиг. 556 — 557.

[1]) Весом 100 *т* по нормам 1907 г.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Внутренней поверхности баластного ящика придан продольный уклон 1 : 50 и поперечный 1 : 20. Толщина плиты в средине пролета 23 *см*, у ребер 25 *см*. Боковая стенка ящика имеет сечение 40 × 65 *см*. Изоляция прикрыта слоем кирпичей плашмя. Плита опирается на устой концами своих четырех балок, считая и боковые стенки.

61. Расчет пролетного строения с ребрами длиною 6,0 *м*. — Для примера приводим в сокращенном виде расчет ребристого балочного пролетного строения, описанного в п° 9, стр. 59, и представленного на фиг. 111 — 114.

Основания расчета. — Постоянная нагрузка исчислена по действительному объему элементов при следующих весах единицы объема:

вес баласта с частями пути	1900 *кг/м*³
железобетона	2400 „
перил	20 *кг/м*.

Временная нагрузка учтена в виде нормального поезда по циркуляру 1907 г. с применением эквивалентных нагрузок.

Свешивающийся, как консоль, тротуар расчитан на факультативную нагрузку баластом, вынутым во время ремонта из баластного ящика. Нагрузка принята в 1000 *кг* на *кв. м*, что соответствует слою песка толщиною 0,5 *м*, что вряд ли будет на практике превзойдено.

Допускаемые напряжения в железе ограничены величиною в 900, а в бетоне на сжатие при изгибе 36 *кг/см*², что соответствует бетону с временным сопротивлением в возрасте 28 дней 180 *кг/см*².

Нормальные напряжения бетона и железа как в плите, так и в ребрах определены не только в местах действия наибольших моментов, но и в местах отгиба косых стержней, т. е. вообще, где меняется сечение ребра; при этом (по слабо обоснованному требованию Инженерного совета) в ребре в местах отгиба стержней момент взят не в самом месте отгиба, а отступя на 10 диаметров арматуры в сторону увеличения момента изгиба.

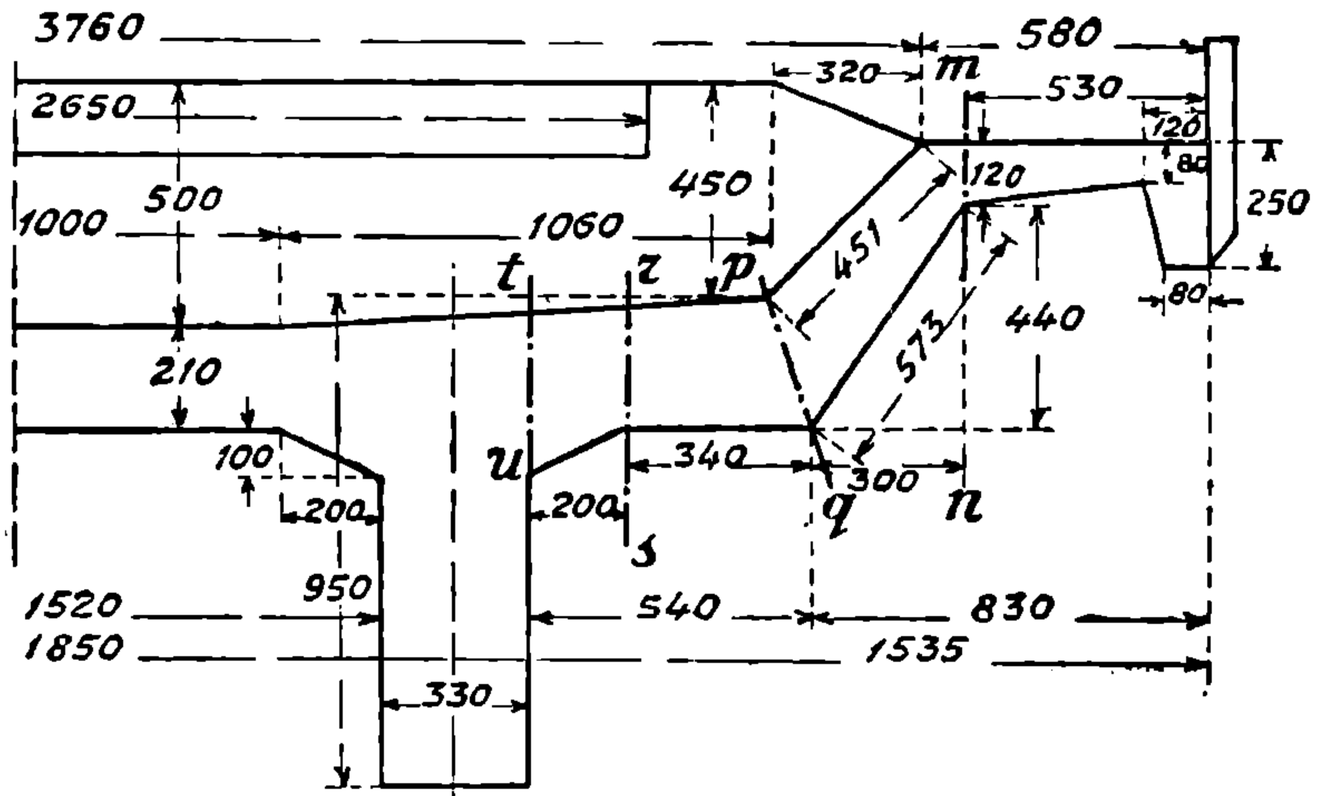
При поверке сечений на появление трещин, растягивающее напряжение в бетоне допущено в 18 *кг/см*².

Плита. — Для расчета вырезан поперечными сечениями участок корыта длиною 1 *м*. Этот кусок расчитан как балка с консолями, свободно лежащая на двух опорах (главных ребрах), расстояние между которыми 1,85 *м*° длина консоли 1,535 *м* (фиг. 558).

Временная нагрузка на плиту определяется давлением, передаваемым шпалами от оси паровоза весом 20 *т*. В направлении оси пути давление распространяется при ширине подошвы шпалы 15 *см* и толщине баласта (от подошвы шпалы) в 30 *см* на длину $0{,}15 + 2 \cdot 0{,}30 = 0{,}75$ *м*. Поперек пути давление распределяется на $2{,}65 + 2 \cdot 0{,}30 = 3{,}25$ *м*. Таким образом, на междуопорной части вырезанной балки и на части консолей (фиг. 558) имеем временную равномерно распределенную нагрузку $(20 : 0{,}75) : 3{,}25 = 8{,}21$ *т* на 1 погонный *м*.

Изгибающие моменты определены для сечений *mn*, *pq*, *rs*, *tu*, на опоре и в средине плиты. При подсчете веса элементов плиты допущены некоторые упрощения фигур.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 558.

Для сечения *mn* имеем:

Вес $\frac{0{,}08+0{,}12}{2}\cdot 0{,}17\cdot 2400=$	41 *кг*;	плечо 0,48 *м*;	момент	19,68 *кг·м*.
$\frac{0{,}08+0{,}12}{2}\cdot 0{,}53\cdot 2400=$	127	0,247		13,37
Перила .	20	0,53	„	10,60
$P'=$	188	0,335	$M'=$	61,65 „
Врем. нагрузка $1000\cdot 0{,}53=$	530	0,265	момент	140,45
$P_0'=$	718 „		$M_0'=$	202,10

Для сечения *pq*:

Вес предыдущего . = 188 *кг*; плечо $\left(0{,}335+\frac{61{,}65}{188}\right)$; момент 124.64 *кг·м*.

$\frac{0{,}05\cdot 0{,}12}{2}\cdot 2400=$	7	0,302	2,11
$\frac{0{,}451+0{,}573}{2}\cdot 0{,}18\cdot 2400=$	221	0,13	28,73
$0{,}45\cdot 0{,}32\cdot 0{,}5\cdot 1900=$	137	72	9,86
$P''=$	553		$M''=$ 165,34
Временная нагр. $0{,}58\cdot 1000=$	580	0,575	„ 333,50 „
$P_0''=$	1133		$M_0''=$ 498,84 „

Идя таким образом далее, находим последовательно:

для сечения *rs*

$P'''=$ 989 *кг*; $M'''=$ 404,13 *кг·м*;
$P_0'''=4402$ $M_0'''=1410{,}44$

для сечения *tu*

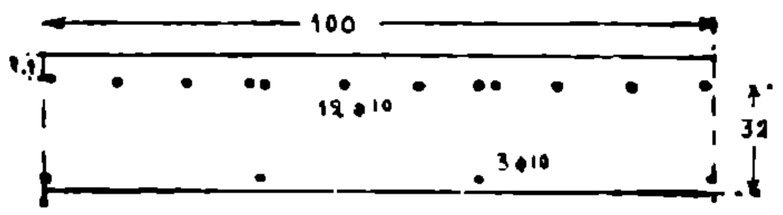
$P^{IV}=1309$ $M^{IV}=$ 633,51
$P_0^{IV}=6363$ $M_0^{IV}=2487.11$

НБ УДУНТ (ДИТ)

над опорой

$$P^{v} = 1575 \qquad M^{v} = 857{,}20 \ кг \cdot м$$
$$P_0^{v} = 7902 \qquad M_0^{v} = 3590{,}75$$

В средине плиты момент от постоянной нагрузки равен $-223{,}62\ кг \cdot м$; от временной $+1501{,}87\ кг \cdot м$; полный $+1278{,}25\ кг \cdot м$. Наименьший момент имеет место при нагрузке консолей без временной нагрузки пути и будет равен от временной нагрузки консолей $-722{,}10\ кг \cdot м$, а полный $-945{,}72\ кг \cdot м$.



Фиг. 559.

Сечение плиты на опоре (фиг. 559). Изгибающий момент 359075 $кг \cdot см$. Высота плиты принята 35 $см$; $h - a = 32\ см$. Арматура состоит из 18 стержней $d = 10\ мм$, $f_e = 14{,}13\ см^2$. Нижние 3 стержня в расчете опущены. Процентное содержание железа

$$\mu = \frac{14{,}13 \cdot 100}{100 \cdot 32} = 0{,}44.$$

Коэффициенты по таблице 2 в конце приложений:

$$\alpha = 0{,}292 + 0{,}8\ (0{,}306 - 0{,}292) = 0{,}303;\ \beta = 7{,}342;\ \gamma = 253.$$
$$x = 0{,}303\ (h - a) = 0{,}303 \cdot 32 = 9{,}7\ см.$$
$$\sigma_b = 7{,}342 \cdot \frac{359075}{100 \cdot 1024} = 7{,}342 \cdot 3{,}507 = 25{,}8\ кг/см^2;$$
$$\sigma_e = 253 \cdot \frac{359075}{100 \cdot 1024} = 253 \cdot 3{,}507 = 887\ кг/см^2.$$

Таким же образом проверены прочие сечения и получено:

в сечении	*tu*	$\sigma_b = 19{,}3\ кг/см^2$;	$\sigma_e = 647\ кг/см^2$
	rs	$\sigma_b = 22{,}4$	$\sigma_e = 772$
	pq	$\sigma_b = 8{,}3$	$\sigma_e = 413$
	mn	$\sigma_b = 14{,}7$	$\sigma_e = 499$
по середине		$\sigma_b = 27{,}3$	$\sigma_e = 852$
		$\sigma_b = 22{,}4$	$\sigma_e = 832$

Усилия в косых стержнях определены в предположении, что бетон принимает на себя некоторую часть перерезывающей силы, соответствующую напряжению бетона на скалывание в $2{,}5\ кг/см^2$. Остальная часть перерезывающей силы делится пополам между воображаемым сжатым раскосом и растянутым косым стержнем.

Косые стержни расположены так, что на том протяжении, на котором они нужны, они образуют раскосную систему (воображаемую), и поперечные силы определены в сечениях, проходящих через средину каждого ряда косых стержней.

Для сечения в расстоянии 0,26 $м$ правее опоры поперечная сила

$$Q' = 6363 - 0{,}095\ (1480 + 8210) = 5442\ кг.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Часть поперечной силы, которую может принять на себя бетон, равна

$$Q' = 2{,}5 \cdot b \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right).$$

Здесь имеем $h - a = 21$ *см*; арматура из 12 стержней диаметра 10 *мм*, $f_e = 9{,}42$ *см*^{2}; $\mu = 0{,}45\%$; $x = 0{,}306 \cdot 21 = 6{,}43$ *см*.

Следовательно

$$Q' = 2{,}5 \cdot 100\ (21 - 2{,}14) = 4715\ кг.$$

На косые стержни придется здесь

$$N = \frac{1}{2}(Q_1 - Q')\frac{1}{\cos\alpha} = \frac{1}{2}\ (5442 - 4715)\ \frac{1}{0{,}707} = 514\ кг.$$

Необходимая площадь поперечного сечения равна $514 : 900 = 0{,}6$ *см*^{2}, имеем 6 стержней с площадью 4,71 *см*^{2}.

Во всех сечениях косые стержни работают слабо; количество их определилось потребностью иметь нужное число стержней для ответа на момент изгиба в смежных узловых сечениях.

Поверка на трещины.

Модуль упругости железа $E_ж = 2100000$ *кг/см*^{2}; бетона при сжатии $E_c = 140000$ и бетона при растяжении $E_p = 56000$ *кг/см*^{2}.

$$m = \frac{E_ж}{E_c} = 15; \qquad \alpha = \frac{E_p}{E_c} = 0{,}4.$$

Положение нейтральной оси определяется формулой

$$x = \frac{S}{\omega},$$

где S — статический момент приведенного сечения, ω — его площадь.

Имеем

$$\omega = 0{,}6 \cdot bx + \alpha bh + m(f_e + f_e');$$

$$S = 0{,}3 \cdot bx^2 + 0{,}2\ bh^2 + m(f_e h + f_e' a').$$

Момент инерции

$$I = \frac{1}{3} bx^3 + \frac{1}{3}\alpha b(h - x)^3 + mf_e(h' - x)^2 + mf_e'(x - a')^2.$$

Напряжения найдем по следующим формулам:

бетона на сжатие	$\sigma_c = \sigma_0 \cdot x$;
бетона на растяжение	$\sigma_p = \sigma_0 \cdot \alpha\,(h - x)$;
железа на растяжение	$\sigma_e = \sigma_0 \cdot m\,(h' - x)$,

в которых

$$\sigma_0 = \frac{M}{I},$$

т. е. напряжение в расстоянии 1 *см* от нейтральной оси.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для сечения в средине пролета плиты имеем

$$M = 108700\ кг \cdot см;\ h = 21\ см;\ h' = h - a = 18{,}7\ см;\ f_e = 9{,}42\ см^2;$$

$$f_e' = 7{,}07\ см^2;\ a = a' = 2{,}2\ см;\ b = 100\ см;$$

$$\omega = 0{,}6 \cdot 100 \cdot x + 0{,}4 \cdot 100 \cdot 21 + 15 \cdot 16{,}49 = 60\,x + 1087{,}4;$$

$$S = 30\,x^2 + 11681;$$

$$x = \frac{30\,x^2 + 11681}{60\,x + 1087{,}4},$$

откуда $x = 8{,}7\ см.$

$$1 = \frac{1}{3} \cdot 100 \cdot 8{,}7^3 + \frac{1}{3} \cdot 0{,}4 \cdot 100 \cdot 12{,}3^3 + 15 \cdot 9{,}42 \cdot 10{,}2^2 +$$

$$+ 15 \cdot 7{,}07 \cdot 6{,}6^2 = 62434\ см^4;$$

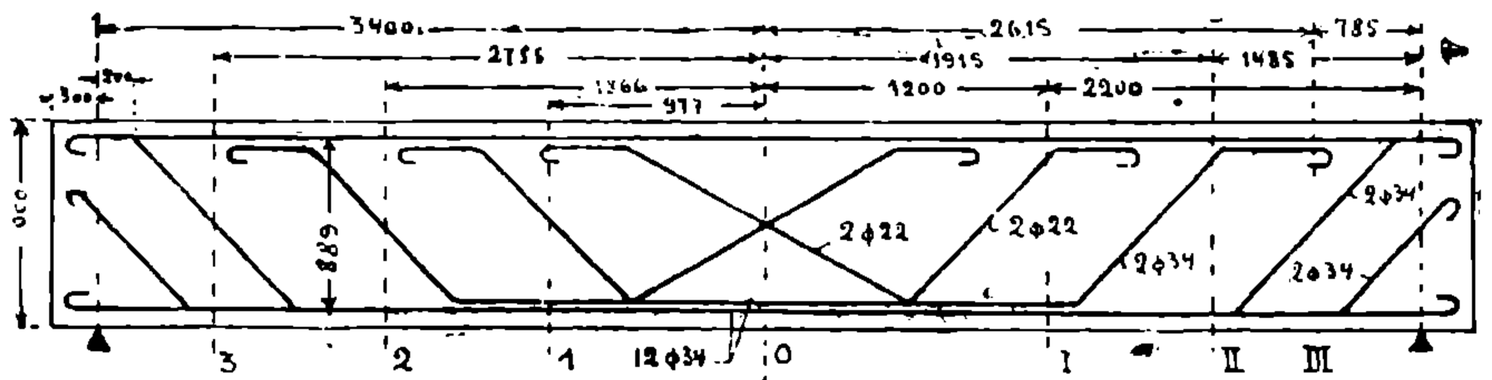
$$\sigma_o = \frac{108700}{62434} = 1{,}741;\ \sigma_c = 15{,}2\ кг/см^2;\ \sigma_p = 8{,}56\ кг/см^2.$$

Главные балки. — Расчетный пролет 6,8 *м*. Постоянная нагрузка на 1 погонный *м* балки слагается из веса плиты с баластом, тротуарами и перилами

$$1{,}480 \cdot \frac{1{,}85}{2} + 1{,}575 = 2{,}944\ т,$$

собственного веса ребра главной балки, равного $0{,}74 \cdot 0{,}33 \cdot 2{,}4 = 0{,}586\ т$, и веса трех поперечных балок, равного $0{,}13\ т$ на половину каждой поперечной балки. Всего постоянная нагрузка равна $3{,}511 \approx 3{,}52\ т$ на 1 погонный *м* и трем сосредоточенным грузам $P = 0{,}13\ т$.

Временная нагрузка принята в виде эквивалентной.



Фиг. 560.

Моменты определены для сечений 0, I, II и III, т. е. в средине и в расстоянии 10 *d* от места отгиба [1]) косых стержней (фиг. 560). Эквивалентные нагрузки будут для сечений:

$$0 - p = 0{,}5\ [13{,}88 + 0{,}2\ (13{,}97 - 13{,}88)] = 6{,}949\ т/м;$$

I — 7,390 *т/м*; II — 7,653 *т/м*; III — 7,910 *т/м*; на опоре 8,199 *т/м*.

Для поперечных сил в сечениях 0, 1, 2 и 3:

$0 - p' = 9{,}861\ т$; $1 - p' = 9{,}006\ т$; $2 - p' = 8{,}708\ т$; $3 - p' = 8{,}309\ т$.

[1]) Это принято по требованию Инженерного совета б. М. П. С., которое не имеет никакого разумного основания. Надо брать сечение в месте отгиба стержня.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Моменты в сечении, отстоящем на x от правой опоры, для равномерно распределенной нагрузки $(p+q)$ и груза P по средине пролета выражаются формулой

$$M=\frac{(p+q)\,x\,(l-x)}{2}+\frac{Px}{2}$$

Имеем для сечения 0 при $x=l-x=3{,}4$ *м*

$$M_0=\frac{(3{,}52+6{,}949)\ 6{,}8^2}{8}+\frac{0{,}13\cdot 6{,}8}{4}=60{,}731\ т\cdot м.$$

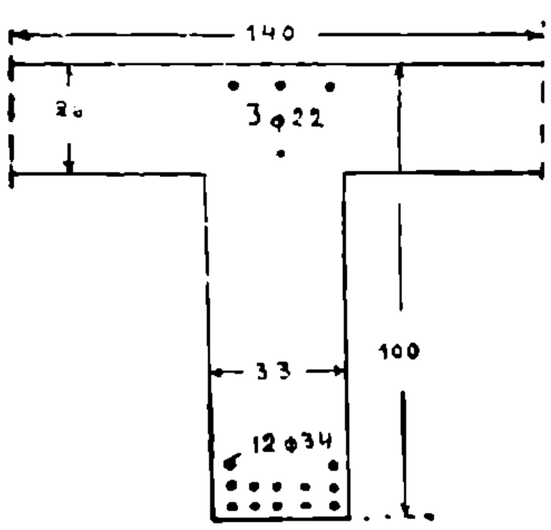
$$M_{\text{I}}=55{,}347\ т\cdot м;\ M_{\text{II}}=44{,}19\ т\cdot м;\ M_{\text{III}}=27{,}036\ т\cdot м.$$

Наибольшая поперечная сила для абсциссы x выражается формулой

$$Q=q\left(\frac{l}{2}-x\right)+p\,\frac{(l-x)^2}{2l}+0{,}065;$$

имеем $Q_0=8{,}447\ т$; $Q_1=16{,}191\ т$; $Q_2=24{,}389\ т$; $Q_3=32{,}907\ т$.

Сечение балки в средине пролета (сечение 0) приведено на фиг. 561



Фиг. 561

$M_0=6073100\ кг\cdot см.$
$h=100\ см.$
$b=140$
$b_1=33$
$d=26$
$a=7{,}9$
$a'=7{,}4$ „
$f_e=108{,}96\ см^2$ (12 ст. диам. 34 *мм*).
$f_e'=11{,}40$ (3 ст. диам. 22 *мм*).

$$b_1x^2+2\ [m\,(f_e'+f_e)+d\ (b-b_1)]\ x=$$
$$=2m\ [f_e(h-a)+f_e'a']+d^2(b-b_1);$$

$$\sigma_b\left\{\frac{bx}{2}\left(h-a-\frac{x}{3}\right)-\frac{(x-d)^2}{2x}(b-b_1)\left(h-a-\frac{x+2d}{3}\right)-\right.$$
$$\left.+mf_e'\frac{x-a'}{x}\,(h-a-a')\right\}=M;$$

$$\sigma_e=m\sigma_b\,\frac{h-a-x}{x}\qquad\qquad \sigma_e'=m\sigma_b\,\frac{x-a'}{x}.$$

Получаем

$$x^2+278{,}0\ x-11\,391=0,$$

откуда $x=36{,}2\ см$.

Напряжение в бетоне

$$\sigma_b=\frac{6\,073\,100}{204\,602}=29{,}7\ кг/см^2.$$

Напряжение в железе

$$\sigma_e=\frac{15\cdot 29{,}7\cdot 55{,}9}{36{,}2}=688\ кг/см^2$$

$$\sigma_e'=\frac{15\cdot 29{,}7\cdot 28{,}8}{36{,}2}=354\ кг/см^2$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таким же образом находим:

для сечения I $\sigma_b = 28{,}6$; $\sigma_e = 749$; $\sigma_e' = 344$ *кг/см²*;
II $\sigma_b = 24{,}5$; $\sigma_e = 814$; $\sigma_e' = 315$ *кг/см²*.

Поверка на трещины. Сечение 0 (фиг. 561).

Имеем:

$$\omega = 0{,}6 \cdot 33\,x + 26 \cdot 107 + 0{,}4 \cdot 33 \cdot 100 + 15 \cdot 120{,}36;$$
$$\omega = 19{,}8\,x + 5907;$$
$$S = 0{,}3\,x^2 \cdot 33 + 0{,}5 \cdot 26^2 \cdot 107 + 0{,}2 \cdot 33 \cdot 100^2 + 15\,(11{,}4 \cdot 7{,}4 - 108{,}96 \cdot 92{,}1);$$
$$S = 9{,}9\,x^2 + 253959;$$
$$x = \frac{9{,}9\,x^2 + 253959}{19{,}8\,x + 5907};$$

откуда $x = 40{,}3$ *см*.

$$I = \frac{1}{3} \cdot 140 \cdot 40{,}3^3 - \frac{1}{3} \cdot 107 \cdot 14{,}3^3 + 0{,}4 \cdot \frac{1}{3} \cdot 33 \cdot 59{,}7^3 + 15 \cdot 11{,}4 \cdot 32{,}9^2 +$$
$$+ 15 \cdot 108{,}96 \cdot 51{,}8^2 = 8456869\ см^4.$$

Напряжение волокна в расстоянии 1 *см* от нейтральной оси

$$\sigma_o = \frac{M}{I} = 0{,}7181\ кг/см^2,$$

Напряжение бетона на сжатие

$$\sigma_c = 0{,}7181 \cdot 40{,}3 = 28{,}9\ кг/см^2,$$

на растяжение

$$\sigma_p = 0{,}7181 \cdot 0{,}4 \cdot 59{,}7 = 17{,}1\ кг/см^2;$$

железа:

$$\sigma_e' = 0{,}7181 \cdot 15 \cdot 32{,}9 = 354\ кг/см^2$$
$$\sigma_e = 15 \cdot 0{,}7181 \cdot 51{,}8 = 558$$

Таким же образом находим для сечений:

I $\sigma_c = 27{,}7$; $\sigma_p = 17{,}60$; $\sigma_e = 590$ *кг/см²*;
II $\sigma_c = 24{,}5$; $\sigma_p = 17{,}85$; $\sigma_e = 614$
III $\sigma_c = 15{,}8$; $\sigma_p = 13{,}10$; $\sigma_e = 465$

Отогнутые стержни.— На бетон и хомуты отнесена часть Q' косого усилия, вызывающая напряжения 2,5 *кг/см²*; находим ее из выражения

$$2{,}5 = \frac{Q'}{b_1\,(h - a - x + y)},$$

где b_1, h, a и x имеют значения для соответствующих сечений, а y определяется формулой

$$y = \frac{2}{3} \cdot \frac{bx^3 - (x-d)^3\,(b - b_1)}{bx^2 - (x-d)^2\,(b - b_1)}.$$

Для упрощения в запас прочности для всех сечений принято значение Q', вычисленное для средины балки (сечение 0), причем влияние сжатой арматуры на величину y не учтено.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для сечения 0 имеем: $b_1 = 33$ *см*; $h = 100$ *см*; $a = 6{,}7$ *см*; $x = 28{,}8$ *см*.

$$y = \frac{2}{3} \cdot \frac{140 \cdot 28{,}8^3 - 2{,}8^3 \cdot 107}{140 \cdot 28{,}8^2 - 2{,}8^2 \cdot 107} = 19{,}3 \text{ см}.$$

$$Q' = 2{,}5 \cdot 33 \cdot (100 - 6{,}7 - 28{,}8 + 19{,}3) = 6{,}91 \text{ т}.$$

Напряжения отогнутых стержней находим по формуле

$$\sigma = \frac{(Q - Q')\ \sqrt{2}}{2\omega}$$

где ω — площадь отогнутых стержней.

В сечении 0 имеем $Q = 8{,}447$ *т*; $\omega = 10{,}62$ *см*^{2};

$$\sigma = \frac{(8447 - 6910)\ \sqrt{2}}{2 \cdot 10{,}62} = 102 \text{ кг/см}^2.$$

В сечении 1 $\omega = 10{,}62$, $Q = 16{,}19$, $\sigma = 615$ *кг/см*^{2}.
2 $\omega = 20{,}36$, $Q = 24{,}39$, $\sigma = 622$
3 $\omega = 20{,}36$, $Q = 32{,}91$, $\sigma = 900$

Опорные части. — Наибольшее давление на опору имеет место при постановке 5 осей паровоза так, что крайняя ось находится на конце балки, свешивающемся над центром опоры на 0,30 *м* (полная длина балки 7,4 *м*).

Давление на опору от постоянной нагрузки

$$A' = 3{,}52 \cdot 7{,}4 \cdot 0{,}5 + 0{,}13 + 0{,}065 = 13{,}219 \text{ т};$$

от паровоза

$$A_2 = 50 \cdot 4{,}10 : 6{,}8 = 30{,}147 \text{ т};$$

полное давление

$$A = 43{,}366 \text{ т}.$$

Балка опирается на подферменный камень при помощи листа 50×33 *см*^{2}; напряжение в бетоне ребра и в подферменнике

$$\sigma = \frac{43366}{50 \cdot 33} = 26{,}28 \text{ кг/см}^2.$$

Размер подферменника в плане 60×70 *см*^{2}.

Напряжение в кладке

$$\sigma = \frac{43366}{60\ \ 70} = 10{,}3 \text{ кг/см}^2.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Г. РАМНЫЕ МОСТЫ.

§ 9. ПРИМЕР ПРОЕКТИРОВАНИЯ.

62. Составление эскиза путепровода под обыкновенную дорогу. — В п° 54 было намечено два варианта путепровода: с неразрезной балкой и с консольной рамой. В настоящем параграфе приведен ход составления эскиза и расчета последнего варианта.

При составлении эскиза придется пользоваться приблизительными подсчетами и практическими данными из отдела неразрезных мостов; в отношении рамных мостов практика не дает еще такого большого подспорья при проектировании, как в отношении балочных мостов; рамных мостов, как таковых, построено сравнительно немного, довольно разнообразных форм и с довольно произвольным расчетом. К намеченному нами типу близко подходит рамный элемент эстакады на финляндской ветви (п° 19); но это сооружение тяжелое, под железную дорогу.

По схеме фиг. 508 средний пролет рамы намечен в 10 *м*, консоли по 5 *м*. Вопрос о числе рамных ферм в виду легкости моста и упрощения работ решаем в смысле двух. Для тяжелой нагрузки число ферм должно быть выяснено предварительными подсчетами размеров элементов рамы и проезжей части.

Расстояние между фермами ограничим 4,4 *м* при устройстве у поперечных балок консольных свесов умеренной длины в 0,77 *м*.

Для поддержания плитного покрытия можно воспользоваться поперечными балками и расположить на них, как на опорах, две вспомогательные продольные балки; или вместо этого можно увеличить число поперечных балок настолько, чтобы между ними промежутки были около 2,0 *м*. Первая комбинация не устраняет поперечных промежуточных балок-связей; вторая комбинация устраняет продольные балки, устройство форм проще. Затем продольные балки составляют общую длину 40 *м*; добавочные поперечные составляют $2 \cdot 5{,}5 = 27{,}5$ *м*, при пролете для плиты 1,67 *м* вместо 1,68 *м*.

Останавливаемся на конструкции с одними поперечными балками; расстояние между ними берем 1,67 *м*, кратное пролетам; 2,50 *м* уже большой пролет для плиты.

Выясним теперь приблизительные размеры частей.

При постоянной нагрузке 990 *кг* на *кв. м* плиты (п° 54) и при пролете около 1,6 *м* наибольший момент в средине при постановке колеса грузовика будет при коэффициенте динамического действия 1,41

$$M = \frac{2}{3}\left[\frac{990 \cdot 1{,}6^2 \cdot 142}{8} + \frac{2100}{4}\left(160 - \frac{90}{2}\right) 1{,}41\right] = 87167 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

НБ УДУНТ (ДГТ)

На ширину 1,0 *м*

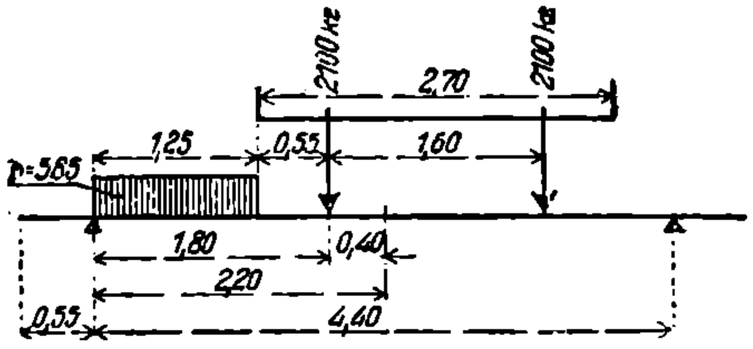
$$M = \frac{87167}{1{,}42} = 60530\ кг \cdot см;$$

$$h - a = 0{,}375 \cdot \sqrt{\frac{60530}{100}} = 0{,}375 \cdot 24{,}6 = 9{,}2\ см,$$

т. е. толщина 14 *см* будет достаточна.

Дальше поступаем, как в предыдущих примерах.

Поперечная балка собирает постоянную нагрузку с полосы шириною 1,67 *м*; постоянная нагрузка на 1 погонный *м* равна, принимая во внимание, что толщина плиты 14 *см*, а не 12, как учтено в п⁰ 54, $1040 \cdot 1{,}67 = 1740\ м$. Пролет балки 4,40 *м*. Наибольший момент в средине при установке над балкой двух колес грузовика и толпы ($p = 350 \cdot 1{,}67 = 585\ кг$) будет (фиг. 562) при динамическом коэффициенте



Фиг. 562.

$$1 + \frac{9}{20 + 4{,}4} = 1{,}37$$

$$M = \frac{1{,}25 \cdot 585 \cdot 3{,}77}{4{,}4} 1{,}8 + \frac{2100\,(2{,}6 + 1{,}0)}{4{,}4} 1{,}8 \cdot 1{,}37 - 1{,}25 \cdot 585 \cdot 1{,}18 +$$

$$+ \frac{1740 \cdot 4{,}4^2}{8} - \frac{1740 \cdot 0{.}55^2}{2} = 8452\ кг \cdot м.$$

Ширина верхнего пояса балки 167 *см*;

$$h - a = 0{,}375 \sqrt{\frac{845200}{167}} = 27\ см;$$

$$x = 0{,}403 \cdot 27 = 11{,}0\ см < 14,$$

т. е. расчет остается в силе.

Высоту поперечной балки можем назначить 32 *см*.

$$f_e = 0{,}00324 \times \sqrt{845\,200 \cdot 167} = 38{,}2\ см^2;$$

достаточно 8 стержней $d = 25\ мм$ (пл. 39,27 $см^2$); ширина ребра 25 *см* удовлетворяет.

Назначение размеров консольной рамы начнем с консоли у ее основания. На каждую ферму приходится полоса моста шириною 2,75 *м*; полная нагрузка состоит из прежних 1040 *кг* на *кв. м*, веса поперечных ребер $0{,}18 \cdot 0{,}25 \cdot 2400 : 1{,}67 = 65\ кг$; всего 1105 *кг*.

На погонный метр ребра это дает $1105 \cdot 2{,}75 = 3{,}05\ т$; еще надо прибавить собственный вес ребра примерно $0{,}60 \cdot 0{,}35 \cdot 2{,}4 = 0{,}5\ т$; всего округленно на погонный *м* балки постоянная нагрузка составляет 3,75 *т*.

Загружение задними осями грузовиков (фиг. 563) дает сосредоточенный груз на консоли

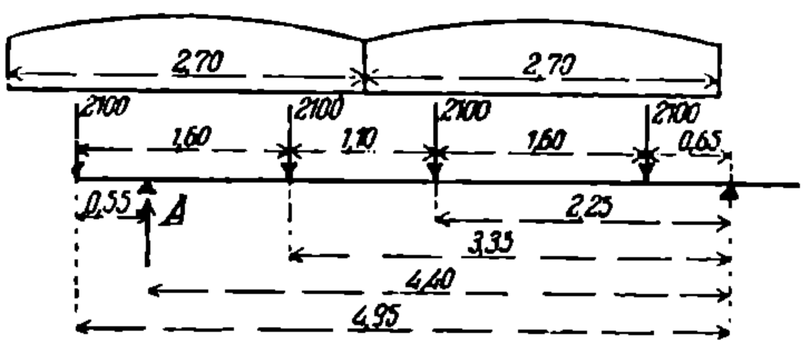
$$P_1 = 2{,}1\,(4{,}95 + 3{,}35 + 2{,}25 + 0{,}65) : 4{,}4 = 5{,}34\ т.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

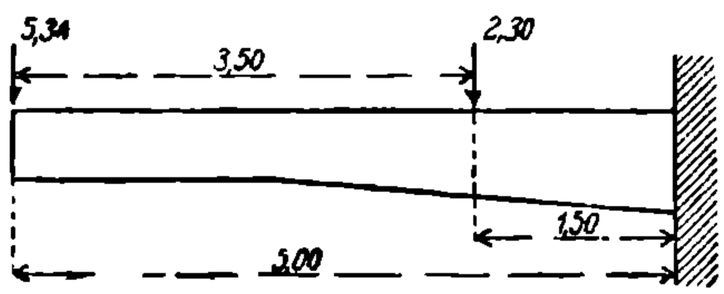
Передние оси грузовиков дают при такой же установке в поперечном направлении

$$P_2 = \frac{5{,}34}{2{,}1} \cdot 0{,}9 = 2{,}3\ т.$$

Невыгоднейшим образом на консоли можно поставить грузовики, как показано на фиг. 564 (расстояние между осями 3,5 *м*).



Фиг. 563.



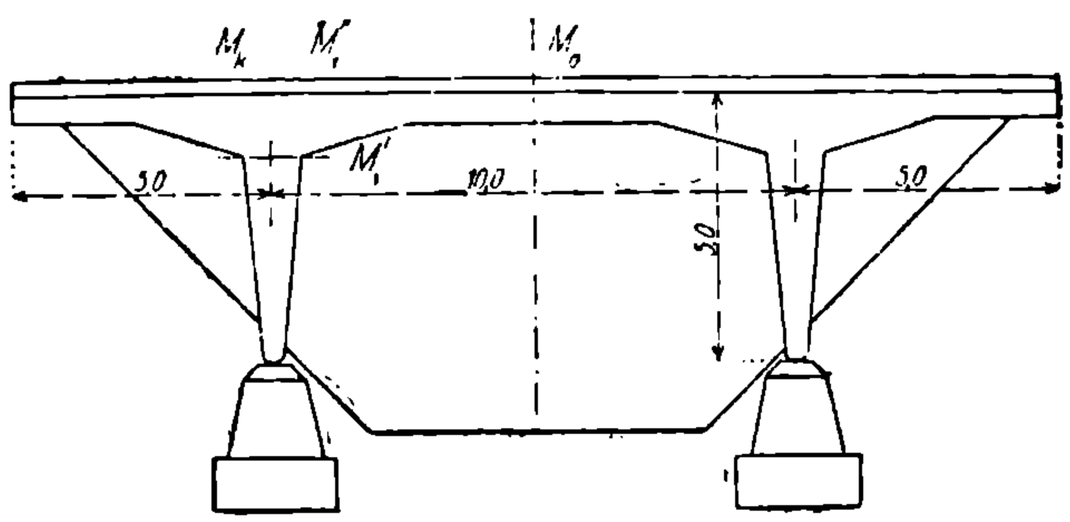
Фиг. 564.

Момент у корня консоли при постоянной нагрузке и найденной подвижной и при динамическом коэффициенте $1 + \frac{9}{20+5} = 1{,}36$ будет (фиг. 564)

$$M_к = 1{,}36\,(5{,}34 \cdot 5{,}0 + 2{,}3 \cdot 1{,}5) + 3{,}75 \cdot 5{,}0 \cdot 2{,}5 = 87{,}9\ т \cdot м.$$

Найдем теперь наибольший момент M_1'' в сечении ригеля правее левой стойки рамы.

По данным n⁰ 28 и 29 приложений, момент в этом сечении от постоянной нагрузки состоит из двух слагаемых: от загружения междуопорной части балки и от загружения консолей.



Фиг. 565.

Отожествляя раму с неразрезной балкой в 3 пролета, будем иметь длину среднего пролета 10 *м*, длину крайних (равную длине ноги) 5,0 *м*.

Отношение $\mu = 2$; полагаем момент инерции ноги равным моменту инерции балки, т. е. $\sigma = 1$.

При загружении одного среднего пролета по формуле [112] n⁰ 25 приложений при $g_1 = 0$; $g_2 = 3{,}75\ т$, будем иметь

$$M_1'' = -\frac{5^2 \cdot 2^3 \cdot 3{,}75}{4\,(2 + 3 \cdot 2)} = -23.44\ т \cdot м.$$

Загружение консолей по формуле [125] n⁰ 28 приложений при

$$m_1 = m_2 = 3{,}75\ \ 5{,}0 \cdot 2{,}5 = 46{,}8\ т \cdot м$$

дает

$$M_1'' = \frac{(3 \cdot 2 - 4 - 3 \cdot 2) \cdot 46{,}8}{2(2 + 3 \cdot 2)} = -11{,}7\ т \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Невыгоднейшее положение подвижной нагрузки для M_1'' будет, когда она распространена на левой консоли и на среднем пролете, т. е. на длине 15 *м*. При таком загружении по техническим условиям (стр. 246) следует вместо грузовиков взять сплошную нагрузку 0,45 *т* на *м*^{2}. Сдвинув грузовики к одной стороне (фиг. 563) и заменив их сплошной нагрузкой, будем иметь нагрузку на погонный *м* балки:

$$q = \frac{0{,}45 \cdot 4{,}95^2}{2 \cdot 4{,}4} = 1{,}39 \ т/м.$$

Такая нагрузка на среднем пролете вызывает на основании предыдущего момент

$$M_1'' = -\frac{23{,}44}{3{,}75} \cdot 1{,}39 = -9{,}0 \ т \cdot м.$$

Загружение же одной консоли по формуле из п^0 28 приложений дает момент

$$M_1'' = -\frac{4 + 3 \cdot 2}{2(2 + 3 \cdot 2)} \cdot 5{,}0 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}39 = -6{,}52 \ т \cdot м.$$

Итак, наибольшее значение M_1'' будет равно при динамическом коэффициенте, для длины 15 *м* равном $1 + \frac{9}{20 + 15} = 1{,}26$,

$$M_1'' = -23{,}4 - 11{,}7 - (9{,}0 + 6{,}5) \cdot 1{,}26 = -54{,}6 \ т \cdot м.$$

Желательно так подобрать длину консоли, чтобы моменты по ту и по другую стороны стойки были примерно равны друг другу для использования симметрично расположенной арматуры.

Возьмем консоль 4,5 *м*, средний пролет 11 *м*.

Дальше продвигать опору в откос выемки не следует. Повторив выкладки, получим при $\mu = 2{,}44$:

$$M_к = -74 \ т \cdot м;$$

$$M_1'' = -29{,}6 - 8{,}2 - (11{,}0 + 8{,}6) \cdot 1{,}26 = -62{,}5 \ т \cdot м.$$

Что касается момента в верхнем конце стойки, то от постоянной нагрузки $q = 3{,}7 \ т/м$, расположенной лишь в среднем пролете, он равен M_1' при этой нагрузке, т. е. по абсолютной величине 29,6 $т \cdot м$. Нагрузка консолей по формуле [125] п^0 28 приложений дает обратный момент

$$M_1 = -\frac{3 \cdot 2{,}44}{2(2 + 3 \cdot 2{,}44)} \cdot \frac{2 \cdot 3{,}75 \cdot 4{,}5^2}{2} = -29{,}7 \ т \cdot м,$$

т. е. от постоянной нагрузки M_1' равен почти нулю. Загружение консолей временной нагрузкой $p = 1{,}39 \ т/м$ дает при динамическом коэффициенте 1,37

$$M_1' = -\frac{29{,}7 \cdot 1{,}39}{3{,}75} \cdot 1{,}37 = -15 \ т \cdot м.$$

Загружение среднего пролета подвижной нагрузкой при динамическом коэффициенте 1,3 дает

$$M_1' = \frac{29{,}6 \cdot 1{,}39}{3{,}75} \cdot 1{,}3 = 14{,}3 \ т \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Наибольшим для стойки будет момент 15 *т·м* при симметричной арматуре.

Наибольший момент в сечении по середине пролета будет равен моменту как для простой балки за вычетом действия опорных моментов M_1'', при этом возникающих:

$$M_0 = \frac{(3{,}75 + 1{,}39 \cdot 1{,}3) \cdot 11^2}{8} - 29{,}6 - 11{,}0 \cdot 1{,}3 =$$

$$= +84{,}1 - 43{,}9 = +40{,}2\ т \cdot м.$$

По найденным моментам можем подобрать приблизительные сечения частей рамы.

Поперечные балки на протяжении консоли будут иметь расстояние между собою 1,5 *м*; в среднем пролете, добавив одну балку, получим расстояние 1,57 *м*. Плиту оставим толщиной 14 *см*, а поперечные балки сечением 32×25 *см*.

Предполагая сечение у корня консоли прямоугольным, получим огромную высоту его; напр., принимая напряжения 45 и 1000 *кг/см²* и толщину 50 *см*, будем иметь

$$h - a = 0{,}375 \sqrt{\frac{7400000}{50}} = 144\ см.$$

Очевидно, нужно либо применить нижние горизонтальные полки, либо бетон Консидера. Последнее проще, а потому допустим $\sigma_b = 70$ *кг/см²*.

Тогда

$$x = \frac{15 \cdot 70}{1000 + 15 \cdot 70}(h - a) = 0{,}50\,(h - a);$$

$$h - a = 0{,}262 \sqrt{M : b};$$

$$f_e = \frac{70 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 1000} \cdot 0{,}262 \sqrt{Mb} = 0{,}00458 \sqrt{Mb}.$$

По этим формулам при $b = 50$ *см* $\quad h - a = 102$ *см*.

Остановимся на полной высоте $h = 110$ *см*.

Железа нужно

$$0{,}00458 \sqrt{7400000 \quad 50} = 88\ см^2.$$

12 стержней $d = 31$ *мм* имеют 90,79 *см²*; между стержнями остаются просветы по 50 *мм*.

В средине среднего пролета высота балки при $\sigma_b = 45$ *кг/см²* в предположении, что в сечение ее входит плита шириною 2 *м*, — нужна равной 53 *см*. Примем 65 *см*, около 1 : 17 пролета, при количестве железа в растянутой зоне 80 *см²* в виде 12 стержней $d = 31$ *мм*.

Давление на опору стойки от постоянной нагрузки равно $3{,}75 \cdot 10 = 37{,}5\ т$ и от грузовиков при динамическом коэффициенте 1,26 при загружении среднего пролета и одной консоли

$$A = \frac{15{,}5^2 \cdot 1{,}39 \cdot 1{,}26}{2 \cdot 11.0} \approx 20\ т,$$

а всего 57,5 *т*.

НБ УДУНТ (ДПТ)

При загружении лишь среднего пролета вертикальное давление на опору будет $37{,}5 + 1{,}39.\,1{,}26 \cdot 5{,}5 = 47\ m$; при этом горизонтальная составляющая (от момента изгиба в корне стойки) будет $40{,}2 : 5 = 8\ m$. На основании этих данных назначены размеры и очертание фундаментов под опоры. Наибольшее давление на грунт около $2\ кг/см^2$.

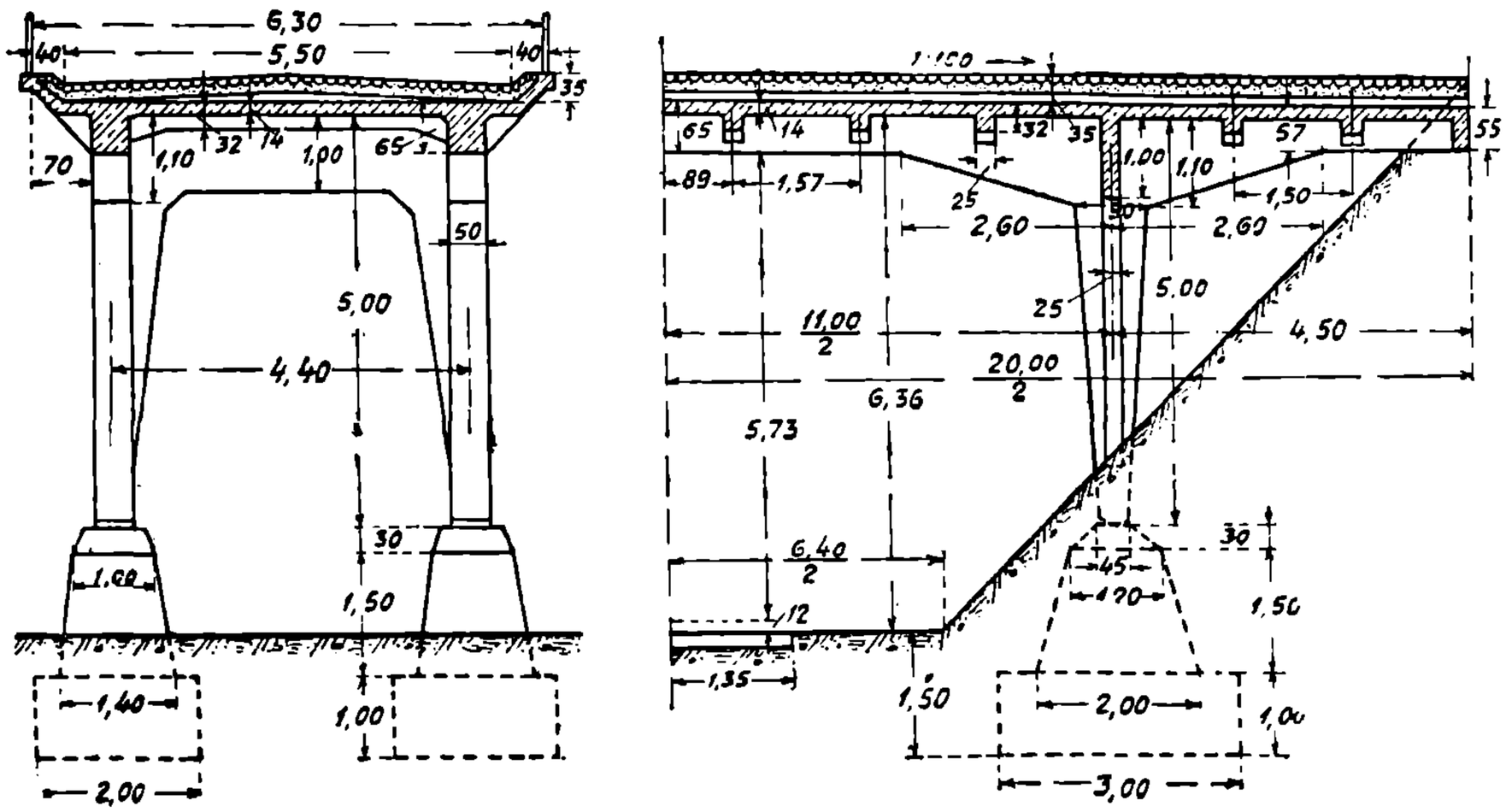
Нога в корне подвергается действию сжимающей силы $47\ m$ и момента $15\ m \cdot м$.

Для прямоугольного сечения с одиночной арматурой при ширине $50\ см$ имеем для $\sigma_b = 35$, $\sigma_e = 1000\ кг/см^2$

$$h - a = 0{,}434\sqrt{\frac{1500000}{50}} = 75\ см.$$

Принято $90\ см$.

Арматуры надо $f_e = 0{,}00262\sqrt{1500000} \cdot 50 = 23\ см^2$; предположено дать стержня диаметром $31\ мм$, что составляет площадь $22{,}6\ см^2$.



Фиг. 566 — 567.

Сжимающая сила дает добавочное напряжение на бетон не больше

$$\frac{47000}{50 \cdot 90} = 10{,}4\ кг/см^2.$$

На основании полученных данных составлен эскиз (фиг. 566 — 567).

63. Конкурс проектов моста в Пфорцхейме. — В заключение изучения проектирования балочных и рамных мостов приведем интересные решения, предложенные на конкурсе и признанные наилучшими.

Берега реки одеты каменными набережными, расстояние между которыми в свету $62{,}45\ м$. В реке может быть поставлено не более двух быков возможно более узких и так, чтобы средний пролет имел в свету не меньше $27{,}8\ м$. Глубина реки в высокую воду около $5\ м$, в меженную $0{,}5\ м$; на реке бывает ледоход. Берега возвышаются над высокой водой

НБ УДУНТ (ДИТ)

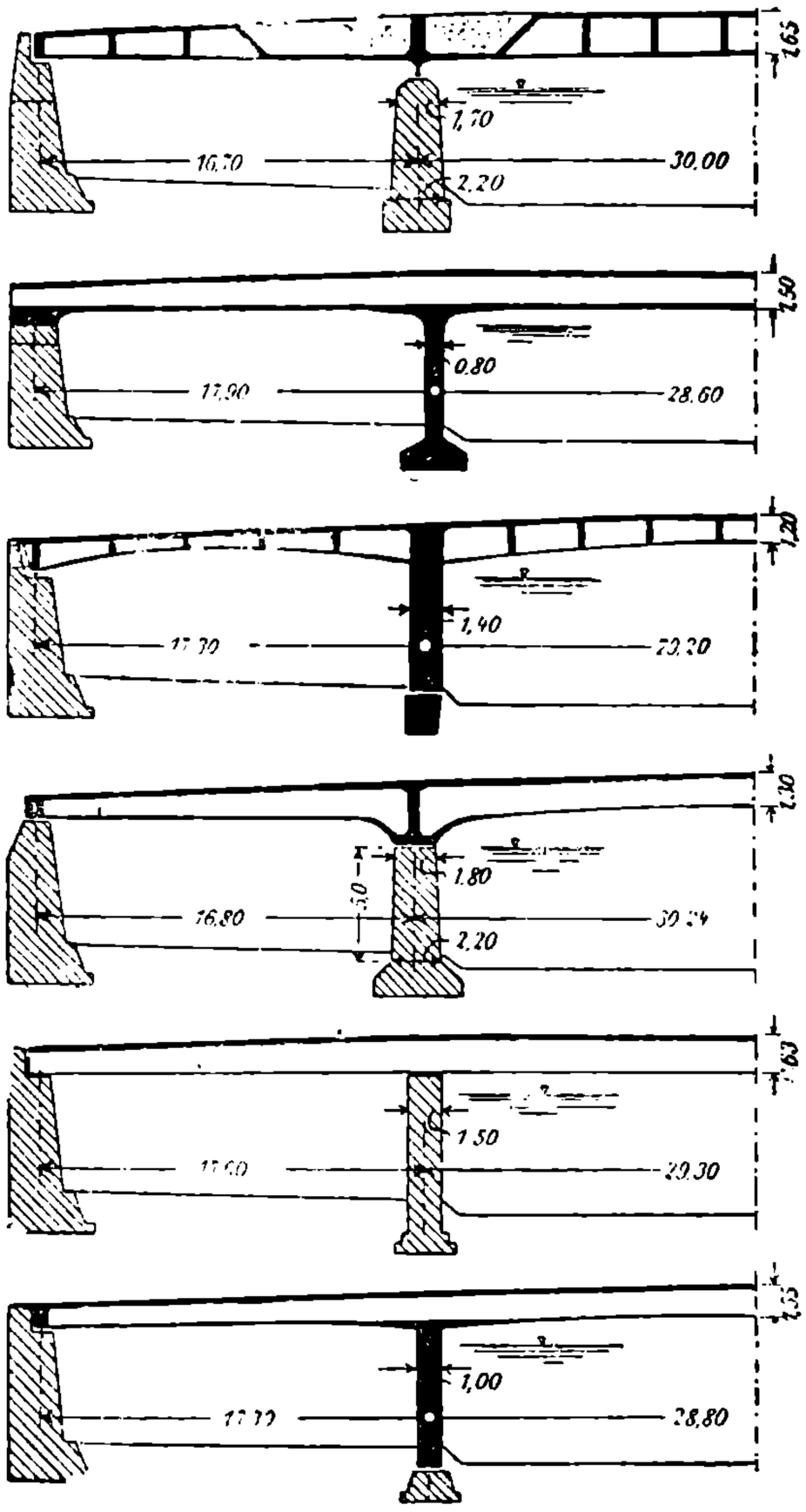
на 2,07 *м*. Под мостом при высокой воде должен оставаться просвет у берегов 50 *см*, у средних опор 70 *см*.

При допущенном уклоне конструктивный просвет получается 2,10 *м*: за вычетом 20 *см* на полотно, для пролетного строения имеется около 1,90 *м*. Очевидно, возможны балочные и рамные системы.

Кроме того, условия требовали, чтобы низ пролетных строений был закрыт сплошным покрытием с целью предупредить задержку льдин и плывущих деревьев, которые могли бы зацепиться за ребра.

Из 21 проекта железных и железобетонных систем моста жюри признало лучшими 6 железобетонных систем, с которыми мы и познакомимся вкратце [1]).

На фиг. 568 изображены схемы означенных шести вариантов.



Фиг. 568.

По первому проекту пролетное строение состоит из неразрезных балок при среднем пролете 30 *м*, боковых по 16,7 *м*; балки опираются на широкие быки при помощи металлических опорных частей; одна опора на быке неподвижная, другая подвижная, на двух катках. Балки имеют в средине среднего пролета высоту 1,65 *м*, т. е. 1 : 18,4 пролета; расстояние между ними 1,68 *м*; ширина 40 *см*; между поперечными балками расстояние 3,0 *м*. В области отрицательных моментов плита расположена по низу ребер, а промежутки между ребрами заполнены пемзовым бетоном. Где плита расположена вверху, там низ ребер прикрыт особыми плитами толщиною 8 *см*. Напряжения в бетоне достигают 50, в железе 1000 *кг/см*^{2}. Стоимость моста исчислена в 128 700 марок.

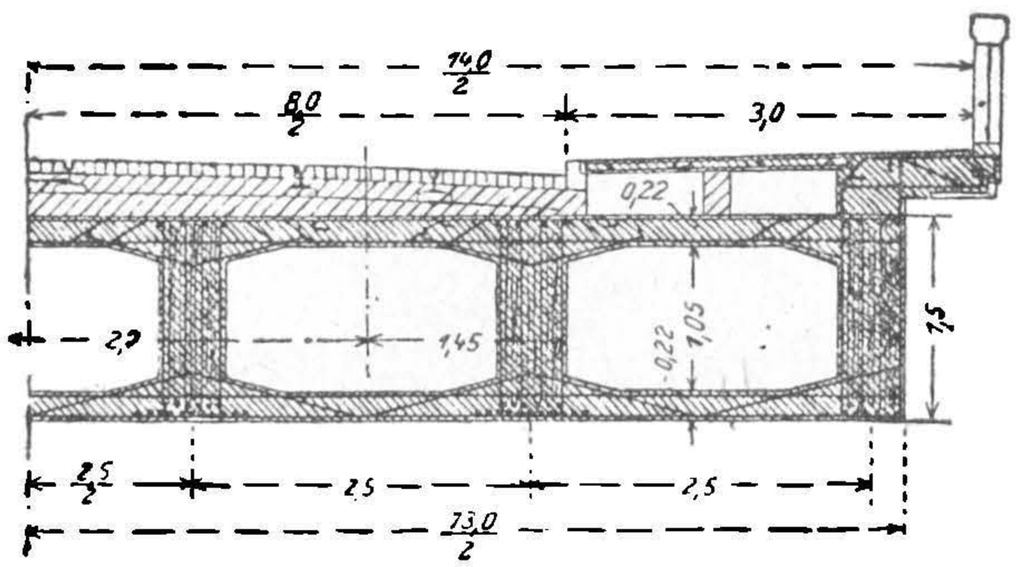
Во втором проекте применена рамная система при заделанных нижних концах стоек; толщина быков 0,8 *м*. Высота балок в средине 1,50 *м*

---

[1]) „Beton und Eisen", 1912, H. I и II; „Deutsche Bauz." 1911, № 23 и 28; *Kersten*, Brücken in Eisenbeton, Bd I, 1928, S. 105.

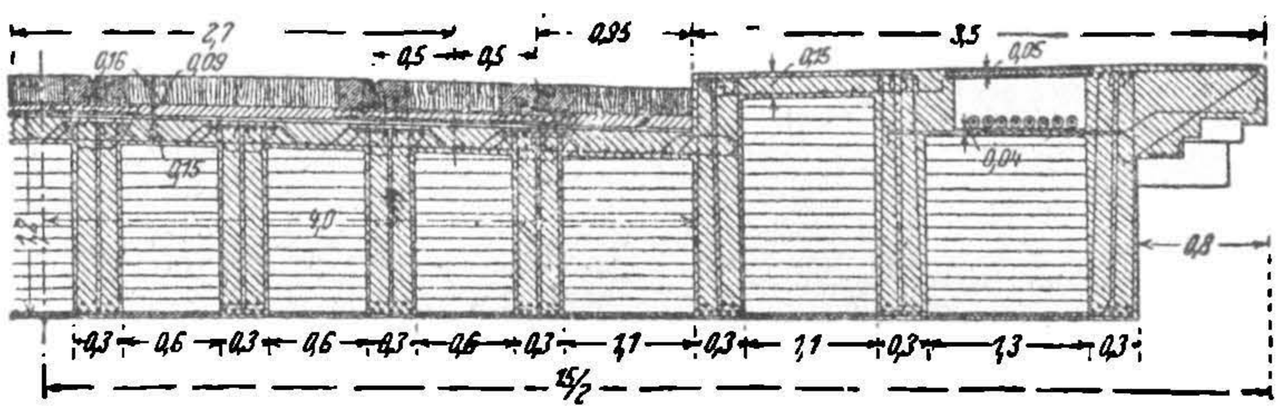
НБ УДУНТ (ДИТ)

(1 : 19,2 пролета); расстояние между ребрами 2,5 *м*; плита, толщиною 22 *см*, назначена как вверху, так и внизу (фиг. 569), благодаря чему в поперечном разрезе получается жесткая конструкция, при которой поперечные балки не нужны. Стоимость моста исчислена в сумме 114 000 марок.



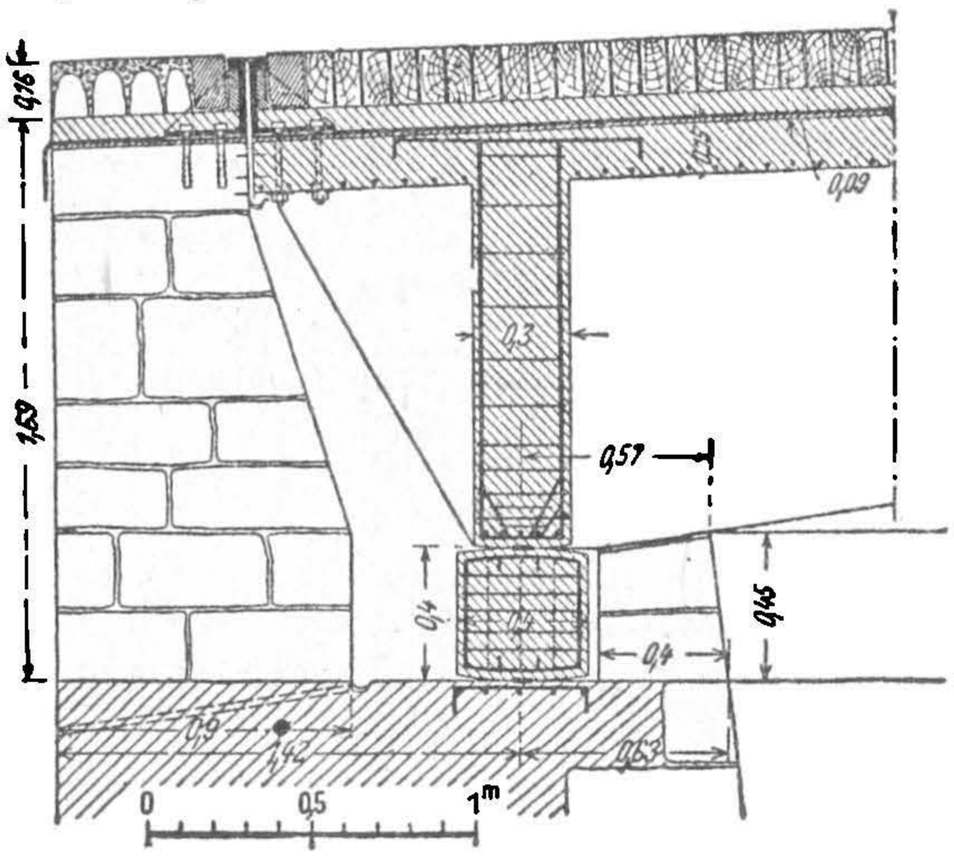
Фиг. 569.

По третьему проекту мост должен представлять рамную систему с шарнирами на нижних концах быков. Высота пролетной балки в средине моста 1,20 *м* при пролете 29,20 (1 : 24,3); расстояние между ребрами 0,90 *м* (фиг. 570); высота ребер меняется, так как верхние грани их расположены по поперечному профилю полотна моста. Жюри справедливо указывает на

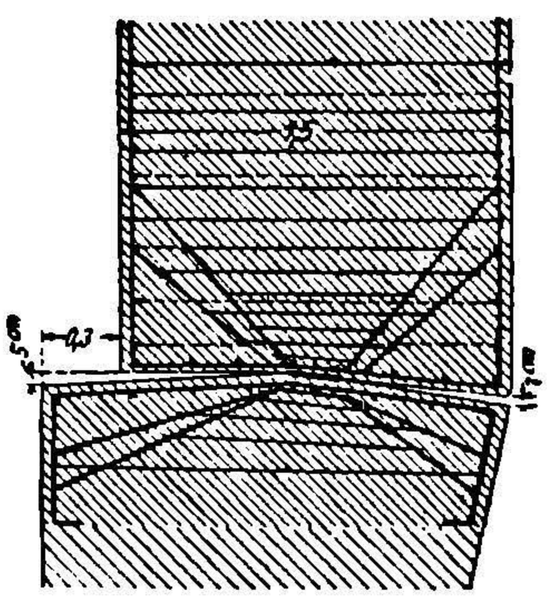


Фиг 570.

неудобство делать одно из главных ребер бордюрным выступом проезжей части; повреждение его колесами неизбежно, а ремонт крайне труден. Свешивающиеся концы рамы поддерживаются подвижными валковыми опорами (фиг. 571); шарнир быка изображен на



Фиг. 571.



Фиг. 572.

фиг. 572. Стоимость исчислена в 127 000 марок. Этот вариант расчитан на более тяжелую нагрузку.

НБ УДУНТ (ДПТ)

В следующем проекте применены неразрезные балки на широких быках: опорные части металлические без катков; высота балок в средине 1,30 *м* (1 : 23,3); расстояние между балками 1,50 *м*; ширина ребра 30 *см*.

Остальные два проекта повторяют предыдущие, интересны лишь по художественной обработке.

Наиболее удачным решением следует признать первый проект; применение речных быков в виде тонких стенок, да ёще на шарнире, нельзя признать вполне уместным для реки глубиною 5 *м* с ледоходом. Недостаток его — металлические опорные части.

Возможен еще вариант рамного моста с толстыми быками, примерно около 1,5 *м*, без шарнира внизу. Бык должен быть железобетонным пустотелым или с заполнением из тощего бетона.

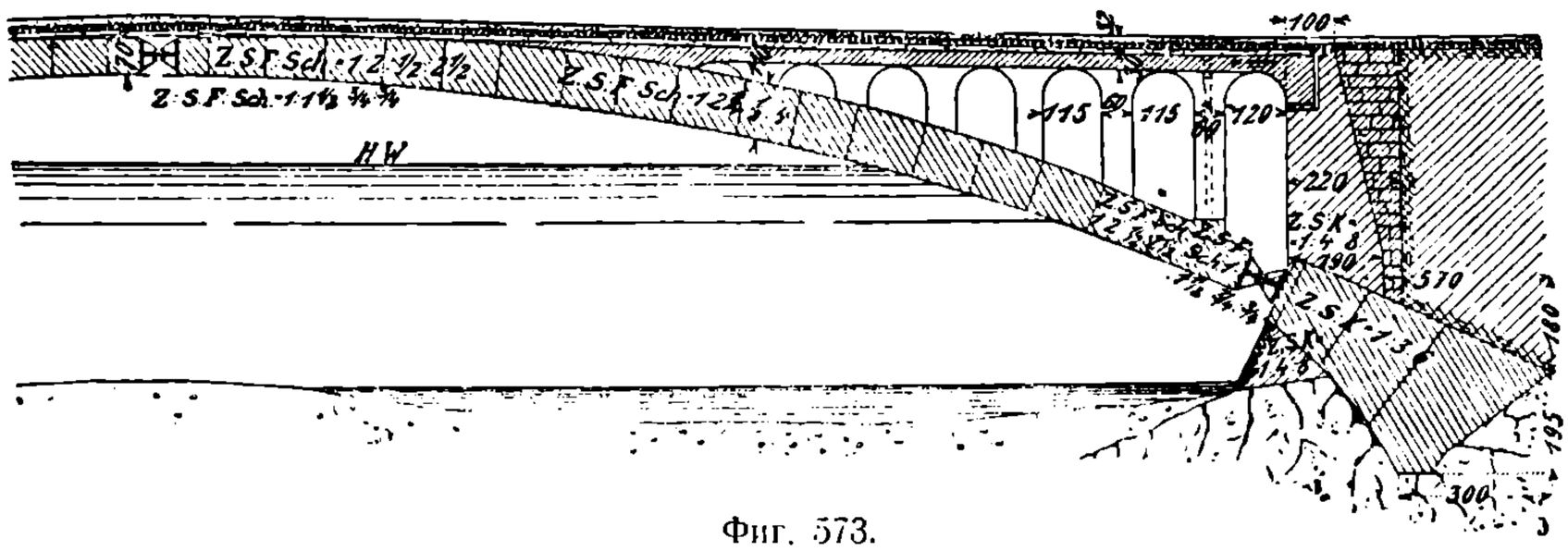
НБ УДУНТ (ДИТ)

Д. АРОЧНЫЕ МОСТЫ.

§ 10. СОСТАВЛЕНИЕ ЭСКИЗА.

64. Основные вопросы. — Составление эскиза моста начинается с нанесения на чертеж относящихся к нему местных данных; для речного моста это будут: профиль дна, границы отверстия, горизонты воды, напластования грунтов, профиль берегов и продольный профиль полотна моста; для виадуков наносится профиль полотна на мосту и оврага с обозначением грунтов.

При обсуждении общей системы моста должен быть уже решен вопрос о расположении езды поверху или понизу в связи с общими соображениями о величине пролетов, на которые предполагается разбить отверстие моста (п° 44



Фиг. 573.

Для обычных систем арочных мостов, когда полотно расположено над арками, при выборе пролетов можно начать с установления предельной его величины для данного случая. Величина предельного пролета зависит от величины стрелки, которая в свою очередь определяется положением полотна и положением пят.

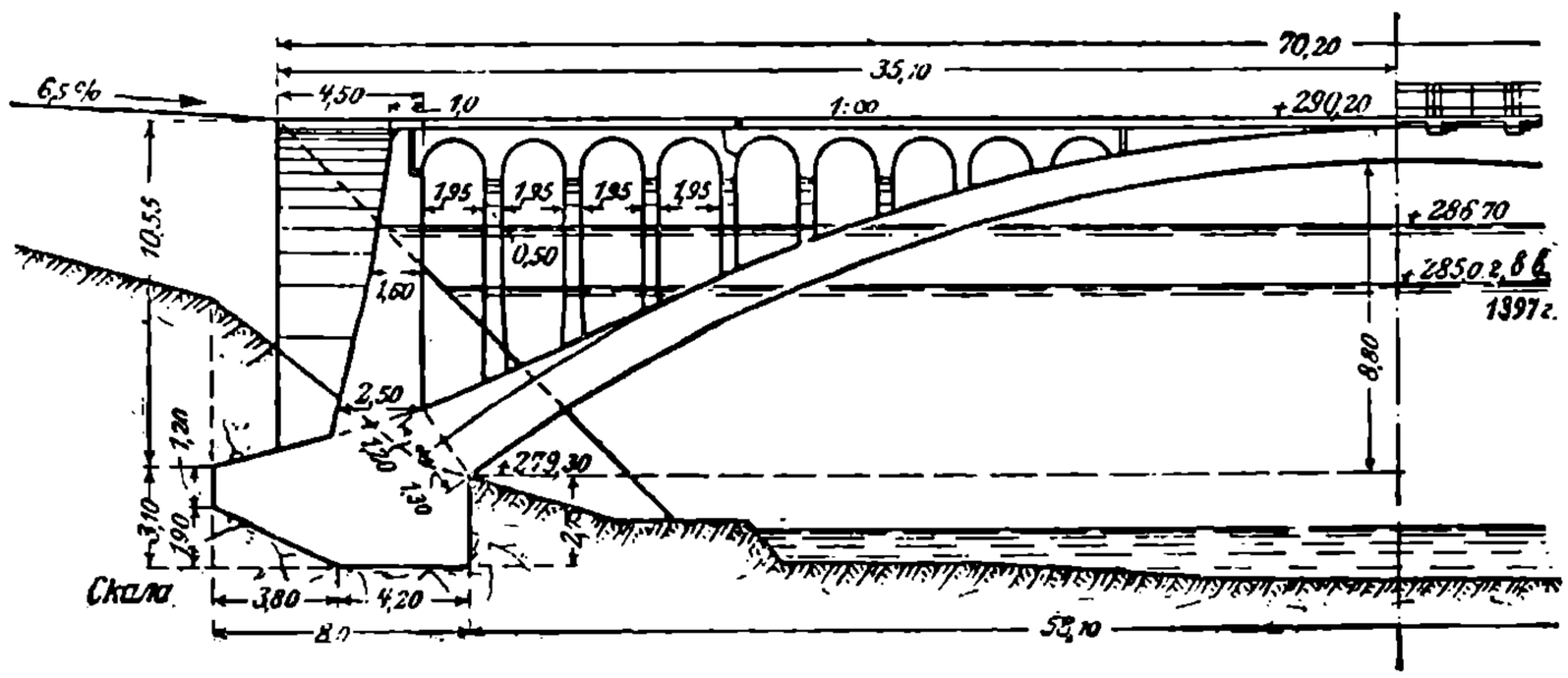
Вопрос о *положении пят* арок или свода и является первым важным вопросом составления эскиза. В этом отношении в частности возникает вопрос о положении пят относительно горизонтов воды. Пяты без шарниров так же, как пяты с бетонными шарнирами, всегда могут быть погружены в воду. Что касается пят с металлическими шарнирами, то, при достаточно хорошей защите последних от засорения, и они могут быть расположены в воде. Примером последнего случая может служить железнодорожный мост в Тюбингене (фиг. 305). Имеется, впрочем, пример (бетонный мост через Дунай близ Инцигкофена), когда металлические открытые шарниры в пятах поставлены почти на 2 *м* ниже высокой воды (фиг. 573).

НБ УДУНТ (ДГТ)

Но в виду возможности удара плывущих тел опускание пят в воду допустимо лишь для массивных арок и сплошных сводов.

При назначении пят свода ниже горизонта высокой воды следует обращать внимание на величину стеснения потока, производимого погруженными в воду частями пролетного строения. При глубоком погружении пологих сводов следует уменьшить стеснение потока устройством сквозного надсводного строения. Примером применения этого приема может служить тоже бетонный мост через р. Bober (фиг. 574), имеющий пролет 58,1 *м* и стрелку 8,8 *м*.

К глубокому опусканию пят следует прибегать в том случае, когда этим можно избегнуть устройства дорогой или неудобной, портящей реку промежуточной опоры. Пределом опускания пят должен быть по эстетическим соображениям уровень меженних или средних вод, которые стоят под мостом большую часть времени.



Фиг. 574.

Положение замка свода в первом приближении может быть взято на 1 *м* ниже поверхности полотна.

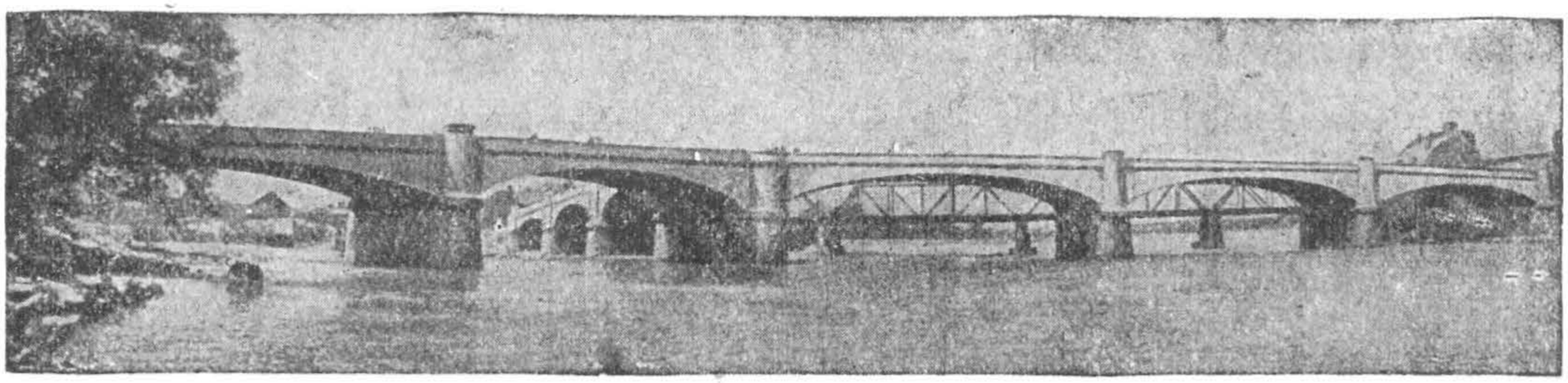
Если теперь выяснившуюся величину стрелки увеличить в 15 — 20 раз, то получим *предельный пролет свода.*

Если предельный пролет равен или больше отверстия моста, то можно стремиться к осуществлению моста в один пролет; для больших пролетов и пологих арок задача сводится к обеспечению устойчивости устоев. При слабых грунтах это трудно достижимо, если средства ограничены. Мост в Риме имеет пролет 100 *м* при стрелке $^1/_{10}$. Успех решения таких задач зависит от изобретательности конструктора; пологость свода в 1 : 20 еще практически не достигнута. Нормальной предельной пологостью можно считать 1 : 15. Пологость в 1 : 10 или 1 : 8 не считается затруднительной.

Если предельный пролет меньше отверстия, то надо делить последнее на несколько пролетов; в эстетическом отношении три пролета предпочтительнее двух, хотя и два пролета не исключаются при наличности некоторых местных условий; мост в Тюбингене естественным путем получился двухпролетным. При горизонтальном очертании карниза моста и два пролета дают удовлетворительный внешний вид.

НБ УДУНТ (ДГТ)

В мостах значительной длины при нескольких пролетах своды большой пологости требуют массивных быков в виду возможности одностороннего распора от временной нагрузки. Назначая в таких случаях арки с пологостью больше 1 : 8, следует немедленно же убедиться в допустимых размерах быков. Кроме того, капитальные мосты во время военных действий часто приводятся в негодность взрывом одного из быков или пролетных строений. Для таких случаев желательно сооружению придавать такие размеры, чтобы остальная часть его удержалась в целости. Уничтожение одного из сводов многопролетного моста при пологих сводах ставит в критическое положение смежные быки; для удержания остальных пролетов от обрушения потребуются значительные размеры быков, которые кроме расходов вызывают еще стеснение потока. По этим причинам многопролетные мосты с особенно пологими арками больших пролетов строятся сравнительно редко. Предельной нормальной пологостью здесь можно считать 1 : 10. В мостах с прочным соединением арок (ребер) с быками и устоями (сист. Геннебика) возможна и более значительная пологость.



Фиг. 575.

Примерами многопролетных железобетонных мостов с пологими сводами могут служить следующие мосты.

Мост в Zanesville, штат Огио в С. Америке (фиг. 575), построенный через реку в месте впадения в нее притока; соединяет сразу три берега при помощи трех лучей. Пролеты имеет от 24,69 до 37,21 *м* со стрелками от 1 : 8 до 1 : 16; очертание сводов эллиптическое.

Мост в Дайтоне, имеющий длину 180 *м* и ширину 17,2 *м*. Семь пролетов его равны от 21,03 до 25,29 *м* при стрелке около 1 : 10.

По системе Геннебика построен мост в Imphy в 10 пролетов по 30 *м* со стрелкой 1 : 12,5.

Мост через Neutra (Венгрия) имеет 6 пролетов по 17 *м* при стрелке 1 15.

Мост через Маас в Bouvignes имеет три пролета 41,0 + 32,5 + 41,0 *м* со стрелками 3,4 и 3,9 *м*, т. е. 1 : 12 и 1 : 8,3.

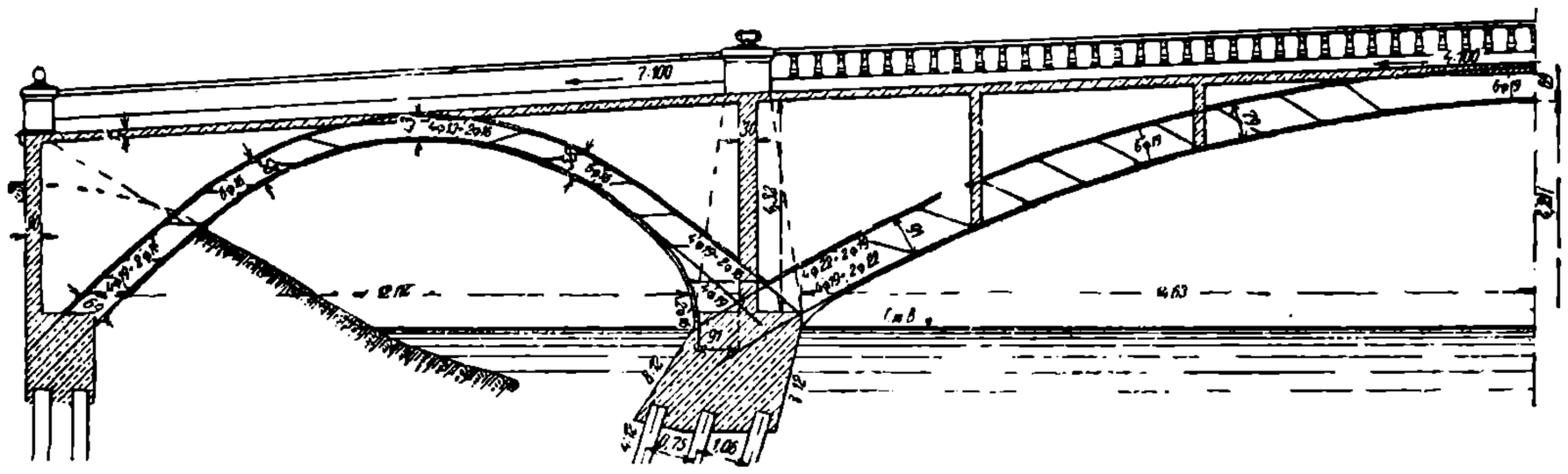
Мост под обыкновенную дорогу через Ruhr близ Blankenstein длиною 324 *м* с ездовым полотном шириною 8,5 *м* и с двумя тротуарами по 1,5 *м* имеет один пролет 45 *м* при пологости $^1/_9$ и 7 пролетов по 33 *м* при пологости $^1/_{7,2}$. Мост построен в 1927 году.

Руководствуясь этими данными и соображениями, а также профилем реки и данными о грунтах, намечают *число пролетов* и примерную *тол-*

НБ УДУНТ (ДИТ)

щину быков. Последняя в большинстве случаев на уровне пят сводов может быть взята в пределах от 1 : 10 до 1 : 13 большего из двух примыкающих пролетов. Железобетонные быки моста в Imphy имеют толщину 1,5 *м*, т. е. $^1/_{20}$ пролета; такие же быки моста в Шательро имеют толщину 2,5 *м*, т. е. тоже 1 : 20 пролета; мост в Bouvignes имеет два быка толщиною 2,73 *м*, т. е. 1 : 15 пролета; такую же относительную толщину имеет первый из речных быков моста через Мозель близ Novéant. В большинстве случаев столь тонкие быки имеют небольшую высоту и быстро утолщаются к фундаменту.

Теперь необходимо точнее определить положение центра тяжести поперечного сечения свода в замке, чтобы установить более точно величину стрелки, а затем подобрать величины пролетов в зависимости от стрелок так, чтобы распоры от постоянной нагрузки от двух примыкающих к быку сводов были равны между собою. Если полотно моста горизонтальнс, то пролеты должны быть одинаковой величины; при подъеме полотна к средине моста, средние пролеты должны быть больше боковых.



Фиг. 576.

По местным или эстетическим условиям иногда приходится отступать от подобной планировки и принимать особые меры для уравновешения распоров или для принятия одностороннего распора. Весьма рельефно это выражается в мосте, изображенном на фиг. 576, построенном в Venice (Калифорния). Средний пролет 30 *м*, боковые по 12 *м*. Уравновесить распоры от постоянной нагрузки можно искусственным загружением меньшего пролета слоем забутки и т. д.

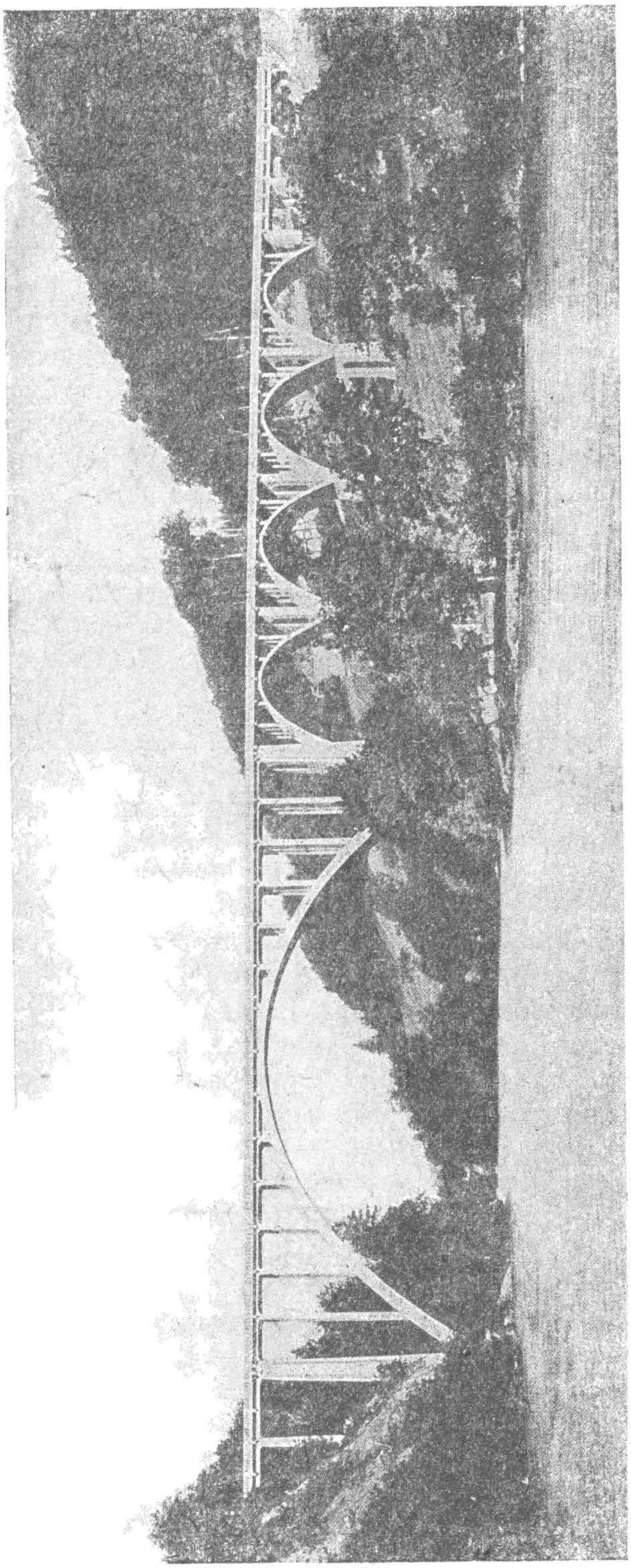
Не раз упоминавшийся мост в Bouvignes, наоборот, имеет средний пролет 32,5 *м*, боковые по 41 *м*; быки прямые, пяты среднего пролета приподняты немного.

Что касается *толщины сводов и арок* в замке, то таковая, как увидим из данных практики, колеблется в мостах под обыкновенную дорогу в пределах от $^1/_{100}$ до $^1/_{60}$ для сплошных сводов, около $^1/_{50}$ — $^1/_{60}$ для ребристых сводов и около $^1/_{45}$ — $^1/_{50}$ для отдельных арок.

Толщина мостовой или баласта назначается в зависимости от конструкции или по техническим условиям.

При подборе пролетов по условию равенства распоров от постоянной нагрузки для определения их величины следует пользоваться приближенной формулой.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 577. — Галенский виадук близ Берна (1912).

Мы видим, что для задания толщины пролетного строения в замке нужно уже решить вопрос о *системе арочного перекрытия:* сплошной свод, ребристый, параллельные своды, отдельные арки или какая-либо из особых систем — Геннебика, Майяра и пр.

Своды малых пролетов, устраиваемые из камня или бетона, отчасти по конструктивным соображениям, отчасти по условиям расчета, имеют значительную относительную толщину; применение в таких случаях железобетона для сплошных сводов дает чувствительную экономию в количестве материала. В первом отделе приведены примеры труб с толщиною свода 8 *см* ($^1/_{25}$) при пролете 2 *м* и 15 *см* при пролете 3 *м*; бетонные трубы должны иметь 40 — 50 *см*.

В сводах больших пролетов рационального очертания подвижная нагрузка, вызывающая растягивающие напряжения, имеет относительно собственного веса небольшое значение; Галенский виадук в Берне [1]) (фиг. 577), построенный в 1912 г., имеет большой свод пролетом 87 *м* в свету при стрелке 29,6 *м* и толщине в замке 1,15 *м* (1 : 80), в пятах 2,10 *м*; напряжения в

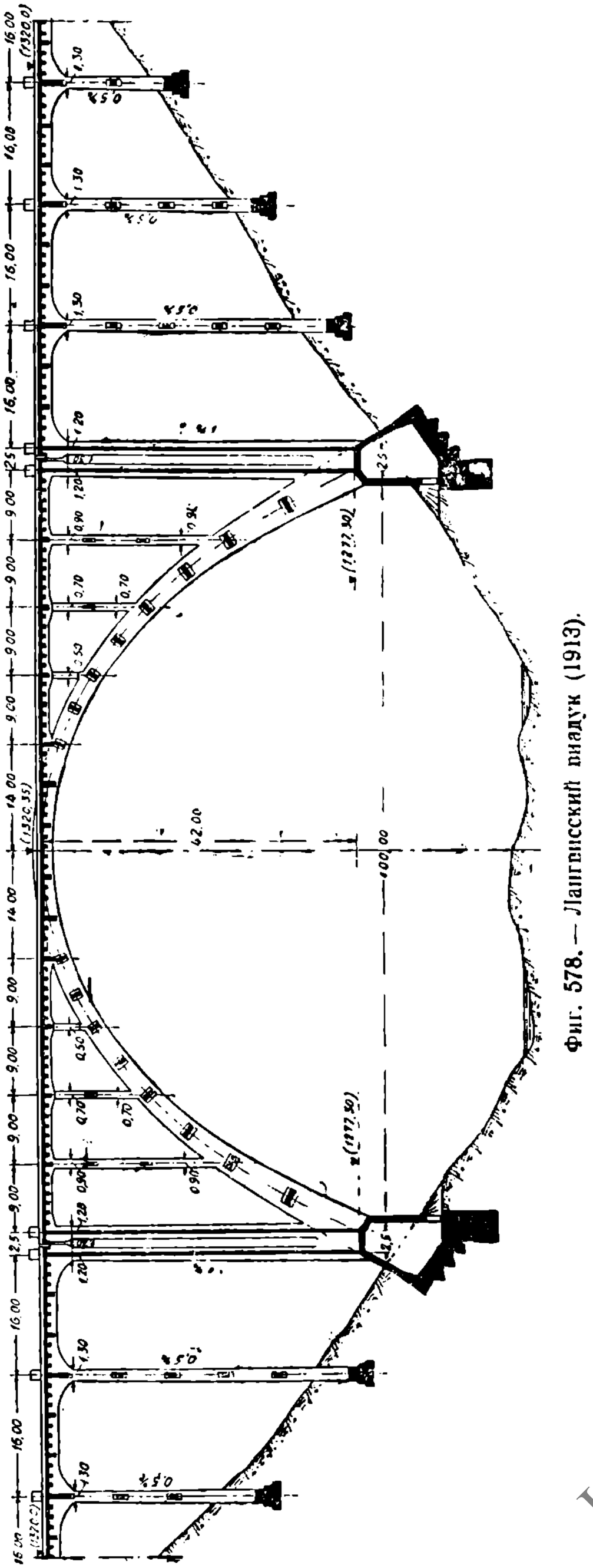
[1]) „Schweizerische Bauzeitung", 1914.

НБ УДУНТ (ДПТ)

нем с учетом действия колебаний температуры достигают на сжатие 33,6 и на растяжение 3 *кг/см*² (в пяте только); свод снабжен арматурой подобно Гмюндертобельскому виадуку под обыкновенную дорогу. В Гмюндертобельском виадуке при толщине свода 1 : 66 (пролет 79 *м*) растягивающих напряжений еще нет (стр. 122), достаточно одного бетона; то же самое можно сказать о Тюбингенском мосте с параллельными сильными (толщина около 1 : 30 пролета) сводами. В меньшей степени это применимо к своду Штрюмпфельбахского виадука под железную дорогу пролетом 15 *м* и толщиною 60 *см* (1 : 25); растягивающие напряжения достигают в нем 9,5 *кг/см*² (стр. 133), т. е. величины, не допустимой в чисто бетонном своде.

Отсюда можем заключить, что железобетонные сплошные своды средних и больших пролетов являются, собственно говоря, несколько облегченными бетонными сводами; характерная черта железобетона проявляется здесь мало, а потому и система железобетона не вполне утилизируется.

Придавать же своду при больших пролетах такую малую толщину, чтобы и железо напрягалось полностью, отчасти невозможно в виду высоких напряжений сжатия, отчасти рискованно в виду недостаточной разработанности вопроса об обеспечении жесткости тонких сводов. Ясно, что тонкий свод для жесткости



Фиг. 578. — Лаутенский виадук (1913).

НБ УДУНТ (ДИТ)

должен быть снабжен ребрами, а в таком случае мы получаем ребристый свод, который собственно и является настоящей железобетонной системой свода. Напряжения в своде моста через Мозель близ Novéant (стр. 165) показывают, что железо использовано почти полностью.

Сплошной свод гораздо тяжелее ребристого. Для железнодорожных мостов с целью смягчить действие подвижной нагрузки, в особенности при высоких опорах виадуков, можно рекомендовать сплошной свод. Однако мы знакомы с виадуками на линии Brasso — Fogaras, которые имеют отдельные арки; применение такой конструкции к железнодорожным мостам нельзя признать излишне смелым, если припомнить существующие железные арочные виадуки.

В применении этого типа в 1913 г. в Швейцарии сделан значительный шаг вперед постройкой Лангвисского виадука [1]) пролетом 100 *м* (фиг. 578).

Для высоких и узких виадуков типа Гмюндертобельского сплошной свод уместнее всякого другого. При большой ширине и пологости отдельные арки также дают вполне солидную конструкцию (см. виадук в Ауклэнде, стр. 175).

Если пролетное строение погружается пятами глубоко в воду, следует ставить сплошной или ребристый свод; в последнем случае плитную связь следует располагать у пят по нижним граням ребер.

Если по требованиям эстетики приходится придавать своду очертание, далеко отступающее от кривой давления, то неизбежные растягивающие напряжения требуют применения железобетона.

Применение арматуры Мелана, с целью обойтись без устройства кружал или значительно уменьшить затраты на них, также приводит к применению сплошного свода, хотя, впрочем, эта система дает возможность сделать свод ребристым; железные арки располагаются в ребрах свода; примером такой конструкции может служить виадук через Tagliamento (Италия) [2]).

Наиболее легкие железобетонные арочные конструкции с отдельно стоящими арками вполне уместны на шоссейных дорогах и на легких железных, когда экономические соображения стоят на первом месте. При больших пролетах, как упоминалось уже, и эта система дает вполне солидные по виду мосты.

Вырешив на основании тех или других соображений или по личному вкусу вопрос о системе пролетного строения, следует решить также вопрос о *шарнирах*. Шарниры устраивают прежде всего в тех случаях, когда свойства грунта не дают уверенности в стойкости опор; возможную осадку опор трудно учесть наперед; применение трех шарниров устраняет вполне это затруднение. Затем, очень пологие своды имеют значительные перемещения замка и повороты в пятах при колебаниях температуры, твердении бетона и при раскружаливании, когда возможны очень большие дополнительные напряжения в своде. Вместо того, чтобы увеличивать соответственно толщину свода и количество железа, можно применить с самым решительным успехом шарниры в пятах и в замке или только в пятах

---

[1]) „Schweizerische Bauzeitung", 1914.

[2]) *Kersten*, Bogenbrücken in Eisenbeton, 1910, S. 138.

НБ УДУНТ (ДИТ)

При устройстве трех шарниров форма арок и сводов получается довольно некрасивой; ее можно маскировать надсводным строением или приданием избыточной толщины в пятах и в замке.

Двухшарнирные своды строятся пока редко в виду того, что главная масса свода в таком случае располагается у замка, что невыгодно в смысле величины распора, а с другой стороны в замке остаются те неудобства, которые устранены в пятах. Более легкие системы из отдельно стоящих арок нашли применение в практике при двух шарнирах как в мостах с ездою понизу (мост через Werle [1]) близ Sazuflen), так и в мостах с ездою поверху (мост через р. Charles [2]) в Бостоне).

В настоящее время, когда на железных дорогах сильно увеличена подвижная нагрузка, которая в будущем еще будет расти, и когда механизация работ дает преимущества применению бетона перед камнем, должны найти большое применение шарниры в сводах и арках.

Бетон имеет более высокий коэффициент упругости (210000 *кг/см²*), нежели каменная кладка (67000 *кг/см²*); коэффициент расширения для бетона 0,000012 — больше, чем для камня (0,000008), и наконец усадка бетона увеличивает действие понижения температуры на 10 — 15°. Все это приводит к тому, что, если в каменных сводах либо нет растягивающих напряжений, либо они не велики и допустимы, то в таких же бетонных сводах получаются огромные растягивающие напряжения, совершенно недопустимые.

Проф. Шпангенберг [3]) приводит для сводов пролетом 45 *м* моста под обыкновенную дорогу при стрелке в $^1/_3$ следующие величины напряжений в *кг/см²*:

Напряжения	Каменный свод		Бетонный свод	
	верхн. вол.	нижн. вол.	верхн. вол.	нижн. вол.
в замке .	+ 23,1	+ 4,9	+ 33,9	— 7,8
в пяте .	+ 0,0	+ 26,6	— 19,6	+ 44,2

т. е. в то время как в каменном своде нет растягивающих напряжений в бетоне они достигают величины — 19,6 *кг/см²*. И напряжения на сжатие поднялись почти вдвое.

В виду этого бетонные своды почти всегда приходится снабжать арматурой, причем ее приходится ставить в очень большом количестве, особенно в пяте.

Шпангенберг указывает, что более выгодно применять *шарниры* для понижения количества арматуры. При трех шарнирах применение арматуры в 0,2% (например, 3 стержня по 16 *мм* на 1 *м*) дает возможность не

[1]) Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. VI, S. 652.

[2]) „Eng. Record", 1910, 17 дек.

[3]) *Spangenberg*. Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken, „Die Bautechnik", 1927, H. 25.

НБ УДУНТ (ДИТ)

увеличивать толщину свода в раменах, что приводит к уменьшению объема бетона до 30—35% и нагрузки на кружала до 20—30%. В эстетическом отношении свод очень выигрывает, так как толщина свода может быть взята всюду одинаковой. Арматура при этом слабо напрягается, что создает, однако, запас на случай увеличения веса подвижного состава.

Относительно двухшарнирных сводов Шпангенберг доказывает, что применение их гораздо выгоднее применения бесшарнирных сводов. Для бетонного свода пролетом 34 *м* со стрелкой $^1/_7$ под обыкновенную дорогу он получил при отсутствии арматуры и шарниров наибольшее напряжение на сжатие 60 *кг/см*^{2} и на растяжение 30,6 *кг/см*^{2}, тогда как для двухшарнирного свода без арматуры соответственные величины равны 44,4 и 7,2 *кг/см*^{2}. Наибольшие напряжения имеют место в $^1/_4$ пролета. В замке же будут сжатие 42,4 *кг/см*^{2} и растяжение 4,8 *кг/см*^{2}. При армировании двухшарнирного свода в количестве трех стержней по 16 *мм* на метр напряжения получаются на сжатие бетона 43,3 *кг/см*^{2} и 143 *кг/см*^{2} на растяжение железа.

Относительно *очертания свода* или арок положение достаточно ясное. За исключением редких случаев, когда требования эстетики расходятся с требованиями наибольшей экономности сооружения, очертание оси следует принимать по кривой давления. Среди различных приемов получения этой кривой (Толкмита, Леге и др.), наиболее простым, по нашему мнению, является прием графического или аналитического определения кривой давления для приблизительно намеченного свода и арки в предположении, что они имеют три шарнира. Приближенное очертание можно принимать для подъемистых сводов $f:l=0{,}5-1{,}0$ по эллипсу или параболе; для средней пологости сводов $f:l=0{,}25-0{,}5$ по параболе; для пологих $f:l<0{,}25$ — по кругу. В большинстве случаев достаточно при этом брать лишь одну постоянную нагрузку. Подробнее об этом речь идет в п^0 67.

Для окончательного выяснения конструкции свода или арок остается назначить *род арматуры*. Для отдельно стоящих арок применяется арматура из прутьев, как более экономная по своей приспособляемости к величине действующих усилий и более равномерно распределяющаяся по бетону. О преимуществах арматуры Мелана имели уже не один случай упоминать раньше. Когда конструктивная высота мала, например в путепроводах, то применение системы Мелана, дающей возможность обойтись без кружал, а следовательно выиграть в высоте, будет вполне целесообразным. Применение ее сокращает расход на дерево за счет увеличения расхода на железо. Количество арматуры в сводах, когда она из слабых прутьев, колеблется, примерно, около 0,5% в замке; когда она жесткая (система Мелана), количество железа составляет около 1,5%. Новые австрийские нормы предписывают количество арматуры для сводов не меньше 0,4% от площади сечения свода.

Следующим вопросом составления эскизного проекта арочного моста можно поставить вопрос о *системе надсводного строения*. Из первого отдела можно было видеть большое разнообразие в конструировании этой вспомогательной части пролетного строения. Прежде всего легко установить положение, что в случае применения отдельно стоящих арок проезжая

НБ УДУНТ (ДИТ)

часть вполне естественным путем должна быть поддержана колоннами. Полотно моста над пятами должно быть разрезано в поперечном направлении для устранения трещин и вообще натяжений при колебаниях замка свода или арок. Затем, как общее правило, проезжая часть в замке сливается со сводом или арками; для обеспечения поперечной жесткости надсводного строения из колонн можно придать этого рода жесткость каждому поперечному ряду колонн, связав его в жесткую раму; можно, с другой стороны ограничиться поперечным укреплением одного лишь крайнего ряда у пят; тогда жесткое в горизонтальной плоскости полотно моста, опираясь в замке на свод или арки, а в пятах на жесткие рамы, вполне обеспечит жесткость надсводного строения. В первом случае поперечные балки получаются независимо от конструкции проезжей части, их надо лишь использовать в смысле поперечных балок; во втором случае поперечные балки могут быть поставлены в качестве поперечных связей между прогонами проезжей части на значительном, сравнительно, расстоянии друг от друга.

Расстояние между колоннами вдоль моста определяет высоту прогонов, для которых колонны служат опорами. Эстетические соображения требуют, чтобы прогон, как второстепенная часть, не мешал господству свода или арки; лучше давать высоту прогона немного меньше. Исходя из примерно назначенной на этом основании высоты прогона, определяем соответствующий ей пролет, а затем размещаем колонны по фасаду, примерно, на этом расстоянии, принимая во внимание глухой участок над замком, концы над пятами, а главное *панель перил.* Последнее обстоятельство очень важно в отношении эстетическом; расстояние между стойками перил или парапета должно быть одинаково или по-своему закономерно; надсводные стойки должны согласоваться с положением стоек перил.

Перила конструируются без затруднений при расстоянии между стойками их 2—3 *м*; расстояние между колоннами должно быть, примерно, тоже 2—3, либо 4—6 *м.*

Что касается числа стоек или расстояния между ними в поперечном ряду, то таковое зависит при отдельных арках от числа последних и расстояния между ними. Число арок определяется шириною моста, условиями боковой устойчивости его и другими частностями конструкции как проезжей части, так и примыкающих опор.

Если опоры расположены на сухом месте, они могут быть возведены в виде отдельных массивов под каждую арку; в таком случае сокращение числа арок до двух приводит к существенной экономии на опорах.

Если опоры располагаются в водном потоке, отдельные массивы также возможны для широких мостов (мост des Amidonniers в Тулузе), но для устойчивости они должны быть достаточной ширины (по направлению течения); в таких случаях возможна комбинация из 2 широких или 4 узких арок, опирающихся попарно на отдельные массивы опоры.

Когда опоры занимают сплошь всю ширину моста, число арок может быть какое угодно в зависимости от конструкции проезжей части, а также от условий распределения в опорах сосредоточенного давления пят отдель-

НБ УДУНТ (ДИТ)

ных арок; чем тоньше и ниже опоры, тем гуще следует располагать арки Мост Garam (фиг. 349) имеет две широкие арки (1,3 *м*), над каждой из которых помещается пара стоек в поперечном ряду.

Для предварительных соображений о числе арок и расстоянии между ними необходимо использовать имеющийся уже практический материал по литературным источникам.

В случае применения ребристого свода, когда, как видно уже из этого обстоятельства, конструктор намерен полностью использовать свойства железобетона, наиболее целесообразным будет также применение колонн для передачи нагрузки на ребра свода. Число колонн в поперечном ряду, естественным путем отвечающее числу ребер, намечается в зависимости от этого последнего, а число ребер должно быть определено по действующим в своде усилиям и моментам, чтобы в зависимости от намеченной высоты ребер получить достаточно места для размещения арматуры. Расстояние между ребрами образцового моста через р. Мозель бл. Novéant равно 1,92 *м*; такое же расстояние имеет мост в Шательро; мост через Эмс-Везерский канал имеет между осями ребер 2,04 *м*.

При сплошном своде применение колонн возможно, но для более равномерного распределения давления на свод следует их располагать чаще или опирать их на свод через посредство особых балок, располагаемых по образующим свода под колоннами (виадук d'Avranches); при сравнительно толстых сводах Гмюндертобельского виадука этих балок не дано, а расстояние между колоннами принято 1,87 *м*.

При желании получить более жесткое в боковом направлении сооружение, вместо колонн ставят поперечные стенки, как, напр. (фиг. 264), виадук на линии Арзамас—Шихраны, или, наконец, заполняют пазухи сводов сплошь бетоном, как это, именно с этой целью, сделано в виадуке Штрюмпфельбах.

Что касается *ширины свода* или вообще пролетного строения, то таковая берется меньше ширины моста — более или менее, в зависимости от устройства свесов проезжей части или тротуаров над сводом.

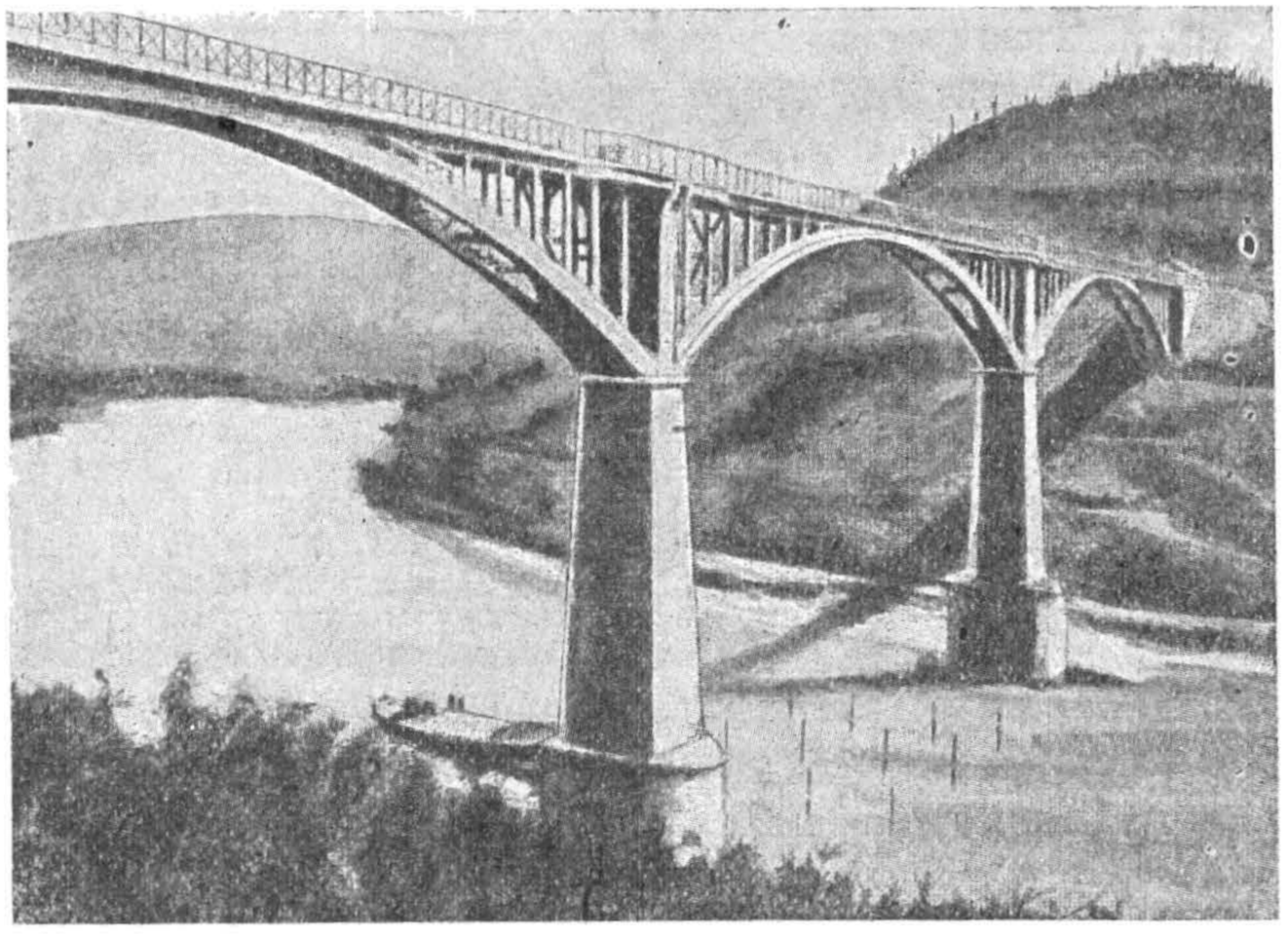
При больших пролетах ширина сводов определяется еще соображениями устойчивости свода на боковое опрокидывание и на выпучивание. В практике постройки каменных мостов предельной наименьшей шириной считается пока 1 : 22 пролета, бетонный мост Ла-Кайль пролетом 140 *м*. Гмюндертобельский виадук при пролете 79 *м* имеет ширину 6,5 *м* в замке (1 : 12) и 7,5 *м* (1 : 10,5) в пятах. Столь же подъемистый свод виадука Tiefengraben на линии узкой колеи имеет ширину в замке 3,25 *м* при пролете 40,0 *м* (1 : 12,3) с уширением к пятам до 5,20 *м*. Очень легкий виадук через Рону близ Pyrimont (фиг. 579) имеет пролеты по 54 *м* при ширине в замке 2,7 *м*, т. е. 1 : 20 пролета; в пятах ширина свода 3,05 *м*. Поперечная устойчивость на уровне грунта обеспечивается быками, ширина которых 3,5 *м* (1 : 15,4). Бетонный мост в Villeneuve (1916—1921) имеет две параллельные арки пролетом 97 *м*, и шириной 3,03 *м* (1 : 32).

В заключение соображений об эскизном проекте остается выяснить *форму устоев и быков*. В некоторых случаях эти части моста по компо-

НБ УДУНТ (ДИТ)

зиции находятся в тесной связи с пролетным строением; в других случаях их форма почти полностью определяется высотой пят над основанием, направлением давления и очертанием берега. Классической, так сказать, формы устои и быки имеет мост Garam (фиг. 349); эти формы получаются естественным путем при незначительной высоте и ширине моста. Относительно быка следует остановиться на форме ледореза; последний имеет здесь форму носовой части броненосца; в плане она видна на разрезе по *AB*, в профиль часть его показана на разрезе по *GH*.

В России для постоянных мостов широко применялась форма ледореза типа, представленного на фиг. 485; все мосты на Неве в Ленинграде снабжены такими ледорезами, независимо от ширины моста и длины быка



Фиг. 579. — Виадук через Рону близ Pyrimont.

вдоль по течению. Мы глубоко сомневаемся в целесообразности применения этой формы ледореза для большинства русских мостов, в том числе и для мостов через р. Неву. Наблюдая условия ледохода на Неве и действие ледорезов даже в таких трудных в отношении ледохода условиях, в каких находится Охтенский мост, мы приходим к заключению, что наличность пологого режущего ребра, удлиняющего бык и, почему-то, устраиваемого у нас непременно из весьма дорогих, огромных, гранитных, фасонных камней получистой тески, не имеет никакого значения в успешном прохождении льда. Пока лед крепок и способен взгромождаться по пологому ребру и разламываться на нем, до тех пор он на Неве стоит на месте в виде огромных карт, упирающихся в быки моста; при этом под напором воды и льда карты заклиниваются между двумя смежными быками и дают тем больший боковой распор, чем длиннее и положе нос ледореза. Когда же лед взломан и плывет, он настолько рыхл, что при ударе о бык без

НБ УДУНТ (ДПТ)

режущего ребра живая сила будет поглащена разрушением льда. Для узких железнодорожных мостов ледорез нашего типа оправдывается отчасти необходимостью обеспечить продольную устойчивость быка (по направлению течения), но в таком случае удлинение быка полезнее сделать уклоном в оба конца и из обыкновенной кладки.

Нам кажется этот вопрос заслуживает того, чтобы быть пересмотренным и освещенным тем материалом, который может быть получен по наблюдениям над проходом льда под огромным числом русских мостов.

Ледорез типа моста Garam может оказаться уместным во многих случаях в русских условиях, и переходить к более тяжелому типу ледореза следует лишь при наличности достаточных оснований, полученных с натуры.

Мост через Эмс-Везерский канал (фиг. 331) имеет устой более экономной формы, которая получена за счет добавления берегового пролета 8 *м* и отделения устоя арки от конструкции, сопрягающей мост с берегом. К тому же типу относятся устои моста Tavanasa (фиг. 418).

Опоры свода моста St.-Jean-la-Rivière (фиг. 421) сведены к устройству под пятами массивов небольших размеров в зависимости от давления, которое допускает скала. Береговые устои обычного типа балочных мостов.

Тот же характер опор имеет Гмюндертобельский виадук. Быки береговых участков представляют собою сплошные столбы прямоугольного очертания в плане, что, конечно, вполне уместно для быков, находящихся вне водного потока. Речные быки должны быть обязательно закруглены и заострены тем больше, чем быстрее течение и слабее грунт (см. Курс мостов, I ч.).

Устой моста с ездою понизу через р. Werra (фиг. 376) принимает форму, отвечающую широкой расстановке арок, дающей возможность удалить часть массива между арками. Такое же приспособление формы видно у путепроводов фиг. 337, 348.

При проектировании *виадуков* типа Штрюмпфельбах (фиг. 261) крупнейшим вопросом является назначение величины пролета. Она определяется ощупью сравнением различных комбинаций. В этом отношении ценную услугу могут оказать данные из практики.

В 1911 г. построен бетонный виадук рассматриваемого типа через Erbach [1]) (Westerwald), разбивка которого на пролеты произведена при помощи подробного сравнения целого ряда предварительных проектов. Наиболее дешевой оказалась комбинация из $2 \times 18{,}0\ м + 4 \times 31{,}0\ м + 3 \times 18{,}0\ м + 2 \times 15{,}0\ м$. Величины пролетов оказались почти равными высоте моста в соответственных местах (фиг. 580).

Гмюндертобельский виадук имеет береговые участки с пролетами 10,25 *м* при средней высоте опор до пят сводов 12 *м*; виадук Штрюмпфельбах при пролетах 15,2 *м* имеет высоту до линии пят около 15 *м*.

По этим виадукам можно заключить, что следует выбирать пролет, равный высоте опор от грунта до пят свода, иначе говоря, чтобы ниже линии пят в пролете получался квадрат.

---

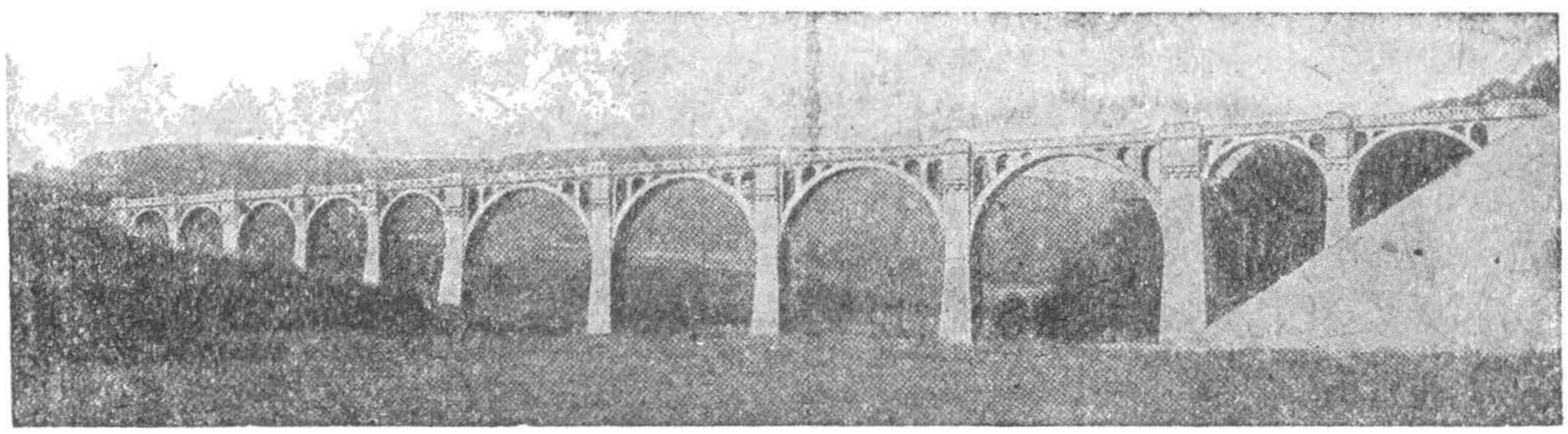
[1]) „Beton und Eisen", 1912, H,

НБ УДУНТ (ДИТ)

Бетонный виадук в Вашингтоне имеет пролеты 45,75 *м* при высоте всего моста около 40 *м*; виадук близ Pyrimont при высоте около 32 *м* имеет пролеты 54 *м*.

Очевидно, чем легче пролетное строение и чем массивней по сравненню с ним получается бык, тем выгодней увеличение пролета. На величине пролетов сказывается не только конструкция моста, но и имеющаяся в виду подвижная нагрузка. Чем тяжелее последняя и чем солидней сооружение, тем меньше пролеты, тем ближе к истине правило о квадрате. При более легких конструкциях лучше будет пользоваться правилом равенства пролета высоте всего моста. Во всяком случае без сравнения двух-трех вариантов трудно получить хороший проект.

Когда высокий виадук примыкает своими концами к высокой насыпи, как это имеет место в том же виадуке Strümpfelbach, серьезным конструктивным вопросом представляется форма устоя. В России в огромном большинстве случаев постройки высоких виадуков применялись чрезвычайно



Фиг. 580. — Виадук через Erbach (1911).

дорогие устои в виде сплошных массивов. Применение железобетона дает возможность удалить значительное количество кладки при помощи приемов, подобных примененному в виадуке Strümpfelbach (фиг. 261). Длина устоя поверху определяется положением устоя в конусе; по фиг. 260 заложение конуса равно сумме одного пролета, толщины быка и длины устоя вверху. Устой должен принять давление пят свода и передать на грунт; отсюда вытекает образование правой существенной ядровой части устоя по фиг. 261; затем по устою должен пройти путь от верха конуса до пролетного строения; эта задача может быть решена различно. На фиг. 261 путь поддержан плитой, перекрывающей пустоту над ядровой частью; плита поддерживается боковыми стенками устоя, и, чтобы эти стенки не подвергать давлению земли, последней прегражден доступ внутрь устоя специальной задней стенкой. Другое решение той же задачи, применимое при более длинных (по отношению к заложению конуса) устоях, дано в виадуке Гмюндертобель (фиг. 254). Чрезвычайно легкий тип устоя получается по способу, примененному в виадуках Brasso—Fogaras (фиг. 341) в связи с общей балочной конструкцией береговых участков их. Однако здесь надо считаться с возможностью излома тонких высоких стоек напором земли при осадке ее после засыпки. На фиг 264 дан тип весьма сжатого устоя.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Вообще, устой высокого виадука дает большой простор изобретательности конструктора. Некоторые типы приведены в I части общего курса мостов.

65. Практические данные. — Некоторые данные о размерах сводов и арок построенных мостов приведены в таблицах 22—25.

Таблица 22. — Данные о мостах под обыкновенную дорогу со сплошными сводами [1]).

Название моста	Год постройки	Пролеты l м	Стрелка f м	$\frac{f}{l}$	Толщина свода м: в замке e_0	в пятах	в $^1/_4$ пролета	$\frac{e_0}{l}$	Примечания
Гмюндертобельский виад.	1908	79,0	26,5	1 : 2,9	1,20	2,13	—	1 : 66	без шарниров
М. через Menomoneetal .	1909	76,8	17,39	1 : 4,4	1,20	2,40	—	1 : 64	Мелана;—без шарн.
М. ч. Изар у Грюнвальда	1904	2×70,0	12,8	1 : 5,5	0,80	0,90	1,20	1 : 87,5	3 шарнира
М. ч. Idriaschlucht .	1906	55,0	13,0	1 : 4,2	0,55	0,95	—	1 : 100	без шарниров
М. в Штейре .	1898	42,2	2,61	1 : 16,2	0,60	0,70	0,80	1 : 70	Мелана;—3 шарн.
М. Werra в Мейнингене .	1900	40,0	3,7	1 : 10,8	0,70	0,90	—	1 : 57	Мелана;—без шарн.
М. в Zanesville . .	1901	3×37,21	3,2	1 : 11,6	0,76	2,40	—	1 : 50	без шарниров
		+ 36,72							
		+3×24,69							
М. Albula бл. Sils . . .	1907	37,0	4,7	1 : 7,9	0,48	0,58	—	1 : 77	3 шарнира
М. ч. Эльбу бл. Döberney	1908	34,0	3,9	1 : 8,7	0,58	0,95	—	1 : 59	Мелана;—без шарн
М. в Goat-Island, Ниагара	1900	33,53	3,50	1 : 9,6	1,02	1,93	—	1 : 33	без шарниров
		+2×31,55	3,05	1 : 10,3	0,96	1,78	—	1 : 33	без шарниров
М. в Лайбахе .	1901	33,0	4,37	1 : 7,6	0,50	0,65	0,70	1 : 66	Мелана;—3 шарн.
М. в Danville, С.Ш.С.А. .	1905	30,0	12,0	1 : 2,5	1,20	3,60	—	1 : 25	без шарниров
		+2×24,0							

Из них можно вывести следующие заключения:

1) Достигнутая в настоящее время предельная пологость сводов и арок равна 1 : 17,2; осуществлена при небольшом, сравнительно, пролете 34,5 *м*.

2) Толщина сплошных сводов редко принимается в 1 : 100 пролета, часто около 1 : 60 для сводов без шарниров и около 1 : 75 для сводов с 3 шарнирами. Исключение составляют американские мосты, которые имеют толщину в замке около 1 : 30.

3) Высота ребер в ребристых сводах (табл. 23) немного больше толщины сводов сплошных; во французских мостах она составляет около 1 : 90 пролета, в немецких около 1 : 55.

4) Такое же, примерно, соотношение наблюдается и в высоте отдельно расположенных арок (табл. 24).

[1]) Данные о новейших мостах приведены в тексте при описании конструкции.

НБ УДУНТ (ДГТ)

Таблица 23.—Данные о мостах под обыкновенную дорогу с ребристыми сводами.

Название моста	Год постройки	Пролеты l м	Стрелка f м	$\frac{f}{l}$	Высота ребра м: в замке e_0	в пятах	в $\frac{1}{4}$ пролета	$\frac{e_0}{l}$	Примечания
M. Bormida, Италия . .	1908	51,0	5,10	1 : 10	0,60	1,00	—	1 : 85	4 ребра
M. в Шательро . .	1899	50,0	4,8	1 : 10,4	0,51	0,91	—	1 : 93	4 ребра, шир. 50 *см*; плита 20 *см*
		+2×40,0	4,0	1 : 10	0,44	0,80	—	1 : 91	
M. ч. Эмс-Везерский кан.	1911	49,9	8,15	1 : 6,1	0,85	1,10	0,97	1 : 59	3 шарн.; плита 15 *см*
M. ч. Мозель бл. Novéant	1909	47,0	7,0	1 : 6,7	0,88	1,35	—	1 : 53	4 ребра, шир. 44 *см*; плита 26 *см*
		+ 40,0	5,2	1 : 7,7	0,86	1,30	—	1 : 47	
		+ 30,0	3,9	1 : 8,5	0,80	1,30	—	1 : 38	
M. ч. Эмс-Везерский кан. (Kohlenweg) .	1911	46,5	4,12	1 : 11,3	0,75	0,85	1,03	1 : 62	3 шарн.; 4 ребра шир. 40 *см*
Виад. St. Jean-la-Rivière .	1908	45,5	12,37	1 : 3,7	0,55	1,10	—	1 : 83	2 ребра шир. 52 *см*
M. ч. Astico, Италия . .	1909	34,5	2,0	1 : 17,2	—	—	—	—	без шарниров

Таблица 24.—Данные о мостах под обыкновенную дорогу с отдельными арками.

Название моста	Год постройки	Пролеты м	Стрелка f м	$\frac{f}{l}$	Число арок	Ширина арок м	Высота арок: в замке e_0	в пятах	$\frac{e_0}{l}$	Примечания
M. Tagliamento бл. Pinzano	1903	3×48,0	24,0	1 : 2,0	2	—	2,0	3,0	1 : 24	арм. Мелана
M. ч. Луару бл. Décize .	1905	2×55,9	4,66	1 : 12	4	—	0,50		1 : 112	
M. в Deurne-Merxem . .	1906	3×44,0	6,8	1 : 6,5	6	0,35	0,70	0,70	1 63	
		+2×22.0								
M. в Venice, Калифорния	1906	30,0	4,0	1 : 7,5	3	0,32	0,70	1,00	1 : 43	
M. ч. Рону бл. Pyrimont .	1907	5×51,5	7,6	1 : 6,8	2	0,40	0,60	1,00	1 : 86	
M. ч. Garam, Венгрия . .	1908	3×40,0	4,0	1 : 10	2	1,30	0,77	1,20	1 : 52	
M. ч. Orménye̊s, Венгрия	1908	2×30,0	6,7	1 : 4,5	4	0,40	0,55	0,85	1 : 55	
M. в Auckland, Австралия	1910	96,0	25,6	1 : 3,6	2	1,22—1,4	1,68	3,05	1 : 57	3 шарнира
M. Meadow в Питсбурге	1910	63,7	14,06	1 : 4,6	3	1,14—1,52	1,52	1,88	1 : 42	
M. Carnon бл. Монпелье	1910	31,0	2,5	1 : 12,4	2	0,5	—	—	—	3 шарнира
M. в Екатеринославе (проект)	1915	39,05	8,15	1 : 4,8	4	0,75	0,90	1,20	1 : 43	без шарнир.
		37,0	7,38	1 : 5,0	4	0,75	0,85	1,00	1 : 43	
		35,1?	6,65	1 : 5,3	4	0,75	0,81	1,00	1 : 43	

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 25.—Данные о мостах под железную дорогу.

Название моста	Год постройки	Пролет *м*	Стрелка *f м*	$\frac{f}{l}$	Толщина свода *м*		Примечания
					в замке	в пятах	
Виадук d'Avranches .	1905	33,6	7,15	1 4,7	0,35	0,45	сильные прогоны; арм. Консидера
Виадук бл. Fogaras .	1908	57,0	21,4	1 2,7	1,35	3,20	2 ребра, шир. 0,6 *м*
М. в Тюбингене .	1909	2 × 34,0					
		(28,0)	2,55	1 11,0	1,06	1,20	2 арки шир. 1,3 *м* — 3 шарнира
M. Grand-River бл. Painesville .	1909	48,77	21,89	1 2,2	2,1	3,96	без шарниров; шир. 20 *м*
		+ 2 × 21					
M. Paulins-Kill, С.Ш.С.А.	1910	5 × 36,6	18,29	1 : 2	1,83	3,66	без шарниров
		+ 2 × 30,5	15,25	1 2	1,52	3.66	
M. Delaware, С.Ш.С.А.	1910	5 × 45,7	12,19	1 3,8	1,83	5,4	без шарниров
		+ 2 × 36,6	12,19	1 3,0	1,63	5,4	
M. Charles в Бостоне	1911	5 × 38,5	5,89	1 : 6,5	1,37	1,83	2 арки с 2 шарнирами, шир. 1,22 *м*
		+ 4 × 31		1 5,3			
		+ 38,5		1 6,5	„	„	
Виад. Strümpfelbach .	—	6 × 15,2	„	1 2	0,60	0,90	
Виад. Арзамас—Шихраны	1916	3 × 22,84	7,14	1 : 3,2	0,75	1,05	без шарниров
		12 × 18,30	5,72	1 : 3,2	0,65	0,95	
Виад. Мерефа — Херсон .	1917	3 × 33,0	10,70	1 3,1	0,80	1,20	без шарниров; шир. 4,0 *м*.
Виад. у м. через р. Амур	1916	6 × 33,0	10,70	1 : 3,1	0,80	1,20	без шарниров; шир. 5,60 *м* с экип. проездом.

5) Что касается мостов железнодорожных (табл. 25), то, за исключением виадука d'Avranches, толщина сводов или высота арок принята в пределах от 1 : 20 до 1 : 40. Виадук d'Avranches относится к особой системе, в которой работа свода на изгиб значительно уменьшена жесткими прогонами.

Толщина чисто бетонных сводов в замке в мостах под обыкновенную дорогу колеблется в пределах от 1 : 40 до 1 : 70, в среднем составляет около 1 : 50; в мостах под железную дорогу от 1 : 30 до 1 : 50, в среднем около 1 : 40.

Таким образом железобетонные своды под обыкновенную дорогу, примерно, в $1^1/_2$ раза тоньше, чем чисто бетонные; в мостах под железную дорогу разница получается лишь в 20—25%.

Затем французская школа стремится полнее использовать свойство железобетонных сводов сопротивляться изгибу и назначает толщину их, недоступную для бетонных и каменных сводов. Немецкая школа пользуется железобетоном для сводов осторожно, с некоторым недоверием, назначая размеры, мало разнящиеся от размеров для сводов бетонных; большею

НБ УДУНТ (ДИТ)

частью присутствие железа она относит в запас на неучтенные при проектировании воздействия. Особенно резко это сказывается в мостах железнодорожных.

Проектирование железобетонных виадуков под железную дорогу в наших русских условиях показывает, что арматуру в своде, особенно в пятах (до 2%) приходится ставить вследствие значительных напряжений от колебаний температуры, в связи с учетом торможения и пр., и главным образом приходится ставить для ***понижения напряжений бетона на сжатие***; вместо этого можно давать своду в пяте менее [1]) значительную толщину или вводить шарниры.

По вопросу об условиях перехода от бетонных сводов к железобетонным находим интересный материал в исследовании Циммермана [2]) о трехшарнирных сводах.

Мост под обыкновенную дорогу с тяжелой нагрузкой должен иметь пролет 60 *м* при стрелке 5 *м*; при легком надсводном строении из железобетона, (на колоннах) сплошной *бетонный* свод должен иметь толщину в замке 56 *см*, в $^1/_4$ пролета 111 *см*; при этом наибольшие напряжения будут иметь величину 71 *кг/см*^{2}. Если на бетон можно допустить лишь 40 *кг/см*^{2}, то такой свод осуществим только из железобетона, причем железа нужно поставить 5%. Увеличение толщины свода сопряжено с неполным использованием материала, а, кроме того, утолщение должно быть более сильное, чем понижение напряжений. Напр., увеличение толщины свода вдвое увеличит примерно вдвое и распор от постоянной нагрузки, полный распор увеличится примерно на 75%, а напряжения уменьшатся всего на 25%, т. е. будут все же высокими. Применение для этого случая железобетона окажется весьма выгодным как для свода, так и для опор. Железо будет поставлено здесь именно для усиления бетона на сжатие.

Другой пример. Пролет в свету 53,9 *м*; мост под обыкновенную дорогу с тяжелой нагрузкой; конструктивная высота в пятах 9,0 *м*. Сплошной бетонный свод при $l = 54{,}4$ *м*, $f : l = 1 : 7$ должен иметь толщину в замке 74 *см*, в $^1/_4$ пролета — 150 *см* при наибольших напряжениях 34,3 *кг/см*^{2}. Сплошной железобетонный свод не может дать чувствительной экономии, так как уменьшение толщины увеличивает напряжения сжатия, придется ставить много железа. Но ребристый свод дает стрелку 1 : 7,7 при толщине в замке 100 *см* и в $^1/_4$ пролета 201 *см*; если массу ребер распределить по всей ширине свода, то эти толщины соответственно будут 22 и 45 *см* при 5,5% железа. Масса свода уменьшается более чем в 3 раза, что также указывает на выгодность применения железобетона.

Мы думаем, что применение железобетона в сводах мостов должно иметь источником желание уменьшить вес пролетного строения, величину распора и вертикального давления на опоры, а следовательно и размеры

---

[1]) Мысль, разрушающая вековой обычай утолщать свод к пяте, обоснована уменьшением момента изгиба; применена для моста пролетом 126 *м*. Conflans-Fin-d'Oise. „Génie Civil" t. 96, n° 5, p. 101.

[2]) *Karl Zimmermann*, Der Dreigelenkbogen aus Stein, Beton oder Eisenbeton, Stuttgart und Leipzig, 1909.—

НБ УДУНТ (ДИТ)

последних, и в конечном результате — стоимость моста. Если легкость железобетонного моста не отвечает его назначению, напр., для железной дороги, то следует применить бетон по крайней мере для свода. С этой точки зрения виадуки линии Brasso — Fogaras построены с большей последовательностью, нежели виадуки линии Schorndorf—Welzheim (фиг. 261), в которых по железобетонным сводам сделана сплошная бетонная забутка с целью увеличить массу моста; тот же прием раньше применен Mörsch'ем в боковых участках виадука Гмюндертобель. Подобная забутка парализует, конечно, существенные свойства железобетона, и, вероятно, выгоднее было бы часть забутки отнести к своду и выбросить железо.

Итак, в выборе толщины сводов и арок необходимо придерживаться следующего порядка: на основании данных выше приведенных таблиц назначить толщину в первом приближении; полученную конструкцую подвергнуть изучению при помощи упрощенных расчетов, на основании которых выбрать как очертание оси свода, так и его толщину; при этом то или иное отношение к железобетону в применении к данному случаю может быть выражено величинами допускаемых напряжений как для бетона, так и для железа.

66. Очертание сводов и арок и назначение главнейших размеров. — Задавшись предварительными размерами свода, устоев и быков, приступают к поверке их приближенными подсчетами. Проезжая часть и надсводное строение могут быть изучены по приемам, указанным в отделе балочных мостов. Поверка устоев и быков, когда найдены действующие на них усилия, представляет самую обыкновенную задачу статики. Сложнее обстоит вопрос со сводами и арками, на которых здесь и остановимся.

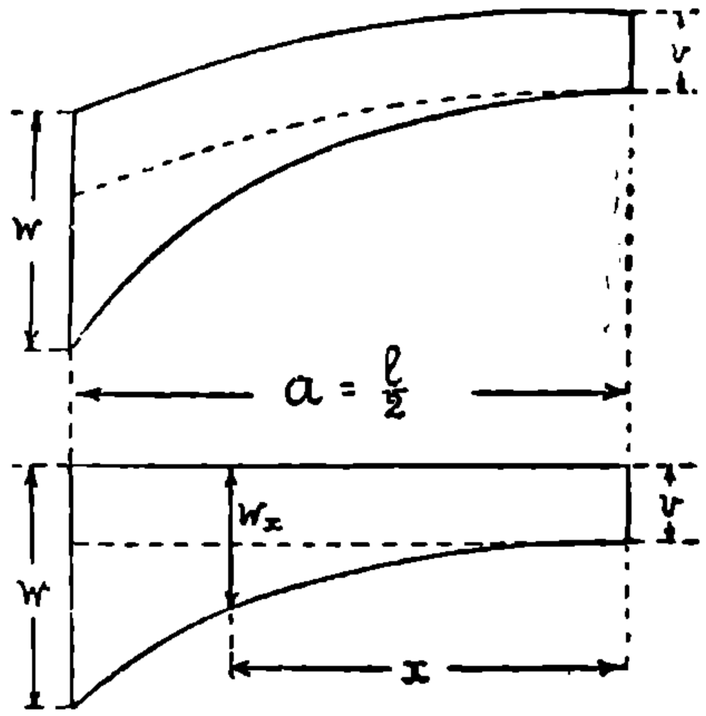
В n⁰ 65 мы упомянули, что очертание свода или арки подбирается такое, чтобы кривая давления от постоянной нагрузки, в предположении трех шарниров, совпала с серединной кривой свода, которую для краткости будем называть „осью“ свода; там же мы указали кривые, которыми следует задаваться для построения искомой кривой давления. Возможны, конечно, случаи, когда найденная кривая давления так сильно будет отличаться от первого задания очертания свода, что придется построить новую кривую давления по исправленному очертанию свода; в особенности это возможно в случаях подъемистых сводов, примерно со стрелкой больше 1 : 4 пролета. Но двукратного построения кривой давления будет достаточно. Для сводов и арок со стрелой от $^1/_4$ до $^1/_8$ способ Легея, благодаря данным им таблицам, дает искомую ось аналитически довольно быстро и с достаточной точностью [1]).

1. *Трехшарнирный свод.* — Итак, взяв для предварительных исследований ту или другую кривую за ось свода, назначим приблизительные размеры свода. Для *трехшарнирных* сводов нужно задать толщину в замке, в пятах и в $^1/_4$ пролета (в раменах). Толщины, которые можно наметить по данным о существующих мостах, послужат для определения первых приближенных значений расчетного пролета *l* и стрелки *f*. Затем обычным

[1]) См. наш Курс мостов, ч. II, отд. I, 1925, стр. 158.

НБ УДУНТ (ДИТ)

приемом приводим постоянную нагрузку на свод над замком и над пятой к материалу свода и к сплошному ее распределению по своду; последнее нужно, очевидно, сделать в том случае, когда надсводное строение сквозное. Свод берем для изучения шириной (поперек моста) единица. Если имеем дело с ребристым сводом, то приводим все к ребру шириною единица; найденная толщина свода будет относиться к высоте ребра, а ширина ребра останется пока, как предположено было по данным о существующих сооружениях. Пусть для симметричного свода высота приведенной нагрузки в замке, считая и свод — v, в пяте — w (фиг. 581); из этой нагрузки мы можем выделить полосу равномерной нагрузки v; останется еще часть, изображаемая некоторой площадью, имеющей в замке ординату нуль, а в пяте $w-v$; эту площадь можно ограничить сверху прямой, а снизу параболой с вертикальной осью и вершиной в замке свода. Тогда имеем:



Фиг. 581.

площадь равномерной нагрузки $v \cdot a$;

момент ее относительно пяты $\frac{va^2}{2}$;

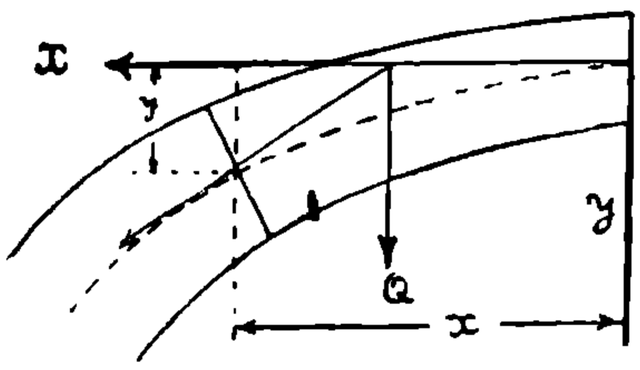
площадь остальной нагрузки $\frac{(w-v)\,a}{3}$; плечо $\frac{a}{4}$;

момент ее относительно пяты $\frac{(w-v)\,a^2}{12}$.

Распор от постоянной нагрузки будет

$$H_q = \frac{a^2}{12f}\,(5\,v + w); \qquad [a]$$

он выражен здесь в единице веса, равной весу куб. единицы материала свода.



Фиг. 582.

Оставаясь при принятом предположении о распределении постоянной нагрузки, легко приблизительно определить ординаты y точек кривой давления, и тем точнее, чем положе свод, так как в нижеследующем вместо радиального шва (фиг. 582) берется вертикальный шов. Имеем:

$$y = \frac{M}{H_q}$$

где H_q — по формуле $[a]$, M — момент постоянной нагрузки Q участка свода относительчо вертикального сечения x. По предыдущему

$$M = \frac{x^2}{12}\,(5v + w_x),$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

где w_x ордината нагрузки в сечении x (фиг. 581); она выражается так:

$$w_x = v + \frac{(w - v)\ x^2}{a^2} = v\ (1 - k^2) + wk^2,$$

где $k = x : a$.

Для $x = \frac{a}{4}$, $k = 0{,}25$

$$w_x = 0{,}94\ v + 0{,}063\ w,$$

$$y = \frac{a^2}{192\ H_q}\ (5{,}94\ v + 0{,}063\ w);$$

для $x = \frac{a}{2}$, $k = 0{,}5$

$$w_x = 0{,}75\ v + 0{,}25\ w, \qquad [b]$$

$$y = \frac{a^2}{48\ H_q}\ (5{,}75\ v + 0{,}25\ w); \qquad [c]$$

для $x = \frac{3a}{4}$, $k = 0{,}75$

$$w_x = 0{,}437\ v + 0{,}563\ w,$$

$$y = \frac{3a^2}{64\ H_q}\ (5{,}437\ v + 0{,}563\ w).$$

По пяти точкам для полусвода можно вычертить коробовую кривую, проходящую через них, и взять ее за ось свода для нижеследующих исследований.

Распор H_p от временной нагрузки (толпы и грузовика) легко получить по линии влияния, которая будет иметь вид треугольника с основанием l и высотой $\frac{l}{4f}$ (см. приложения п⁰ 3).

Полный распор $H = H_q + H_p$ при заданном допускаемом напряжении на бетон σ_b определяет толщину свода в замке

$$e = \frac{H}{\sigma_b};$$

при учете железа на сжатие толщина будет

$$e = \frac{H}{\sigma_b\ (1 + 15 \cdot 0{,}01 \cdot p)},$$

где p — количество железа в % относительно площади сечения свода в замке; для первого приближения можно взять $p = 0{,}5$ для сплошных сводов и $p = 1{,}0$ для ребристых или отдельных арок.

Находим вертикальную составляющую A_p давления в пяте свода, как давление на опору простой балки пролета l при загружении на max H_p. От постоянной нагрузки

$$A_q = \frac{v\,l}{2} + \frac{(w - v)\,l}{6} = \frac{a\,(2\,v + w)}{3}.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Зная H и A, находим направление давления R в пяте; пятовый шов намечаем перпендикулярно к найденному направлению, а толщину свода здесь принимаем равной

$$e' = \frac{e_0}{\cos\theta} = \frac{e_0 R}{H},$$

где θ угол наклона R к горизонту. Имея e_0, e' и наклон этого шва, можем точнее установить пролет l и стрелку f.

Для определения толщины свода в $^1/_4$ пролета находим момент изгиба для этого сечения, соответствующий наибольшему сжатию нижнего волокна при одностороннем загружении свода подвижной нагрузкой; при постоянной нагрузке давление проходит через центр тяжести сечения по условию выбора оси свода по кривой давления от постоянной нагрузки, т. е. изгибающий момент появляется только от временной нагрузки.

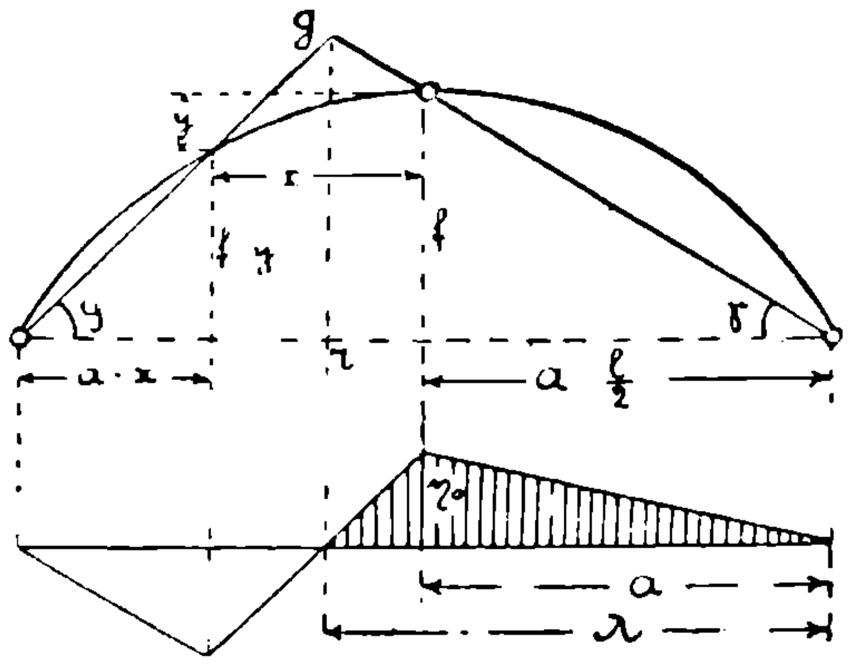
По фиг. 583 линия влияния для момента в сечении x, y определяется величинами λ и η_0;

$$\lambda = \frac{2a^2(f-y)}{f(2a-x)-ay}$$

для $^1/_4$ пролета будем иметь

$$\lambda = \frac{4a(f-y)}{3f-2y},$$

где y для $^1/_4$ пролета берется по формуле [b].



Фиг. 583.

По формуле из п° 3 приложений (здесь x отсчитывается от пяты, а y от линии, проходящей через пяты)

$$\eta_0 = \frac{1}{2}\left(x - a\frac{y}{f}\right);$$

для сечения в $^1/_4$ пролета

$$\eta_{10} = 0{,}5\ a\left(0{,}5 - \frac{y}{f}\right).$$

Находим по линии влияния max M_x для сечения в $^1/_4$ пролета. По линии влияния для распора находим соответственное H'_p; полный распор для этого случая загружения будет

$$H_1 = H_q + H'_p$$

Затем как для простой балки находим V_1 для рассматриваемого сечения при действии постоянной и найденной односторонней временной нагрузки. После этого имеем

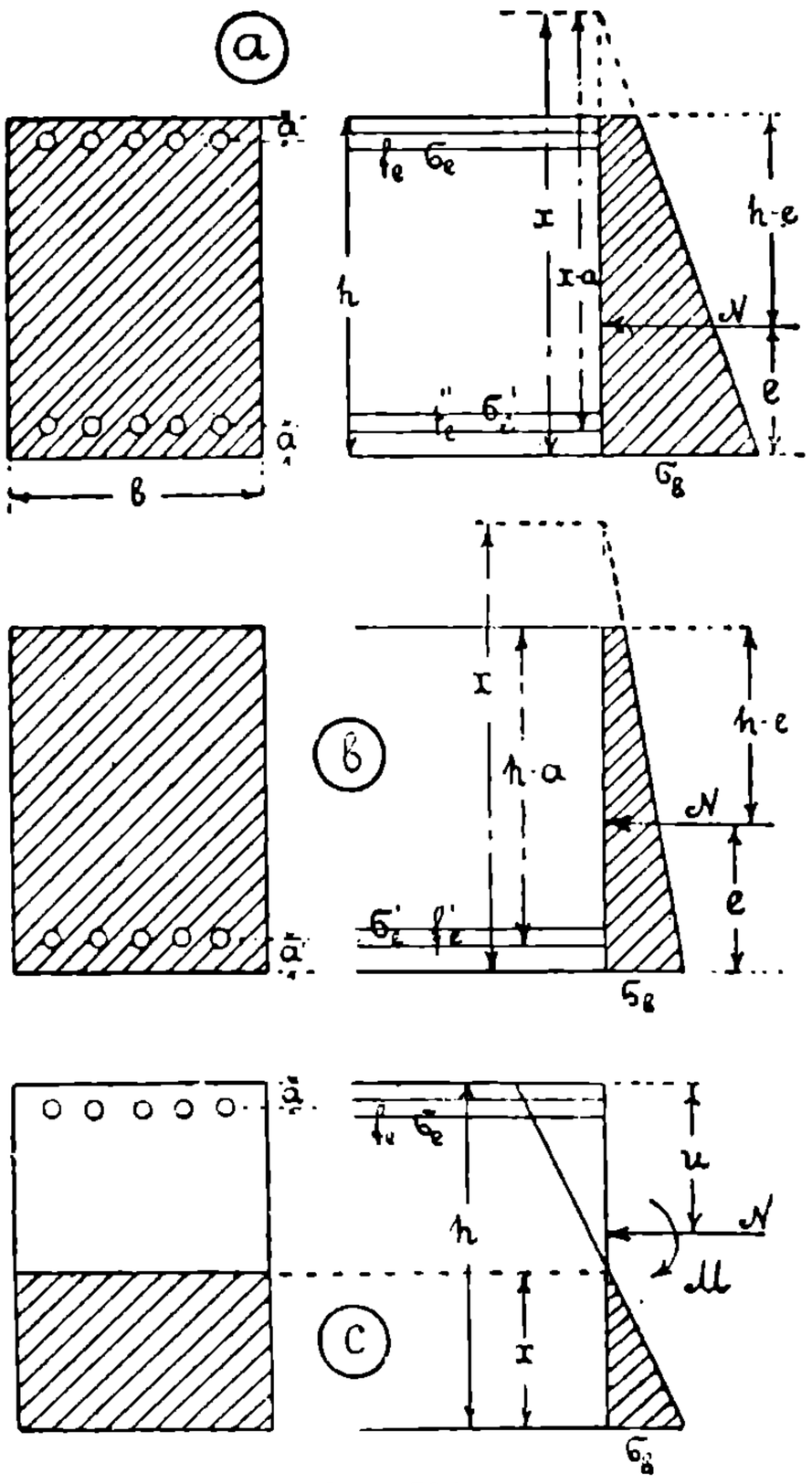
$$R_1 = \sqrt{H_1^2 + V_1^2}.$$

Принимаем R_1 за нормальное давление N_x в сечении. По N_x и M_x подбираем толщину свода в связи с количеством железа.

НБ УДУНТ (ДИТ)

В литературе существует множество формул, таблиц и графиков, облегчающих работу подбора сечений железобетонных частей. Приведем здесь формулы Stock'a [1]).

Проще всего, повидимому, будет назначать высоту (ширина равна единице) сечения свода и ставить вопрос о количестве железа при заданных допускаемых напряжениях.



Фиг. 584.

Толщину свода обозначим через h (высота прямоугольного сечения), ширину сечения — b. Неравномерное сжатие приводится к действию силы N в некоторой точке сечения, лежащей в расстоянии e от ближайшего ребра, причем (фиг. 584a)

$$e = \frac{h}{2} - \frac{M}{N} = \frac{h}{2} - e',$$

где e' = эксцентриситет действия силы N.

Если $e > \frac{h}{3}$, в сечении будут только сжимающие напряжения. Находим, как для однородного бруса, наибольшее напряжение крайнего нижнего волокна по формуле

$$\sigma_b = \frac{N}{hb}\left(1 + \frac{6e'}{h}\right).$$

Если полученное max σ_b меньше допускаемой величины, — арматуры не требуется, и она может быть поставлена по соображениям, подобным принятым при проектировании виадука Гмюндертобель (стр. 122).

Если max σ_b больше допускаемого, необходима арматура. Для предварительного задания размеров можно поставить симметричную арматуру, как бы в предположении, что, при загружении подвижной нагрузкой второго участка линии влияния для M, получим такие же M и N и такой же величины max σ_b для верхнего волокна; очевидно, это предположение будет в запас, так как для верхнего волокна M и N будут меньше. Задача о количестве железа решается следующими формулами:

$$x^3 - x\left(\frac{h}{2} + \frac{1}{e'}\left[\frac{h}{2} - a\right]^2 - A\right) - \frac{h}{2}A = 0;$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot b}{2}\frac{h^2}{Ne'}\left[\frac{h^2}{3} - 2a\,(h-a)\right].$$

[1]) *Stock*, Dimensionierung von Eisenbetonquerschnitten, „Armierter Beton", 1911, S. 388, 433.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Площадь железа у каждой грани должна быть

$$f_e = \frac{N \cdot x}{2m\sigma_b \left(x - \frac{h}{2}\right)} - \frac{hb}{2n}.$$

Например, $h = 100$ *см*, $N = 100000$ *кг*, эксцентриситет $e' = 10$ *см*; $b = 25$ *см*, $a = 5$ *см*, $\sigma_b = 40$ *кг/см*^{2}. Имеем:

$$A = \frac{40 \cdot 100 \cdot 25}{2 \cdot 100000 \cdot 10}\left(\frac{100^2}{3} - 10 \cdot 95\right) = 119{,}2;$$

$$x^3 - x\left(50 + \frac{45^2}{10} - 119{,}2\right) - 50 \cdot 119{,}2 = 0;$$

$$x = 168{,}7 \text{ см};$$

$$f_e = \frac{100000 \cdot 168{,}7}{2 \cdot 15 \cdot 40 \cdot 118{,}7} - \frac{100 \cdot 25}{2 \cdot 15} = 35{,}0 \text{ см}^2.$$

Если полученное количество железа будет признано не подходящим, изменяем соответственно толщину свода h и повторяем расчет. С уменьшением толщины свода количество железа быстро растет; если нет особенной нужды, следует ограничиваться для сплошного свода 1% (для железа вверху и внизу сечения), для ребер 2—3%.

Приводим еще формулы Stock'a для различных случаев нагрузки сечения и расположения арматуры:

1) Для случая, когда в сечении предположена простая арматура, т. е. с одной стороны только (фиг. 584*b*), количество железа определяется по формулам:

$$x = \frac{\sigma_b h^2 b\left(\frac{2}{3}h - a'\right)}{2\sigma_b hb\left(\frac{h}{2} - a'\right) - N\ (e - a')};$$

искомое

$$f_e' = \frac{Nx - \sigma_b hb\left(x - \frac{h}{2}\right)}{m\ \sigma_b\ (x - a')}.$$

2) Когда $e < \frac{h}{3}$ или отрицательное (фиг. 584 *c*), в сечении будут растягивающие напряжения. Сечение может быть большой высоты, когда в сжатой полосе не требуется железа, и малой высоты, когда и в сжатой полосе требуется поставить железо. Чтобы определить, с каким случаем имеем дело, находим „подставной" момент

$$M_0 = M + N\ (u - a),$$

где u — расстояние центра тяжести сечения; приближенно для прямоугольного сечения можно положить $u = h : 2$. Находим, затем, величину x по формуле

$$x = s\ (h - a)$$

при

$$s = \frac{m\sigma_b}{\sigma_e + m\sigma_b},$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

величина s есть коэффициент таблицы для подбора сечений (см. конец книги); можно брать по заданным σ_b и σ_e из этой таблицы.

После этого находим предельный момент, для которого в сечении не требуется еще сжатой арматуры,

$$M' = \frac{\sigma_b}{2} bx\left(h - a - \frac{x}{3}\right);$$

эта же величина может быть быстрее найдена по формуле

$$M' = \left(\frac{h-a}{C_1}\right)^2 \cdot b.$$

где C_1 — коэффициент той же таблицы для нахождения $h-a$ по моменту.

Если $M_0 < M'$, сжатой арматуры не требуется. Находим

$$C_1 = (h-a)\sqrt{\frac{b}{M_0}}$$

и по таблице подыскиваем соответственное значение коэффициента s, после чего находим

$$x = s\ (h-a);$$

$$f_e = \frac{\frac{\sigma_b}{2} bx - N}{\sigma_e}$$

Если же $M_0 > M'$, нужна арматура в сжатой зоне.

Имеем тогда:

$$\sigma_e = m\sigma_b \frac{x-a}{x};$$

$$f_e' \cdot \sigma_e' = \frac{M_0 - M'}{h - a - a'};$$

$$f_e = \frac{\frac{\sigma_b}{2} bx - f_e'\sigma_e' - N}{\sigma_e}$$

Величина x в этих формулах берется по формуле $x = s\ (h-a)$ при предельных допускаемых напряжениях; это x по ходу расчета уже будет вычислено.

Итак, имеем толщину свода в замке, пятах и раменах ($^1/_4$ пролета); если придерживаться полного использования бетона во всех сечениях свода, то для чисто бетонного свода толщина в раменах будет примерно в 2 раза больше толщины в замке; при этом получается весьма некрасивая форма свода. Исправление формы можно внести увеличением толщины свода в замке, а в железобетонных сводах уменьшением толщины в раменах за счет постановки железа.

Полученные величины трех главных сечений полусвода следует проверить в указанном отношении, вычертив эскизно весь свод, и, если нужно, исправить.

По окончательно подобранным толщинам в замке, пяте и средине полусвода назначаем толщину в промежуточных точках по параболической

НБ УДУНТ (ДИТ)

интерполяции. Имеем e_0 в замке, e' в пяте; e в средине. Делим полусвод на $2n$ частей; находим

$$\Delta_k = \frac{e'' - e'}{n^2};$$

$$\Delta_s = \frac{e'' - e}{n^2}$$

Толщина свода e для m-го сечения от среднего (e'') в сторону замка будет:

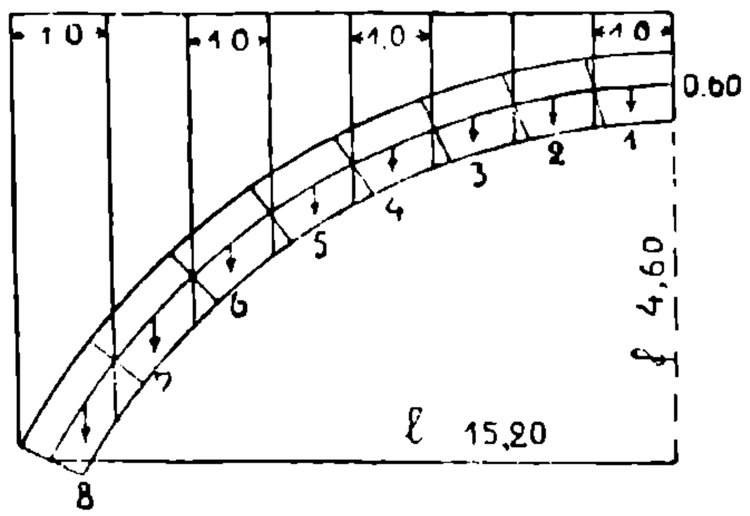
$$e = e'' - m^2\Delta_s;$$

в сторону пяты

$$e = e'' - m^2\Delta_k.$$

Отложив найденные толщины пополам в обе стороны от оси свода, получим полное его очертание, которое делаем при помощи дуг кругов различных радиусов (коробовые кривые).

Полученное очертание свода поверяем, принимая во внимание действительную величину и действительное распределение постоянной нагрузки.



Фиг. 585.

Для этого своды с подъемом не более 1:3 пролета можно делить на клинья вертикальными сечениями (фиг. 585) через равные промежутки, напр., через 1 — 2 метра, смотря по числу клиньев, которое берется от 6 до 12 на полусвод, в зависимости от величины пролета. По приведенной к материалу свода нагрузке (или без приведения) веса элементов подсчитываются как площади трапеций, плеча берутся в предположении, что центр тяжести трапеций находится на срединной их вертикали.

На фиг. 585 представлена схема свода виадука Strümpfelbach; веса элементов нагрузки подсчитаны отдельно, без приведения к материалу свода. Вертикальные сечения проведены через 1,0 *м* считая по горизонтали; последнее сечение в пяте проходит через наружный угол свода (верхнюю точку пяты). Стрелка свода 4,6 *м*, пролет (расчетный) 15,2 *м*. Толщина свода в замке 0,60 *м*. Получено (на всю ширину свода 4 *м*):

№ клина	Вес полотна *m*	Вес надсвод. части *m*	Вес свода *m*	Сумма *m*
1	8,66	$4 \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}02 =$ 0,176	$2{,}4 \cdot 4 \cdot 0{,}61 =$ 5,856	14,69
2	8,66	$4 \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}12 =$ 1,056	$2{,}4 \cdot 4 \cdot 0{,}64 =$ 6,144	15,86
3	8,66	$4 \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}35 =$ 3,080	$2{,}4 \cdot 4 \cdot 0{,}68 =$ 6,528	18,27
4	8.66	$4 \cdot 2{,}2 \cdot 0{,}70 =$ 6,160	$2{,}4 \cdot 4 \cdot 0{,}75 =$ 7,200	22,02
5	8,66	$4 \cdot 2{,}2 \cdot 1{,}20 =$ 10,560	$2{,}4 \cdot 4 \cdot 0{,}85 =$ 8,160	27,38
6	8,66	$4 \cdot 2{,}2 \cdot 1{,}88 =$ 16,544	$2{,}4 \cdot 4 \cdot 1{,}03 =$ 9,888	35,09
7	8,66	$4 \cdot 2{,}2 \cdot 2{,}82 =$ 24,816	$2{,}4 \cdot 4 \cdot 1{,}27 =$ 12,192	45,67
8	8,66	$4 \cdot 2{,}2 \cdot 4{,}00 =$ 35,200	$2{,}4 \cdot 4 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}88 =$ 8,87	52,73
				231,71 *m*

Вес свода 2,4 *m* в *куб. м*; вес забутки 2,2 *m*/*м*³.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Затем находим моменты M относительно центра тяжести каждого шва всех элементов, лежащих правее шва; по моменту для пяты находим распор H_q от постоянной нагрузки; разделив найденные моменты для различных швов на этот распор, получим ординаты y кривой давления относительно оси, проходящей через средину замкового шва, так как для кривой давления для каждого шва должно быть соблюдено равенство моментов

$$H_q \cdot y = M$$

Имеем:

№ шва	Моменты M		Ординаты y
1	$14{,}69 \cdot 0{,}5 =$	$7{,}34$ $m \cdot м$;	$0{,}056$ $м$;
2	$7{,}34 + 14{,}69 \cdot 1 + 15{,}86 \cdot 0{,}5 =$	$29{,}96$	$0{,}230$
3	$29{,}96 + 30{,}55 \cdot 1 + 18{,}27 \cdot 0{,}5 =$	$69{,}64$	$0{,}535$ „
4	$69{,}64 + 48{,}82 \cdot 1 + 22{,}02 \cdot 0{,}5 =$	$129{,}47$	$0{,}995$
5	$129{,}47 + 70{,}84 \cdot 1 + 27{,}38 \cdot 0{,}5 =$	$214{,}00$	$1{,}645$
6	$214{,}00 + 98{,}22 \cdot 1 + 35{,}09 \cdot 0{,}5 =$	$329{,}77$	$2{,}534$ „
7	$329{,}77 + 133{,}31 \cdot 1 + 45{,}67 \cdot 0.5 =$	$485{,}92$	$3{,}734$ „
8	$485{,}92 + 178{,}98 \cdot 0{,}6 + 52{,}73 \cdot 0{,}1 =$	$598{,}58$	$4{,}600$ „

$$H_q = \frac{598{,}58}{4{,}60} = 130{,}12\ m.$$

Исправив, если нужно, очертание свода, можно приступить к окончательному расчету его.

Для сводов с подъемом более 1 : 3 для большей точности подсчета свод делится на клинья равной длины по оси, и по клиньям берется ширина трапеций надсводной нагрузки, как она определяется верхними точками радиальных швов. В остальном действия остаются те же. Для вычисления площадей нагрузки и клиньев пользуются точным чертежом свода, прибегая к тщательным промерам длин при помощи сотенного масштаба.

2) *Свод без шарниров.* — Очертание оси сводов этого рода подыскивается совершенно таким же путем, как свода с тремя шарнирами. Задаются какой-либо близкой кривой и размерами в пяте и замке по существующим конструкциям. Находят приведенную нагрузку над замком и пятами, определяют несколько точек кривой давления по способу v, w, или делают более полную проверку сразу, как только-что указано.

Для сводов со стрелкой от $^1/_4$ до $^1/_8$ очень выгодно использовать таблицы Легея. (См. наш курс мостов, ч. II, отд. I, Каменные мосты, Ленинград, 1925 г.); полученное по этому способу очертание не требует приближенной поверки.

Что касается толщины свода, то она подбирается для замка; для пяты ее принимают, как и для трехшарнирного свода, по формуле $e' = \frac{e_0}{\cos\theta}$, если свод не очень подъемист, для подъемистых же сводов ограничиваются толщиной $e' = 2e_0$. Для подъемов 1 : 3 достаточно $e' = 1{,}5\ e_0$.

Для промежуточных сечений толщину от замка к пяте постепенно увеличивают, причем наблюдается, чтобы для каждого шва всего свода или средней части его оправдывалось отношение $e_i = e_0 : \cos\theta_i$.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Толщина свода в замке может быть приближенно проверена на основании следующего. По формуле [69] (см. n° 10 приложений) распор H_q от постоянной нагрузки, полагая $\tau' = \tau \cos \varphi = 1$, можно представить в виде:

$$H_a = \frac{ql^2}{8f\left(\frac{45I}{4e_0f^2}+1\right)} = \frac{ql^2}{8f'}$$

где [1])

$$f' = f\left(1+\frac{45I}{4e_0f^2}\right)$$

представляет стрелку кривой давления. I — момент инерции сечения в замке. Разность $(f'-f)$ получается частью возвышением в замке, частью понижением в пяте; предполагаем, что в замке кривая давления выше оси на $^1/_3\ (f'-f)$, а в пяте ниже на $^2/_3\ (f'-f)$.

При загружении всего пролета равномерной нагрузкой p

$$H_p = \frac{pl^2}{8f'}.$$

Момент изгиба в замке

$$M_0 = \frac{l^2}{24f'}(q+p)\ (f'-f).$$

Распор от колебаний температуры определится по формуле

$$H_t = \frac{45}{4}\cdot\frac{E\alpha tI}{f\cdot f'};$$

он приложен в расстоянии $\frac{f}{3}$ от замка; момент в замке, вызываемый понижением температуры, будет:

$$M_t = \frac{15}{4}\cdot\frac{E\alpha tI}{f'}.$$

Таким образом имеем для сечения в замке нормальную силу

$$N = H_q + H_p - H_t$$

и момент

$$M = M_0 + M_t,$$

располагая которыми можем подобрать толщину свода и количество железа по способу, приведенному на стр. 372.

Для пяты невыгодное загружение подвижной нагрузкой, примерно, распространяется на полупролет. При этом полный распор

$$H' = \frac{pl^2}{16f} + H_a - H_t;$$

момент изгиба для пяты нагруженной стороны свода

$$M = \frac{pl^2}{64} + \frac{2}{3}(f'-f)\left(H_q + \frac{pl^2}{16f}\right) + \frac{15}{2}\cdot\frac{E\alpha tI}{f}.$$

[1]) Для арки e_0 надо заменить площадью поперечного сечения арки.

НБ УДУНТ (ДИТ)

За нормальную силу N можно взять здесь величину

$$N=\frac{H'}{\cos\theta},$$

если угол θ не очень близок к прямому. Можно также за N взять давление в пяте, найденное как для трехшарнирного свода.

Более тщательную поверку можно сделать по линиям влияния, вычисленным по формулам [54] (см. п° 8 приложений), выведенным для параболической оси. Величины X, V и H, найденные по этим линиям влияния, применяются для определения линий влияний M и N в замке, пяте и $^1/_4$ пролета по намеченному очертанию свода. Этот способ поверки следует применить, когда имеется в виду дать своду или арке минимальные размеры.

67. Первый пример расчета. — В качестве примера расчета железобетонного свода приводим в извлечении расчет самого большого свода моста через Мозель близ Novéant [1]); этот мост может во многих отношениях служить образцом как в смысле проектирования, так и исполнения работ.

Расчетный пролет $l=47{,}0$ *м*; стрелка $f=6{,}96$ *м*.

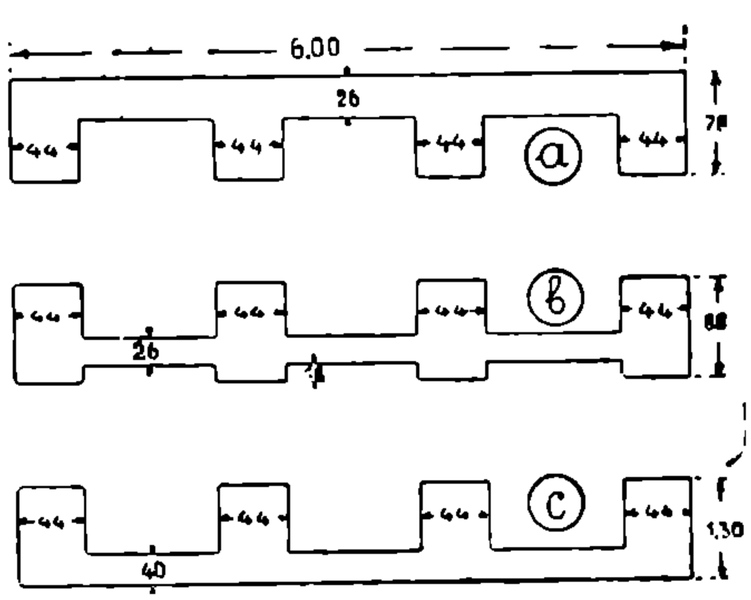
Временная нагрузка состоит из толпы 500 *кг/м²* и парового катка 18 *т*.

Поверка напряжений сделана для замка, пяты и двух промежуточных сечений (III и VI по фиг. 587) по линиям влияния для ядровых моментов указанных сечений.

Свод разделен на 17 частей сечениями, проходящими под стойками надсводного строения; постоянная нагрузка на свод будет при этом состоять из веса клиньев свода и сосредоточенных сил (от давления колонн) в швах. Временная нагрузка передается стойками.

Обработка расчетных сечений.

Сечение в замке (фиг. 586*a*) на всю ширину свода:



Фиг. 586.

Площадь железа

вверху 16 стер. $d=20$ *мм* $=50\,см^2$;
внизу 32 $d=20$ „ $=100$ „

всего $150\,см^2$.

Площадь бетона

$$4{,}24\cdot 0{,}26+1{,}76\cdot 0{,}78=2{,}47\ м^2.$$

Приведенная площадь сечения при $m=10$

$$F=2{,}62\ м^2.$$

Статический момент относительно верхнего ребра

$$S=4{,}24\cdot 0{,}26\cdot 0{,}13+1{,}76\cdot 0{,}78\cdot 0{,}39+0{,}10\cdot 0{,}76+0{,}05\cdot 0{,}02=0{,}755\ м^3.$$

[1]) „Armierter Beton", 1910, S. 121.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Расстояние x центра тяжести сечения от верхнего ребра

$$x = \frac{S}{F} = \frac{0{,}755}{2{,}62} = 0{,}288 \ м.$$

Момент инерции относительно верхнего ребра

$$I = \frac{4{,}24 \cdot 0{,}26^3}{3} + \frac{1{,}76 \cdot 0{,}78^3}{3} + 0{,}10 \quad 0{,}76^2 + 0{,}05 \cdot 0{,}02^2 = 0{,}362 \ м^4.$$

Момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$I_s = I - Fx^2 = 0{,}362 - 2{,}62 \cdot 0{,}288^2 = 0{,}145 \ м^4.$$

Моменты сопротивления

$$W_o = \frac{I_s}{e_o} = \frac{0{,}145}{0{,}288} = 0{,}502 \ м^3;$$

$$W_u = \frac{I_s}{e_u} = \frac{0{,}145}{0{,}492} = 0{,}295 \ м^3.$$

Буквы e_o, e_u обозначают здесь расстояния верхнего и нижнего волокон от нейтральной оси.

Радиусы ядра сечения

$$k_o = \frac{W_u}{F} = \frac{0{,}295}{2{,}62} = 0{,}113 \ м;$$

$$k_u = \frac{W_o}{F} = \frac{0{,}502}{2{,}62} = 0{,}191 \ м.$$

Сечение III как в замке.

Сечение VI (фиг. 586*b*):

Железа 32 стержня $d = 20$ *мм* вверху и 16 стержней $d = 20$ *мм* внизу общей площадью 150 $см^2$. Приведенная площадь сечения

$$F = 2{,}65 + 10 \cdot 0{,}015 = 2{,}80 \ м^2.$$

$$S = 1.111 \ м^3; \qquad x = \frac{S}{F} = 0{,}397; \qquad I = 0{,}589 \ м^4;$$

$$I_s = 0{,}589 - 2{,}80 \cdot 0{,}397^2 = 0{,}148 \ м^4;$$

$$W_o = \frac{I_s}{e_o} = \frac{0{,}148}{0{,}483} = 0{,}306 \ м^3; \qquad W_u = \frac{I_s}{e_u} = \frac{0{,}148}{0{,}397} = 0{,}373 \ м^3.$$

Радиусы ядра сечения при $\cos\varphi = 0{,}93$ из многоугольника сил (фиг. 587):

$$k_o = \frac{W_u}{F \cdot \cos\varphi} = 0{,}143 \ м; \qquad k_u = \frac{W_o}{F \cdot \cos\varphi} = 0{,}120 \ м.$$

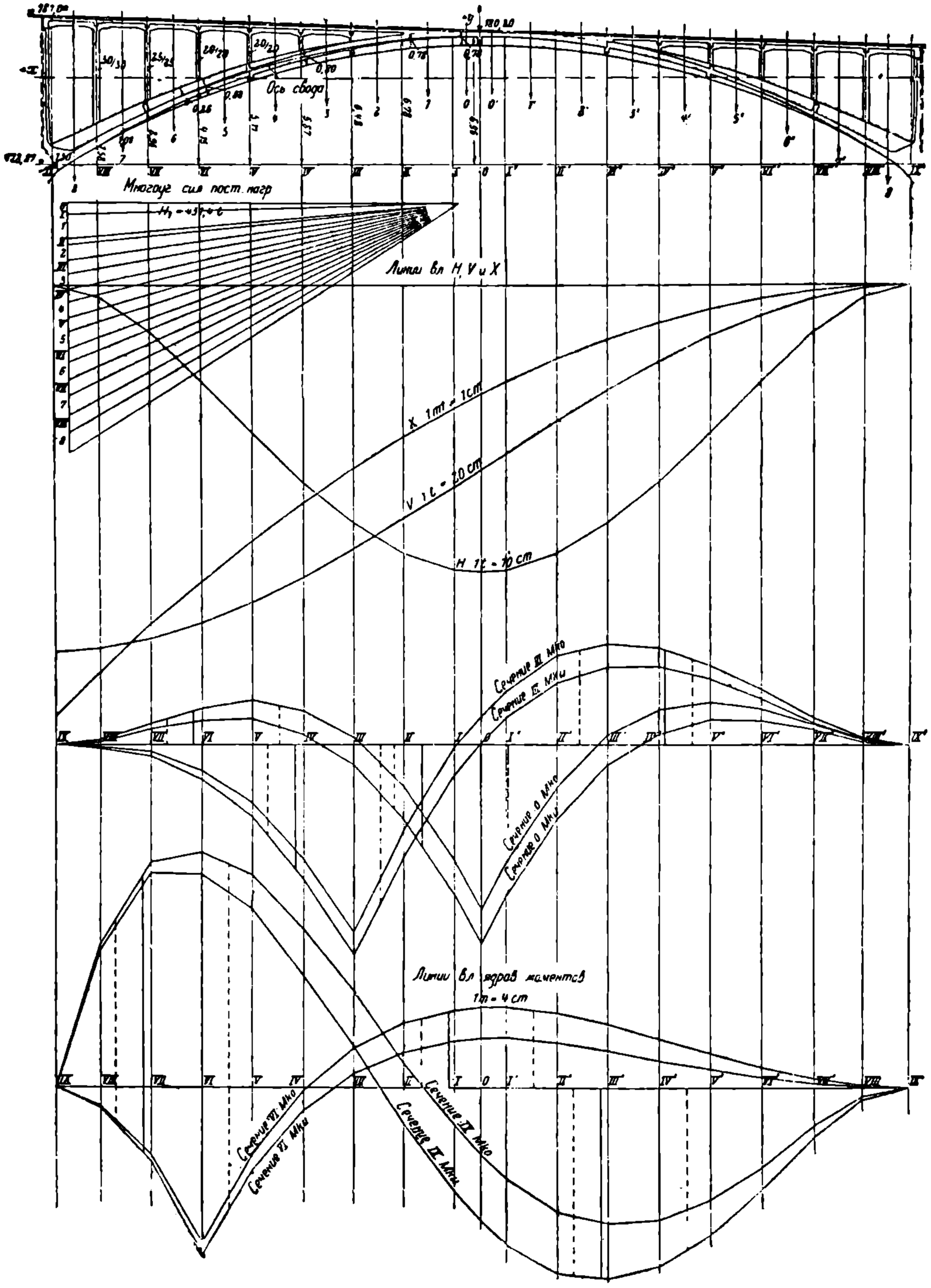
Сечение в пяте (фиг. 587*c*):

Железа 32 стержня $d = 20$ *мм* вверху и 16 стержней $d = 20$ *мм* внизу; площадь его 150 $см^2$. Приведенная площадь бетона 4,14 $м^2$.

$$S = 1{,}959 \ м^3; \qquad x = 0{,}47 \ м; \qquad I = 1{,}544 \ м^4; \qquad I_s = 0{,}826 \ м^4;$$

$$W_o = 0{,}755 \ м^3; \qquad W_u = 1{,}33 \ м^3.$$

НБ УДУНТ (ДШТ)



Фиг. 587.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Радиусы ядра сечения при $\cos\varphi = 0{,}84$

$$k_o = \frac{W_u}{F \cdot \cos\varphi} = 0{,}38 \text{ м}; \qquad k_u = \frac{W_o}{F \cdot \cos\varphi} = 0{,}21 \text{ м}.$$

Определение веса элементов свода.

Вес проезжей части на всю ширину моста и на 1 погонный *м* длины фиг. 323).

Настил (ростолитовый) 0,120 · 5 [1])		. 0,600 *т/м*.
Плита с консолями, тротуарной плитой, бордюром		. 3,450
Внутренние продольные балки		. 0,211
Наружные „		. 0,144
Настил тротуаров		. 0,097
Поперечная балка		. 0,210
	Всего	. 4,712 *т/м*.

Клин 0:

Вес свода на 1 погонный *м* длины моста [2])		
2,47 · 2,4 — (6 · 0,15 · 2,4 + 0,211 + 0,144)		. 3,413 *т/м*.
Проезжая часть		. 4,712 „
	Всего	. 8,125 *т/м*.

При длине клина 1,4 *м* вес его будет 8,125 · 1,4	. 11,4 *т*.
Вес поперечной связи 0,11 · 0,46 · 4,24 · 2,4	0,5
	$G_0 = 11{,}9$ *т*

Клин 1 имеет вес $G_1 = 27{,}3$ *т*.

Нагрузка шва II от половины панели 4,712 1,4 = 6,6 *т* = G_{II}'.

Клин 2 имеет вес $G_2 = 16{,}9$ *т*.

В шве III нагрузка состоит из веса:

проезжей части 4,712 · 2,8	. 13,2 *т*;
колонн	0,1
поперечины 0,22 · 0,30 · 4,24 · 2,4	0,9
	$G_{III}' = 14{,}2$ *т*.

Остальные величины приведены в таблице 26, где приведены также вычисления ординат оси свода как кривой давления для найденных грузов свода.

[1]) Ширина ездового полотна 5 *м*.

[2]) Вычитается вес проезжей части, сливающейся в замке со сводом.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 26.—Определение очертания оси свода.

Сечения	Груз в сечении m	Вес клина m	Сумма грузов до шва	Моменты M относительно центра сечения $m \cdot м$	y' $м$
0	0	11,9	0		
I	0	27,3	11,9	$11,9 \cdot 0,70 = 8,3$	0,02
II	6,6	16,9	45,8	$8,3 + 11,9 \cdot 2,8 + 27,3 \cdot 1,4 = 79,8$	0,18
III	14,2	17,2	76,9	$79,8 + 45,8 \cdot 2,8 + 16,9 \cdot 1,4 = 231,7$	0,54
IV	13,5	17,5	107,6	$231,7 + 76,9 \cdot 2,8 + 17,2 \cdot 1,4 = 471,1$	1,09
V	15,3	18,4	140,4	$471,1 + 107,6 \cdot 2,8 + 17,5 \cdot 1,4 = 796,9$	1,85
VI	14,6	19,8	173,4	$796,9 + 140,4 \cdot 2,8 + 18,4 \cdot 1,4 = 1215,8$	2,81
VII	17,0	22,1	210,2	$1215,8 + 173,4 \cdot 2,8 + 19,8 \cdot 1,4 = 1729,1$	4,00
VIII	17,9	23,0	250,2	$1729,1 + 210,2 \cdot 2,8 + 22,1 \cdot 1,4 = 2348,7$	5,44
IX	0		273,2	$2348,7 + 250,2 \cdot 2,5 + 23,0 \cdot 1,25 = 3003,0$	6,98

$$\text{Распор } H = \frac{3003,0}{6,96} = 431,4\ m.$$

По этому распору построена кривая давления на фиг. 587 по веревочной кривой.

За статически неопределимые величины взяты H, V и X, приложенные на расстоянии c от вершины свода, но отнесенные к *пяте*, а не к замковому сечению, как у нас (см. приложения).

Величина c и в этом случае определяется выражением [27] (см. приложения п⁰ 4). Линии влияния статически неопределимых величин найдены по формулам, аналогичным нашим [54] (см. приложения п⁰ 8), т. е. в предположении, что свод очерчен по параболе, что $I \cdot \cos\varphi$ и $\frac{e}{\cos\varphi}$ постоянны и что τ формул [54] равно 1. Эти допущения основаны на сравнительных подсчетах Мюллера-Бреслау, Вейрауха, Мелана, показавших незначительность влияния переменного сечения на моменты в сечениях; параболическое очертание также возможно допустить в виду пологости свода.

Итак

$$c = \frac{\int y' \frac{ds}{I}}{\int \frac{ds}{I}} = \frac{1}{l_1} \int y'\, dx \text{ (сокращено } I \cdot \cos\varphi).$$

От груза 1, находящегося в расстоянии z от правой опоры, имеем (подобно формулам [54])

$$H = \frac{15\, z^2\, (l-z)^2}{4f \cdot l^3\, (1+\varepsilon)}; \qquad V = \frac{z^2\,(3l-2z)}{l^3}; \qquad X = \frac{z^2}{2l},$$

где l — пролет, равный $2l_1$.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Имеем

$y' =$	$dx =$	$y'\,dx =$
0,02	2,8	0,06
0,18	2,8	0,50
0,54	2,8	1,51
1,09	2,8	3,05
1,85	2,8	5,20
2,81	2,8	7,87
4,00	2,8	11,20
5,40	2,8	15,23
6,58	1,1	7,24
		$\Sigma y'\,dx = 51{,}86$ [1])

$$c = \frac{51{,}86}{23{,}5} = 2{,}21\ м.$$

Перенося ось x-ов на c вниз, получим ординаты центра и ядровых точек:

для замка	сечения III	сечения VI	пяты
$y = 2{,}21\ м$	1,67 *м*	— 0,60 *м*	— 4,75 *м*
$y_o = 2{,}21 + 0{,}11 = 2{,}32\ м$	1,78	— 0,46 „	— 4,37 „
$y_u = 2{,}21 - 0{,}19 = 2{,}02\ м$	1,48	— 0,73 „	4,96 „
$x = 0$	$x =$ 7,0 „	$x =$ 15,4 „	$x =$ 23,5

Преобразуем формулы для статически неопределимых величин:

$$\varepsilon = \frac{45}{4} \cdot \frac{I_s}{F_s \cdot f^2} = \frac{45 \cdot 0{,}145}{4 \cdot 2{,}62 \cdot 6{,}96^2} = 0{,}0128;$$

$$H = 25{,}00 \left(\frac{z}{l}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{z}{l}\right)^2$$

$$V = \left(\frac{z}{l}\right)^2 \cdot \left(3 - \frac{2z}{l}\right);$$

$$X = 23{,}5 \left(\frac{z}{l}\right)^2$$

По этим формулам вычислены ординаты линий влияния для H, V и которые приведены в таблице 27. На фиг. 587 по ним построены эти линии.

Момент для ядровых точек от груза 1 вычислен, затем, по формуле

$$M_k = M + X \quad V \cdot x - H \cdot y,$$

где M — момент груза 1 относительно рассматриваемого сечения, когда груз 1 стоит до него; x, y — координаты ядровой точки.

В таблице 27 приведены ординаты линий влияния для ядровых моментов для сечений 0 и III, для последнего с подробностями вычислений. Линии влияния нанесены на фиг. 587.

---

[1]) Интегрирование заменено простым суммированием — прием, которым немецкие инженеры весьма часто пользуются. Такая вольность допустима при наличности запаса в размерах свода. По формуле Симпсона эта сумма будет около 55,7

НБ УДУНТ (ДПТ)

Таблица 27.—Ординаты линий влияния.

Сечения	H	V	X	Сечение 0		Сечение III					
				M_o	M_u	M	$H \cdot y_o$ (y_o=1,78)	$H \cdot y_u$ (y_u=1,48)	$V \cdot x$ (x=7,0)	M_o	M_u
	m	m	$m \cdot м$								
IX	0	1,0	23,50	0	0	—16,5	0	0	7,00	0	0
VIII	0,06	0,991	21,08	—0,06	—0,04	—14,0	0,11	0,09	6,94	0,03	0,05
VII	0,25	0,964	18,49	—0,29	—0,21	—11,2	0,44	0,37	6,75	0,10	0,17
VI	0,52	0,920	16,12	—0,49	—0,33	— 8,4	1,92	0,78	6,44	0,36	0,59
V	0,80	0,863	13,86	—0,60	—0,36	— 5,6	1,42	1,20	6,04	0,80	1,02
IV	1,07	0,794	11,82	—0,46	—0,14	— 2,8	1,90	1,60	5,56	1,56	1,86
III	1,29	0,717	9,89	—0,11	0,28	—	2,29	1,92	5,02	2,58	2,94
II	1,46	0,633	8,18	0,59	1,03	—	2,59	2,18	4,43	1,16	1,57
I	1,55	0,545	6,60	1,60	2,07		2,75	2,31	3,82	0,03	0,47
0	1,56	0,500	5,88	2,26	2,73	—	2,76	2,32	3,50	—0,38	0,06
I′	1,55	0,455	5,19	1,60	2,07	—	2,75	2,31	3,18	—0,74	—0,30
II′	Симметрично	0,367	3,95	Симметрично	Симметрично	—	2,59	2,18	2,57	—1,21	—0,80
III′		0,283	2,89				2,29	1,92	1,98	—1,38	—1,01
IV′		0,206	2,00			—	1,90	1,60	1,44	—1,34	—1,04
V′		0,137	1,27			—	1,42	1,20	0,96	—1,11	—0,90
VI′		0,080	0,70			—	0,92	0,78	0,56	—0,78	—0,64
VII′		0,036	0,30			—	0,44	0,37	0,25	—0,39	—0,32
VIII′		0,009	0,07			—	0,11	0,09	0,06	—0,10	—0,08
IX′		0	0			—	0	0	0	0	0

Подвижная нагрузка от толпы на 1 погонный $м$ моста составляе $0{,}500 \cdot 7 = 3{,}5$ тонны.

Каток дает две сосредоточенные силы 6,5 и 11,5 m; он занимает площадь длиною 6,2 $м$, шириною 3 $м$; по бокам катка остается для толпы площадь $4 \cdot 6{,}2$ $м^2$. Приходящаяся от нагрузки этой площади толпою сила $4 \cdot 6{,}2 \cdot 0{,}500 = 12{,}4$ m отнесена к осям катка как сосредоточенная и распределена между ними поровну; таким образом, кроме равномерной нагрузки 3,5 m, на мосту будут две сосредоточенные силы 12,7 m и 17,7 m. По линиям влияния от вышеуказанной подвижной нагрузки найдены ядровые моменты M_o и M_u, а затем вычислены напряжения по формулам

$$\sigma_u = \frac{M_o}{W_u}; \qquad \sigma_o = \frac{M_u}{W_o}$$

Результаты приведены в таблице 28. Здесь же приведены и напряжения крайних волокон, вычисленные как для однородной арки.

Для определения напряжений от постоянной нагрузки применен следующий сокращенный прием.

Так как свод очерчен по кривой давления от постоянной нагрузки, то

НБ УДУНТ (ДИТ)

эта нагрузка вызывает в первом круге процесса деформации одни равномерно сжимающие напряжения, так как, хотя давление на шов растет к пяте обратно пропорционально $\cos\varphi$, но и шов растет по тому же закону. Равномерное сжатие свода на единицу горизонтальной проекции его равно

$$\Delta = \frac{H_s}{EF_s},$$

где H_s — распор от постоянной нагрузки, равный, как найдено выше, 431,4 m, F_s — площадь сечения в замке. Это равномерное сжатие можно уподобить сжатию от понижения температуры. Распор от понижения температуры выражается так

$$H_t = \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} \cdot E\alpha t F_s \ ^{1}).$$

Заменяем αt через Δ, получим

$$H_e = \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} H_s,$$

при

$$\varepsilon = \frac{45 \cdot l}{4Ff^2} = 0{,}0128,$$

тот добавочный распор, который появляется от обжатия свода и вызывает изгибающие моменты в сечениях. Так как этот распор приложен, как и распор от изменений температуры, в расстоянии c от вершины свода, то полные напряжения от собственного веса выражаются формулой

$$\sigma = \frac{R}{F} \pm \frac{H_e \cdot y}{W}.$$

Напряжения от температуры будут

$$\sigma = \pm \frac{H_t \cdot y}{W}$$

если пренебречь нормальной силой от распора H_t по малости ее.

Подставляя численные значения, получим ($t = 15°$)

$$H_e = \frac{0{,}0128}{1{,}0128} \cdot 431{,}4 = 5{,}45 \ m;$$

$$H_t = \frac{0{,}0128}{1{,}0128} \cdot 2100000 \cdot 0{,}000012 \cdot 15 \cdot 2{,}62 = 12{,}5 \ m.$$

В рассматриваемом расчете влиянием H_t и H_e на нормальную силу R, действующую на какой-нибудь шов, пренебрежено, и последняя взята из многоугольника сил (фиг. 587). Результаты приведены в таблице 28.

---

[1]) Имеем $H_t = \frac{l\alpha t}{\delta_{hh}}$, где δ_{hh} по формуле [49] (приложения, см. п° 8) имеет значение при $\tau = 1, 2l_1 = l$ и $e_0 = F$ такое:

$$\delta_{hh} = \frac{l}{EF} + \frac{4f^2 l}{45EI} = \frac{l}{EF} \cdot \frac{1+\varepsilon}{\varepsilon} \quad \text{и} \quad H_t = \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} E\alpha t F.$$

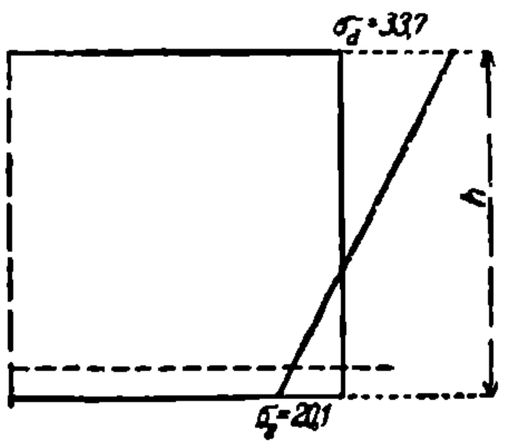
НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 28.—Напряжения в своде в *кг/см²*.

	Замок		Сечение III		Сечение VI		Пята	
	σ_o							σ_u
Пост. нагруз. +	18,7	12,2	18,2	13,3	15,4	17,3	8,8	14,2
Подв. нагруз. +	18,8	11,7	21,7	26,8	21,5	21,2	22,8	12,7
—	3,8	22,5	11,8	30,1	14,2	17,3	18,6	8,6
Температура ±	5,0	9,8	3,7	7,5	2,8	1,6	8,2	4,1
Предельные значения {	+42,5	+33,7	+43,6	+47,6	+39,7	+40,1	+39,8	+31,0
	+ 9,9	—20,1	+ 2,7	—24,3	— 1,6	— 1,6	— 18,0	+ 1,5

Напряжение в железе определено опять-таки весьма приближенно, исходя из предположения, что равнодействующая напряжений растяжения в каком-либо сечении принимается железом, расположенным в растянутой зоне сечения:

$$\sigma_e = \frac{bh\sigma_z^2}{2(\sigma_d + \sigma_z)f_e}.$$



Фиг. 588.

Напряжения в своде в замке графически представлены на фиг. 588.

Арматура в замке $f_e = 25\ см^2$ (8 стержней $d = 20\ мм$ на каждое ребро)

$$\sigma_e = \frac{44 \cdot 78 \cdot 20{,}1^2}{2 \cdot 62{,}6 \cdot 25} = 443\ кг/см^2.$$

В сечении III $\sigma_e = 598\ кг/см^2$ и в пяте $\sigma_e = 758\ кг/см^2$.

Приведенный способ расчета весьма упрощен за счет точности. Насколько он допустим в качестве окончательного — оставляем вопрос открытым.

68. Второй пример расчета. — Приводим здесь еще расчет одного из сводов виадука под жел. дорогу на линии Арзамас—Шихраны, описанного в п⁰ 24, стр. 134.

1) *Геометрические данные.* — Пролет в свету 19,43 *м*, стрелка в свету 8,5 *м*. Расчетный пролет 18,30; стрелка оси свода 5,72 *м* (1 : 3,2).

Очертание оси свода принято по кривой давления от постоянной нагрузки и составлено из дуг кругов при трех центрах; такого же характера принято очертание и для верхней и нижней направляющих свода.

В таблице 29 приведены данные для построения очертания свода (коробовые трехцентровые кривые); положение центров определяется координатами *u* и *z* относительно оси симметрии и относительно хорды, соединяющей центры пят (фиг. 589).

НБ УДУНТ (ДИТ)

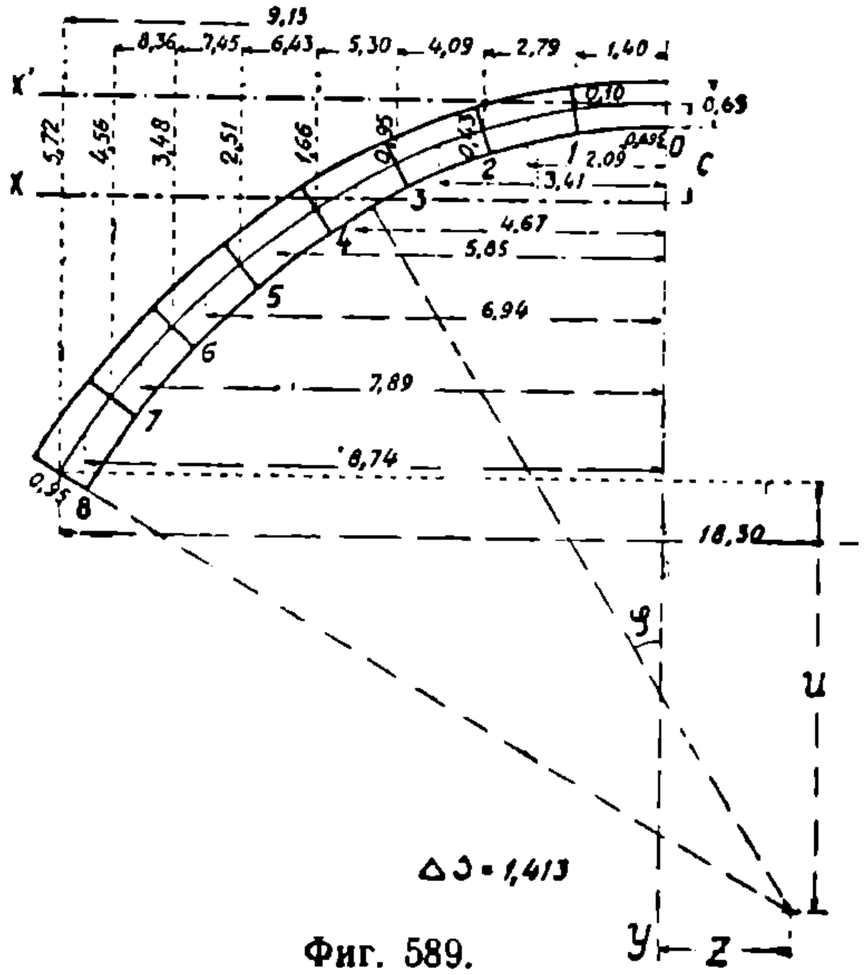
Таблица 29.—Очертание свода (*мм*).

Части	Наружная кривая		Ось свода		Внутренняя кривая	
Средняя	$z_н$	0	$z_о$	0	$z_в$	0
	$u_н$	4035	$u_о$	3530	$u_в$	3200
	$r_н$	10080	$r_о$	9250	$r_в$	8580
Крайние	$Z_н$	1690	$Z_о$	1680	$Z_в$	1990
	$U_н$	6640	$U_о$	6410	$U_в$	6490
	$R_н$	13190	$R_о$	12580	$R_в$	12420

В таблице 30 приведены толщины свода и координаты осевой линии его для точек, делящих полусвод на 8 равных частей. За ось X' взята касательная к оси свода в замке, за ось Y взята ось симметрии (фиг. 589).

В той же таблице даны $\sin\varphi$ и $\cos\varphi$, где φ — угол наклона шва к вертикали, а также ординаты y центров швов по новой системе координат с началом в точке c, положение которой определено ниже.

Высота стенок, поддерживающих проезжую часть виадука, измеренная от поверхности свода до низа плиты проезжей части, имеет величины 3,75 — 2,20 — 1,10 — 0,36 *м*.



Фиг. 589.

Таблица 30.—Данные о своде
($y = y' - c$, где $c = 1{,}44$ *м* см. ниже).

№ шва	Координаты x *м*	Координаты y' *м*	Толщина свода *м*	$\sin\varphi$ [1])	$\cos\varphi$ [1])	y *м*
0	0	0	0,65	0	1,0	— 1,44
1	1,40	0,10	0,67	0,152	0,987	— 1,34
2	2,79	0,43	0,70	0,300	0,953	— 1,01
3	4,09	0,95	0,74	0,442	0,895	— 0,49
4	5,30	1,66	0,80	0,559	0,828	+ 0,22
5	6,43	2,51	0,84	0,646	0,762	+ 1,07
6	7,45	3,48	0,87	0,726	0,687	+ 2,04
7	8,36	4,56	0,92	0,798	0,598	+ 3,12
8	9,15	5,72	0,95	0,862	0,516	+ 4,28

[1]) Найдены графически по окружности, описанной радиусом 100 *мм*, и по радиусам, проведенным параллельно швам свода.

НБ УДУНТ (ДПТ)

2) *Линии влияния статически неопределимых величин.* — Для расчета применены формулы п⁰ 5 приложений, стр. 458.

В таблице 31 приведены площади сечений свода, площади сечений арматуры и ее плечи относительно средины сечения, приведенные моменты инерции и некоторые вспомогательные величины.

Таблица 31. — Данные о сечениях свода

(на 1 погонный *м* ширины свода; арматура симметрична).

№ шва	Площадь бетона ω' ($м^2$)	Верхняя или нижняя арм. (каждая)		$\omega = \omega' + 2 \cdot 14 \cdot f_e$	$\frac{e^2}{12}$	a^2	$2 \cdot 14 \cdot f_e a^2 = i$	$I = \frac{e}{12} + i$	$\frac{1}{I}$	$\frac{y'}{I}$
		$f_e = f_e'$ ($м^2$)	плечо a							
0	0,65	0,00304	0,285	0,735	0,02288	0,0812	0,00691	0,02979	33,568	0
1	0,67		0,295	0,755	0,02506	0,0870	0,00740	0,03247	30,798	3,080
2	0,70		0,310	0,785	0,02858	0,0961	0,00818	0,03676	27,203	11,697
3	0,74		0,330	0,825	0,03377	0,1089	0,00926	0,04303	23,240	22,078
4	0,80		0,360	0,885	0,04267	0,1296	0,01103	0,05370	18,622	30,912
5	0,84		0,380	0,925	0,04939	0,1444	0,01229	0,06168	16,213	40,694
6	0,87		0,395	0,955	0,05488	0,1560	0,01328	0,06816	14,671	51,056
7	0,92	0,00500	0,400	1,060	0,06489	0,1600	0,02240	0,08729	11,456	52,239
8	0,95	0,01088	0,415	1,285	0,07145	0,1722	0,05246	0,12391	8,070	46,163
									Σ =	Σ =
									163,15	235,29

По данным таблиц 30 и 31 вычисляем величину

$$c = y_o' = \frac{\int_0^s \frac{y'}{I}\, ds}{\int_0^s \frac{ds}{I}}. \qquad [1]$$

По формуле Симпсона имеем, опуская ds:

$$\int_0^s \frac{y'}{I}\, ds = 236{,}01 \cdot$$

$$\int_0^s \frac{ds}{I} = 163{,}90.$$

Таким образом

$$c = \frac{235{,}29}{163{,}15} = 1{,}442\ м.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Перенося начало координат вниз на величину c, получим величины y приведенные в таблице 30.

Для вычисления ординат линий влияния необходимо найти следующие перемещения (см. стр. 456 и 460).

$$\left.\begin{aligned}
\delta_{xx} &= 2\int_0^s \frac{ds}{I} \\
\delta_{hh} &= 2\int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{\omega}\,ds + 2\int_0^s \frac{y^2}{I}\,ds \\
\delta_{vv} &= 2\int_0^s \frac{\sin^2\varphi}{\omega}\,ds + 2\int_0^s \frac{x^2}{I}\,ds
\end{aligned}\right\} \qquad [2]$$

$$\left.\begin{aligned}
\delta_{mx} &= \int_0^s \frac{M_m M_x}{I}\,ds + \int_0^s \frac{N_m N_x}{\omega}\,ds \\
\delta_{mh} &= \int_0^s \frac{M_m M_h}{I}\,ds + \int_0^s \frac{N_m N_h}{\omega}\,ds \\
\delta_{mv} &= \int_0^s \frac{M_m M_v}{I}\,ds + \int_0^s \frac{N_m N_v}{\omega}\,ds
\end{aligned}\right\} \qquad [3]$$

В таблице 32 приведены значения подынтегральных функций для первых трех перемещений, а также величины сумм, которые следует помножить на $ds : E$, чтобы получить величины перемещений; так как этот множитель сокращается потом, то можно не принимать его во внимание.

Таблица 32.—Подынтегральные функции выражений [2].

№ ШВА	x^2	y^2	$\frac{1}{I}$	$\frac{1}{\omega}$	$\frac{x^2}{I}$	$\frac{y^2}{I}$	$\frac{\sin^2\varphi}{\omega}$	$\frac{\cos^2\varphi}{\omega}$	$\frac{\sin\varphi\cos\varphi}{\omega}$
0	0	2,0736	33,568	1,3305	0	69,61	0	1,3605	0
1	1,9600	1,7956	30,798	1,3245	60,364	55,30	0,0306	1,2903	0,199
2	7.7841	1,0201	27,203	1,2739	211,75	27,75	0,1147	1,1570	0 363
3	16,728	0,2401	23,240	1,2121	388,76	5,58	0,2368	0,9709	0,479
4	28,090	0,0484	18,622	1,1299	523,09	0,901	0,3531	0,7746	0,523
5	41 345	1,1449	16,213	1,0811	670,33	18,57	0,4512	0,6277	0,532
6	55,503	4,1616	14 671	1 0471	814,28	61,06	0,5519	0,4942	0,522
7	69,890	9,7344	11,456	0,9434	800,66	111,52	0,6008	0,3374	0,450
8	83,723	18,318	8,070	0,7968	675,64	147,83	0,5921	0,2122	0,355
					$\Sigma =$	$\Sigma =$	$\Sigma =$	$\Sigma =$	$\Sigma =$
					3818,1	386,9	2.64	6,14	3,27

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таким образом

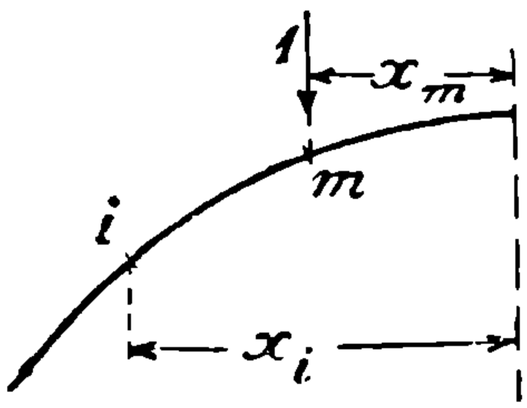
$$\int_0^s \frac{ds}{I} = 163{,}15; \qquad \int_0^s \frac{\sin^2\varphi}{\omega} ds = 2{,}64;$$

$$\int_0^s \frac{x^2}{I} ds = 3818{,}1; \quad \int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{\omega} ds = 6{,}44;$$

$$\int_0^s \frac{y^2}{I} ds = 386{,}9.$$

Следовательно,

$$\delta_{xx} = 2 \cdot 163{,}15 = 326{,}30$$
$$\delta_{hh} = 2 \cdot 6{,}44 + 2 \cdot 386{,}9 = 786{,}68$$
$$\delta_{vv} = 2 \cdot 2{,}64 + 2 \cdot 3818{,}1 = 7641{,}48.$$



Фиг. 590.

В таблице 33 приведены значения M_m и N_m при нахождении груза 1 последовательно в сечениях 0,1, 2....8. Для какого-нибудь сечения i (фиг. 590) при положении груза в сечении m имеем:

$$\left.\begin{aligned} M_m &= x_i - x_m \\ N_m &= -\sin\varphi_i. \end{aligned}\right\} \qquad 4]$$

(Для сечения с номером i меньше m для обеих величин получаются нули.)

Таблица 33.—Величины M_m и N_m.

$P=1$ в сечении m	Величины M_m и N_m в сечениях:																	
	$i=0$		$i=1$		$i=2$		$i=3$		$i=4$		$i=5$		$i=6$		$i=7$		$i=8$	
	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
0	0	0	1,40	— 0,152	2,79	— 0,300	4,09	— 0,442	5,30	— 0,559	6,43	— 0,646	7,45	— 0,726	8,36	— 0,798	9,15	— 0,862
1	0	0	0	— 0,152	1,39	— 0,300	2,69	— 0,442	3,90	— 0,559	5,03	— 0,646	6,05	— 0,726	6,96	— 0,798	7,75	— 0,862
2	0	0	0	0	0	— 0,300	1,30	— 0,442	2,51	— 0,559	3,64	— 0,646	4,66	— 0,726	5,57	— 0,798	6,36	— 0,862
3	0	0	0	0	0	0	0	— 0,442	1,21	— 0,559	2,34	— 0,646	3,36	— 0,726	4,27	— 0,798	5,06	— 0,862
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	— 0,559	1,13	— 0,646	2,15	— 0,726	3,06	— 0,798	3,85	— 0,862
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	— 0,646	1,02	— 0,726	1,93	— 0,798	2,72	— 0,862
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	— 0,726	0,91	— 0,798	1,70	— 0,862
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	— 0,798	0,79	— 0,862
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	— 0,862

Величины $M_{x,h,v}$ и $N_{x,h,v}$ в сечениях свода выражаются так:

$$\left.\begin{aligned} X = -1;\ \text{в этом случае}\ & M_x = -1;\ N_x = 0 \\ H = -1;\ \text{„}\qquad\quad\ & M_h = -y;\ N_h = -\cos\varphi \\ V = -1;\ \text{„}\qquad\quad\ & M_v = -x;\ N_v = \sin\varphi \end{aligned}\right\} \qquad [5]$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Ординаты η_x линии влияния X. — В виду того, что $M_x=-1$, $N_x=0$, формула для δ_{mx} принимает вид (E опущено):

$$\delta_{mx}=-\int_0^s \frac{M_m}{I}\,ds.$$

В таблице 34 приведены значения слагаемых $\frac{M_m}{I}$ и подсчитаны суммы по формуле Симпсона или Котеса, смотря по числу слагаемых. Эти суммы могут изображать искомые прогибы условно; действительные получатся по умножении на $\Delta s : E$.

По разделении сумм на $\delta_{xx}=326{,}30$, получим ординаты линии влияния для X; величины их приведены в последней графе таблицы 34.

Таблица 34. — Ординаты линии влияния для X.

№ шва	$M_m : I$ для сечения $m=$								
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	43,117	0	0	0	0	0	0	0	0
2	75,898	37,813	0	0	0	0	0	0	0
3	95,050	62,515	30,211	0	0	0	0	0	0
4	98,696	72,626	46,741	22,533	0	0	0	0	0
5	104,248	81,550	59,014	37,938	18,320	0	0	0	0
6	109,302	88,762	68,369	49,296	31,543	14,965	0	0	0
7	95,772	79,734	63,810	48,917	35,055	22,110	10,425	0	0
8	73,844	62,545	51,327	40,836	31,071	21,951	13,720	6,375	0
$\frac{\Sigma}{ds}=$	664,8	456,7	297,9	182,2	102,5	49,9	18,47	3,18	0
$-\eta_x=$	2,037	1,400	0,912	0,558	0,314	0,153	0,056	0,010	0

(Чтобы получить ординату для сечения m, надо суммировать $\frac{M_m}{I}$, взятые для положения груза в m; таким образом для вертикальной колонны этой таблицы данные взяты из соответствующей горизонтальной строки таблицы 33).

Ординаты η_h линии влияния распора H. — Выражение [3] для δ_{mh}, принимая во внимание [4] и [5], получает вид

$$\delta_{mh}=-\int_0^s \frac{M_m y}{I}\,ds+\int_0^s \frac{\sin\varphi\cos\varphi}{\omega}\,ds=-\int_0^s A\cdot ds+\int_0^s B\cdot ds.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Значения подынтегральных функций, суммы и величины ординат η_h приведены в таблице 35. Для второго интеграла взята величина из таблицы 32.

Таблица 35. — Ординаты линии влияния для H.

№ шва	0		1		2		3		4		5		6		7		8	
	A	*B*	*A*	*B*	*A*	*B*	*A*	*B*	*A*	*B*	*A*	*B*	*A*	*B*	*A*	*B*	*A*	*B*
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	— 57,78	0,20	0	0,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	— 76,66	0,36	— 38,19	0,36	0	0,36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	— 46,58	0,48	— 30,63	0,48	— 14,80	0,48	0	0,48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	+ 21,71	0,52	+ 15,98	0,52	+ 10,28	0,52	+ 4,96	0,52	0	0,52	0	0	0	0	0	0	0	0
5	+111,55	0,53	+ 87,62	0,53	+ 63,15	0,53	+ 40,59	0,53	+ 19,60	0,53	0	0,53	0	0	0	0	0	0
6	+222,9	0,52	+181,1	0,52	+139,5	0,52	+100,5	0,52	+ 64,35	0,52	+ 30,5	0,52	0	0,52	0	0	0	0
7	+298,8	0,45	+248,8	0,45	+199,1	0,45	+152,6	0,45	+109,4	0,45	+ 69,0	0,45	+ 32,53	0,45	0	0,45	0	0
8	+316,0	0,36	+267,7	0,39	+219,7	0,36	+174,8	0,36	+133,0	0,36	+ 93,9	0,36	+ 58,72	0,36	2729	0,36	0	0
$\frac{\Sigma}{ds} =$	625,4	3,3	592,2	3,2	509,6	2,9	385,4	2,5	259,2	2,0	147,2	1,4	62,9	0,9	13,6	0,4	0	0
$-\Delta\Sigma$	— 662,1		— 589,0		— 506,7		— 382,9		— 257,2		— 145,8		— 62,0		— 13,2		0	
$\eta_h =$	— 0,791		— 0,749		— 0,644		— 0,487		— 0,327		— 0,185		— 0,079		— 0,017		0	

При суммировании M_m таковое начинается с нулевой ординаты, так как момент начинается с нуля; при суммировании же вторых интегралов, выражающих произведение нормальных сил, нуль введен лишь для ординаты в сечении 0 (замок); для остальных случаев суммирование должно начинаться со значащего слагаемого.

В предпоследней строке приведены величины $\Delta\Sigma$, т. е. разность сумм, или δ_{mh} с опущенным множителем $ds : E$.

Разделив эти числа на $\delta_{hh} = 786{,}68$, получим ординаты линии влияния для H; величины их приведены в последней строке таблицы 35.

Ординаты η_v линии влияния для V. — Выражение для δ_{mv} из [3], принимая во внимание [4] и [5], можно представить так:

$$\delta_{mv} = -\int_0^s \frac{xM_m}{I}\,ds - \int_0^s \frac{\sin^2\varphi}{\omega}\,ds = -\int_0^s C\cdot ds - \int_0^s D\cdot ds.$$

В таблице 36 приведены значения подынтегральных функций, их суммы. Затем взяты разности суммы $\Delta\Sigma$ и для получения искомых ординат η_v разделены на $\delta_{vv} = 7641{,}5$.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 36.—Ординаты линии влияния для V.

№ шва	0		1		2		3		4		5		6		7		8	
	C	D	C	D	C	D	C	D	C	D	C	D	C	D	C	D	C	D
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	60,36	0,03	0	0,03	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	211,76	0,11	105,50	0,11	0	0,11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	388,76	0,24	255,69	0,24	123,56	0,24	0	0,24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	523,09	0,35	384,92	0,35	247,73	0,35	119,42	0,35	0	0,35	0	0	0	0	0	0	0	0
5	670,32	0,45	524,37	0,45	379,46	0,45	243,94	0,45	117,80	0,45	0	0,45	0	0	0	0	0	0
6	814,30	0,55	661,28	0,55	509,35	0,55	367,26	0,55	235,00	0,55	111,49	0,55	0	0,55	0	0	0	0
7	800,65	0,60	666,58	0,60	533,45	0,60	408,95	0,60	293,06	0,60	184,84	0,60	87,15	0,60	0	0,60	0	0
8	675,67	0,59	572,29	0,59	469,64	0,59	373,65	0,59	284,30	0,59	200,85	0,59	125,54	0,59	58,33	0,59	0	0
$\Sigma =$	3818,1	2,6	2885,3	2,6	2043,2	2,6	1341,8	2,4	799,2	2,1	408,7	1,7	158,0	1,2	29,2	0,6	0	0
$-\Delta\Sigma$	—3820,7		—2887,9		—2045,8		—1344,8		—801,3		—410,4		—159,2		—29,8		0	
$\tau_{cv} =$	—0,500		—0,378		—0,268		—0,176		—0,105		—0,054		—0,021		—0,004		0	

3) *Линии влияния для моментов M и нормальных сил N в различных сечениях.* — Линии влияния для M_0 и N_0 в замке находим, пользуясь формулой (стр. 451)

$$M_0 = X - H \cdot c,$$

где $c = 1{,}442$; величины X по таблице 34 (беря η_x); и формулой

$$N_0 = H.$$

Применение этих формул дает результаты, приведенные в таблице 37.

Таблица 37.—Ординаты линий влияния M_0 и N_0.

№ шва	$\eta_{N_0} = \eta_h$	$M_0 = X - H \cdot c$			
		η_h	$-\eta_h \cdot c$	η_x	η_{M_0}
0	—0,791	—0,791	+1,140	—2,037	—0,897
1	—0,749	—0,749	+1,079	—1,400	—0,321
2	—0,636	—0,636	+0,927	—0,912	+0,004
3	—0,487	—0,487	+0,701	—0,558	+0,148
4	—0,327	—0,327	+0,472	—0,314	+0,158
5	—0,185	—0,185	+0,266	—0,153	+0,113
6	—0,079	—0,079	+0,114	—0,056	+0,058
7	—0,017	—0,017	+0,024	—0,010	+0,014
8	0	0	0	0	0

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для остальных сечений имеем (стр. 461).

$$M_i = X + Vx_i + Hy_i + 1\ (x_i - x_m),$$

где x_m абсцисса груза $P=1$,

$$N_i = H\cos\varphi_i - \sin\varphi_i\ (V+1).$$

Эти выражения годны для случаев $0 < x_m < x_i$. Для случаев же $x_m > x_i$ или $x_m < 0$

$$M_i = X + Vx_i + Hy_i;$$
$$N_i = H\cos\varphi_i - V\sin\varphi_i.$$

В таблицах 38 и 39 приведены материалы для вычисления по этим формулам ординат M и N и величины самих ординат для сечений 4, 6, 7 и 8, которые в связи с сечением 0 достаточно полно освещают напряжения в своде.

Линии влияния изображены на фиг. 591 и 592.

Таблица 38. — Ординаты линий влияния для M.

№ шва	Ординаты статически неопределимых			Абсциссы x_m	Сечение 4 $x_4 = 5{,}30$ $y_4 = 0{,}22$				Сечение 6	Сечение 7	Сечение 8
		η_v	η_h		$+5{,}3\eta_v$	$+0{,}22\eta_h$	$x_4 - x_m$	η_{M_4}			
8	0	0	0	9,15	0	0	—	0	0	0	0
7	— 0,010	— 0,004	— 0,017	8,36	— 0,021	— 0,004	—	— 0,035	— 0,075	— 0,096	+ 0,670
6	— 0,056	— 0,021	— 0,079	7,45	— 0,111	— 0,017	—	— 0,184	— 0,373	+ 0,432	+ 1,114
5	— 0,153	— 0,054	— 0,185	6,43	— 0,286	— 0,041	—	— 0,480	+ 0,088	+ 0,749	+ 1,281
4	— 0,314	— 0,105	— 0,327	5,30	— 0,557	— 0,072	0	— 0,943	+ 0,387	+ 0,849	+ 1,175
3	— 0,558	— 0,176	— 0,487	4,09	— 0,933	— 0,107	+ 1,21	— 0,388	+ 0,498	+ 0,722	+ 0,808
2	— 0,912	— 0,268	— 0,644	2,79	— 1,420	— 0,142	+ 2,51	+ 0,036	+ 0,430	+ 0,409	+ 0,240
1	— 1,400	— 0,378	— 0,749	1,40	— 2,003	— 0,165	+ 3,90	+ 0,331	+ 0,306	+ 0,063	— 0,315
0	— 2,037	± 0,500	— 0,791	0	∓ 2,650	— 0,174	+ 5,30	+ 0,439	+ 0,074	— 0,325	— 0,847
1′	— 1,400	+ 0,378	— 0,749	1,40	+ 2,003	— 0,165	—	+ 0,438	— 0,112	— 0,577	— 1,147
2′	— 0,912	+ 0,268	— 0,644	2,79	+ 1,420	— 0,142	—	+ 0,366	— 0,226	— 0,681	— 1,216
3′	— 0,558	+ 0,176	— 0,487	4,09	+ 0,933	— 0,107	—	+ 0,271	— 0,240	— 0,606	— 1,032
4′	— 0,314	+ 0,105	— 0,327	5,30	+ 0,557	— 0,072	—	+ 0,171	— 0,198	— 0,455	— 0,753
5′	— 0,153	+ 0,054	— 0,186	6,43	+ 0,286	— 0,041	—	+ 0,092	— 0,128	— 0,279	— 0,451
6′	— 0,056	+ 0,021	— 0,079	7,45	+ 0,111	— 0,017	—	+ 0,038	— 0,061	— 0,126	— 0,202
7′	— 0,010	+ 0,009	— 0,017	8,36	+ 0,021	— 0,004	—	+ 0,007	— 0,015	— 0,030	— 0,046
8′	0	0	0	9,15	1	0	—	0	0	0	0

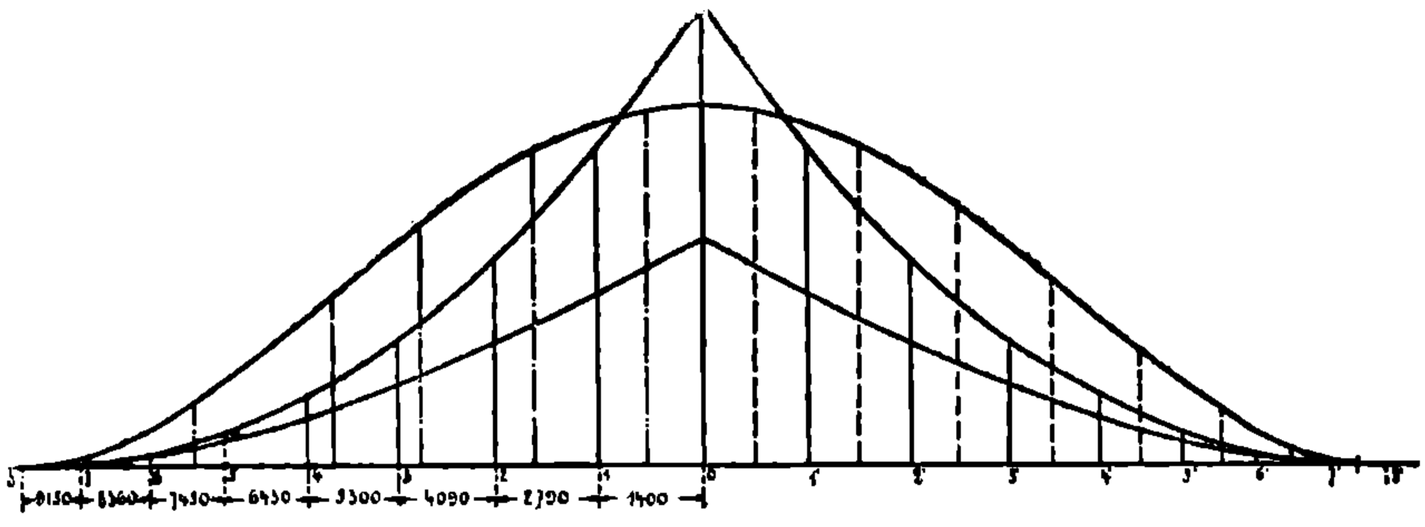
Примечание: Для сечений 6, 7 и 8 подробности, приведенные для сечения 4, опущены и даны окончательные результаты.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 39. — Ординаты линий влияния для N.

№ шва	Статически неопределимые			Сечение 4 $\cos\varphi_4=0{,}828$; $\sin\varphi_4=0{,}559$				Сечение 6 $\cos\varphi_6=0{,}687$; $\sin\varphi_6=0{,}726$				Сеч. 7	Сеч. 8
	η_{ih}	η_{iv}	$1+\eta_{iv}$	$0{,}828\eta_{ih}$	$0{,}559\times\eta_{iv}$	$0{,}559\times(1+\eta_{iv})$		$0{,}687\times\eta_{ih}$	$0{,}726\times\eta_{iv}$	$0{,}726\times(1+\eta_{iv})$	η_6		
8	0	0	0	0	0	—	0	0	0	—	0	0	0 −0,862
7	−0,017	−0,004	+0,996	−0,014	−0,002	—	−0,012	−0,012	−0,003	—	−0,009	−0,007 −0,805	−0,868
6	−0,079	−0,021	+0,979	−0,065	−0,012	—	−0,053	−0,054	−0,015	+0,711	−0,039 −0,765	−0,828	−0,885
5	−0,185	−0,054	+0,946	−0,153	−0,030	—	−0,123	−0,127	—	+0,687	−0,814	−0,866	−0,910
4	−0,327	−0,105	+0,895	−0,271	−0,059	+0,500	−0,212 −0,771	−0,225	—	+0,650	−0,875	−0,910	−0,940
3	−0,487	−0,176	+0,824	−0,403	—	+0,461	−0,864	−0,335	—	+0,598	−0,935	−0,949	−0,961
2	−0,644	−0,268	+0,732	−0,533	—	+0,409	−0,942	−0,442	—	+0,531	−0,973	−0,968	−0,963
1	−0,749	−0,378	+0,622	−0,620	—	+0,348	−0,968	−0,515	—	+0,452	−0,967	−0,944	−0,962
0	−0,791	∓0,500	+0,500	−0,655	∓0,280	+0,280	−0,935	−0,543	∓0,363	+0,363	−0,906	−0,872	−0,840
1′	−0,749	+0,378	—	−0,620	+0,211	—	−0,831	−0,515	+0,275	—	−0,790	−0,750	−0,711
2′	−0,644	+0,268	—	−0,533	+0,149	—	−0,682	−0,442	+0,194	—	−0,636	−0,598	−0,563
3′	−0,487	+0,176	—	−0,403	+0,097	—	−0,500	−0,335	+0,127	—	−0,462	−0,431	−0,403
4′	−0,327	+0,105	—	−0,271	+0,059	—	−0,330	−0,225	+0,076	—	−0,301	−0,280	−0,260
5′	−0,185	+0,054	—	−0,153	+0,030	—	−0,183	−0,127	+0,039	—	−0,166	−0,154	−0,142
6′	−0,079	+0,021		−0,065	+0,012	—	−0,077	−0,054	+0,015	—	−0,069	−0,064	−0,059
7′	−0,017	+0,004		−0,014	+0,002	—	−0,016	−0,012	+0,003	—	−0,015	−0,013	−0,012
8′	0	0	—	0	0	—	0	0	0	—	0	0	0

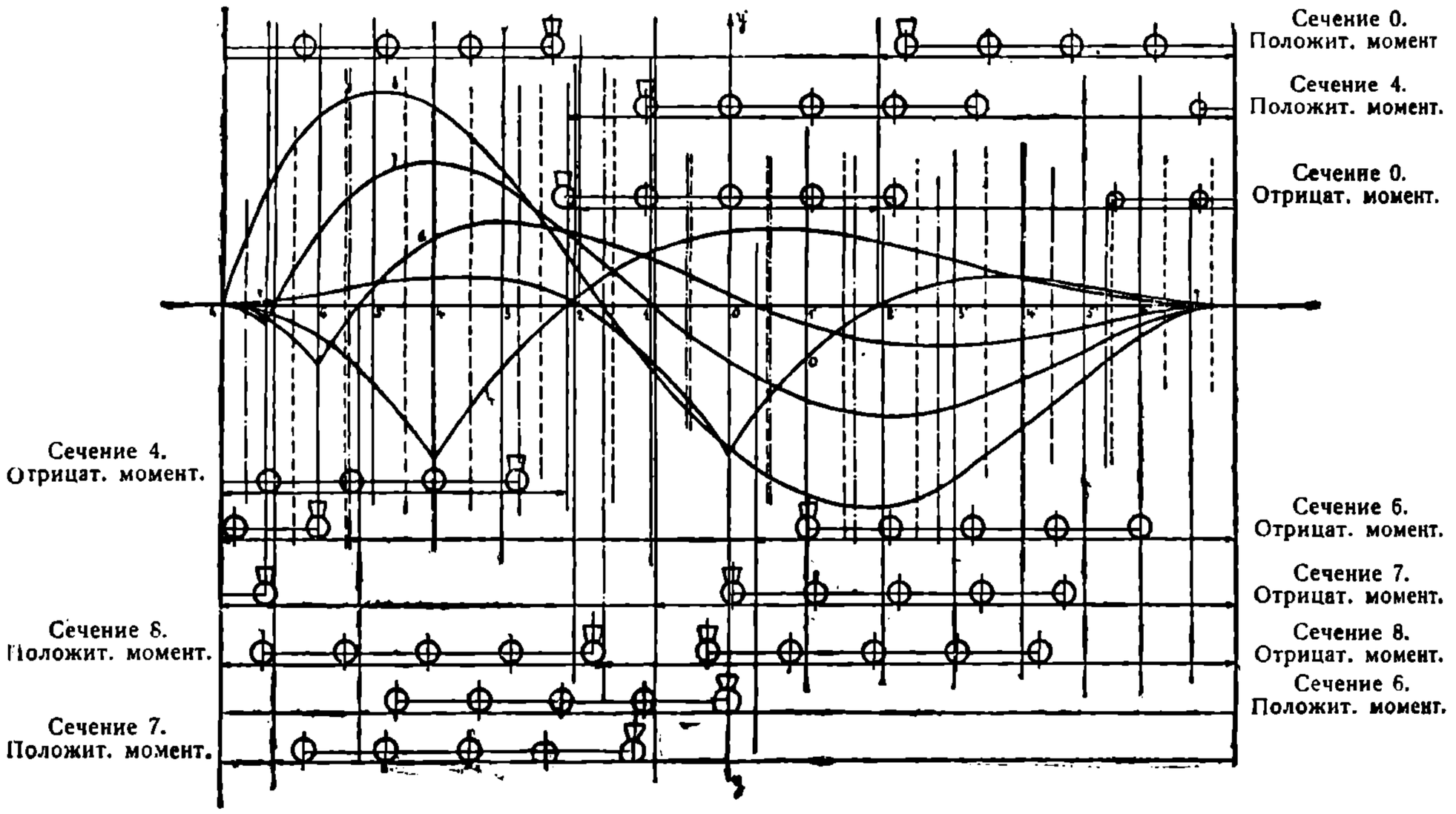
Примечание: Для сечений 7 и 8 подробности опущены.



Линии влияния статически неопределимых

Фиг. 591.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Линии влияния для моментов

Фиг. 592.

4) *Моменты и нормальные силы в различных случаях нагрузки свода.* — Моменты и нормальные силы определены по линиям влияния отдельно для:

веса проезжей части и стенок при узловой передаче через стенки;

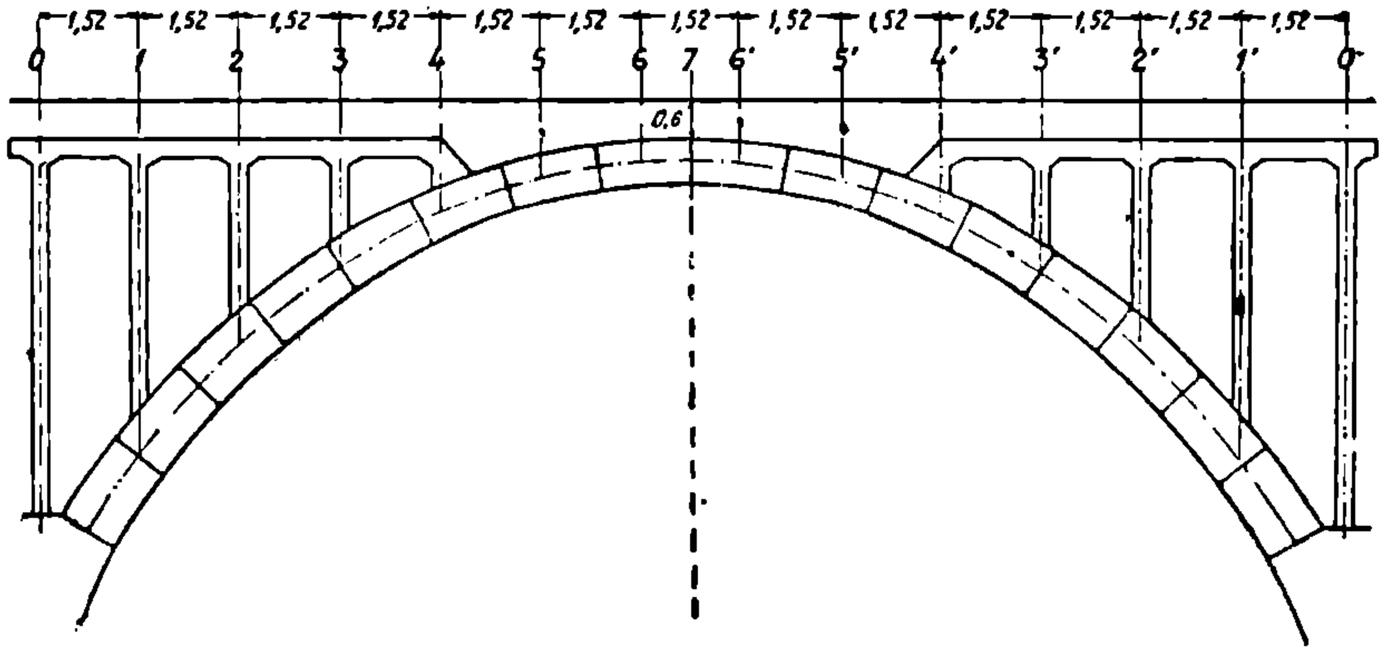
собственного веса свода в виде сил, приложенных в центре тяжести клиньев;

временной нагрузки тротуаров слоем песка высотою 0,625 *м* (1000 *кг/м*²);

поезда.

Передача подвижной нагрузки, в виду небольшого расстояния между стенками, принята непосредственной.

Полный вес проезжей части и тротуаров $p = 6804$ *кг* на 1 погонный *м* моста. Нагрузка на полную панель $P = 1{,}52 \cdot 6804 = 10342$ *кг*.



Фиг. 593.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Такая нагрузка приложена в узлах 1, 2, 3, 1′, 2′, 3′ (фиг. 593); принято, что такая же нагрузка приложена и в узлах 4, 5, 4′, 5′. На участке 6-7-6′ вес проезжей части слагается из веса баласта, веса тротуаров и боковых стенок, так что для этого участка нагрузка на погонный *м* составляет 4560 *кг*.

Таким образом нагрузка узла 7 равна 3466 *кг*. В узлах 6 и 6′ нагрузка будет:

$$4560 \cdot \frac{1{,}52}{4} + 6804 \cdot \frac{1{,}52}{2} = 6904 \text{ кг}.$$

Вес стенки при высоте h и сечении $0{,}25 \cdot 3{,}5$ *м* выражается так:

$$2400 \cdot 0{,}25 \cdot 3{,}5 \cdot h = 2100\,h \text{ (кг)}.$$

Стенки 1 — 4 имеют соответственно веса:

$$7875 — 4620 — 2310 — 756 \text{ кг}.$$

К этому нужно прибавить еще 378 *кг* на угловые заполнения.

Таким образом, узловая нагрузка от надсводного строения получается в размере:

узел	1	нагрузка .	18,60 *т*;
	2		15,34
	3		13,03
	4		11,48
	5		10,34
	6		6,90
	7		3,47

Клинья свода имеют следующие веса:

клин	1	вес .	2,24 *т*;	клин 5 вес .	2,78 *т*·
	2		2,32 „	6	2,90 „
	3		2,44 „	7	3,04 „
	4		2,61 „	8	3,17 „

Нагрузка от слоя песка на тротуарах равна $p = 1{,}7\,m$ на 1 погонный *м*.

Положения поезда для каждой линии влияния приведены на фиг. 592.

В таблицах 40 и 41 даны величины ординат линий влияния соответственно для узлов и для центров тяжести клиньев свода. Для получения M и N ординаты умножаются на соответственные нагрузки (таблица 41 для сокращения места здесь опущена). В таблице 42 приведены ординаты линий влияния под колесами поезда (таблица эта тоже опускается).

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 40.—Ординаты M и N в узлах.

№ узла	Сечение 0		Сечение 4		Сечение 6		Сечение 7		Сечение 8	
	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	+ 0,014	— 0,017	— 0,035	— 0,012	— 0,075	— 0,009	— 0,096	— 0,007	+ 0,670	— 0,868
2	+ 0,090	— 0,142	— 0,330	— 0,093	— 0,086	— 0,794	+ 0,640	— 0,848	+ 1,230	— 0,900
3	+ 0,156	— 0,325	— 0,934	— 0,210	+ 0,380	— 0,873	+ 0,846	— 0,910	+ 1,176	— 0,940
4	+ 0,134	— 0,527	— 0,270	— 0,886	+ 0,488	— 0,945	+ 0,646	— 0,956	+ 0,676	— 0,965
5	— 0,092	— 0,690	+ 0,144	— 0,959	+ 0,370	— 0,979	+ 0,256	— 0,965	0	— 0,953
6	— 0,556	— 0,780	+ 0,380	— 0,964	+ 0,178	— 0,945	— 0,160	— 0,918	— 0,630	— 0,890
7	— 0,894	— 0,794	+ 0,438	— 0,937	+ 0,068	— 0,908	— 0,334	— 0,874	— 0,860	— 0,841
6′	— 0,556	— 0,780	+ 0,450	— 0,887	— 0,030	— 0,850	— 0,474	— 0,811	— 1,036	— 0,775
5′	— 0,092	— 0,690	+ 0,408	— 0,745	— 0,190	— 0,695	— 0,652	— 0,657	— 1,212	— 0,620
4′	+ 0,134	— 0,527	+ 0,290	— 0,544	— 0,248	— 0,500	— 0,640	— 0,470	— 1,108	— 0,438
3′	+ 0,156	— 0,325	+ 0,166	— 0,326	— 0,198	— 0,295	— 0,454	— 0,275	— 0,748	— 0,256
2′	+ 0,090	— 0,142	+ 0,068	— 0,140	— 0,100	— 0,126	— 0,212	— 0,114	— 0,340	— 0,105
1′	+ 0,014	— 0,017	+ 0,007	— 0,016	— 0,015	— 0,015	— 0,030	— 0,013	— 0,046	— 0,012
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Таблица 43.—Величины M и N от веса надсводного строения.

№ узла	Сечение 0		Сечение 4		Сечение 6		Сечение 7		Сечение 8	
	M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
1	+ 0,260	— 0,316	— 0,651	— 0,223	— 1,395	— 0,167	— 1,785	— 0,130	+ 12,459	— 16,140
2	+ 1,381	— 2,178	— 5,062	— 1,427	— 1,319	— 12,180	+ 9,818	— 13,008	+ 18,868	— 13,806
3	+ 2,033	— 4,235	— 12,170	— 2,736	+ 4,951	— 11,375	+ 11,023	— 11,857	+ 15,323	— 12,248
4	+ 1,538	— 6,048	— 3,099	— 10,168	+ 5,600	— 10,845	+ 7,413	— 10,971	+ 7,758	— 11,074
5	— 0,951	— 7,136	+ 1,489	— 9,918	+ 3,827	— 10,125	+ 2,648	— 9,980	0	— 9,856
6	— 3,839	— 5,385	+ 2,624	— 6,655	+ 1,229	— 6,524	— 1,105	— 6,337	— 4,350	— 6,145
7	— 3,099	— 2,752	+ 1,518	— 3,248	+ 0,236	— 3,147	— 1,158	— 3,029	— 2,981	— 2,915
6′	— 3,839	— 5,385	+ 3,107	— 6,124	— 0,207	— 5,868	— 3,272	— 5,599	— 7,146	— 5,351
5′	— 0,951	— 7,136	+ 4,220	— 7,705	— 1,965	— 7,188	— 6,743	— 6,795	— 12,535	— 6,412
4′	+ 1,538	— 6,048	+ 3,328	— 6,243	— 2,846	— 5,738	— 7,345	— 5,394	— 12,715	— 5,026
3′	+ 2,033	— 4,235	+ 2,163	— 4,248	— 2,580	— 3,844	— 5,916	— 3,583	— 9,746	— 3,336
2′	+ 1,381	— 2,178	+ 1,043	— 2,148	— 1,534	— 1,933	— 3,252	— 1,749	— 5,216	— 1,611
1′	+ 0,260	— 0,316	+ 0,130	— 0,298	— 0,279	— 0,279	— 0,558	— 0,242	— 0,855	— 0,223
$M=$	— 2,225		— 1,360		+ 3,718		— 0,232		— 1,136	
$N=$		— 53,35		— 61 14		— 79,21		— 78,67		— 94,14

НБ УДУНТ (ДИТ)

В таблице 43 даны M и N от веса надсводного строения. Величины M и N для собственного веса свода даны в таблице 44 (не приводим здесь). В таблице 45 приведены M и N от поезда (таблица опущена). Величины M и N от нагрузки тротуаров песком определены по площадям линий влияния, вычисленным по узловым ординатам. Площади и величины M и N даны в таблице 46.

Таблица 46. — M и N от нагрузки песком тротуаров.

Расположение нагр.		Сечение 0		Сечение 4		Сечение 6		Сечение 7		Сечение 8	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
Для $+M$	ω	+ 1,115	— 3,310	+ 2,853	— 6,694	+ 2,039	— 6,287	+ 3,492	— 5,743	+ 5,703	— 6,308
	M и N	+ 1,896	— 5,627	+ 4,850	— 11,380	+ 3,466	— 10,688	+ 5,936	— 9,763	+ 9,695	— 10,724
Для $-M$	ω	— 2,144	— 4,242	— 2,314	— 2,055	— 1,269	— 4,158	— 4,006	— 4,838	— 7,733	— 5,438
	M и N	— 3,615	— 7,211	— 3,934	3,494	— 2,157	— 7,069	— 6,810	— 8,225	— 13,146	— 9,245

Влияние колебаний температуры определено по формуле

$$H_t = \frac{l\alpha t}{\delta_{hh}}.$$

При $t = \pm 20°$, $l = 18{,}30$ *м*; $\alpha = 0{,}0000135$; $E = 140000$ *кг/см²*

$$H_t = \frac{18{,}3 \cdot 20 \cdot 135 \cdot 14}{100 \cdot 786{,}68 \cdot 1{,}413} = 6{,}22\ m$$ (на 1 погонный *м* ширины свода).

На весь свод шириною 4,25 *м*

$$H_t = 4{,}25 \cdot 6{,}22 = 26{,}45\ m.$$

Нормальные силы и моменты в сечениях при известном H_t, приложенном в точке c (центр статически неопределимых), находятся по известным формулам:

$$M_t = H_t \cdot y;$$
$$N_t = H_t \cdot \cos\varphi,$$

где y — ордината рассматриваемого сечения при начале координат в точке c. Величины M_t и N_t приведены в сводной таблице 47.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 47. — Величины M и N от разных нагрузок (на всю ширину свода).

Виды нагрузок.	Сечение 0		Сечение 4		Сечение 6		Сечение 7		Сечение 8	
	M т·м	N т	M т·м	N т	M т·м	N т	M т·м	N т	M т·м	N т
Вес свода	— 1,35	— 60,44	+ 0,56	— 72,80	+ 3,12	— 88,24	+ 3,02	— 98,13	+ 0,16	—110,15
Надсводное строение	— 2,23	— 53,25	— 1,36	— 61,14	+ 3,72	— 79,21	— 0,23	— 78,67	— 1,14	— 94,14
Постоянная нагрузка	— 3,58	—113,79	— 0,80	—133,94	+ 6,84	—167,45	+ 2,79	—176,80	— 0,97	—204,24
Поезд	+16,32	— 51,56	+35,42	— 76,84	+30,32	— 91,84	+ 50,12	— 90,86	+ 77,16	— 92,49
	—26,40	— 72,50	—32,28	— 35,32	—23,74	— 57,44	— 52,20	— 70,30	— 95,64	— 56,02
Песок	+ 1,89	— 5,63	+ 4,85	— 11,38	+ 3,47	— 10,69	+ 5,94	— 9,76	+ 9,70	— 10,72
	— 3,64	— 7,21	— 3,93	— 3,49	— 2,16	— 7,07	— 6,81	— 8,23	— 13,15	— 9,25
Временная нагрузка	+18,29	— 57,19	+40,27	— 88,22	+33,79	—102,53	+ 56,06	—100,62	+ 86,86	—103,16
	—30,05	— 79,71	—36,21	— 38,81	—25,90	— 64,51	— 59,01	— 78,53	—108,79	— 65,27
Температура $+\Delta_t$	+38,09	— 26,45	— 5,82	— 21,90	—53,95	— 18,17	— 82,52	— 15,82	—113,20	— 13,65
Температура $-\Delta_t$	—38,09	+ 26,45	+ 5,82	+ 21,90	+53,95	+ 18,17	+ 82,52	+ 15,82	+113,20	+ 13,65
Постоянная и временная	+14,64	—170,98	+39,47	—222,17	+40,62	—269,98	+ 58,84	—277,43	+ 85,88	—307,45
	—33,62	—193,51	—37,02	—172,76	—19,06	—231,96	— 56,22	—255,33	—109,76	—269,56
Постоянная, временная и температура	+52,72	—197,43	+45,29	—200,27	+94,57	—251,93	+141,36	—261,61	+199,08	—293,81
	—71,71	—167,06	—42,77	—194,78	—73,02	—250,13	—138.74	—271,14	—222,96	—283,20

5) *Напряжения в сечениях.* — Напряжения определены по формулам неравномерного сжатия при симметричной арматуре. Для случая, когда все сечение работает на сжатие

$$\sigma_b = \frac{N}{\omega} \pm \frac{Mz}{I},$$

где

$$\omega = bh + 2\,(m-1)\,f_e;$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2\,(m-1)\,(h-a)^2.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для случая, когда на сжатие работает часть сечения:

$$\sigma_b = \frac{N}{\frac{bx}{2} + \frac{mf_e}{x}(2x - h)};$$

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b}{x}(h - x - a)\ m;$$

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b}{x}(x - a)\ m.$$

Величина x определяется кубическим уравнением моментов внутренних сил (см., напр., Гастев, Методы и данные...).

Расчет произведен для 1 *м* ширины свода.

Сечение 0 (замок). — Арматура состоит из 34 стержней диаметра 22 *мм* вверху и столько же внизу. На 1 *м* свода

$$f_e = f_e' = 30{,}41\ см^2;\quad a = a' = 4\ см;\quad b = 100\ см;\quad h = 65\ см;$$

$$\frac{6m}{b} = 0{,}9;\quad M' = -7170\ т\cdot см;\quad N' = -167{,}06\ т;\quad \frac{M'}{N'} = 42{,}92\ см.$$

Уравнение для x принимает вид

$$x^3 + 31{,}26\,x^2 + 2349\,x - 120814 = 0;$$

$$x = 29{,}3\ см;\quad h - a - x = 31{,}7\ см;\quad x - a = 25{,}3\ см;$$

$$\sigma_b = \frac{167060}{4{,}25\left[\frac{100 \cdot 29{,}3}{2} + \frac{30{,}41 \cdot 15}{29{,}3}(2 \cdot 29{,}3 - 65)\right]} = 28{,}8\ кг/см^2;$$

$$\sigma_e = \frac{15 \cdot 28{,}8}{29{,}3} \cdot 31{,}7 = 467\ кг/см^2;$$

$$\sigma_e' = \frac{15 \cdot 28{,}8}{29{,}3} \cdot 25{,}3 = 373\ кг/см^2.$$

Для второй пары значений M и N имеем:

$$M'' = +52724\ т\cdot см;\qquad N'' = -197{,}43\ т;$$

$$x^3 - 17{,}37\,x^2 + 1462\,x - 91973 = 0;$$

$$x = 39{,}5\ см;$$

$$\sigma_b = 21{,}8\ кг/см^2;\quad \sigma_e = 178\ кг/см^2;\quad \sigma_e' = 294\ кг/см^2.$$

Подобным же образом определены напряжения в сечениях 4, 6, 7 и 8 для положительных и отрицательных моментов. Все данные по расчету приведены в таблице 48, где указаны и значения коэффициентов A, B и C кубического уравнения для x, а именно $x^3 - Ax^2 + Bx - C = 0$.

В той же таблице даны напряжения в своде от вертикальной нагрузки без учета колебаний температуры.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица 48.—Напряжения в своде.

Величины	С температурой $\Delta t = 20°$					Без температуры				
	0	4	6		8	0	4	6	7	8
Полож. мом. $m \cdot см$ (на весь свод) $+M =$	5272,4	4528,6	9457,3	14136	19908	1463,9	3946,7	4061,9	5884,2	8588,1
$N =$	197,43	200,27	251,93	261,61	293,81	170,98	222,17	269,98	277,43	307,45
Отношение $\frac{M}{N} =$	26,71	22,61	37,54	54,03	67,76	8,56	17,76	15,05	21,21	27,93
Армат. (на $м$) $f_e =$	30,41	30,41	30,41	45,62	91,23	30,41	30,41	30,41	45,62	91,23
$a = a' =$	4,0	4,0	4,0	6,0	8,8	4,0	4,0	4,0	6,0	8,8
$h =$	65	80	87	92	95	65	80	87	92	95
$A =$	17,37	52,17	17,88	— 2409	—60,78	71,76	66,72	85,35	74,37	58,71
$B =$	1462	1238	2055	4437	11127	468,6	972,2	823,8	1742	4,586
$C =$	91973	120446	174779	335475	774532	59675	109826	121228	211503	463851
$x =$	39,5	62,9	48,9	44,7	47,6	75,9	73,7	91,0	83,8	77,3
σ_b	21,8	13,6	23,3	28,0	29,0	9,3	13,7	12,0	13,6	14,7
σ_e (верхней) =	+ 178	+ 42	+ 244	+ 388	+ 353	— 27	+ 6	— 17	+ 5	+ 25
(нижней) =	— 294	— 191	— 321	— 364	— 355	— 132	— 194	— 181	— 189	— 195
Отриц. мом. $-M =$	7170,7	4277,9	7301,8	13874	22296	3362,2	3701,7	1906,4	5622,4	10976
$N =$	197,06	194,78	250,13	271,14	283,20	193,51	172,76	231,96	255,33	269,56
Отношение $\frac{M}{N} =$	42,92	21,96	29,19	51,17	78,73	17,38	21,43	8,21	22,02	40,72
$A =$	— 31,26	+ 54,12	42,93	— 15,51	—93,69	45,36	55,71	105,87	71,94	20,34
$B =$	2349	1202	1598	4202	12929	951	1173	449,4	1808	6687
$C =$	120814	199022	154896	324672	860100	75366	117862	104954	214625	563615
$x =$	29,3	64,3	59,7	46,1	44,9	53,7	65,2	110,4	81,9	61,3
$\sigma_b =$	28,8	12,9	18,2	27,7	31,9	15,0	11,2	9,0	12,8	17,2
σ_e' (верхней) =	— 373	— 182	— 255	— 361	— 385	— 208	— 157	— 130	— 178	— 221
σ_e (нижней) =	+ 467	+ 35	+ 106	+ 359	+ 440	+ 31	+ 27	— 33	+ 10	+ 105

Наибольшее сжимающее напряжение в бетоне, как видно из таблицы, достигает 17,2 $кг/см^2$ без учета колебаний температуры; а с этим последним — 31,9 $кг/см^2$. Напряжение в арматуре не превосходит 440 $кг/см^2$.

Процентное содержание железа для расчетных сечений составляет

для сечения 0 .	0,94%
4 .	0,76
6	0,70 „
7	1,00 „
8	1,92 „

НБ УДУНТ (ДИТ)

6) ***Влияние торможения.*** — Вызываемая торможением сила P предполагается приложенной к замку свода в расстоянии $a = 1{,}045$ *м*; она вызывает распор H, приложенный в расстоянии c от вершины оси свода, момент X и вертикальную составляющую V.

Момент

$$X = \frac{\delta_{ox}}{\delta_{xx}},$$

где

$$\delta_{xx} = 2\int_0^s \frac{ds}{EI},$$

$$\delta_{ox} = -\int_0^s \frac{M_0 ds}{EI},$$

так как другой момент равен — 1, а нормальная сила равна 0 (см. стр. 468). Момент внешних сил относительно центра тяжести какого-нибудь сечения

$$M_0 = P(a + c + y).$$

Следовательно,

$$X = -\frac{P(a+c)\int_0^s \frac{ds}{EI}}{2\int_0^s \frac{ds}{EI}} - \frac{P\int_0^s \frac{y\,ds}{EI}}{2\int_0^s \frac{ds}{EI}} = -\frac{P}{2}(a + c),$$

так как второе слагаемое по свойству координат равно нулю.

Таким же образом находим $H = -\frac{P}{2}$.

Для определения V имеем

$$\delta_{ov} = +\int_0^s \frac{N_0 \sin\varphi}{E\omega}\,ds - \int_0^s \frac{M_0}{EI}\,x\,ds =$$

$$= P\int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi}{E\omega}\,ds - \frac{P(a+c)}{E}\int_0^s \frac{ds}{I} - P\int_0^s \frac{xy}{EI}\,ds =$$

$$= P\left\{\int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi}{E\omega}\,ds - \int_0^s \frac{xy}{EI}\,ds\right\} - \frac{P(a+c)}{E}\int_0^s \frac{ds}{I}.$$

Подставляя значение второго интеграла из таблицы 35 для сечения 0, получаем

$$V = \frac{\delta_{ov}}{\delta_{vv}} = -P \cdot \frac{622{,}11}{7641{,}48} - P(a+c)\frac{163{,}15}{7641{,}48} =$$

$$= -P \cdot 0{,}0814 - P(a+c) \cdot 0{,}0213.$$

В этих формулах положительному значению силы P соответствует ее направление слева направо.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для суммирования напряжений от торможения с наибольшими напряжениями от временной нагрузки последнюю придется взять для частичного загружения пролета; для пяты — одним паровозом.

Тормозная сила

$$P = \frac{1}{10}\ 100 = +10\ т \text{ (вправо)}.$$

Тогда

$$H = \quad 5\ т;\ X = -12{,}425\ т \cdot м;\ V = -1{,}343\ т;$$

$$M_8 = +5(a + c + y_8) - 1{,}343 \cdot 9{,}15 = +21{,}537\ т \cdot м;$$

$$N_8 = H\cos\varphi_8 - V\sin\varphi_8 + P\cos\varphi_8 = \frac{P}{2}\cos\varphi_8 - V\sin\varphi_8 = +3{,}73\ т.$$

Для отрицательного момента от паровоза $M_8 = -21{,}537\ т \cdot м$ и прочие величины с обратным знаком.

Наибольшие величины в сечении 8 от совместного действия торможения, изменения температуры и вертикальных нагрузок будут:

$$M_8'' = +220{,}62\ т \cdot м; \qquad N_8'' = -290{,}07\ т;$$
$$M_8' = -244{,}49 \qquad N_8' = -286{,}94$$

Определяя напряжения, получаем при отрицательном моменте следующие величины

$$A = \quad 113{,}13; \qquad B = 13993; \qquad C = 910564;$$

$x = 43{,}7\ см$; $\sigma_b = -34{,}7\ кг/см^2$; σ_e' (верх.) $= -416\ кг/см^2$; $\sigma_e = +506\ кг/см^2$.

При положительном моменте

$$A = -85{,}68; \qquad B = +12490; \qquad C = 839222;$$

$x = 45{,}5\ см$; $\sigma_b = -31{,}7\ кг/см^2$; σ_e (верх.) $= +425\ кг/см^2$; $\sigma_e' = -384\ кг/см^2$.

7) *Напряжения в своде от действия ветра.* — Напряжения в своде определены в предположении, что давление ветра на проезжую часть и подвижную нагрузку распределено равномерно; давление же на самый свод принято в виде сосредоточенных сил P_1, $P_2 \ldots P_8$, приложенных в центре клиньев.

Расчет произведен приближенно следующим приемом.

Свод рассматривается как балка пролета l с заделанными концами, причем все силы приняты приложенными к боковой поверхности его при равномерном их распределении по длине l.

Влияние кривизны свода учтено тем, что приняты в учет моменты, появляющиеся при переносе сил из действительных их точек приложения на горизонтальную проекцию свода. Полученные от таких моментов напряжения суммированы с напряжениями в проектированном своде.

Расчет произведен для ветра интенсивностью $150\ кг/м^2$ в присутствии подвижной нагрузки и интенсивностью в $250\ кг/м^2$ — при ее отсутствии.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Величины грузов P имеют следующие значения:

при ветре 150 *кг/м²*:		при ветре 250 *кг/м²*:	
$P_1 = 140$ *кг*	$P_5 = 174$ *кг*	$P_1 = 233$ *кг*	$P_5 = 290$ *кг*
$P_2 = 145$	$P_6 = 181$	$P_2 = 242$	$P_6 = 302$
$P_3 = 153$	$P_7 = 190$	$P_3 = 254$	$P_7 = 316$
$P_4 = 163$	$P_8 = 198$	$P_4 = 270$	$P_8 = 330$

Для всего свода в первом случае $2\Sigma P = 2687$ *кг*;
во втором $2\Sigma P = 4479$ *кг*.

Нагрузка на 1 погонный *м* проекции свода

$$p_1' = \frac{2687}{18{,}3} = 147 \text{ кг/м} \quad \text{при ветре } 150 \text{ кг/м}^2;$$

$$p_2' = \frac{4479}{18{,}3} = 245 \qquad 250$$

Давление ветра на надсводное строение составляется из давления на боковую поверхность корыта и давления на поперечные стенки; последнее принято для простоты расчета равномерно распределенным по длине проезжей части.

Давление на погонный *м* боковой поверхности корыта

$$p_1 = 0{,}97 \cdot 150 = 146 \text{ кг/м} \quad \text{при ветре } 150 \text{ кг/м}^2.$$
$$p_2' = 0{,}97 \cdot 250 = 242 \qquad 250$$

Боковая поверхность стенок на полсвода равна 2,23 *м²*, что дает добавочное давление

$$p_1'' = \frac{150 \cdot 2{,}03}{9{,}15} = 33 \text{ кг} \quad \text{на погонный } м \text{ при ветре } 150 \text{ кг/м}^2;$$

$$p_2'' = 56 \text{ кг/м} \qquad 250$$

Давление на надсводное строение

$$p_1 = 146 + 33 = 179 \text{ кг/м};$$
$$p_2 = 242 + 56 = 298 \text{ кг/м}.$$

Давление ветра на подвижной состав

$$p_3 = 3 \cdot 150 = 450 \text{ кг/м}.$$

Полное давление ветра на пролетное строение

$$q_1 = 147 + 179 + 450 = 776 \text{ кг/м}$$

или

$$q_2 = 245 + 298 = 543 \text{ кг/м}.$$

Изгибающий момент в замке для этих нагрузок

$$M_1 = \frac{pl^2}{24} = \frac{776 \cdot 18{,}3^2}{24} = 10825 \text{ кг} \cdot м$$

или

$$M_2 = \frac{543 \cdot 18{,}3^2}{24} = 7577 \text{ кг} \cdot м.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Изгибающий момент в пяте

$$M_1 = 21650\ кг \cdot м;$$
$$M_2 = 15154\ кг \cdot м.$$

Расстояния сил, действующих на свод, считая от прямой, проходящей через пяты, имеют величины, начиная с 8 клина:

0,58; 1,70; 2,72; 3,63; 4,41; 5,02; 5,45; 5,67 *м*.

Для давления ветра на стенки, идя от пяты, соответственно будут: 3,86; 4,65; 5,20; 5,57 *м*.

Для давления ветра на проезжую часть 6,28 *м*.

Для давления на подвижной состав, считая, что оно приложено на половине высоты состава $6{,}765 + 1{,}5 = 8{,}27$ *м*.

Момент, изгибающий свод в вертикальной плоскости для сечения в пяте при ветре 150 *кг/м*, будет:

$$M_1^0 = [140 \cdot 5{,}67 + 145 \cdot 5{,}45 + 153 \cdot 5{,}02 + 163 \cdot 4{,}41 +$$
$$+ 174 \cdot 3{,}63 + 181 \cdot 2{,}72 + 190 \cdot 1{,}70 + 198 \cdot 0{,}58] +$$
$$+ 150 \cdot 0{,}25\,(3{,}85 \cdot 3{,}86 + 2{,}30 \cdot 4{,}65 + 1{,}20 \cdot 5{,}20 + 0{,}46 \cdot 5{,}57) +$$
$$+ \frac{450 \cdot 18{,}3}{2} \cdot 8{,}27 + \frac{145{,}5 \cdot 18{,}3}{2} \cdot 6{,}28 = 52098\ кг\ \ м.$$

Момент инерции сечения свода относительно оси, нормальной к срединной плоскости его, определен приближенно посредством увеличения толщины свода за счет железа, т. е. принимая

$$b_1 = b + \frac{2f}{100}^{14}$$

где $2f$ — площадь в *см* верхней и нижней арматуры на 1 *м* ширины свода. Таким образом, моменты сопротивления сечений будут:

в замке, при $b_1 = 73{,}5$ *см*

$$W = \frac{73{,}5 \cdot 425^2}{6} = 2212656\ см^3;$$

в пяте при $b_1 = 120{,}5$ *см*

$$W = \frac{120{,}5 \cdot 425^2}{6} = 3627552\ см^3$$

Наибольшее растягивающее напряжение для бетона

$$\text{в замке } \sigma_b = + \frac{1082500}{2212643} = + 0{,}5\ кг/см^2;$$

$$\text{в пяте } \sigma_b = \frac{2165000 + 5209815}{3627552} = 2{,}0\ кг/см^2$$

При этом железо в пяте будет напрягаться не свыше 30 *кг/см*^{2}.

НБ УДУНТ (ДИТ)

8) ***Деформации свода (прогиб замка).***

Прогиб от временной нагрузки. — Прогиб ключа свода можно рассматривать как сумму четырех прогибов отдельного полусвода: прогиба от временной нагрузки, расположенной на отдельном полусводе, и прогибов сечения 0 полусвода от 3-х статически неопределимых величин порознь; первый прогиб будет положительный, направленный вниз; последние же три отрицательны, так, что

$$\delta = \Delta_o - \Delta_{ox} - \Delta_{oh} - \Delta_{ov}.$$

Наибольшее значение δ, очевидно, получится при наибольшей загрузке свода и при $\Delta_{ov} = 0$, т. е. при симметричном загружении пролета двумя паровозами. Для такого рода нагрузки имеем, следовательно,

$$\delta = \Delta_o - \Delta_{ox} - \Delta_{oh}.$$

Величины отдельных прогибов получаются следующим образом. При определении координат линии влияния мы имели

$$\eta_x = \frac{\delta_{mx}}{\delta_{xx}} \quad \text{и} \quad \eta_h = \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}},$$

где δ_{mx} и δ_{mh} — перемещения точки m оси свода по вертикали при действии соответственно одного $X = -1$ или одного $H = -1$. Поэтому вертикальные перемещения сечения 0 полусвода от действия $X = -1$ и $H = -1$, получаем по теореме взаимности, полагая $m = 0$,

$$\delta_{oh} = \eta_{oh}\delta_{hh}; \qquad \delta_{ox} = \eta_{ox}\delta_{xx}$$

Все данные для определения этих величин уже имеются (η_{oh} и η_{ox} — ординаты η соответственных линий влияния, см. табл. 34 и 35); необходимо только величины δ_{xx} и δ_{hh} помножить на опущенный множитель $\Delta s : E$.

$$\Delta s = 1{,}413; \qquad E = 1400000\ т/м^2.$$

Поэтому

$$\delta_{oh} = -\frac{0{,}791 \quad 786{,}68 \cdot 1{,}413}{1400000} = 0{,}63\ мм;$$

$$\delta_{ox} = -\frac{2{,}037 \cdot 326{,}3 \cdot 1{,}413}{1400000} = 0{,}67\ мм.$$

Полученные величины представляют прогибы от действия $H = -1$ и $X = -1$ и относятся на 1 $м$ ширины свода. Прогиб свода в замке от X и H получается умножением прогибов δ_{ox} и δ_{oh} на значения X и H, полученные при загружении всего пролета. Эти последние значения могут быть определены по линиям влияния H и X.

В таблице 49 даны ординаты линий влияния H, V и X для указанного выше положения поезда и вычислены самые величины (таблицу не приводим здесь). Получено

$$H = \quad 84{,}72\ т; \qquad V = 17{,}08\ т; \qquad X = \quad 115{,}92\ т.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Площади линий влияния, подсчитанные по узловым ординатам, имеют величины:

$$\omega_h = -3{,}31 - 4{,}24 = -7{,}55 \text{ (табл. 46)};$$

$$\omega_x = -2\left[\frac{1{,}52}{2}\cdot\frac{2{,}037+1{,}686}{2} + 1{,}52\left(\frac{1{,}686}{2} + 1{,}078 + 0{,}626 + 0{,}308 + 0{,}108 + 0{,}010\right)\right] = 11{,}886;$$

$$\omega_v = -\left[\frac{1{,}52}{2}\cdot\frac{0{,}500+0{,}439}{2} + 1{,}52\left(\frac{0{,}439}{2} + 0{,}312 + 0{,}197 + 0{,}104 + 0{,}042 + 0{,}004\right)\right] = 1{,}693.$$

От загрузки тротуаров слоем баласта

$$H' = -1{,}7 \quad 7{,}552 = -12{,}84\ m;$$
$$V' = -1{,}7 \quad 1{,}693 = -2{,}89\ m;$$
$$X' = -1{,}7 \cdot 11{,}886 = -20{,}21\ m\cdot м.$$

От действия всех внешних сил, отнесенных на 1 *м* ширины свода,

$$H = -\frac{84{,}72 + 12{,}84}{4{,}25} = -22{,}96\ m;$$

$$X = -\frac{115{,}92 + 20{,}21}{4{,}25} = -32{,}03\ m \quad м.$$

Слагаемые прогиба от H и X

$$\Delta_{oh} = -0{,}63 \cdot 32{,}96 = 14{,}46\ мм;$$
$$\Delta_{ox} = -0{,}67 \cdot 32{,}03 = -21{,}46$$

Что касается прогиба полусвода Δ_o от внешних сил, то линия влияния прогиба замка получается по теореме взаимности из линии влияния для V умножением ординат η_v на δ_{vv}; при этом нужно переменить знак η_v. По предыдущему (стр. 390) имеем $\delta_{vv} = 7641{,}48$; следовательно,

от поезда

$$\Delta_o' = \frac{17{,}08 \quad 7641{,}48 \quad 1{,}413}{4{,}25 \cdot 1400000} = 31{,}0\ мм;$$

от загрузки тротуаров

$$\Delta_o'' = \frac{2{,}878 \cdot 7641{,}48 \cdot 1{,}413}{4{,}25 \cdot 1400000} = 5{,}22\ мм.$$

Полное значение $\Delta_o = 31{,}0 + 5{,}22 = 36{,}22\ мм$.

Таким образом, прогиб замка свода

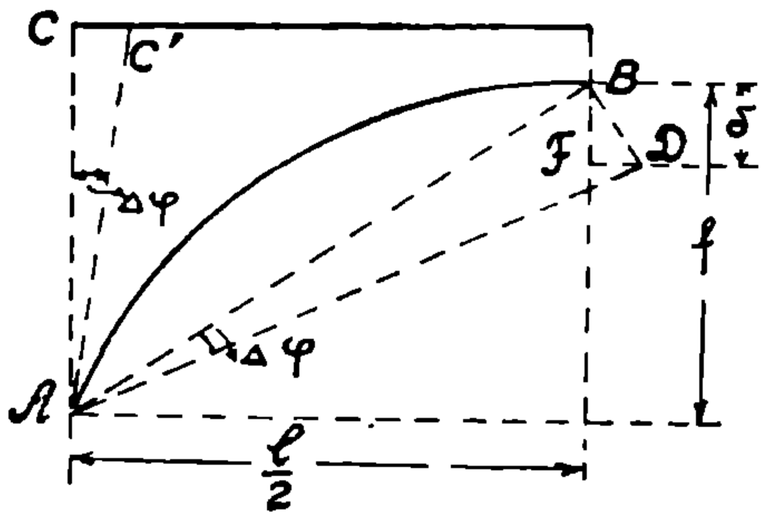
$$\delta = 36{,}22 - 14{,}46 - 21{,}46 = 0{,}30\ мм.$$

Прогиб от понижения температуры на 20° определяется умножением полученной выше величины $\delta_{oh} = 0{,}63$ на значение распора от изменения температуры; так как

$$H_t = \pm 6{,}223, \text{ то}$$
$$\delta_t = \pm 0{,}63 \cdot 6{,}223 = \pm 3{,}92\ мм.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

9) *Горизонтальное перемещение конца проезжей части при прогибе свода.* — Перемещение точки C (фиг. 594) определяется углом поворота $\Delta\varphi$ линии AC; $\Delta\varphi$ можно найти, рассматривая перемещение замка B свода.



Фиг. 594.

$$BD : BF = AB : \frac{l}{2} \quad \text{или} \quad BD = \frac{2AB \cdot BF}{l}$$

$$\Delta\varphi = BD : AB \quad \text{или} \quad \Delta\varphi = 2BF : l = \frac{2\delta}{l}$$

Искомое перемещение

$$CC' = \xi = AC \cdot \Delta\varphi = \frac{AC \quad 2\delta}{l};$$

расстояние AC до подошвы рельса равно 6,625 *м*; $l : 2 = 9{,}15$ *м*. Следовательно

$$\xi = \frac{6{,}625}{9{,}150}\delta = 0{,}724\delta.$$

При действии вертикальной нагрузки, когда $\delta = 0{,}3$ *мм*,

$$\xi' = 0{,}724 \cdot 0{,}3 = 0{,}22 \text{ мм}.$$

Перемещение от изменения температуры на $\pm 20°$, когда $\delta = 3{,}92$ *мм*,

$$\xi_t = 0{,}724 \cdot 3{,}92 = 2{,}84 \text{ мм}.$$

Наибольшее перемещение

$$\xi = 2{,}84 + 0{,}22 = 3{,}1 \text{ мм}.$$

Между быком и проезжей частью оставлена щель 15 *мм*.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ОТДЕЛ ТРЕТИЙ

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ

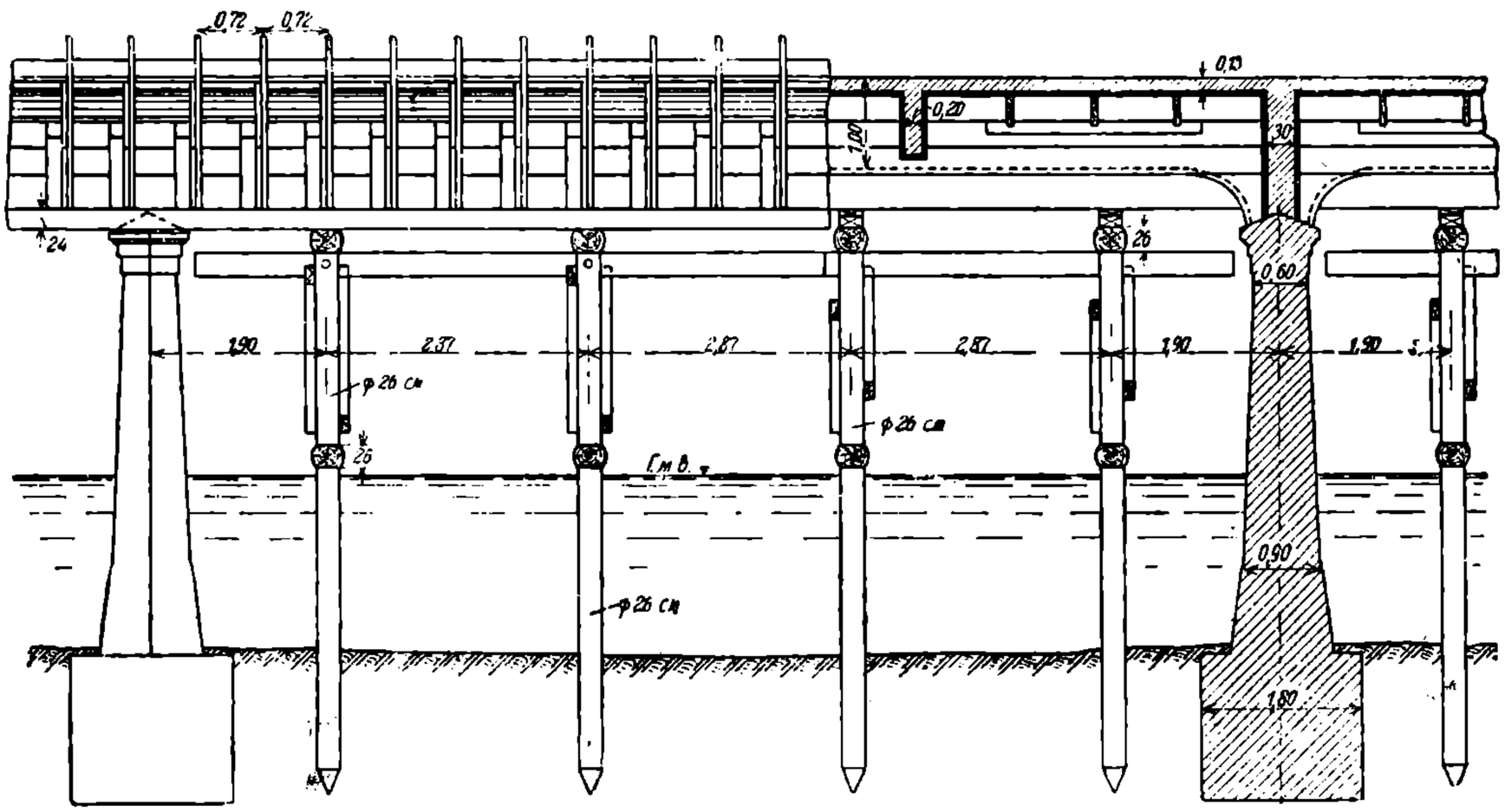
НБ УДУНТ (ДИТ)

ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

§ 11. ФОРМЫ, ПОДМОСТИ И КРУЖАЛА.

69. Типы форм и подмостей для балочных мостов. — Формы для бетонных сооружений делаются из дерева в точности соответственно назначенному очертанию каждой его части.

Они образуются из досок толщиною от 3 до 6 *см*, поддерживаемых в неизменном положении брусками, досками, поставленными на ребро, план-



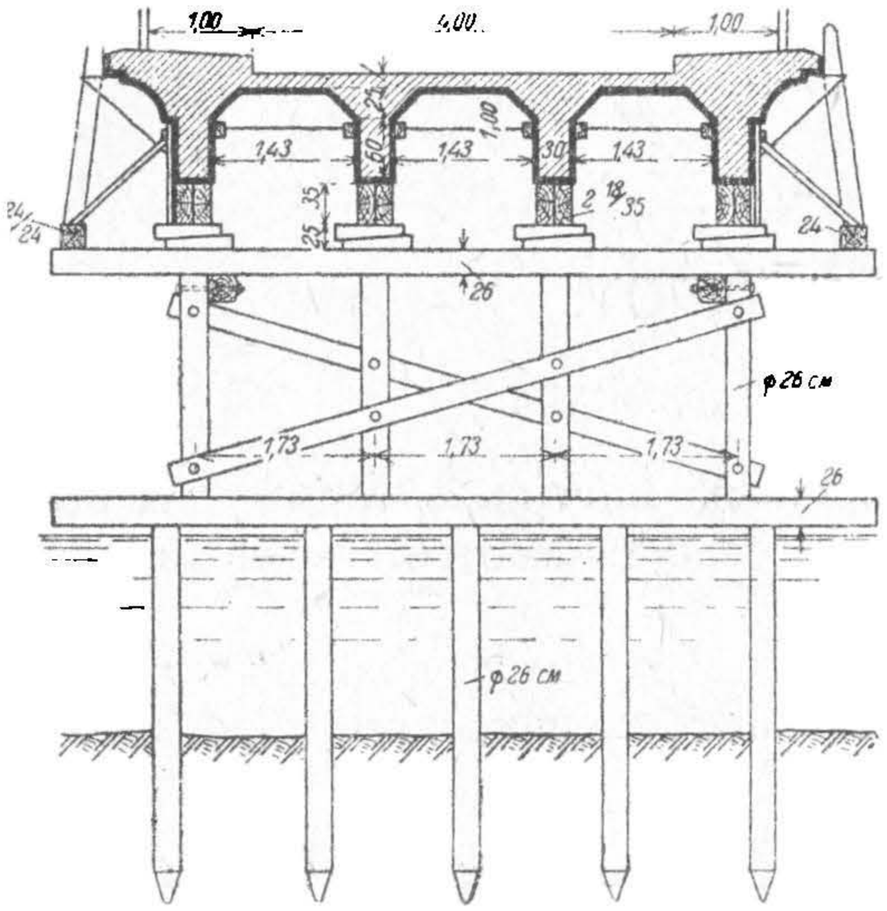
Фиг. 595.

ками, болтами, гвоздями и пр. В зависимости от толщины досок должны быть поставлены более или менее часто поперечные связи для устранения прогиба досок. Формы должны легко разбираться без всякого повреждения бетона. Для получения правильных граней бетонных частей доски должны быть выравнены, должны держаться прямо; поверхности их остругивают или покрывают бумагой. При бетонировании доски намокают и разбухают; швы между досками должны иметь просвет в 1 — 2 *мм*; соединение досок между собою делается в шпунт.

Для поддержания форм балочных мостов служат подмости, а для арочных — кружала, если не имеется в виду использовать для этой цели жесткую арматуру.

НБ УДУНТ (ДИТ)

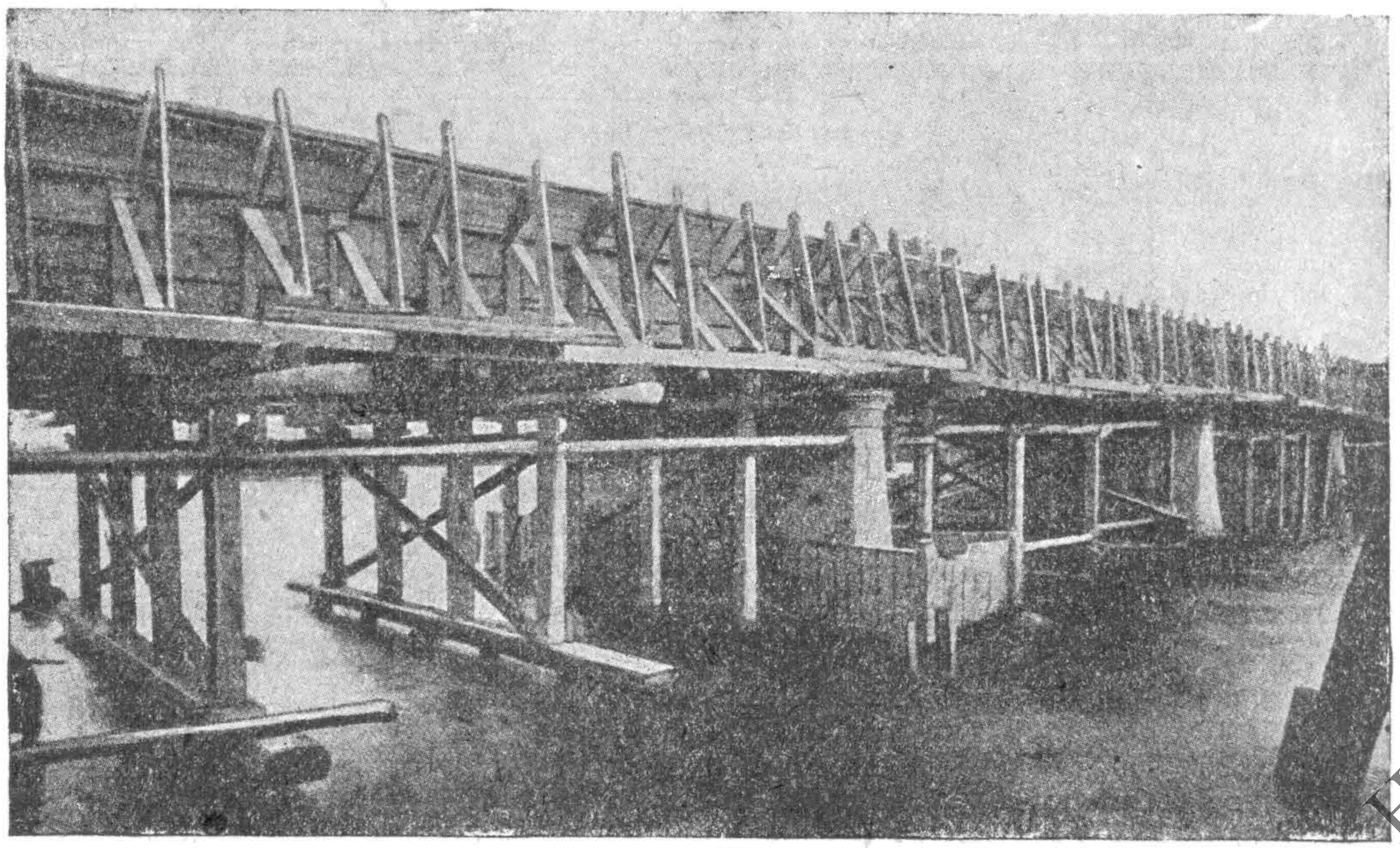
Подмости расчитываются на действие веса форм, бетонных частей с арматурой и рабочих. Они должны быть сконструированы так, чтобы осадка и обмятия были наименьшими; системы, работающие на изгиб, избегаются, чтобы устранить прогиб, и применяются лишь в случаях неизбежности Передача давления на брусья перпендикулярно волокнам должна быть по возможности избегаема. Врубки необходимо делать как можно тщательней для устранения обмятия в них; в виду этого соединения должны быть наиболее просты.



Фиг. 596.

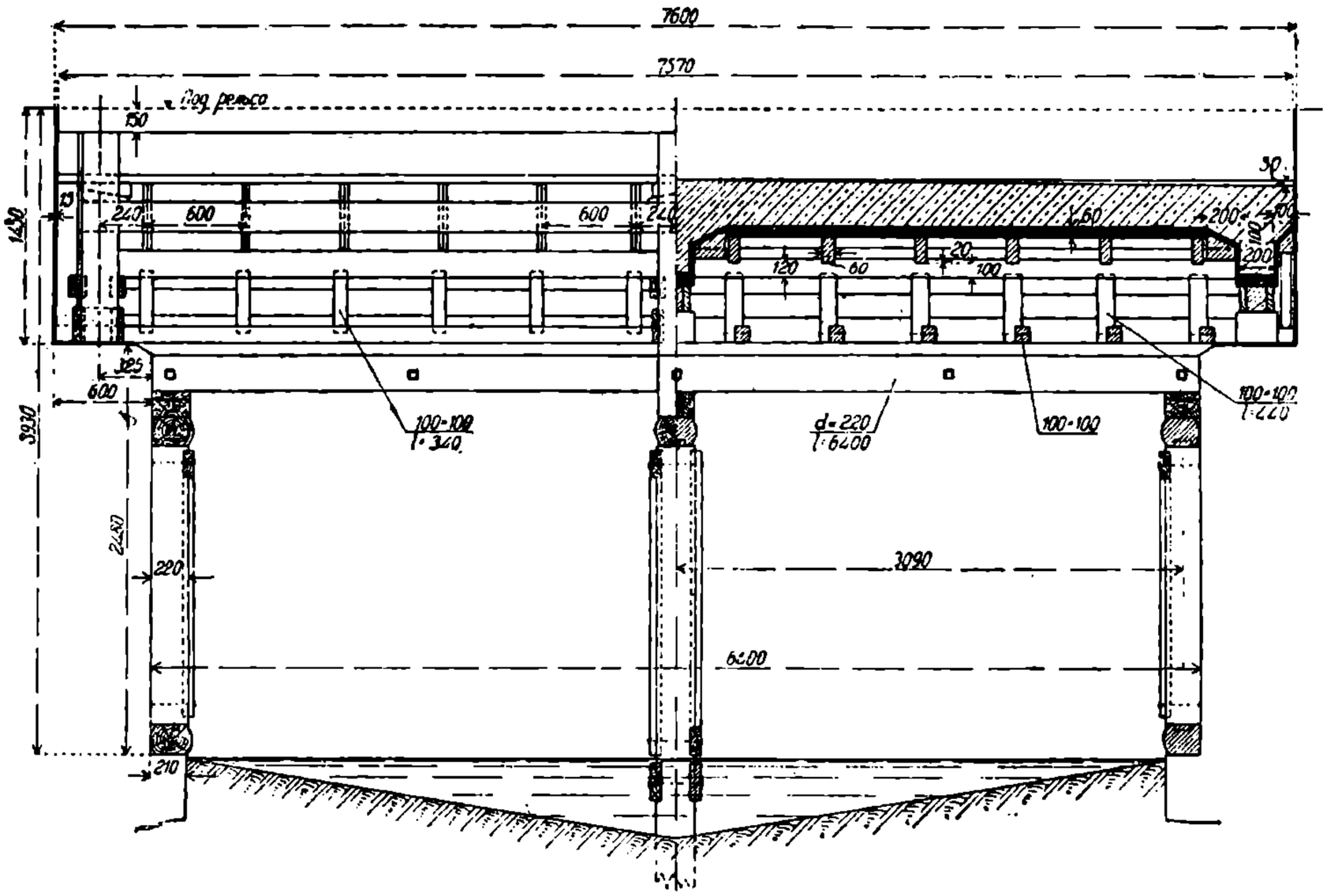
На подмостях формы должны быть так расположены, чтобы перед разборкой можно было освободить их от подпирания подмостями; для этой цели большею частью пользуются дубовыми клиньями, располагаемыми между подмостями и формами.

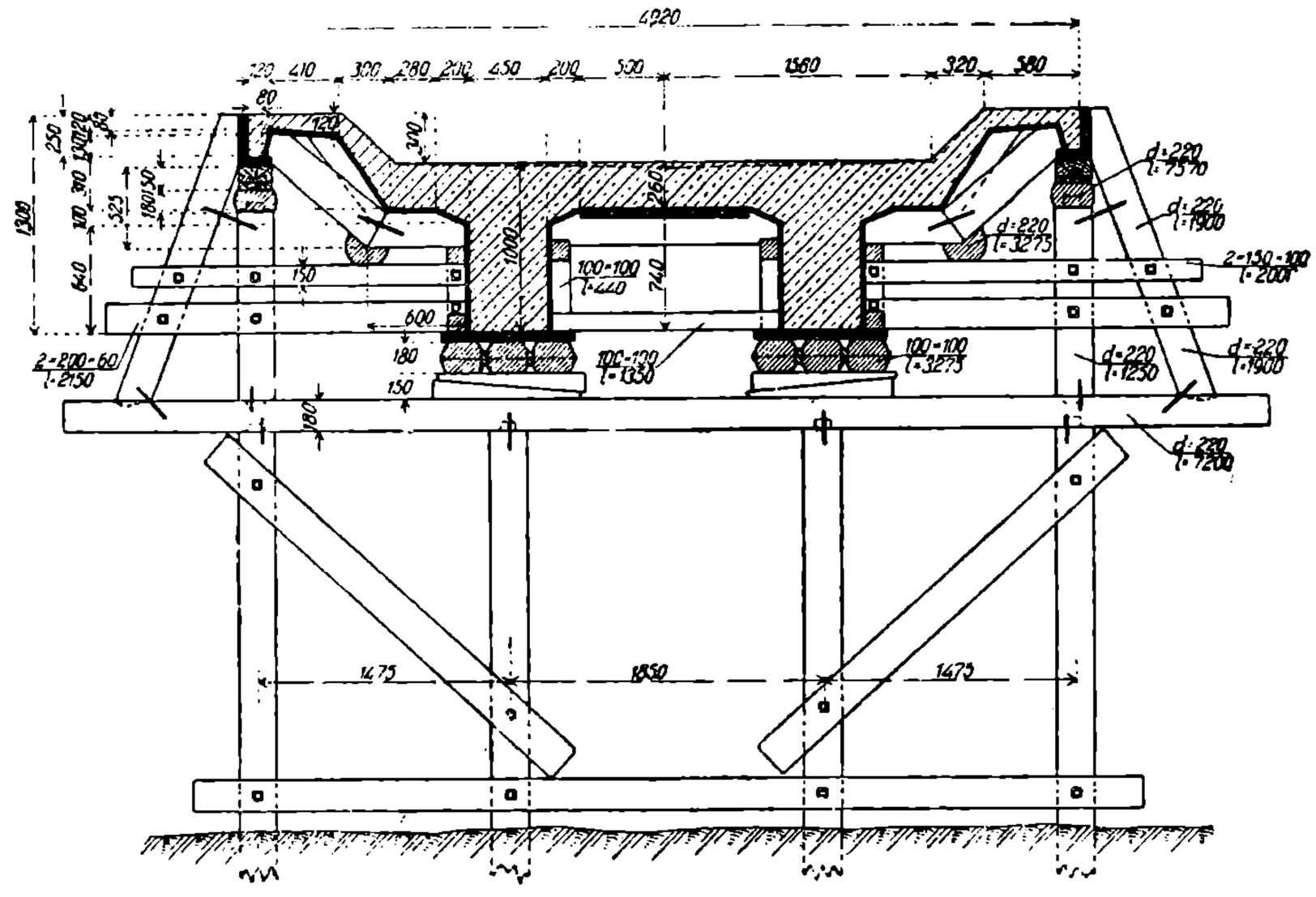
На фиг. 595, 596 изображены подмости и формы для пятипролетного балочного моста. Подмости состоят из поперечных рядов свайных опор, поддерживающих опорные рамы из стоек и насадок с крестами. В продольном направлении свайные опоры не имеют жесткости; их необходимо, хотя бы попарно, связать продольными схватками и диагоналями для предупрежде-



Фиг. 597.

НБ УДУНТ (ДИТ)

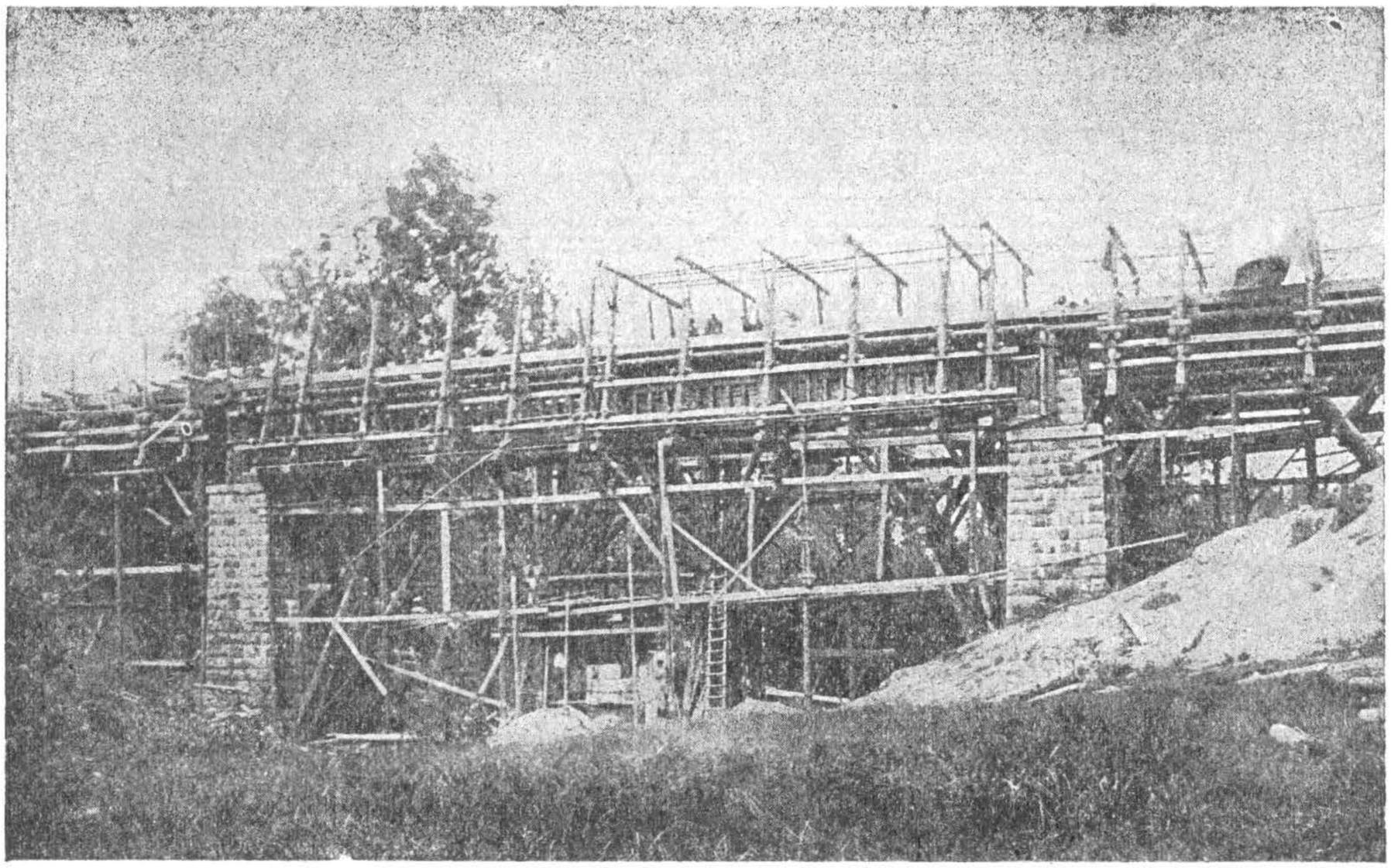




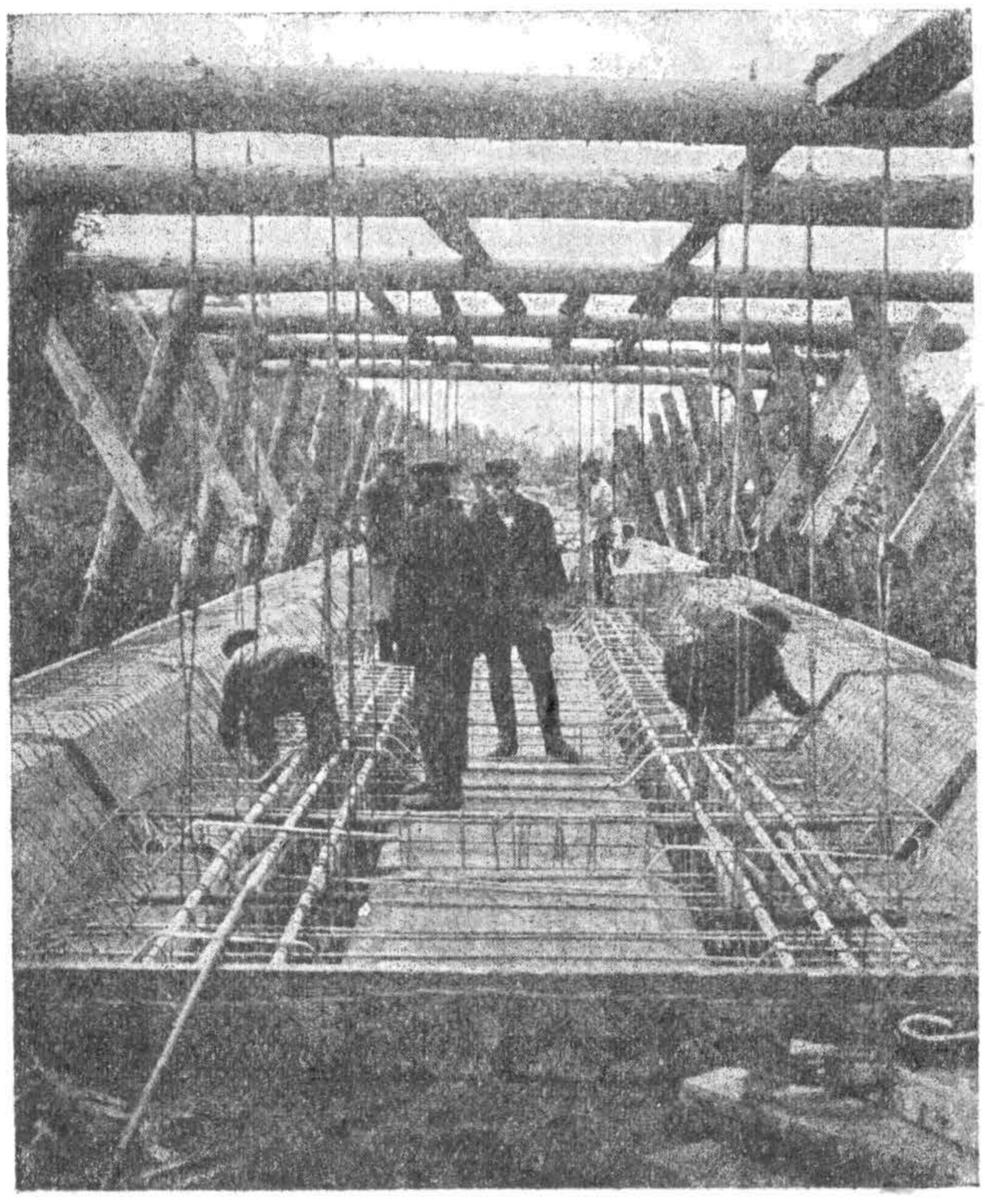
Фиг. 598 — 599.

ния несчастного случая, которого при таких условиях всегда можно ожидать. Толщина сваи 26 *см*, глубина забивки 1,5 *м*. Число стоек соответствует числу ребер пролетного строения. Положение стоек на насадке, а именно над промежутками между сваями, не может быть рекомендовано, так как

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 600.



Фиг. 601.

дает место лишним прогибам и сотрясениям подмостей и свеже забетонированного строения. Над стойками под ребро положен на клиньях прогон из 2 брусьев 18 × 35 *см*. Бока и дно форм поддерживаются поперечными ребрами, расположенными через каждые 72 *см*.

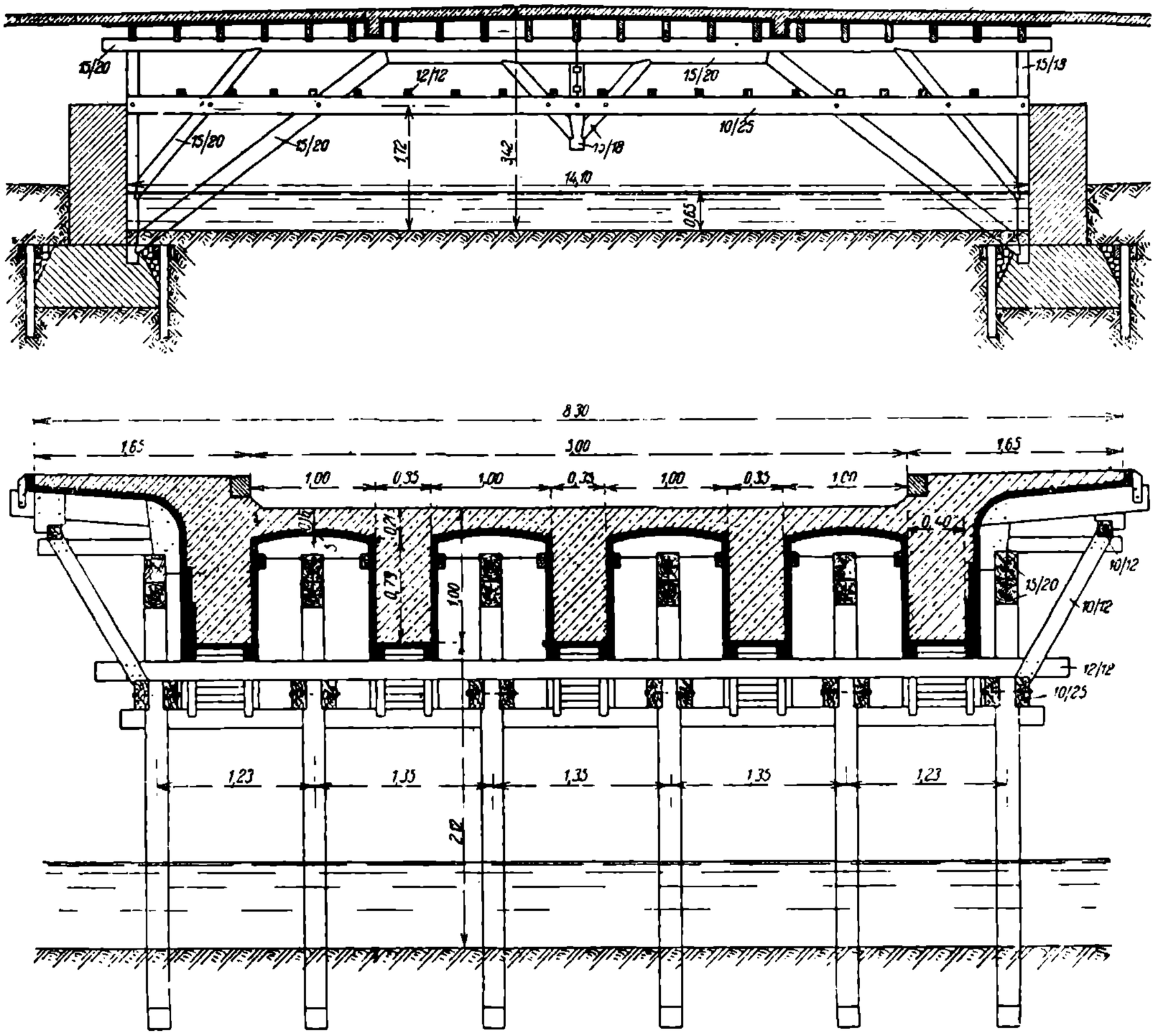
Общий вид подмостей и форм приведен на фиг. 597.

Чертежи подмостей и форм для балочного моста под железную дорогу типа, предложенного автором (стр. 60), приведены на фиг. 598 — 599. Для пролетного строения длиною 7,6 *м* даны три опоры из свай и стоек, опертых на обрез фундаментов устоев и расположенных под ребрами в поперечном разрезе. На этих опорах под ребра положены прогоны из

НБ УДУНТ (ДИТ)

бревен на клиньях, покрытых сверху досками, образующими дно формы для ребра. Дно для плиты по проектному профилю составлено из досок, поддерживаемых поперечными ребрами, поставленными через 0,6 *м* на упомянутые прогоны и еще четырьмя, протянутыми по два по бокам пролетного строения. Следовало бы в уровень с тротуаром создать настил с перилами для прохода рабочих.

При более значительных пролетах над пролетным строением ставились поперечные рамы (фиг. 600), которые позволяли собирать арматуру ребер



Фиг. 602 — 603. — Подмости шпренгельной системы.

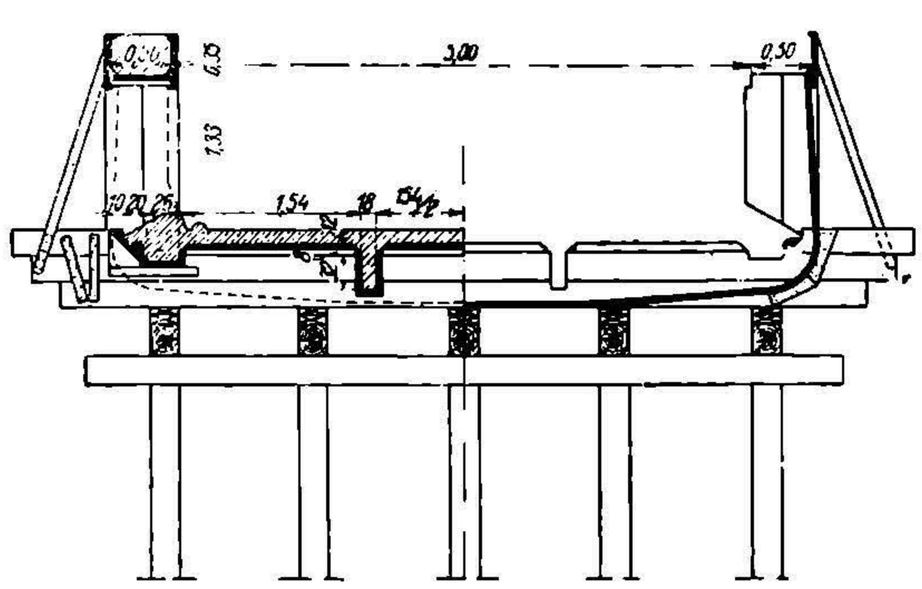
над щелью для них в подвешенном состоянии. По увязке всей арматуры ее опускали в щель (фиг. 601) и приступали к укладке арматуры плиты.

В случае необходимости обойтись без промежуточных опор прибегают к устройству подкосных подмостей или шпренгельных. Последняя система применена для пролета 14,1 *м* моста через Brenz (фиг. 602 — 603). В виду большой высоты ребер шпренгеля выведены в промежутки между ними, чем достигнута лучшая форма шпренгеля. Для поддержания форм по

НБ УДУНТ (ДИТ)

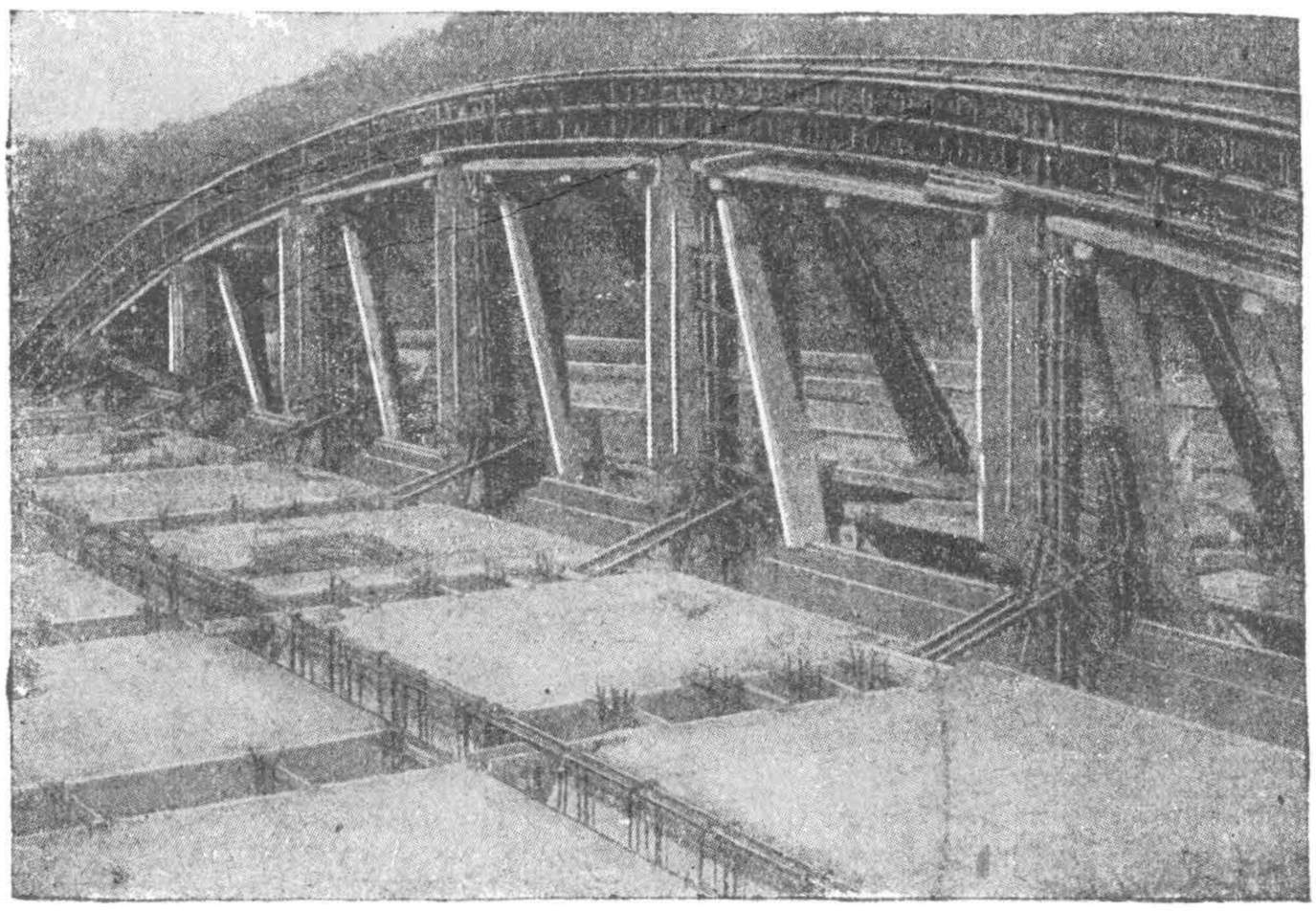
шпренгелям расположены прогоны. Расстояние между поперечными ребрами форм равно, примерно, 70 *см*. Толщина досок форм 5 *см*. Недостаток конструкции — отсутствие клиньев для освобождения форм.

На фиг. 604 — 606 приведены формы моста с ездою понизу через Seille близ Pettoncourt (Лотарингия). Формы поддерживаются сложными поперечинами, расположенными на прогонах подмостей при посредстве



Поперечный разрез

Продольный разрез



Общий вид

Фиг. 604 — 606. — Подмости и формы моста с ездою понизу.

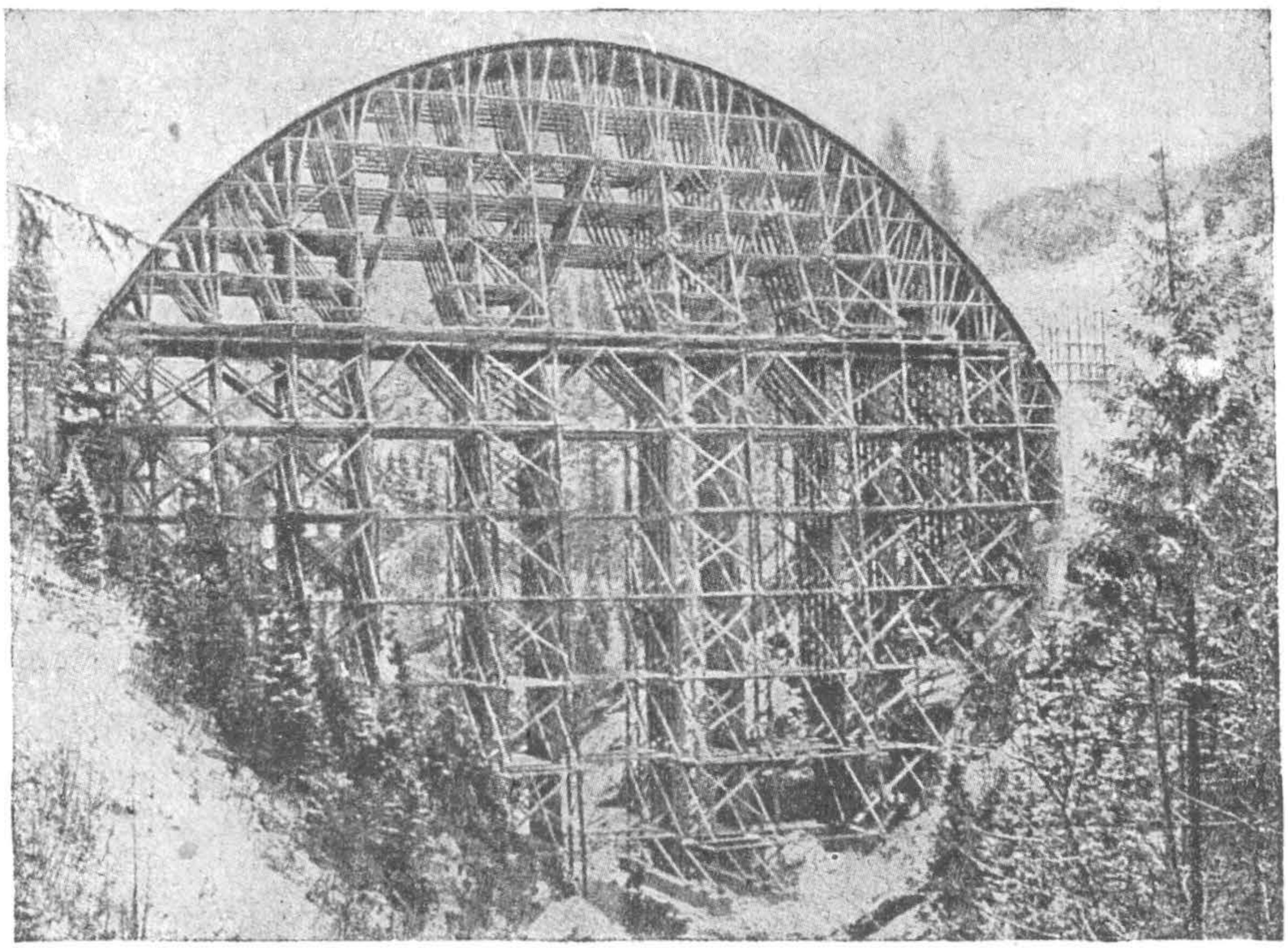
клиньев. Бетонирование произведено по окончательной установке всей арматуры и поверке ее положения. Этот порядок заслуживает предпочтения перед другим порядком работ, когда арматура устанавливается постепенно по мере укладки бетона. Последний способ дает возможность обойтись без достаточно жестких поперечных креплений арматуры, но сопряжен с огромным недостатком перерыва работ по бетонированию.

70. Кружала. — Кружала железобетонных мостов имеют много общего с кружалами каменных мостов. Гладкая поверхность настила для послед-

НБ УДУНТ (ДИТ)

них не обязательна, для бетона же обязательна. Она достигается обстругиванием досок и покрытием бумагой или толем. Доски располагаются с просветами для набухания при бетонировании, соединяются друг с другом в шпунт для предупреждения утечки бетона. Настил бетонного моста подвергается, кроме того, динамическому действию сил при трамбовании, если таковое предположено.

Что касается собственно кружал, то проект их должен быть составлен столь же тщательно и обдуманно, как и в каменных мостах. При больших пролетах высоких виадуков кружала составляют сами по себе весьма серьезное, подчас грандиозное, сооружение, напр., кружала виадука Гмюндертобельского виалука.



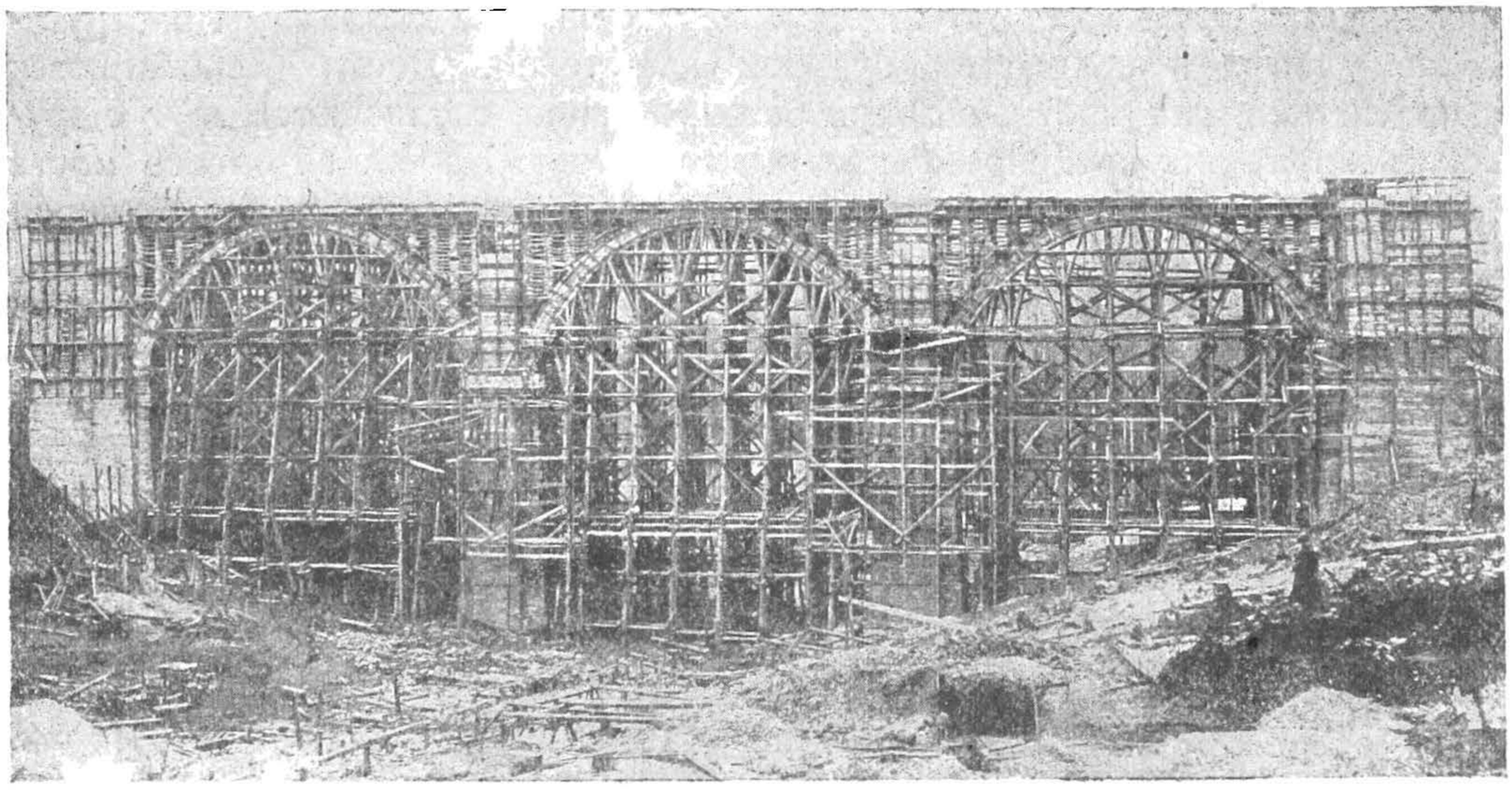
Фиг. 607. — Кружала Гмюндертобельского виалука.

дертобель, изображенные на фиг. 607, стоимость которых равна 1 : 4 полной стоимости всего моста, или кружала виадука через р. Черную на линии Казань — Екатеринбург (фиг. 608).

Кроме общей прочности и устойчивости, кружала должны обладать возможно большей неизменяемостью по высоте в смысле осадки под действием веса свода.

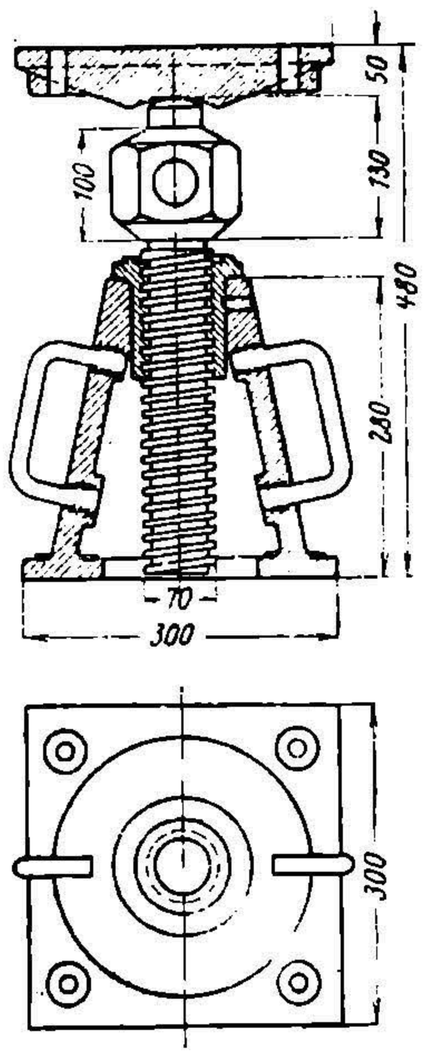
Их делают всегда, если это возможно по местным условиям и не сопряжено с чрезмерными расходами, с густым расположением промежуточных опор, избегая систем, работающих на изгиб. Кружала тем совершеннее, чем меньше в них (по высоте) частей, подвергающихся смятию поперек волокон; это не только в виду большей сжимаемости дерева в этом направлении, но также и в виду более значительной усушки и набухания дерева поперек волокон.

НБ УДУНТ (ДПТ)



Фиг. 608. — Кружала виадука через р. Черную по линии Казань — Екатеринбург.

Затем, кружала должны быть устроены с удобным способом раскружаливания, заключающимся в постепенном, закономерном опускании их и освобождении свода. Для этой цели чаще всего применяют песочные цилиндры, реже более дорогие и менее устойчивые винты (фиг. 609).



Фиг. 609.

Применение для кружал железа выгодно, когда их приходится употреблять в дело несколько раз (больше 4); но в виду возможности нагревания солнцем одной стороны кружал они дают добавочные деформации, с которыми необходимо считаться. Для значительных пролетов железо употребляется редко.

При хороших грунтах или неглубокой воде опоры кружал состоят из свай, забитых до отказа, или из стоек, опирающихся на лежни. При плохих грунтах или при глубокой воде с быстрым течением опоры под кружала делаются каменные, бетонные или железобетонные. Как более дорогие, они расставляются реже.

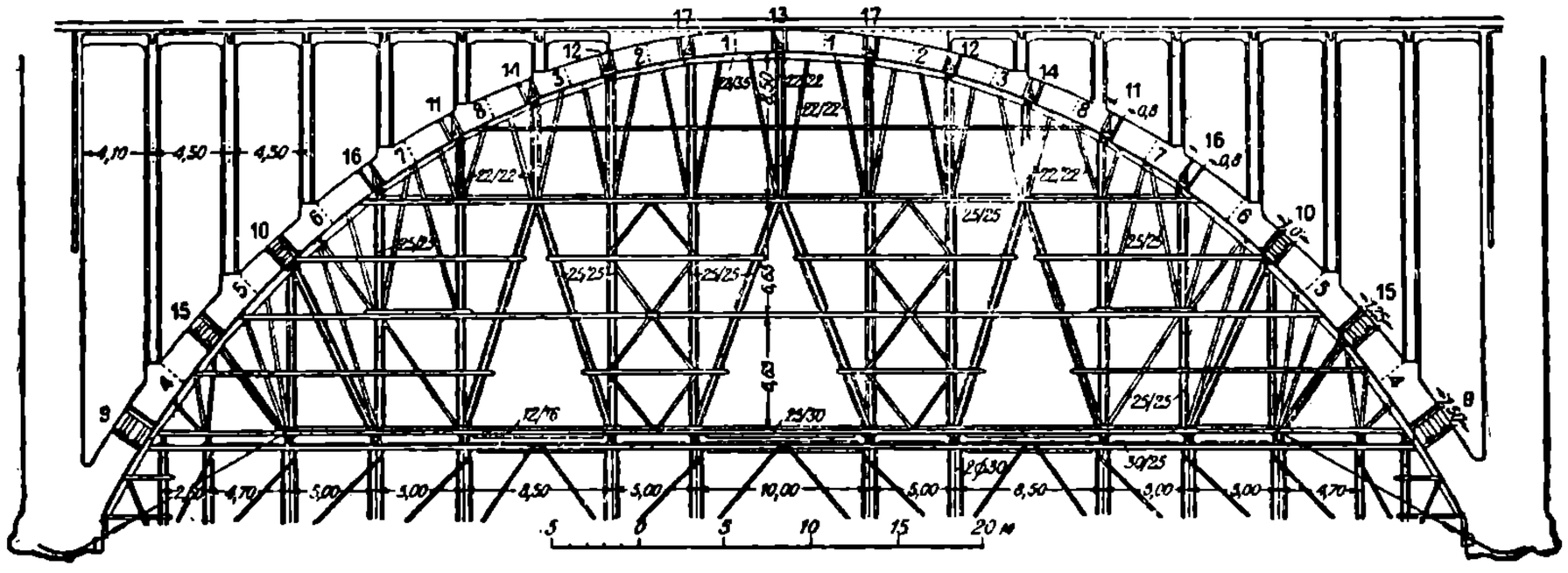
По условиям судоходства или вследствие очень неблагоприятных условий грунта, или, наконец, вследствие слишком большой глубины оврага число промежуточных опор значительно сокращается, или они устраняются вполне. В таких случаях кружала должны иметь более или менее значительную осадку вследствие упругих деформаций их как системы, перекрывающей пролет. Это обстоятельство принимается во внимание при определении порядка производства бетонирования и замыкания свода, а иногда отражается и на системе свода, который снабжается временными или постоянными шарнирами.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Приведем примеры.

Кружала Гмюндертобельского виадука (фиг. 607) делятся по высоте, немного выше уровня пят, на две части: нижняя часть неподвижна, верхняя часть может быть опущена при раскружаливании. Система верхней части, т. е. собственно кружал, изображена на фиг. 610. Криволинейный пояс кружал, образующий внутреннюю кривую очертания свода, состоит из косяков, примерно одинаковой длины, упирающихся торцами друг в друга и поддерживаемых в стыках вертикальными стойками кружал. В виду значительной длины косяков, работающих на изгиб, каждый из них поддерживается подкосами в двух промежуточных точках. Остальные части системы поставлены для возможно более прямой передачи давления стоек и подкосов опорам кружал.

Верхняя часть кружал, где нет еще стремленья клиньев свода скользить по опалубке, подвергается вертикальной нагрузке; нижние участки кружал



Фиг. 610. — Кружала Гмюндертобельского виадука.

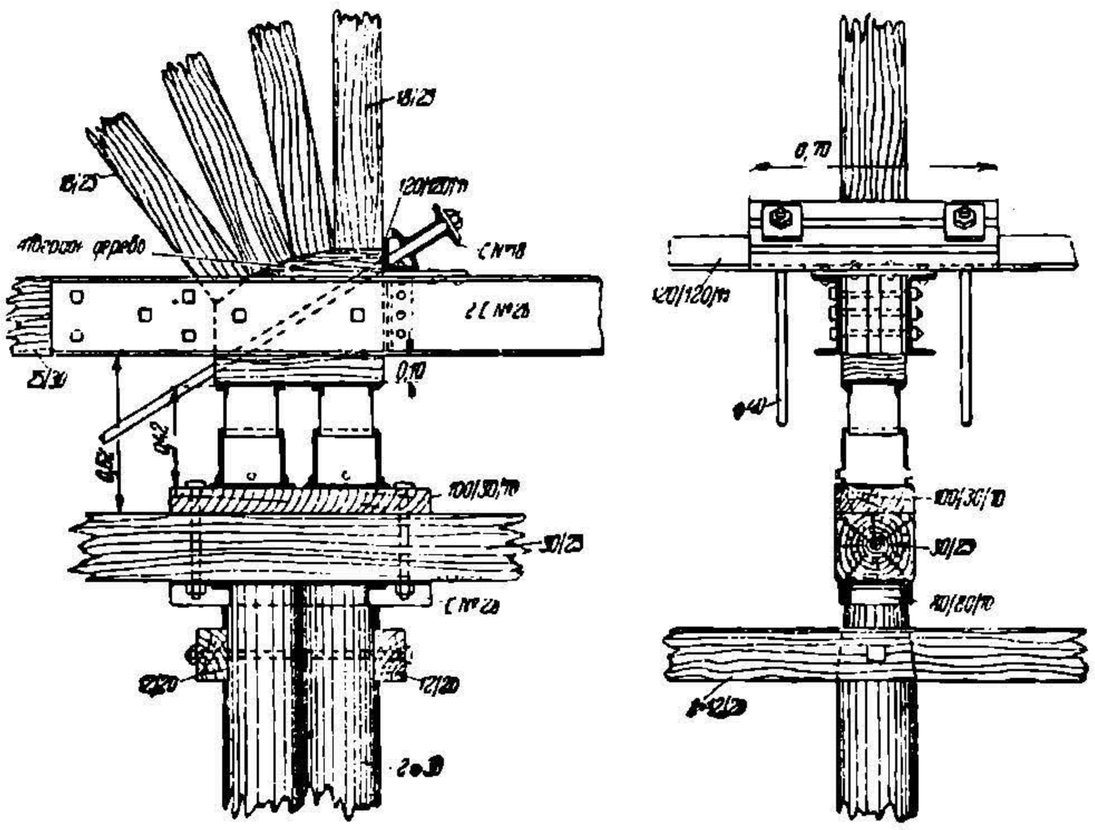
примерно с средины полусвода, при скольжении клиньев свода без трения подвергались бы нормальным к опалубке давлениям; наличность трения отклоняет направление давления вниз от нормали. Здесь это отклонение принято в 20°. С определившимся таким образом направлением давления согласовано на этих участках кружал направление принимающих давление подкосов.

Давления свода собраны в точки, находящиеся над стойками нижней части, здесь расположены песочные цилиндры. По обеспечении правильной и короткой передачи давления свода на грунт, оставалось позаботиться о приведении системы в жесткий и устойчивый вид при помощи диагональных схваток в вертикальных, горизонтальных и наклонных плоскостях.

На фиг. 610 видно, между прочим, применение железных тяжей, заделанных у пят свода в быки, принимающих горизонтальную составляющую давления боковых подкосов и обеспечивающих устойчивость верхней части кружал на песочных цилиндрах. Для боковой устойчивости как верхняя часть, так и нижняя снабжены боковыми подкосами, уширяющими систему книзу.

НБ УДУНТ (ДИТ)

За исключением косяков, все части кружал работают на сжатие, т. е. при условиях наименьшей их деформации. Для устранения обмятия в стыках применены, в сильно нагруженных узлах (фиг. 611), куски корытного железа, распределяющие давление на брусья поперек волокон и понижающие его до 15 — 20 *кг/см²*, и куски дуба.

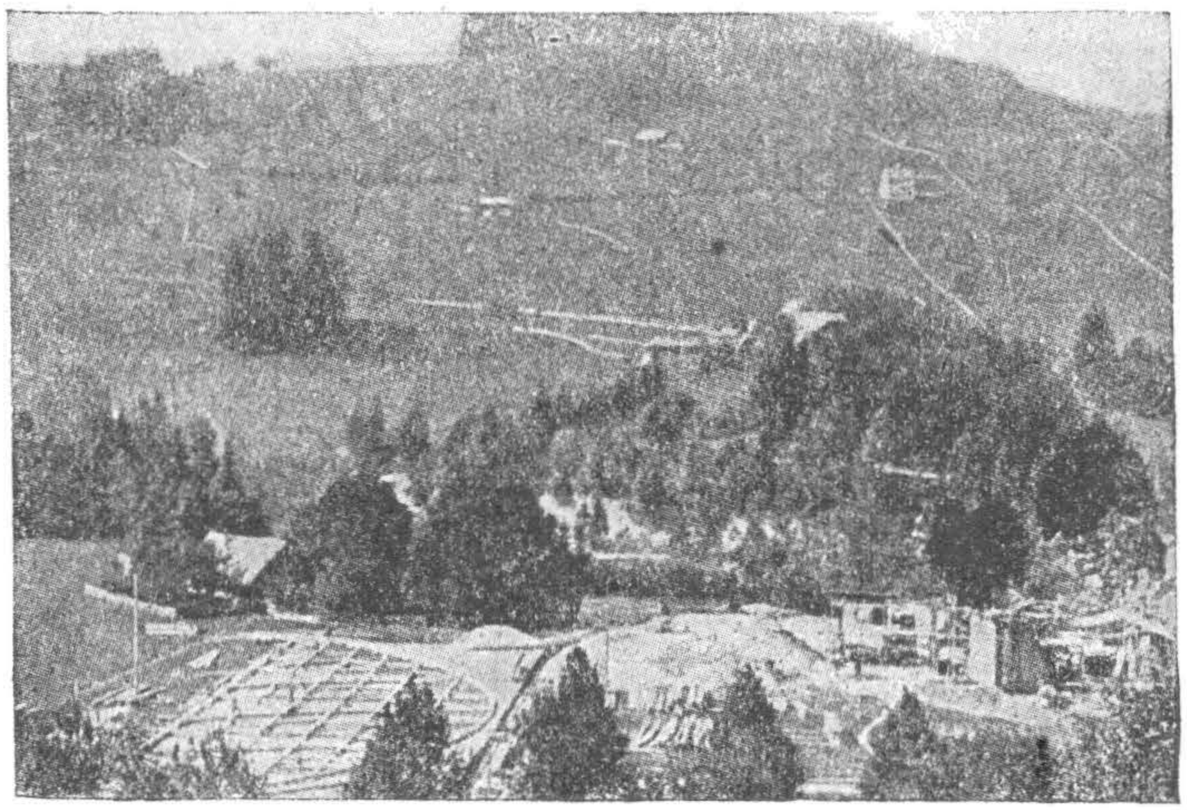


Фиг. 611.

По ширине свода помещено 6 кружал на взаимном расстоянии 1,4 *м*. Основания под опоры сделаны из бетона и заложены на скале, для некоторых опор с погружением на глубину до 6 *м*.

Под действием веса свода кружала осели на 32 *мм*, что при высоте 65 *м* указывает на тщательность их устройства. Для достижения точности в расположении частей кружал они предварительно были собраны на особом помосте, на котором разбивка производилась при помощи теодолита (фиг. 612). Для раскружаливания, как упоминалось уже, были поставлены песочные цилиндры в количестве 144 штук.

Раскружаливание начато было опусканием средних двух рядов цилиндров, при котором из каждого цилиндра было извлечено $^1/_4$ литра песка; по закрытии отверстий по каждому цилиндру было дано по два удара деревянной кувалдой для выравнивания песка в цилиндрах; после этого было констатировано понижение стоек на 2 *мм*. Такое же опускание сделано затем в следующей паре цилиндров и т. д. до четвертой пары, после которой операция перенесена снова к средним цилиндрам и последовательно доведена до пятовых. Для предохранения песка от влажности промежуток между кожухом и поршнем был залит гудроном; но так как подошва цилиндра не была водонепроницаемой, то песок оказался влажным, что, однако, не вызвало никаких неудобств

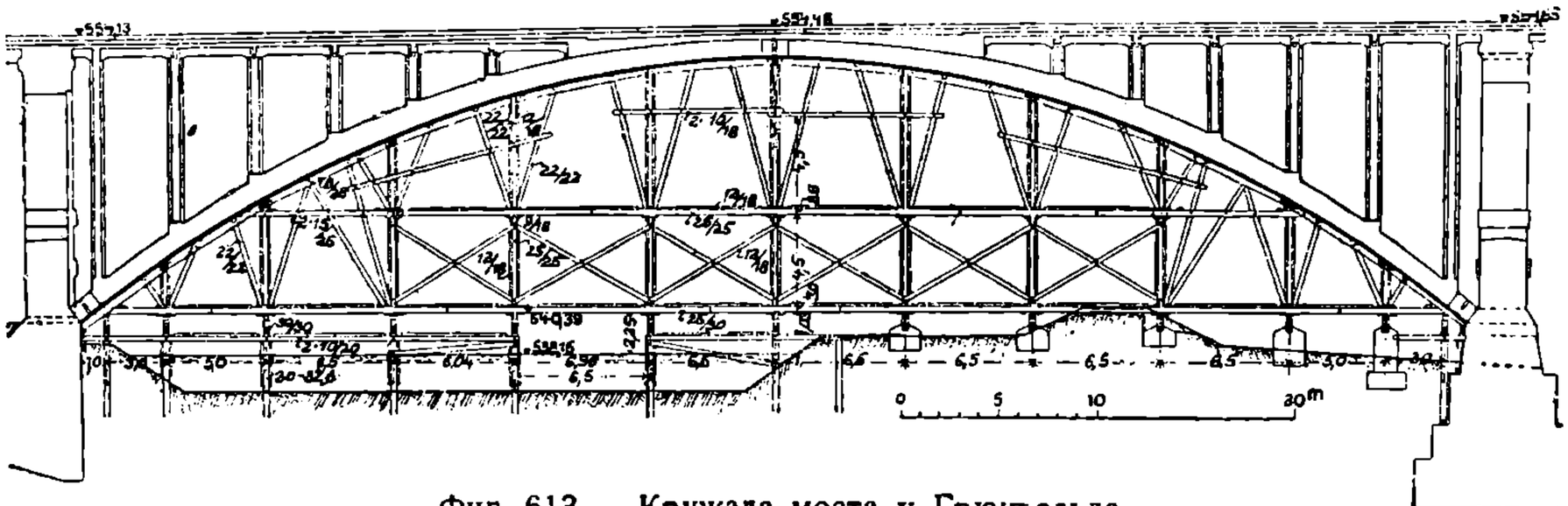


Фиг. 612. — Разбивка и пригонка кружал.

НБ УДУНТ (ДИТ)

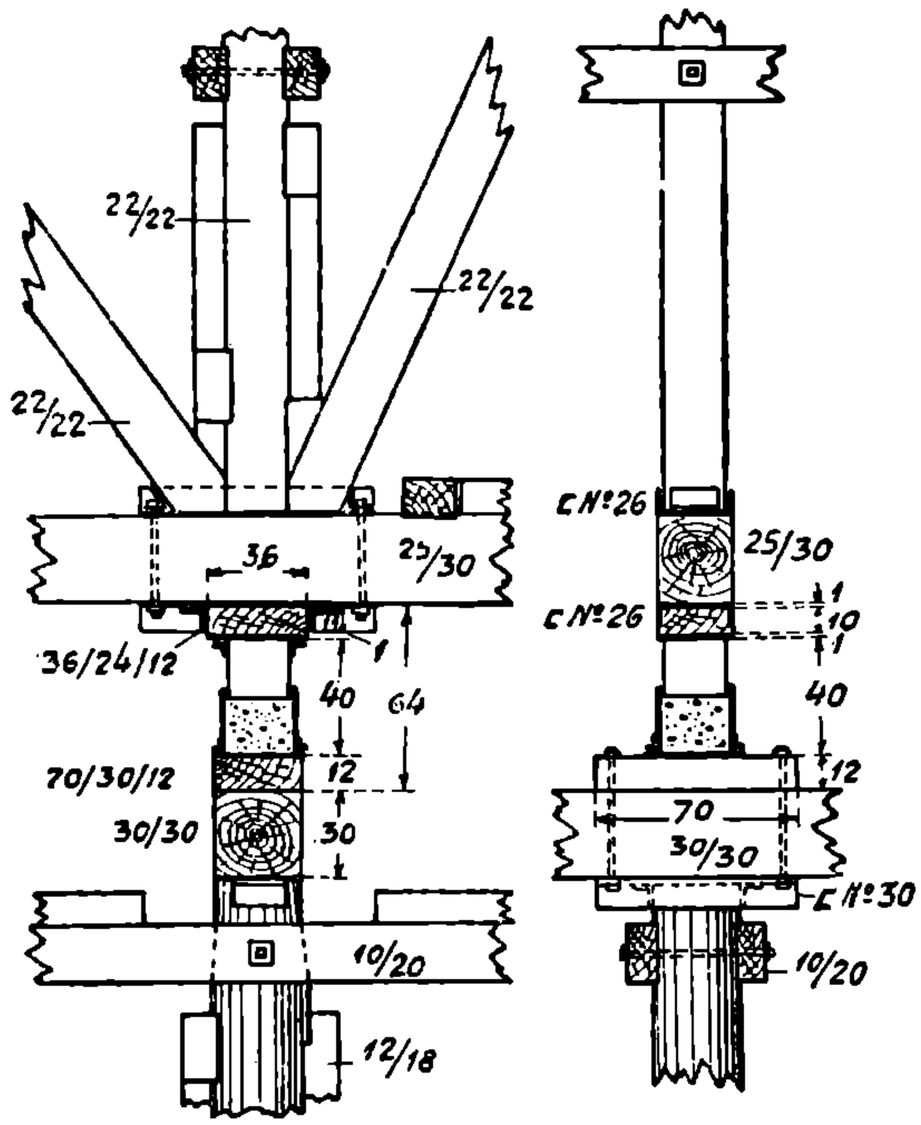
и затруднений. При раскружаливании обнаружена осадка свода в 5 *мм* в замке.

Раскружаливание произведено было после того, как надсводное строение было полностью возведено и уложена мостовая.



Фиг. 613. — Кружала моста у Грюнвальда.

Та же система кружал, но при сравнительно небольшой высоте, применена при постройке железобетонного моста через р. Изар у Грюнвальда, имеющего 2 пролета по 70 *м*. Кружала эти представлены на фиг. 613; по ширине моста было поставлено 7 ферм при расстоянии между ними около 1,20 *м*. Давление поперек волокон на дерево допущено здесь не выше 15 *кг/см*². Деталь одного из узлов изображена на фиг. 614 и имеет тот же характер, что и в кружалах Гмюндертобельского виадука.



Фиг. 614. — Деталь.

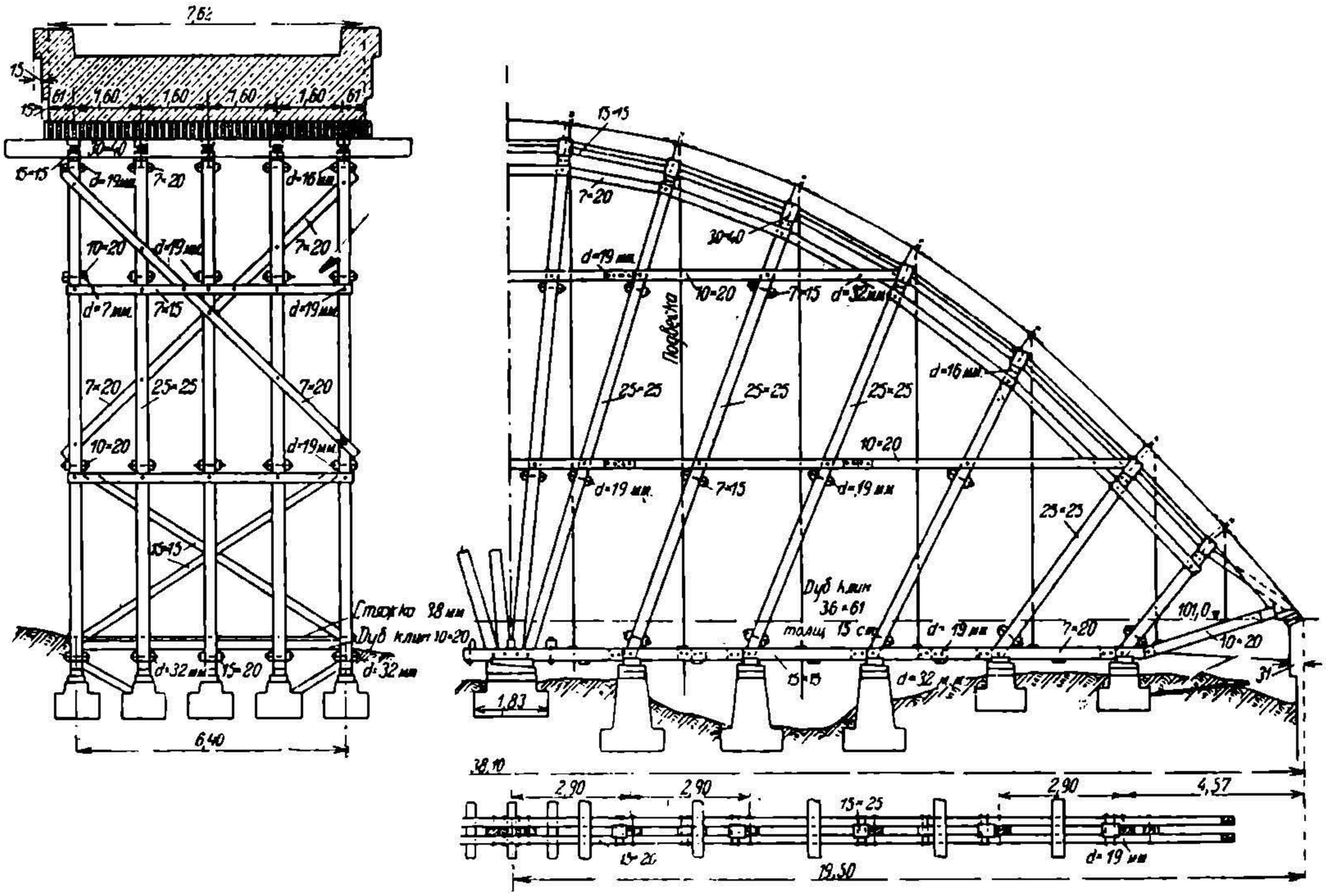
Раскружаливание обоих сводов моста произведено одновременно по окончании укладки ездового полотна на мосту. Порядок раскружаливания такой же, как в предыдущем случае.

Во время возведения пролетного строения кружала опустились на 17 *мм*, после замыкания и до раскружаливания никакого опускания не замечено; при раскружаливании они поднялись на 6,5 *мм* в одном пролете и на 10 *мм* в другом. Таким образом приданное кружалам возвышение в 10 *см* над проектным уровнем оказалось весьма преувеличенным.

Рассмотренный тип кружал выработан французскими инженерами в применении к каменным мостам и характеризуется передачей давления с опалубки на опоры рядом сжатых элементов, направленных по предполагаемому направлению давления на кружала. Это давление часто прини-

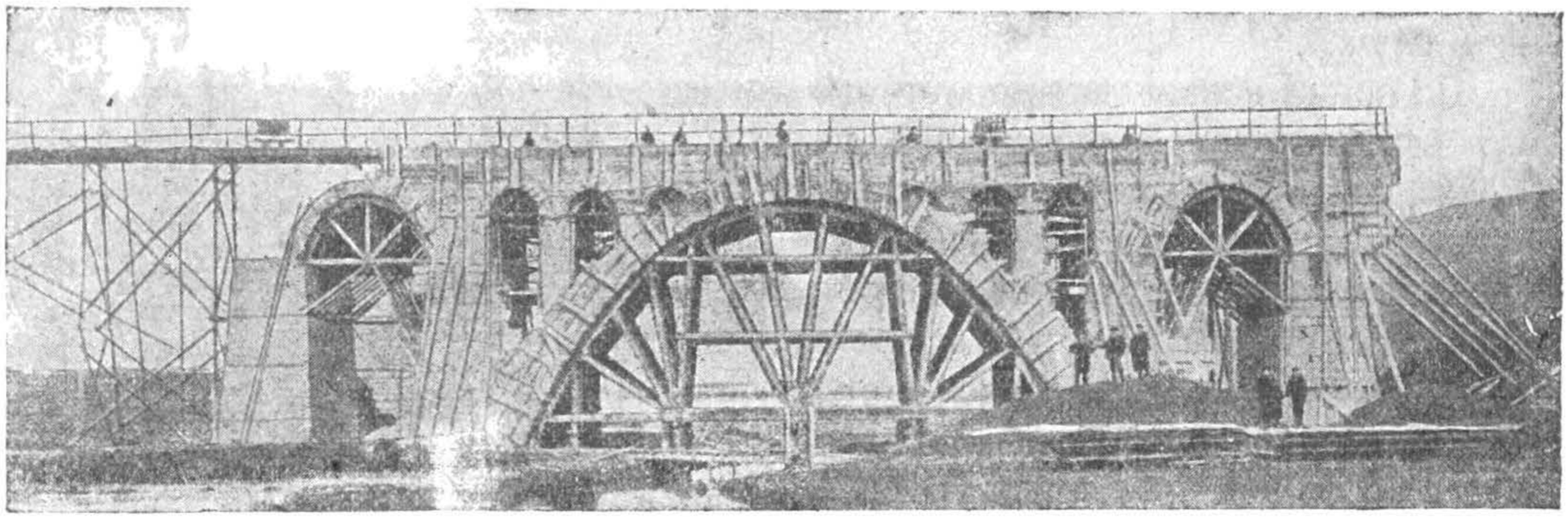
НБ УДУНТ (ДИТ)

мается нормальным к опалубке, тогда сжатые элементы кружал становятся по нормалям и образуют как бы веер (фиг. 615). Все современные типы кружал в большей или меньшей степени осуществляют этот основной принцип.



Фиг. 615.

На фиг. 616 приведена хорошая система кружал для подъемистого свода моста под железную дорогу; пролет 20,6 *м*. Вполне рационально скомпанованы также кружала боковых пролетов.

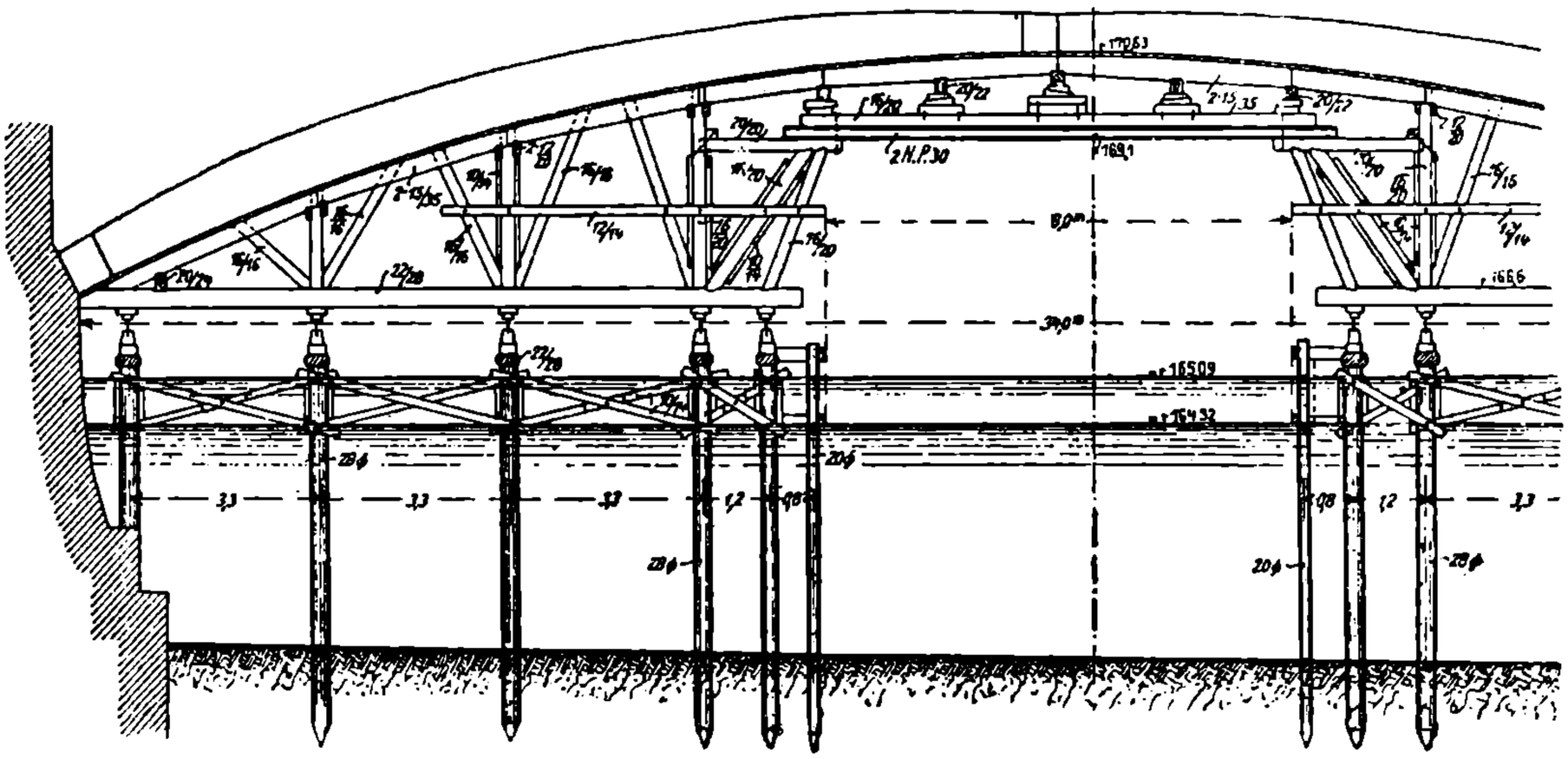


Фиг. 616.

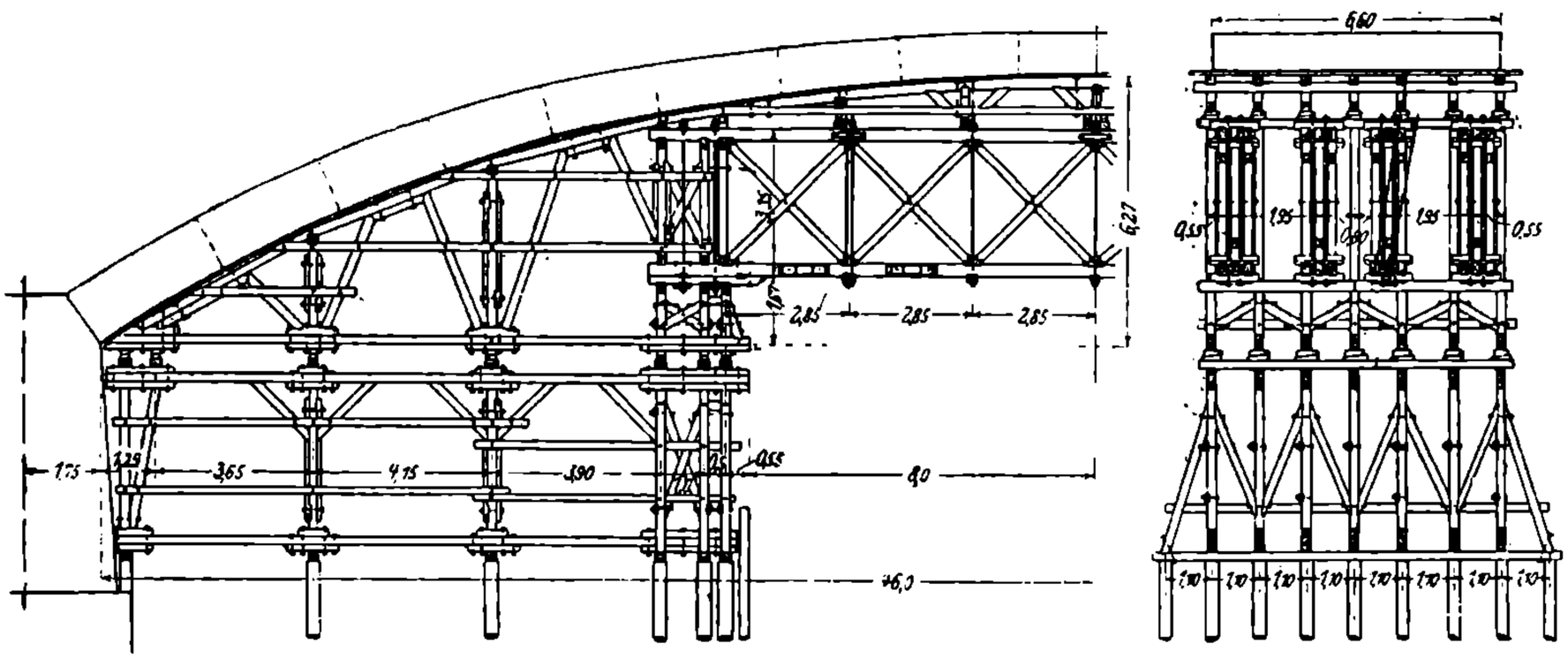
В случае необходимости оставить в кружалах судоходный просвет или уменьшить число опор вследствие большой глубины оврага, прибегают к применению особых балочных перекрытий (фиг. 617, 618) или подкосных

НБ УДУНТ (ДИТ)

и шпренгельных систем (фиг. 619, 620). На фиг. 621 приведен общий вид грандиозных кружал, примененных при постройке каменного моста через Изонцо, близ Салкано, под железную дорогу; мост имеет один из самых больших пролетов — 85 *м* в свету. Речной бык для кружал построен из камня на кессонном основании. Боковые опоры кружал представляют также солидные каменные массивы.



Фиг. 617.



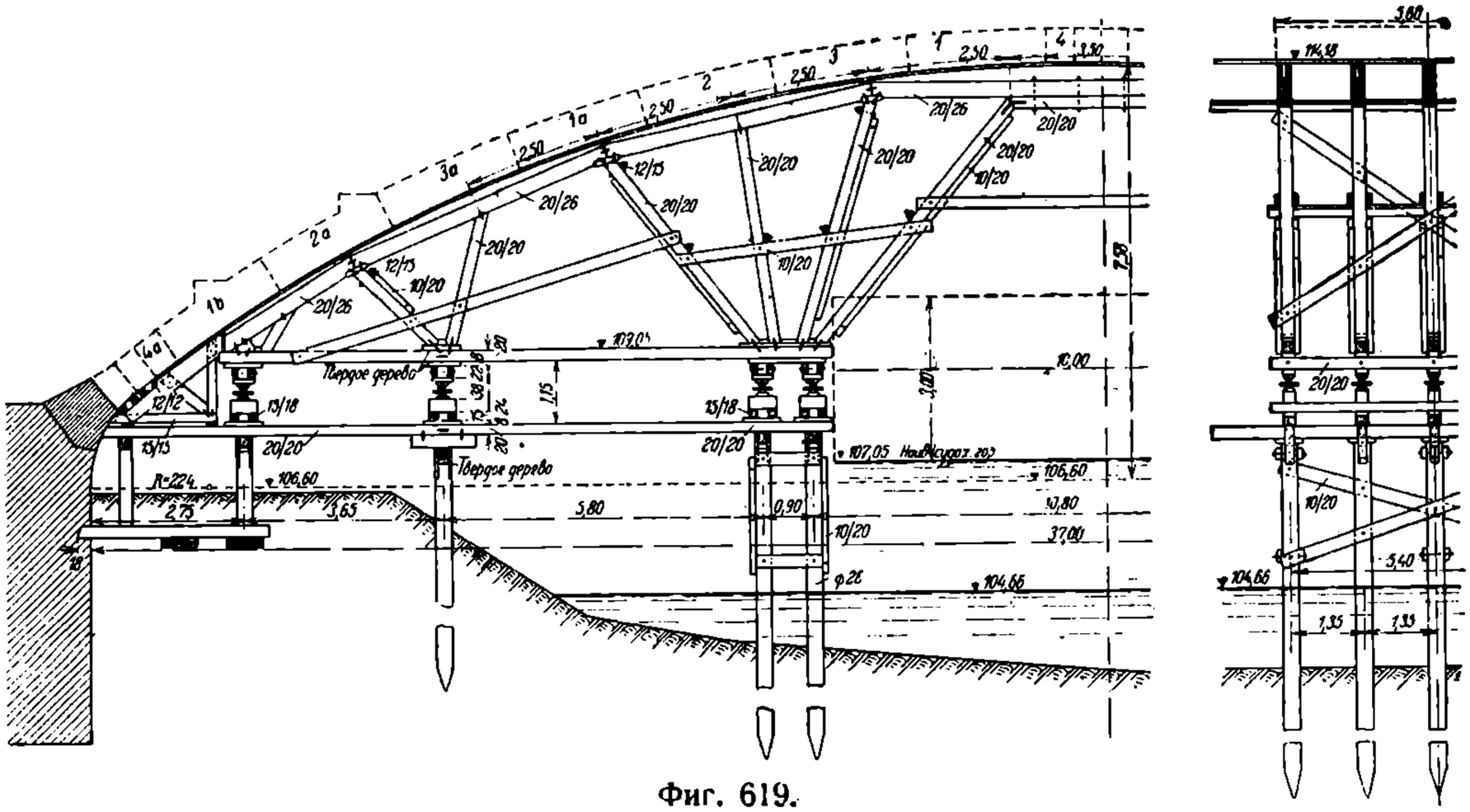
Фиг. 618.

Для возведения сводов с арматурой Мелана, когда большая часть веса свода принимается железными ребрами его, кружала получаются весьма легкими. На фиг. 279—281 приведены кружала для моста в Штейре. На фиг. 622 приведена относящаяся к ним деталь подвески опалубки к железным аркам.

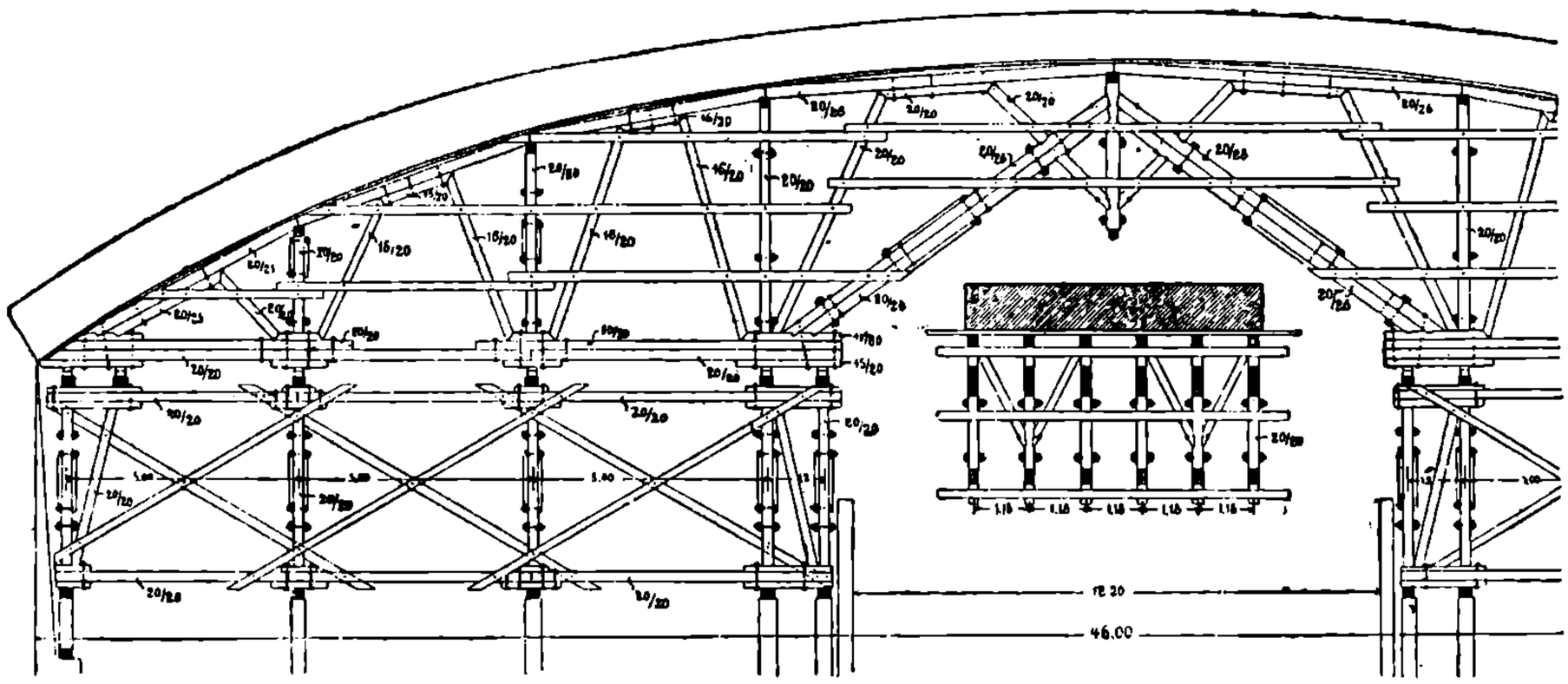
Весьма хороший тип башенных кружал приведен на фиг. 261 в применении к постройке виадука Strümpfelbach.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для приблизительных подсчетов стоимости кружал для железобетонных сводов можно принять объем дерева от $^1/_4$ до $^1/_3$ *куб. м* на 1 *куб. м* кладки свода и надсводного строения. Железа для скреплений приходится, примерно, от 10 до 30 *кг* на 1 *куб. м* дерева кружал, а в случаях усиленного применения железа для крепления узлов и пр. 40 — 70 *кг*.



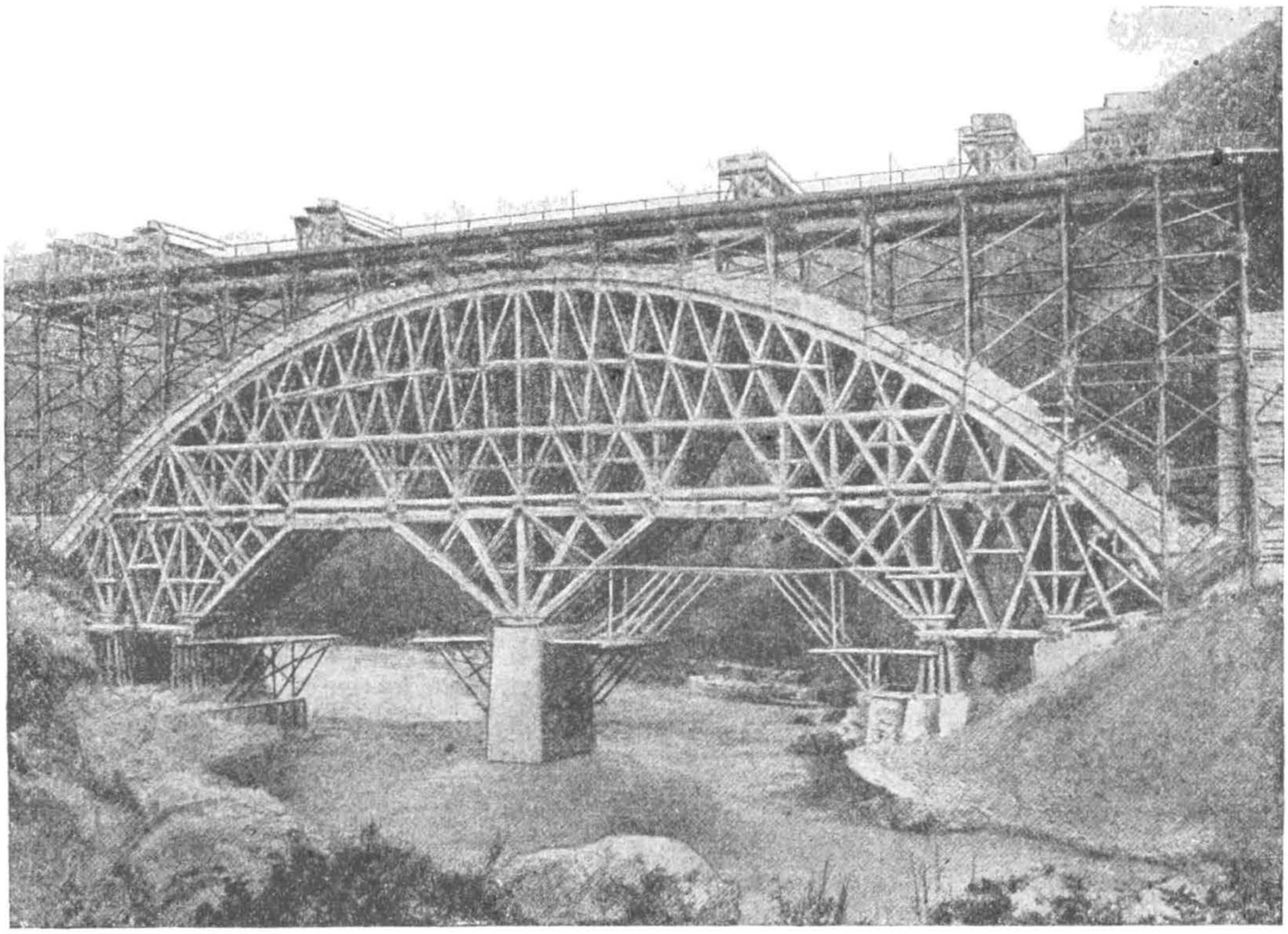
Фиг. 619.



Фиг. 620.

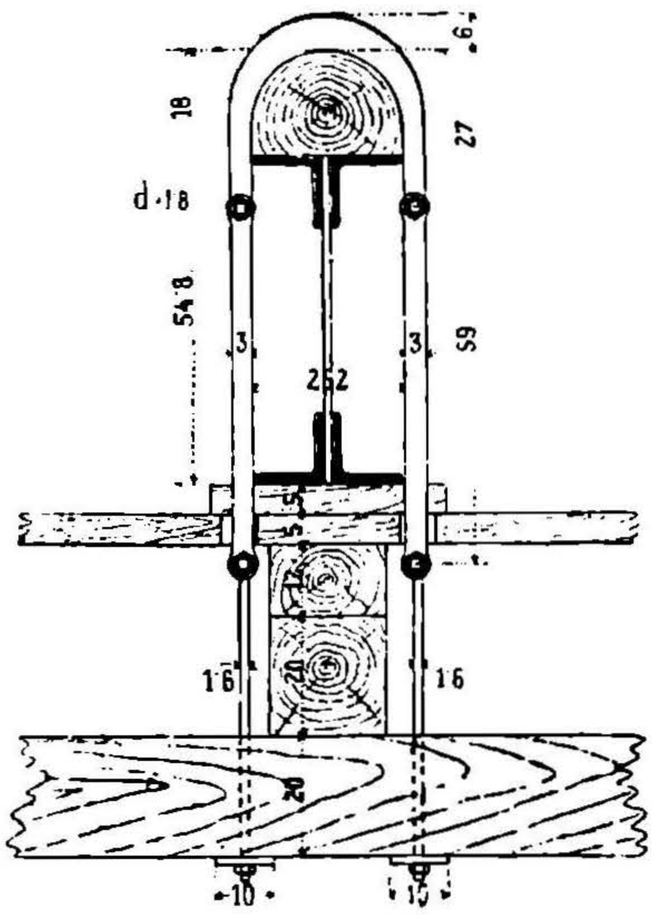
Кружала железобетонных сводов с нежесткой арматурой расчитываются на полное давление свода, направление которого можно принимать нормальным к опалубке. Тангенциальная составляющая принимается отчасти опалубкой и косяками вследствие трения бетона по опалубке, отчасти опорами (пятами) свода, а когда отдельные участки свода поддерживаются особыми подпорными стенками (см. след. п⁰), то — этими последними, а от них передаются косякам кружал.

НБ УДУНТ (ДГТ)



Фиг. 621. — Кружала моста через р. Isonzo.

В виду сотрясений, производимых при бетонировании, нагрузку кружал сводом увеличивают в 1,5 раза или уменьшают допускаемые напряжения, или, наконец, к весу свода прибавляют нагрузку толпой в 400 *кг/м²*, имея в виду рабочих, производящих бетонирование.



Фиг. 622.

Допускаемые напряжения на сжатие для дерева вдоль волокон принимают ныне по нашим техническим условиям (§ 67) 100 *кг/см²*; поперек волокон 35; на растяжение 155 *кг/см²*. На изгиб допускается 115 *кг/см²*, на скалывание во врубках 15 *кг/см²*. При учете давления ветра приведенные напряжения могут быть повышены на 15%.

Давление на песочные цилиндры доводится до 20 — 30 *т* на каждый.

Проект моста должен предвидеть величину конструктивного повышения кружал, чтобы при раскружаливании свод принял точно проектное положение. Повышение должно быть равно сумме осадок свода, могущих произойти с момента возведения кружал до момента освобождения свода и полного его загру-

НБ УДУНТ (ДНТ)

жения подвижной нагрузкой. В этом отношении можно различать следующие три периода, кроме момента загружения подвижной нагрузкой:

1) период кладки свода, когда происходит его осадка вследствие осадки кружал под действием веса свода;

2) период твердения свода, когда производится кладка надсводного строения; осадка возможна от увеличивающейся нагрузки пролетного строения;

3) период раскружаливания, когда свод вступает в работу; осадка возможна от упругих и неупругих деформаций как свода, так и опор моста; этот период может продолжаться много дней после раскружаливания, причем здесь может сказываться и влияние колебаний температуры и усадка бетона.

При проектировании кружал нужно учесть наперед возможные осадки, что не всегда удается сделать с достаточной точностью. Не поддаются учету осадки кружал и опор моста, которые зависят от условий грунта, тщательности работ по сборке их, от системы и пр.

При таких условиях особенно ценны данные опыта, которые приводим здесь относительно некоторых образцово построенных мостов.

Гмюндертобельский виадук. Пролет 79 *м*, $f = 26{,}5$ *м*. Кружала жесткие, тщательно собранные, имели высоту около 65 *м*. Опускание замка во время кладки свода 32 *мм*, из них 10 *мм* приходятся на усушку трех горизонтальных прогонов. В период по замкнутии свода до раскружаливания осадки не замечено. По раскружаливании замок осел на 5 *мм*. Полная осадка 37 *мм*. Нужно было назначить для кружал повышение в 4 *см*.

Боковые своды того же виадука. Пролет 10,25 *м*, $f = 4{,}6$ *м* (фиг. 254); при бетонировании осадка 5 — 7 *мм*; при раскружаливании 2 — 3 *мм*; всего не больше 10 *мм*.

Мост у Грюнвальда через Изар. Пролет 70 *м*, $f = 12{,}8$ *м*. Свод с тремя шарнирами. При кладке свода кружала опустились на 17 *мм*, во второй период осадка 0. Относительно третьего периода данных нет. Кружалам дан подъем 10 *см*.

Тюбингенский м. Пролет 28,0 *м*, $f = 2{,}55$ *м*; свод с 3 шарнирами; кружала жесткие. В первый период осадка 7 *мм*, в третий — 15 *мм*, всего 22 *мм*. От подвижной нагрузки свод опустился на 4,8 *мм*, из коих упругий прогиб 4,2 *мм*.

Виадук Strümpfelbach (фиг. 261). Кружала имели высоту 28 *м*; осадка их до замыкания свода 10 — 15 *мм*.

Виадук Igelsbach — пролет 27 *м*, $f = 6{,}8$ *м*; свод с тремя шарнирами. Осадка при раскружаливании 5 *мм*.

Мост через Мозель близ Novéant.

Пролет		47,0	40,0	33,0	14,4	13,0	12,0 *м*;
Стрелка		7,0	5,2	3,9	2,9	2,4	19 „
Осадка в *мм*	в 1-й период .	22,5	11,0	13	—	—	— *мм*;
	„ 2-й	2,0	2,5	1,25	—	—	—
	„ 3-й	6,0	9,5	3,0	—	—	
	полная	30,5	24	17,25		—	—
Было дано возвышение			40	30	20	20	20

НБ УДУНТ (ДПТ)

§ 12. ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ.

71. Порядок бетонирования сводов. — Старый порядок кладки сводов от пят к замку применяется в настоящее время лишь к сводам малых пролетов, когда деформация кружал не может принять сколько-нибудь ощутительных размеров. Пологие своды с кружалами без промежуточных опор могут дать трещины при этом порядке уже при пролетах 10 — 15 *м*. Вообще говоря, порядок кладки свода назначается в зависимости от ожидаемой осадки кружал. В сводах больших пролетов с вполне жесткими кружалами косяки, работающие на изгиб, имеют значительную длину (6 — 4 *м*) в зависимости от постановки промежуточных опор; хотя они большею частью поддерживаются боковыми подкосами (фиг. 613), тем не менее возможно появление трещин над жесткими опорами косяков. Вследствие этого кладку больших сводов ведут звеньями, равными длине косяка. Кроме этого руководящего соображения, порядок кладки свода определяется еще заботой так распределить нагрузку на кружала при кладке, чтобы деформация их была наименьшей; это необходимо опять в целях устранения трещин. Если возводить свод от пят к замку на упругих кружалах непрерывно, то участки кружал у пят будут опускаться, а средняя часть получает стремление подняться, вследствие действия некоторого распора в косяках. Когда кладка свода дойдет до замка, получится обратное явление. Несимметричная кладка свода может вызвать перекос кружал; ее всегда ведут, во избежание этого, симметрично относительно замка расположенными участками.

Порядок кладки свода Гмюндертобельского виадука указан на фиг. 610 цифрами на клиньях свода; кладка начата с замка и доведена по направлению к пятам на три звена в каждой половине свода. На остальном протяжении свода она проведена от пят к замку. Между клиньями свода оставлены прогалы над основными стойками кружал шириною от 0,80 до 1,5 *м* Верхние звенья поддерживаются подпорными деревянными стенками, укрепленными на опалубке; нижние звенья опираются в прогалах на опору и друг на друга при помощи особых распорных брусков и стенок из досок толщиною 8 *см*. Над прогалами между клиньями поставлены также числа, показывающие порядок их заделки. Общий смысл этого порядка сводится к тому, чтобы заполнением промежутков не получить сразу длинный непрерывный участок; клинья соединяются сперва попарно заделкой промежутков через один, затем по три и четыре. Последними заполнены промежутки в средине полусводов и в замке.

Кладка трехшарнирных сводов моста близ Грюнвальда сообразована с системой свода; клинья сложены последовательно от пят к замку (фиг. 613); замыкание свода произведено в средине полусводов, так как в трехшарнирном своде это наиболее уязвимые места в отношении появления трещин, представляющие собою как бы замки полусводов.

В знойные и сухие дни должны быть принимаемы меры для предохранения бетона от вредного действия зноя и сухости воздуха. При температуре же ниже 0° ведение работ на открытом воздухе безусловно воспре-

НБ УДУНТ (ДПТ)

щается. Бетон во время производства работ должен быть подвергаем испытанию на раздробление, причем приготовленные на месте работ кубики размерами 30 или 20 *см* в стороне после 28 дней хранения во влажном песке при комнатной температуре должны давать временное сопротивление раздроблению не менее 100 *кг* на *кв. см.* Образцы, числом от трех до семи, должны быть приготовлены по особой инструкции.

После окончания трамбования в течение не менее 3 дней должны быть приняты меры, предупреждающие быстрое высыхание бетона, как-то: прикрытие его слоем песку, с поддержанием последнего всегда в сыром состоянии, и т. п. В течение не менее 3-дневного срока не допускается никакая, хотя бы очень малая, нагрузка готовой части, а также воспрещается передвижение по ней людей. Формы и подмости должны быть достаточно прочными и жесткими, чтобы не могли деформироваться при работах.

Раскружаливание возможно только тогда, когда имеется полная уверенность в достаточной степени отвердения бетона и, во всяком случае, не ранее следующих сроков после окончания трамбования:

а) для балок и заполнений пролетом до 3 *м* не ранее двух недель;

б) для балок и заполнений пролетом от 3 до 6 *м* не ранее 3 недель;

в) для перекрытий больших пролетов и для колонн не ранее 4 недель.

При температуре ниже 5° С и вообще во всех тех случаях, когда температура воздуха не соответствует нормальным условиям твердения бетона, сроки соответственно увеличиваются. Раскружаливание необходимо делать осторожно, без толчков и сотрясений.

Во время производства работ обязательно должен вестись журнал, в который заносятся все данные по испытанию отдельных частей сооружения относительно рода и качества материалов, состава бетона, способов и времени производства работ, результатов испытания нормальных кубиков бетона и вообще все обстоятельства, относящиеся до исполнения работ.

Более подробно все эти вопросы освещены в Технических условиях проектирования и возведения железобетонных сооружений.

72. Производство работ по возведению эстакады у железнодорожного моста через р. Амур[1]). — Эстакада перекрывает Бешеную протоку р. Амура шестью пролетами по 32 *м* (15 саж.) в свету. Пролетное строение состоит из сплошных сводов, на которых при помощи колонн поддерживается баластное корыто с тротуарами для пешего движения публики. Проект составлен автором курса.

К постройке подмостей для железобетонных сводов и к заготовке арматуры было приступлено зимой 1914—15 гг., а самые железобетонные работы были произведены летом и осенью 1915 г. Лето было крайне неблагоприятно для работ вследствие необычайно высокого половодья, начавшегося высоким ледоходом, разрушившим все дековилевские пути, проложенные на месте работ, и испортившим заготовленные материалы. Все это отодвинуло приступ к работам по бетонированию сводов до 18 июня.

[1]) Приводимое описание производства работ любезно сообщено мне участником постройки инженером М. И. Малышевым, за что приношу ему глубокую благодарность.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Работы по бетонированию велись непрерывно, днем и ночью, до 1 августа, когда паводком были затоплены все материалы, камнедробилки, бетоньерки и первый этаж вспомогательных подмостей. Перерыв в бетонировании продолжался до 16 августа; работы возобновились и продолжались без осложнений до 5 октября, когда неожиданно рано наступившие морозы заставили прекратить работу на открытом воздухе. К этому времени оставалось еще произвести бетонирование корыта проезжей части пятого и шестого пролетов; работы эти произведены были в тепляках и закончены к концу октября.

Вследствие необходимости закончить работы в один строительный сезон пришлось возвести кружала и вспомогательные подмости во всех 6 пролетах. Кружала были разбиты и собраны в горизонтальном положении на особом дощатом помосте, где были вычерчены в натуральную величину со всеми схватками и железными накладками. При вычерчивании кружалам придан строительный подъем в 100 *мм*, так как его величина по формуле Беккера

$$t=\frac{1}{200}(l-f)=\frac{1}{200}(32-10{,}62)=0{,}107\ м,$$

где l — пролет, f — стрелка в *м*, и по формуле Мелана

$$t=0{,}003l+0{,}0005r=0{,}003\cdot 32+0{,}0005\cdot 13{,}62=0{,}103\ м,$$

где r — радиус кривизны арки в замке.

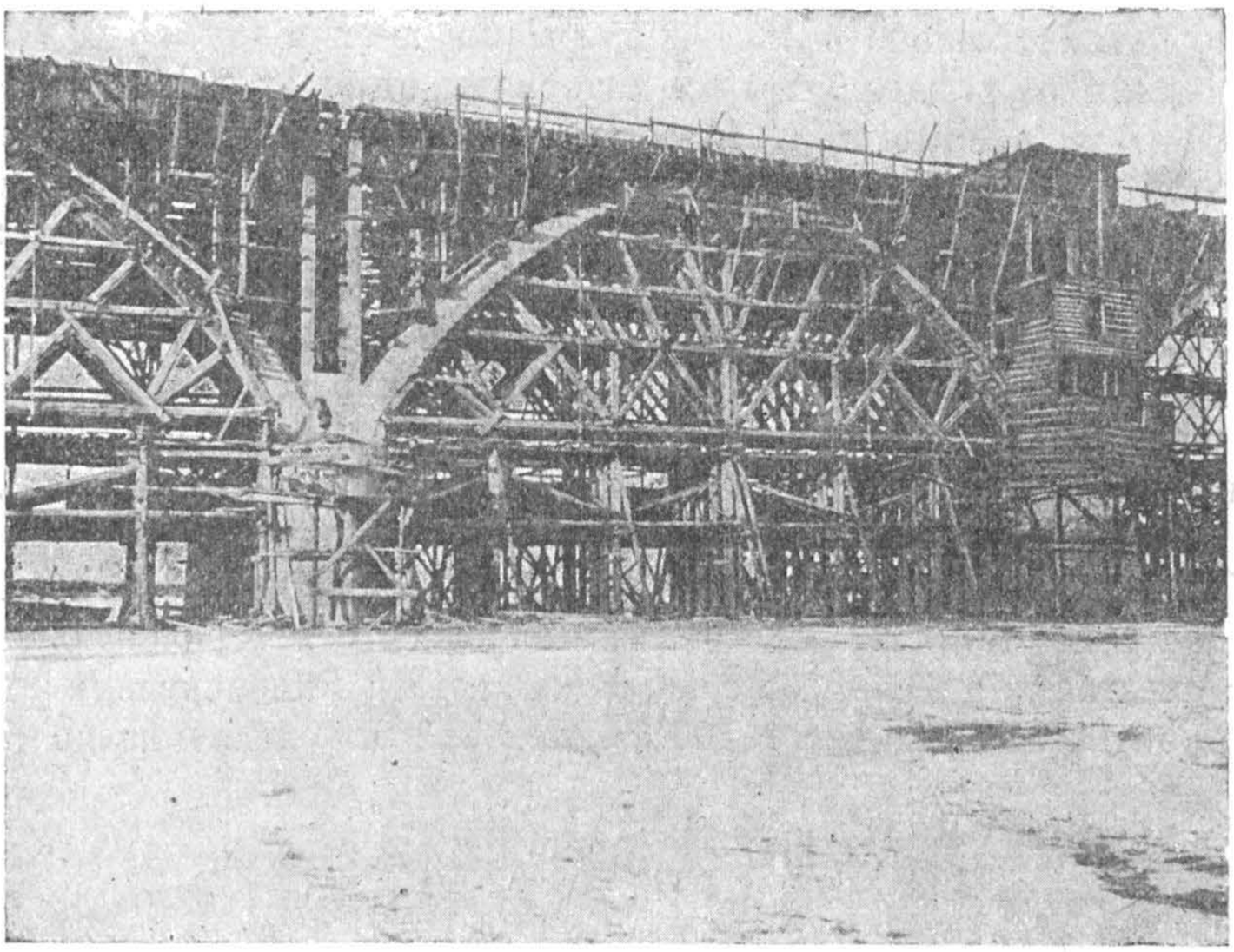
Сравнительно большой строительный подъем был назначен еще и потому, что ожидался размыв дна протоки, стесненной быками и опорами подмостей, который и действительно имел место на глубину до 3,0 *м*, но сопротивление свай осталось без изменения, и осадки их не произошло. Наибольшая действительная осадка кружал оказалась 32 *мм*, включая и осадку в 1,9 *мм* самой арки по ее раскружаливании.

После пригонки кружал на помосте сборка их в пролетах производилась без всяких поправок. Перед сборкой были установлены песочные цилиндры, по которым уложен был нижний пояс кружал. Песок в цилиндры насыпался с запасом, и положение прогонов приводилось к проектной отметке небольшими выпусками песка из цилиндров. Общий вид кружал представлен на фиг. 623.

Вспомогательные подмости (фиг. 624 — 625), служившие для подачи материалов, были устроены с низовой стороны эстакады, параллельно кружалам; опоры поставлены против опор кружал. В уровне самой высокой части берега, на высоте 2,6 саж. над дном протоки, были уложены два дековилевских пути. Выше были устроены пути еще в трех ярусах, по одному в каждом, причем верхний находился в уровне с тротуарами эстакады. Против каждого быка был устроен подъемник, при помощи которого бетон можно было поднимать в разные этажи.

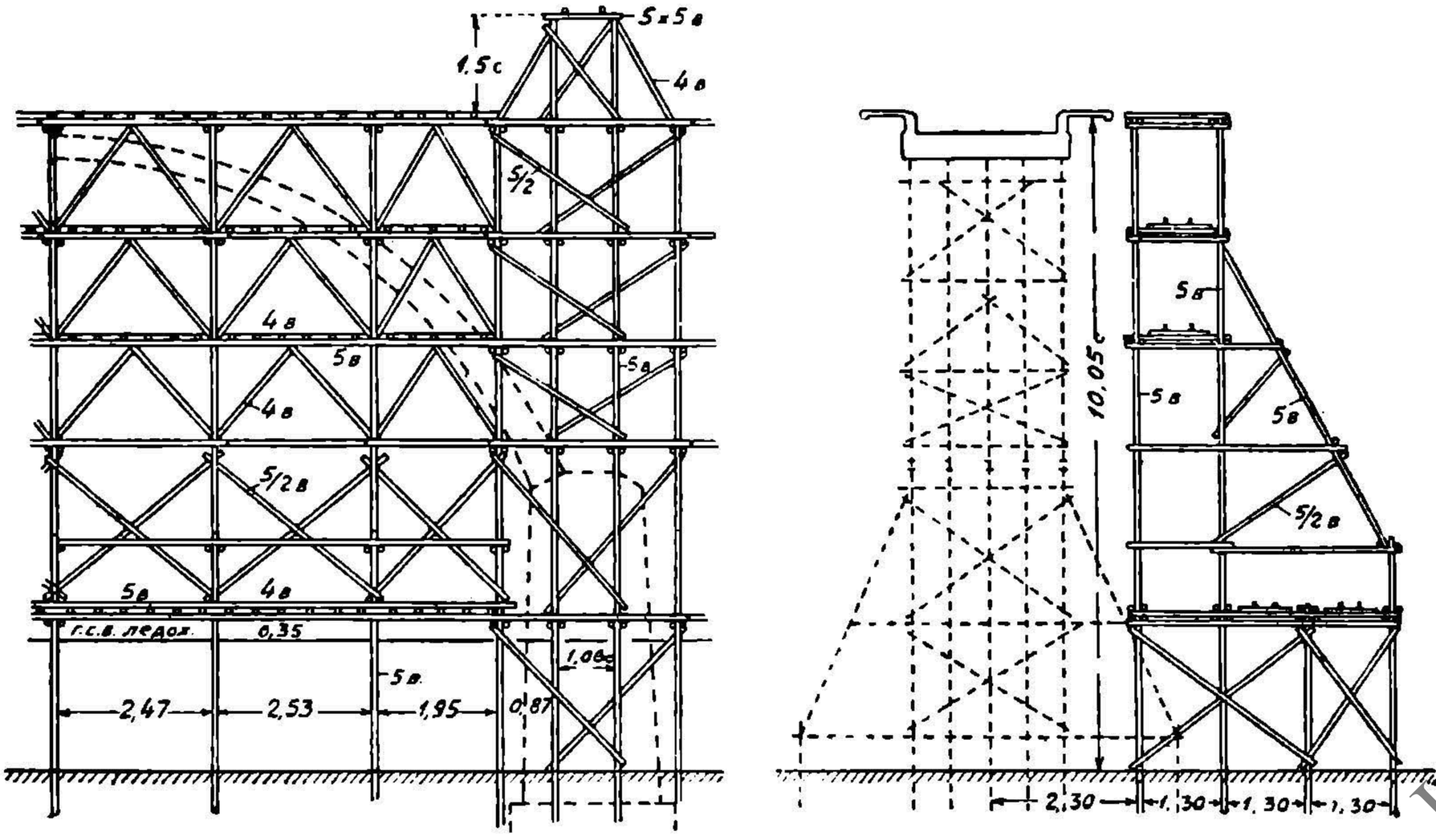
Подмости для поддержания форм колонн и корыта проезжей части заготовлялись на стороне и устанавливались на своде спустя 6 — 7 дней по окончании бетонирования свода. Эти подмости (фиг. 626) были устроены

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 623.

независимыми от кружал, что давало возможность производить раскружаливание сводов, не ожидая окончания срока твердения надсводного строения. Подмости удерживались на своде при помощи нижних частей колонн, бетонировавшихся вместе со сводами. Для поддержания форм тротуаров в области замка свода применена подвесная конструкция.

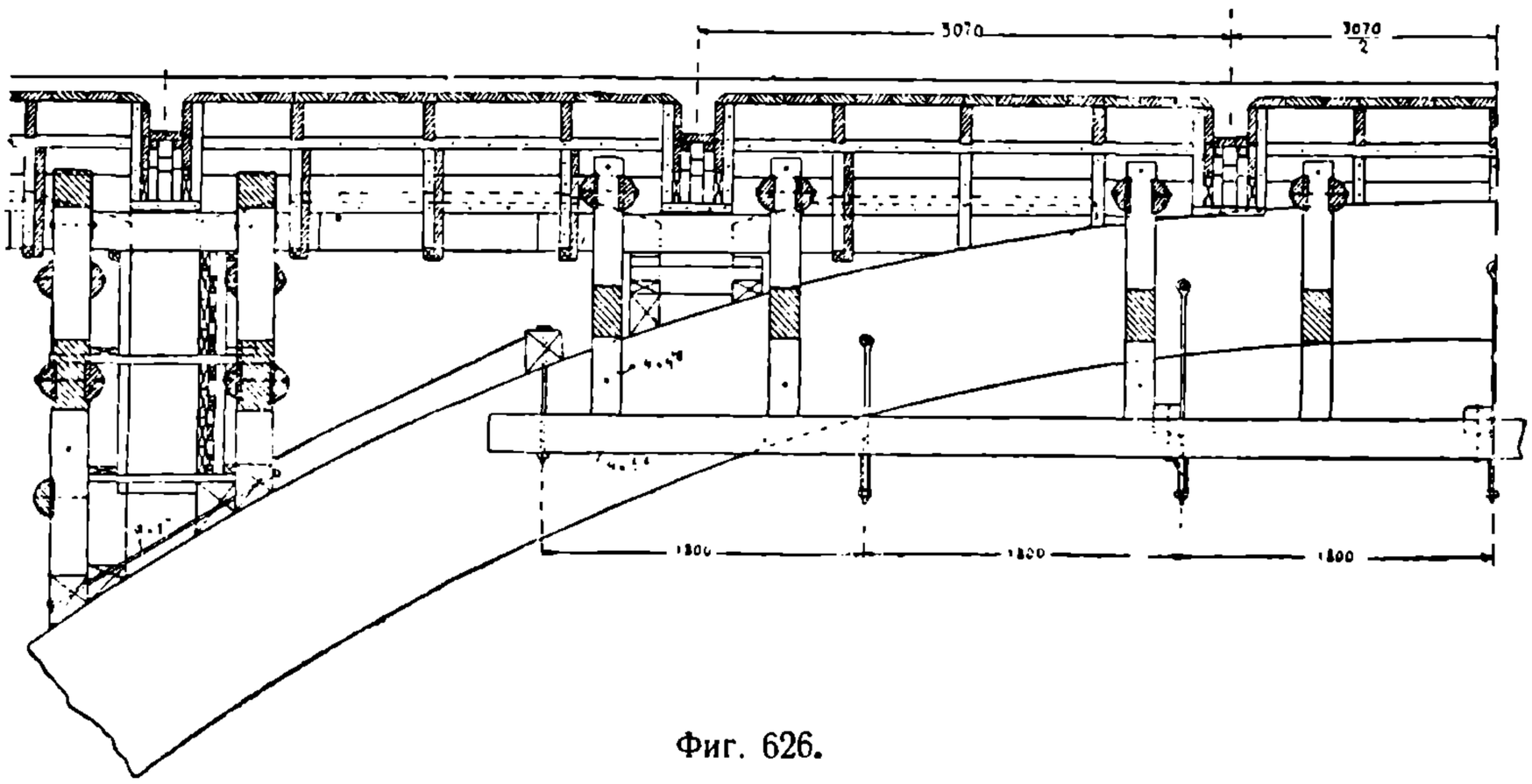


Фиг. 624 — 625.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Формы колонн имели одну сторону открытой; она закрывалась короткими досками по мере бетонирования колонны.

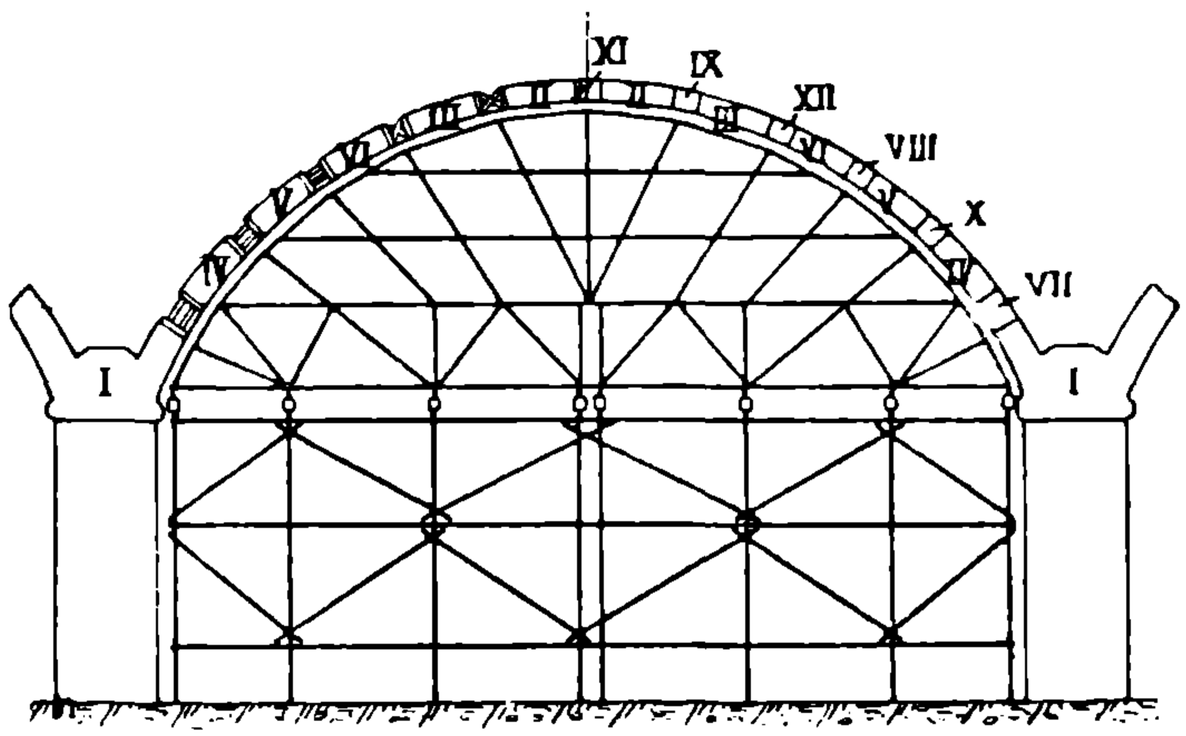
Формы проезжей части опирались на подмости при посредстве клиньев, что позволяло установить формы точно по высоте и удобно произвести освобождение проезжей части от форм по затвердении бетона.



Фиг. 626.

Доски опалубки для сводов и проезжей части укладывались с зазорами для предупреждения выпучивания при набухании; щели между досками заполнялись не плотно бумагой.

Для бетонирования свод был разделен на 12 больших и 11 малых клиньев (фиг. 627). У вершины арок клинья поддерживались дощатой заборкой, усиленной консолями из брусков, прибитых к опалубке. Клинья, лежавшие в подъемистой части свода, поддерживались распорками, передававшими давление предыдущему забетонированному клину и далее на бык. Так как распорки перед бетонированием малых клиньев необходимо было удалить, то для поддержания больших клиньев в этой стадии работы применялись бетонные распорки, которые бетонировались одновременно с большими клиньями. Этих распорок в каждом малом клине было три; ширина каждой 43 *см*, а высота равна половине толщины свода в этом месте. Бетонные распорки ко времени разборки деревянных распорок, что



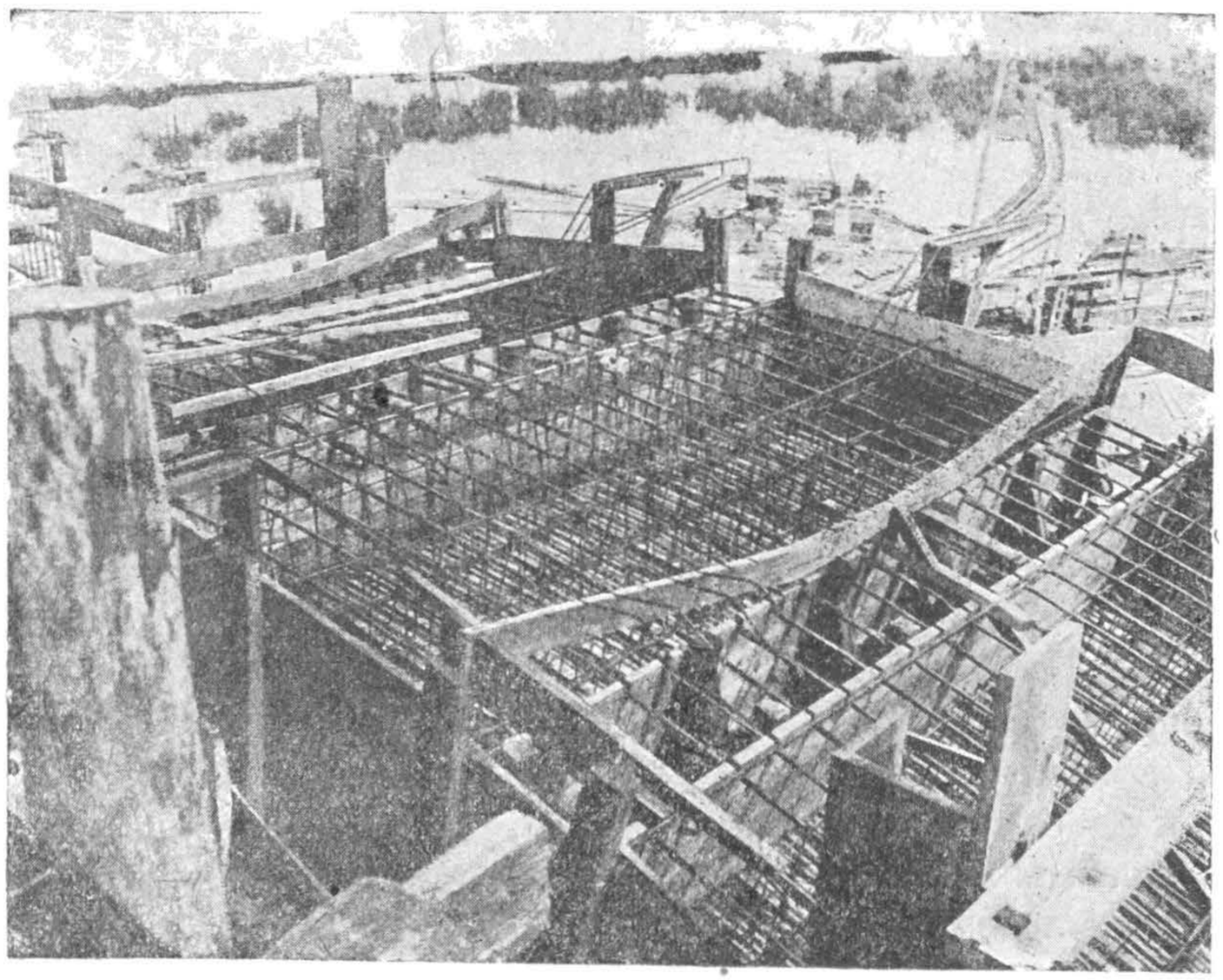
Фиг. 627.

НБ УДУНТ (ДИТ)

делалось не ранее недели с окончания бетонирования больших клиньев, успевали достаточно отвердеть, чтобы выдерживать составляющую веса вышележащего клина. Напряжение наиболее нагруженных распорок доходило по расчету до 5,4 *кг/см*².

С боков бетон поддерживался дощатыми стенками, опиравшимися на особые брусья, приболченные к концам поперечин опалубки. По верху противоположные брусья стягивались железной тягой, шедшей поверх бетона через всю ширину арки.

Поперечные заборки устраивались по окончании укладки арматуры; до укладки последней укреплялись лишь нижние и верхние доски заборок,



Фиг. 628.

в которых были сделаны вырезы для точного размещения арматуры. Заборки очень хорошо (фиг. 628) закрепляли арматуру в проектном положении; а арматура по установке хомутов и распределительных стержней и по связке пересечений проволокою представляла жесткую, неизменяемую конструкцию.

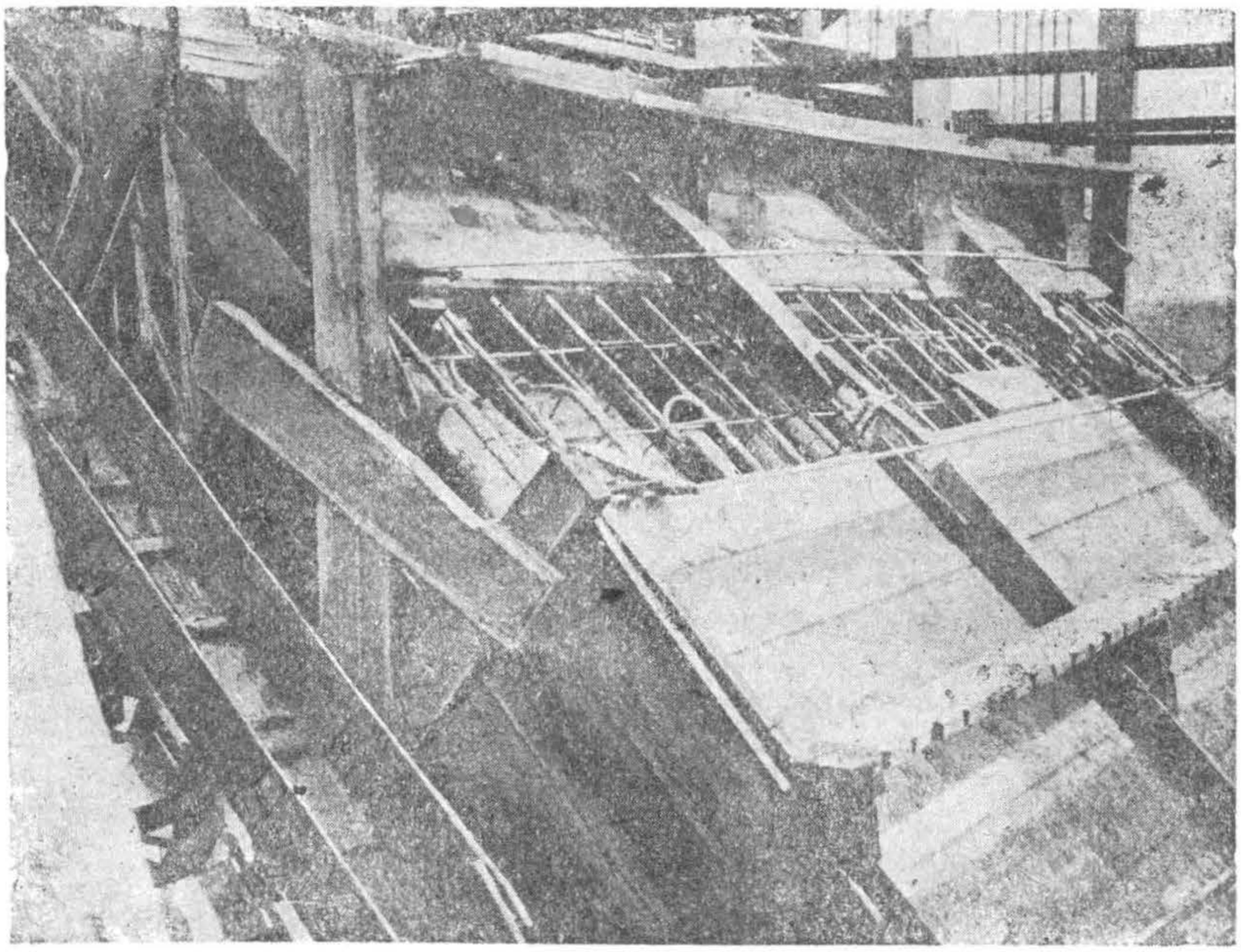
При бетонировании только клинья II и III не нуждались в верхней опалубке; все же остальные клинья опалубливались и сверху. Эта опалубка ставилась по одной доске по мере бетонирования и удерживалась продольными брусьями, закрепленными за арматуру малых клиньев (фиг. 629). Опалубка снималась через 3 дня.

Поперечные заборки и деревянные распорки, поддерживающие большие клинья, снимались через неделю по окончании бетонирования клиньев. Бетон для лучшей связи с новым бетоном освежался стальным шпунтом, промывался и покрывался жидким цементом.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Бетон применен следующих составов: для сводов 1 : 2 : 3; для колонн и проезжей части 1 : $2^1/_2$: 4. Щебень был гранитный. При испытании (на месте работ) бетон дал в среднем сопротивление при составе 1 : 2 : 3 — 246 *кг/см²* и при составе 1 : $2^1/_2$: 4 — 208 *кг/см²*. Условиями проектирования требовалось 200 и 150.

Для приготовления бетона были установлены две бетоньерки, но работали они поочередно в зависимости от заготовки материалов. Из мешалок бетон поступал в деревянные, обитые железом ящики, поставленные на вагонетки; ящики по дековилевским путям подвозились к подъемникам. При помощи лебедки с приводом от электромотора ящик поднимался в



Фиг. 629.

соответственный этаж подмостей и перемещался поперек эстакады движением тележки по железной балке, подвешенной вверху подъемника, и ставился на подставленную новую вагонетку, в которой подавался к месту работы, где вываливался в обыкновенные ящики, употребляемые для затворения раствора для каменной кладки. Последнего вида ящики ставились на небольших подмостях, сделанных в местах бетонирования для рабочих. Из ящиков бетон забрасывался слоями в клинья и трамбовался. Ящик с вагонеткой возвращался к подъемнику и опускался вниз. В среднем с момента затворения бетона до окончания трамбования проходило 20 минут.

Бетонирование производилось двумя партиями рабочих, причем как во время бетонирования сводов, так и во время бетонирования колонн и проезжей части работа производилась симметрично и равномерно.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Бетонирование надсводного строения начиналось с колонн и заканчивалось проезжей частью; последняя возводилась от концов к середине пролета.

Раскружаливание сводов было произведено в ноябре 1915 г. уже при наступивших морозах. Раскружаливались сразу по три пролета в зависимости от деления эстакады толстым быком на две секции по три пролета.

Наиболее короткий срок твердения бетона в сводах, считая от окончания бетонирования последнего малого клина, был 77 дней, из которых 35 дней протекли до наступления морозов, остальные приходятся на небольшие холода, когда днем температура поднималась не выше 0°.

Раскружаливание производилось тридцатью рабочими, по 10 на пролет, под надзором шести десятников. Действия партий были согласованы и по всем пролетам производились по общей команде.

Каждый рабочий был снабжен мерной кружкой вместимостью $^1/_2$ литра, железной ложкой для вынимания песка, железным совочком, куда песок собирался при вынимании, деревянными пробками для временного закрывания отверстий в цилиндре и деревянным молотком.

Выпуск песка производился в каждом пролете сразу в двух поперечных рядах цилиндров, симметрично расположенных относительно средины пролета.

Если обозначить через V объем песка в $^1/_4$ литра, что отвечает понижению поршня песочницы на 6,6 *мм*, то порядок и величину выпусков можно представить следующим образом. Первая серия — выпуск $^1/_2$ V из среднего ряда цилиндров, затем выпуск $^1/_4$ V из смежных двух рядов. Вторая серия — выпуск $^3/_4$ V из средних цилиндров, затем по $^1/_3$ V из смежных рядов и по $^1/_4$ V из третьих рядов. Третья серия — выпуск V из средних цилиндров, $^2/_3$ V из соседних рядов, $^1/_2$ V из третьих рядов и $^1/_4$ V из последних (пятовых). Следующие серии были как третья. Этого типа серии попусков делались по четыре и так как кружала уже значительно отделились от свода, то затем кружала осаживались выпуском по целой кружке из всех цилиндров до полного выпуска песка.

Песок из цилиндров вынимался ложечками на подставленный совок и собирался в мерную кружку. После того как у всех рабочих было собрано предположенное по плану количество песка, отверстия закрывались пробками, и по общей команде рабочие стучали по цилиндрам деревянными молотками. Во время этого постукивания и происходила заметная осадка кружал.

Цилиндры были наполнены мелким песком, предварительно прокаленным для освобождения от влаги.

Несмотря на принятые меры предосторожности, в небольшое количество цилиндров попала вода, и песок в них замерз. Это обстоятельство затрудняло выпуск песка.

В остальном раскружаливание протекало благополучно, и на сводах трещин не было замечено.

Расход материалов и рабочей силы выражается числами, приведенными в нижеследующей таблице.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Наименование работы (на все 6 пролетов)	Дерева *куб. м*	Железа *кг*	Рабочей силы (дней)
Вспомогательные подмости, включая сваи .	862	8411	4992
Основные подмости, нижняя часть, включая сваи . .	786	22196	2260
верхняя часть, включая опалубку .	639	24421	3908
Подмости для надсводного строения	788	15865	7140
Изготовление и вязка арматуры сводов	—	131755	1747
надсводного строения .	—	74146	1985
Вспомогательные работы: очистка арматуры и пр. .	—	—	474
Бетонирование сводов с приготовлением бетона	бетона 1685	—	5049
Бетонирование надсводного строения	555	—	2644

Всего в шести пролетах объем железобетона составляет 2240 *куб. м* при весе арматуры 206 тонн.

На 1 *куб. м* железобетона в сооружении потребовалось:

1) Цемента	2 бочки, или 333 *кг*;
2) Песка	0,545 $м^3$;
3) Щебня	0,832 $м^3$;
4) Железа в арматуре	92 *кг*;
5) Дерева для подмостей, кружал и форм	1,37 $м^3$;
6) Железа для них	31,6 *кг*;
7) Рабочих дней	11,7

По поводу приведенного описания производства работ по возведению одного из наибольших по пролетам виадука в России мы позволим себе сделать несколько замечаний.

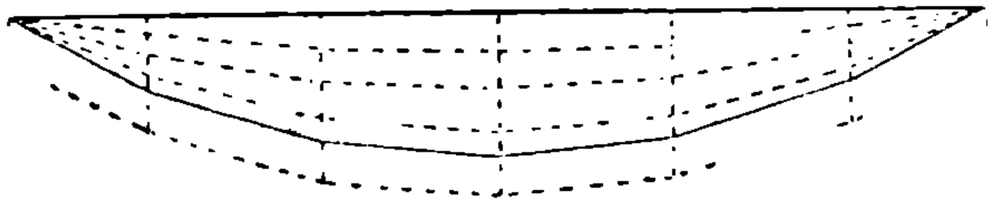
Работы произведены фирмой инженеров Лушникова, Крылова и Соколова, отличающейся вообще вполне научной постановкой производства работ, под наблюдением весьма компетентных и вдумчивых ответственных инженеров постройки Восточного участка Амурской ж. д. Благодаря подобному удачному сочетанию прекрасных сил технического надзора с просвещенным отношением к делу контрагентов, сооружение вышло образцовым, хотя и дорогим, как видно по расходу материалов и рабочей силы.

Затем заслуживает внимания порядок раскружаливания в отношении размера опускания различных точек кружал. До последнего времени по этому вопросу в литературе не было дано руководящих указаний, которые могли бы более или менее точно регулировать величину опусканий. Все, что было известно по этому поводу, строителями использовано.

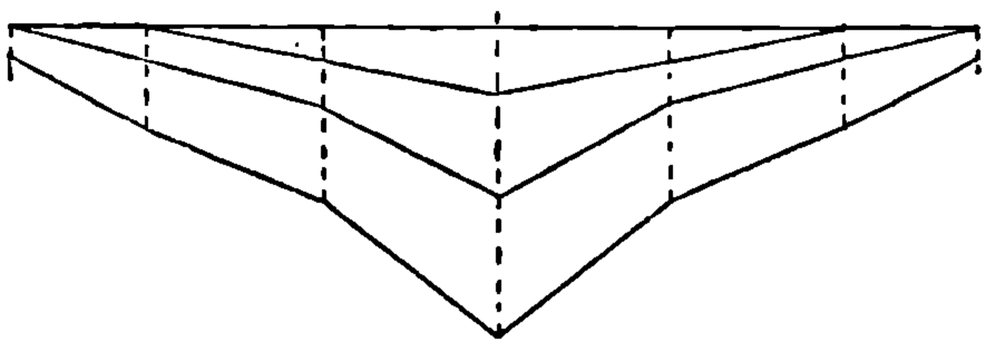
Вопроса о величине опусканий при раскружаливании сводов автору пришлось коснуться в I части Курса мостов. Там мы рекомендовали в назначении величины попусков для разных цилиндров исходить из вида кривой опускания свода при вступлении его в работу, т. е. при раскружаливании. Для этого не надо точного знания кривой вертикальных перемещений се-

НБ УДУНТ (ДПТ)

чений свода; не нужно и знания абсолютной величины этих перемещений. Достаточно учесть, что это — кривая с выпуклостью вниз, и достаточно предположить, что это дуга круга или парабола. Задавшись произвольно наибольшей ординатой кривой под замком, получаем вычислением или проще графически ординаты точек соответственно положению песочных цилиндров (фиг. 630). Очевидно, какие бы попускания ни были назначены по абсолютной величине для каждой серии и сколько бы серий ни вышло, попускания в одной и той же серии должны подчиняться закону выпуклой вниз кривой промежуточной между хордой и предельным очертанием кривой осадки (произвольно намеченной). В таком случае, очевидно, свод вступит в работу плавно, без переломов. На фиг. 631 представлены кривые попусков, осуществленные при раскружаливании Амурской эстакады; свод при этом подвергался некоторому разламыванию. Для железобетона это не опасно, для каменных же сводов переломы нежелательны.



Фиг. 630.



Фиг. 631.

73. Тщательность производства работ. — Для обеспечения доброкачественности железобетонных сооружений необходимо при производстве работ соблюдать целый ряд условий; нужно строго научное ведение дела.

Прежде всего должны быть проверены материалы, из которых будет приготовляться железобетон: вода, цемент, инертные материалы (песок, гравий, щебень), железо и бетон.

Вода для образования раствора, по нашим техническим условиям, должна быть пресная, чистая. Применение воды болотной и торфяниковой не допускается. В сомнительных случаях требуется испытание воды пробным затворением цемента.

Цемент должен отвечать условиям, установленным для приемки портланд-цемента. Он должен быть медленно схватывающимся (по германским нормам). Быстрота схватывания цемента может с течением времени изменяться, а потому на месте работ должно быть произведено испытание. С течением времени и прочность цемента (лежалого) падает.

Инертные материалы должны, как правило, обладать прочностью не меньшей, чем прочность отвердевшего раствора, употребленного для бетона. Камень должен быть из невыветривающихся пород.

Песок, гравий, хрящ или щебень и измельченные доменные шлаки должны состоять по возможности из зерен разной величины и не должны заключать вредных примесей. В сомнительных случаях влияние примесей должно быть выяснено опытом. Ил, глина и т. п. примеси, если они распределены в песке в небольших количествах отдельными частицами, вреда

НБ УДУНТ (ДИТ)

для прочности бетона не приносят. Эти примеси вредны лишь тогда, когда обволакивают зерна песка или гравия. В этом последнем случае материал следует промывать.

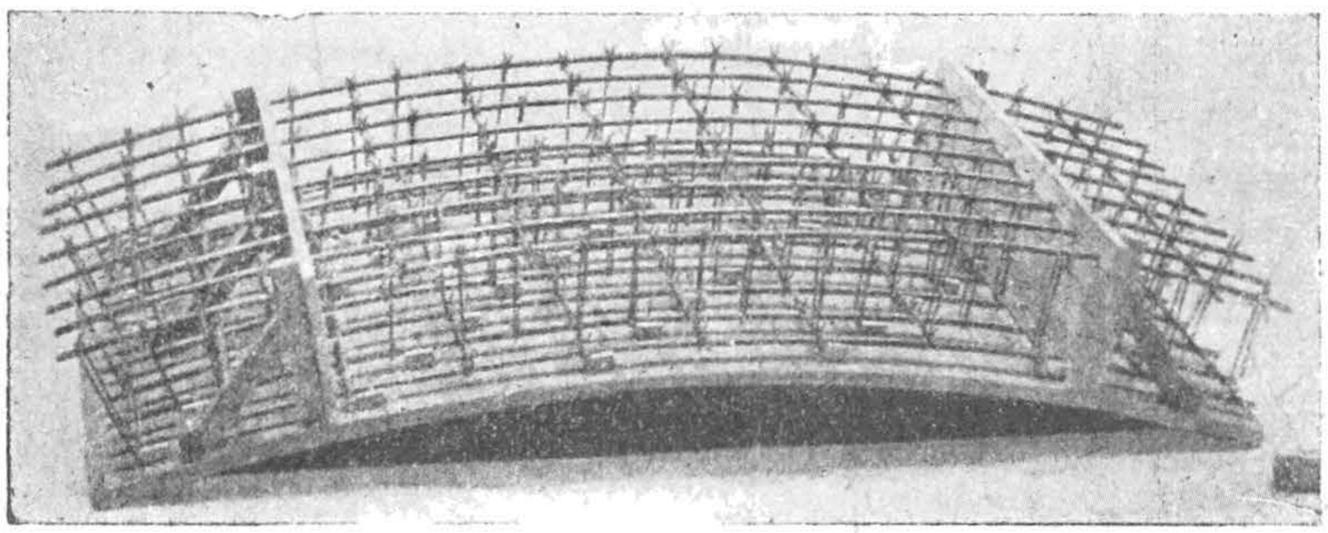
Величину зерен инертных материалов следует выбирать так, чтобы количество пустот в смеси было возможно меньшим и чтобы наиболее крупные зерна проходили свободно между стержнями арматуры, а также между арматурой и опалубкой.

В настоящее время составу инертных материалов по крупности зерен придается первостепенное значение для прочности бетона и для расхода цемента.

Под именем песка идет горный, речной, морской, молотый песок шлаковый, пемзовый и т. п. при величине зерен до 5 *мм* (по германским нормам) и до 7 *мм* по классификации Графа, который на основании многочисленных опытов установил наилучший состав сухих частей бетона, являющийся исходным составом для оценки различных природных или искусственных смесей.

Гравием или щебнем считается материал с величиною зерен больше 5 или 7 *мм*. Наибольшая величина щебенок для железобетона не должна превосходить 25 *мм*.

При выборе смеси инертных материалов для бетона Граф делит вопрос на две части: выбор состава раствора (смесь песка с цементом и водой) и определение количества раствора по отношению к количеству щебня; бетон есть смесь раствора со щебнем.

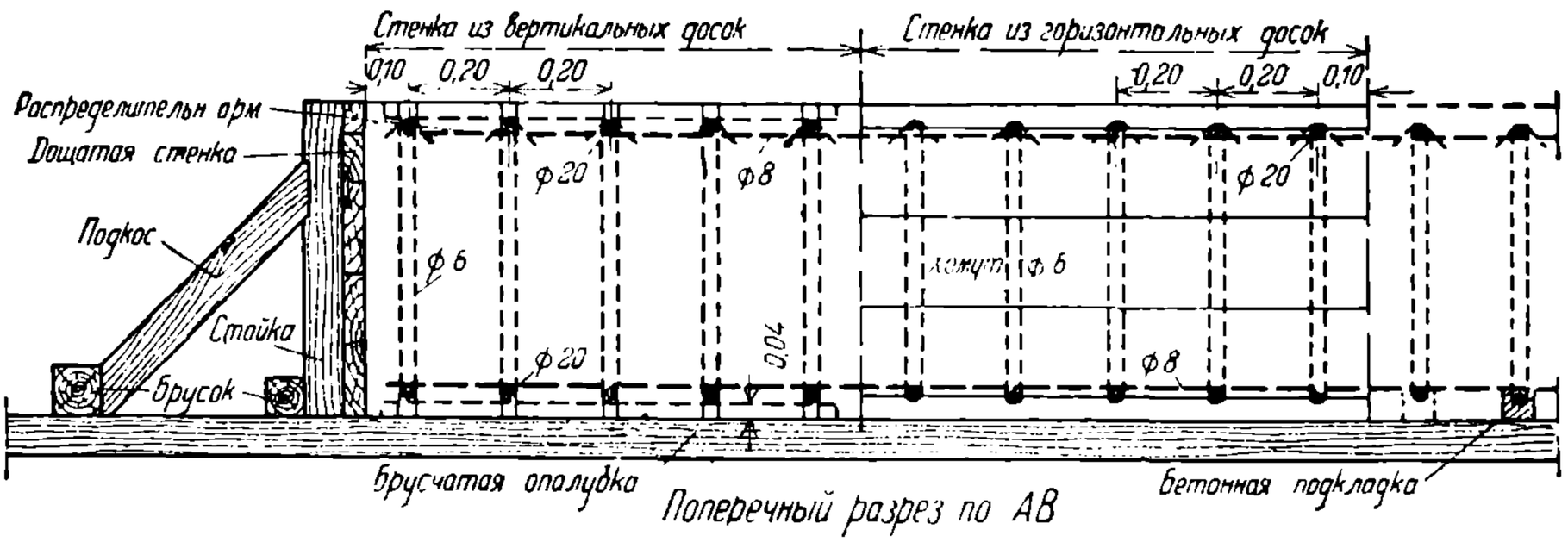


Фиг. 632.

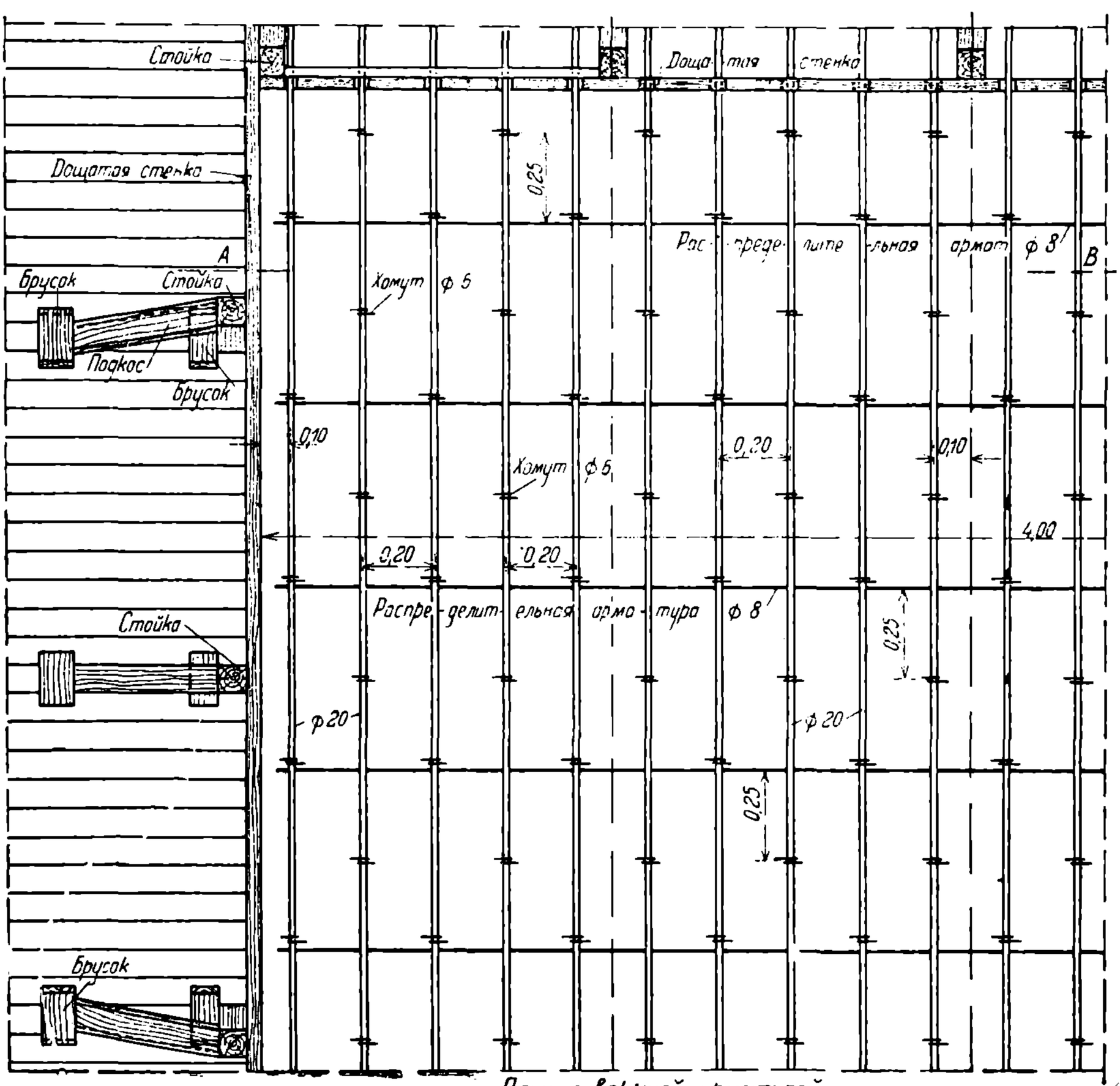
Наилучший состав для раствора Граф определяет процентным содержанием зерен различной крупности в сухой смеси *песка* и *цемента*, а именно: 25% смеси по весу должно пройти сквозь сито с отверстиями в $^1/_4$ *мм* (900 отверстий на 1 *см*^{2}), 35% — через сито с дырами в 1 *мм*; 65% — через сито с дырами 3 *мм* и все 100% через сито с отверстиями 7 *мм*. Если исключить цемент в предположении, что состав был 1 : 4 по весу, то для состава песка получатся такие пропорции:

зерен диаметра от	0	до 0,25 *мм*	2%
	0,25	1,0	13%
	1,0	3,0	. 40%
	3,0	7,0	. 45%

НБ УДУНТ (ДИТ)



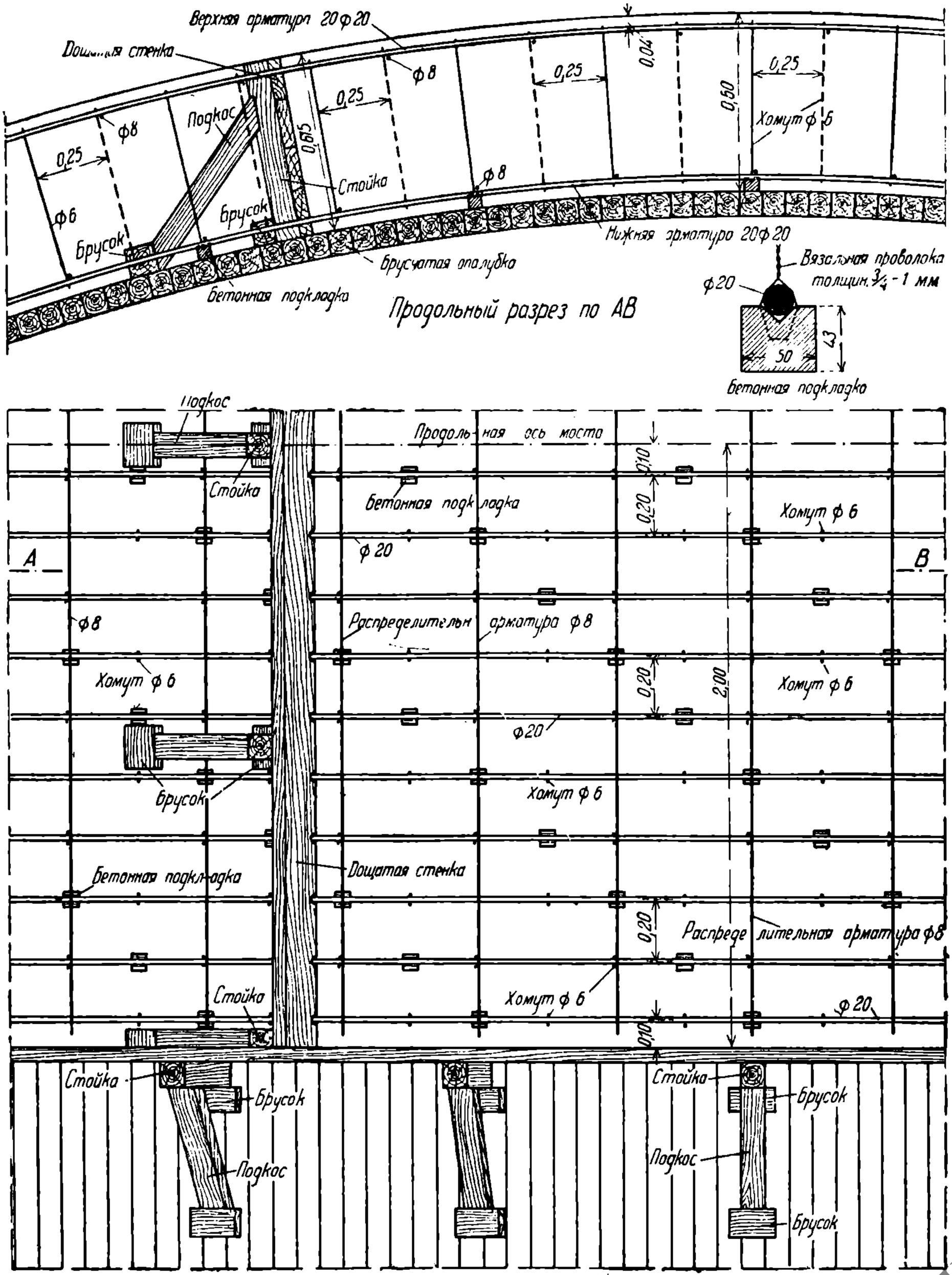
Поперечный разрез по АВ



План с верхней арматурой

Фиг. 633 — 634.

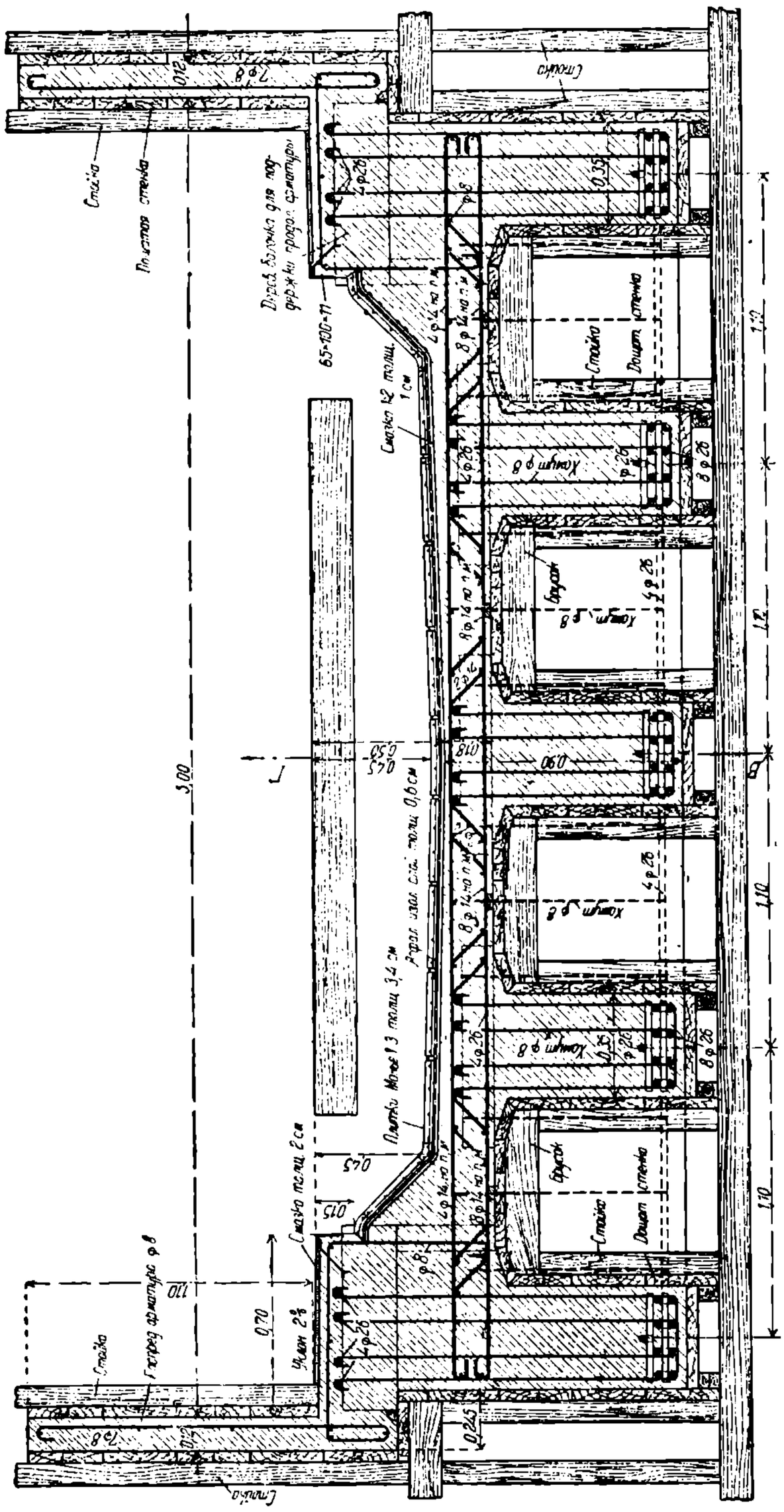
НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 635 — 636.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Искусственные смеси песка и надо подбирать в таких соотношениях. Для составления бетона надо дать раствора от 45 до 55% сухой смеси бетона по весу. Или, иначе, отношение между песком и щебнем должно быть около 2 : 3.



Фиг. 637.

Железо должно удовлетворять требованиям, установленным для мостового железа. Оно должно иметь чистую поверхность; в противном случае перед укладкой в формы должно быть очищено железными щетками от грязи, краски, опадающей ржавчины и т. п.

Приготовление *бетона* должно вестись со всей тщательностью, и качества его должны проверяться как в отношении пластичности (количество воды), для чего пользуются конусом Абрамса или падающей платформой Графа, так и в отношении прочности, для чего изготовляют пробные кубики и балки.

Для успеха работы необходимо также целесообразное устройство форм; они не должны, например, иметь такие щели, сквозь которые мог бы вытекать раствор из бетона, оставляя гнезда щебня без раствора.

Особое внимание должно быть уделено правильному размещению арматуры и закреплению ее в таком положении, чтобы она не могла быть сдвинута во время бетонирования. Для того, чтобы дать понятие о приемах и характере

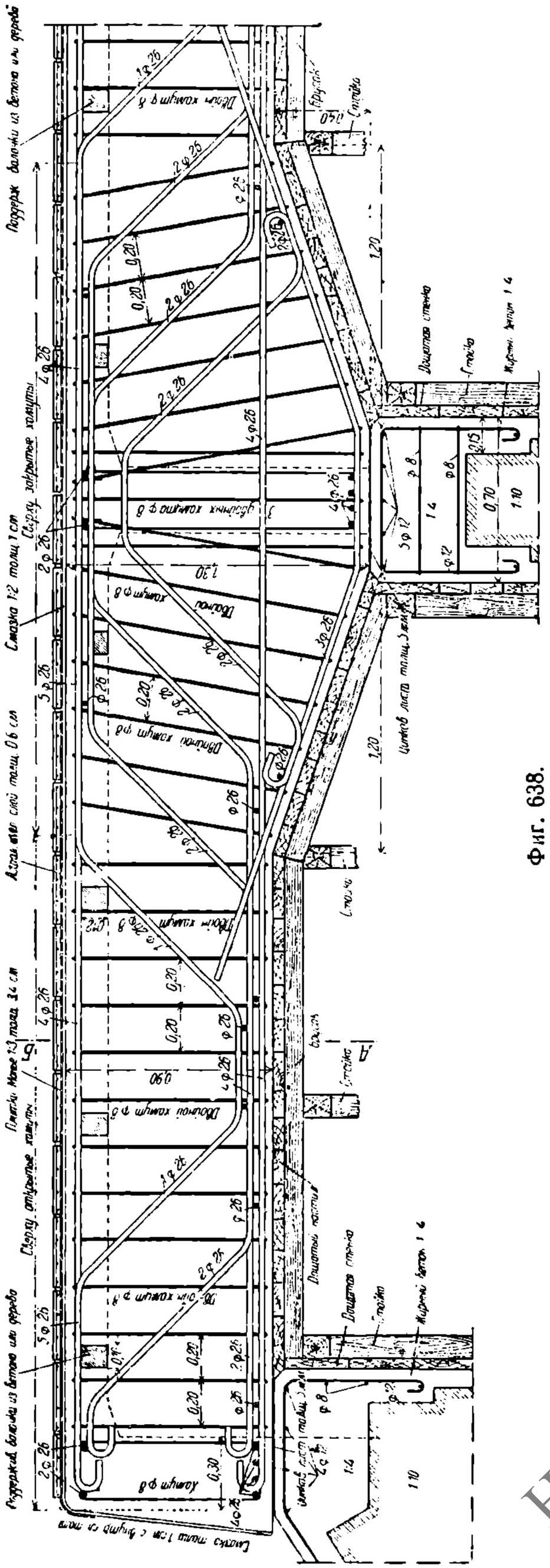
НБ УДУНТ (ДИТ)

работы и предосторожностей, которые должны иметь здесь место, приводим из статьи Шехтерле некоторые весьма ценные данные [1]).

Фиг. 632—636 изображают подробности увязки арматуры в своде и закрепления ее в надлежащем положении. Чтобы ослабить влияние усадки бетона, а также для уменьшения осадки кружал, бетонирование производится секциями, для чего поперек свода ставятся подпорные деревянные стенки, отделяющие секции.

Арматура устанавливается по постановке на месте щековых стенок форм для свода. Нижняя арматура кладется в расстоянии 3—4 *см* от опалубки при помощи бетонных подкладок, размещаемых под каждым стержнем на расстоянии около 1 *м* друг от друга. В каждую подкладку вделана проволока с выступающими наружу концами. Этой проволокой охватывается стержень арматуры, и устраняется соскальзывание ее с подкладки (показано на детали фиг. 635 — 636). Поверх нижних стержней укладываются распределительные стержни, устанавливаются хомуты и увязываются друг с другом проволокой толщиною 1 *мм*.

Верхнюю арматуру укладывают после установки поперечных деревянных стенок, в которых делают вырезы как для пропуска нижней арматуры, так и для точной укладки верхней арматуры.



Фиг. 638.

[1]) *Schaechterle*, Die Gewährleistung der Güte der Ausführung von Eisenbetonbrücken, „Beton und Eisen", 1926, H. 19 и 20.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Эти вырезы перед бетонированием закрываются планками. Верхняя арматура поддерживается хомутами, которым дается вид петли в два поводка для жесткости. Хомуты регулируют точное положение верхней арматуры своей длиной, которая окончательно дается на месте, т. е. верхние концы хомутов сгибаются вокруг верхней арматуры на месте, для чего толщину хомутов следует задавать 6 *мм* и не больше 8 *мм*. Более толстые стержни гнутся уже с трудом и неточно.

На фиг. 637—638 приводится детальное расположение частей при установке арматуры для ребристого пролетного строения балочной системы. Здесь нижняя арматура при помощи подвесок (хомутов) соединяется с верхней (монтажной) арматурой и поддерживается на весу, в то время как верхняя арматура поддерживается деревянными или железобетонными брусками, перекрывающими щель поперек. Точное положение нижней арматуры регулируется длиной подвесок, так что и здесь верхние концы подвесок загибаются на месте при установке и увязке, почему подвески не следует брать толще 8 *мм*; если надо—увеличивают их число, располагают гуще, но не утолщают. Расстояние между нижними рядами арматуры дается при помощи прокладок из коротких поперечных стержней такой же толщины, как и арматура.

Нижние стержни плиты удерживаются над опалубкой при помощи подкладок из бетона и подвесками по середине пролета плиты.

НБ УДУНТ (ДИТ)

ПРИЛОЖЕНИЯ

НБ УДУНТ (ДИТ)

ПРИЛОЖЕНИЯ.

А. РАСЧЕТ СВОДОВ.

1. Постановка задачи. — В сечениях свода под действием веса сооружения и временной нагрузки возникают нормальные напряжения от центрально действующей сжимающей силы и от изгибающего момента и скалывающие напряжения, которыми вследствие их незначительной величины, обыкновенно, не интересуются. Центральные сжимающие силы N, нормальные к сечению, и изгибающие моменты M относительно центров тяжести сечений могут быть найдены, если будут определены реакции опор.

В нижеследующем рассмотрим трехшарнирные своды, своды без шарниров, двухшарнирные своды и арки с затяжками, как наиболее часто применяемые для железобетонных мостов. В первом случае реакции опор статически определимы, во втором случае приходится иметь дело с тремя статически неопределимыми величинами и, наконец, в двухшарнирном своде (и в арке с затяжкой) имеем одну статически неопределимую величину.

Во всех этих случаях вопрос расчета данного свода приводится к решению одной из следующих двух задач.

1) Найти напряжения в своде при некотором определенном положении нагрузки. Для массивных каменных и бетонных сводов малой и большой величины этого расчета достаточно, причем положение временной нагрузки берется один раз на всем пролете, другой раз на протяжении полупролета. Для этих случаев загружения вычерчивается кривая давления.

Для сводов средних пролетов (примерно от 20 до 50 *м*) вообще и для железобетонных сводов всех пролетов, когда размеры даются без излишнего запаса, следует вести расчет по второму плану, а именно:

2) Найти пределы невыгоднейшего загружения свода и наибольшие напряжения в нем. Что касается построения кривой давления, то в применении к железобетонным сводам, в которых возможны значительные растягивающие напряжения, т. е. большое уклонение кривой давления от оси свода, построение ее не имеет уже никакого значения.

§ 1. СВОД С ТРЕМЯ ШАРНИРАМИ.

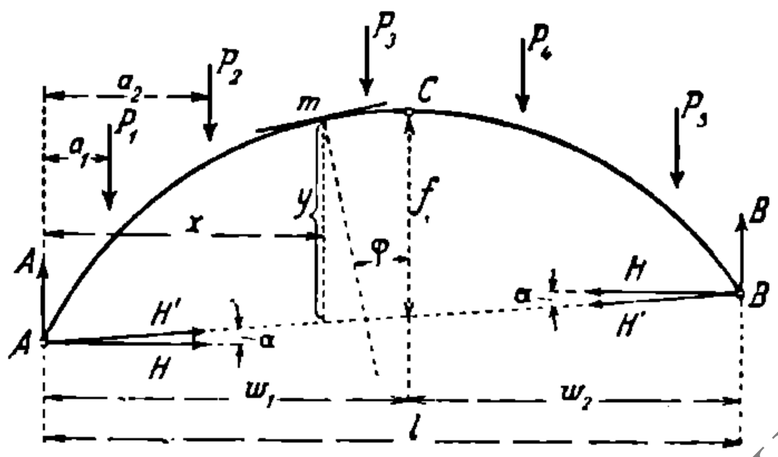
2. Определенная нагрузка.—Из равновесия свода (фиг. 1), находящегося под действием заданных сил P_1, P_2..., получаем:

$$A = \frac{1}{l}\sum_0^l P(l-a); \qquad B = \frac{1}{l}\sum_0^l Pa;$$

т. е. вертикальные составляющие реакций в пятах такие же, как и в простой балке того же пролета, находящейся под действием такой же нагрузки.

Из равновесия левой части свода до шарнира C имеем

$$Aw_1 - \sum_0^{w_1} P(w_1 - a) - H' \cdot f \cdot \cos\alpha = 0.$$



Фиг. 1.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Первые два члена представляют момент изгиба для балки пролетом l в сечении w_1 под шарниром; обозначим этот момент через M_c'; третий член можно написать в виде $H'\cos\alpha \cdot f$ или $H \cdot f$; следовательно,

$$M_c' - Hf = 0, \text{ откуда } H = \frac{M_c'}{f}.$$

Нужно помнить, что в рассматриваемом случае H не есть составляющая реакции опоры связанная с A или B,— таковая есть H'; это есть вспомогательная величина, она же — горизонтальный распор свода:

$$H = H' \cos\alpha,$$

Для какого-нибудь сечения m с координатами x и y, причем y относится к хорде, соединяющей пяты арки, имеем момент изгиба, т. е. момент сил, действующих слева от сечения

$$M = Ax - \sum_0^x P(x - a) - Hy.$$

Первые два члена суть M_x' для простой балки пролета l, следовательно

$$M = M_x' - Hy. \qquad [1]$$

Проектируя силы, находящиеся левее сечения m, на касательную к оси свода в этом сечении, получим нормальную силу

$$N = A \sin\varphi - \sum_0^x P \sin\varphi + H' \cos\alpha \cos\varphi + H' \sin\alpha \sin\varphi$$

или

$$N = \left(A - \sum_0^x P\right) \sin\varphi + H\cos\varphi + H \operatorname{tg}\alpha \sin\varphi. \qquad [2]$$

Для симметричного свода $\alpha = 0$, $H' = H$

$$M = M_x' - Hy; \qquad [3]$$

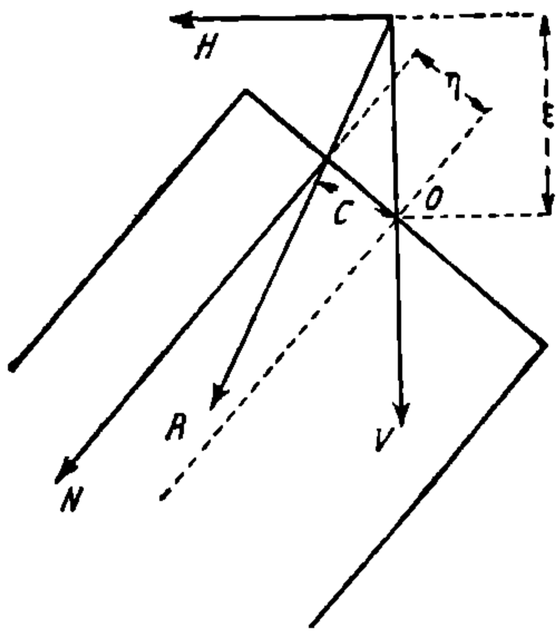
$$N = \left(A - \sum_0^x P\right) \sin\varphi + N\cos\varphi. \qquad [4]$$

Напряжения в своде найдутся по формуле Навье

$$\sigma = \frac{N}{\omega} \pm \frac{Mz}{I}. \qquad [5]$$

При прямоугольном сечении свода и при толщине его d, причем для расчета выделена полоса свода шириною 1, имеем

$$\sigma = \frac{N}{d} \pm \frac{6M}{d^2}. \qquad [6]$$



Фиг. 2.

Кривая давления может быть построена независимо от предыдущего подсчета; для этого надо построить для заданных внешних сил P веревочный многоугольник, проходящий через шарниры свода. Пересечение швов с соответственными сторонами веревочного многоугольника дает точки кривой давления. Многоугольник сил дает величину распора и реакций; стороны веревочного многоугольника дадут направление давлений R на шов (фиг. 2); разложением можем получить величину N и измерением плеча момент

$$M = N\eta,$$

а затем по формуле [6] напряжения.

Таким образом, графически можно решить всю задачу. Но ее можно полностью решить и аналитически, для чего к предыдущим формулам нужно добавить аналитическое построение кривой давления. Это последнее удобнее всего свести к определению ординат η относительно оси свода (фиг. 2). Очевидно,

$$M = N\eta;$$

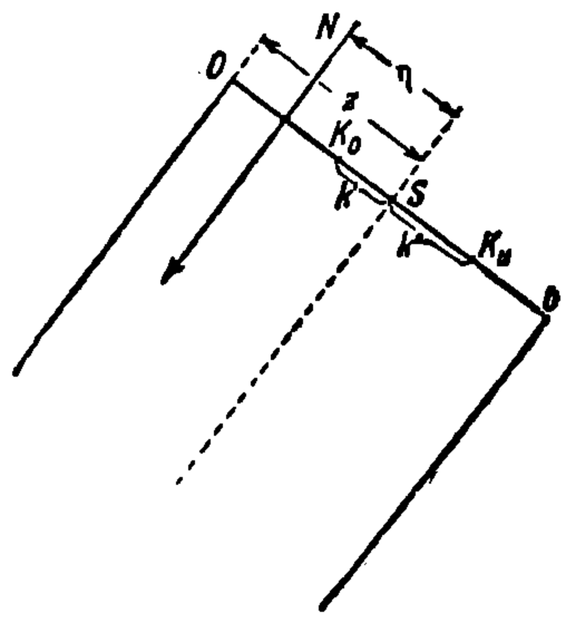
НБ УДУНТ (ДИТ)

следовательно, по имеющимся моментам [1] можем найти

$$\eta = \frac{M}{N} \qquad [7]$$

и нанести точки кривой давления на чертеже.

3. Линия влияния.—Что касается второй задачи, т. е. нахождения наибольших напряжений в своде при невыгоднейшем загружении его, то она решается, вообще говоря, ***по строением линий влияния.*** Построение линий влияния для M и N в каждом из рассматриваемых сечений не достигает цели, так как эти две линии влияния дают разные пределы загружения соответственно предельным значениям каждой из этих величин порознь. Величина же напряжения определяется одновременным значением M и N при некотором невыгоднейшем загружении пролета, которое можно определить по *ядровым точкам* сечения. Двучленную формулу [5] можно преобразовать в одночленную. Пусть (фиг. 3) ядровые точки сечения K_o, K_u, их расстояния до центра тяжести S соответственно: k', k'', сила N приложена в расстоянии η от центра тяжести; $M = N\eta$; можем написать:



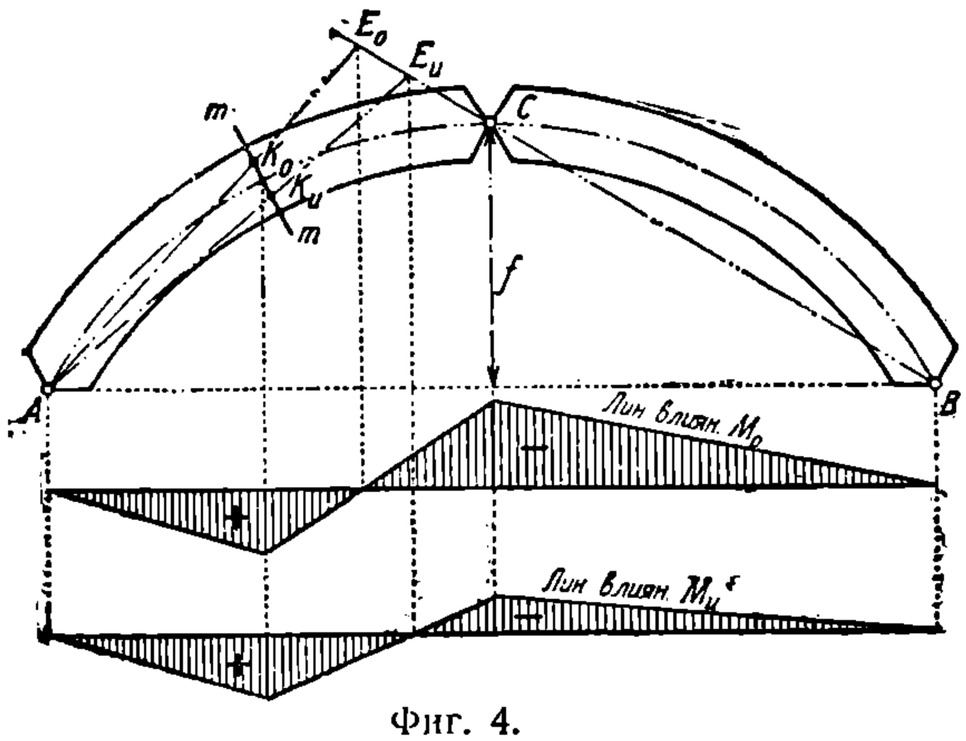
Фиг. 3.

$$\sigma_o = \frac{N}{\omega} + \frac{Mz}{I} = \frac{N}{\omega}\left(1 + \frac{\eta z}{r^2}\right) = \frac{N}{\omega r^2}(r^2 + \eta z) = \frac{N}{I}(r^2 + \eta z),$$

где r—радиус инерции ($I = \omega r^2$); из теории ядра сечений имеем $r^2 = k''z$, следовательно.

$$\sigma_o = \frac{N}{I}(k'' + \eta)z = \frac{M_u z}{I}, \qquad [8]$$

где $M_u = N(k'' + \eta)$ ядровый момент, т. е. момент внешних сил относительно точки ядра сечения. Для верхнего волокна O нужно брать момент относительно нижней ядровой точки K_u.



Фиг. 4.

Таким же путем найдем напряжение в нижнем волокне U

$$\sigma_u = \frac{M_o z}{I}, \qquad [9]$$

где M_o момент относительно верхней ядровой точки K_o.

Если построить линии влияния для *ядровых моментов* M_u и M_o (фиг. 4), то получим искомые пределы загружения, а затем величины самих моментов M_o и M_u и по формулам [8] и [9] напряжения. Это так и делается в случае расчета однородных сводов и арок, причем проще всего линии влияния получаются, исходя из соображения, что при известных нулевых точках их (под опорными шарнирами и под точками E_o и E_u (фиг. 4) пересечения AK_o или AK_u с линией опорных давлений CB) достаточно определить еще лишь одну ординату для каждой линии; удобно эту ординату взять под замковым шарниром C, а, чтобы найти ее для всех линий влияния, нужно поставить над замком груз 1, найти реакции опоры A и взять их моменты относительно точек K_o и K_u всех изучаемых сечений.

По формуле [1] для общего случая искомые моменты будут:

$$M_k = M_x' - Hy,$$

где H—горизонтальный распор, равный $\frac{M_c'}{f}$, а для положения груза в замке

$$M_c' = \frac{w_2 w_1}{l}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

следовательно

$$H=\frac{w_2 w_1}{lf}.$$

Момент $M_x'=\frac{w_2 x}{l}$, где x абсцисса точки K; таким образом

$$M_k=\frac{w_2}{l}\left(x-\frac{w_1}{f}y\right), \qquad [10]$$

где y особая ордината точки K (до линии AB).

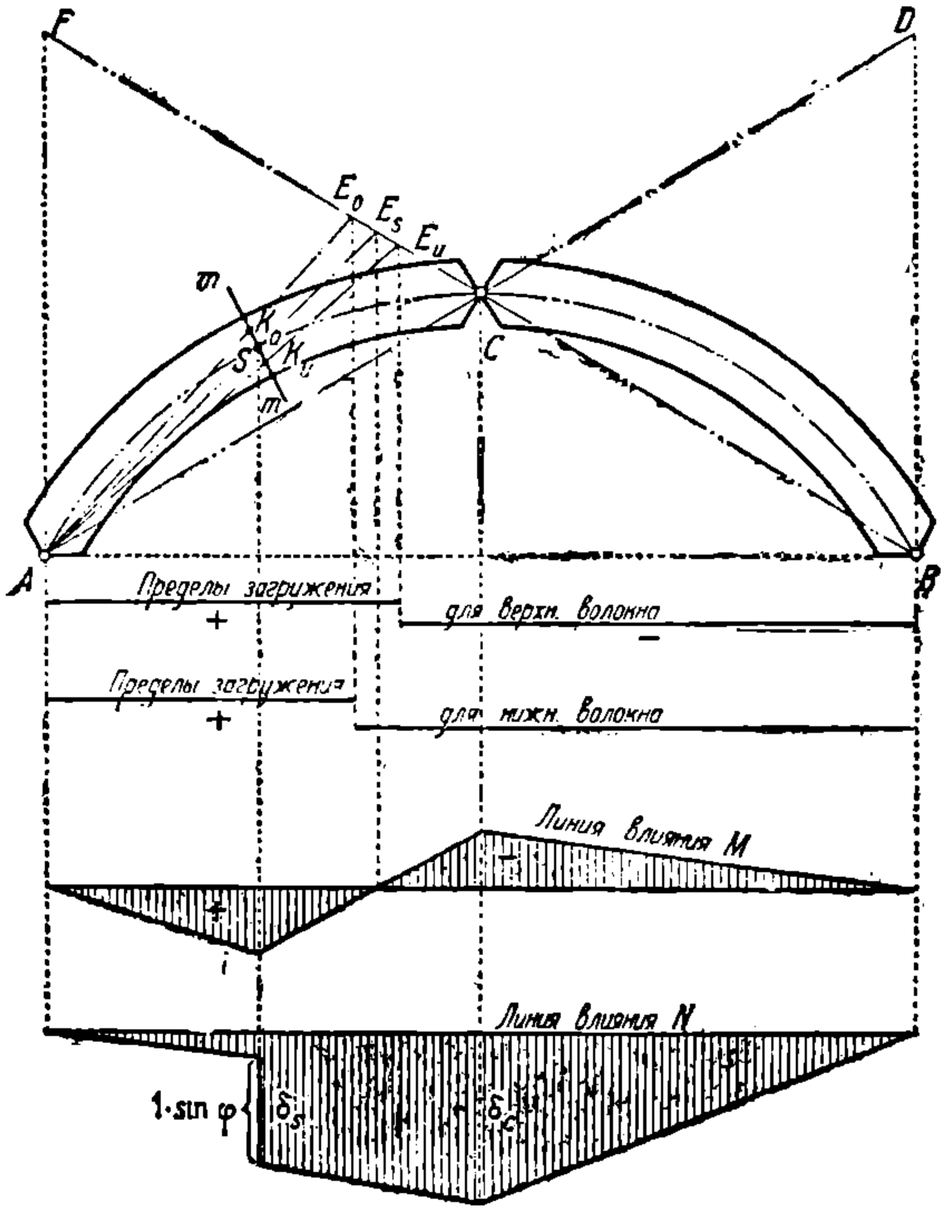
Для симметричного свода с пятами на одном уровне $\left(w_1=w_2=\frac{l}{2}\right)$

$$M_k=\frac{1}{2}\left(x-\frac{l}{2f}y\right). \qquad [11]$$

Но для железобетонных сводов этим путем можно итти при отсутствии в своде напряжений на растяжение, определяя по известным правилам момент инерции I сечения. Если же в сечении появляются напряжения на разрыв, то момент инерции рабочего сечения неизвестен, так как неизвестно рабочее сечение бетона в предположении, что на разрыв он не работает. Мы можем найти напряжения по M и N, где M, вообще говоря, момент относительно некоторой точки, в которую перенесена сила N; но применение ядровых моментов не дает готовых значений для N. Их, конечно, можно расчитать по формуле [4]. Тогда формулы для неравномерного сжатия надо изменить соответственно получающемуся положению силы N (не в средине балки, а в ядровой точке). Проще, однако, воспользоваться готовыми формулами, а для этого поступить так:

1) найти пределы загружения для ядровых моментов; для этого, как увидим, не нужно строить линии влияния, а лишь найти нулевую ее точку, точку раздела грузов; она именно и определяет пределы загружения;

2) построить линии влияния для M и N, отнесенных к центру тяжести сечения (к средине его, если сечение симметрично), по этим линиям влияния и по вышенайденным пределам загружения найти необходимые значения M и N — раз для верхнего волокна, и другой раз для нижнего волокна (по другому пределу загружения).



Фиг. 5.

Известно, что нулевая точка линии влияния для момента относительно какой-нибудь точки K в сечении mm трехшарнирной арки находится на пересечении линий AK и BC (фиг. 5). Таким образом пределы загружения находятся чрезвычайно просто.

Линия влияния M находится по известным нулевым точкам (под опорными шарнирами и под точкой E линии опорных давлений) и по ординате под средним шарниром C. По предыдущему [10], ордината равна

$$M=\frac{w_2}{l}\left(x-\frac{w_1}{f}y\right),$$

где x и y относятся к центрам тяжести сечений.

Что касается линии влияния для N, то для общего случая трехшарнирного свода с пятами на разной высоте (фиг. 6) имеем по формуле [2]

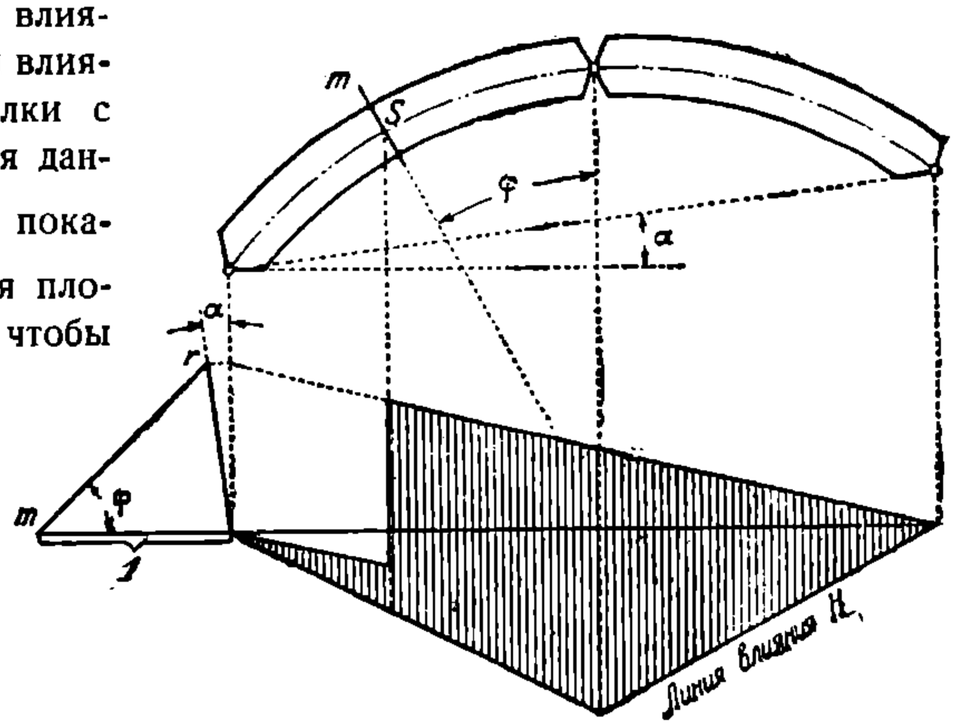
$$N=Q\sin\varphi+H(\cos\varphi+\operatorname{tg}\alpha\sin\varphi), \qquad [12]$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

где Q — поперечная сила для простой балки того же пролета l и при той же нагрузке, что и для свода, — или

$$N=\frac{\cos(\varphi-\alpha)}{\cos\alpha}\left(Q\frac{\sin\varphi\cos\alpha}{\cos(\varphi-\alpha)}+H\right). \qquad [13]$$

Линия влияния составляется из линии влияния H в виде треугольника (фиг. 6) и линии влияния для Q — поперечной силы простой балки с ординатами, умноженными на постоянное для данного сечения число $\frac{\sin\varphi\cos\alpha}{\cos(\varphi-\alpha)}$. На фигуре показано построение этих линий. Заштрихованная площадь дает схему искомой линии влияния; чтобы получить последнюю, нужно ее характерные ординаты помножить на $\frac{\cos(\varphi-\alpha)}{\cos\alpha}$ или взять за единицу измерений отрезок mr, равный $\frac{\cos\alpha}{\cos(\varphi-\alpha)}$. Отложив характерные ординаты от горизонтальной оси, получим линию влияния для N (фиг. 5).

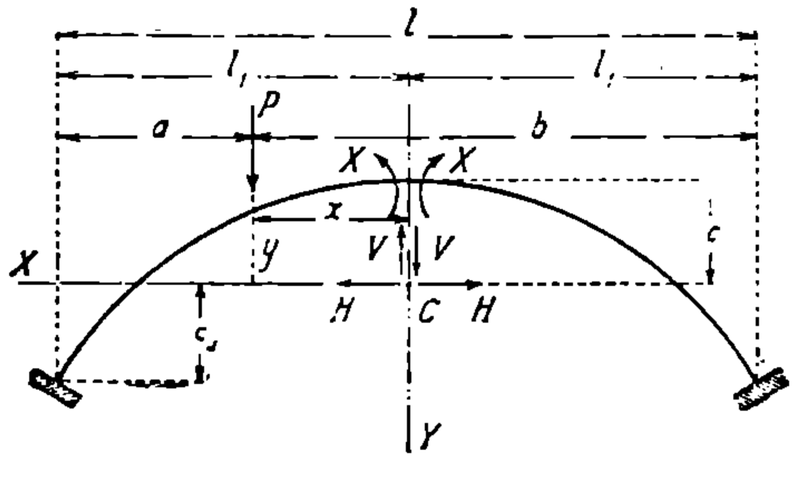


Фиг. 6.

При вычислении ординат линий влияния следует определить для каждой линии по две ординаты δ_c и δ_s (фиг. 5), для чего расчитать N по формуле [12] для всех сечений для груза $P=1$, поставленного один раз в замке, другой раз — над центром тяжести сечения бесконечно близко справа. Вертикальный уступ линии влияния равен $1\cdot\sin\varphi$.

§ 2. СВОД БЕЗ ШАРНИРОВ.

4. Основные уравнения и линии влияния. — Рассмотрим сперва задачу о построении линии влияния для статически неопределимых величин, располагая которыми, легко получить линии влияния ядровых моментов или других величин, необходимых для расчета свода.



Фиг. 7.

Возьмем *симметричный* свод (фиг. 7); ось симметрии примем за ось Y, ось X возьмем в некотором расстоянии c от вершины оси свода; потом увидим, чему будет равно c.

Рассечем свод в замке и приложим в сечении силы взаимодействия частей свода: V, H и момент X. Основная система будет состоять из двух полусводов, заделанных в пяте и свободных в замке.

Величина момента X связана с точкой приложения силы H; если H приложено в центре тяжести сечения, то момент имеет некоторое определенное значение M, а если H приложено, например, вдоль оси X-ов, то момент будет

$$X=M+Hc.$$

При пользовании этой формулой и другими, которые следуют, необходимо вставлять известные величины с теми знаками, кои им приличествуют по результатам предыдущего расчета или по предусматриваемому направлению. Полученный знак искомой величины даст направление ее.

Относительно знаков установим следующее правило: моменты для левого полутвода (действие правой отсеченной части полусвода на левую) имеют знак + при вращении по часовой стрелке; H для левого полусвода величина положительная, когда направлена вправо (растягивание); величина плеча положительна, если от силы до точки вращения идет вниз; величина

НБ УДУНТ (ДИТ)

c — положительна по положительной оси Y-ов, т. е. вниз, V — положительно, если направлено вниз.

Для удобства дальнейших выкладок предположим, что H приложено по оси X-ов, как показано на фиг. 7.

Эти три величины V, H и X примем за статически неопределимые.

Определение их сделаем, исходя из следующих уравнений:

$$\left.\begin{aligned} \Sigma P_m \delta_{ma} - \delta_{aa} X_a - \delta_{ba} X_b - \delta_{ca} X_c &= -\delta_a - \delta_{at} + A_a \delta_A \\ \Sigma P_m \delta_{mb} - \delta_{ab} X_a - \delta_{bb} X_b - \delta_{cb} X_c &= -\delta_b - \delta_{bt} + A_b \delta_A \\ \Sigma P_m \delta_{mc} - \delta_{ac} X_a - \delta_{bc} X_b - \delta_{cc} X_c &= -\delta_c - \delta_{ct} + A_c \delta_A \end{aligned}\right\} \qquad [14]$$

где X_a, X_b, X_c — статически неопределимые величины вообще.

Уравнения эти выражают обобщенную теорему Бетти, по которой работа сил одного случая нагрузки на перемещениях для другого случая нагрузки равна работе сил второго случая на перемещениях первого случая.

Имеем для двух случаев нагрузки следующие величины:

Действительная нагрузка основной системы		Нагрузка основной системы силой $X_a = -1$ [1])	
1) Внешние силы . . .	P_m	1) Перемещения точек приложения сил P_m.	δ_{ma}
2) Статически неопределимые величины	X_a X_b X_c	2) Перемещения точек приложения сил X_a, X_b, X_c [2]).	$-\delta_{aa}$ $-\delta_{ba}$ $-\delta_{ca}$
3) Реакция опор	—	3) Перемещения опор от действия $X_a = -1$.	0
4) Перемещения вдоль силы X_a различных точек основной системы и между ними точки приложения силы X_a.	δ_a	4) Сила	$X_a = -1$
5) Перемещения тех же точек вдоль силы X_a от изменений температуры и между ними точки приложения X_a	δ_{at}	5) Сила	$X_a = -1$
6) Перемещения вдоль реакции A опорных точек вследствие осадки.	δ_A	6) Реакции опор при действии $X_a = -1$.	A_a

Применяя теорему Бетти, получим первое из уравнений [14]; остальные получатся из рассмотрения случая действительной нагрузки со [случаями нагрузки силой $X_b = -1$, затем $X_c = -1$. Знаки уравнений согласованы с переменой знака λ в предположении, что приложена сила $X = -1$.

Обращаем внимание на то, что наши статически неопределимые величины V, H и X суть силы взаимодействия, причем обе равные и противоположные части их остаются в *основной системе*, которая в нашем случае приводится к двум половинам свода, как к кривым брускам, заделанным одним концом. Работа этих сил должна быть взята на относительные перемещения точек их приложения в той и другой половинах свода. Очевидно, при действи-

---

[1]) Здесь знак — означает, что сила 1 имеет направление, противоположное направлению силы X_a, каков бы ни был знак последней; правильней было бы написать $\mp X_a = \mp 1$.

[2]) Здесь минус показывает, что перемещение направлено противоположно направлению сил $\mp X_a$,.., так как вызывается обратной силой, равной 1.

НБ УДУНТ (ДИТ)

тельной нагрузке, когда свод в замке остается целым вследствие возникновения соответственных X, V и H замковые концы полусводов не расходятся; следовательно, $\delta_a = \delta_b = \delta_c = 0$.

Предположим, что опоры свода неподвижны (не дают осадки), т. е. $\delta_A = 0$, и что температура не меняется, т. е. $\delta_{at} = \delta_{bt} = \delta_{ct} = 0$. Тогда уравнения [14] примут вид:

$$\left.\begin{aligned} \Sigma P_m \delta_{mx} - \delta_{xx} X - \delta_{vx} V - \delta_{hx} H = 0 \\ \Sigma P_m \delta_{mv} - \delta_{xv} X - \delta_{vv} V - \delta_{hv} H = 0 \\ \Sigma P_m \delta_{mh} - \delta_{xh} X - \delta_{vh} V - \delta_{hh} H = 0 \end{aligned}\right\} \qquad [15]$$

Нетрудно видеть, что вследствие симметрии $\delta_{vh} = \delta_{hv} = 0$ и $\delta_{vx} = \delta_{xv} = 0$. В самом деле $\delta_{vh} = \delta_{hv}$ по теореме взаимности; кроме того, δ_{vh}, т. е. перемещение точки приложения силы V при действии $H = -1$ равно нулю, ибо вершины обеих половин свода, как кривых брусков, заделанных нижними концами, подымутся или опустятся, вследствие симметрии, на одинаковую величину, т. е. перемещение свободных концов по вертикали (направление силы V) друг относительно друга равно нулю. То же самое можно сказать и относительно δ_{vx}.

Перемещение δ_{xh}, т. е. относительное вращение сечений в замке, когда приложены к концам силы $H = -1$, вообще не равно нулю, так как концы при этом вращаются в обратные стороны, и относительное вращение их равно сумме абсолютных вращений.

Таким образом, благодаря симметрии, уравнения упрощаются:

$$\left.\begin{aligned} \Sigma P_m \delta_{mx} - \delta_{xx} X - \delta_{hx} H = 0 \\ \Sigma P_m \delta_{mv} - \delta_{vv} V = 0 \\ \Sigma P_m \delta_{mh} - \delta_{xh} X - \delta_{hh} H = 0 \end{aligned}\right\} \qquad [16]$$

Из второго уравнения этой группы непосредственно определяется V:

$$V = \Sigma P_m \delta_{mv} \cdot \frac{1}{\delta_{vv}} \qquad [17]$$

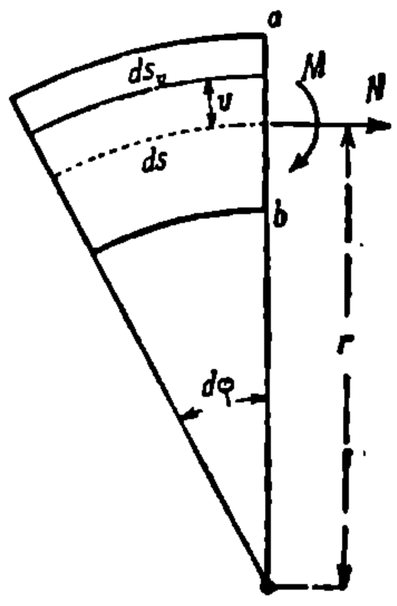
Это уравнение показывает, что, если мы найдем линию прогибов δ_{mv} для точек отдельных половин свода под действием нагрузки $V = -1$, то получим линию влияния для поперечной силы в замке при масштабе для ординат таком, что единица равна δ_{vv}.

Что касается величин X и H, то здесь приходится решать два уравнения с двумя неизвестными.

По свойствам уравнения [17] видим, что было бы весьма желательно получить такие же уравнения и для других статически неопределимых величин; это, во-первых, привело бы нас к цели — получению линий влияния, а, во-вторых, избавило бы от решения двух уравнений, когда неизвестное получается после манипуляций с разностями коэффициентов уравнений, с разностями, иногда близкими к нулю; а это сопряжено с необходимостью подсчитывать коэффициенты с большой точностью.

Искомую форму уравнений мы получим, если устроимся так, что будем иметь $\delta_{xh} = 0$. Это достижимо при помощи такого расположения силы H (меняя величину c), что поворот сечения замка для половины свода, как бруса, заделанного одним концом, под действием силы $H = 1$, будет равен нулю.

Выведем формулу для выражения поворота сечения и вообще для выражения деформаций бруска; она понадобится нам и для других вопросов.



Фиг. 8.

Вырежем из кривого бруска, находящегося под действием внешних сил, элемент двумя поперечными сечениями (фиг. 8). В правом сечении ab приложим момент M, нормальную силу N и касательную T, которую, впрочем, не введем в рассмотрение, вследствие незначительной ее роли в деформациях.

Длину элемента по оси бруска (срединная линия, линия центров тяжести) обозначим через ds, длину волокна, находящегося в расстоянии v от оси — через ds_v, радиус кривизны оси — через r, угол смежности — $d\varphi$.

НБ УДУНТ (ДИТ)

По вышеприведенному правилу знаков — удлинение волокна величина положительная, сокращение отрицательно; момент M положителен, когда вращает по часовой стрелке; нормальная сила N положительна, когда действует внаружу от рассматриваемой части стержня (растягивает); примем кроме того, что расстояние v положительно по направлению от оси стержня вверх (в сторону противоположную центру кривизны).

Имеем

$$ds = rd\varphi$$
$$ds_v = (r + v)d\varphi = ds + v\,d\varphi$$
$$\Delta ds_v = \Delta ds + v \cdot \Delta d\varphi + \Delta v\, d\varphi;$$

пренебрегая поперечным сжатием Δv, получим

$$\Delta ds_v = \Delta ds + v \cdot \Delta d\varphi = \frac{\sigma}{E} ds_v,$$

откуда

$$\sigma = E\left(\frac{\Delta ds + v\Delta d\varphi}{ds + vd\varphi}\right) = E\left(\frac{\Delta ds}{ds} r + \frac{\Delta d\varphi}{d\varphi} v\right)\frac{1}{r + v},$$
$$\sigma = E\left[\frac{\Delta ds}{ds} + \left(\frac{\Delta d\varphi}{d\varphi} - \frac{\Delta ds}{ds}\right)\frac{v}{r + v}\right].$$

Кроме того, имеем

$$N = \int_\omega \sigma \cdot d\omega \qquad M = \int_\omega \sigma \cdot d\omega \cdot v.$$

Подставляя сюда выражение σ, получим, имея в виду, что $\int v \cdot d\omega = 0$,

$$M = E\left(\frac{\Delta d\varphi}{d\varphi} - \frac{\Delta ds}{ds}\right)\int \frac{v^2 d\omega}{r + v},$$
$$N = E\omega\frac{\Delta ds}{ds} + E\left(\frac{\Delta d\varphi}{d\varphi} - \frac{\Delta ds}{ds}\right)\int \frac{v d\omega}{r + v}.$$

Если обозначим

$$\int v^2 \frac{r}{r + v} d\omega = Z,$$

то

$$\int \frac{v d\omega}{r + v} = \int \left(\frac{v}{r} - \frac{v^2}{r^2} \cdot \frac{r}{r + v}\right) d\omega = -\frac{Z}{r^2}$$

и

$$M = E\left(\frac{\Delta d\varphi}{d\varphi} - \frac{\Delta ds}{ds}\right)\frac{Z}{r};$$

$$N = E\omega\frac{\Delta ds}{ds} - \frac{M}{r},$$

откуда

$$\frac{\Delta ds}{ds} = \frac{N}{E\omega} + \frac{M}{rE\omega};$$

$$\frac{\Delta d\varphi}{d\varphi} = \frac{N}{E\omega} + \frac{M}{rE\omega} + \frac{Mr}{EZ};$$

и

$$\Delta ds = \frac{N}{E\omega} ds + \frac{M}{rE\omega} ds; \qquad [18]$$

$$\Delta d\varphi = \frac{M}{EZ} ds + \frac{N}{E\omega r} ds + \frac{M}{r^2 E\omega} ds; \qquad [19]$$

$$\sigma = \frac{N}{\omega} + \frac{M}{r\omega} + \frac{Mv}{Z} \cdot \frac{r}{r + v}. \qquad [20]$$

Теперь воспользуемся выражением работы возможных перемещений для внутренних сил, отвечающих нормальной силе $\overline{N}$ и моменту $\overline{M}$, вызываемым одновременно в сечениях, при-

НБ УДУНТ (ДПТ)

чем за перемещения возьмем те, которые соответствуют некоторым N и M от другой нагрузки:

$$A_v = \int_0^s \overline{N} \cdot \Delta ds + \int_0^s \overline{M} \cdot \Delta d\varphi,$$

где Δds и $\Delta d\varphi$ выражаются по [18] и [19]; имеем, следовательно:

$$A_v = \int_0^s \frac{\overline{N}N}{E\omega} ds + \int_0^s \frac{\overline{N}M}{rE\omega} ds + \int_0^s \frac{\overline{M}M}{EZ} ds + \int_0^s \frac{\overline{M}N}{E\omega r} ds + \int_0^s \frac{\overline{M}M}{r^2 E\omega} ds. \qquad [21]$$

Напишем, после этого, равенство работы внешних сил на свои перемещения и внутренних сил — на свои, для следующей комбинации:

сила 1 приложена в точке k и вызывает в стержне моменты M_k и нормальные силы N_k; частицы получают соответственные перемещения, а некоторая точка i оси бруса перемещение δ_{ik};

второй случай нагрузки такой: сила 1 приложена в точке i; получаются моменты M_i и N_i и некоторые перемещения.

Возьмем силы второго случая нагрузки: 1, M_i, N_i и перемещения первого случая: δ_{ik}, $(\Delta ds)_k$, $(\Delta d\varphi)_k$, получим:

$$\delta_{ik} = \int_0^s \frac{N_i N_k}{E\omega} ds + \int_0^s \frac{N_i M_k}{rE\omega} ds + \int_0^s \frac{M_i M_k}{EZ} ds + \int_0^s \frac{M_i N_k}{E\varphi r} ds + \int_0^s \frac{M_i M_k}{r^2 E\omega} ds. \qquad [22]$$

Эта формула и дает перемещения точек i (или сечений i, так как сила 1 может быть и парой 1)

Входящая сюда величина

$$Z = \int v^2 \frac{r}{r+v} d\omega = \int v^2 \cdot d\omega \left(1 - \frac{v}{r} + \frac{v^2}{r^2} - \frac{v^3}{r^3} + \ldots\right)$$

$$= I - \frac{1}{r}\int v^3 d\omega + \frac{1}{r^2}\int v^4 d\omega - \frac{1}{r^3}\int v^5 d\omega + \ldots,$$

где I — момент инерции сечения.

Для симметричного сечения

$$Z = I + \frac{1}{r^2}\int v^4 d\omega + \frac{1}{r^4}\int v^6 d\omega + \ldots$$

Для прямоугольного сечения высотою h

$$Z = I\left[1 + \frac{3}{5}\left(\frac{h}{2r}\right)^2 + \frac{3}{7}\left(\frac{h}{2r}\right)^4 + \frac{3}{9}\left(\frac{h}{2r}\right)^6 + \ldots\right]. \qquad [23]$$

Величина Z тем ближе к I, чем больше r; при $r = 5h$, $Z = 1{,}006\ I$; следовательно, при пролетах 10 *м* и больше, можно принимать без больших погрешностей $Z = I$. При расчете же малых сводов, когда сечения имеют значительный запас, неточность расчета не может иметь существенного значения, а потому, вообще, можно положить

$$Z = I.$$

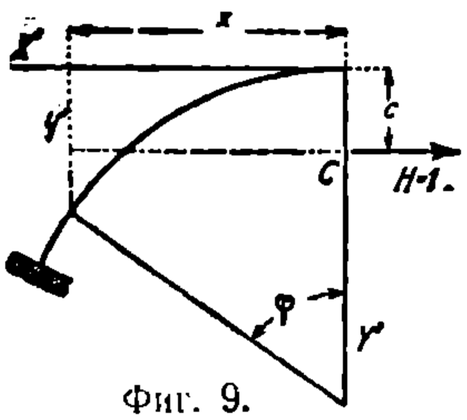
Можно также пренебречь последним членом выражения [22], зависящим от квадрата радиуса кривизны; получим более простое выражение:

$$\delta_{ik} = \int_0^s \frac{N_i N_k}{E\omega} ds + \int_0^s \frac{N_i M_k}{rE\omega} ds + \int_0^s \frac{M_i M_k}{EI} ds + \int_0^s \frac{M_i N_k}{E\omega r} ds. \qquad [24]$$

Для пологих сводов и для сводов пролета больше 10 *м* можно, затем, вследствие значительной величины r, пренебречь членами с этой величиной в знаменателе; получим:

$$\delta_{ik} = \int_0^s \frac{N_i N_k}{E\omega} ds + \int_0^s \frac{M_i M_k}{EI} ds. \qquad [25]$$

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 9.

Интересующий нас поворот δ_{xh} может быть более или менее точно выражен одной из формул [22], [24], [25]. Возьмем [24] и поставим условие, чтобы $\delta_{xh}=0$; постоянный коэффициент упругости E можно устранить теперь; величины M_i и N_i в нашем случае определяются действием момента $X=1$, т. е. для всех сечений $N_i=0$, $M_i=1$; величины N_k и M_k получаются в результате действия нагрузки $H=1$ (фиг. 9); имеем:

$$N_k = H\cos\varphi = \cos\varphi$$
$$M_k = Hy = y' - c.$$

При этих условиях из [24] имеем:

$$\int_0^s \frac{(y'-c)}{I}\,ds + \int_0^s \frac{\cos\varphi}{\omega r}\,ds = 0,$$

отсюда

$$c = \frac{\int_0^s \frac{y'ds}{I} + \int_0^s \frac{\cos\varphi}{\omega r}\,ds}{\int_0^s \frac{ds}{I}}. \qquad [26]$$

Для симметричного свода интегрирование можно распространить лишь на полсвода. Таким образом

$$c = \frac{\int_0^s \frac{y'ds}{I}}{\int_0^s \frac{ds}{I}} + \frac{\int_0^s \frac{\cos\varphi}{\omega r}}{\int_0^s \frac{ds}{I}} = y'_0 + \frac{\int_0^x \frac{dx}{\omega r}}{\int_0^s \frac{ds}{I}}. \qquad [27]$$

Величина y'_0 есть ордината (для оси X', проходящей через вершину свода) (фиг. 9) центра тяжести полусвода, если каждому элементу свода ds присвоить вес $\frac{ds}{I}$ (действующий вдоль оси X). На этом основании y'_0 можно найти графическим путем при помощи построения веревочного многоугольника.

Итак, если будем считать силу H приложенной в расстоянии c от вершины свода при значении c по формуле [26], то $\delta_{xh}=0$ и уравнения [16] примут вид:

$$\left.\begin{aligned} X &= \Sigma P_m \delta_{mx}\frac{1}{\delta_{xx}} \\ H &= \Sigma P_m \delta_{mh}\frac{1}{\delta_{hh}} \\ V &= \Sigma P_m \delta_{mv}\frac{1}{\delta_{vv}} \end{aligned}\right\} \qquad [28]$$

Каждое из них дает соответственную линию влияния из соответственной линии прогиба при соответственном коэффициенте для ординат:

$$\frac{1}{\delta_{xx}} \quad \text{или} \quad \frac{1}{\delta_{hh}} \quad \text{или} \quad \frac{1}{\delta_{vv}}.$$

Задача сводится таким образом к нахождению линии прогибов и величин δ_{xx}, δ_{hh}, δ_{vv}.

Что касается последних, то аналитически при симметричном очертании это достигается применением уравнения [24] к *полусводу* и удвоением результата.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Определение δ_{xx}.

Имеем

$$N_i = N_k = N_x = 0;$$
$$M_i = M_k = X = 1;$$
$$\delta_{xx} = \frac{2}{E}\int_0^s \frac{ds}{I}. \qquad [29]$$

Определение δ_{hh}. Имеем при $H = 1$ (фиг. 10).

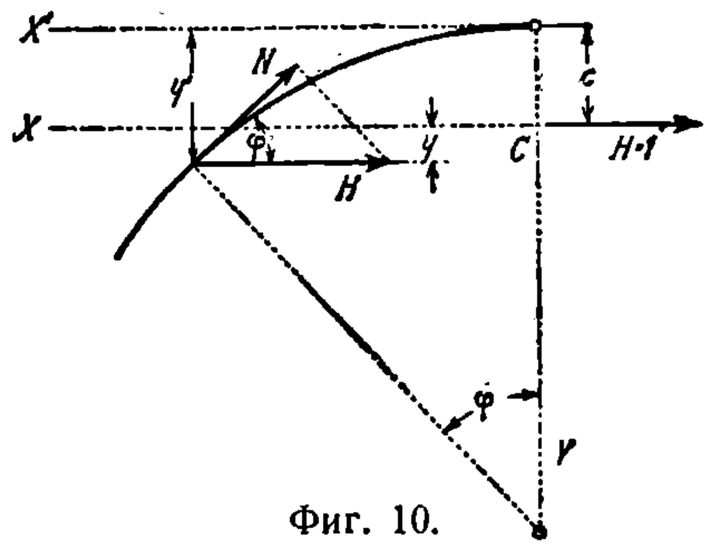
$$N_i = N_k = N_h = \cos\varphi;$$
$$M_i = M_k = M_h = y' - c;$$

или, при переходе к осям CX и $CУ$,

$$M_h = y;$$

следовательно,

$$\delta_{hh} = 2\int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{E\omega}\,ds + 4\int_0^s \frac{y\cos\varphi}{Er\omega}\,ds + 2\int_0^s \frac{y^2}{EI}\,ds. \qquad [30]$$



Фиг. 10.

Определение δ_{vv}. Для $V = 1$ (вниз для левого полусвода) имеем:

$$N_i = N_k = N_v = -\sin\varphi,$$

так как при V вниз, N внутрь отрезка, т. е. отрицательное;

$$M_i = M_k = M_v = x$$

$$\delta_{vv} = 2\int_0^s \frac{\sin^2\varphi}{E\omega}\,ds - 4\int_0^s \frac{x\sin\varphi}{Er\omega}\,ds + 2\int_0^s \frac{x^2}{EI}\,ds. \qquad [31]$$

Таким образом, для точного решения задачи по изложенному здесь способу, кроме построения трех линий прогибов заделанного одним концом бруска (полусвода), надо вычислить следующие 9 интегралов (коэффициент упругости E опущен, он сократится в уравнениях [28]).

$$\left.\begin{array}{lll} \int_0^s y'\frac{ds}{I} & \int_0^s \frac{\cos\varphi}{\omega r}\,ds & \int_0^s \frac{\cos^2\varphi}{\omega}\,ds \\ \int_0^s y^2\frac{ds}{I} & \int_0^s \frac{y\cos\varphi}{\omega r}\,ds & \int_0^s \frac{\sin^2\varphi}{\omega}\,ds \\ \int_0^s x^2\frac{ds}{I} & \int_0^s \frac{x\sin\varphi}{\omega r}\,ds & \\ \int_0^s \frac{ds}{I} & & \end{array}\right\} \qquad [32]$$

где s — длина полусвода по оси.

С изменением нагрузки эти интегралы для данного свода не меняются, они зависят лишь от геометрических элементов его.

Вычисления интегралов следует делать по формуле Симпсона (см. дальше, формула [65]) или Котеса.

Упрощения. При решении задачи возможны упрощения за счет точности решения.

1) Пренебрегаем значением радиуса кривизны r; исчезнут 3 интеграла, останется 6.

НБ УДУНТ (ДИТ)

2) Если, кроме предыдущего условия, принять толщину свода e постоянной, то будет постоянной величиной

$$\int_0^s \frac{ds}{I} = \frac{s}{I};$$

останется 5 интегралов.

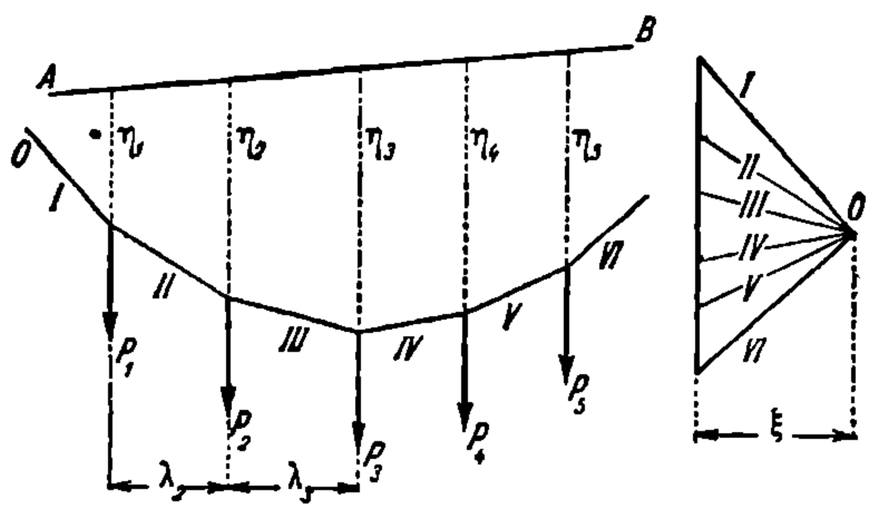
И т. д.

5. Построение линий влияния. — По предыдущему построение линий влияния сводится к построению линий прогибов δ_{mi} для отдельных половин свода, как брусьев, заделанных одним концом под действием отдельно взятых нагрузок:

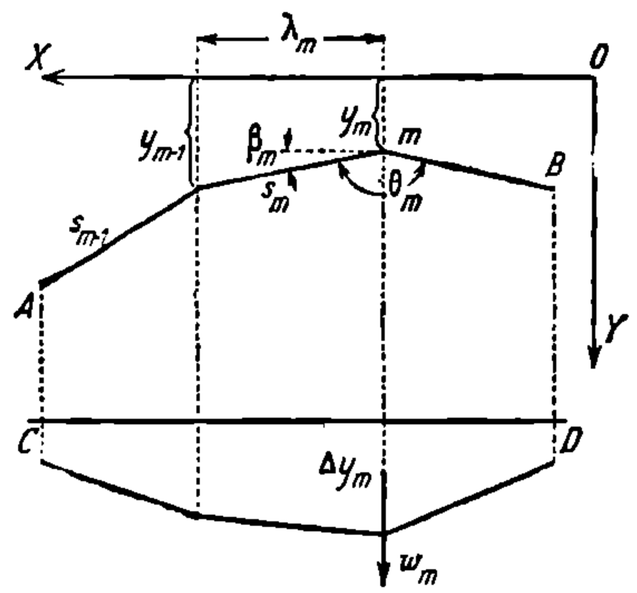
$$X=-1, \quad H=-1, \quad V=-1.$$

Известно, что всякая ломаная линия (фиг. 11) может быть рассматриваема как веревочный многоугольник для некоторых сил, проходящих через вершины ломаной линии; величина и направление сил произвольны в известных пределах. Если все силы выбрать параллельными, напр. вертикальными, как на фиг. 11, то их величины определяются полюсным расстоянием ξ и ординатами η от некоторой прямой AB по следующей формуле:

$$P_m = \xi\left[\frac{\eta_m - \eta_{m-1}}{\lambda_m} - \frac{\eta_{m+1} - \eta_m}{\lambda_{m+1}}\right]. \qquad [33]$$



Фиг. 11.



Фиг. 12.

Пусть имеем систему AB в виде ломаного стержня (фиг. 12), ординаты узлов y_m; под действием сил узловые точки стержня переместились по вертикальному направлению на Δy_m; отложив Δy от произвольной прямой CD, получим кривую прогибов по вертикальному направлению. Применяя формулу [33] при полюсном расстоянии $= 1$, имеем для груза w_m, который должен быть взят в узле m стержня для получения веревочной кривой, совпадающей с линией прогиба:

$$w_m = \frac{\Delta y_m - \Delta y_{m-1}}{\lambda_m} - \frac{\Delta y_{m+1} - \Delta y_m}{\lambda_{m+1}}$$

Дифференцируя равенство $y_{m-1} - y_m = s_m \sin \beta_m$ и обозначая дифференциалы через Δ, получим:

$$\Delta y_{m-1} - \Delta y_m = \Delta s_m \cdot \sin \beta_m + s_m \cos \beta_m \cdot \Delta \beta_m;$$

деля на $\lambda_m = s_m \cos \beta_m$, получим

$$\frac{\Delta y_m - \Delta y_{m-1}}{\lambda_m} = \frac{\Delta s_m}{s_m} \cdot \operatorname{tg} \beta_m - \Delta \beta_m;$$

точно так же

$$\frac{\Delta y_{m+1} - \Delta y_m}{\lambda_{m+1}} = -\frac{\Delta s_{m+1}}{s_{m+1}} \operatorname{tg} \beta_{m+1} - \Delta \beta_{m+1}.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Кроме того,

$$\beta_{m+1} + 180^\circ - \beta_m = \theta_m,$$
$$\Delta\beta_{m+1} - \Delta\beta_m = \Delta\theta_m;$$

следовательно,

$$w_m = \Delta\theta_m - \frac{\Delta s_m}{s_m} \operatorname{tg}\beta_m + \frac{\Delta s_{m+1}}{s_{m+1}} \operatorname{tg}\beta_{m+1}. \qquad [34]$$

Для перехода от ломаного стержня к криволинейному мы должны положить

$\Delta s_m = \Delta s_{m+1} = \Delta ds$; $s_m = s_{m+1} = ds$; $\beta_m = \varphi$; $\Delta\theta_m = \Delta d\varphi$; $w_m = dw$; $\beta_{m+1} = \varphi + d\varphi$.

Тогда, принимая во внимание выражения [18] и [19], причем в последнем отбрасываем член cr^2, получим:

$$dw = \frac{M}{EI} ds + \frac{N}{E\omega r} ds + d\left[\left(\frac{M}{E\omega} + \frac{N}{rE\omega}\right) \operatorname{tg}\varphi\right]. \qquad [35]$$

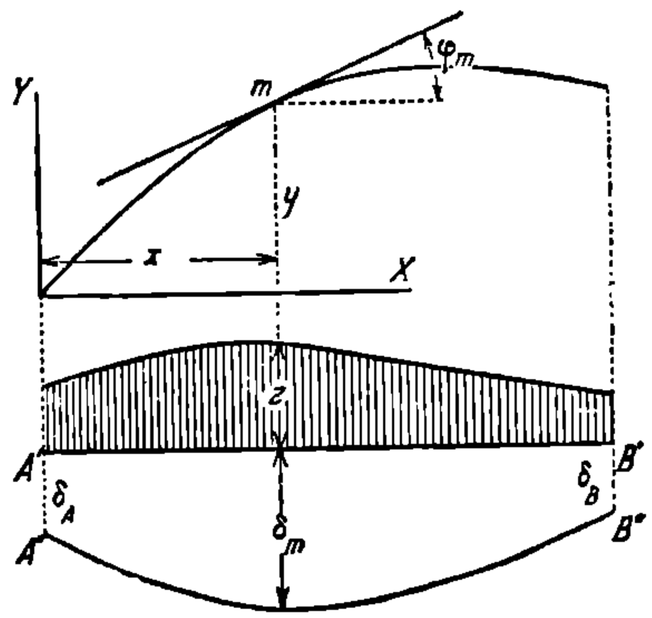
Линия прогибов $A''B''$ (фиг. 13) получается, следовательно, как веревочная кривая при полюсном расстоянии 1 для *сплошной* нагрузки, ордината которой z для абсциссы x имеет значение:

$$z = \frac{dw}{dx} = \frac{M}{EI\cos\varphi} + \frac{N}{E\omega r\cos\varphi} + \frac{d}{dx}\left[\left(\frac{N}{E\omega} + \frac{M}{E\omega r}\right)\operatorname{tg}\varphi\right]. \qquad [36]$$

Для получения последнего члена нужно взять два последовательных значения выражения в скобках и разделить на dx (горизонтальная проекция элемента ds оси свода).

Пренебрегая членами с r, будем иметь

$$z = \frac{1}{E}\left\{\frac{M}{I\cos\varphi} + \frac{d}{dx}\left[\frac{N\operatorname{tg}\varphi}{\omega}\right]\right\}. \qquad [37]$$



Фиг. 13.

Впрочем, не прибегая к выяснению ординат z площади нагрузки, можно по [35] непосредственно определить отдельные грузы, отвечающие элементам свода, и приложить их в центре тяжести соответственных сечений. При конечных размерах элементов ds оси свода, груз w будет иметь таким образом выражение:

$$w = \frac{M}{EI} ds + \frac{N}{E\omega r} ds + d\left[\left(\frac{N}{E\omega} + \frac{M}{E\omega r}\right)\operatorname{tg}\varphi\right]. \qquad [38]$$

Без членов, содержащих величину r, груз выразится формулой

$$w = \frac{M}{EI} ds + d\left[\frac{N\operatorname{tg}\varphi}{E\omega}\right]. \qquad [39]$$

Последний член представляет разницу значений выражения в скобках для последующего и рассматриваемого сечений.

Кроме того, нужно помнить, что от положительной вертикальной нагрузки по нашим знакоположениям N получается отрицательным, и его надо в предыдущие формулы вводить с минусом.

Вычислив эти грузы и построив веревочную кривую при полюсном расстоянии 1, получим линию прогибов. Чтобы получить ее ординаты увеличенными в α раз, следует во столько же раз увеличить все грузы, или для полюсного расстояния взять $\frac{1}{\alpha}$.

Если грузы w по [38] при постоянном коэффициенте E вычислить в виде Ew, то для полюсного расстояния надо взять $\xi = E$. Если при этом желательно преувеличить для удобства черчения ординаты в α раз, нужно взять $\xi = E : \alpha$.

Для получения линий прогибов *аналитическим путем*, вычислим ее ординаты, как статические моменты для системы грузов w, расположенной на балке с соответственным располо-

НБ УДУНТ (ДИТ)

жением опор. Например, пусть прогибы δ_m узлов ломаного стержня (фиг. 14) отложены от линии AB вниз. Прогибы крайних узлов δ_0 и δ_n; соединив $0'$ с n' прямой, можем рассматривать заштрихованную часть с ординатами η как эпюру моментов для балки $A'B'$ на двух опорах, находящейся под действием грузов w_m. Балка нормальна к направлению грузов w, одна опора ее неподвижная, другая — подвижная. Из теории веревочного многоугольника имеем

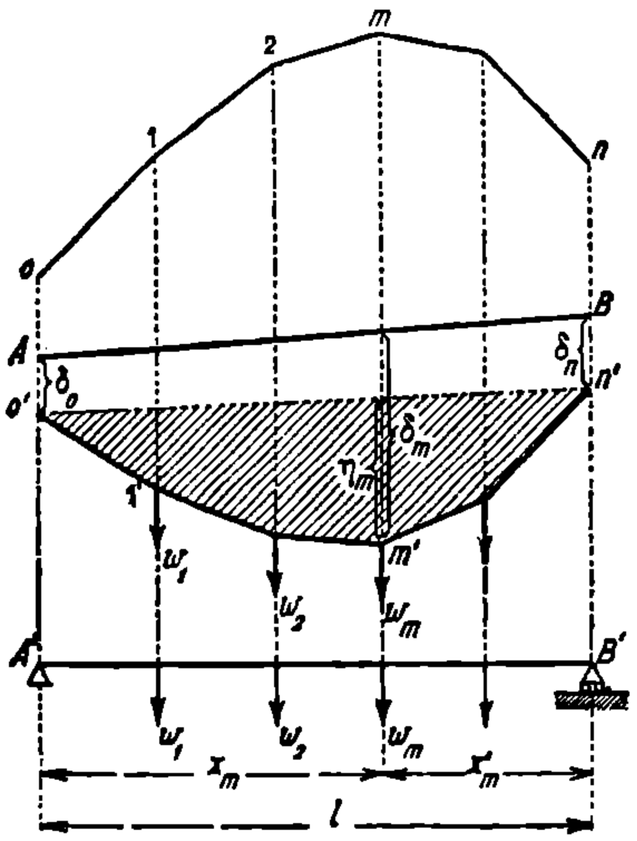
$$\eta_m \xi = M_m;$$

если полюсное расстояние $\xi = 1$, то $\eta_m = M_m$; следовательно, вычислив M_m от грузов w, получим η_m; перемещения δ_0, δ_n опорных точек должны быть заданы, тогда

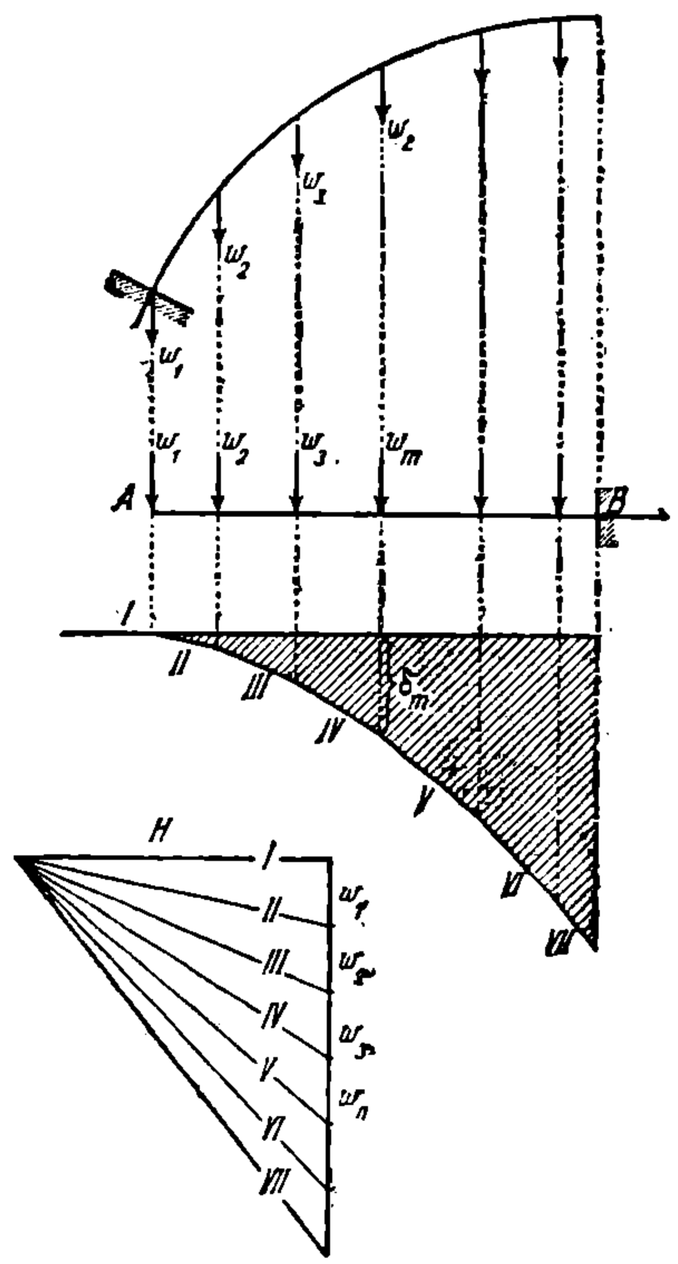
$$\delta_m = \eta_m + \delta_0 \frac{x_m'}{l} + \delta_n \frac{x_m}{l}.$$

Когда

$$\delta_0 = \delta_n = 0,$$
$$\delta_m = \eta_m = M_m.$$



Фиг. 14.



Фиг. 15.

Для случая полусвода, как бруса, заделанного одним концом, находящегося под действием грузов w_m (фиг. 15), будем иметь для подсчета моментов балку, заделанную концом, так как при таком расположении балки эпюра моментов будет отвечать наперед предусматриваемому общему виду кривой прогибов полусвода; пята свода неподвижна, прогиб для нее нуль, следовательно, здесь у замещающей балки момент должен быть равен нулю, т. е. здесь надо предполагать шарнир или свободный конец балки.

Линии прогибов δ_{mx}, δ_{mh} и δ_{mv} можно найти, не прибегая к помощи упругих грузов w, следующим путем. Применяя формулу [25] для означенных перемещений, будем иметь, опуская E:

$$\delta_{mx} = \int_0^s \frac{M_m M_x}{I} ds + \int_0^s \frac{N_m N_x}{\omega} ds;$$

$$\delta_{mh} = \int_0^s \frac{M_m M_h}{I} ds + \int_0^s \frac{N_m N_h}{\omega} ds;$$

$$\delta_{mv} = \int_0^s \frac{M_m M_v}{I} ds + \int_0^s \frac{N_m N_v}{\omega} ds.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Здесь M_m и N_m суть момент и нормальная сила в сечениях $0,1 \ldots i \ldots n$ полусвода при постановке груза в сечении m; для какого-нибудь сечения i

$$M_m = x_i - x_m;$$
$$N_m = -\sin\varphi_i.$$

Для этих величин следует отвести особую таблицу, в которой по горизонтальному направлению дать деления для i от 0 до 8 (если в полусводе 8 делений), причем в каждом делении дать по две колонны: для M и N; по вертикальному направлению дать деления для m от 0 до 8. Каждая горизонтальная строка даст величины M_m и N_m для всех делений при положении груза 1 в m-ом шве.

Для сечений с номером i меньше m обе величины M и N равны нулю.

Что касается значений $M_{x,\ h,\ v}$ и $N_{x,\ h,\ v}$, то они будут следующие:

$X=-1;$	в этом случае	$M_x=-1;$	$N_x=0;$
$H=-1;$		$M_h=-y;$	$N_h=-\cos\varphi;$
$V=-1;$		$M_v=-x;$	$N_v=\sin\varphi.$

После этого прогибы какой-нибудь точки m полусвода для трех только-что указанных случаев нагрузки определятся формулами:

$$\delta_{mx} = -\int_0^s \frac{M_m}{I}\,ds;$$

$$\delta_{mh} = -\int_0^s \frac{M_m y}{I}\,ds + \int_0^s \frac{\sin\varphi\cos\varphi}{\omega}\,ds;$$

$$\delta_{mv} = -\int_0^s \frac{M_m x}{I}\,ds - \int_0^s \frac{\sin^2\varphi}{\omega}\,ds.$$

Суммирование, при нечетном числе слагаемых можно сделать по Симпсону, при четном числе слагаемых (т. е. нечетном числе делений) — по Котесу, деля колонну на 2 — 3 группы.

6. Определение напряжений в своде. — Линии влияния статически неопределимых величин имеют вид, показанный на фиг. 16. По получении их, можно приступить к определению наибольших напряжений в частях свода при невыгоднейшем положении подвижной нагрузки. Для этого нужно пользоваться выражением [20], которое при замене Z через I получит вид:

$$\sigma = \frac{N}{\omega} + \frac{M}{\omega r} + \frac{M_v}{I}\cdot\frac{r}{r+v}.$$

Определить точно невыгоднейшую нагрузку (пределы загружения для N и M различны) будет делом весьма хлопотливым. Достаточно точно получим решение, если загружение возьмем для max M, для чего можно построить линии влияния M в различных сечениях.

С другой стороны, можно считать r очень большим по сравнению с v; тогда для напряжений получим формулу Навье

$$\sigma = \frac{N}{\omega} + \frac{Mv}{I}$$

В таком случае, как и для шарнирных сводов, точное решение вопроса о пределах загружения заключается в получении линий влияния для ядровых моментов.

Имея линии влияния для трех статически неопределимых величин, легко получить по точкам линию влияния для момента относительно ядровой точки или относительно любой другой точки сечения m. Например, поставив груз $P=1$, по абсциссе x_p будем иметь величины X, V, H из линий влияния; затем, очевидно, когда груз $P=1$ находится между сечением m и замком:

$$M_m = X + Vx_m + Hy_m + 1\ (x_m - x_p); \qquad [40]$$

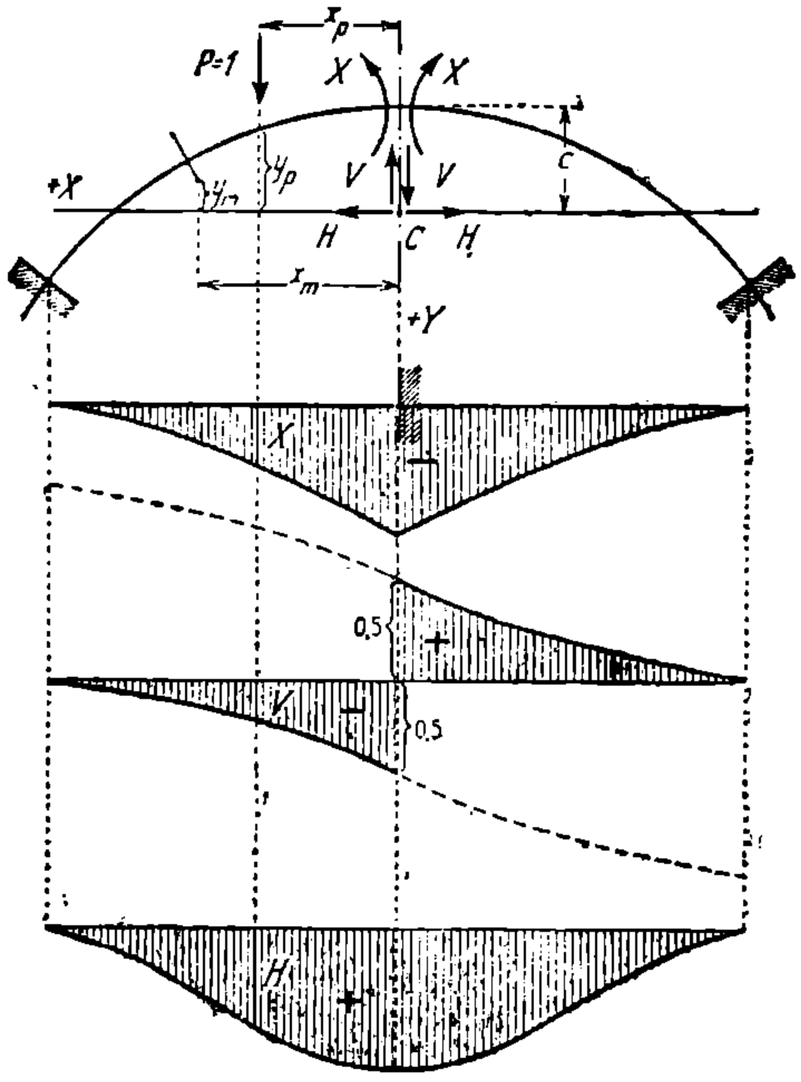
когда $P=1$ вне этого участка:

$$M_m = X + Vx_m + Hy_m. \qquad [41]$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Величины должны быть введены сюда с приличествующими знаками: величины H, X и V со знаками результата предыдущих расчетов по правилу стр. 451, x и y сообразно с положительными участками осей координат (фиг. 16).

Получив значения M_m для различных положений $P=1$, можем составить чертеж линии влияния для ядрового момента, поставить по ней невыгоднейшим образом подвижную нагрузку, подсчитать по ней же величину M_m и найти напряжение по формуле [8] или [9].



Фиг. 16.

Как и для трехшарнирных железобетонных сводов, здесь встречаемся с затруднением, вытекающим из того, что для железобетона напряжение определяется по M и N — моменту относительно центра тяжести сечения и нормальному давлению на него. Здесь также обойдем это затруднение, если от линии влияния ядровых моментов откажемся, а ограничимся лишь отысканием нулевой точки этой линии. Для этого перемещаем груз $P=1$ до тех пор, пока по формуле [40] не получим $M_m=0$ или достаточно малой величины. Замечаем соответственное положение груза и берем его за границу загружения. Сделав это загружение, находим по имеющимся линиям влияния для величин V, H, X значения их, а затем, рассматривая тот или другой полусвод под действием X, V и H и находящейся на нем действительной нагрузки, находим M и N по формулам:

$$\left.\begin{aligned} M &= X + Vx + Hy + \Sigma P(x - x_p); \\ N &= H\cos\varphi - V\sin\varphi - \Sigma P\sin\varphi. \end{aligned}\right\} \qquad [42]$$

7. Влияние изменений температуры и осадки опор. — Изменения температуры не влияют на напряжения в трехшарнирном своде; что же касается сводов без шарниров, то, напротив, здесь колебания температуры имеют большое значение, и с ними при проектировании приходится считаться. При небольших пролетах и не малой стрелке в каменном или бетонном своде всегда имеется достаточный запас, в виду чего поверки на действие изменения температуры можно не делать. В железобетонных сводах запаса может не быть, иногда поверка нужна и для этих случаев. Для сводов значительных пролетов, примерно больше 10 — 15 *м*, исследование влияния колебаний температуры должно быть произведено обязательно.

Исследование вопроса о совместном действии на свод нагрузки, колебаний температуры, смещения опор показывает, что каждая из статически неопределимых величин V, H, X представляет линейную функцию перечисленных факторов и может быть вычислена для каждого фактора отдельно, независимо от других [1]).

Рассмотрим здесь влияние на свод изменения температуры от начальной $T°$, при которой свод замкнут, на $t°$. Коэффициент расширения α. Предполагаем, что весь свод равномерно меняет свою температуру, хотя при сплошном заполнении над сводом можно предполагать, что наружная нижняя его поверхность претерпевает большие колебания температуры, чем верхняя, прикрытая. Но в виду недостаточной еще обследованности вопроса возьмем более простое, вышеприведенное предположение.

Повышение или понижение температуры сопровождается выпучиванием свода вверх или опусканием его вниз, сопряженными с изменением кривизны свода, а, следовательно, с появлением в сечениях моментов и усилий. В замке при этом появляются, вообще говоря, X_t, V_t и H_t, которые и примем за неизвестные.

---

[1]) *Ясинский*, Устойчивость деформаций и статика сооружений, СПБ., 1902 г., стр. 225. *В. Кирпичев*, Лишние неизвестные в строительной механике.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Из основных уравнений [14] в предположении, что действует только изменение температуры, т. е. что $P_m = 0$, имеем:

$$-\delta_{aa}\ X_{at} - \delta_{ba}\ X_{bt} - \delta_{ca}\ X_{ct} = -\delta_{at};$$
$$-\delta_{ab}\ X_{at} - \delta_{bb}\ X_{bt} - \delta_{cb}\ X_{ct} = -\delta_{bt};$$
$$-\delta_{ac}\ X_{at} - \delta_{bc}\ X_{bt} - \delta_{cc}\ X_{ct} = -\delta_{ct},$$

или

$$-\delta_{xx}\ X_t - \delta_{vx}\ V_t - \delta_{hx}\ H_t = -\delta_{xt};$$
$$-\delta_{xv}\ X_t - \delta_{vv}\ V_t - \delta_{hv}\ H_t = -\delta_{vt};$$
$$-\delta_{xh}\ X_t - \delta_{vh}\ V_t - \delta_{hh}\ H_t = -\delta_{ht}.$$

Попрежнему

$$\delta_{vh} = \delta_{hv} = 0;\quad \delta_{vx} = \delta_{xv} = 0;\quad \delta_{xh} = \delta_{hx} = 0.$$

Кроме того, при действии температуры на основную систему замковые концы двух половин свода подымутся или опустятся на одну и ту же величину, т. е. $\delta_{vt} = 0$; поворота замковых концов при этом также не будет, т. е. $\delta_{xt} = 0$; относительное же перемещение концов по направлению H, т. е. по горизонтальному направлению, равно $l\alpha t$, где l — пролет свода (расчетный), α — коэффициент расширения, t — изменение температуры.

При таких условиях из трех уравнений имеем:

$$-\delta_{hh}\ H_t = -\delta_{ht};\qquad V_t = 0;\qquad X_t = 0,$$

откуда

$$H_t = \frac{\delta_{ht}}{\delta_{hh}} = \frac{l\alpha t}{\delta_{hh}}. \qquad [43]$$

Этот распор приложен (условно) в расстоянии c от замковой точки оси свода.

Величина δ_{hh} будет известна из предыдущих расчетов (см. формулу [30]). Найдя распор от изменений температуры, легко найти моменты изгиба [42] и напряжения, им вызываемые.

Допустим, что при осадке опор пяты переместятся по вертикальному направлению на η_A и η_B (вниз положительно), по горизонтальному направлению на ξ_A и ξ_B (вправо положительно) и повернутся на углы φ_A и φ_B (по часовой стрелке положительно). В уравнениях [14] этим перемещениям отвечают следующие реакции, взаимные для всей основной системы:
при действии $X = -1$ $(X_a = -1)$,

$$H_0 = 0;\ V_0 = 0;\ X_0 = +1;$$

при действии $V = -1$ $(X_b = -1)$,

$$H_0 = 0;\ V_0 = +1;\ X_0 = +\frac{l}{2};$$

при действии $H = -1$ $(X_c = -1)$,

$$H_0 = +1;\ V_0 = 0;\ X_0 = +c_u \text{ (фиг. 7).}$$

Обозначая статически неопределимые величины от осадки опор через X_Δ, V_Δ, H_Δ и принимая во внимание условия коэффициентов, получим:

$$-\delta_{xx} \cdot X_\Delta = (\varphi_A - \varphi_B) \cdot 1;$$
$$-\delta_{vv} \cdot V_\Delta = (\eta_A - \eta_B) \cdot 1 + (\varphi_A - \varphi_B)\frac{l}{2};$$
$$-\delta_{hh} \cdot H_\Delta = (\xi_A - \xi_B) \cdot 1 + (\varphi_A - \varphi_B)c_u.$$

Для случая, когда обе пяты не опускаются, или оседают вниз одинаково без поворота, но с увеличением пролета на Δl, имеем

$$H_\Delta = -\frac{\Delta l}{\delta_{hh}};\qquad V_\Delta = 0;\qquad X_\Delta = 0. \qquad [44]$$

Найдя статически неопределимые величины, легко получить напряжения в своде (см. формулу [42]).

НБ УДУНТ (ДИТ)

8. Частные случаи. — Рассмотрим параболический свод с пролетом $l = 2l_1$ и стрелкой f. Уравнение серединной линии свода (оси) относительно условных осей координат

$$y = \frac{fx^2}{l_1^2} - c,$$

а для оси x-ов, проведенной через вершину оси свода, будем иметь

$$y' = \frac{fx^2}{l_1^2}.$$

По формуле [26], пренебрегая влиянием радиуса кривизны r, имеем:

$$c = \frac{\int_0^{s_1} y' \frac{ds}{I}}{\int_0^{s_1} \frac{ds}{I}} = \frac{\int_0^{s_1} \frac{fx^2}{Il_1^2}\, ds}{\int_0^{s_1} \frac{ds}{I}};$$

$ds = \frac{dx}{\cos\varphi}$, обозначая $I\cos\varphi = I'$, получим:

$$c = \frac{\int_0^{l_1} \frac{fx^2}{I'l_1^2}\, dx}{\int_0^{l_1} \frac{dx}{I'}}.$$

Предположим, что $I' = \text{const}$, тогда

$$c = \frac{f}{3}. \qquad [45]$$

Затем, по формулам [29], [30], имеем

$$\delta_{xx} = \frac{2}{E}\int_0^{s_1} \frac{ds}{I} = \frac{2}{EI'}\int_0^{l_1} dx = \frac{2l_1}{EI'}. \qquad [46]$$

$$\delta_{hh} = \frac{2}{E}\left[\int_0^{s_1} \frac{\cos^2\varphi}{\omega}\, ds + \int_0^{s_1} \frac{y^2}{I}\, ds\right].$$

Приближенное значение первого интеграла можно получить в предположении, что $\omega : \cos\varphi = \text{const} = \omega_0$ — площади сечения свода в замке; при этом

$$\int_0^{s_1} \frac{\cos^2\varphi}{\omega}\, ds = \frac{1}{\omega_0}\int_0^{l_1} \cos^2\varphi\, dx = \frac{1}{\omega_0}\int_0^{l_1} \frac{dx}{1+\operatorname{tg}^2\varphi}$$

Для параболы

$$\operatorname{tg}^2\varphi = \frac{4f^2x}{l_1^4};$$

следовательно,

$$\int_0^{s_1} \frac{\cos^2\varphi}{\omega}\, ds = \frac{1}{\omega_0} l_1\tau,$$

где

$$\tau = \frac{l_1}{2f}\operatorname{arc\,tg}\frac{2f}{l_1}. \qquad [47]$$

При $\frac{f}{l_1} =$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$\tau =$	0,55	0,59	0,63	0,68	0,73	0,79	0,84	0,90

[48]

НБ УДУНТ (ДИТ)

Второй интеграл

$$\int_0^{s_1} \frac{y^2\,ds}{I} = \frac{1}{I'}\int_0^{l_1} y^2\,dx = \frac{1}{I'}\int_0^{l_1}\left(\frac{f}{l_1^2}x^2 - \frac{f}{3}\right)^2 dx = \frac{4f^2 l_1}{45I'}.$$

Таким образом

$$\delta_{hh} = \frac{2l_1}{E\omega_0}\tau + \frac{8f^2 l_1}{45EI'}. \qquad [49]$$

Затем по [31]

$$\delta_{vv} = 2\left[\int_0^{s_1}\frac{\sin^2\varphi}{E\omega}\,ds + \int_0^{s_1}\frac{x^2}{EI}\,ds\right].$$

Первым интегралом, выражающим влияние нормальных сил N, пренебрегаем; второй интеграл

$$\int_0^{s_1}\frac{x^2}{EI}\,ds = \frac{1}{EI'}\int_0^{l_1} x^2\,dx = \frac{l_1^3}{3EI'}.$$

Следовательно,

$$\delta_{vv} = \frac{2l_1^3}{3EI'}. \qquad [50]$$

Переходим теперь к определению ординат линий прогибов δ_{mx}, δ_{mv}, δ_{mh}. Эти линии получаются как линии прогибов балок, заделанных одним концом (заделка по ключу) и находящихся под действием нагрузки по формуле [37] на единицу длины балки:

$$z = \frac{M}{EI\cos\varphi} = \frac{M}{EI'}.$$

Прогибы δ_{mx} относятся к действию момента $X = -1$; для этого случая $M = X = -1$, и нагрузка получается равномерной:

$$z = -\frac{1}{EI'}.$$

Для такого случая нагрузки момент в сечении бруска, отстоящем в расстоянии x от заделки, — который, вместе с тем, есть прогиб δ_{mx} этой точки, — будет

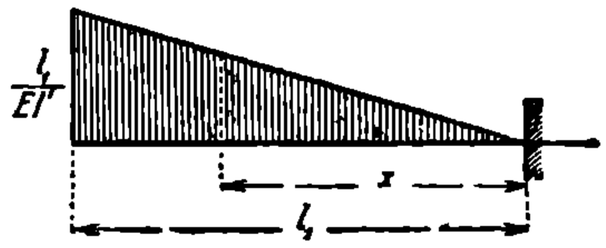
$$\delta_{mx} = -\frac{(l_1 - x)^2}{2EI'}. \qquad [51]$$

Прогибы δ_{mx} направлены вверх, противоположно силам P; следовательно, их надо считать отрицательными.

Прогиб δ_{mv} относится к случаю действия силы $V = -1$; при этом $M = Vx = -x$; нагрузка бруска, заделанного одним концом, выражается уравнением:

$$z = -\frac{x}{EI'},$$

т. е. нагрузка распределена по треугольнику (фиг. 17); имеем



Фиг. 17.

$$\delta_{mv} = -\frac{(2l_1 + x)}{6EI'}(l_1 - x)^2. \qquad [52]$$

Наконец δ_{mh} относится к случаю действия силы $H = -1$; при этом

$$M = -y = -\left(\frac{fx^2}{l_1^2} - \frac{f}{3}\right).$$

Нагрузка

$$z = -\frac{1}{EI'}\left(\frac{fx^2}{l_1^2} - \frac{f}{3}\right).$$

---

[1]) *Müller-Breslau.* Die graphische Statik, B. II, zweite Abt., S. 560.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для δ_{mh}, как ординаты моментной площади от нагрузки z, имеем (опуская знак нагрузки):

$$\frac{d^2\delta_{mh}}{dx^2} = z = \frac{1}{EI'}\left(\frac{fx^2}{l_1^2} - \frac{f}{3}\right).$$

Интегрируем, приняв во внимание, что при $x=0$ $\frac{d\delta_{mh}}{dx} = 0$, так как при нагрузке $H=-1$ поперечная сила в замке равна нулю, получим:

$$\frac{d\delta_{mh}}{dx} = \frac{f}{3EI'}\left(\frac{x^3}{l_1^2} - x\right);$$

интегрируя дальше при условии, что при $x=l_1$ $\delta_{mh}=0$, получаем, вводя знак минус,

$$\delta_{mh} = -\frac{fx^2}{6EI'}\left(\frac{x^2}{2l_1^2} - 1\right) + \frac{l_1^2 f}{12EI'}. \qquad [53]$$

Теперь находим ординаты линий влияния:

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\delta_{mx}}{\delta_{xx}} = -\frac{(l_1-x)^2}{4l_1} = -\frac{a^2}{4l_1} \\ V &= \frac{\delta_{mv}}{\delta_{vv}} = -\frac{(2l_1+x)(l_1-x)^2}{4l_1^3} = -\frac{(3l_1-a)a^2}{4l_1^3} \\ H &= \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}} = -\frac{15}{32}\frac{l_1}{f}\left(1-\frac{x^2}{l_1^2}\right)^2 \cdot k = -\frac{15}{32}\frac{k}{fl_1^3}a^2b^2 \\ k &= \frac{1}{1+\frac{45}{4}\cdot\frac{I'}{\omega_0}\frac{\tau}{f^2}} \end{aligned}\right\} \qquad [54]$$

где a расстояние груза $P=1$ от левой опоры, b — расстояние его же от правой опоры.

По формулам [54] можно быстро подсчитать ординаты линий влияния статически неопределимых величин, затем по [40] и [41] ординаты линий влияния моментов, далее определить напряжения и исправить размеры свода для более точного расчета. При этой предварительной поверке размеров свода следует учесть и влияние колебаний температуры, так как последнее получает, иногда, большое значение.

По [43] и [49], принимая во внимание, что $l=2l_1$, имеем:

$$H_t = \frac{l\alpha t}{\delta_{hh}} = \frac{E\alpha t}{\frac{\tau}{\omega_0} + \frac{4f^2}{45I'}}.$$

Пренебрегая в знаменателе величиной $\frac{\tau}{\omega_0}$ по сравнению со вторым слагаемым, получим:

$$H_t = \frac{45\,E\alpha t\,I'}{4f^2}, \qquad [55]$$

т. е. распор, вызываемый температурой, приблизительно:

1) не зависит от пролета свода непосредственно;

2) пропорционален моменту инерции сечения свода в замке, или пропорционален *кубу толщины свода* в замке; а так как толщина свода зависит от пролета, почти пропорциональна пролету, то и распор от температуры почти пропорционален *кубу пролета*;

3) обратно пропорционален квадрату стрелы подъема свода.

Выразим I' через ml^3, где m приблизительно постоянное число для различных по размерам сводов; например, толщину свода в замке для железобетона можно наметить в среднем в $^1/_{60}$ пролета, тогда

$$I' = \frac{e^3}{12} = \frac{l^3}{60^3 \cdot 12}$$

и $m = \frac{1}{12\cdot 60^3}$; для каменных сводов при толщине в среднем $^1/_{30}$ пролета, $m = \frac{1}{12\cdot 30^3}$ и т. д.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Выражение [55] примет вид:

$$H_t = \frac{45}{4} E \cdot \alpha t l \cdot n^2 m,$$

где n — отношение пролета к стрелке $\left(n = \frac{l}{f}\right)$.

Таким образом, если при данном пролете свода получается от температуры слишком большой распор и связанные с ним напряжения, то для понижения величины распора надо уменьшить пологость свода (увеличить подъем); распор пропорционален квадрату числа n, характеризующего пологость свода.

При выборе пролета свода при данной конструктивной высоте следует обращать внимание на значение изменений температуры; чем колебания температуры значительней, тем меньше должны быть пролеты и больше стрелки сводов.

При понижении температуры распор положителен (растягивает свод), момент в замке для левой части отрицателен, верхние волокна сжимаются, как и под действием вертикальной нагрузки свода; то же самое происходит и в пяте: момент здесь положителен, как и от нагрузки. Поэтому особое значение имеет понижение температуры; для уменьшения влияния его, между прочим, рекомендуется замыкать свод при возможно более низкой температуре.

9. Свод без шарниров при определенной нагрузке. — В настоящее время довольно часто (напр., в каменных мостах) ограничиваются поверкой прочности свода при полном его загружении подвижной нагрузкой, кроме постоянной, и при загружении лишь полупролета подвижной нагрузкой.

Эти случаи, в отличие от предыдущего случая, характеризуются вполне определенным неподвижным положением нагрузки. Задача заключается в построении кривой давления и подсчете напряжений; кривая давления строится по точкам, ординаты которых вычисляются по моментам и нормальным силам, см. формулу [7]. Линий прогибов получать не приходится, тем не менее, ради единства изложения, воспользуемся для решения задачи теми же основными уравнениями [15], оставляя в качестве статически неопределимых величин прежние величины

момент в замке . . . X
распор в замке . . . H
поперечную силу в замке V (фиг. 7).

Первый член каждого из уравнений [15] $\Sigma P_m \delta_{mi}$ может быть заменен для данного положения нагрузки P_m величиною δ_{oi}, т. е. перемещением точки приложения статически неопределимой величины X_i при действии только нагрузки P_m на основную систему ($X_i = 0$), так как, применяя теорему Беття к двум состояниям нагрузки основной системы, из которых одно — действие только сил P, а другое — $X_i = 1$, имеем

$$\Sigma P_m \delta_{mi} = \delta_{oi}.$$

Для рассматриваемого случая соответственно нашим статически неопределимым величинам перемещения будут относиться к свободным концам двух половин симметричного свода, разрезанного в замке.

$\Sigma P_m \delta_{mx}$ следует заменить относительным вращением δ_{ox} замковых сечений;
$\Sigma P_m \delta_{mv}$ — относительным вертикальным перемещением δ_{ov},
$\Sigma P_m \delta_{mh}$ — относительным горизонтальным перемещением δ_{oh}.
Имеем, следовательно, необходимые уравнения:

$$\left.\begin{aligned} X\delta_{xx} + V\delta_{vx} + H\delta_{hx} &= \delta_{ox} \\ X\delta_{xv} + V\delta_{vv} + H\delta_{hv} &= \delta_{ov} \\ X\delta_{xh} + V\delta_{vh} + H\delta_{hh} &= \delta_{oh} \end{aligned}\right\}. \qquad [56]$$

Как и в предыдущем случае, вследствие симметрии свода имеем:

$$\delta_{vh} = \delta_{hv} = 0; \qquad \delta_{vx} = \delta_{xv} = 0.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Кроме того, при выборе положения оси x-ов в расстоянии c от замка, причем по формуле [26] c имеет величину:

$$c = \frac{\int_0^s y' \frac{ds}{I} + \int_0^s \frac{\cos\varphi}{\omega r} ds}{\int_0^s \frac{ds}{I}}$$

(интегралы можно взять на протяжении полусвода), будем иметь $\delta_{xh} = 0$, и уравнения [56] примут вид:

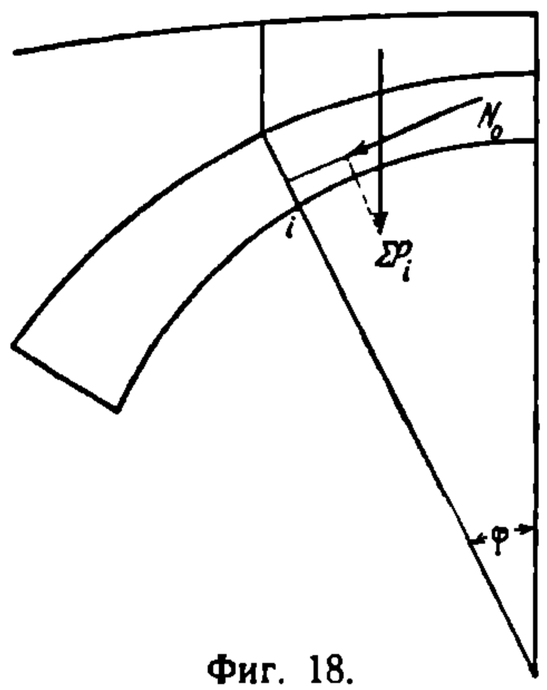
$$X\delta_{xx} = \delta_{ox}, \qquad V\delta_{vv} = \delta_{ov}, \qquad H\delta_{hh} = \delta_{oh},$$

откуда

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\delta_{ox}}{\delta_{xx}} \\ V &= \frac{\delta_{ov}}{\delta_{vv}} \\ H &= \frac{\delta_{oh}}{\delta_{hh}} \end{aligned}\right\} \qquad [57]$$

Величины δ_{xx}, δ_{vv}, δ_{hh} определяются по формулам [29], [30] и [31], для чего приходится вычислить 9 интегралов [32], из которых три могут быть во многих случаях опущены, а именно интегралы, содержащие радиус кривизны r.

Числители равенств [57] найдем из уравнения [24] или в случае пренебрежения влиянием r из уравнения [25].



Фиг. 18.

Для δ_{ox} величины N_l и M_l отнесем к действию на основную систему действительной нагрузки, обозначим их через N_0 и M_0. Величины N_k и M_k отнесем к случаю действия пары $X = -1$, когда $N_k = 0$, $M_k = -1$. Будем иметь:

$$\delta_{ox} = -\int_0^s \frac{N_0}{E\omega r} ds - \int_0^s \frac{M_0}{EI} ds.$$

Но по фиг. 18 для какого-нибудь i-го сечения свода

$$N_0 = -\sin\varphi \Sigma P_i;$$

следовательно,

$$\delta_{ox} = +\int_0^s \frac{\sin\varphi \Sigma P_l}{E\omega r} ds - \int_0^s \frac{M_0}{EI} ds. \qquad [58]$$

Пренебрегая первым членом, имеем

$$\delta_{ox} = -\int_0^s \frac{M_0}{EI} ds. \qquad [59]$$

Предыдущие интегралы должны быть взяты по всему своду в виде алгебраической суммы интегралов по полусводам; если нагрузка симметрична, следует взять удвоенную величину интеграла для полусвода.

Точно таким же путем находим:

$$\delta_{ov} = -\int_0^s \frac{\sin^2\varphi \Sigma P_l}{E\omega} ds - \int_0^s \frac{M_0 x}{EI} ds + \int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot x\Sigma P_i}{E\omega r} ds + \int_0^s \frac{M_0 \sin\varphi}{E\omega r} ds; \qquad [60]$$

$$\delta_{ov} = -\int_0^s \frac{\sin^2\varphi \Sigma P_i}{E\omega} ds - \int_0^s \frac{M_0 x}{EI} ds. \qquad [61]$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Интегралы надо взять по каждому полусводу отдельно, и для правого полусвода переменить знаки их и затем суммировать с значением левого полусвода.

$$\delta_{oh} = + \int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi \Sigma P_l}{E\omega}\, ds - \int_0^s \frac{M_0 y}{EI}\, ds + \int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot y \Sigma P_i}{E\omega r}\, ds - \int_0^s \frac{M_0 \cos\varphi}{E\omega r} ds; \qquad [62]$$

$$\delta_{oh} = + \int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi \Sigma P_l}{E\omega}\, ds - \int_0^s \frac{M_0 y}{EI}\, ds. \qquad [63]$$

Эти интегралы при симметричной нагрузке удваиваются, как и для формул [58] или [59].

Таким образом, для решения задачи, кроме 9 интегралов [32] нужно вычислить 10 интегралов, зависящих от нагрузки, а именно:

$$\left.\begin{array}{ll} \int_0^s \frac{\sin^2\varphi \Sigma P_i}{E\omega}\, ds & \int_0^s \frac{\sin\varphi \Sigma P_l}{E\omega r}\, ds \\ \int_0^s \frac{\sin\varphi \cdot \cos\varphi \Sigma P_l}{E\omega}\, ds & \int_0^s \frac{M_0 \sin\varphi}{E\omega r}\, ds \\ \int_0^s \frac{M_0}{EI}\, ds & \int_0^s \frac{M_0 \cos\varphi}{E\omega r}\, ds \\ \int_0^s \frac{x M_0}{EI}\, ds & \int_0^s \frac{x \sin\varphi \Sigma P_l}{E\omega r}\, as \\ \int_0^s \frac{y M_0}{EI}\, ds & \int_0^s \frac{y \sin\varphi \Sigma P_l}{E\omega r}\, ds \end{array}\right\} \qquad [64]$$

В случае пренебрежения членами, зависящими от r, останется всего 11 интегралов.

Для ***симметричной нагрузки*** относительное перемещение замка двух половин свода под действием этой нагрузки, очевидно, равно нулю, $\delta_{ov} = 0$, т. е. $V = 0$.

Остаются две неизвестные X и H, для отыскания которых надо вычислить 12 интегралов при учете влияния r и 7 интегралов — без учета влияния r.

Вычисление интегралов производится по формуле Симпсона

$$\int_0^s a\, ds = \frac{\Delta s}{3} [a_0 + 4(a_1 + a_3 + a_5 + \ldots + a_{n-1}) + 2(a_2 + a_4 + \ldots + a_{n-2}) + a_n]; \qquad [65]$$

n должно быть число четное, в виду чего полусвод делят на четное число клиньев одинаковой длины Δs по осевой кривой.

Когда подынтегральная величина в пределах суммирования то увеличивается, то уменьшается, или когда она меняет знак, или когда число элементов нечетное, — можно пользоваться формулой Котеса, не менее точной, чем формула Симпсона, разбивая, если нужно, пределы суммирования на несколько участков.

Формула Котеса имеет следующий вид:

$$\int_a^b y\, dx = (b - a) [C_n^0 y_0 + C_n^1 y_1 + C_n^2 y_2 + \quad + C_n^n y_n],$$

где n — число равных делений интервала $b - a$, причем в зависимости от величины n коэффициенты C имеют следующие значения [1]):

[1]) *А. Н. Крылов*, О приближенных вычислениях. СПБ., 1907 г. (лит.).

НБ УДУНТ (ДПТ)

$n=1;\quad C_1^0=C_1^1=\frac{1}{2};$

$u=2;\quad C_2^0=C_2^2=\frac{1}{6};\qquad C_2^1=\frac{4}{6};$

$n=3;\quad C_3^0=C_3^3=\frac{1}{8};\qquad C_3^1=C_3^2=\frac{3}{8};$

$n=4;\quad C_4^0=C_4^4=\frac{7}{90};\qquad C_4^1=C_4^3=\frac{16}{45};\qquad C_4^2=\frac{2}{15};$

$n=5;\quad C_5^0=C_5^5=\frac{19}{288};\qquad C_5^1=C_5^4=\frac{25}{96};\qquad C_5^2=C_5^3=\frac{25}{144};$

$n=6;\quad C_6^0=C_6^6=\frac{41}{840};\qquad C_6^1=C_0^5=\frac{9}{35};\qquad C_6^2=C_6^4=\frac{9}{280};\qquad C_6^3=\frac{34}{105};$

$n=7;\quad C_7^0=C_7^7=\frac{751}{17280},\quad C_7^1=C_7^6=\frac{3577}{17280};\quad C_7^2=C_7^5=\frac{1323}{17280};\quad C_7^3=C_7^4=\frac{2989}{17280}.$

Полезно отметить, что если, например, полусвод разделить на 10 равных частей и суммировать каждые две части по формуле Котеса при $n=2$, а затем сложить все 5 сумм, то результат будет отвечать точно формуле Симпсона, так как при $n=2$ основания суммирования по Котесу те же, что по Симпсону.

По определении статически неопределимых величин, находим момент M и нормальную силу N для различных сечений свода по формуле [42], после чего напряжения определяются по формулам (см. выше)

$$\sigma=\frac{N}{\omega}+\frac{M}{r\omega}+\frac{Mv}{I}\cdot\frac{r}{r+v}, \qquad [66]$$

или по упрощенной формуле

$$\sigma=\frac{N}{\omega}+\frac{Mv}{I}. \qquad [67]$$

Влияние температуры учитывается по вышеприведенному, именно $V_t=X_t=0$ и по [43]

$$H_t=\frac{lat}{\delta_{hh}}=\frac{Elat}{2\int_0^s\frac{\cos^2\varphi}{\omega}ds+4\int_0^s\frac{y\cos\varphi}{r\omega}ds+2\int_0^s\frac{y^2}{I}ds} \qquad [68]$$

Точно также по вопросу о влиянии смещения пят свода отсылаем к формуле [44] и ее выводу.

Если этот случай действия данной неподвижной нагрузки применить для груза $P=1$ расположенного в расстоянии a от замка, то в формулах [59], [61] и [63]

$M_0=0$ для сечений $x<a$,
$M_0=x-a$ для сечений $x>a$;
$\Sigma P_l=1$ для сечений $x>a$,
$\Sigma P_i=0$ для сечений $x<a$;

будем иметь

$$\delta_{ox}=-\int_0^s\frac{ds}{EI}(x-a);$$

$$\delta_{ov}=-\int_0^s\frac{\sin^2\varphi}{E\omega}ds-\int_0^s\frac{ds}{EI}x(x-a);$$

$$\delta_{oh}=\int_0^s\frac{\sin\varphi\cos\varphi}{E\omega}ds-\int_0^s\frac{ds}{EI}y(x-a).$$

Вычислив эти величины для различных значений a и найдя для каждого значения X, H и V по [57], будем иметь возможность построить линии влияния по ординатам.

НБ УДУНТ (ДИТ)

10. Частный случай. — Для параболического свода пролета $l = 2l_1$ по предыдущему имеем [46], [49], [50]

$$\delta_{xx} = \frac{2l_1}{EI'}; \quad \delta_{hh} = \frac{2l_1}{E\omega_0}\tau + \frac{8f^2 l_1}{45EI'}; \quad \delta_{vv} = \frac{2l_1^3}{3EI'}.$$

Числители выражений [57] для статически неопределимых величин, т. е. перемещения δ_{ox}, δ_{oh}, δ_{ov} — зависят от способа загружения свода.

Для нагрузки, равномерно распределенной по горизонтальной проекции всего свода и равной q на погонную единицу проекции, M_0 в каком-нибудь сечении с абсциссой x равен:

$$M_0 = \frac{qx^2}{2};$$

нормальная составляющая давления на шов

$$N_0 = -qx\sin\varphi.$$

В формуле [61] и [63] величина $\Sigma P_i = qx$. Имеем, следовательно,

$$\left.\begin{aligned} \delta_{ox} &= -2\int_0^s \frac{M_0}{EI}\,ds = -\int_0^s \frac{qx^2}{EI}\,ds \\ \delta_{ov} &= 0 \\ \delta_{oh} &= +2\int_0^s \frac{qx\sin\varphi\cos\varphi}{E\omega}\,ds - \int_0^s \frac{qx^2 y}{EI}\,ds \end{aligned}\right\}$$

при распространении интегралов на один полусвод.

Примем во внимание, что $ds = \frac{dx}{\cos\varphi}$; затем для параболы $y = f\frac{x^2}{l_1^2} - c$, где по формуле [45] $c = \frac{f}{3}$; обозначим $I\cos\varphi$ через I', допустим, что $I' = \text{const}$, и положим, что влиянием нормальной силы, т. е. членами, содержащими ω, можно пренебречь. Получим

$$\delta_{ox} = -\frac{ql_1^3}{3EI'}; \quad \delta_{oh} = -\frac{4}{45}\frac{ql_1^3}{EI'}f.$$

Теперь по [57] имеем:

момент в замке

распор

$$\left.\begin{aligned} X &= \frac{\delta_{ox}}{\delta_{xx}} = -\frac{ql_1^2}{6} = -\frac{ql^2}{24} \\ H &= \frac{\delta_{oh}}{\delta_{hh}} = -\frac{2ql_1^2\omega_0 f}{45I'\tau + 4f^2\omega_0} \end{aligned}\right\} \qquad [69]$$

Для сводов с пролетом больше 10 *м* и со стрелкой больше $^1/_8$ первый член знаменателя в выражении распора имеет небольшую величину по сравнению со вторым членом. Пренебрегая им, получим очень простую приближенную формулу для распора

$$H = -\frac{ql_1^2}{2f} = -\frac{ql^2}{8f}, \qquad [70]$$

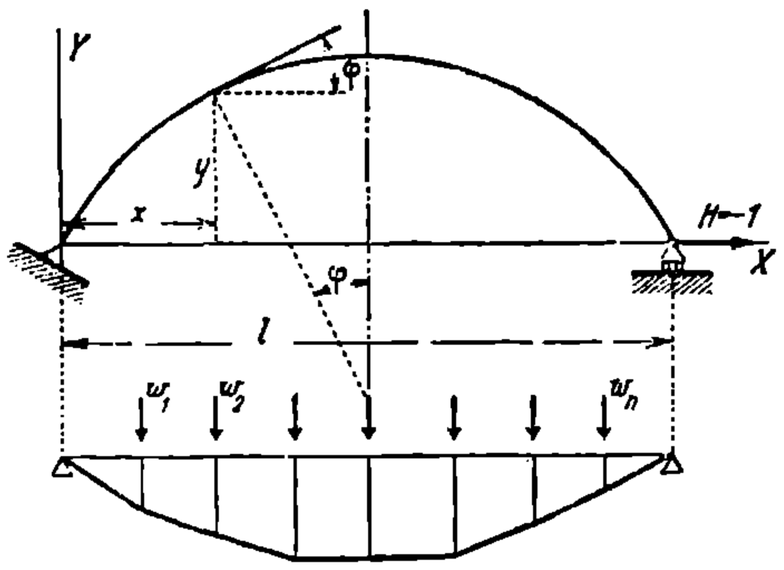
которую можно применять для беглых подсчетов всякого свода. Она отвечает распору трехшарнирного свода с равномерно распределенной по проекции его нагрузкой, что в действительности никогда не имеет места, так как у каждого свода собственный его вес распределен равномерно по горизонтальной проекции.

§ 3. СВОД С ДВУМЯ ШАРНИРАМИ.

Расчет свода с двумя шарнирами, как упругой арки, представляет задачу с одной статически неопределимой величиной; решение ее легко и просто строится на тех же основаниях, как и свода без шарниров.

11. Линии влияния. — Примем за статически неопределимую величину распор H и обратимся к нахождению линии влияния этой величины.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 19.

Основная система (фиг. 19) будет представлять арку, у которой одна опора подвижна по горизонтальному направлению.

Вместо совокупности уравнений [14] будем иметь одно уравнение:

$$\Sigma P_m \delta_{mh} - \delta_{hh} H = -\delta_a - \delta_{at} + A_a \delta_A, \quad [71]$$

которое по соображениям, изложенным по поводу уравнений [14], примет вид

$$\Sigma P_m \delta_{mh} - \delta_{hh} H = 0,$$

откуда

$$H = \Sigma P_m \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}} \quad [72]$$

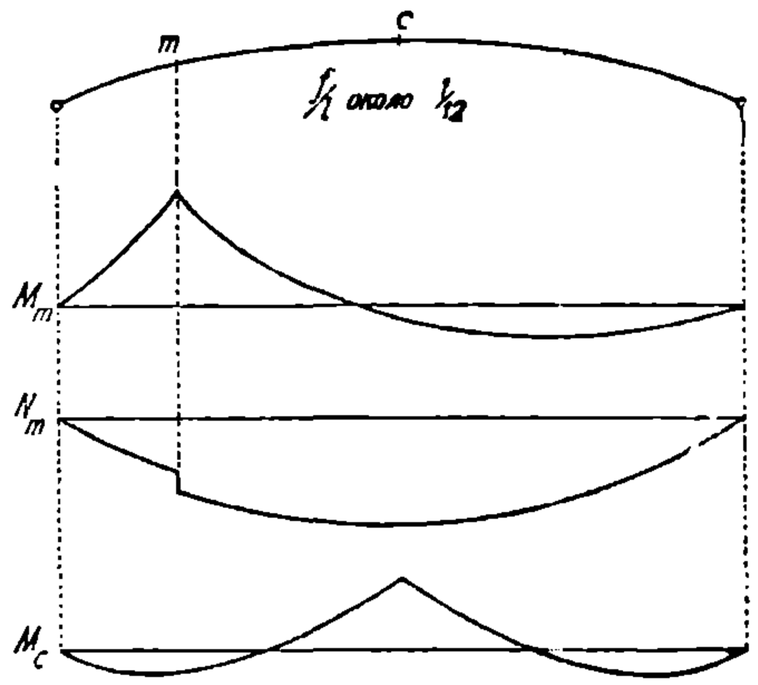
т. е. линия влияния H получается из линии прогибов δ_{mh} для различных точек основной системы, если к ней приложить силу $H = -1$, причем ординаты линии прогибов нужно разделить на δ_{hh}. Эта последняя величина получается из уравнения [24] для случая действия $H = 1$ точно так же, как получается уравнение [30], причем

$$N_l = N_k = N_h = -\cos\varphi;$$
$$M_l = M_k = M_h = -y.$$

Для симметричного свода при интегрировании на длине полусвода

$$\delta_{hh} = 2\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{\cos^2\varphi}{E\omega} ds + 4\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{y\cos\varphi}{E\omega r} ds + 2\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{y^2}{EI} ds. \quad [73]$$

Что касается линии прогибов δ_{mh}, то она получается либо как веревочная кривая для грузов w, определяемых по формуле [38] или [39], причем M и N берутся для различных сечений основной системы, когда на нее действует нагрузка $H = -1$; либо аналитически, как эпюра моментов от тех же грузов w, приложенных к простой балке на двух опорах пролета l, которою фиктивно можно заменить свод (фиг. 19).



Фиг. 20.

Имея линию влияния распора, можем построить при помощи простых обычных подсчетов ординаты линий влияния любых величин, например, моментов M и нормальных сил N для каждого сечения. Линии влияния имеют вид, приведенный на фиг. 20. Пределы загружения находим по нулевой точке линии влияния ядрового момента, как сказано в п° 6 для сводов без шарниров. Для облегчения поисков следует воспользоваться кривою опорных давлений, о чем ниже (п° 15).

12. Влияние изменений температуры и осадки опор. — Из уравнения [71] имеем для распора от изменения температуры на $t°$:

$$H_t = \frac{\delta_{ht}}{\delta_{hh}} = -\frac{lat}{\delta_{hh}} \quad [74]$$

При изменении пролета свода на Δl от осадки опор или перемещения клиньев под шарнирами появляется добавочный распор

$$H_\Delta = -\frac{\Delta l}{\delta_{hh}}. \quad [75]$$

Имея распор H_t и H_Δ, вычисляем M и H для различных сечений свода, по ним напряжения материала.

НБ УДУНТ (ДПТ)

13. Частный случай. — Пренебрегаем влиянием радиуса кривизны r. Будем иметь по формуле [73]

$$\delta_{hh} = \frac{2}{E}\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{\cos^2\varphi\, ds}{\omega} + \frac{2}{E}\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{y^2\, ds}{I}.$$

Но $ds = dx : \cos\varphi$; положим, кроме того, что

$$\frac{\cos\varphi}{\omega} = \frac{1}{\omega_0} = \text{const},$$

$$\frac{y}{I\cos\varphi} = \frac{}{I_0} = \text{const},$$

где ω_0 и I_0 относятся к сечению в замке; тогда

$$\frac{2}{E}\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{\cos^2\varphi\, ds}{\omega} = \frac{l}{E\omega_0},$$

$$\frac{2}{E}\int_0^{\frac{s}{2}} \frac{y^2\, ds}{I} = \frac{2f}{EI_0}\int_0^{l_1} y\, dx = \frac{f\Omega}{EI_0},$$

где Ω — площадь очертания кривой оси свода.

Таким образом

$$\delta_{hh} = \frac{l}{E\omega_0} + \frac{f\Omega}{EI_0}. \qquad [76]$$

Что касается δ_{mh}, то эта величина изобразится ординатами эпюры моментов от нагрузки балки пролетом l площадью, ординаты которой берутся по формуле [37]; пренебрегая вторым членом, будем иметь

$$z = \frac{M}{EI\cos\varphi},$$

но для нагрузки основной системы силою $H = 1$ момент $M = y$, а потому

$$z = \frac{y}{EI\cos\varphi} = \frac{f}{EI_0},$$

т. е. величина постоянная; нагрузка равномерно распределенная; эпюра моментов есть парабола со стрелкой

$$\frac{zl^2}{8} = \frac{fl^2}{8\,EI_0}.$$

Так как ординаты линии влияния для распора

$$\eta = \frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}},$$

то, очевидно, при δ_{hh} постоянном по [76], линия влияния будет также парабола со стрелкой

$$\eta_{10} = \frac{fl^2}{8\,EI_0\left(\frac{l}{E\omega_0} + \frac{\Omega f}{EI_0}\right)} = \frac{l^2}{8\left(\frac{I_0 l}{f\omega_0} + \Omega\right)}. \qquad [77]$$

Таким образом, для приблизительных подсчетов очень легко получить линию влияния для распора в виде параболы.

Для параболического свода

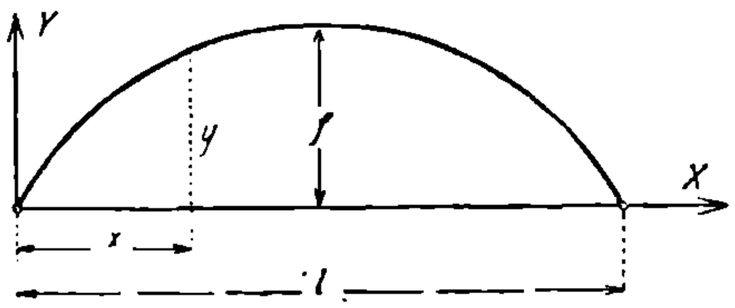
$$\Omega = \frac{2}{3}fl$$

для кругового свода

$$\Omega = r^2\varphi_0 - l_1 c,$$

где l_1 — длина полупролета, φ_0 — половина центрального угла, охватывающего арку, выраженного длиною дуги при радиусе единица, $c = r - f$, — радиус минус стрела подъема.

НБ УДУНТ (ДИТ)



Фиг. 21.

Для *параболического* свода, уравнение которого по фиг. 21

$$y = \frac{4fx(l-x)}{l^2},$$

предположим, что толщина свода e постоянна и равна некоторому значению e_0; затем, что

$$I\cos\varphi = I_0 = \text{const.}$$

Первый интеграл по формуле [73] выражает влияние нормальной силы N от действия $H=1$; это влияние не велико, им часто пренебрегают; положим, что $N=H=1$, что равносильно $\cos\varphi=1$ для всех φ; тогда первый член для δ_{hh} будет

$$\frac{l}{E\omega}$$

Второй член

$$\frac{2}{E}\int_0^{\frac{s}{2}}\frac{y^2ds}{I} = \frac{1}{E}\int_0^l\frac{y^2dx}{I\cos\varphi} = \frac{1}{EI_0}\int_0^l y^2dx = \frac{8}{15}\frac{f^2l}{EI_0}.$$

Следовательно,

$$\delta_{hh} = \frac{l}{E\omega_0} + \frac{8}{15}\frac{f^2l}{EI_0}. \qquad [78]$$

Относительно δ_{mh} по предыдущему мы знаем что это будут ординаты эпюры моментов для нагрузки площадью, которой ординаты

$$z = \frac{M}{EI\cos\varphi} = \frac{M}{EI_0} = \frac{y}{EI_0};$$

y изменяется по параболе; площадь эпюры моментов от такой нагрузки имеет ординату

$$\zeta = \delta_{mh} = \frac{fl^2}{3EI_0}\left(\frac{x^4}{l^4} - \frac{2x^3}{l^3} + \frac{x}{l}\right).$$

Поделив δ_{mh} на δ_{hh} — постоянное число, получим линию влияния, которая вообще близка к какой-то параболе; выберем эту параболу так, чтобы площадь ее была равна площади найденной линии влияния; для этого необходимо, чтобы искомая парабола имела стрелу η_0', удовлетворяющую условию

$$\frac{2}{3}l\eta_0' = \int\delta_{mh}\cdot dx;$$

подставляя предыдущее значение δ_{mh}, получим:

$$\eta_0' = \frac{fl^2}{10EI_0},$$

а стрела параболы, изображающей линию влияния, будет

$$\left.\begin{aligned}\eta_0 &= \frac{\eta_0'}{\delta_{hh}} = \frac{3l}{16f}\cdot\gamma,\\ \gamma &= \frac{1}{1+\frac{15}{8}\frac{I_0}{\omega_0 f^2}}\end{aligned}\right\} \qquad [79]$$

где

14. Свод при определенной нагрузке. — На основании соображений, изложенных в п° 9, имеем

$$H = \frac{\delta_{oh}}{\delta_{hh}}, \qquad [80]$$

где δ_{oh} — перемещение точки приложения силы H под действием действительной нагрузки, приложенной к основной системе, т. е. к арке, у которой одна опора может перемещаться по площадке, параллельной H (фиг. 19).

НБ УДУНТ (ДИТ)

По уравнению [24], относя N_l, M_l, к случаю действительной нагрузки, когда

$$N_l = N_0,$$
$$M_l = M_0,$$

а N_k и M_k — к случаю действия на основную систему нагрузки $H = -1$, причем

$$N_k = -\cos\varphi,$$
$$M_k = -y,$$

получим

$$\delta_{oh} = -\int_0^s \frac{N_0 \cos\varphi}{E\omega}\,ds - \int_0^s \frac{N_0 y}{E\omega r}\,ds - \int_0^s \frac{M_0 y}{EI}\,ds - \int_0^s \frac{M_0 \cos\varphi}{E\omega r}\,ds. \qquad [81]$$

Интегрирование должно быть взято по длине всего свода, а если свод симметрично очерчен, — можно взять удвоенное значение интегралов на длине полусвода.

В большинстве случаев членами с r в знаменателе можно пренебречь.

Величина δ_{hh} имеет прежнее значение по формуле [30].

Таким образом, для решения задачи нужно подсчитать 7 интегралов, а если отбросить члены с r, то всего 4.

Частный случай. — Для свода параболического очертания при загружении его по всему пролету равномерной нагрузкой g на единицу длины по приближенной формуле [79] будем иметь распор

$$H_g = \frac{2}{3} l \eta_0 g = \frac{g l^2}{8f} \nu,$$

где

$$\nu = \frac{1}{1 + \frac{15}{8}\frac{I_0}{\omega_0 f^2}}.$$

При этой нагрузке в замке развивается момент изгиба

$$M_0 = \frac{gl^2}{8}(1 - \nu).$$

При загружении тою же нагрузкой половины пролета

$$H_g' = \frac{gl^2}{16f}\nu.$$

Момент в середине ненагруженного полусвода $\left(x = \frac{l}{4}\right)$ будет

$$M = \frac{gl^2}{32}\left(1 - \frac{3}{2}\nu\right).$$

Изменение температуры на $t°$ вызывает распор

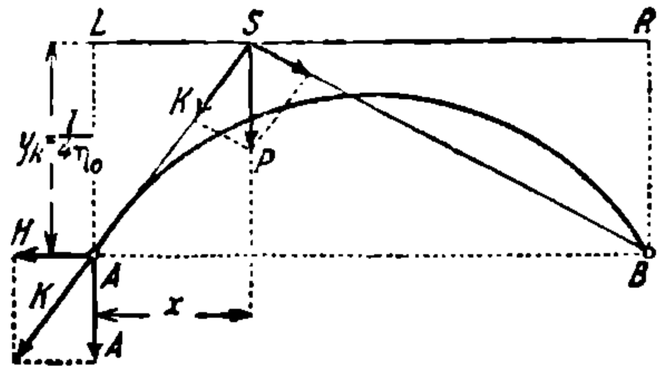
$$H_t = \frac{lat}{\delta_{hh}}.$$

Беря δ_{hh} по [78], пренебрегая первым членом, получим

$$H_t = \frac{l\alpha t \cdot 15\, EI_0}{8 f^2 l} = \frac{15}{8}\frac{\alpha t\, EI_0}{f^2}.$$

15. Кривая опорных давлений, как известно, дает возможность быстро находить пределы невыгоднейшего загружения арки. Если эта кривая LR (фиг. 22), то из чертежа имеем уравнение ее

$$y_k = \frac{A}{H}x.$$



Фиг. 22.

Когда H изменяется по параболе, т. е. когда линия влияния может быть выражена параболой с ординатой вершины η_0, и когда уравнение ее

$$H = \frac{4\eta_0\, x(l-x)}{l^2},$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

а для величины A уравнение при этом будет:

$$A=\frac{l-x}{l},$$

тогда

$$y_k=\frac{l}{4\eta_0},$$

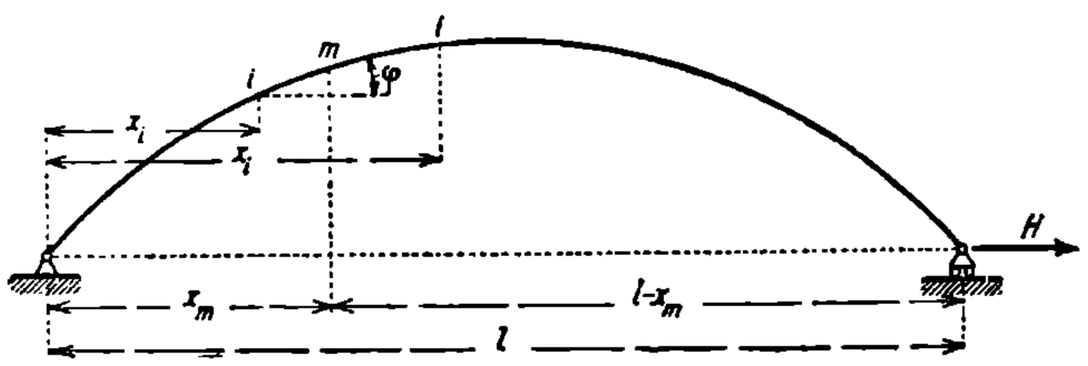
т. е. представляет *прямую LR*, находящуюся в расстоянии $\frac{l}{4\eta_0}$ от линии, соединяющей пяты арки, и ей параллельную. Ордината η_0 определяется по предыдущему.

§ 4. АРКА С ЗАТЯЖКОЙ.

16. Линии влияния.— Основная система изображена на фиг. 23. Основное уравнение [14] при статически неопределимом H будет

$$\Sigma P_m \delta_{mh} - \delta_{hh} \cdot H = -\delta_h - \delta_{ht} + A_h \cdot \delta_A.$$

Колебания температуры на арку с затяжкой при одинаковости температуры арки и затяжки не вызывает напряжений: $\delta_{ht}=0$. Отклонения опор по конструкции не влияют на деформации арки: $A_h \cdot \delta_A = 0$.



Фиг. 23.

Остается

$$\Sigma P_m \cdot \delta_{mh} - \delta_{hh} \cdot H = -\delta_h,$$

откуда

$$H=\frac{\Sigma P_m \delta_{mh}+\delta_h}{\delta_{hh}}. \qquad [82]$$

Для ординаты линии влияния распора H имеем формулу

$$=\frac{\delta_{mh}+\delta_h}{\delta_{hh}}. \qquad [83]$$

Здесь, повторяем,

δ_{mh} — перемещение точки приложения силы $P=1$ вдоль этой силы, когда на основную систему действует $H=-1$;

δ_{hh} — перемещение точки приложения силы H вдоль этой силы, при нагрузке $H=-1$;

δ_h — перемещение точки приложения силы H вдоль этой силы, когда на основную систему действует данная нагрузка, т.-е. $P=1$ и вызываемый ею распор H; это перемещение равно удлинению затяжки.

По формуле [73] для симметричной арки, пренебрегая членом, содержащим r, имеем

$$\delta_{hh}=2\int_0^{s/2}\frac{\cos^2\varphi}{E\omega}\,ds+2\int_0^{s/2}\frac{y^2\,ds}{EI},$$

Удлинение затяжки, площадь сечения которой ω_0, длина l, коэффициент упругости E_0,

$$\delta_h=-\frac{H\cdot l}{E_0\omega_0} \quad \text{или} \quad \delta_h=-\frac{\eta_h\, l}{E_0\omega_0}.$$

Вставляя в [83], получим:

$$\eta_h=\frac{\delta_{mh}}{\delta_{hh}+\frac{l}{E_0\omega_0}}.$$

Для δ_{mh} по формуле [25] имеем

$$\delta_{mh}=\int_0^s\frac{M_m M_h}{EI}\,ds+\int_0^s\frac{N_m N_h}{E\omega}ds,$$

где M_m и N_m — момент и нормальная сила в сечениях 0, 1, 2 . . i основной системы, когда груз $P=1$ находится в сечении m

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для какого-нибудь сечения i имеем (фиг. 23)

$$\text{при } x_i < x_m \qquad M_m = \frac{l - x_m}{l} x_i; \qquad N_m = -\frac{(l - x_m)\sin\varphi_i}{l},$$

$$\text{при } x_i > x_m \qquad M_m = \frac{x_m (l - x_i)}{l} \qquad N_m = -\frac{x_m \sin\varphi_i}{l}.$$

Что касается M_h и N_h — момента и нормальной силы в сечениях основной системы, когда на нее действует $H = -1$, то имеем

$$M_h = -y; \qquad N_h = -\cos\varphi;$$

следовательно,

$$\delta_{mh} = -\int_0^s \frac{M_m y}{EI}\,ds + \int_0^s \frac{N_m \cos\varphi}{E\omega}\,ds.$$

Во втором слагаемом поставлен плюс, чтобы в дальнейшем не брать N_m с минусом. Таким образом, для определения ординаты η_h имеем все необходимые величины.

Получив линию влияния распора, можем найти ординаты линий влияния моментов изгиба и нормальных сил для любого сечения.

17. Арка при определенной нагрузке. — Из предыдущего имеем для статически неопределимой величины

$$H = \frac{\Sigma P_m \delta_{mh} + \delta_h}{\delta_{hh}},$$

где δ_{hh} и δ_h берутся по предыдущему, т. е. для симметричной арки

$$\delta_{hh} = 2\int_0^{s/2} \frac{\cos^2\varphi}{E\omega}\,ds + 2\int_0^{s/2} \frac{y^2}{EI}\,ds$$

$$\delta_h = -\frac{Hl}{E_0\omega_0}.$$

Что касается $\Sigma P_m \cdot \delta_{mh}$, то оно (стр. 467) равно δ_{oh}, т. е. перемещению точки приложения H при действии на *основную* систему *данной* нагрузки. Это перемещение найдем по формуле 25]

$$\delta_{oh} = \int_C \frac{M_0 M_h}{EI}\,d + \int_0^s \frac{N_0 N_h}{E\omega}\,ds,$$

где M_0 и N_0 — величины моментов и нормальных сил в сечениях основной системы, при действии данной нагрузки; M_h и N_h — те же величины при действии $H = -1$, т. е.

$$M_h = -y; \qquad N_h = -\cos\varphi.$$

Следовательно,

$$\delta_{oh} = -\int_0^s \frac{M_0 y}{EI}\,ds + \int_0^s \frac{N_0 \cos\varphi}{E\omega}\,ds;$$

$$H = \frac{\delta_{oh}}{\delta_{hh} + \dfrac{l}{E_0\omega_0}}.$$

Для эскизных расчетов можно: принять ω и I для арки постоянными, в выражении δ_{hh} пренебречь первым слагаемым по сравнению со вторым, а во втором слагаемом выражения δ_{oh} величину $N_0 \cos\varphi$ заменить величиною H', найденной как для трехшарнирной арки.

Тогда будем иметь:

$$\delta_{hh} = \frac{2}{EI}\int_0^{s/2} y^2\,ds$$

$$\delta_{oh} = -\frac{1}{EI}\int_0^s M_0 y\,ds + \frac{H's}{E\omega}.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

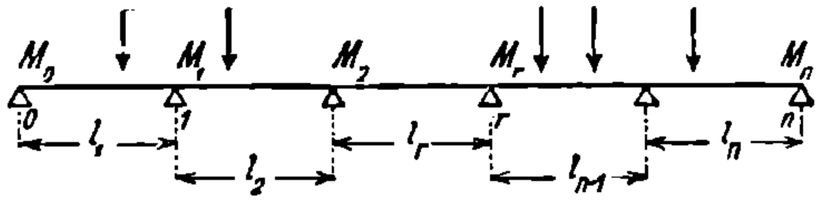
Б. ИЗ ТЕОРИИ НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛОК.

Здесь мы имеем в виду напомнить формулы и уравнения, относящиеся к расчету неразрезных балок, часто встречающихся в железобетонных мостах, а также привести наиболее удобный, на наш взгляд, способ построения *линий влияния.*

§ 5. ЛИНИИ ВЛИЯНИЯ.

Построение линий влияния изложим, исходя из тех же общих начал, что и для сводов; линия прогибов от некоторой фиктивной нагрузки и есть линия влияния при известном масштабе для ординат.

18. Уравнения трех моментов. — Примем, как обыкновенно делается в видах упрощения решения для общего случая, опорные моменты M_1, $M_2 \ldots M_{n-1}$ (фиг. 24) за статически неопределимые величины. Общие уравнения [14], число которых отвечает числу статически неопределимых величин, примут здесь вид так называемых уравнений трех моментов:

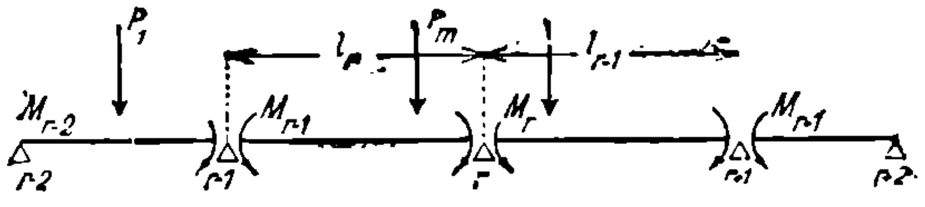


Фиг. 24.

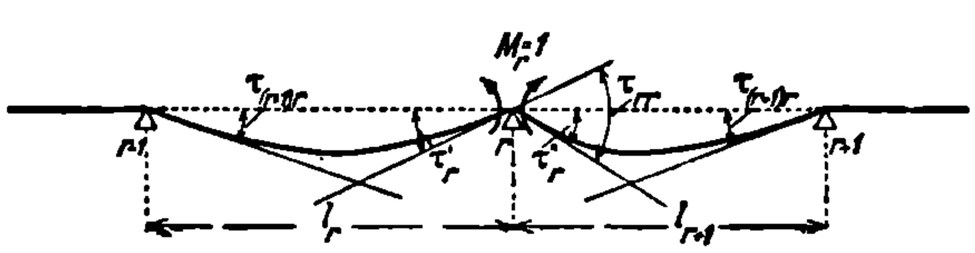
$$\Sigma P_m \delta_{mr} + \tau_{(r-1)\,r} M_{r-1} + \tau_{rr} M_r + \tau_{(r+1)r} M_{r+1} = + L_r. \qquad [84]$$

Это типовое уравнение получается следующим путем, аналогичным пути получения уравнений [14].

Разрезаем балку (фиг. 25) на опорах и в разрезах прикладываем статически неопределимые величины M_1, $M_2 \ldots$, $M_r \ldots$, M_{n-1}. *Основная* статически определимая система представится в виде *ряда простых балок*, свободно лежащих на опорах. Возьмем два состояния нагружения этой основной системы: 1) действительное (фиг. 25), когда действуют грузы P_m и моменты M_1, $M_2, \ldots M_{n-1}$, и 2) примерное (фиг. 26) когда действует только момент над r-ой опорой $M_r = 1$:



Фиг. 25.



Фиг. 26.

Действительная нагрузка основной системы (фиг. 25):	Нагрузка основной системы моментом $M_r = 1$ (фиг. 26):
Силы $P_m \ldots$	δ_{mr}—перемещения точек приложения сил P_m
$M_0 = 0$	0
M_1	0
$\ldots$	$\ldots$
$M_{r-2} \ldots$	0
M_{r-1}	$\tau_{(r-1)r}$
$M_r \ldots$	τ_{rr}
$M_{r+1} \ldots \ldots \ldots \ldots$	$\tau_{(r+1)r}$
$M_{(r+2)}$	0
$\ldots$	$\ldots$
$M_{n-1} \ldots$	0
$M_n = 0$	0

перемещения (повороты) точек приложения опорных моментов.

НБ УДУНТ (ДПТ)

Реакции опор		0 — перемещения опор основной системы
перемещения точек приложения опорных моментов от действит. нагрузки, от измен. температуры и от осадки опор (повороты).	$\left.\begin{matrix}\tau_{r-1}\\ \tau_r\\ \tau_{r+1}\end{matrix}\right\} = 0$ [1])	$\begin{matrix}0\\ M_r = 1\\ 0\end{matrix}$ действующая сила.
вертикальные перемещения опор от осадки, изменений температуры опор и пр.	$\left.\begin{matrix}\delta_{(r-1)A}\\ \delta_{rA}\\ \delta_{(r+1)A}\end{matrix}\right.$	$\left.\begin{matrix}A_{(r-1)r}\\ A_{rr}\\ A_{(r+1)r}\end{matrix}\right\}$ реакции опор основной системы при нагрузке парой $M_r = 1$; работу всех опор при этом обозначим через L_r.

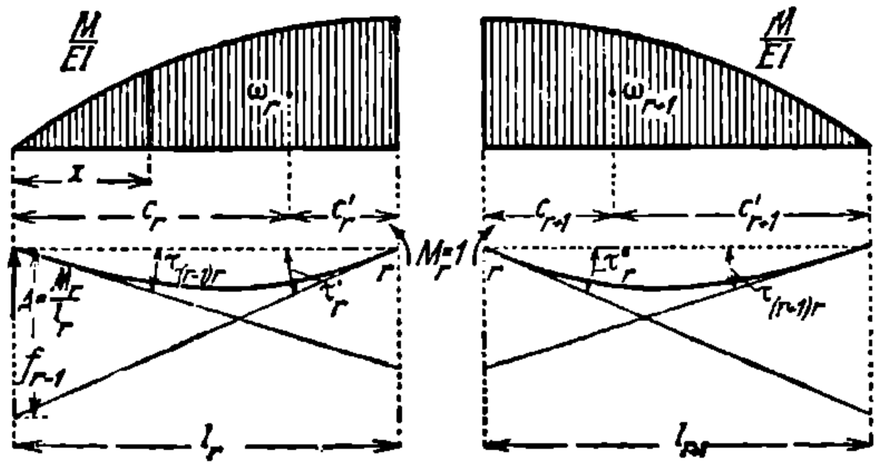
Входящие в уравнения типа [84] известные величины определяются следующим образом.

Угол $\tau_{rr} = \tau'_r + \tau''_r$, где последние суть углы поворота концов стержней под действием момента $M_r = 1$, приложенного к концам над опорой r. Для пролета l_r (фиг. 27) реакция левой опоры

$$A = \frac{M_r}{l_r} = \frac{1}{l_r}.$$

Момент в каком-нибудь сечении бруска, отстоящем на x от левой опоры,

$$M = Ax = \frac{x}{l_r}$$



Фиг. 27.

Изогнутую ось балки можно принять за веревочную кривую для сплошной нагрузки балки, ордината которой (нагрузки) в сечении x равна $\frac{M}{EI}$ (фиг. 27). Отрезок f_{r-1}, отсекаемый веревочной кривой на опорной вертикали, есть статический момент всей площади нагрузки $\frac{M}{EI}$ относительно левой опоры. Обозначим эту площадь через ω_r, а плечо центра тяжести до левой и правой опор через c_r и c'_r; тогда для малых деформаций балки

$$f_{r-1} = l_r \tau_r' = \omega_r c_r,$$

откуда

$$\tau_r' = \frac{\omega_r c_r}{l_r} = \alpha_r', \qquad [85]$$

где α'_r — давление на опору r от нагрузки площадью $\frac{M}{EI}$ пролета r.

Точно также

$$\tau_r'' = \frac{\omega_{r+1} \cdot c_{r+1}'}{l_{r+1}} = \alpha_r'' \qquad [86]$$

и

$$\tau_{rr} = \frac{\omega_r c_r}{l_r} + \frac{\omega_{r+1} c_{r+1}'}{l_{r+1}} = \beta_r, \qquad [87]$$

где β_r — давление на опору r от загружения площадью $\frac{M}{EI}$ обоих смежных пролетов.

На тех же основаниях

$$\tau_{(r-1)r} = \frac{\omega_r c_r}{l_r} = \alpha_{r-1}; \qquad [88]$$

$$\tau_{(r+1)r} = \frac{\omega_{r+1} c_{r+1}}{l_{r+1}} = \alpha_{r+1}, \qquad [89]$$

где α_{r-1} и α_{r+1} — давления на опоры $r-1$ и $r+1$ от нагрузки площадью $\frac{M}{EI}$ каждого из рассматриваемых пролетов.

Для *частного случая*, когда момент инерции для каждого пролета — постоянная величина, а именно, когда для пролета l_r он равен I_r и для пролета l_{r+1} равен I_{r+1}, моментные площади

---

[1]) Равны нулю, так как остаются неразрезанными.

НБ УДУНТ (ДИТ)

нагрузок $\frac{M}{EI}$ будут треугольники, так как момент M для какого-нибудь сечения балки x равен Ax, где A постоянная величина $\frac{1}{l_r}$. Будем иметь

$$\omega_r = \frac{1}{EI_r}\ \frac{l_r}{2}; \qquad \omega_{r+1} = \frac{1}{EI_{r+1}}\ \frac{l_{r+1}}{2};$$

$$c_r = \frac{2}{3} l_r; \qquad c'_r = l_r; \qquad c_{r+1} = \frac{1}{3} l_{r+1}; \qquad c_{r+1}' = \frac{2}{3} l_{r+1};$$

$$\alpha'_r = \frac{l_r}{3\,EI_r}; \qquad \alpha_{r-1} = \frac{l_r}{6\,EI_r}; \qquad \alpha_r'' = \frac{l_{r+1}}{3\,EI_{r+1}}; \qquad \alpha_{r+1} = \frac{l_{r+1}}{6\,EI_{r+1}}.$$

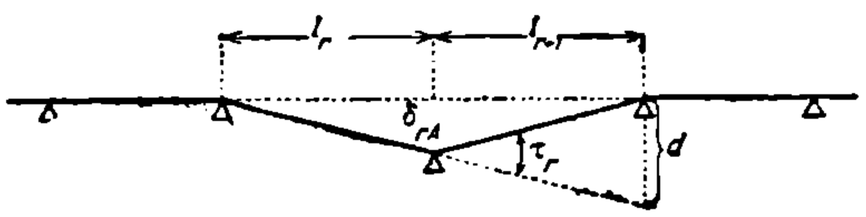
И таким образом будем иметь для уравнений [84]

$$\tau_{(r-1)r} = \frac{l_r}{6\,EI_r}; \quad \tau_{rr} = \frac{1}{3\,E}\left(\frac{l_r}{I_r} + \frac{l_{r+1}}{I_{r+1}}\right); \quad \tau_{(r+1)r} = \frac{l_{r+1}}{6\,EI_{r+1}}. \qquad [90]$$

Когда для всех пролетов I постоянно и одинаково, будем иметь

$$\tau_{(r-1)r} = \frac{l_r}{6\,EI}; \quad \tau_{rr} = \frac{1}{3\,EI}(l_r + l_{r+1}); \quad \tau_{(r+1)r} = \frac{l_{r+1}}{6\,EI} \qquad [91]$$

Что касается угла τ_r поворота концов балок над опорою r основной системы вследствие изменения высоты опоры на δ_{rA} от осадки фундамента и опоры, от упругого изменения ее высоты, от неточности установки и от действия на нее температуры, то по фиг. 28 имеем



Фиг. 28.

$$\tau_r = \frac{d}{l_{r+1}} = \frac{\delta_{rA}\,(l_r + l_{r+1})}{l_r\,l_{r+1}} = \delta_{rA}\left(\frac{1}{l_r} + \frac{1}{l_{r+1}}\right). \qquad [92]$$

Для случая точной установки и неизменного положения опор уравнение трех моментов [84] принимает вид:

$$\tau_{(r-1)r}\,M_{r-1} + \tau_{rr}\,M_r + \tau_{(r+1)r}\,M_{r+1} = -\Sigma\,P_m\,\delta_{mr}. \qquad [93]$$

Если бы удалось, подобно тому, как в сводах, привести $\tau_{(r-1)r}$ и $\tau_{(r+1)r}$ к нулю, то получили бы для линии влияния такое же прямое соотношение с линией прогибов δ_{mr}, как в сводах. Но здесь это не достигнуто. Можно лишь, пользуясь теорией фокусов неразрезных балок, выделить два уравнения вида [93] с двумя неизвестными и решить их относительно неизвестных моментов, что немного сложнее.

19. Положение фокусов. — Положение фокусов F' и F'' определяет величины опорных моментов незагруженных пролетов и связано некоторым взаимным соотношением, которое мы и установим здесь.

Возьмем два незагруженные пролета l_r и l_{r+1} (фиг. 29).

Имеем вообще:

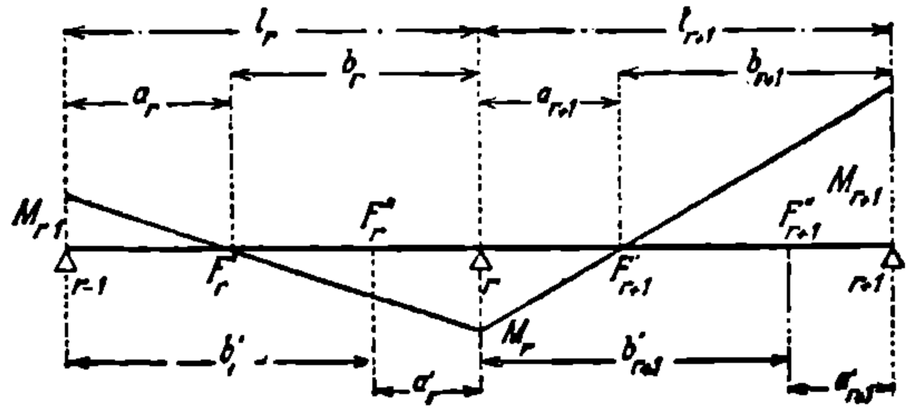
$$M_r = -k_r\,M_{r-1}, \qquad [94]$$

где

$$k_r = \frac{b_r}{a_r};$$

в частности

$$M_{r-1} = -\frac{1}{k_r}\,M_r; \qquad M_{r+1} = -k_{r+1}\,M_r.$$



Фиг. 29.

Кроме того, для двух незагруженных пролетов можем написать, по [93],

$$\tau_{(r-1)r}\,M_{r-1} + \tau_{rr}\,M_r + \tau_{(r+1)r}\,M_{r+1} = 0;$$

подставляя предыдущие выражения, получим:

$$k_{r+1} = \frac{\tau_{rr}}{\tau_{(r+1)r}} - \frac{\tau_{(r-1)r}}{k_r\,\tau_{(r+1)r}}. \qquad [95]$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Это выражает взаимную связь между фокусами F'. Для фокусов F'' имеем соответственно

$$k'_r = \frac{\tau_{rr}}{\tau_{(r-1)r}} - \frac{\tau'_{(r+1)r}}{\tau_{(r-1)r}} \cdot \frac{1}{k'_{r+1}}, \qquad [96]$$

причем

$$k'_r = \frac{b'_r}{a'_r}.$$

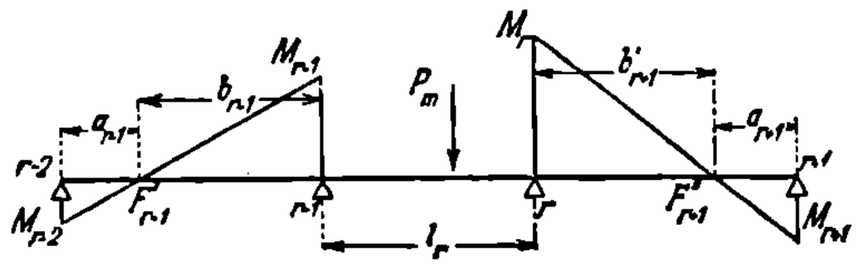
Зная, что $k_1 = \infty$ для первого пролета (F_1' совпадает с опорой 0), найдем все прочие k F_n'' совпадает с крайней правой опорой n, и потому $k_n' = \infty$; найдем все прочие k'.

20. Построение линий влияния. — Теперь вернемся к нашей задаче; напишем два последовательные уравнения трех моментов для груза $P = 1$:

$$\left.\begin{aligned} \tau'_{(r-2)(r-1)}\, M_{r-2} + \tau_{(r-1)(r-1)}\, M_{r-1} + \tau_{r(r-1)}\, M_r &= -\delta_{m(r-1)} \\ \tau_{(r-1)r}\, M_{r-1} + \tau_{rr}\, M_r + \tau_{(r+1)r}\, M_{r+1} &= -\delta_{mr} \end{aligned}\right\}; \qquad [97]$$

коэффициенты первого уравнения отвечают нагрузке основной системы парой $M_{r-1} = 1$; второго уравнения — нагрузке парою $M_r = 1$.

Если условимся теперь ограничить определение линий влияния на основании уравнений [97] лишь *одним пролетом* l_r, то при действительности уравнений [97] будем иметь загружение лишь одного пролета, а потому (фиг. 30) при любых значениях M_{r-1} и M_r будем иметь



Фиг. 30.

$$\left.\begin{aligned} M_{r-2} &= -\frac{1}{k_{r-1}} M_{r-1} \\ M_{r+1} &= -\frac{1}{k'_{r+1}} M_r \end{aligned}\right\}. \qquad [98]$$

Эти соотношения дают возможность из уравнений [97] исключить две неизвестные; получим

$$-\frac{\tau_{(r-2)(r-1)}}{k_{r-1}} M_{r-1} + \tau_{(r-1)(r-1)}\, M_{r-1} + \tau_{r(r-1)}\, M_r = -\delta_{m(r-1)};$$

$$\tau_{(r-1)r}\, M_{r-1} + \tau_{rr}\, M_r - \frac{\tau_{(r+1)r}}{k'_{r+1}} M_r = -\delta_{mr}.$$

Но $\tau_{r(r-1)} = \tau_{(r-1)r}$ по теореме взаимности. Последние уравнения перепишем в таком виде:

$$M_{r-1}\left(\tau_{(r-1)(r-1)} - \frac{\tau_{(r-2)(r-1)}}{k_{r-1}}\right) + \tau_{r(r-1)}\, M_r = -\delta_{m(r-1)};$$

$$\tau_{r(r-1)}\, M_{r-1} + M_r\left(\tau_{rr} - \frac{\tau_{(r+1)r}}{k'_{r+1}}\right) = -\delta_{mr}.$$

Выражения же в скобках по формулам [95] и [96] равны: первое $k_r\, \tau_{r(r-1)}$, а второе $k'_r \tau_{r(r-1)}$; предыдущие уравнения можно переписать так.

$$k_r\, \tau_{r(r-1)}\, M_{r-1} + \tau_{r(r-1)}\, M_r = -\delta_{m(r-1)};$$

$$\tau_{r(r-1)} M_{r-1} + k_r'\, \tau_{r(r-1)}\, M_r = -\delta_{mr},$$

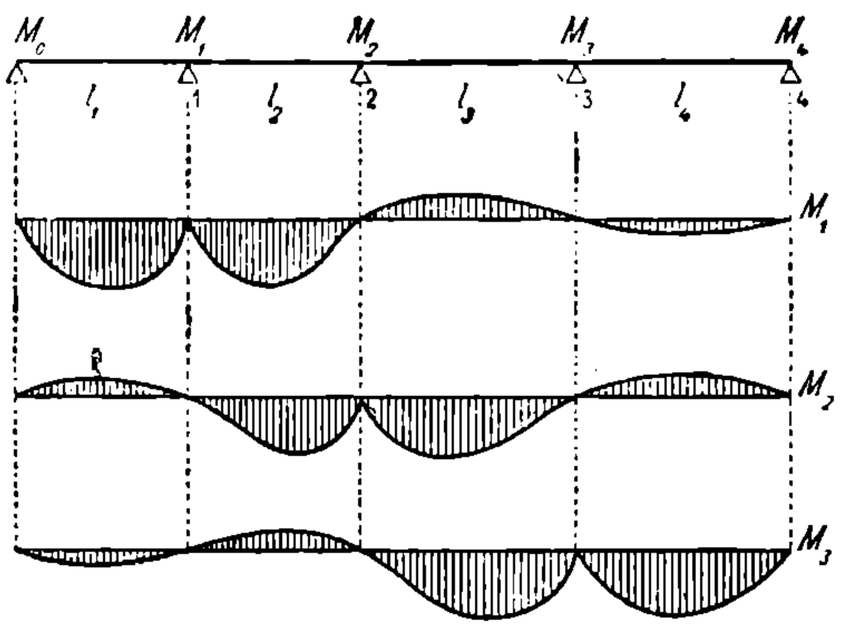
откуда

$$\left.\begin{aligned} M_{r-1} &= \frac{\delta_{mr} - k_r'\, \delta_{m(r-1)}}{\tau_{r(r-1)}\,(k_r k_r' - 1)} \\ M_r &= \frac{-\delta_{mr}\, k_r + \delta_{m(r-1)}}{\tau_{r(r-1)}\,(k_r k_r' - 1)} \end{aligned}\right\}. \qquad [99]$$

Пользуясь этими уравнениями и свойством фокусов, выражаемым уравнением [94] или [98], легко по значениям ординат прогиба точек m получить ординаты линий влияния для опорных моментов.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Например, для балки в 4 пролета (фиг. 31) план действий будет такой:



Фиг. 31.

а) прикладывая последовательно пары $M_1 = 1$, $M_2 = 1$, $M_3 = 1$, найдем

для пролета l_1 . . . δ_{m1};

для пролета l_2 . . δ_{m1} и δ_{m2} — эти две кривые зеркально подобны;

для пролета l_3 . . δ_{m2} и δ_{m3} — кривые зеркально подобны;

для пролета l_4 . . δ_{m3};

б) находим величины τ и положение фокусов.

Для получения линии влияния момента M_1:

1) Ставим $P = 1$ на пролете l_1; по формулам [99] ($r = 1$) имеем:

$$M_{r-1} = M_0 = 0; \qquad M_r = M_1;$$

$$M_1 = - \frac{\delta_{m1} k_1}{\tau_{01} (k_1 k_1' - 1)}$$

но $k_1 = \infty$, следовательно,

$$M_1 = - \frac{\delta_{m1}}{\alpha_0 k_1'},$$

т. е. по величине ординат получим участок линии влияния соответственно первому пролету.

2) Загружаем грузом 1 пролет l_2; по формулам [99]

$$M_{r-1} = M_1; \qquad M_r = M_2;$$

$$M_1 = \frac{\delta_{m2} - k_2' \delta_{m1}}{\tau_{21} (k_2 k_2' - 1)};$$

здесь δ_{m2} и δ_{m1} относятся к пролету l_2; по этому выражению находим ординаты линии влияния M_1 на участке, отвечающем пролету l_2.

3) Загружаем грузом 1 пролет l_3; по формуле [99]

$$M_2 = \frac{\delta_{m3} - k_3' \delta_{m2}}{\tau_{32} (k_3 k_3' - 1)}$$

δ_{m3} и δ_{m2} относятся к пролету l_3; затем по [94]

$$M_1 = - \frac{1}{k_2} M_2;$$

по этому последнему выражению находим ординаты линии влияния M_1 на участке, отвечающем пролету l_2.

4) Загружаем пролет l_4; по формуле [99] имеем:

$$M_3 = \frac{- k_4' \delta_{m3}}{\tau_{43} (k_4' k_4 - 1)};$$

$k'_4 = \infty$, поэтому

$$M_3 = - \frac{\delta_{m3}}{\tau_{43} k_4},$$

затем

$$M_2 = - \frac{M_3}{k_3};$$

$$M_1 = - \frac{M_2}{k_2} = \frac{M_3}{k_2 k_3} = - \frac{\delta_{m3}}{\tau_{43} k_2 k_3 k_4};$$

по этому выражению находим ординаты линии влияния M_1 соответственно четвертому пролету.

Таким же путем находим линии влияния для M_2 и M_3, после чего можно построить по точкам линии влияния для моментов и поперечных сил в различных сечениях балки, а также для опорных давлений.

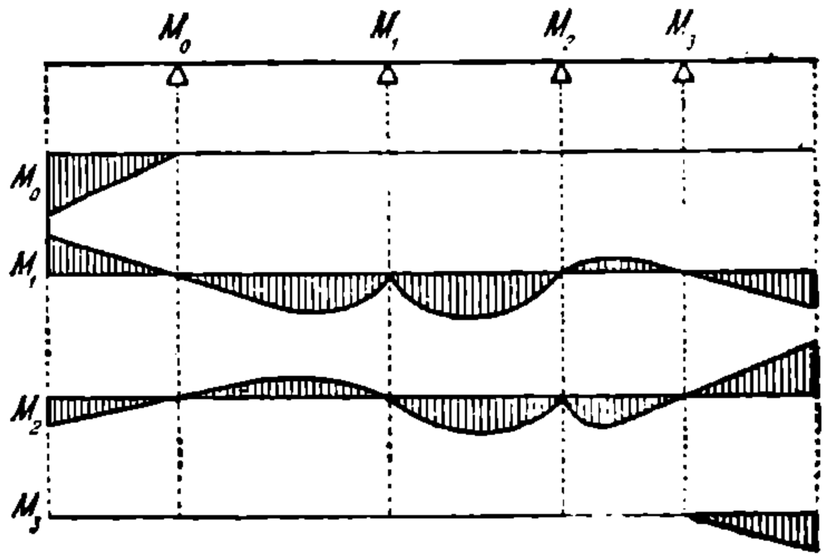
При симметрично расположенных опорах балки относительно ее средины, задача упрощается.

НБ УДУНТ (ДИТ)

21. Неразрезная балка с консолями. — Если неразрезная балка имеет свешивающиеся концы (фиг. 32), то линии влияния опорных моментов имеют примерно вид, изображенный на этой фигуре. Что касается моментов M_1 и M_2, то линии влияния на протяжении между крайними опорами имеют вид как для случая, когда консолей нет, так как ненагруженная консоль не имеет значения. Если же, например левая консоль нагружена, то M_0 не равно нулю; по формуле [98] для пролетов правее загружен, ного, имеем:

$$M_1 = -\frac{M_0}{k_1'}; \quad M_2 = -\frac{M_1}{k_2'} = \frac{M_0}{k_1' k_2'};$$

по этим выражениям, зная M_0, можно вычислить ординаты линий влияния для M_1 и M_2 под левой консолью.



Фиг. 32.

Для случая нагрузки грузом 1 правой консоли имеем по [98] для пролетов левее загруженного:

$$M_2 = -\frac{M_3}{k_3}; \qquad M_1 = -\frac{M_2}{k_2} = \frac{M_3}{k_3 k_2};$$

по этим формулам можно нанести ординаты линии влияния для M_1 и M_2 на участке под правой консолью.

22. Частные случаи. — Рассмотрим ближе некоторые часто встречающиеся частные случаи неразрезных балок.

1) *Балка в два равных пролета* с постоянным для всей ее длины моментом инерции I. По формулам [91] имеем

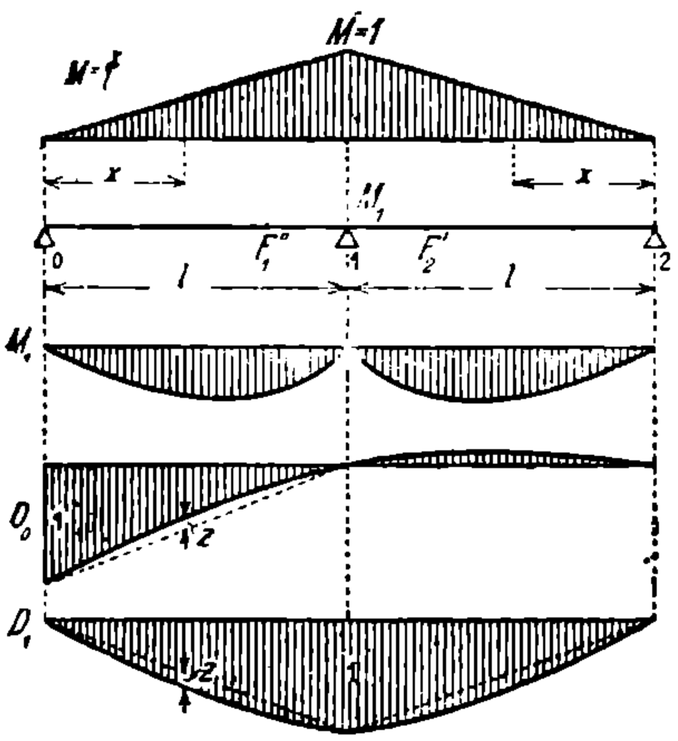
$$\tau_{01} = \frac{l}{6EI}; \qquad \tau_{11} = \frac{2l}{3EI}; \qquad \tau_{21} = \frac{l}{6EI}.$$

По [95] при $k_1 = \infty$,

$$k_2 = \frac{\tau_{11}}{\tau_{21}} - \frac{\tau_{10}}{k_1 \tau_{21}} = 4.$$

Вследствие симметрии также $k_1' = 4$ и $k_2' = \infty$.

Прогиб какой-нибудь точки m основной системы от действия $M_1 = 1$ есть момент от нагрузки балки (фиг. 33) моментной площадью $\frac{M}{EI}$; при постоянном значении EI можно за нагрузку взять просто площадь M, что даст δ_m преувеличенные в EI раз; запомним это.



Фиг. 33.

Момент для сечения x от моментной треугольной нагрузки при реакции левой опоры

$$A = \frac{1 \cdot l}{2} \cdot \frac{1}{3} l \cdot \frac{1}{l} = \frac{l}{6}$$

будет

$$M_x = EI\delta_{m1} = \frac{l}{6} x - \frac{x^2}{2l} \cdot \frac{x}{3} = \frac{lx}{6}\left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right);$$

$$\delta_{m1} = \frac{lx}{6EI}\left(1 - \frac{x^2}{l^2}\right).$$

Применяя формулы [99] при $r = 1$ (для первого пролета), имеем:

$$M_1 = \frac{\delta_{m1}}{\tau_{01} k_1'} = \frac{x}{4}\left[1 - \left(\frac{x}{l}\right)^2\right].$$

Полагая $x = \lambda l$, где λ — дробь, получим:

$$M_1 = \frac{\lambda}{4}(1 - \lambda^2) \cdot l = zl. \qquad [100]$$

По этой формуле можно непосредственно расчитать ординаты линии влияния для M_1. Разделив пролет на 10 равных частей и полагая последовательно $\lambda = 0;\ 0{,}1;\ 0{,}2;\ \ldots\ 1$, получим ординаты линии влияния для пролета 1; для пролета l ординаты надо умножить на l.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Участок линии влияния под вторым пролетом представляет зеркальное изображение участка под первым пролетом.

Опорное давление на левую опору

$$D_0 = D_0' - \frac{M_1}{l},$$

где D_0' — опорное давление от груза 1 для простой балки пролета l; для некоторого положения груза в расстоянии $x = \lambda l$ от левой опоры

$$D_0' = \frac{l - x}{l} = 1 - \lambda.$$

Таким образом

$$D_0 = 1 - \lambda - z. \qquad \text{где } z = \frac{\lambda}{4}(1 - \lambda^2).$$

Для ординат линии влияния на участке соответственно второму пролету $D_0' = 0$ и $D_0 = -z$.

Давление на среднюю опору

$$D_1 = D_1' + 2\frac{M_1}{l} = \lambda + 2z.$$

Линия влияния симметрична относительно средней опоры.

Приведем здесь таблицу ординат линий влияния для моментов и поперечных сил двухпролетной неразрезной балки с равными пролетами.

Ординаты линий влияния для двухпролетной неразрезной балки с равными пролетами.

Сечения	Момент на опоре M_{10}	Момент в средине пролета M_6	Момент для сечения 0,4 от крайней опоры M_4	Давление на среднюю опору D_{10}	Давление на крайнюю опору $D_0 = Q_0$	Попер. сила у средней опоры Q_{10}
0	0 $\times l$	0 $\times l$	0 $\times l$	0	1,0000	0
1	— 0,0248	+ 0,0376	+ 0,0501	0,1496	0,8752	0,1248
2	— 0,0480	+ 0,0760	+ 0,1008	0,2960	0,7520	0,2480
3	— 0,0682	+ 0,1159	+ 0,1527	0,4364	0,6318	0,3682
4	— 0,0840	+ 0,1580	+ 0,2064	0,5680	0,5160	0,4840
5	— 0,0938	+ 0,2031	+ 0,1625	0,6876	0,4062	0,5938
6	— 0,0960	+ 0,1520	+ 0,1216	0,7920	0,3040	0,6960
7	— 0,0893	+ 0,1053	+ 0,0843	0,8786	0,2107	0,7893
8	— 0,0720	+ 0,0640	+ 0,0512	0,9440	0,1280	0 8720
9	— 0,0427	+ 0,0286	+ 0,0229	0,9854	0,0573	0,9427
10	0	0	0	1,0000	0	1,0000
11	— 0,0427	— 0,0214	— 0,0171	0,9854	— 0,0427	0,0427
12	— 0,0720	— 0,0360	— 0,0288	0,9440	— 0,0720	0,0720
13	— 0,0893	— 0,0447	— 0,0357	0,8786	— 0,0893	0,0893
14	— 0,0960	— 0,0480	— 0,0384	0,7920	— 0,0960	0,0960
15	— 0,0938	— 0,0469	— 0,0375	0,6876	— 0,0938	0,0938
16	— 0,0840	— 0,0420	— 0,0336	0,5680	— 0,0840	0,0840
17	— 0,0682	— 0,0341	— 0,0273	0,4364	— 0,0682	0,0682
18	— 0,0480	— 0,0240	— 0,0192	0,2960	— 0,0480	0,0480
19	— 0,0248	— 0,0124	— 0,0099	0,1496	— 0,0248	0,0248
20	0	0	0	0	0	0

НБ УДУНТ (ДПТ)

Каждый пролет разделен на 10 частей сечениями через 0,1 пролета, занумерованными от 0 до 20. В таблице приведены ординаты для *опорного* момента (M_{10}), для момента в средине (M_5) пролета и для сечения 0,4 пролета от *крайней* опоры (M_4); приведены также ординаты для давления на *крайнюю* опору (D_0) и на *среднюю* (D_{10}) и для поперечных сил у крайней опоры (Q_0) и у *средней* опоры, левее ее (Q_{10}).

Ординаты для моментов надо умножить на l.

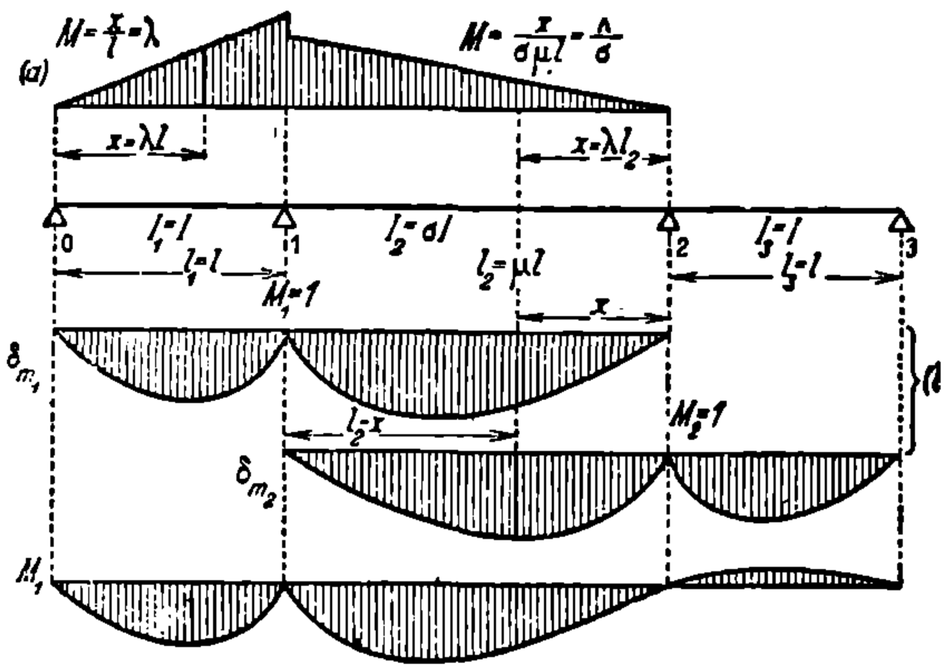
2) *Симметричная неразрезная балка в три пролета* (фиг. 34).—Крайние пролеты равны между собою и равны l; средний пролет $l_2 = \mu l$; в крайних пролетах балка имеет постоянный момент инерции I, в среднем $I_2 = \sigma I$.

По формулам [90] имеем для действия $M_1 = 1$:

$$\tau_{01} = \frac{l}{6EI};$$

$$\tau_{11} = \frac{l}{3EI} + \frac{\mu l}{3E\sigma I} = \frac{l}{3EI}\left(1 + \frac{\mu}{\sigma}\right);$$

$$\tau_{21} = \frac{\mu l}{6E\sigma I}.$$



Фиг. 34.

Действие $M_2 = 1$ не будем рассматривать так как оно имеет результаты, симметричные действию $M_1 = 1$.

По [95] при $k_1 = \infty$ имеем

$$k_2 = k_2' = \frac{\tau_{11}}{\tau_{21}} - \frac{\tau_{01}}{k_1\tau_{21}} = 2\left(\frac{\sigma}{\mu} + 1\right).$$

$$k_3 = k_1' \text{ (по симметрии).}$$

По [96] при $k_3' = \infty$ и $k_2' = k_2$ имеем:

$$k_1' = \frac{\tau_{11}}{\tau_{01}} - \frac{\tau_{21}}{\tau_{01}} \cdot \frac{1}{k_2'} = 2\left(1 + \frac{\mu}{\sigma}\right) - \frac{\mu}{\sigma} \cdot \frac{\mu}{2(\sigma + \mu)} = k_3.$$

Теперь найдем ординаты δ_{m1} линии прогибов при действии $M = 1$ на основную систему как ординаты эпюры моментов при нагрузке первого пролета треугольником, ординаты которого равны $\frac{M}{EI}$, а если опустить постоянное число EI, то ординаты треугольника нагрузки будут λ (фиг. 34, *a*).

Для второго пролета с тем же увеличением в EI раз δ_{m1} получается от нагрузки простой балки l_2 треугольником с ординатами $\frac{\lambda}{\sigma}$.

Ординаты δ_{m1} для *крайнего левого* пролета ($M_1 = 1$):

$$\delta_{m1} = \frac{\lambda(1 - \lambda^2)\, l^2}{6EI}$$

$x = \lambda l$ отсчитывается от *левой* опоры крайнего пролета.

Ординаты δ_{m1} для *среднего пролета* ($M_1 = 1$):

$$\delta_{m1} = \frac{\lambda(1 - \lambda^2)\, \mu^2 l^2}{6EI\sigma};$$

$x = \lambda l_2$ отсчитывается от *правой* опоры среднего пролета.

Ординаты δ_{m2} для *левого крайнего* пролета при действии $M_2 = 1$:

$$\delta_{m2} = 0.$$

Ординаты δ_{m2} для *среднего пролета* при действии $M_2 = 1$ получаются такие же, как δ_{m1} для сечения $l_2 - x$ (фиг. 34, *b*); чтобы получить δ_{m2}, нужно в выражение δ_{m1} вместо λ подставить $(1 - \lambda)$:

$$\delta_{m2} = \frac{\lambda(1 - \lambda)(2 - \lambda)\, \mu^2 l^2}{6EI\sigma},$$

$x = \lambda l_2$ отсчитывается от *правой* опоры среднего пролета.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Ордината δ_{m2} для *правого крайнего* пролета имеет выражение, как δ_{m1} для крайнего левого пролета, если условиться $x = \lambda l$ откладывать от правой опоры крайнего пролета:

$$\delta_{m2} = \frac{\lambda (1 - \lambda^2) l^2}{6 EI},$$

$x = \lambda l$ отсчитываются от *правой* опоры крайнего правого пролета.

Ординату линии влияния обозначим через η.

Для линии влияния *опорного момента* M_1 имеем:

1) η на участке пролета l_1:

Применяя формулы [99] для первого пролета, как для r-го загруженного имеем:

$$M_{r-1} = M_0 = 0;$$

$$\eta = (M_1) = \frac{-\delta_{m1} \cdot k_1}{\tau_{01} (k_1 k_1' - 1)} = -\frac{\delta_{m1}}{\tau_{01} k_1'} = -\frac{\lambda (1 - \lambda^2)}{k_1'} l; \qquad [101]$$

λ изменяется от 0 до 1 от левой опоры к правой.

2) η — на участке пролета l_2:

Применяя формулы [99] для пролета l_2, как для r-го загруженного, имеем:

$$M_{r-1} = M_1;$$

$$M_1 = \frac{\delta_{m2} - k_2' \delta_{m1}}{\tau_{21} (k_2 k_2' - 1)};$$

$$\eta = (M_1) = \frac{\lambda (1 - \lambda) \left[2 - \lambda - 2 \left(\frac{\sigma}{\mu} + 1\right) (1 + \lambda)\right]}{4 \left(\frac{\sigma}{\mu} + 1\right)^2 - 1} l_2; \qquad [102]$$

λ изменяется от 0 до 1 по направлению от опоры 2 к опоре 1 (фиг. 34).

3) η — на участке пролета l_3:

Применяя формулы [99] к загруженному пролету l_3 ($r = 3$), будем иметь:

$$M_2 = -\frac{k_2' \delta_{m2}}{\tau_{32} (k_3 k_3' - 1)} = -\frac{\delta_{m2}}{\tau_{01} k_3} = -\frac{\lambda (1 - \lambda^2)}{k_3} l.$$

По формуле [98]

$$M_1 = -\frac{1}{k_2} M_2;$$

следовательно,

$$\eta = (M_1) = +\frac{\lambda (1 - \lambda^2)}{k_3 k_2} l; \qquad [103]$$

λ изменяется от 0 до 1 от правой опоры к левой (от 3 к 2).

По формулам [101] — [103] можно вычислить ординаты линии влияния M_1. Линия влияния M_2 получается как зеркальное изображение линии M_1.

В частном случае, когда все три пролета равны между собой и имеют один постоянный момент инерции,

$$\sigma = 1, \ \mu = 1; \qquad k_1' = k_2 = 3^3/_4; \qquad k_2 = 4.$$

Затем для линии влияния M_1:

для участка l_1 $\quad \eta_1 = -\frac{4 \lambda (1 - \lambda^2)}{15} l;$ [104]

для участка l_2 $\quad \eta_1 = -\frac{\lambda (1 - \lambda) (2 + 5\lambda)}{15} l;$]105]

для участка l_3 $\quad \eta_1 = +\frac{\lambda (1 - \lambda^2)}{15} l.$ [106]

По этим формулам можно непосредственно вычислить ординаты линии влияния для M_1 (для M_2 — зеркальное изображение), меняя λ от 0 до 1 через известные промежутки в каждом пролете и откладывая соответственно абсциссы в 1 пролете от левой опоры к правой, в остальных от правой к левой.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Ординаты линий влияния моментов

(Для пролета 1; чтобы получить для пролета l, надо ординаты умножить на l).

№ ординаты	Опорный момент M_{10}	Моменты в сечениях первого пролета					Моменты в сечениях среднего пролета		
		M_2	M_4	M_6	M_8		M_{12}	M_{14}	M_{15}
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	— 0,0264	+ 0,07472	+ 0,04944	+ 0,03680	+ 0,02416	— 0,00112	— 0,0198	— 0,0132	— 0,0099
2	— 0,0512	+ 0,14976	+ 0,09952	+ 0,07440	+ 0,04928	— 0,00096	— 0,0384	— 0,0256	— 0,0192
3	— 0,0728	+ 0,12544	+ 0,15088	+ 0,11360	+ 0,07632	+ 0,00176	— 0,0546	— 0,0364	— 0,0273
4	— 0,0896	+ 0,10208	+ 0,20416	+ 0,15520	+ 0,10624	+ 0,00832	— 0,0672	— 0,0448	— 0,0336
5	— 0,1000	+ 0,08000	+ 0,16000	+ 0,20000	+ 0,14000	+ 0,02000	— 0,0750	— 0,0500	— 0,0375
6	— 0,1024	+ 0,05952	+ 0,11904	+ 0,14880	+ 0,17856	+ 0,03808	— 0,0768	— 0,0512	— 0,0384
7	— 0,0952	+ 0,04096	+ 0,08192	+ 0,10240	+ 0,12288	+ 0,06384	— 0,0714	— 0,0476	— 0,0357
8	— 0,0768	+ 0,02464	+ 0,04928	+ 0,06160	+ 0,07392	+ 0,09856	— 0,0576	— 0,0384	— 0,0288
9	— 0,0456	+ 0,01088	+ 0,02176	+ 0,02720	+ 0,03264	+ 0,04352	— 0,0342	— 0,0228	— 0,0171
10	— 0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	— 0,039	— 0,0078	— 0,0156	— 0,0195	— 0,0234	— 0,0312	+ 0,0458	+ 0,0306	+ 0,0230
12	— 0,064	— 0,0128	— 0,0256	— 0,0320	— 0,0384	— 0,0512	+ 0,1024	+ 0,0688	+ 0,0520
13	— 0,077	— 0,0154	— 0,0308	— 0,0385	— 0,0462	— 0,0616	+ 0,0686	+ 0,1142	+ 0,0870
14	— 0,080	— 0,0160	— 0,0320	— 0,0400	— 0,0480	— 0,0640	+ 0,0432	+ 0,1664	+ 0,1280
15	— 0,075	— 0,0150	— 0,0300	— 0,0375	— 0,0450	— 0,0600	+ 0,0250	+ 0,1250	+ 0,1750
16	— 0,064	— 0,0128	— 0,0256	— 0,0320	— 0,0384	— 0,0512	+ 0,0128	+ 0,0896	+ 0,1280
17	— 0,049	— 0,0098	— 0,0196	— 0,0245	— 0,0294	— 0,0392	+ 0,0054	+ 0,0598	+ 0,0870
18	— 0,032	— 0,0064	— 0,0128	— 0,0160	— 0,0192	— 0,0256	+ 0,0016	+ 0,0352	+ 0,0520
19	— 0,015	— 0,0030	— 0,0060	— 0,0075	— 0,0090	— 0,0120	+ 0,0002	+ 0,0154	+ 0,0230
20	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	+ 0,0114	+ 0,00228	+ 0,00456	+ 0,0057	+ 0,00684	+ 0,00912	0	— 0,0114	— 0,0171
22	+ 0,0192	+ 0,00384	+ 0,00768	+ 0,0096	+ 0,01152	+ 0,01536	0	— 0,0192	— 0,0288
23	+ 0,0238	+ 0,00476	+ 0,00952	+ 0,0119	+ 0,01428	+ 0,01904	0	— 0,0238	— 0,0357
24	+ 0,0256	+ 0,00512	+ 0,01024	+ 0,0128	+ 0,01536	+ 0,02048	0	— 0,0256	— 0,0384
25	+ 0,0250	+ 0,00500	+ 0,01000	+ 0,0125	+ 0,01500	+ 0,02000	0	— 0,0250	— 0,0375
26	+ 0,0224	+ 0,00448	+ 0,00896	+ 0,0112	+ 0,01344	+ 0,01792	0	— 0,0224	— 0,0336
27	+ 0,0182	+ 0,00364	+ 0,00728	+ 0,0091	+ 0,01092	+ 0,01456	0	— 0,0182	— 0,0273
28	+ 0,0128	+ 0,00256	+ 0,00512	+ 0,0064	+ 0,00768	+ 0,01024	0	— 0,0128	— 0,0192
29	+ 0,0066	+ 0,00132	+ 0,00264	+ 0,0033	+ 0,00396	+ 0,00528	0	— 0,0066	— 0,0099
30	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0

НБ УДУНТ (ДИТ)

Ординаты линий влияния реакций опор и поперечных сил.

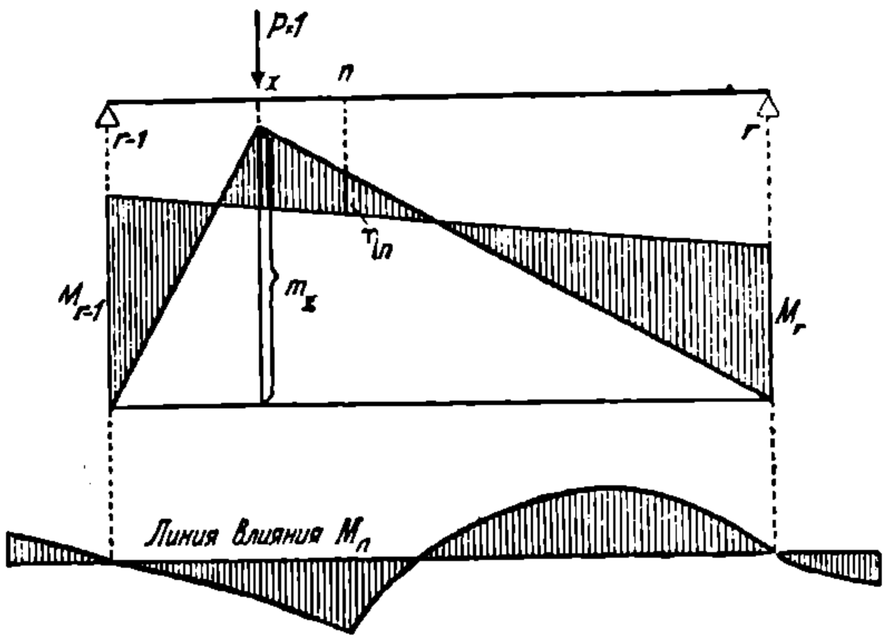
(Не зависят от величины пролета).

№ ординаты	Опорные реакции		Поперечные силы		
	$D_0 = Q_0$	D_{10}	Q'_{10} — левее опоры 10	Q''_{10} — правее опоры 10	Q_{15} в средине
0	— 1,0000	0	0	0	0
1	— 0,8736	— 0,1594	+ 0,1264	— 0,033	— 0,033
2	— 0,7488	— 0,3152	+ 0,2512	— 0,064	— 0,034
3	— 0,6272	— 0,4638	+ 0,3728	— 0,091	— 0,091
4	— 0,5104	— 0,6016	+ 0,4896	— 0,112	— 0,112
5	— 0,4000	— 0,7250	+ 0,6000	— 0,125	— 0,125
6	— 0,2976	— 0,8304	+ 0,7024	— 0,128	— 0,128
7	— 0,2048	— 0,9142	+ 0,7952	— 0,119	— 0,119
8	— 0,1232	— 0,9728	+ 0,8768	— 0,096	— 0,096
9	— 0,0547	— 1,0026	+ 0,9456	— 0,057	— 0,057
10	0	— 1,000	+ 1,000 0	0 — 1,000	0
11	+ 0,039	— 0,963	+ 0,039	— 0,924	+ 0,076
12	+ 0,064	— 0,896	+ 0,064	— 0,882	+ 0,168
13	+ 0,077	— 0,804	+ 0,077	— 0,728	+ 0,272
14	+ 0,080	— 0,696	+ 0,080	— 0,616	+ 0,384
15	+ 0,075	— 0,575	+ 0,075	— 0,500	+ 0,500 — 0,500
16	+ 0,064	— 0,448	+ 0,064	— 0,384	— 0,384
17	+ 0,049	— 0,321	+ 0,049	— 0,272	— 0,272
18	+ 0,032	— 0,200	+ 0,032	— 0,168	— 0,168
19	+ 0,015	— 0,091	+ 0,015	— 0,076	— 0,076
20	0	0	0	0	0
21	— 0,0114	+ 0,0684	— 0,0114	+ 0,057	+ 0,057
22	— 0,0192	+ 0,1152	— 0,0192	+ 0,096	+ 0,096
23	— 0,0238	+ 0,1428	— 0,0238	+ 0,119	+ 0,119
24	— 0,0256	+ 0,1536	— 0,0256	+ 0,128	+ 0,128
25	— 0,0250	+ 0,1500	— 0,0250	+ 0,125	+ 0,125
26	— 0,0224	+ 0,1344	— 0,0224	+ 0,112	+ 0,112
27	— 0,0182	+ 0,1092	— 0,0182	+ 0,091	+ 0,091
28	— 0,0128	+ 0,0768	— 0,0128	+ 0,064	+ 0,064
29	— 0,0066	+ 0,0396	— 0,0066	+ 0,033	+ 0,033
30	— 0	0	0	0	0

НБ УДУНТ (ДИТ)

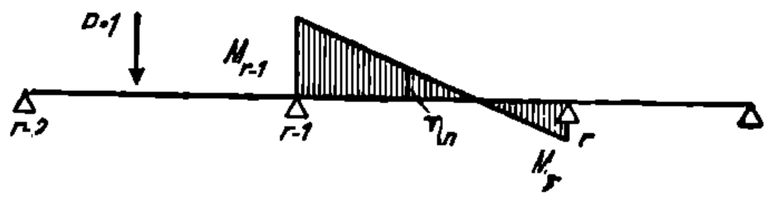
Имея линии влияния опорных моментов, можем построить линию влияния момента в любом сечении балки. Пусть, например, требуется построить линию влияния для момента M_n в сечении n r-го пролета (фиг. 35). Ордината этого момента η_{ln}, когда груз $P=1$ будет находиться в точке x, найдется по эпюре моментов для рассматриваемого пролета при рассматриваемом положении груза $P=1$. Эпюра составляется как разность эпюры опорных моментов M_{r-1} и M_r (берем их по имеющимся линиям влияния) и эпюры от груза $P=1$ для простой балки. Последняя имеет вид треугольника, вершина которого находится под грузом при ординате вершины m_x; величина m_x с переменой местоположения груза изменяется по параболе; для средины $m_x=\frac{l}{4}$; вообще

$$m_x = x - \frac{x^2}{l}.$$



Фиг. 35.

Линия влияния имеет вид, показанный на фиг. 35; участки ее, соответствующие другим пролетам, т. е. когда груз $P=1$ вне r-го



Фиг. 36.

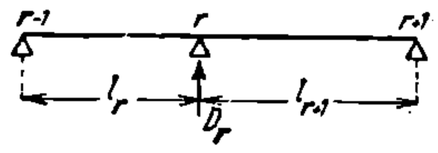
пролета (где взято сечение n), определяются по ординатам, зависящим лишь от опорных моментов, когда эпюра моментов имеет вид, показанный на фиг. 36.

В вышепомещенных таблицах приведены ординаты линий влияния для трехпролетной балки с *равными* пролетами. Балка разделена на 30 равных частей, по 10 на пролет; деления обозначены числами от 0 до 30 слева направо. В таблицах даны ординаты следующих линий влияния:

опорных моментов M_{10} и M_{20};
моментов M_2, M_4, M_6, M_8, M_8 для первого пролета;
моментов M_{12}, M_{14} и M_{15} для среднего пролета;
давлений на крайнюю опору D_0 и на среднюю D_{10};
поперечных сил у средней опоры Q'_{10} и Q''_{10} и в средине среднего пролета Q_{15}.

23. Давление на r-ую опору (фиг. 37) выражается следующей формулой, если условиться, как обыкновенно принимается в теории неразрезных балок, считать *отрицательными* опорные моменты загруженного пролета, т. е. когда балка над опорами выгибается выпуклостью вверх,

$$D_r = D_{or} + \frac{M_{r-1} - M_r}{l_r} + \frac{M_{r+1} - M_r}{l_{r+1}}, \qquad [107]$$



Фиг. 37.

где D_{or} — давление на ту же опору смежных пролетов как простых разрезных балок; если эти пролеты не нагружены, то $D_{or}=0$. По формуле [107], имея линии влияния опорных моментов, легко составить линию влияния для давления на любую опору.

Для поперечной силы в каком-нибудь сечении n балки в пролете r имеем

$$Q_n = Q_{on} + \frac{M_{r-1} - M_r}{l_r} \qquad [108]$$

где Q_{on} — поперечная сила для сечения n в предположении простой балки пролета l_r; опорные моменты вставляются со знаками по вышеприведенному условию, и, если в результате будет $+$, то сумма сил, действующих на левую отсеченную часть, направлена вниз. Пользуясь этой формулой, можно построить линию влияния Q_n.

НБ УДУНТ (ДИТ)

§ 6. НЕПОДВИЖНАЯ НАГРУЗКА НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛОК.

24. Общее решение. — Задача в этом случае формулируется так: найти опорные моменты и пр. для данного положения данной нагрузки. Имея линии влияния, эту задачу, конечно, легко решить, но находить линии влияния для одного случая нагрузки было бы не практично. Есть более короткие приемы.

Вторая часть основного уравнения [93] $\Sigma P_m \delta_{mr}$ может быть заменена [1]) для данного положения грузов P_m на двух пролетах, примыкающих к опоре r, величиной δ_{or} — перемещением точки приложения статически неопределимой величины M_r при действии только нагрузки P_m на основную систему ($M_r = 0$). В нашем случае δ_{or} будет угол τ_{or} поворота сечения на опоре r от упомянутой нагрузки. На основании формулы [87] этот угол

$$\tau_{or} = \frac{\omega_r c_r}{l_r} + \frac{\omega_{r+1}\, c'_{r+1}}{l_{r+1}} = \beta_r,$$

т. е. равен давлению на опору r от нагрузки обоих пролетов r и $r+1$ как простых балок площадями, ординаты которых равны $\frac{M_x}{EI_x}$, где M_x — момент в сечении с абсциссою x от *действующих грузов* P_m.

Уравнение трех моментов принимает вид:

$$\tau_{(r-1)r}\, M_{r-1} + \tau_{rr}\, M_r + \tau_{(r+1)r}\, M_{r+1} = -\frac{\omega_r c_r}{l_r} - \frac{\omega_{r+1}\, c'_{r+1}}{l_{r+1}} = -\beta_r. \qquad [109]$$

Коэффициенты при M получаются прежним путем ($M_r = 1$ и т. д.).

25. Частные случаи.

1) ***Два равные пролета*** с постоянным моментом инерции I. Оба загружены равномерно-распределенной нагрузкой g на единицу длины.

Для равномерной нагрузки площадь эпюры моментов есть парабола с ординатой в вершине $\frac{gl^2}{8}$; приведенная площадь (т. е. с ординатами, умноженными на $\frac{1}{EI_x}$) при постоянном I

$$\omega_r = \omega_{r+1} = \frac{2}{3}\,\frac{gl^3}{8EI} = \frac{1}{12}\,\frac{gl^3}{EI}; \qquad c_r = c'_{r+1} = \frac{l}{2};$$

$$\beta'_r = \beta''_r = \frac{1}{24}\,\frac{gl^3}{EI}; \qquad \beta_r = \beta'_r + \beta''_r = \frac{gl^3}{12EI}$$

Принимая во внимание [91] и что $M_{r-1} = M_{r+1} = 0$, имеем из [109]:

$$\frac{2lM_1}{3EI} = -\frac{1}{12}\,\frac{gl^3}{EI},$$

откуда

$$M_1 = -\frac{gl^2}{8}.$$

Опорные давления при этом

$$D_0 = D_2 = \frac{3}{8}\,gl; \qquad D_1 = \frac{5}{4}\,gl.$$

Если на одном пролете нагрузка g_1, на другом g_2, то

$$M_1 = -(g_1 + g_2)\,\frac{l^2}{16}.$$

2) ***Балка в три пролета,*** симметричная (фиг. 34). Крайние пролеты $l_1 = l_3 = l$; средний $l_2 = \mu l$; моменты инерции соответственно I и σI. Балка нагружена постоянной нагрузкой.

Уравнение трех моментов для 1-го и 2-го пролетов по [90]:

$$\left.\begin{aligned} \frac{l}{3EI}\left(1 + \frac{\mu}{\sigma}\right) M_1 + \frac{l}{6EI}\,\frac{\mu}{\sigma}\, M_2 &= -\beta_1; \\ \text{для второго и третьего пролетов} \\ \frac{l}{6EI}\,\frac{\mu}{\sigma}\, M_1 + \frac{l}{3EI}\left(1 + \frac{\mu}{\sigma}\right) M_2 &= -\beta_2. \end{aligned}\right\} \qquad [110]$$

[1]) См. п° 9 стр. 467.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для случая равномерного загружения всех трех пролетов сплошной нагрузкой g на единицу длины имеем:

$$M_1 = M_2;$$

достаточно одного уравнения, которое примет вид:

$$\frac{l(2\sigma + 3\mu)}{6El\sigma} M_1 = -\beta_1, \qquad [111]$$

где, аналогично предыдущему случаю, для загружения 1-го и 2 го пролетов моментное давление

$$\beta_1 = \frac{gl^3}{24EI}\left(1 + \frac{\mu^3}{\sigma}\right)$$

Следовательно,

$$M_1 = -\frac{gl^2(\sigma + \mu^3)}{4(2\sigma + 3\mu)} = M_2.$$

Для случая *трех равных* пролетов одинакового I

$$\sigma = \mu = 1$$

$$M_1 = M_2 = -\frac{gl^2}{10}.$$

Для случая *трех пролетов* $l_1 = l$; $l_2 = \mu l$; $l_3 = l$; $I_1 = I_3 = I$ и $I_2 = \sigma I$, когда на крайние пролеты действует равномерная нагрузка g_1, а на средний g_2, имеем $M_1 = M_2$,

$$\beta_1 = \frac{l^3}{24EI}\left(g_1 + \frac{\mu^3}{\sigma} g_2\right)$$

Из [111] тогда

$$M_1 = -\frac{l^2(\sigma g_1 + \mu^3 g_2)}{4(2\sigma + 3\mu)}.$$

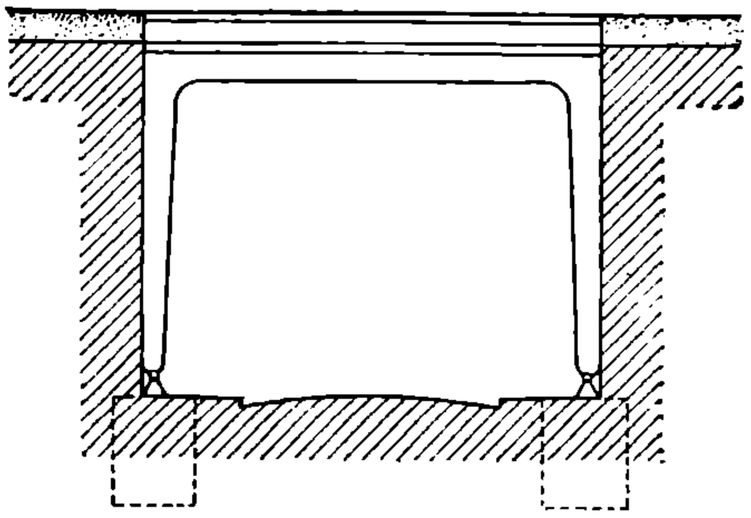
Если при этом $\sigma = 1$

$$M_1 = -\frac{l^2(g_1 + \mu^3 g_2)}{4(2 + 3\mu)}. \qquad [112]$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

В. К РАСЧЕТУ РАМНЫХ МОСТОВ.

В типичном элементарном виде рамный мост изображен в продольном разрезе на фиг. 38. Пролетное строение составляет одно целое с опорами, и в схеме представляет собою жесткую прямоугольную раму. Возможна и комбинация различного типа рам не только друг с другом, но и с балкой, аркой и т. п. Рассмотрим несколько частных случаев.

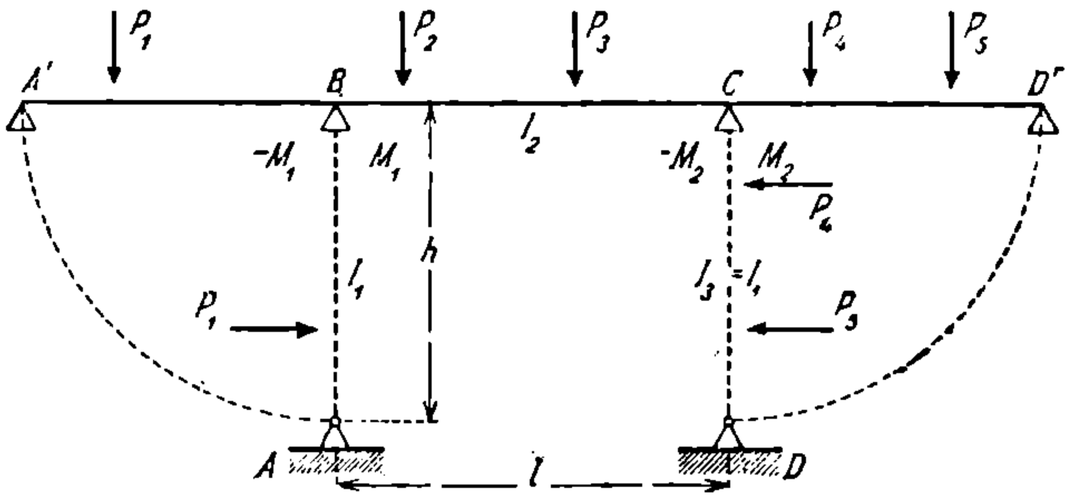


Фиг. 38.

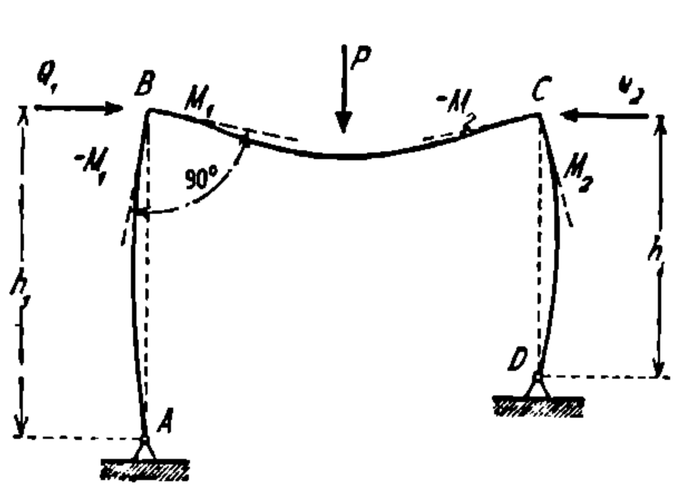
§ 7. ПРОСТАЯ ПРЯМОУГОЛЬНАЯ РАМА.

26. Общий прием расчета. — По верхней грани она подвергается действию вертикальной нагрузки P_2 и P_3 (фиг. 39), по боковым граням — давлению земли P_1, P_4, P_5. Нижние концы стоек, имеющих одинаковую длину, опираются на землю при помощи шарниров.

Простейшим приемом расчета будет приведение рассматриваемой конструкции к неразрезной балке $A'BCD'$ (фиг. 39) посредством поворота вертикальных сторон рамы вместе с нагрузкой в горизонтальное положение. Жесткая рама характеризуется неизменностью прямых углов B и C; при изгибе касательные на концах изогнутых стержней рамы (фиг. 40) удерживают неизменное относительное положение под углом 90°; ничто не изменится в деформации стержней, если этот угол сделать равным 180°. На этом и основан предлагаемый прием превращения рамы в неразрезную балку, — при чем подразумевается, что влиянием на напряжения сокращения длин стоек от сжимающих усилий в них можно, по мало-



Фиг. 39.



Фиг. 40.

сти, пренебречь. Впрочем, здесь имеет весьма слабое значение лишь разница изменений длин двух боковых сторон рамы, разница, определяющая некоторое изменение углов рамы, что сопряжено с появлением некоторых моментов на концах элементов рамы.

Свободная рама, т. е. такая, которая при действии грузов может перекашиваться, двигаясь верхней частью вправо и влево, — представляет по существу частный случай двухшарнирной арки; эта же конструкция имеет одну статически неопределимую величину. Трехпролетная балка имеет две таких величины. Кажущееся противоречие устраняется, если обратить внимание на некоторые обстоятельства, которым должна удовлетворять неразрезная балка, полученная превращением рамы.

НБ УДУНТ (ДИТ)

На верхних концах боковых стержней рамы (фиг. 40) при деформации ее возникают моменты M_1 и M_2, соответствующие опорным моментам неразрезной балки. В последней эти моменты влияют на величину опорных давлений: в раме они будут возбуждать горизонтальную реакцию, если шарнирно закрепить один из верхних углов ее. В свободной же раме, очевидно, сила Q_2 пружинности изогнутой стойки CD, направленная (фиг. 40) влево, и такая же сила Q_1 стойки AB, направленная вправо, должны уравновеситься, т. е. по абсолютной величине

$$\frac{M_2}{h_2} = \frac{M_1}{h_1}, \quad \text{или } M_1 = M_2 \frac{h_1}{h_2}. \qquad [113]$$

Если стойки равны по высоте, то $M_1 = M_2$. Соотношение [113] и уменьшает число статически неопределимых величин трехпролетной неразрезной балки до одной, как в арке с шарнирами в пятах.

Если развернем раму в неразрезную балку и разрежем ее на опорах для составления основных уравнений, как то сделано в п° 18, то для первого случая нагрузки, кроме внешних сил и моментов, в разрезах обнажатся и силы пружинности. Если рама ***не свободна***, то для второго состояния $M_r = 1$ (п° 18) горизонтальных перемещений опорных точек не последует, и силы пружинности в уравнения не войдут.

Итак, для несвободной рамы применимы уравнения неразрезных балок, как они есть.

Если рама ***свободная*** наверху, то, чтобы не получить при втором состоянии нагрузки горизонтальных перемещений, которые введут в уравнения силы пружинности, возьмем для второго состояния нагрузку $M_r = 1$ и $M_{r+1} = 1$ одновременно; действие этих моментов распространяется на три пролета; из первого состояния войдут грузы P и опорные моменты от M_{r-1} до M_{r+2}, а из второго состояния перемещения $\delta_{mr(r+1)}$ и углы от $\tau_{(r-1)}$ до $\tau_{(r+2)}$; получим уравнение четырех моментов

$$\tau_{r-1} M_{r-1} + \tau_r M_r + \tau_{r+1} M_{r+1} + \tau_{r+2} M_{r+2} = -\Sigma P \delta_{mr(r+1)}, \qquad [114]$$

углы τ и прогибы δ берутся здесь для случая нагрузки $M_r = 1$ и $M_{r+1} = 1$ ***одновременно***.

Для нашей свободной рамы $M_{r-1} = M_{r+2} = 0$; $M_r = M_{r+1}$.

Следовательно,

$$M_1(\tau_1 + \tau_2) = -\Sigma P \delta_{m1,2}.$$

После того, что было сказано в п° 18 об определении углов τ, можем написать при постоянных для каждого пролета моментах инерции:

$$\tau_1 = \frac{l_1}{3EI_1} + \frac{l_2}{2EI_2}, \qquad \tau_2 = \frac{l_2}{2EI_2} + \frac{l_3}{3EI_3}$$

Для случая одинаковых по сечению и длине стоек

$$\tau_1 = \tau_2$$

и

$$\left(\frac{l_2}{EI_2} + \frac{2l_1}{3EI_1}\right) M_1 = -\Sigma P \delta_{m1,2}.$$

Это есть уравнение для построения линии влияния по линии прогибов $\delta_{m1,2}$.

Для ***неподвижно*** поставленной нагрузки правую часть заменяем через $\delta_{0r} + \delta_{0(r+1)}$, т. е. суммой углов поворота всех четырех концов над опорами r и $r+1$ от приложения к основной системе расматриваемой действительной нагрузки.

Получим соответственно:

$$\tau_{r-1} M_{r-1} + \tau_r M_r + \tau_{r+1} M_{r+1} + \tau_{r+2} M_{r+2} = -(\delta_{0r} + \delta_{0(r+1)}); \qquad [116]$$

$$\left(\frac{l_2}{EI_2} + \frac{2l_1}{3EI_1}\right) M_1 = -(\delta_{01} + \delta_{02}). \qquad [117]$$

Величины углов δ_0 определяются так же, как τ (см. п° 18). Это суть давления на опоры 1 и 2 от нагрузки площадью моментов изгиба, ординаты которой разделены на EI.

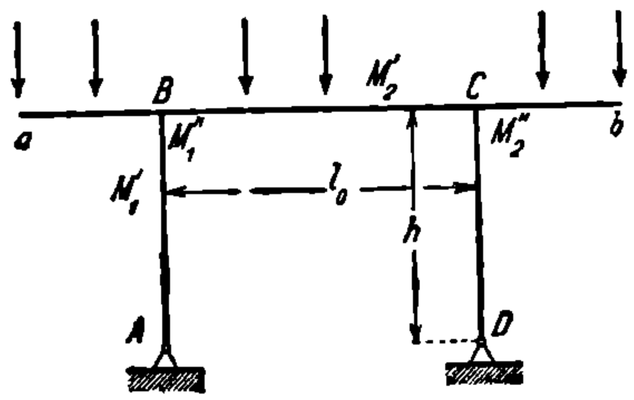
Когда нагрузка ***симметрична***, верхние узлы рамы не смещаются, применимы уравнения трех моментов неразрезных балок, как для несвободной рамы.

НБ УДУНТ (ДИТ)

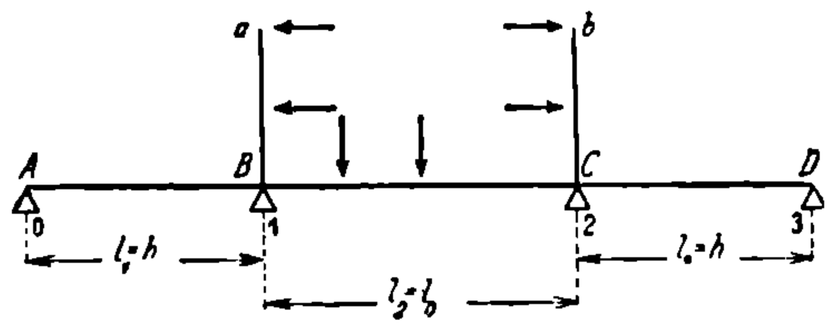
§ 8. ПРОСТАЯ РАМА СО СВОБОДНЫМИ КОНСОЛЯМИ.

Схема такой рамы представлена на фиг. 41. Консоли рассчитываются как всякая консоль — как балка, заделанная одним концом, с другим — свободным.

Что касается собственно рамы, то, обращая ее по приему, примененному в предыдущем случае, в неразрезную трехпролетную балку (фиг. 42), получим, кроме обычных вертикальных сил, приложенных к балке, еще некоторые внешние моменты m_1 и m_2, возбуждаемые нагрузкой на консолях в опорных сечениях балки.



Фиг. 41.

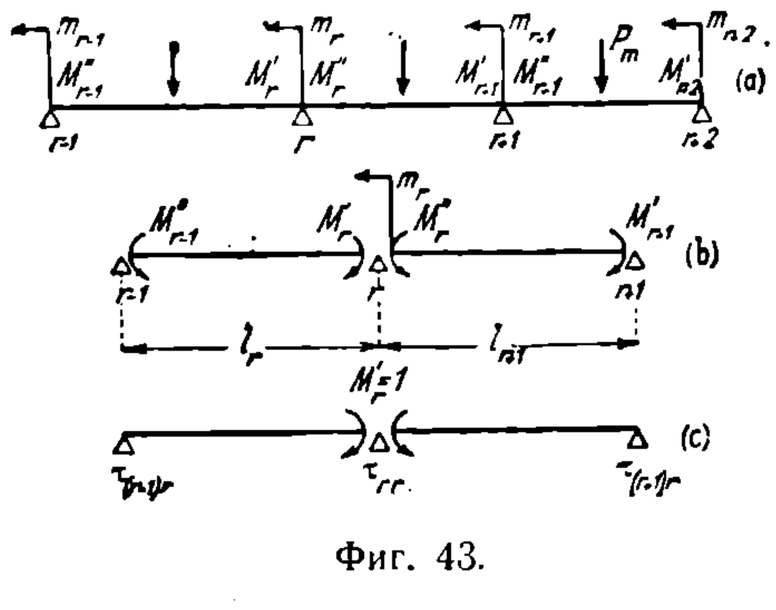


Фиг. 42.

Действие вертикальных сил, приложенных к балке, изучается, как указано в предыдущем случае.

Остается рассмотреть действие моментов m_1 и m_2 на неразрезную балку; затем опорные (узловые) и прочие моменты необходимо комбинировать для этих двух случаев невыгоднейшим образом.

27. Влияние консолей. — Когда (фиг. 43) в опорных сечениях приложены внешние моменты m_{r-1}, m_r, тогда опорные моменты по ту и по другую сторону опоры r не равны между собою; обозначим их через M_r' и M_r'' — первый для сечения непосредственно левее опоры, второй — правее.



Фиг. 43.

Напомним и здесь правило знаков: опорные моменты уравнений трех моментов относятся к правым частям сечений над опорами, т. е. к M_r''. Обособляя здесь в рассмотрении и противоположные им в неразрезных балках моменты M_r', мы должны ввести последние в уравнения трех моментов с обратными знаками, тогда и к ним будет применимо правило: + значит момент вращает по часовой стрелке, минус — обратно.

Моменты M_r' и M_r'' связаны между собою следующим уравнением равновесия узла:

$$-M_r' - M_r'' + m_r = 0. \qquad [120]$$

Любой из них можно взять за статически неопределимую величину. Возьмем моменты M_r' (т. е. с одной черточкой).

Если рассечем балку на опорах и возьмем два пролета l_{r+1} и l_r, то картина моментов получится в виде, изображенном на фиг. 43, *b*.

Для случая действия $M_r' = 1$ (фиг. 43, *c*) имеем углы поворота $\tau_{(r-1)}$; τ_{rr}; $\tau_{(r+1)r}$.

На тех же основаниях, на каких написали основное уравнение [84], можем написать здесь, имея в виду несвободную раму:

$$M''_{r-1} \cdot \tau_{(r-1)r} - \tau_{rr}\ M'_r - \tau_{(r+1)r}\ M'_{r+1} = -\tau_r''\ m_r - \Sigma P_m \delta_{mr}. \qquad [121]$$

Для взаимных моментов взяты углы поворота τ по фиг. 43, *c*; для внешнего же момента m_r угол поворота не τ_{rr} — угол относительного поворота двух концов над опорой r, а лишь угол τ_r'' — поворота одного конца пролета l_{r+1} (фиг. 43, *b*).

Углы даются формулами [86] — [89]:

$$\tau_{(r-1)r} = \frac{\omega_r c_r'}{l_r}; \qquad \tau_{(r+1)r} = \frac{\omega_{r+1}\ c_{r+1}}{l_{r+1}};$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$\tau_{rr} = \frac{\omega_r c_r}{l_r} + \frac{\omega_{r+1}\, c'_{r+1}}{l_{r+1}}, \qquad \tau_r'' = \frac{\omega_{r+2}\, c'_{r+1}}{l_{r+1}},$$

где ω_r — площадь эпюры моментов от нагрузки простой балки l_r моментом $M_r' = 1$ (фиг. 43, *c*), ординаты которой помножены на $\frac{1}{EI}$ c_r, c_r' — расстояния центра тяжести площади до левой и правой опор пролета l_r.

Для ***частного случая***, когда на протяжении каждого пролета (l_r) момент инерции не меняется (I_r), площадь ω_r имеет вид треугольника, вследствие чего углы левой части уравнения [121] имеют значения, указанные формулами [90], и, кроме того, $c'_{r+1} = 2c_{r+1}$, т. е.

$$\tau_r'' = 2\tau_{(r+1)}. \qquad [122]$$

При изучении действия моментов m_r отдельно от сил P_m имеем в указанном частном случае исходное уравнение в виде

$$\frac{l_r}{I_r} M''_{r-1} \quad 2\left(\frac{l_r}{I_r} + \frac{l_{r+1}}{I_{r+1}}\right) M_r' - \frac{l_{r+1}}{I_{r+1}} M'_{r+1} = -2\frac{l_{r+1}}{I_{r+1}} m_r. \qquad [123]$$

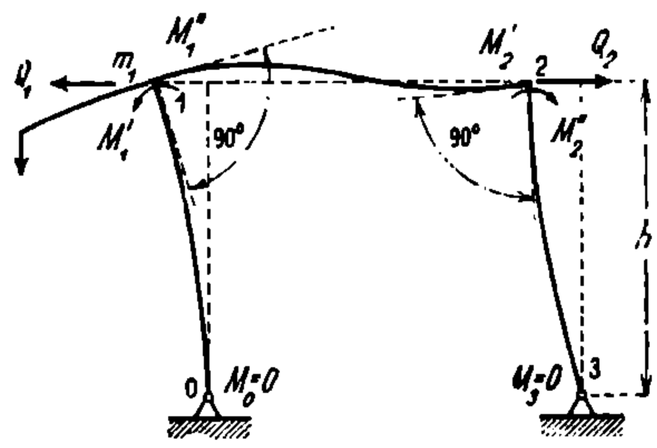
Уравнения [121] и [123] представляют типы уравнений трех моментов для действия m_r; их можно написать столько, что с уравнениями типа [120] их будет достаточно для определения всех искомых моментов у опор.

Для свободной рамы, когда силы пружинности $Q_1 = Q_2$ (фиг. 44) или при одинаковой высоте $M_1' = -M_2''$, подобно тому, как составлено уравнение [114], получим, имея в качестве второго случая нагрузки

$$M_1' = 1 \text{ и } (-M_2'') = 1,$$

одновременно:

$$M_1'\tau_1 \quad m_1 \qquad -\,:'_2''\tau_{_} = \Sigma P\dot{o}_m$$



Фиг. 44.

принимая во внимание, что при этом всегда $M_1' = -M_2''$ и оставляя только действие момента m_1, будем иметь

$$M_1'(\tau_1 + \tau_2) = m_1$$

Для симметричной рамы

$$\tau_1 = \tau_2 = \frac{l_2}{2EI_2} + \frac{l_1}{3EI_1} \text{ и } \tau_1'' = \frac{l_2}{2EI_2};$$

следовательно,

$$M_1'\left(\frac{l_2}{EI_2} + \frac{2l_1}{3EI_1}\right) = \frac{l_2}{2EI_2} m_1. \qquad [124]$$

28. Прием расчета. — Обратимся к раме (фиг. 41, 42): положим, она симметрична относительно средины пролета. $h = l$; $l_0 = \mu l$; $I_1 = I_3 = I$; $I_2 = \sigma I$; в узле B приложен момент m_1; действие момента m_2 симметрично действию m_1, а потому достаточно рассмотреть первый случай.

Из уравнения [124]

$$M_1' = \frac{3\mu}{2(2\sigma + 3\mu)} m_1.$$

Затем

$$M_1'' = m_1 - M_1' = \frac{(4\sigma + 3\mu)}{2(2\sigma + 3\mu)} m_1;$$

$$M_2' = -M_2'' = M_1' = \frac{3\mu}{2(2\sigma + 3\mu)} m_1.$$

Если действует только m_2, то по симметрии

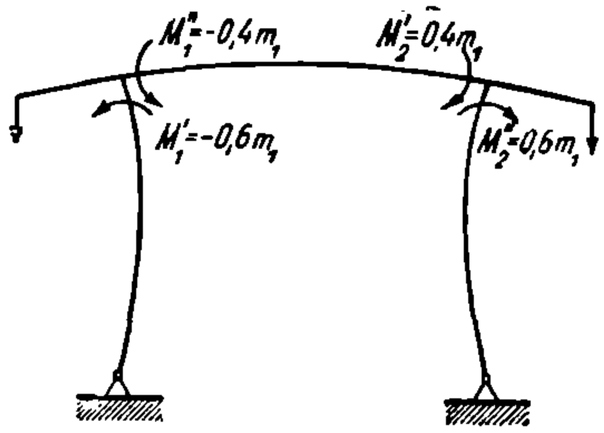
$$M_1' = -M_1'' = -M_2'' = -\frac{3\mu}{2(2\sigma + 3\mu)} m_2;$$

$$M_2' = \frac{4\sigma + 3\mu}{2(2\sigma + 3\mu)} m_2.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

При совместном действии обоих моментов:

$$\left.\begin{aligned} M_1' &= \frac{3\mu}{2(2\sigma+3\mu)}(m_1 - m_2) \\ M_1'' &= \frac{3\mu m_2 + (4\sigma+3\mu)\, m_1}{2(2\sigma+3\mu)} \\ M_2' &= \frac{3\mu m_1 + (4\sigma+3\mu)\, m_2}{2(2\sigma+3\mu)} \\ M_2'' &= -M_1' \end{aligned}\right\}$$



Фиг. 45.

Во всех этих формулах m_1 и m_2 берутся со знаками по правилу: вращение по часовой стрелке плюс, обратно — минус.

Для частного случая, когда $\sigma = \mu = 1$, имеем для рассмотренных выше случаев нагрузки:

Приложен m_1:	Приложен m_2:	Оба момента.
$M_1' = 0{,}3\ m_1$;	$M_1' = -0{,}3\ m_2$	$M_1' = 0{,}3\ (m_1 - m_2)$;
$M_1'' = 0{,}7\ m_1$;	$M_1'' = 0{,}3\ m_2$;	$M_1'' = 0{,}3\ m_2 + 0{,}7\ m_1$;
$M_2' = 0{,}3\ m_1$;	$M_2' = 0{,}7\ m_2$;	$M_2' = 0{,}3\ m_1 + 0{,}7 m_2$;
$M_2'' = -0{,}3\ m_1$;	$M_2'' = 0{,}3\ m_2$;	$M_2'' = -M_1'$.

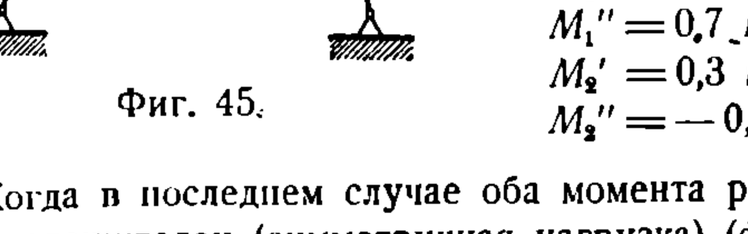
Когда в последнем случае оба момента равны по абсолютной величине, но m_1 отрицателен, а m_2 положителен (симметричная нагрузка) (фиг. 45),

$$M_1' = -0{,}6\ m_1;\ M_1'' = -0{,}4\ m_1;\ M_2' = 0{,}4\ m_1;\ M_2'' = 0{,}6\ m_1$$

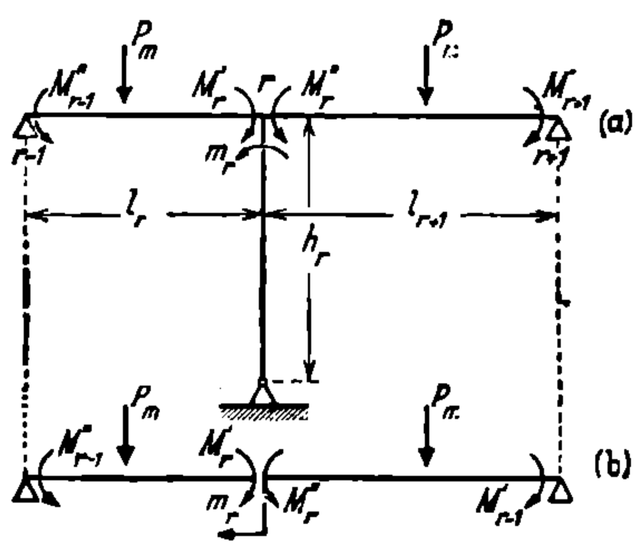
(в эти выражения m_1 вводится по абсолютной величине).

§ 9. НЕРАЗРЕЗНЫЕ РАМНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

29. Основные уравнения. — Схема этого типа сооружения представлена на фиг. 46; неразрезная балка покоится на промежуточных гибких стойках, соединенных с ней жесткой связью. Предположим, что одна из крайних опор неподвижна, рама не может иметь горизонтальных перемещений. Вырежем два пролета, примыкающие к r-ой опоре; на концах отрезка и в угле r при действии сил P_m появляются моменты M''_{r-1}, M'_{r+1}, M_r', M_r'', и в стойке m_r (фиг. 47,*a*); удалив стойку в отношении момента и оставив в отношении опоры, приложим заменяющий ее момент m_r; этот момент неизвестен, он будет второй неизвестной рядом с M_r'. По-



Фиг. 46.



Фиг. 47.

ступаем на общих основаниях: разрезаем балку (фиг. 47, *b*) на отдельные простые балки (основная система), берем действительные усилия (фиг. 47, *b*) а перемещения от нагрузки $M_r' = 1$ (фиг. 48, *a*) и $m_r = 1$ (фиг. 48, *b*); так как в последнем случае балка l_r остается без деформаций, то можно стойку повернуть на 90° и рассматривать опять неразрезную балку (фиг. 48, *c*) с пролетами h_r и l_{r+1}. Для деформаций этой балки действительные силы представлены на фиг. 48, *d*; они подобны первой комбинации с пролетами l_r и l_{r+1} (фиг. 47, *b*). К обеим системам применимо уравнение [121]; получаем следующие два уравнения:

$$\left.\begin{aligned} \tau_{(r-1)r}\ M''_{r-1} - \tau_{rr} M'_r - \tau_{(r+1)r}\ M'_{r+1} &= 2\tau_{(r+1)r}\ m_r - \Sigma P_m \delta_{mr} \\ \theta_{(r-1)r}\ \ 0 - \theta_{rr} m_r - \theta_{(r+1)r}\ M'_{r+1} &= 2\theta_{(r+1)r}\ M'_r - \Sigma P_m \xi_{mr} \end{aligned}\right\} \quad [125]$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Во второй части 1-го уравнения m_r взят со знаком плюс потому, что в уравнении [121] это момент внешний, которому отвечает здесь реакция стойки на балку в узле, мы же здесь вводим m_r как момент, приложенный к концу стойки. То же самое относительно M_r' во 2-м уравнении, но в обратном смысле.

На левом конце пролета h_r момент $= 0$, так как стойка снизу имеет шарнирное соединение.

Углы θ аналогичны углам τ и отвечают деформациям пролетов h_r и l_{r+1} при действии на них, как на простые балки, пары $m_r = 1$.

Стойка h_r не нагружена силами P_m; они могут находиться лишь в пролете l_{r+1} для второй комбинации (фиг. 48, *c*), поэтому во 2-м уравнении Σ распространяется лишь на грузку, стоящую на пролете l_{r+1}.

Прогибы ξ_{mr} аналогичны прогибам δ_{mr} и отвечают нагрузке основной системы (второй, фиг. 48, *c*) моментом $m_r = 1$.

Из второго уравнения [125] имеем:

$$m_r = -\frac{\theta_{(r+1)r}}{\theta_{rr}}(2M'_r + M'_{r+1}) + \frac{1}{\theta_{rr}}\Sigma P_m \xi_{mr}. \qquad [126]$$

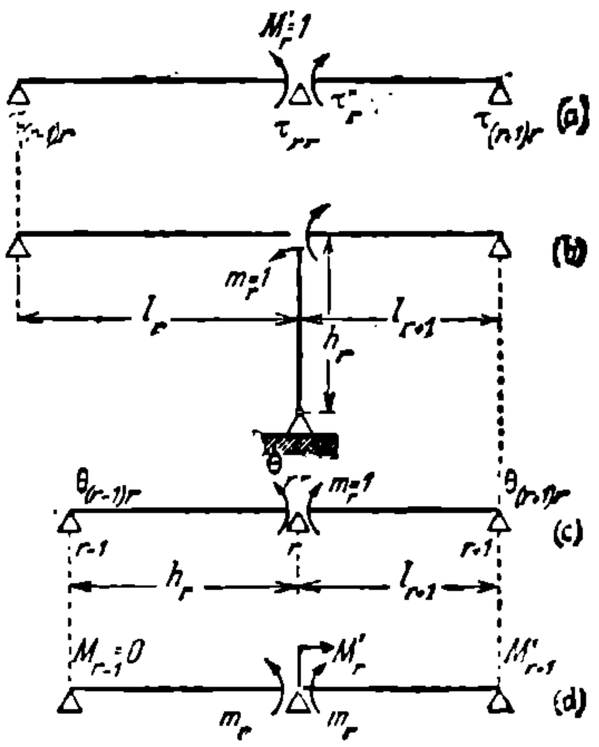
Подставляя в первое, получим:

$$A_r M''_{r-1} + B_r M_r' + C_r M'_{r+1} = -\Sigma P_m \delta_{mr} + D_r \Sigma P_m \xi_{mr}, \qquad 127]$$

где

$$A_r = \tau_{(r-1)r};\ B_r = \frac{4\tau_{(r+1)r}\theta_{(r+1)r}}{\theta_{rr}} - \tau_{rr};$$

$$C_r = \frac{2\tau_{(r+1)r}\theta_{(r+1)r}}{\theta_{rr}} - \tau_{(r+1)r};\ D_r = \frac{2\tau_{(r+1)r}}{\theta_{rr}}.$$



Фиг. 48.

Это и будет новая форма уравнений трех моментов, которых можно написать столько, сколько промежуточных опор; из них в связи с уравнениями [126] и [120], причем последнее в виду изменения значения момента m_r имеет вид

$$M_r' + M_r'' + m_r = 0; \qquad [128]$$

получаются все неизвестные моменты, выраженные, кроме угловых коэффициентов τ и θ, через P_m и ординаты прогибов соответственных точек δ_m и ξ_m.

Для построения ***линий влияния*** берем лишь один груз $P = 1$; тогда уравнения [127] и [126] примут вид:

$$A_r M''_{r-1} + B_r M_r' + C_r M'_{r+1} = -\delta_{mr} + D_r \xi_{mr}; \qquad [129]$$

$$m_r = -\frac{\theta_{(r+1)r}}{\theta_{rr}}(2M_r' + M'_{r+1}) + \frac{1}{\theta_{rr}}\xi_{mr}$$

Но $\theta_{(r+1)r} = \tau_{(r+1)r}$ по размещению частей балки в двух случаях нагрузки $M_r = 1$ и $m_r = 1$

Следовательно,

$$m_r = -\frac{1}{2}D_r(M'_{r+1} + 2M_r') + a_r \xi_{mr}, \qquad [130]$$

где

$$a_r = \frac{1}{\theta_{rr}}.$$

Решив эти уравнения, построим линии влияния моментов по линиям прогибов δ и ξ.

При решении задачи с неподвижной нагрузкой, когда и временная нагрузка устанавливается в одно определенное положение, вторую часть уравнений [126] и [127] видоизменяем, вводя опорные давления от приведенной моментной площади для элементов основной системы при действительной их нагрузке. Получаем (см. уравнение [109]):

$$\left.\begin{aligned} A_r M''_{r-1} + B_r M_r' + C_r M'_{r+1} &= -\beta_r + D_r A''_r \\ m_r &= \frac{1}{2}D_r(2M'_r + M'_{r+1}) + a_r A_r'' \end{aligned}\right\} \qquad [131]$$

где (см. [86])

$$\beta_r = \frac{\omega_r c_r}{l_r} + \frac{\omega_{r+1} c'_{r+1}}{l_{r+1}};\ A_r'' = \frac{\omega_{r+1} c_{r+1}}{l_{r+1}}. \qquad [132]$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для частного случая, когда пролеты балки равны между собою и равны l, когда момент инерции балки постоянен на всей длине и равен I, когда высота всех стоек одинакова и равна $h = kl$, моменты инерции тоже одинаковы и равны $I' = \varphi I$, — для этого случая имеем:

$$l_r = l_{r+1} = l; \quad h_r = h_{r+1} = h = kl;$$
$$I_r = I_{r+1} = I; \quad I_r' = I'_{r+1} = I' = \varphi I;$$
$$\tau_{(r-1)r} = \frac{l}{6EI} = \tau_{(r+1)r} = \theta_{(r+1)r}; \quad \tau_{rr} = \frac{2l}{3EI}; \quad \theta_{rr} = \frac{l}{3EI\alpha},$$

где

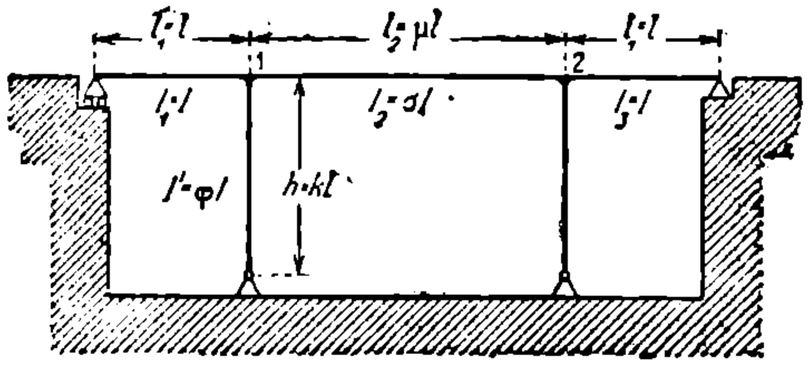
$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{k}{\varphi}}.$$

Уравнения [131] принимают вид, по сокращении на EI:

$$\left.\begin{aligned} M''_{r-1} - (4 - 2\alpha)\ M_r' - (1 - \alpha)\ M'_{r+1} &= -\frac{6}{l}(\beta_r - \alpha A_r'') \\ m_r &= -\frac{\alpha}{2}(2M_r' + M'_{r+1}) + \frac{3\alpha}{l} A_r'' \end{aligned}\right\} \quad [133]$$

Для линии влияния из [129] и [130]:

$$\left.\begin{aligned} M''_{r-1} - (4 - 2\alpha)\ M_r' - (1 - \alpha)\ M'_{r+1} &= -\frac{6}{l}(\delta_{mr} - \alpha\xi_{mr}) \\ m_r &= -\frac{\alpha}{2}(2M_r' + M'_{r+1}) + \frac{3\alpha}{l}\xi_{mr} \end{aligned}\right\} \quad [134]$$



Фиг. 49.

30. Пример. На фиг. 49 представлена рама с консолями, концы которых опираются на опоры; одна из этих опор закреплена шарнирно-неподвижно; рама симметрична. Соотношение между пролетами и стойками обозначено на чертеже.

Для линии влияния применим уравнение [129]; для $r = 1$ при $M''_{r-1} = 0$ имеем:

$$B_1 M'_1 + C_1 M_2' = -\delta_{m1} + D_1\xi_{m1};$$

для $r = 2$, при $M'_{r+1} = 0$:

$$A_2 M_1'' + B_2 M_2' = -\delta_{m2} + D_2\xi_{m2}, \quad [135]$$

где, принимая во внимание [90] и опуская EI в виду будущего сокращения, имеем, памятуя, кроме того, что $\tau_{21} = \theta_{21}$,

$$B_1 = \frac{4\tau_{21}^2}{\theta_{11}} - \tau_{11} = \frac{l}{3}\left[\frac{\mu^2}{\sigma^2\left(\frac{k}{\varphi} + \frac{\mu}{\sigma}\right)} - 1 - \frac{\mu}{\sigma}\right]; \quad C_1 = \frac{2\tau_{21}^2}{\theta_{11}} - \tau_{21} = \frac{l}{6}\left[\frac{\mu^2}{\sigma^2\left(\frac{k}{\varphi} + \frac{\mu}{\sigma}\right)} - \frac{\mu}{\sigma}\right]$$

$$D_1 = \frac{2\tau_{21}}{\theta_{11}} = \frac{\mu}{\sigma\left(\frac{k}{\varphi} + \frac{\mu}{\sigma}\right)}; \quad A_2 = \tau_{(r-1)r} = \tau_{12} = \frac{l\mu}{6\sigma}; \quad B_2 = \frac{4\tau_{32}^2}{\theta_{22}} - \tau_{22} = \frac{l}{3}\left[\frac{1}{\frac{k}{\varphi} + 1} - \frac{\mu}{\sigma} - 1\right]$$

$$D_2 = \frac{2\tau_{32}}{\theta_{22}} = \frac{1}{\frac{k}{\varphi} + 1}.$$

Из [130] имеем два уравнения:

$$\left.\begin{aligned} m_1 &= -\frac{1}{2} D_1 (2M_1' + M_2') + a_1\xi_{m1}; \\ m_2 &= -D_2 M_2' + a_2\xi_{m2}, \end{aligned}\right\} \quad [136]$$

где

$$a_1 = \frac{1}{\theta_{11}} = \frac{3}{l\left(\frac{k}{\varphi} + \frac{\mu}{\sigma}\right)}; \quad a_2 = \frac{1}{\theta_{22}} = \frac{3}{l\left(\frac{k}{\varphi} + 1\right)}.$$

НБ УДУНТ (ДИТ)

Наконец, имеем еще два уравнения

$$M_1'' = -M_1' - m_1; \qquad M_2'' = -M_2' - m_2. \tag{137}$$

Нетрудно решить эти уравнения и найти, таким образом, интересующие нас моменты от груза $P=1$ в зависимости от ординат линии прогибов δ и ξ для той же точки, где стоит груз. Это и будут ординаты линии влияния.

Покажем это на численном примере.

Возьмем

$$l=9\,м; \quad l_2=18\,м; \quad h=4{,}5\,м; \quad \sigma=2; \quad \varphi=\frac{1}{2}; \quad \mu=2; \quad k=\frac{1}{2}.$$

Шесть уравнений будет такие:

$$\left.\begin{aligned}
&1) && -4{,}5M_1' - \frac{3}{4}M_2' = -\delta_{m1} + \frac{1}{2}\xi_{m1};\\
&2) && \frac{3}{2}M_1'' - 4{,}5\,M_2' = -\delta_{m2} + \frac{1}{2}\xi_{m2}\\
&3) && m_1 = -\frac{1}{2}M_1' - \frac{1}{4}M_2' + \frac{1}{6}\xi_{m1};\\
&4) && m_2 = -\frac{1}{2}M_2' + \frac{1}{6}\xi_{m2};\\
&5) && M_1'' = -M_1' - m_1;\\
&6) && M_2'' = -M_2' - m_2.
\end{aligned}\right\} \tag{138}$$

Из 5) при помощи 3) имеем:

$$M_1'' = -\frac{1}{2}M_1' + \frac{1}{4}M_2' - \frac{1}{6}\xi_{m1};$$

подставляя во 2) и решая полученное уравнение совместно с 1), находим:

$$M_2' = \frac{1}{24}(-\delta_{m1} - \xi_{m1} + 6\delta_{m2} - 3\xi_{m2}). \tag{139}$$

Остановимся на этой линии влияния.

Ординаты ее на участке левого крайнего пролета определяются лишь ординатами прогиба δ_{m1}, так как остальные прогибы δ_{m2}, ξ_{m1}, ξ_{m2} касаются лишь двух следующих пролетов; таким образом, в пределах l_1

$$\eta = (M_2') = -\frac{1}{24}\delta_{m1}.$$

Для ординат среднего пролета имеем, приняв во внимание, что для этого пролета $\xi_{m1}=\delta_{m1}$

$$\eta = (M_2') = -\frac{1}{12}\delta_{m1} + \frac{1}{4}\delta_{m2}.$$

Для ординат крайнего правого пролета, для которого $\delta_{m2}=\xi_{m2}$:

$$\eta = (M_2') = \frac{1}{8}\delta_{m2}.$$

Прогибы (см. п⁰ 22, случаи 1 и 2) выражаются так (сокращая EI).

Для первого пролета

$$\delta_{m1} = \frac{\lambda(1-\lambda^2)\cdot 9^2}{6} = \frac{27}{2}\lambda(1-\lambda^2);$$

ординаты следуют от левой опоры к правой, при изменении λ от 0 до 1.

Для второго пролета

$$\delta_{m1} = \frac{\lambda(1-\lambda^2)\cdot 9^2\cdot\mu^2}{6\sigma} = \frac{27}{2}\lambda(1-\lambda^2)\frac{\mu^2}{\sigma},$$

ординаты следуют от правой опоры к левой.

Для второго пролета

$$\delta_{m2} = \frac{27}{2}\lambda(1-\lambda^2)\frac{\mu^2}{\sigma};$$

ординаты от левой опоры к правой.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для третьего пролета

$$\delta_{m2} = \frac{27'}{2}\lambda(1-\lambda^2);$$

ординаты от правой опоры к левой.

Вычислим величины $\lambda(1-\lambda^2)$ и находим следующие величины ординат линии влияния M_2' на протяжении *первого* пролета.

$\lambda =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\lambda(1-\lambda^2) =$	0	0,099	0,192	0,273	0,336	0,375	0,384	0,357	0,288	0,171	0
$\delta_{m1} = 24\eta =$	0	1,337	2,592	3,685	4,536	5,063	5,184	4,819	3,888	2,308	0

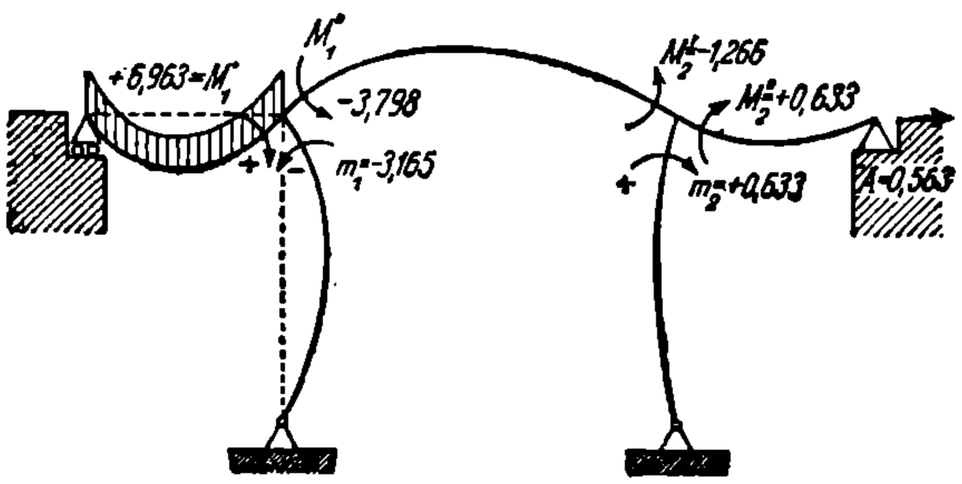
Площадь линии влияния на протяжении этого пролета (по Симпсону) равна $\frac{30{,}374}{24} = 1{,}266$.

Момент от сплошной нагрузки, расположенной в количестве 1 на единицу длины лишь на первом пролете,

$$M'_2 = -1{,}266$$

Это число ниже получим прямым решением.

Неподвижная нагрузка. — Рассмотрим случай загружения неподвижной равномерно распределенной нагрузкой 1 на единицу длины одного левого крайнего пролета (фиг. 50).



Фиг. 50.

В уравнениях группы [138] и в решении [139] вместо δ_m и ξ_m надо поставить соответственные значения β и A'' (см. уравнения [129]); получим

$$M_2' = \frac{1}{24}(-\beta_1 - A_1'' + 6\beta_2 - 3A_2'');$$

$$\beta_1 = \frac{gl^3}{24} = 30{,}375;\ \beta_2 = A_1'' = A''_2 = 0,$$

$$M_2' = -\frac{1}{24}\cdot 30{,}375 = -1{,}266.$$

Затем из других уравнений

$$M_1' = -\frac{l^2}{4}M_2' = +6{,}963; \qquad m_2 = -\frac{1}{2}M_2' = +0{,}633;$$

$$M_1'' = +3M_2' = -3{,}798; \qquad M_2'' = -M_2' - m_2 = +0{,}633;$$

$$m_1 = -M_1' - M_1'' = -3{,}165.$$

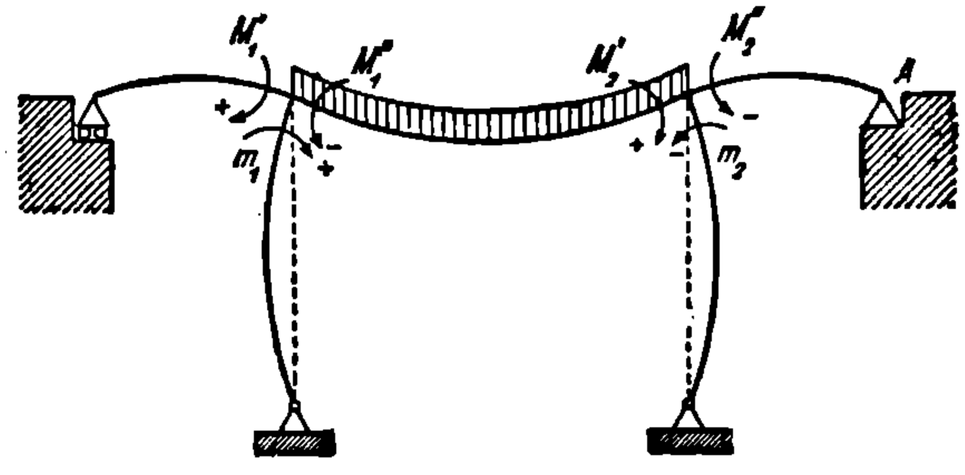
По знакам моментов легко составляется схема деформации сооружения (фиг. 50).

Горизонтальная реакция неподвижной правой опоры найдется, как разность сил пружинности изогнутых стоек:

$$H = \frac{-m_1 + m_2}{4{,}5} = \frac{-3{,}165 + 0{,}633}{4{,}5} = 0{,}563;$$

реакция направлена вправо.

Рассмотрим еще случай загружения постоянной нагрузкой лишь одного среднего пролета (фиг. 51).



Фиг. 51.

Вследствие симметрии сооружения и нагрузки моменты тоже должны расположиться симметрично. Это можно учесть наперед, введя равенство симметрично расположенных моментов; но этот результат должен получиться и из наших уравнений, что может служить поверкой решения.

Как и в предыдущем случае, здесь будем иметь группу уравнений [138] в виде

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$1)\qquad -4{,}5M_1' - \frac{3}{4}M_2' = -\beta_1 + \frac{1}{2}A_1'';$$

$$2)\qquad \frac{3}{2}M_1'' - \frac{9}{2}M_2' = -\beta_2 + \frac{1}{2}A_2'';$$

$$3)\qquad m_1 = -\frac{1}{2}M_1' - \frac{1}{4}M_2' + \frac{1}{6}A_1'';$$

$$4)\qquad m_2 = -\frac{1}{2}M_2' + \frac{1}{6}A_2'';$$

$$5)\qquad M_1'' = -M_1' - m_1;$$

$$6)\qquad M_2'' = -M_2' - m_2;$$

Находим:

$$M_2' = -\frac{1}{24}\beta_1 + \frac{1}{4}\beta_2 - \frac{1}{8}A_2'' - \frac{1}{24}A_1''.$$

Для нашего случая нагрузки

$$\beta_1 = \beta_2 = A_1'' = \frac{gl_2^2}{24\sigma} = 121{,}5; \qquad A_2'' = 0; \qquad M_2' = +\frac{1}{6}\cdot 121{,}5 = 20{,}25.$$

Затем

$$M_1' = -\frac{22}{4}M_2' + \frac{4}{3}\beta_2 - \frac{2}{3}A_2'' - \frac{1}{3}A_1'' = +10{,}125;$$

$$M_1'' = 3M_2' - \frac{2}{3}\beta_2 + \frac{1}{3}A_2'' = -20{,}25;$$

$$m_1 = -M_1' - M_1'' = +10{,}125;$$

$$m_2 = -\frac{1}{2}M_2' + \frac{1}{6}A_2'' = -10{,}125;$$

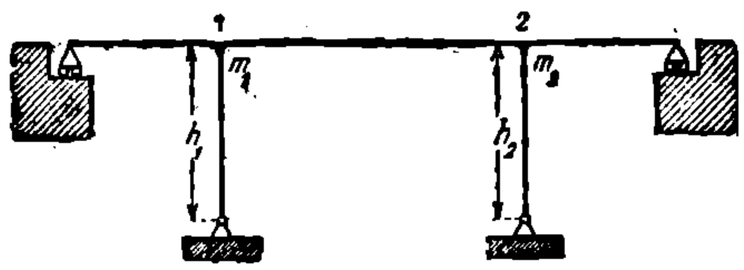
$$M_2'' = -M_2' - m_2 = -10{,}125.$$

После деформации рама приобретает вид по схеме, изображенной на фиг. 51.

Горизонтальная реакция неподвижной опоры H равна нулю.

31. Свободная неразрезная рама. — Если, как показано на фиг. 52, рама свободная, т. е обе крайние опоры пролетной конструкции подвижны, имеем еще условие равенства сил пружинного отпора изогнутых стоек:

$$\frac{m_1}{h_1} + \frac{m_2}{h_2} + \frac{m_3}{h_3} + \ldots = 0.$$



Фиг. 52.

При д в у х опорах и при равенстве их высот ($h_1 = h_2$) условие сводится к равенству и противоположности по знаку моментов m, именно

$$m_1 = -m_2.$$

При решении задачи для движущегося груза, т. е. для построения линии влияния, остается в силе лишь первое из уравнений [125]

$$\tau_{(r-1)r}M''_{r-1} - \tau_{rr}M_r' - \tau_{(r+1)r}M'_{r+1} = 2\tau_{(r+1)r}m_r - \Sigma P_m\delta_{mr} \qquad [140]$$

и уравнение [128]:

$$M'_r + M''_r + m_r = 0. \qquad [141]$$

Что касается второго уравнения [125], то оно должно быть заменено другим, так как это уравнение составлено для состояния $m_r = 1$ при опорах н е п о д в и ж н ы х п о г о р и з о н т а л ь н о м у н а п р а в л е н и ю, когда силы пружинности стоек, приложенные в виде реакций их по горизонтальному направлению, не имеют соответственных перемещений и не входят поэтому в уравнение работы.

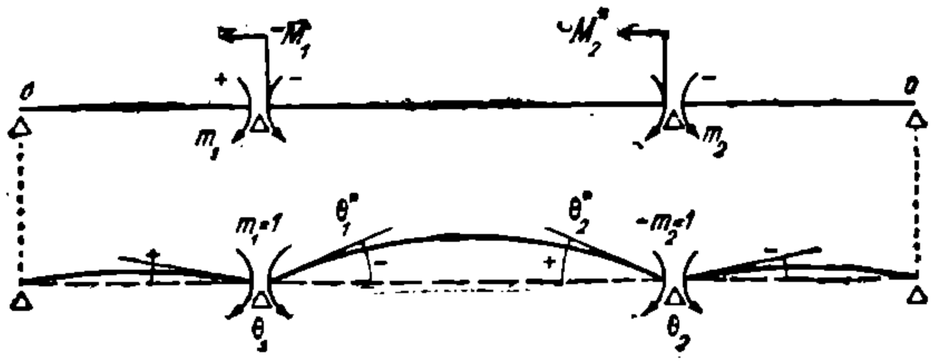
Ограничимся здесь случаем наличности двух стоек (фиг. 52), когда высоты их равны; тогда $m_1 = -m_2$.

Учесть присутствие сил пружинности равносильно составлению уравнения работы для случая одновременного действия $m_1 = 1$ и $(-m_2) = 1$ (см. п° 26).

НБ УДУНТ (ДПТ)

На основании фиг. 53 имеем (силы по верхнему чертежу, перемещения — по нижнему):

$$m_1\theta_1 + M'_1\theta_1'' - m_2\theta_2 - M_2''\theta_2'' - \Sigma P\xi_m = 0. \qquad [142]$$



Фиг. 53.

В связи с ур-иями [140] и [141] получается достаточное число ур-ий для решения задачи.

Для рамы по фиг. 52 из ур-ия [140] получаем два первые ур-ия (при $r=1$ и $r=2$), из ур-ия [142] — третье:

1) $-\tau_{11}M_1' - \tau_{21}M_2' = 2\tau_{21}m_1 - \delta_{m1}$;
2) $\tau_{12}M_1'' - \tau_{22}M_2' = 2\tau_{22}m_2 - \delta_{m2}$;
3) $\theta_1 m_1 - \theta_2 m_2 = -M_1'\theta_1'' + M_2''\theta_2'' + \xi_m$.

Кроме того, имеем [141] и $m_1 = -m_2$. Если для стоек имеем одинаковые длины и сечения, то $\theta_2 = \theta_1$, $\theta_2'' = \theta_1''$; если боковые пролеты одинаковы, и перекрывающие их части рамы имеют одинаковые сечения, то также $\tau_{22} = \tau_{11}$ и $\tau_{21} = \tau_{12}$.

В таком случае из 3) имеем

$$M_1' + M_2' = -\frac{2\theta_1 - \theta_1''}{\theta_1''}m_1 + \frac{1}{\theta_1''}\xi_m.$$

Складывая 1) и 2), получим, с другой стороны,

$$M_1' + M_2' = \frac{2\tau_{22} - 3\tau_{12}}{\tau_{11} + \tau_{12}}m_1 + \frac{\delta_{m1} + \delta_{m2}}{\tau_{11} + \tau_{12}}.$$

Приравняв вторые части последних двух равенств, получим уравнение с одним m_1:

$$m_1\left(\frac{2\tau_{22} - 3\tau_{12}}{\tau_{11} + \tau_{12}} + \frac{2\theta_1 - \theta_1''}{\theta_1''}\right) = \frac{1}{\theta_1''}\xi_m - \frac{\delta_{m1} + \delta_{m2}}{\tau_{11} + \tau_{12}}. \qquad [143]$$

Для частного случая, когда все пролеты равны между собою и равны l, а также $l = h$, и кроме того моменты инерции всех частей одинаковы и постоянны по длине, — получим, обозначая $\tau_{12} = \frac{l}{6EI}$ через α:

$$\tau_{12} = \alpha, \quad \tau_{11} = 4\alpha, \quad \tau_{22} = \alpha, \quad \theta_1'' = \frac{l}{2EI} = 3\alpha, \quad \theta_1 = 5\alpha,$$

и из уравнения [143]:

$$\frac{l}{EI}\cdot m_1 = \frac{15}{16}\xi_m - \frac{9}{16}(\delta_{m1} + \delta_{m2}). \qquad [144]$$

По этой формуле и составляется линия влияния момента m_1 вычислением ординат по предварительно найденным величинам прогибов ξ_m, δ_{m1} и δ_{m2} [1]). Что касается ξ_m, то при постоянном I это ординаты параболы, очерченной на длине среднего пролета, как на ходде при стрелке

$$\xi_{m0} = \frac{l_2^2}{8EI}.$$

Для сечений $x = \lambda l$

при $\lambda =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
$\xi_m =$	0	0,035	0,080	0,105	0,120	0,125	0,120	0,105	0,080	0,035	0	$\times \frac{P}{E}$

Формула [144] применяется, как и в раньше рассмотренных случаях, по участкам линии влияния, соответственно пролетам, причем ξ_m и δ_m берутся каждый раз для рассматриваемого участка.

Напр., для участка линии влияния на протяжении п е р в о г о пролета

$$\xi_m = 0 \quad \text{и} \quad \delta_{m2} = 0,$$

так как ξ_m распространяется лишь на стойки (к которым подвижная нагрузка не прикладывается) и средний пролет.

[1]) Величина δ_m см. п° 22.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Для участка среднего пролета все три прогиба имеют значение, кроме того

$$\delta_{m1} + \delta_{m2} = \xi_m; \quad \frac{l}{EI} m_1 = \frac{3}{8} \xi_m,$$

т. е. на этом участке линия влияния, при указанных выше для рамы условиях, есть парабола со стрелкой

$$\eta_0 = \frac{3}{64} l.$$

Отметим, в заключение, еще один прием, который может во многих случаях оказаться весьма полезным. Не имея возможности входить здесь в подробности, ограничимся применением его к последней задаче. Дело в том, что свободную раму по фиг. 52 можно обратить в простую свободную раму по фиг. 40, если ограничиться изучением нагрузки на среднем пролете. Для этого левый крайний пролет совмещаем вращением с левой стойкой, а правый крайний пролет — с правой стойкой; при этом, чтобы условия жесткости заделки на концах стержня среднего пролета не изменились, достаточно изменить моменты инерции стержней крайних пролетов сообразно с изменением длин их, которые теперь будут равны длинам соответственных стоек.

Жесткость стержня длиною l_1 и момента инерции I_1 одинакова (на угловую деформацию с жесткостью стержня длиною l при моменте инерции

$$I = \frac{lI_1}{l_1}.$$

Таким образом, если длины стоек h_1 и h_2; моменты инерции их I_1 и I_2; длины крайних пролетов l_1 и l_3 и моменты инерции их I_1 и I_3, то по совмещении крайних пролетов со стойками, получим их в новом виде: при тех же длинах h_1 и h_2 моменты инерции их будут

$$\left.\begin{aligned} I_1'' &= I_1' + \frac{h_1 I_1}{l_1}; \\ I_2'' &= I_2' + \frac{h_2 I_3}{l_3}; \end{aligned}\right\} \qquad [145$$

Когда, как в предыдущем примере, по последним предположением $l_1 = l_2 = l_3 = h_1 = h_2$ и I всех стержней равны между собою, то рама по фиг. 52 обращается в простую раму, у которой моменты инерции стоек в 2 раза больше $\left(\sigma = \frac{1}{2}\right)$.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Г. К РАСЧЕТУ ПЛИТ.

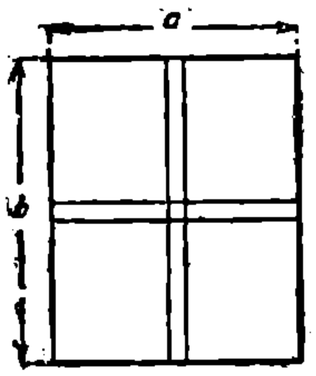
В конструкции железобетонных мостов плита является неизбежным элементом почти всякого моста, причем, распространяясь сплошь на всю площадь, покрываемую мостом, является столь видным его элементом, что снятие одного-двух сантиметров в ее толщине отзывается чувствительным образом на объеме пролетного строения: из таблицы 3 (стр. 264) видно, что каждый *см* толщины плиты составляет $2-3\%$ объема пролетного строения (см. величины V). Но назначение толщины плиты в наименьшем размере зависит не только от целесообразного устройства балочной клетки, выбора расстояний между ребрами ее, но и от той точности, с какой можно определить напряжения в плите.

В отношении расчета конструкторы железобетонных мостов делят плиты на два вида: плиты с рабочей арматурой одного направления; такую плиту расчитывают как плоскую *балку* со свободными опорами или как неразрезную балку; плиты с перекрестной рабочей арматурой; такие плиты расчитываются как *пластинки*, свободно или несвободно лежащие по контуру.

Насколько прост и ясен более или менее точный расчет плит, как балки, т. е. плиты первого вида, настолько неверно основное положение, что плита гнется как простая балка в одной плоскости изгиба. Для такого предположения необходимо плиту конструировать не сплошной, а в виде ряда клавиш. И обратно, насколько ясна плита второго вида по соответствию конструкции теоретическим предпосылкам расчета, настолько непрост расчет плиты.

32. Приближенный расчет плит. — До последнего времени конструкторы пользовались грубо приближенными способами расчета плит, отчасти проверенными опытами Баха, Галлио, а также службой плит в построенных мостах.

Если прямоугольная плита свободно лежит на контуре и подвержена действию *равномерной сплошной нагрузки*, то вопрос о распределении нагрузки по двум взаимно перпендикулярным направлениям, по которым уложены стержни арматуры, решается приближенно на основании следующих соображений. Полосы плиты, пересекающиеся друг с другом в центре плиты (фиг. 54), имеют одинаковый прогиб, равный



Фиг. 54.

$$f_1 = f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_1 a^4}{E_1 I_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_2 b^4}{E_2 I_2};$$

при равенстве E_2, E_1 и I_2, I_1 получаем $p_1 a^4 = p_2 b^4$, кроме того $p_1 + p_2 = p$, данной нагрузке на кв. единицу поверхности плиты. Отсюда имеем

$$p_1 = p \frac{b^4}{a^4 + b^4} \quad \text{и} \quad p_2 = p \frac{a^4}{a^4 + b^4}.$$

Предполагают, что по этому же закону распределяется по двум направлениям и вся нагрузка. Тогда поверяют плиту по моментам для средины:

$$M_1 = \frac{p_1 a^2}{8}, \quad M_2 = \frac{p_2 b^2}{8}.$$

Для плит, заделанных по краям, рекомендуют (Handbuch für Eisenbetonbau), учитывая не полную заделку, расчитывать плиту по формулам: для сечений у опоры

$$M_1 = \frac{p_1 a^2}{10}; \quad M_2 = \frac{p_2 b^2}{10};$$

и для сечений в средине

$$M_1 = \frac{p_1 a^2}{20}; \quad M_2 = \frac{p_2 b^2}{20}.$$

НБ УДУНТ (ДПТ)

Для квадрата, когда $a=b=l$, $p_1=p_2=\frac{1}{2}p$; $M=\frac{pl^2}{16}$.

Если $b>a$, то $p_1>p_2$; при $b=\infty$ нагрузка $p_2=0$; вся нагрузка на плиту передается по пролету a. При $b=2a$ $p_1=0{,}94p$ и $p_2=0{,}06\,p$, т. е. при этом соотношении сторон значение опор по узким сторонам плиты ничтожно.

Для железобетонных плит принимают, что если $b>1{,}5a$, ***плиту следует конструировать как балку на двух опорах.***

Найденные по двум взаимно перпендикулярным направлениям напряжения следовало бы привести к одному по формуле сложного сопротивления; но так как для случаев напряжений одного знака приведенное (к удлинениям) напряжение меньше большего из составляющих, то ограничиваются подчинением найденных напряжений порознь пределу допускаемого напряжения.

33. Точный расчет плит. — Теоретическое решение задач точного расчета плит для разных случаев положения и нагрузки их подвинуто уже достаточно далеко, особенно трудами русских ученых, как проф. Тимошенко, Бубнов, Галеркин и др., но все же такие расчеты представляются довольно сложными и длительными. В этом отношении особенно ценную услугу конструкторам оказывает проф. Галеркин, который дает не только решения задачи для различных случаев, но и вычисляет таблицы для деформаций и напряжений плит различных размеров. Этими таблицами и можно воспользоваться для практических расчетов.

С любезного разрешения Б. Г. Галеркина приводим здесь интересующие нас таблицы с некоторыми формулами, отсылая за подробностями к источникам [1]).

а) *Плита на неупругих опорах по контуру, опертая свободно.* Нагрузка равномерно распределенная p на кв. единицу.

a и b — ширина и длина пластинки;

h — толщина ее;

w_0 — прогиб средины плиты, центра ее;

M^0_y — момент изгиба для центра плиты, при котором нормальные напряжения направлены параллельно оси x-ов, или размеру a;

M^0_x — то же для направления напряжений параллельно оси y-ов, или размеру b;

Q^0_x — давление на опору в средине стороны плиты с размером b на 1 длины опоры;

Q^0_y — то же для средины стороны a;

V_{zx} и V_{zy} — перерезывающие силы в тех же точках;

Q_0 — реакция в угловой точке плиты, сосредоточенная сила, направлена вниз;

E — коэффициент упругости;

m — Пуассоново число, для железобетона $m=4$.

Формулы для расчета следующие:

$$w_0=\frac{pa^4}{32Eh^3}\cdot\frac{m^2-1}{m^2}\left(5-\frac{1536}{\pi^5}\cdot\frac{1}{\cosh\frac{\pi b}{2a}}-\frac{384}{\pi^4}\cdot\frac{b}{a}\cdot\frac{\operatorname{tgh}\frac{\pi b}{2a}}{\cosh\frac{\pi b}{2a}}\right);$$

$$M^0_x=\frac{pa^2}{8}\left(\frac{1}{m}-\frac{1}{m}\cdot\frac{32}{\pi^3}\cdot\frac{1}{\cosh\frac{\pi b}{2a}}+\frac{m-1}{m}\cdot\frac{8}{\pi^2}\cdot\frac{b}{a}\cdot\frac{\operatorname{tgh}\frac{\pi b}{2a}}{\cosh\frac{\pi b}{2a}}\right);$$

$$M^0_y=\frac{pa^2}{8}\left(1-\frac{32}{\pi^3}\cdot\frac{1}{\cosh\frac{\pi b}{2a}}-\frac{8}{\pi^2}\cdot\frac{m-1}{m}\cdot\frac{b}{a}\cdot\frac{\operatorname{tgh}\frac{\pi b}{2a}}{\cosh\frac{\pi b}{2a}}\right);$$

---

[1]) ***Галеркин,*** Прямоугольные пластинки, опертые по краям, „Известия Полит. Инст.", Петроград 1915, т. XXIV.

Галеркин, Стержни и пластинки, „Вестник Инженеров", 1915, № 19.

Галеркин, К расчету тонких, свободно опертых плит, „В. Инж.", 1917, № 2.

НБ УДУНТ (ДИТ)

$$Q^0_x = \frac{pa}{2}\left(1 - \frac{8}{\pi^2}\cdot\frac{1}{\cosh\frac{\pi b}{2a}} + \frac{m-1}{m}\cdot\frac{2}{\pi}\cdot\frac{b}{a}\cdot\frac{\operatorname{tgh}\frac{\pi b}{2a}}{\cosh\frac{\pi b}{2a}}\right);$$

$$Q^0_y = \frac{pb}{2}\left[\frac{3m-1}{m}\cdot\frac{4}{\pi^2}\cdot\frac{a}{b}\left(\operatorname{tgh}\frac{\pi b}{2a} - 0{,}0845\right) - \frac{m-1}{m}\cdot\frac{2}{\pi}\cdot\frac{1}{\cosh^2\frac{\pi b}{2a}}\right];$$ и т. д.

$\frac{b}{a}$	w_0	M^0_y	M^0_x	Q^0_x	Q^0_y	V_{zx}	V_{zy}	Q_0
1,0	0,0457	0,0460	0,0460	0,426	0,426	0,338	0,338	0,069
1,1	0,0546	0,0535	0,0472	0,445	0,404	0,360	0,315	0,068
1,2	0,0635	0,0609	0,0475	0,460	0,383	0,380	0,294	0,067
1,3	0,0718	0,0677	0,0474	0,473	0,363	0,397	0,275	0,065
1,4	0,0793	0,0738	0,0472	0,483	0,339	0,411	0,258	0,063
1,5	0,0868	0,0798	0,0462	0,490	0,324	0,424	0,242	0,061
1,6	0,0934	0,0849	0,0454	0,495	0,308	0,435	0,228	0,058
1,7	0,0994	0,0896	0,0444	0,500	0,292	0,444	0,216	0,056
1,8	0,1047	0,0938	0,0436	0,502	0,278	0,452	0,205	0,053
1,9	0,1096	0,0975	0,0425	0,505	0,264	0,459	0,194	0,051
2,0	0,1139	0,1008	0,0415	0,506	0,252	0,465	0,185	0,049
3,0	0,1376	0,1186	0,0345	0,506	0,169	0,493	0,124	0,034
4,0	0,1442	0,1234	0,0322	0,502	0,127	0,498	0,093	0,025
5,0	0,1459	0,1246	0,0315	0,500	0,102	0,500	0,074	0,020
∞	0,1465	0,1250	0,0312	0,500	—	0,500	—	—
	$\times \frac{pa^4}{Eh^3}$	$\times pa^2$	$\times pa^2$	$\times pa$	$\times pb$	$\times pa$	$\times pb$	$\times pab$

Числа этой таблицы суть коэффициенты при выражениях последней строки.

Из этой таблицы можно сделать следующие заключения:

1) Прогиб плиты примерно в 3 раза меньше прогиба балки пролета a под нагрузкой p, когда плита квадратная; с увеличением b относительно a прогиб возрастает и приближается при $b = \infty$ к прогибу балки.

2) Для квадратной плиты наибольший момент изгиба отвечает формуле $M = \frac{pl^2}{22}$, вместо $\frac{pl^2}{16}$, как предполагается по грубо приближенному способу. Это составляет 35% преувеличения. С увеличением b по сравнению с a на пролет a приходится все большая и большая передача нагрузки; при $b : a = 2$ на пролет a передается 80%, а на пролет b — как бы 30%; при $b = \infty$ на пролет a передается вся нагрузка, но по пролету b напряжения не исчезают, остается около 30% того, что дает простая балка.

3) Сумма моментов для обоих направлений не равна постоянному числу, а возрастает с увеличением $b : a$ до 70%.

в) ***Плита на неупругих опорах, заделанная краями.*** Ограничиваемся приведением таблицы проф. Галеркина.

$\frac{b}{a}$	w прогиб центра	Моменты изгиба в центре		Моменты изгиба на опоре		V_x	V_y
		M^0_y	M^0_x	в середине b M_y	в середине a M_x	в середине b	в середине a
1	0,0143	0,0220	0,0220	— 0,0517	— 0,0517	0,452	0,452
1,1	0,0170	0,0258	0,0223	— 0,0554	— 0,0491	0,448	0,412
1,2	0,0200	0,0293	0,0219	— 0,0612	— 0,0504	0,471	0,381
1,3	0,0216	0,0321	0,0210	— 0,0668	— 0,0508	0,491	0,352
1,4	0,0234	0,0344	0,0199	— 0,0714	— 0,0511	0,505	0,327
1,5	0,0248	0,0363	0,0187	— 0,0753	— 0,0515	0,517	0,305
	$\times \frac{pa^4}{Eh^3}$	$\times pa^2$	$\times pa^2$	$\times pa^2$	$\times pa^2$	$\times pa$	$\times pb$

НБ УДУНТ (ДГТ)

Прогиб плиты с заделанными краями оказывается меньше прогиба свободно лежащей *балки* для квадрата в 11 раз, и меньше прогиба свободно лежащей плиты почти в 3,3 раза. С относительным увеличением b прогиб возрастает; при $b = 1{,}5a$ прогиб в 6,5 раз меньше прогиба балки и в 3,5 раза меньше прогиба плиты.

Момент в середине квадратной плиты отвечает формуле $\frac{pl^2}{45}$, что близко к величине по грубо приближенной формуле. Этот момент у плиты с заделанными краями около половины момента для плиты свободно опертой. Но зато момент на опоре почти такой же величины, как в средине свободной плиты. Отсюда проф. Галеркин делает вывод, что квадратные пластинки с закрепленными краями не могут дать никакой экономии в материале по сравнению со свободно лежащими, и рекомендует, где представляется возможным, делать плиты свободно лежащими.

Это предложение надо понимать ограниченно, так как, если стоимость одинакова, то ради монолитности сооружения, обусловливающей взаимную помощь частей сооружения в экстренных случаях непредусмотренных нагрузок или деформаций, следует предпочесть закрепленные плиты. А в отношении железобетонных конструкций, если на опоре момент у заделанной плиты и больше, чем в средине, зато и высота плиты всегда больше, чем в средине, благодаря заполнению прямых углов сопряжения плиты с ребром. У опоры толщина плиты равна толщине в средине на некотором расстоянии от опоры (половина толщины ребра плюс катет углового заполнения); момент изгиба, между тем, быстро падает к средине, что видно из нижеследующих данных проф. Галеркина.

Величины момента по оси симметрии плиты, параллельной размеру a:

$x = 0$ (средина)	$\frac{a}{8}$	$\frac{a}{4}$	$\frac{3}{8}a$	$\frac{a}{2}$ (край)	
$M_x =$ 0,0220	0,0198	0,0106	— 0,0102	— 0,0510	$\times pa^2$ при $b:a = 1$
$M_x =$ 0,0362	0,0304	0,0110	— 0,0224	— 0,0750	„ „ 1,5
$M_x =$ 0,0399	0,0329	0,0110	— 0,0267	— 0,0831	„ „ 2,0

Интересно в заключение отметить еще, что опорный момент имеет max в средине опорной стороны; в углах плиты он имеет значение нуль, с которого по мере удаления от угла к средине быстро возрастает.

Вот значения опорного момента вдоль края b·

$y = 0$ (середина)	$\frac{b}{8}$	$\frac{b}{4}$	$\frac{3}{8}b$	$\frac{b}{2}$ (угол)	
$M_b =$ — 0,0510	— 0,0462	— 0,0323	— 0,0125	0	$\times pa^2$ при $b:a = 1$
$M_b =$ — 0,0750	— 0,0706	— 0,0541	— 0,0235	0	„ „ 1,5
$M_b =$ — 0,0831	— 0,0807	— 0,0665	— 0,0310	0	„ „ 2,0

Для нагрузки сосредоточенной симметрично около центра плиты по прямоугольнику a_1b_1 (причем размер a_1 параллелен a, и размер b_1 параллелен b) проф. Галеркин дает нижеследующие таблицы [1]).

Нагрузка P распределена равномерно по площадке a_1b_1.

Изгибающие моменты M_y и M_x получаются умножением нагрузки P, действующей на всю площадку a_1b_1, на числа, помещенные в таблицах.

Таблицы составлены для коэффициента Пуассона 0,25 ($m = 4$).

По M_y расчитывается арматура, параллельная оси x, по M_x — арматура, параллельная оси y.

Моменты получаются в измерениях силы, умноженной на ширину части сечения плиты, к которой они относятся. Так, например, если при расчете рассматривать часть сечения плиты в 1 *м*, а сила берется в килограммах, то моменты будут в *кг* · *м*. Если же взять часть сечения в 1 *см*, силу попрежнему в *кг*, то полученные моменты следует считать выраженными в *кг* · *см*.

[1]) Таблицы любезно предоставлены мне профессором Галеркиным из не опубликованной еще работы его о пластинках под сосредоточенной в любой точке нагрузкой.

НБ УДУНТ (ДПТ)

b_1/a \ a_1/a	M_y при $a=b$						M_x при $a=b$					
	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	∞	0,238	0,170	0,133	0,106	0,087	∞	0,299	0,226	0,183	0,151	0,124
0,2	0,299	0,206	0,153	0,121	0,098	0,080	0,238	0,206	0,173	0,146	0,123	0,102
0,4	0,226	0,173	0,135	0,108	0,088	0,072	0,170	0,153	0,135	0,117	0,100	0,083
0,6	0,183	0,146	0,117	0,095	0,078	0,064	0,133	0,121	0,108	0,095	0,082	0,068
0,8	0,151	0,123	0,100	0,082	0,067	0,055	0,106	0,098	0,088	0,078	0,067	0,056
1,0	0,124	0,102	0,083	0,068	0,056	0,046	0,087	0,080	0,072	0,064	0,055	0,046

b_1/a \ a_1/a	M_y при $b:a=1{,}2$						M_x при $b:a=1{,}2$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	∞	0,253	0,188	0,146	0,119	0,098	∞	0,292	0,225	0,180	0,149	0,123
0,2	0,314	0,222	0,170	0,136	0,111	0,091	0,235	0,202	0,171	0,144	0,121	0,100
0,4	0,245	0,192	0,153	0,125	0,103	0,084	0,168	0,152	0,134	0,116	0,099	0,082
0,6	0,202	0,165	0,135	0,113	0,092	0,076	0,131	0,119	0,107	0,094	0,081	0,067
0,8	0,171	0,142	0,118	0,099	0,082	0,068	0,106	0,097	0,088	0,078	0,067	0,056
1,0	0,146	0,123	0,103	0,086	0,072	0,059	0,087	0,081	0,073	0,065	0,056	0,047
1,2	0,124	0,105	0,088	0,074	0,062	0,051	0,074	0,068	0,062	0,055	0,047	0,040

b_1/a \ a_1/a	M при $b:a=1{,}4$						M_x при $b:a=1{,}4$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	∞	0,264	0,199	0,156	0,127	0,105	∞	0,289	0,222	0,177	0,146	0,121
0,2	0,324	0,232	0,180	0,146	0,120	0,099	0,232	0,198	0,161	0,141	0,119	0,098
0,4	0,256	0,202	0,163	0,134	0,111	0,092	0,165	0,149	0,131	0,113	0,096	0,079
0,6	0,215	0,177	0,147	0,122	0,102	0,084	0,128	0,117	0,105	0,092	0,079	0,066
0,8	0,184	0,155	0,131	0,110	0,092	0,076	0,103	0,095	0,085	0,075	0,065	0,054
1,0	0,160	0,136	0,116	0,098	0,082	0,068	0,085	0,079	0,071	0,063	0,055	0,046
1,2	0,139	0,120	0,102	0,087	0,073	0,060	0,072	0,067	0,062	0,054	0,046	0,039
1,4	0,121	0,104	0,089	0,076	0,064	0,053	0,062	0,058	0,052	0,046	0,040	0,034

b_1/a \ a_1/a	M_y при $b:a=1{,}6$						M_x при $b:a=1{,}6$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	∞	0,271	0,205	0,162	0,134	0,109	∞	0,286	0,220	0,175	0,145	0,119
0,2	0,333	0,239	0,186	0,152	0,125	0,103	0,230	0,196	0,165	0,139	0,117	0,097
0,4	0,263	0,210	0,170	0,140	0,116	0,096	0,163	0,146	0,128	0,111	0,094	0,078
0,6	0,222	0,184	0,154	0,129	0,107	0,089	0,125	0,114	0,102	0,089	0,077	0,064
0,8	0,193	0,164	0,139	0,117	0,098	0,081	0,101	0,093	0,083	0,073	0,063	0,053
1,0	0,169	0,145	0,124	0,106	0,089	0,074	0,083	0,076	0,069	0,061	0,053	0,044
1,2	0,149	0,129	0,111	0,095	0,080	0,067	0,070	0,065	0,059	0,052	0,045	0,037
1,4	0,132	0,115	0,099	0,085	0,072	0,060	0,060	0,056	0,050	0,045	0,039	0,032
1,6	0,117	0,102	0,088	0,076	0,065	0,053	0,053	0,049	0,044	0,039	0,034	0,028

НБ УДУНТ (ДИТ)

b_1/a \ a_1/a	M_y при $b:a=1{,}8$						M_x при $b:a=1{,}8$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
0	∞	0,275	0,209	0,166	0,137	0,112	∞	0,284	0,218	0,174	0,144	0,118
0,2	0,337	0,243	0,191	0,156	0,129	0,106	0,228	0,194	0,163	0,138	0,115	0,095
0,4	0,268	0,214	0,174	0,144	0,120	0,099	0,161	0,144	0,126	0,109	0,093	0,077
0,6	0,227	0,189	0,158	0,133	0,111	0,092	0,123	0,112	0,100	0,088	0,075	0,063
0,8	0,197	0,168	0,143	0,121	0,102	0,084	0,099	0,090	0,081	0,072	0,062	0,051
1,0	0,175	0,151	0,130	0,111	0,093	0,077	0,081	0,075	0,067	0,059	0,051	0,043
1,2	0,155	0,135	0,117	0,101	0,085	0,071	0,068	0,063	0,057	0,050	0,043	0,036
1,4	0,139	0,122	0,106	0,091	0,077	0,064	0,059	0,054	0,049	0,043	0,037	0,031
1,6	0,125	0,109	0,095	0,082	0,070	0,058	0,051	0,047	0,043	0,038	0,033	0,027
1,8	0,112	0,098	0,086	0,074	0,063	0,052	0,045	0,042	0,038	0,033	0,029	0,024

b_1/a \ a_1/a	M_y при $b:a=2{,}0$						M_x при $b:a=2$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
0	∞	0,278	0,212	0,168	0,138	0,114	∞	0,283	0,217	0,173	0,142	0,117
0,2	0,340	0,245	0,193	0,158	0,131	0,108	0,227	0,193	0,162	0,136	0,114	0,095
0,4	0,270	0,217	0,177	0,146	0,122	0,100	0,159	0,143	0,125	0,108	0,092	0,076
0,6	0,230	0,192	0,161	0,135	0,113	0,093	0,122	0,111	0,099	0,087	0,074	0,062
0,8	0,201	0,171	0,146	0,124	0,104	0,086	0,097	0,089	0,080	0,070	0,061	0,051
1,0	0,177	0,153	0,132	0,113	0,095	0,079	0,080	0,074	0,066	0,059	0,051	0,042
1,2	0,159	0,139	0,121	0,104	0,088	0,073	0,067	0,061	0,055	0,049	0,042	0,035
1,4	0,143	0,126	0,110	0,095	0,080	0,067	0,057	0,052	0,047	0,042	0,036	0,030
1,6	0,129	0,114	0,100	0,086	0,073	0,061	0,050	6,045	0,041	0,036	0,031	0,026
1,8	0,117	0,104	0,091	0,079	0,067	0,056	0,044	0,040	0,036	0,032	0,028	0,023
2,0	0,106	0,094	0,082	0,071	0,061	0,050	0,039	0,036	0,033	0,029	0,025	0,021

Пример пользования таблицами. Определить моменты в центре плиты, размерами $a=1{,}5$ *м*, $b=2$ *м*, от давления заднего колеса автомобиля в 3,4 *т*. Ширина обода 0,30 *м*. Высота засыпки 0,50 *м*. Давление от колеса распределяется через засыпку под углом в 45° на площадку со сторонами

$$a_1=0{,}30+2\times 0{,}50=1{,}30\ м \qquad \text{и} \qquad b_1=2\times 0{,}50=1{,}00\ м.$$

Имеем:

$$\frac{b}{a}=\frac{2}{1{,}5}=1{,}33;\quad \frac{a_1}{a}=\frac{1{,}30}{1{,}50}=0{,}87 \quad \text{и} \quad \frac{b_1}{a}=\frac{1{,}00}{1{,}50}=0{,}67.$$

Для определения M_y выписываем из таблиц значения коэффициента для отношений $\frac{b}{a}$, $\frac{a_1}{a}$ и $\frac{b_1}{a}$, ближайших к заданным, и производим в таблицах *A* и *B* прямолинейную интерполяцию

A. $\frac{b}{a}=1{,}2$

b_1/a \ a_1/a	0,80	0,87	1,00
I	0,60	*0,092*	0,086	*0,076*
II	0,67	0,088	***0,083***	0,073
III	0,80	*0,082*	0,077	*0,068*

B. $\frac{b}{a}=1{,}4$

b_1/a \ a_1/a	0,80	0,87	1,00
I	0,60	*0,102*	0,096	*0,084*
II	0,67	0,099	***0,093***	0,081
III	0,80	*0,092*	0,086	*0,076*

НБ УДУНТ (ДИТ)

Окончательные результаты каждой таблички (0,083 и 0,093) представляют собой среднее арифметическое двух интерполяций: по строке II и по четвертому столбцу.

Например, для таблички *A*:

$$\frac{1}{2}\left\{\left[0{,}086-\frac{(0{,}086-0{,}077)\times 0{,}07}{0{,}20}\right]+\left[0{,}088-\frac{(0{,}088-0{,}073)\times 0{,}07}{0{,}20}\right]\right\}=0{,}083.$$

Искомый момент равен (интерполируя между значениями для $\frac{b}{a}=1{,}2$ и $\frac{b}{a}=1{,}4$)

$$M_y=\left[0{,}083+\frac{(0{,}093-0{,}083)\times 0{,}13}{0{,}20}\right]\times 3{,}40=0{,}090\times 3{,}40=0{,}306\ m\cdot м.$$

По моменту M_y проверяется сечение плиты шириною в 1 *м*, параллельное стороне $b=2{,}00$ *м*, и определяется арматура, параллельная стороне $a=1{,}50$ *м*.

Таким же способом находим M_x.

$\frac{b}{a}=1{,}2$

b_1/a \ a_1/a	0,8	0,87	1,00
0,60	*0,081*	0,076	*0,067*
0,67	0,076	***0,071***	0,063
0,80	*0,067*	0,063	*0,056*

$\frac{b}{a}=1{,}4$

b_1/a \ a_1/a	0,80	0,87	1,00
0,60	*0,079*	0,074	*0,066*
0,67	0,074	***0,070***	0,062
0,80	*0,065*	0,061	*0,054*

$$M_x=0{,}071\times 3{,}40=0{,}241\ m\cdot м.$$

По моменту M_x расчитывается арматура, параллельная стороне $b=2{,}00$ *м* на 1 *м* ширины сечения.

В случае плит, в действительности по всему контуру закрепленных, следует момент на опоре приравнять моменту для средины при свободных опорах. Момент по средине может быть в этом случае уменьшен, по мнению проф. Галеркина, на 25%.

НБ УДУНТ (ДИТ)

Д. ТАБЛИЦЫ.

Таблица для подбора сечений плит и балок.

Величины даны для *см* и *кг*.

$$x = s(h-a); \quad h-a = C_1\sqrt{\frac{M}{b}}; \quad f_e = C_2\sqrt{Mb}.$$

Напряжения $кг/см^2$		Соответственное значение коэффициентов		
σ_e	σ_b	s	C_1	C_2
1200	50	0,385	0,345	0,00277
1200	45	0,361	0,375	0,00254
1200	40	0,333	0,411	0,00228
1200	35	0,305	0,456	0,00202
1200	30	0,273	0,519	0,00177
1000	50	0,429	0,330	0,00354
1000	45	0,403	0,357	0,00324
1000	40	0,375	0,390	0,00293
1000	35	0,314	0,434	0,00262
1000	30	0,310	0,490	0,00228
1000	25	0,273	0,568	0,00194
1000	20	0,230	0,686	0,00159

Напряжения $кг/см^2$		Соответственное значение коэффициентов		
σ_e	σ_b	s	C_1	C_2
900	45	0,429	0,348	0,00373
900	40	0,400	0,380	0,00337
900	35	0,368	0,420	0,00302
900	30	0,333	0,475	0,00263
900	25	0,294	0,549	0,00224
900	20	0,250	0,660	0,00184
800	45	0,458	0,339	0,00436
800	40	0,429	0,367	0,00397
800	35	0,396	0,408	0,00353
800	30	0,360	0,459	0,00309
800	25	0,319	0,530	0,00264
800	20	0,273	0,635	0,00217

Таблица напряжений в железобетонной балке.

Величины даны для *см* и *кг*.

$$\mu = \frac{f_e}{b(h-a)}, \quad x = \alpha(h-a); \quad \sigma_b = \beta\frac{M}{b(h-a)^2}; \quad \sigma_e = \gamma\sigma_b = \delta\frac{M}{b(h-a)^2}$$

μ	α	β	γ	δ
1,05% = 0,0105	0,425	5,480	20,2	111
1,00% = 0,0100	0,418	5,559	20,9	116
0,95% = 0,0095	0,410	5,650	21,6	122
0,90% = 0,0090	0,402	5,747	22,3	128
0,85% = 0,0085	0,393	5,852	23,1	135
0,80% = 0,0080	0,384	5,968	24,0	143
0,75% = 0,0075	0,375	6,096	25,0	152
0,70% = 0,0070	0,365	6,236	26,1	163
0,65% = 0,0065	0,355	6,394	27,3	174

μ	α	β	γ	δ
0,60% = 0,0060	0,344	6,572	28,6	188
0,55% = 0,0055	0,332	6,774	30,2	204
0,50% = 0,0050	0,320	7,006	32,0	224
0,45% = 0,0045	0,306	7,278	34,0	247
0,40% = 0,0040	0,292	7,597	36,4	277
0,35% = 0,0035	0,276	7,985	39,4	315
0,30% = 0,0030	0,258	8,471	43,1	365
0,25% = 0,0025	0,239	9,096	47,8	435
0,20% = 0,0020	0,217	9,945	54,2	539

НБ УДУНТ (ДИТ)

Таблица веса и площадей сечения круглого железа

Диаметр *мм*	Вес *кг/м*	Окружность *см*	Площадь *см²*								
			1 шт.	2 шт.	3 шт.	4 шт.	5 шт.	6 шт.	7 шт.	8 шт.	9 шт.
4	0,099	1,26	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13
5	0,154	1,57	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77
6	0,222	1,89	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
7	0,302	2,20	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46
8	0,395	2,51	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
9	0,499	2,83	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,73
10	0,616	3,14	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
11	0,746	3,46	0,950	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55
12	0,898	3,77	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
13	1,042	4,08	1,327	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95
14	1,208	4,40	1,539	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
15	1,387	4,71	1,767	3,53	5,30	7,07	8,84	10,60	12,37	14,14	15,90
16	1,579	5,03	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
17	1,782	5,34	2,270	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43
18	1,998	5,65	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90
19	2,225	5,97	2,835	5,67	8,51	11,34	14,18	17,01	19,85	22,68	25,52
20	2,466	6,28	3,142	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
21	2,718	6,60	3,463	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,25	27,68	31,17
22	2,984	6,91	3,801	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21
23	3,262	7,23	4,155	8,31	12,46	16,62	20,77	24,93	29,08	33,24	37,39
24	3,551	7,54	4,524	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72
25	3,853	7,85	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
26	4,168	8,17	5,309	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78
27	4,495	8,48	5,726	11,45	17,18	22,90	28,63	34,35	40,08	45,80	51,53
28	4,834	8,80	6,157	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42
29	5,185	9,11	6,605	13,21	19,82	26,42	33,03	39,63	46,24	52,84	59,45
30	5,549	9,42	7,069	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62
31	5,925	9,74	7,548	15,10	22,64	30,19	37,74	45,29	52,83	60,38	67,93
32	6,313	10,05	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
33	6,714	10,37	8,553	17,11	25,66	34,21	42,76	51,32	59,87	68,42	76,98
34	7,127	10,68	9,079	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,55	72,63	81,71
35	7,553	11,00	9,621	19,24	28,86	38,48	48,11	57,73	67,35	76,97	86,59
36	7,990	11,31	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61
37	8,440	11,62	10,752	21,50	32,26	43,01	53,76	64,51	75,26	86,02	96,77
38	8,903	11,94	11,341	22,68	34,02	45,36	56,71	68,05	79,39	90,73	102,07
39	9,378	12,25	11,946	23,89	35,84	47,78	59,73	71,68	83,62	95,57	107,51
40	9,865	12,57	12,566	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10
42	10,876	13,20	13,854	27,71	41,56	55,42	69,27	83,13	96,98	110,84	124,69
44	11,936	13,82	15,205	30,41	45,62	60,82	76,03	91,23	106,44	121,64	136,85
45	12,485	14,14	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,43	111,33	127,23	143,14
46	13,046	14,45	16,619	33,24	49,86	66,48	83,10	99,71	116,33	132,95	149,57
48	14,205	15,08	18,096	36,19	54,29	72,38	90,48	108,57	126,67	144,76	162,86
50	15,413	15,71	19,635	39,27	58,91	78,54	98,18	117,81	137,45	157,08	176,72

Институт
Библиотека
Учебный отдел
им. Кагановича
Днепропетровск
65248
НБ УДУНТ (ДИИТ)

Сканувала Петренко О. А.

НБ УДУНТ (ДІІТ)