А. А. УМАНСКИЙ

НАШ ДАВНИЙ МОСТЪ

ТРАНСЖЕЛДОРИЗДАТ
МОСКВА · 1939

НТБ ДНУЖТ

Проф. А. А. УМАНСКИЙ
ДОКТОР ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК

НАПЛАВНЫЕ МОСТЫ

Утверждено
Центральным управлением учебными заведениями
Народного комиссариата путей сообщения
в качестве учебного пособия для втузов
железнодорожного транспорта

ХИИТ
БИБЛИОТЕКА
Инв. № 23843

ГОСУДАРСТВЕННОЕ
ТРАНСПОРТНОЕ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА ★ ТРАНСЖЕЛДОРИЗДАТ ★

НТБ ДНУЖТ

Книга в первой части содержит общие принципы проектирования и описание конструкций наплавных мостов и паромных переправ постоянного и временного типа. Во второй части дано систематическое изложение методов расчета наплавных мостов различных систем. Книга утверждена в качестве учебного пособия ЦУ УЗ НКПС для втузов железнодорожного транспорта и рекомендована в качестве учебного пособия УУЗ Гушосдора НКВД для авто-дорожных втузов и УВВУЗ НКО для военно-инженерной и военно-транспортной академий РККА.

Книга также может служить руководством для ИТР проектных организаций транспорта.

Цена 12 р. 50 к.
Переплет 1 р. 50 к.
Отв. редактор *Г. К. Ковальков*
Рецензент — кафедра мостов и переправ Военно-инженерной академии им. В. В. Куйбышева
Техн. редактор *П. А. Хитров*
Корректор *О. И. Люлько*

о в набор 15/X 1938 г.
сано к печати 17/III 1939 г.
бумаги 72×105¹/₁₆. Тираж 3000
клейки. Учетно-авт. л. 41,9 Знаков в печ. сте
52. Заказ 1583.
Главлита А-2963

чсжелдориздата, Москва, Б. Переяславская, 46,

НТБ ДНУЖТ

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Предисловие 5

ЧАСТЬ I

КОНСТРУКЦИИ НАПЛАВНЫХ МОСТОВ И ПАРОМНЫХ ПЕРЕПРАВ

Глава I. Общие данные о наплавных мостах

§ 1. Сфера применения наплавных мостов 7
§ 2. Составные части наплавного моста. Основные технические условия проектирования. 8
§ 3. Особенности работы пловучих опор 11
§ 4. Схемы пловучей части. Характеристика основной цепи наплавного моста в статическом отношении 12
§ 5. Сравнение систем основной цепи в строительном и эксплуатационном отношении в случае постоянного моста 19
§ 6. Схемы сопрягающей части моста 28
§ 7. Схемы разводной части моста 31
§ 8. Некоторые данные о двигателях разводного устройства 34
§ 9. Заякорение наплавных мостов . 37

Глава II. Деревянные наплавные мосты

§ 10. Плотовые мосты 43
§ 11. Типовые плашкоутные мосты 48
§ 12. Конструкция плашкоутов 57
§ 13. Примеры конструкции деревянных наплавных мостов 62
§ 14. Железнодорожные деревянные наплавные мосты 74
§ 15. Железнодорожные мосты с продольными понтонами 81

Глава III. Наплавные мосты постоянного типа

§ 16. Мост через Западную Двину в Риге 91
§ 17. Проект моста через устье реки 93
§ 18. Наплавные мосты через Золотой Рог в Стамбуле . . 100
§ 19. Проекты наплавного моста в Калькутте 113
§ 20. Двукрылый наплавной мост через канал . . . 123
§ 21. Наплавные мосты с продольно отодвигающимся разводным устройством . 125
§ 22. Разводные поворотные мосты с одной постоянной и другой пловучей опорами 127
§ 23. Конструкция стальных пловучих опор 131
§ 24. Стальные электросварные понтоны 134
§ 25. Железобетонные понтоны 139

Глава IV. Паромные переправы

§ 26. Общие данные о паромных переправах 146
§ 27. Паромы-самолеты 147
§ 28. Типовые паромные переправы Гушосдора 152
§ 29. Примеры автомобильных и пассажирских паромных переправ постоянного типа 160
§ 30. Железнодорожные паромные переправы временного типа 170
§ 31. Железнодорожные паромные переправы постоянного типа 181

ЧАСТЬ II

РАСЧЕТ НАПЛАВНЫХ МОСТОВ

Глава I. Статика плавающей балки

§ 1. Пловучесть и остойчивость 193
§ 2. Эпюры перерезывающих сил и изгибающих моментов в поперечных сечениях плавающей балки 202

НТБ ДНУЖТ

Стр

§ 3. Осадка и наклонение плавающей балки под действием подвижной нагрузки 207
§ 4. Плавающая балка, опертая в одной и в двух точках . . . 211
§ 5. Инфлюентные линии перерезывающих сил и изгибающих моментов в поперечных сечениях плавающей балки 213

Глава II. **Статически определимая цепь**

§ 6. Система с центральным опиранием разрезных прогонов на понтоны 223
§ 7. Двухконсольная система с подвесными прогонами 225

Глава III. **Цепь шарнирно соединенных пловучих звеньев**

§ 8. Расчет при неподвижной нагрузке 229
§ 9. Действие загрузки одного пролета. Фокальные свойства цепи 233
§ 10. Инфлюентные линии 237
§ 11. Фокальные свойства бесконечной регулярной цепи абсолютно жестких звеньев. Переход к конечной цепи 245
§ 12. Инфлюентные линии и расчетные формулы для регулярной цепи 246
§ 13. Метод исследования работы моста в исключительных условиях 253
§ 14. Ход расчета двухпонтонного звена со стальным пролетным строением . . 256
§ 15. Расчет консолей надстройки деревянных звеньев. Распределение нагрузки между прогонами . . . 266
§ 16. Расчет многопонтонных звеньев с жесткой надстройкой 271
§ 17. Значение подбалок и опирания понтонов на борты пловучих опор 273
§ 18. Учет деформации надстройки звеньев шарнирной цепи 276
§ 19. Расчет берегового звена 280

Глава IV. **Неразрезная балка на пловучих опорах**

§ 20. Уравнение пяти моментов для системы с центральным опиранием неразрезного прогона на понтоны . 284
§ 21. Построение инфлюентных линий 288
§ 22. Числовые примеры 290
§ 23 Расчет регулярной неразрезной балки на пловучих опорах по методу начальных параметров 298
§ 24 Упрощенные методы расчета регулярной неразрезной балки с большим числом пролетов 309

Глава V. **Цепь с упругими соединениями между звеньями и неразрезная балка, жестко связанная с пловучими опорами**

§ 25. Расчет по методу сил . . . 319
§ 26. Цепь пловучих звеньев, соединенных ригельными брусьями 321
§ 27. Приближенные формулы для расчета ригельных брусьев. Поверка напряжений 324
§ 28. Влияние ригельных брусьев на жесткость наплавного моста 326
§ 29. Переход к балке на упруго оседающих и упруго поворачивающихся опорах. Расчет по методу начальных параметров 327

Глава VI. **Расчет прочности пловучих опор и паромов**

§ 30. Стальные понтоны . 335
§ 31. Нормы речного судостроения 340

Глава VII. **Расчет заякорения**

§ 32. Общие соображения 351
§ 33. Расчет одностороннего заякорения 351
§ 34. Расчет двустороннего заякорения 355

Глава VIII. **Расчет мощности разводных механизмов**

§ 35. Данные для расчета мощности двигателя разводного устройства 360
§ 36. Расчет буксировки выводных звеньев 364
§ 37. Расчет мощности поворотного разводного устройства на продольном понтоне 366
§ 38. Расчет мощности поворотного устройства на поперечных понтонах 369
§ 39. Расчет мощности вспомогательных механизмов в сопряжении 371

Глава IX. **О динамическом расчете наплавных мостов**

§ 40. Общие соображения 374
§ 41. Свободные колебания изолированной пловучей опоры или звена. Соображения о колебаниях цепи звеньев 374
§ 42. Кинетические реакции движущегося бруска (звена наплавного моста) . . 377
§ 43. Определение частот собственных колебаний наплавного моста с центральным опиранием разрезных прогонов на понтоны 378
§ 44. Уравнение частот для шарнирной цепи равных звеньев . . . 380
§ 45 Уравнение частот для регулярной неразрезной балки на пловучих опорах 383

Глава X. **О движении воды в открытых водотоках, стесненных пловучими опорами**

тельные соображения. Удельная энергия сечения и линия энергии 386
ии воды при стеснении водотока пловучими опорами 389

НТБ ДНУЖТ

ПРЕДИСЛОВИЕ

Цель настоящей книги — дать пособие по вопросам проектирования, конструкции и расчета гражданских наплавных мостов как постоянного, так и временного типа.

В основу книги положены главным образом осуществленные конструкции и данные практики автора, занимавшегося в течение нескольких лет проектированием и разработкой методов расчета этих сооружений. Само собой разумеется, что дать в одной книге исчерпывающее изложение дисциплины, представляющей соединение мостостроения и судостроения, не представляется возможным. Автор сосредоточил свое внимание на вопросах, обычно входящих в компетенцию инженера-строителя-мостовика, которому может быть поручено составление полного проекта рядового сооружения и эскизного проекта крупного моста. Книга должна удовлетворить также нуждам дипломного проектирования по соответствующей специальности в транспортных втузах и военных академиях.

Книга разделена на две части. Первая, к о н с т р у к т и в н а я, часть начинается с общих данных о наплавных мостах: назначении отдельных частей, выборе системы и величины пролетов, данных о разводном устройстве и заякорении, с попутным изложением основных технических условий проектирования. В следующей главе рассмотрены в порядке постепенного усложнения деревянные наплавные мосты как типовые, так и индивидуальные под автогужевое и жел.-дор. движение. Затем следуют многочисленные примеры конструкций постоянных наплавных мостов, причем особо выделены общие данные для проектирования металлических и железобетонных пловучих опор. Последняя глава I части посвящена конструкциям паромных переправ. Эта глава хотя и выходит несколько из плана всей книги, дает материал, который может быть использован как при проектировании наплавных мостов, так и по своему прямому назначению.

Вторая, р а с ч е т н а я, часть содержит систематическое изложение строительной механики наплавных мостов, развитой автором в ранее изданной монографии[1], переработанное и дополненное рядом новых разделов. Здесь рассмотрены статика плавающей балки, статический расчет различных систем основной цепи звеньев наплавного моста, расчет прочности пловучих опор, расчет мощности механизмов разводного устройства, расчет заякорения, основы динамического расчета наплавных мостов. Специальный раздел посвящен вопросу об условиях протекания воды в потоке, стесненном пловучими опорами.

Автору ясны многие недостатки его работы. Важнейшими, быть может, являются недостаточный критический анализ приведенных примеров конструкции и некоторая схематичность в разработке вопросов расчета элементов моста, поскольку главное внимание уделено нормальным звеньям и значительно меньшее — сопрягающей и разводной части. Автор тут же хотел бы предостеречь читателя-проектировщика от ориентировки на готовые конструктивные решения в данной области, так как здесь еще имеется широкий простор для инициативы и смелой конструкторской мысли. Не следует переоценивать значения большой точности и детализации статических счетов встречающихся здесь многократно статически неопределимых систем. Пр

[1] А. А. У м а н с к и й, Наплавные мосты. Расчет основной цепи, Киев 1931.

НТБ ДНУЖТ

дится всегда помнить о том, что наплавной мост представляет собой своеобразную пространственную комбинацию элементов, отличную от моста на постоянных опорах; что, кроме точно регламентированных нагрузок, имеются факторы вроде силы течения воды, ее волнения, ударов проходящих судов и пр. Эти обстоятельства необходимо внимательно учитывать при проектировании, а сложность методики расчетов всегда следует соразмерять с достоверностью всей совокупности рабочих предпосылок, вводя упрощения, основанные на ясном понимании работы конструкции. Помочь читателю выработать это понимание автор считал одной из основных задач книги.

В разработке некоторых разделов книги под руководством автора приняли участие инж. Л. П. Поляков (§ 24, ч. I), инж. В. А. Марьин (§ 29 — 31, ч. I), проф. А. И. Сегаль (гл. VII, ч. II), инж. А. А. Белоус (гл. IX, ч. II).

Главу X, ч. II, «О движении воды в открытых водотоках, стесненных плавучими опорами», написал проф. Г. И. Сухомел на базе своих исследований, выполненных в Институте водного хозяйства Академии наук УССР.

Автор.

НТБ
ДНУЖКТ

ЧАСТЬ I

КОНСТРУКЦИИ НАПЛАВНЫХ МОСТОВ И ПАРОМНЫХ ПЕРЕПРАВ

ГЛАВА I

ОБЩИЕ ДАННЫЕ О НАПЛАВНЫХ МОСТАХ

§ 1. Сфера применения наплавных мостов

Наплавные мосты являются преимущественно временными сооружениями, так как сложность эксплуатации моста и содержания в исправности пловучих опор заставляет обычно стремиться к устройству моста на постоянных опорах.

Наиболее ярко временный характер проявляется в военных понтонных мостах, обладающих всеми существенными особенностями разборных мостов, главное назначение которых — создать в короткий срок переправу для переброски больших масс людей и материалов.

Другой важной категорией этих сооружений являются деревянные плотовые и плашкоутные наплавные мосты для автогужевого движения или наиболее легкой жел.-дор. нагрузки — временные сооружения, заменяющие на более или менее продолжительный срок мосты постоянного типа. К постройке деревянного наплавного моста прибегают во всех случаях, когда большая глубина воды (или мощный ледоход) делает применение свай или ряжей для временного моста невозможным. Кроме того, существенный довод в пользу наплавного моста — легкость устройства разводного отверстия для пропуска больших судов, что заставляет иногда отдать предпочтение наплавному мосту перед мостом на постоянных опорах. Можно утверждать, что во всех случаях постройки деревянных мостов через большие реки в качестве кратковременных средств сообщения следует обсудить, не представляется ли экономически целесообразным построить наплавной мост, который по минований в нем надобности можно использовать на другом месте. При тщательной постройке и периодическом ремонте мост может прослужить достаточно долго — известны многочисленные примеры плотовых мостов, служивших 40 — 50 лет (севастопольский) и плашкоутных, функционировавших лет 30 (мосты через Неву, мост через Оку в г. Горьком).

Наконец, существуют такие водотоки, для которых наплавной мост следует считать единственным экономически и технически приемлемым способом перекрытия. Сюда относятся главным образом устья рек при большой глубине воды и нестойком илистом грунте или морские протоки. В этом случае возникает вопрос о постройке наплавного моста стационарного типа, обычно металлического или смешанной конструкции с железобетонными пловучими опорами. Классическим примером могут служить мосты через залив Золотой Рог, отделяющий Стамбул от Галаты; мосты через р. По (Италия) на железобетонных понтонах; у нас в СССР проблема мостов через лиманы в устьях некоторых южных рек. Перечисленные места характерны двумя факторами, благоприятными для устройства наплавного моста: отсутствием ледохода и небольшой амплитудой колебания горизонта воды, что облегчает конструкцию сопряжения пловучей части с берегом. Не следует упускать из виду, однако, и факт долголетнего существования и успешной эксплуатации Рижского моста через Западную Двину. Мост этот, построенный в 1895 г., прослужил около 30 лет в условиях сильного ледохода, вынуждавшего к ежегодной разводке средней части моста для пропуска льда, несмотря на с пециальную «ледокольную» форму понтонов.

НТБ ДНУЖТ

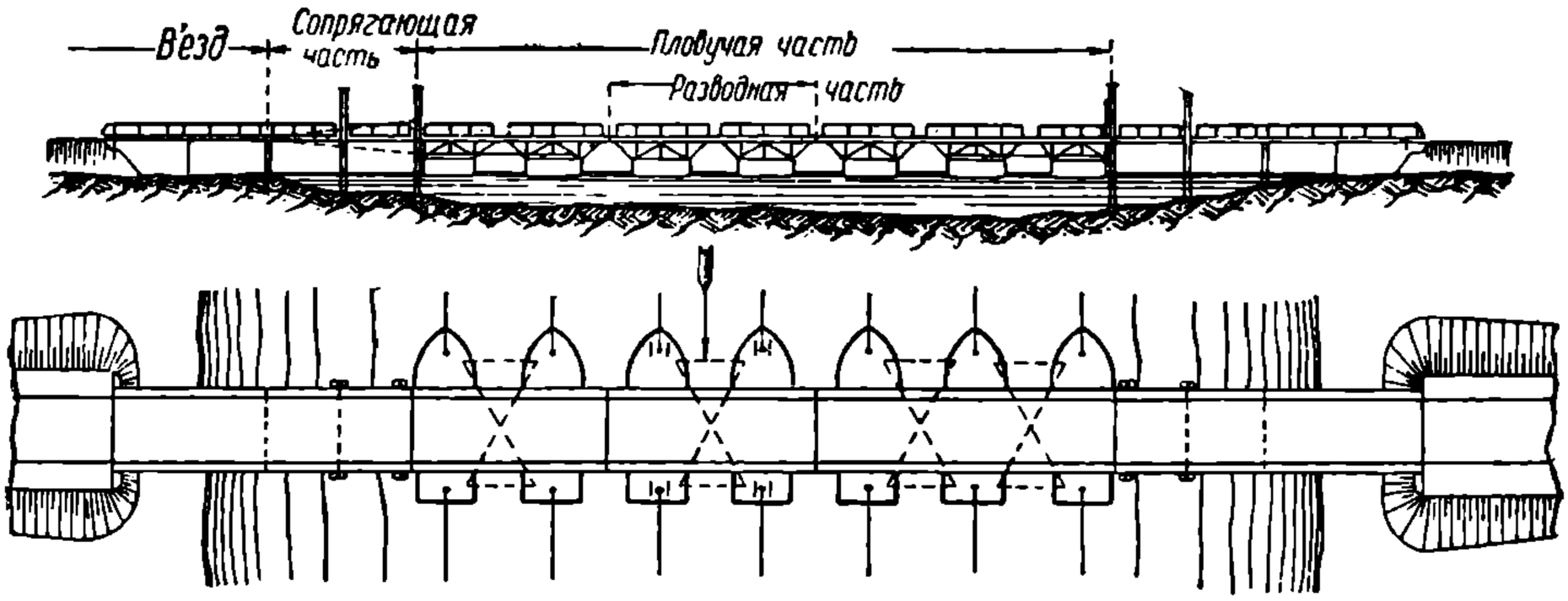
§ 2. Составные части наплавного моста. Основные технические условия проентирования

Типичный наплавной мост содержит, как правило, следующие четыре характерные части:

а) п л о в у ч у ю ч а с т ь, или собственно наплавной мост, представляющую собой более или менее длинную балочную систему на пловучих опорах, надлежащим образом заякоренных;

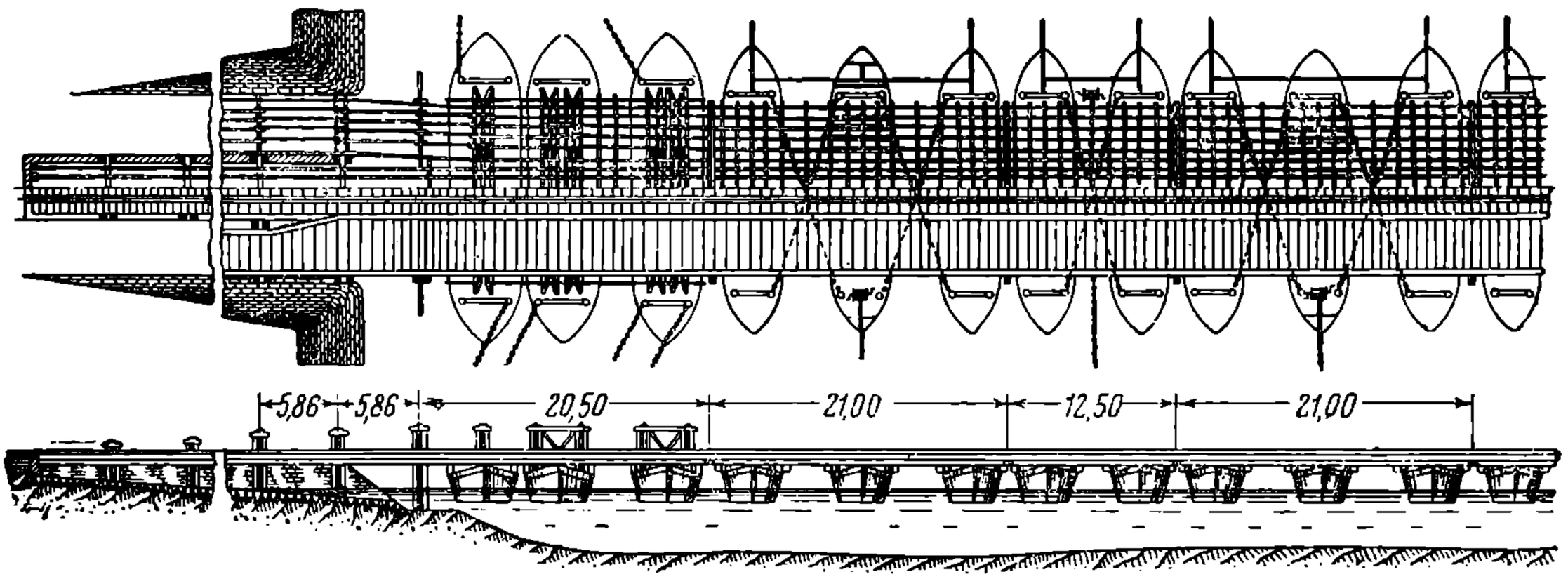
б) в ъ е з д ы на мост в виде земляной насыпи или эстакады;

в) с о п р я г а ю щ у ю ч а с т ь между пловучей частью и въездами (чаще всего в виде подъемных прогонов или качающегося мостика); назначение ее — создать переход между настилом въездов, имеющим постоянную отметку, и настилом пловучей части, отметка которого зависит от горизонта воды в реке и расположения временной нагрузки;



Фиг. 1.

г) р а з в о д н о е у с т р о й с т в о для пропуска судов, обычно состоящее из одного или нескольких пролетов пловучей части.



Фиг. 2.

Указанные части можно обнаружить в большинстве схем наплавных мостов. На фиг. 1 показана схема стандартного деревянного моста под автогужевое движение. В отдельных случаях некоторые части могут быть совмещены, например вся пловучая часть в целом может выводиться для пропуска судов, сопрягающая часть в виде подъемных прогонов может быть расположена на плаву (фиг. 2 — наплавной мост для перекатки жел.-дор. вагонов и автогужевого движения). В дальнейшем изложении мы пока будем предполагать типовую схему; все отступления от нее выясним ниже на конкретных примерах.

НТБ ДНУЖТ

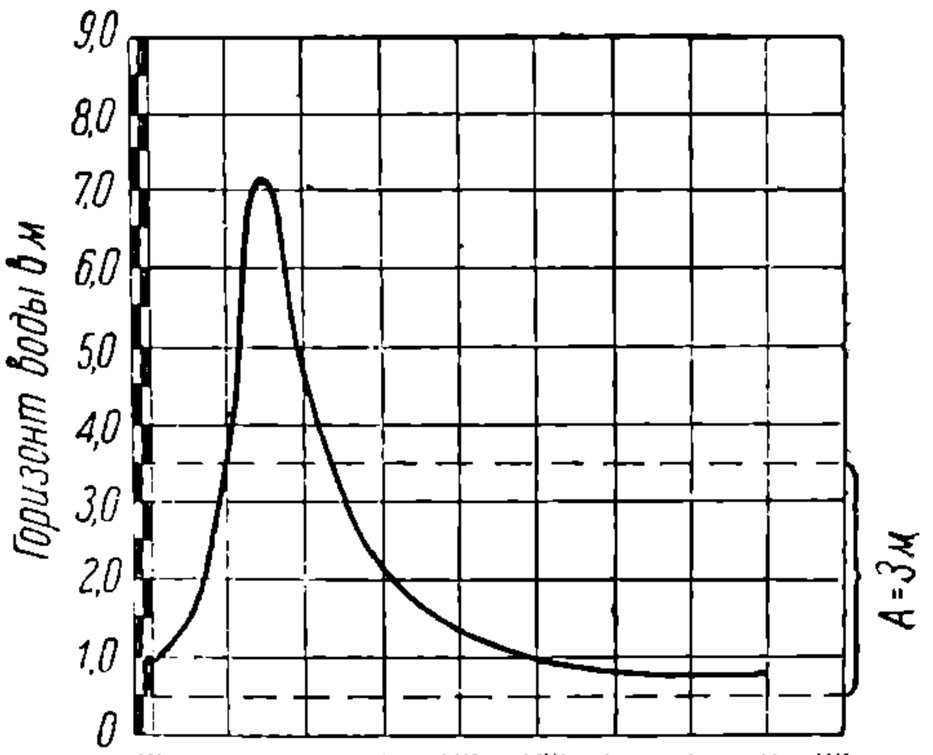
Мост может обслуживать движение при всех горизонтах воды и может быть низководным, приспособленным к действию при колебании уровня воды в реке в определенных пределах, например от г. с. н. в. до г. ср. в. в. При самых высоких горизонтах происходит либо затопление подъездов, либо в сопрягающей части получаются подъемы, препятствующие движению. В этом случае высокие горизонты обслуживаются другими, более высокими подъездами, к которым передвигается пловучая часть моста, или устраивается специальная паромная переправа, действующая только в период половодья.

От расчетной амплитуды колебания горизонтов воды, как мы увидим ниже, зависят высота моста, длина въездов и сопрягающей части. В отличие от мостов на постоянных опорах уклоны настила не имеют постоянного значения, а меняются в зависимости от двух факторов: уклоны в пловучей части зависят от величины и расположения временной нагрузки, уклоны в сопрягающей части зависят, кроме того, от горизонта воды в данный момент. Максимальные допускаемые уклоны наряду с расчетной амплитудой колебания воды в реке и величиной временной нагрузки оказывают существенное влияние на выбор основных размеров частей моста. Назначение наибольшего уклона зависит от характера переправы (постоянного или временного), рода нагрузки, типа настила, а также от экономических соображений, так как малые допускаемые уклоны вызывают удлинение и осложнение конструкции сопрягающей части. Обычные значения задаваемых максимальных уклонов для мостов под автогужевое движение приведены в табл. 1.

Таблица 1

Наименование мостов	Допускаемые уклоны в %		
	в пловучей части от временной нагрузки	в сопрягающей части при обычных горизонтах	в сопрягающей части при исключительных горизонтах
Постоянные металлические мосты . .	2—3	4—5	7
Постоянные деревянные мосты .	4—5	6—8	10
Временные деревянные мосты .	5—7	8—10	12

Для уклонов выше 5% необходимо применять поперечный настил или иные средства для предотвращения скольжения. В некоторых случаях величина уклона лимитируется в зависимости от характера нагрузки. Так, для военных мостов при невыгодном расположении сплошной загрузки людьми могут быть допущены бóльшие уклоны, чем при прохождении некоторых типов тяжелых грузов.



Фиг. 3.

Установлению расчетного графика колебаний горизонта воды и амплитуды обслуживания в случае низководного моста следует уделить серьезное внимание, чтобы получить технически и экономически наиболее целесообразное решение. На фиг. 3 показан пример годового графика и отмечена амплитуда обслуживания, принятая здесь в 3 *м*. При проектировании моста необходимо отдать себе полный отчет о тех уклонах и осадках, которые получаются при максимальных и минимальных горизонтах воды, и учесть все вытекающие отсюда обстоятельства эксплуатации переправы. Таким образом, допустимые уклоны проезжей части и амплитуда горизонтов воды, обслуживаемых мостом, принадлежат к основным элементам технического задания на проектирование наплавного моста. Заметим, что, в то время как в случае моста на постоянных опорах расчетный горизонт важен в первую очередь с точки зрения интересов судоходства (подмостовой габарит), здесь этот горизонт влияет

ГПБ ДНЭКТ

на движение по мосту. Расчетный график колебания горизонтов воды должен быть согласован с управлением, ведающим сухопутным транспортом.

Большое значение имеют эксплуатационные условия в зимнее время. При предварительных изысканиях следует учесть необходимость (в случае сильного ледохода) устройства специального затона для выводки моста до момента ледостава. При слабом ледоходе бывает достаточно развести какую-либо часть (обычно среднюю). Выбирая место перехода, следует учесть, что излишне пологие берега могут вызвать затруднения в устройстве береговых звеньев и удлинение сопрягающей части. Вообще можно считать, что для установки пловучих опор необходима глубина от 1 до 1,5 *м*. Для плотовых мостов глубина может быть значительно меньше (0,5 — 0,8 *м*). При предварительных изысканиях следует подробно выяснить условия заякорения как с точки зрения глубин (промер по оси моста и на 50 — 60 *м* выше и ниже оси моста), так и со стороны способности грунта удерживать якори.

Для перехода реки наплавным мостом следует выбирать по возможности ровные участки без сбойного течения со спокойным ледоходом. Ось моста располагается нормально к направлению течения. В случае необходимости косого пересечения следует пловучие опоры ставить по направлению струи. Детальные указания ОСТ 6432, относящиеся к выбору места расположения моста, в полной мере распространяются и на наплавные мосты.

При назначении общего отверстия мостового перехода с наплавной частью пользуются известными приемами, разработанными для мостов на постоянных опорах. Стеснение живого сечения на поймах определяется, как обычно; на главном русле сечение считается стесненным погруженной площадью поперечного сечения пловучих опор. При тесном расположении пловучих опор, малой глубине и неразмываемом дне может возникнуть вопрос об определении подпора и скоростей в стесненном сечении. Теоретически этот вопрос освещен проф. Г И. Сухомелом (см. ч. II, главу X). Наплавной мост может оказать серьезное влияние и на распределение скоростей в поперечном сечении и движении наносов. При косом расположении пловучих опор (чего всегда следует избегать) и значительном стеснении сечения мост вызовет изменение поперечной циркуляции воды[1] и соответствующие изменения конфигурации дна (при легко размываемом русле).

Требования, предъявляемые к подмостовому габариту мостов на постоянных опорах через большие реки (ОСТ 6432), в случае моста на пловучих опорах являются технически весьма трудно выполнимыми. Приходится ограничиться устройством разводного пролета, приложив все усилия к тому, чтобы обеспечить быстроту разводки и надежность действия при ветре и волнении. Величина разводного пролета в свету (в метрах) в зависимости от категории реки, скорости течения и косины струй дается в табл. 2 (ОСТ 6432, приложение 3).

Таблица 2

Категория рек	Скорость течения до 1,00 *м/сек*		Скорость течения от 1,00 до 2,00 *м/сек*	
	отклонение оси моста от нормали к направлению течения			
	до 5°	от 5 до 10°	до 5°	от 5 до 10°
Вне категорий	По особому согласованию с Наркомводом			
I	50	60	60	70
II	30	40	40	50
III	15	20	20	30

Открывание пролета должно делаться в течение 3 мин. На реках со слабым судоходством по особому согласованию с Наркомводом продолжительность разводки может быть повышена до 15 мин. Очень часто ставится требование, чтобы, кроме разводного

[1] См. сборник «Поперечная циркуляция в открытом потоке» под ред. проф. М. В. Потапова, М. 1936.

НТБ ДНУЖТ

пролета, мост имел еще несколько (обычно два) постоянных отверстий для пропуска мелких судов и плотов, идущих самосплавом. Возвышение низа ферм в этих пролетах должно обеспечить зазор в 1 *м*. Выполнение этого трєбования часто приводит к тому, что наплавной мост устраивается с подъемом от берегов к середине.

Необходимо отметить, что в отношениии норм нагрузок, габаритов и допускаемых напряжений для наплавных мостов обычно никаких специальных отклонений от существующих норм и технических условий для мостов на постоянных опорах не предусматривается. Исключение составляют допускаемые напряжения пловучих опор, для которых принято пользоваться судостроительными нормами.

§ 3. Особенности работы пловучих опор[1]

Пловучая опора представляет собой судно, чаще всего прямостенное, размеры которого определяются рядом обстоятельств. При заданной нагрузке осадка прямостенного понтона обратно пропорциональна площади ватерлинии (по закону Архимеда). Поэтому, чтобы удержать осадки (от которых зависят и уклоны полотна при действии временной нагрузки) в допустимых пределах, приходится соответствующим образом подбирать размеры пловучей опоры в плане.

Увеличение ширины пловучих опор желательно по соображениям сокращения расчетного пролета элементов надстройки, расположенных между опорами (это относится, главным образом, к деревянным мостам). С другой стороны, широкие опоры стесняют судоходство. Для обеспечения поперечной остойчивости моста необходимо, чтобы площадь ватерлинии имела достаточный момент инерции относительно поперечной оси понтона, что приводит к удлиненной форме пловучей опоры. Обычно ставится требование, чтобы при одновременном действии односторонней временной нагрузки на мосту и расчетного ветра крен моста не превосходил 3 — 5%.

Металлические клепаные или сварные понтоны стационарных мостов проектируются герметически закрытыми, прямоугольного поперечного сечения, с несколькими поперечными водонепроницаемыми переборками. Запас пловучести таких опор может быть минимальный — 10 — 15%. Открытые или снабженные палубой не на всем протяжении металлические понтоны или деревянные плашкоуты требуют большего запаса пловучести. Высоту надводного (сухого) борта следует принимать не менее 0,35—0,45 *м*, сообразуясь при этом с высотой волн в реке. В ряде осуществленных проектов запас пловучести деревянных плашкоутов составляет от 25 до 50% от расчетного максимального водоизмещения.

Оконечностям пловучих опор желательно давать обтекаемую форму во избежание значительных, затрудняющих судоходство завихрений потока между опорами. Форма понтонов разводного пролета и ближайших к нему выбирается закругленной, чтобы свести к минимуму опасность повреждения проходящих судов в случае навала на пловучие опоры.

Обычные пропорции для прямостенных пловучих опор стационарных мостов следующие:

а) металлические понтоны:

$$L \quad B : H = 8 : 2 \quad 1;$$

б) деревянные плашкоуты:

$$L : B : H = 6 : 3 : 1,$$

где L — длина, B — ширина, H — высота борта понтона.

Остановимся теперь на некоторых вопросах прочности пловучих опор.

Конструкция стального судового корпуса состоит из обшивки, поперечного и продольного набора (ребер) и переборок. Поперечные ребра носят название ш п а н г о у т о в (палубные шпангоуты называются б и м с а м и). Продольные ребра вообще называются с т р и н г е р а м и; расположенные вдоль днища имеют специальное название к и л ь с о н о в, вдоль палубы — к а р л е н г с о в. Аналогично конструк-

---

[1] Здесь мы даем лишь самые краткие сведения о пловучих опорах. Детально вопросы конструкции рассматриваются в главах II и III.

НТБ ДНУЖТ

ция и железобетонного и деревянного корпуса также может быть подразделена на обшивку и набор. С точки зрения строительной механики судовой корпус представляет собой подкрепленную ребрами оболочку более или менее сложной формы. Достаточно отчетливую картину работы конструкции можно получить, рассматривая ее как полую тонкостенную балку; все элементы ее работают, во-первых, на м е с т н у ю нагрузку — от непосредственно приложенных сил и, во-вторых, принимают участие в обеспечении так называемой о б щ е й, или п р о д о л ь н о й, прочности корпуса.

К местной прочности относятся: работа обшивки от нагрузки гидростатическим давлением воды; работа шпангоутов на изгиб от нагрузки, передаваемой им обшивкой; работа кильсонов от реакций шпангоутов и т. п. Сюда же относится работа элементов, непосредственно воспринимающих нагрузку от надстройки (пролетного строения), например поперечных переборок, которые располагаются непосредственно в плоскости главных ферм пролетного строения. Устойчивость этих переборок обеспечивается ребрами жесткости.

Напряжения общей, или продольной, прочности обусловлены работой пловучей опоры как балки, нагруженной сверху вниз весом пролетного строения с временной нагрузкой и поддерживаемой направленной снизу вверх распределенной реакцией воды. Чем равномернее распределена активная нагрузка (точнее, чем меньше погонная интенсивность ее в каждом сечении отличается от интенсивности реакции воды), тем меньше изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях корпуса пловучей опоры. Обычно нагрузка фиксируется в двух-трех-четырех сечениях (по числу прогонов) на среднем участке пловучей опоры.

Так как моменты эти, как правило, одного знака — именно изгибают пловучую опору выпуклостью вниз, то верхние стрингеры пловучей опоры (и палуба, если она имеется) будут постоянно сжаты, а днище постоянно растянуто. В бортах развиваются скалывающие и косые нормальные напряжения постоянного направления. При металлических понтонах главное внимание должно быть уделено обеспечению устойчивости сжатых элементов. В железобетонной конструкции, наоборот, бóльшие трудности возникают при конструировании растянутых элементов. Здесь следует иметь в виду, что корпус должен быть предохранен от появления трещин.

Продольная прочность корпуса деревянного судна практически всегда значительно ниже ее «теоретического» значения, соответствующего моменту сопротивления поперечного сечения и допускаемому напряжению для крайних элементов. Объясняется это рядом причин, прежде всего невозможностью полной передачи скалывающих усилий между продольными рядами досок обшивки[1] Превращение бортов в дощатые фермы путем постановки раскосов на нагелях не устраняет второй причины — слабости замковых и иных соединений продольных связей. Прочность употребительных замков прямого и косого не превосходит 20% от прочности целого сечения (на растяжение). Вообще поперечно сечение деревянного беспалубного судна работает в условиях промежуточных между «сложным» и «составным» брусьями, причем вполне надежные указания о максимальном допустимом моменте дать весьма трудно.

В результате для восприятия моментов от общего изгиба при деревянных пловучи: опорах приходится создавать специальную конструкцию — так называемые р а с п р е д е л и т е л ь н ы е ф е р м ы, занимающие большее или меньшее протяжение, обычно во всю длину прямой вставки до закруглений. Оконечности плашкоутов, работающие на не большие усилия, могут воспринять их без подкреплений. Распределительные фермы чаще всего конструируются в виде стоечно-подкосных рам, реже в виде ферм Гау.

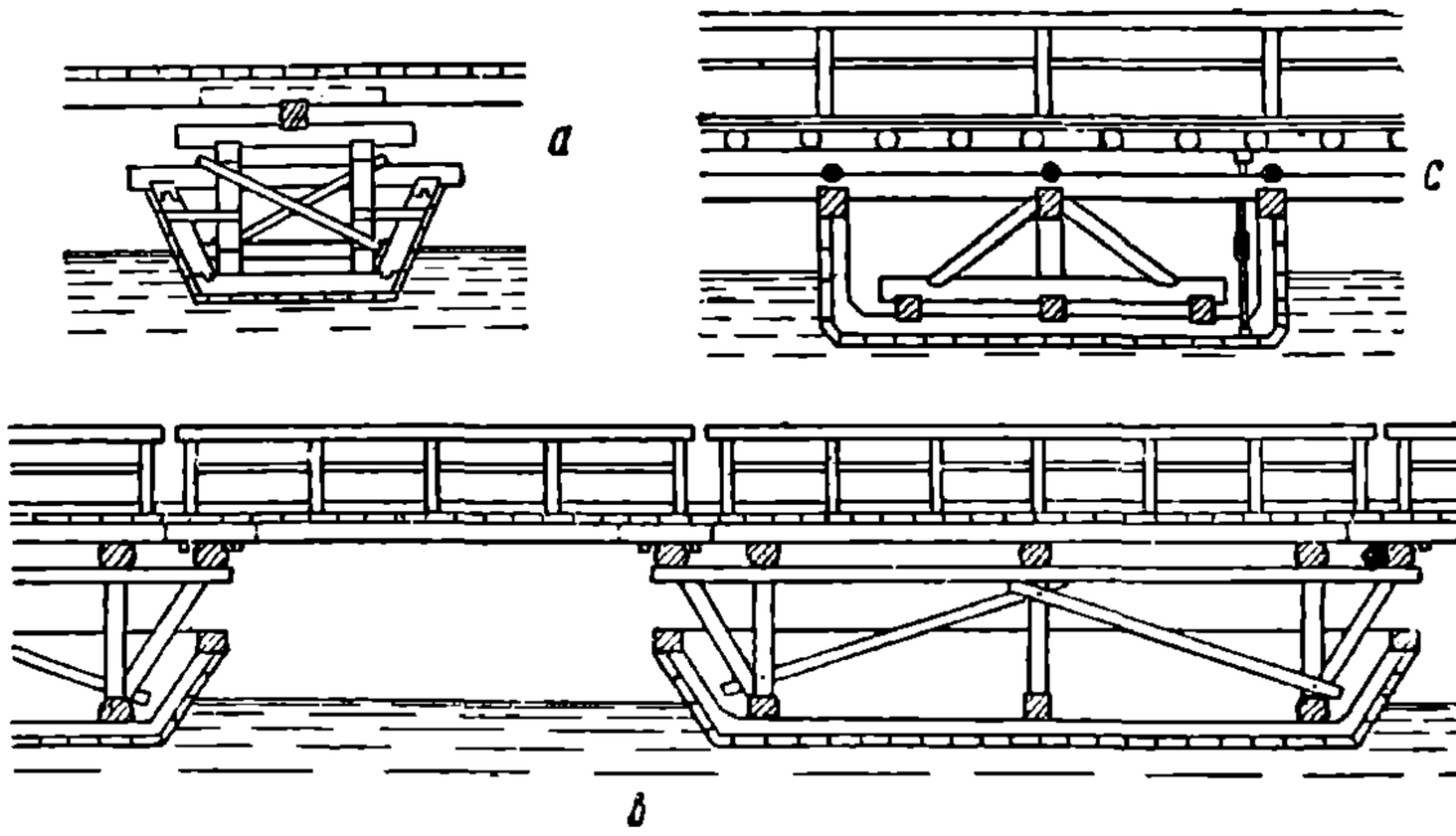
§ 4. Схемы пловучей части. Характеристика основной цепи наплавног моста в статическом отношении

Пловучая часть моста может быть представлена как комбинация двух главнейших элементов: п р о г о н о в, или балок, выполняемых при большом пролете в виде сквозных ферм, образующих пролетные строения, и п л о в у ч и х о п о р, передающих

[1] Согласно проекту ТУ Гушосдора сопротивление трения на 1 *пог. м* паза при раскливании может быть принято равным 1 *т* для днища и 0,7 *т* для бортов (пеньковая конопатка

НТБ ДНУЖТ

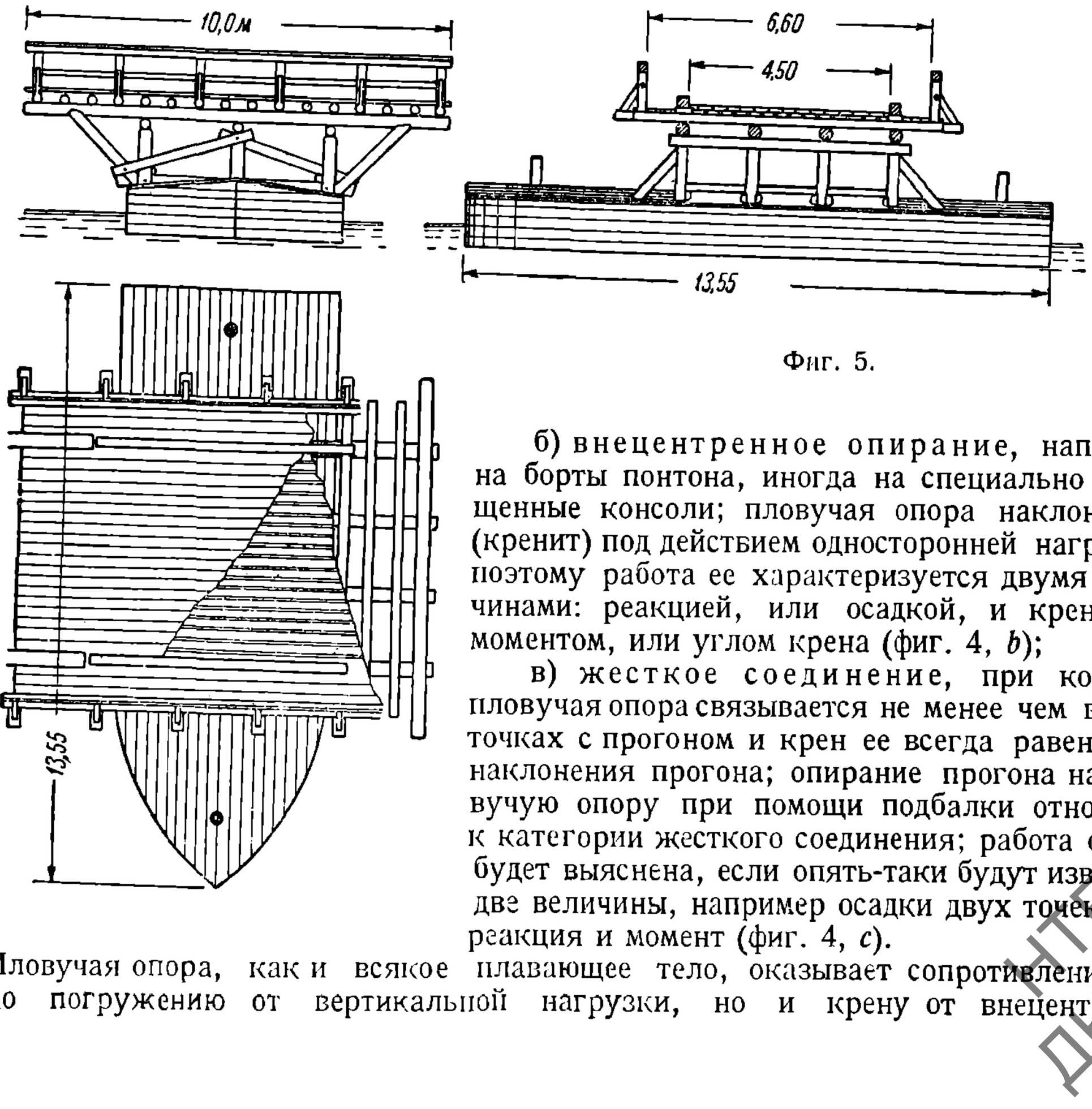
нагрузку от прогонов на воду. Так как площадь ватерлинии пловучих опор при различных нагрузках отстается постоянной (при прямостенных опорах) или почти не изменяется, то имеет место пропорциональность между нагрузками и осадками. Поэтому любую систему пловучей части можно трактовать как некоторую балку на упругих опорах или на упругом основании. Сейчас мы перейдем к более детальному анализу различных схем пловучей части с точки зрения образования системы и воздействия нагрузки. Сперва рассмотрим способы соединения пловучих опор с прогонами, затем образование звеньев и, наконец, соединение элементов в основную цепь моста.



Фиг. 4.

Следует отличать три способа соединения пловучих опор с прогонами (фиг. 4):

а) центральное опирание, при котором опора всегда плавает в вертикальном положении; работа опоры при центральном опирании характеризуется одним параметром—величиной реакции (давления на опору) или величиной осадки (фиг. 4, *a*);



Фиг. 5.

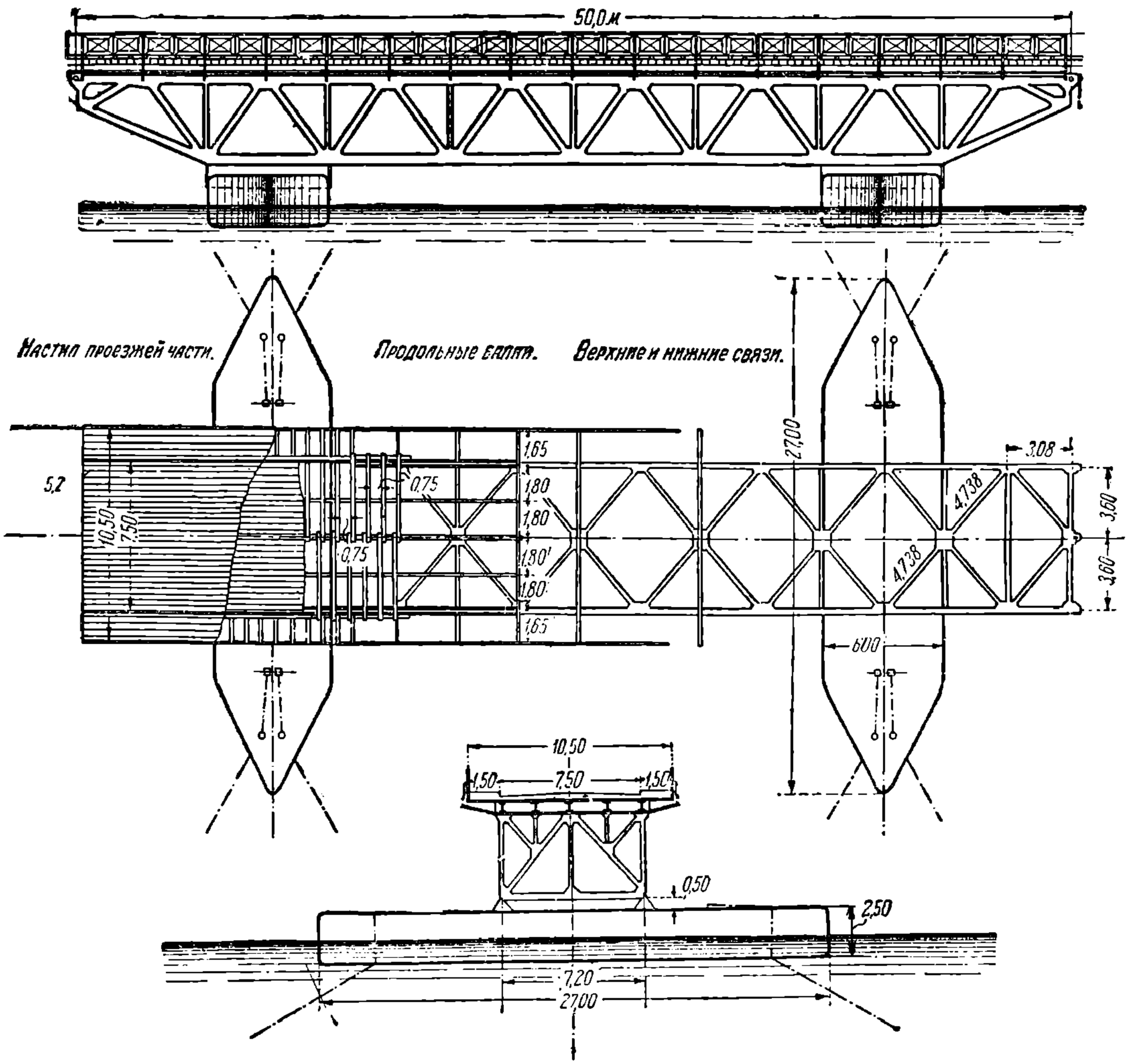
б) внецентренное опирание, например на борты понтона, иногда на специально выпущенные консоли; пловучая опора наклоняется (кренит) под действием односторонней нагрузки; поэтому работа ее характеризуется двумя величинами: реакцией, или осадкой, и кренящим моментом, или углом крена (фиг. 4, *b*);

в) жесткое соединение, при котором пловучая опора связывается не менее чем в двух точках с прогоном и крен ее всегда равен углу наклонения прогона; опирание прогона на пловучую опору при помощи подбалки относится к категории жесткого соединения; работа опоры будет выяснена, если опять-таки будут известны две величины, например осадки двух точек, или реакция и момент (фиг. 4, *c*).

Пловучая опора, как и всякое плавающее тело, оказывает сопротивление не только погружению от вертикальной нагрузки, но и крену от внецентренно

НТБ ДНУЖТ

действующих сил. Это сопротивление тем больше, чем шире[1] пловучая опора (вдоль моста). Ясно, что внецентренное опирание, цель которого — сократить пролет прогонов, может быть применено лишь при большой ширине и устойчивости пловучих опор, так как в противном случае неизбежен значительный крен при односторонней нагрузке. При малой ширине пловучих опор применяется либо центральное опирание, либо жесткое соединение пловучих опор с прогоном.



Фиг. 6.

Условимся называть звеном самостоятельно плавающий отрезок моста, состоящий из широкой пловучей опоры (плашкоута) с надстройкой (фиг. 5) или двух и большего числа более узких пловучих опор (понтонов), соединенных одна с другой двумя или бóльшим числом параллельных прогонов или ферм (фиг. 6 и 7). Таким образом, придется отличать одноплашкоутные звенья от двух-, трех- и многопонтонных звеньев.

Разделение моста на звенья облегчает наводку и разводку моста. Отдельное звено может представлять собой статически определимую и статически неопределимую систему. Очень часто звено рассматривается как твердое тело, монолитная пловучая опора с ватерлинией, подразделенной на отдельные площади.

Перейдем к рассмотрению способов соединения основных элементов — прогонов и пловучих опор и более сложных элементов — самостоятельных звеньев в непрерыв-

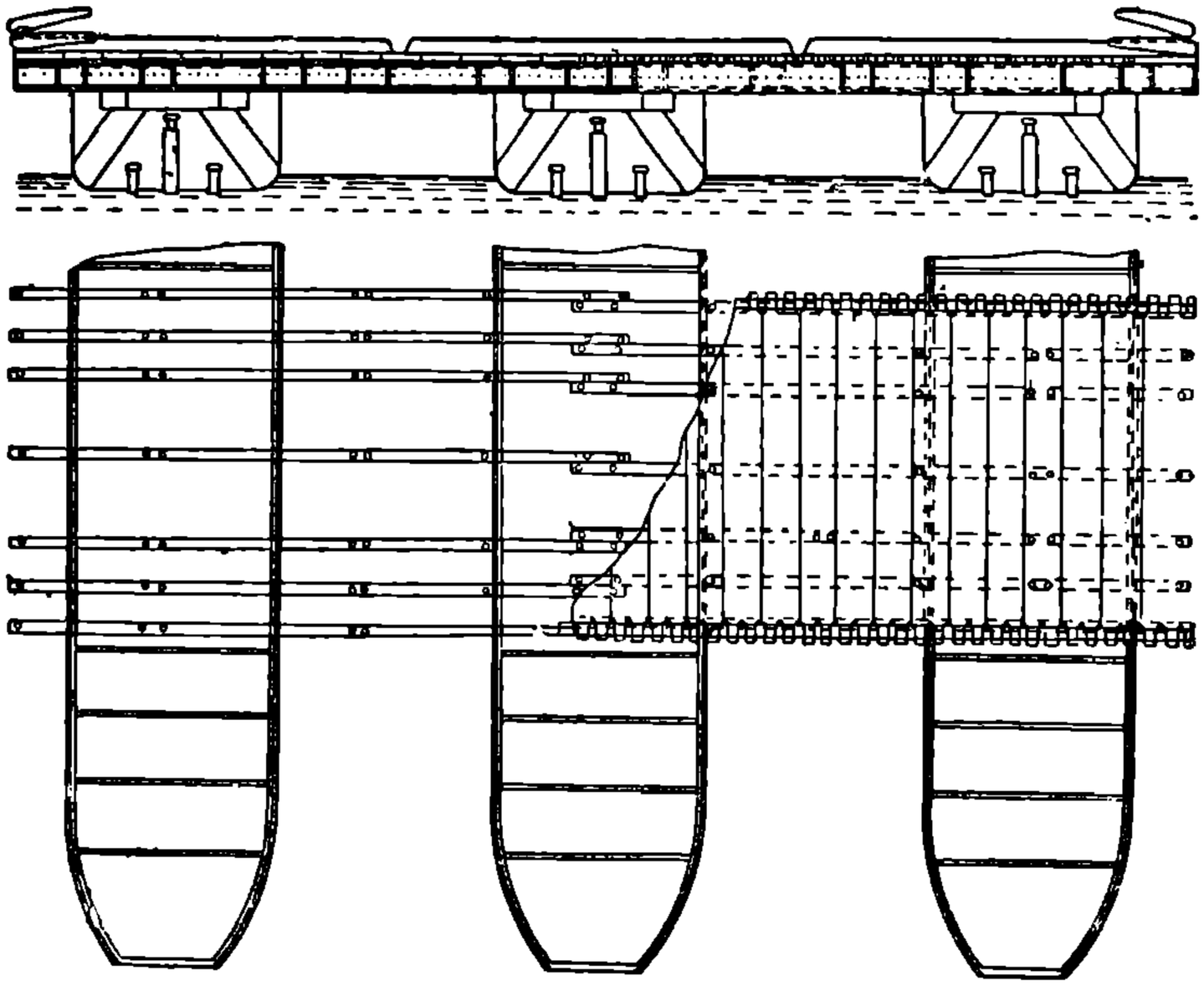
[1] Точнее, чем больше момент инерции площади ватерлинии относительно оси, перпендикулярной оси моста.

НТБ ДНУЖТ

ную цепь переправы. Будем различать две основные категории цепей: статически определимую и статически неопределимую. Первая содержит необходимое и достаточное число элементов, и если статическое воздействие нагрузки на элемент, когда последний не включен в цепь (т. е. рассматривается изолированно), выяснено, то работу элемента в цепи также немедленно можно выявить из условий статики, не прибегая к составлению уравнений деформации. Цепи второй категории содержат «лишние» элементы и требуют составления, кроме уравнений статики, еще и уравнений упругой деформации.

Статически определимые цепи

1. Система с центральным опиранием разрезных прогонов на пловучие опоры (фиг. 8, *a* — нормальные пролеты). Эта система является простейшей. Расчет ее прогонов, или ферм, не отличается от расчета этих конструкций при жестких опорах. Груз, установленный над опорой, передается целиком этой последней, вызывая наклонение только двух смежных прогонов. Груз, установленный в пролете между двумя опорами, передается этим двум опорам, причем наклон получают нагруженный пролет (если груз расположен не посредине) и два прилегающих прогона.



Фиг. 7.

Если пролеты неравные, то площади ватерлинии пловучих опор должны быть сделаны пропорциональными постоянной нагрузке, приходящейся на каждую пловучую опору, так как в противном случае при постоянной нагрузке полотно моста будет представлять собой по фасаду ломаную линию и придется выравнивать уровень проезжей части, изменяя высоту опорной конструкции, что нежелательно.

2. Система самостоятельно плавающих звеньев, соединенных подвесными прогонами (фиг. 8, *b*).Звенья обычно выполняются двухконсольными, причем прогоны опираются на концы консоли. В частном случае звенья могут представлять собой широкие пловучие опоры, причем прогоны опираются непосредственно на борты (фиг. 8, *c*). Груз, установленный над звеном, целиком передается последнему, вызывая осадку и наклонение этого звена и, кроме того, наклон двух смежных прогонов. Груз над прогоном привлекает к работе два смежных звена и вызывает наклонение пяти пролетов (двух звеньев и трех прогонов).

Статически неопределимые цепи

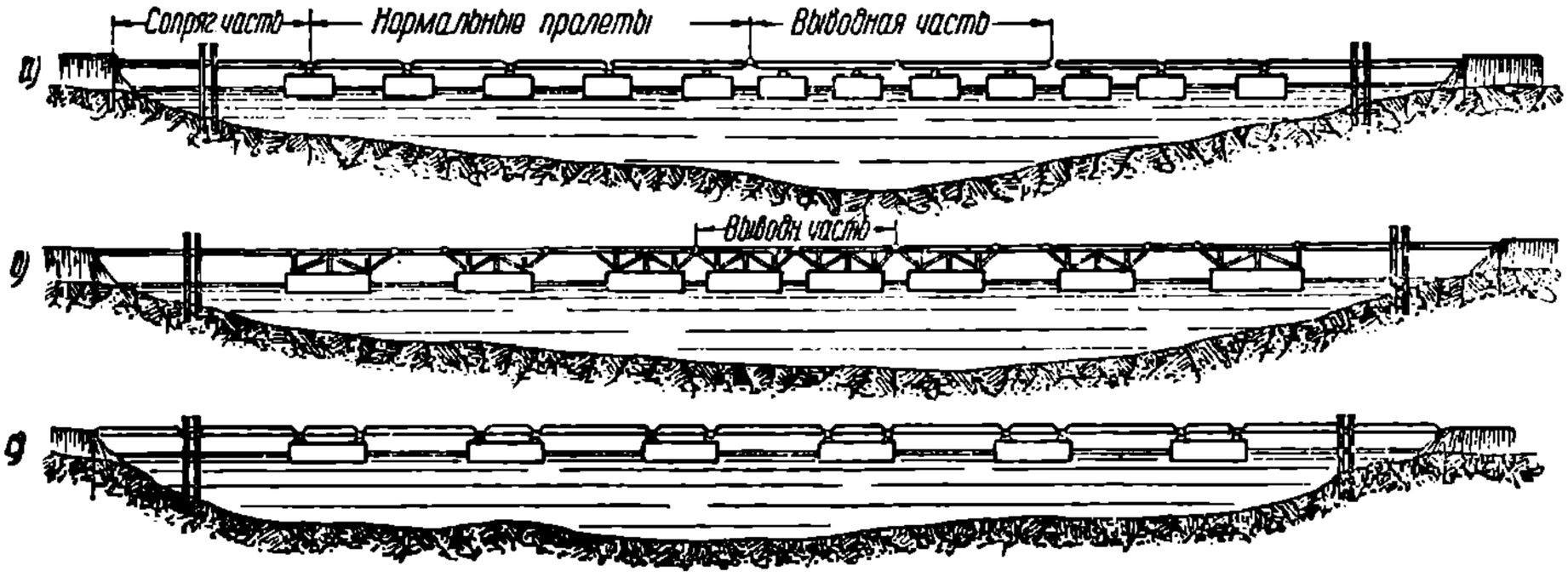
3. Система шарнирно соединенных звеньев (фиг. 9, *a*). Эту цепь получим, если консоли отдельных самостоятельно плавающих звеньев соединим при помощи шарниров[1]. Степень статической неопределимости такой цепи равна числу промежуточных шарниров, т. е. на единицу меньше числа звеньев. При этом предполагается, что каждое звено в отдельности статически определимо или, если и статически неопределимо (например, балка на трех пловучих опорах), то его характеристики заранее определены и в счет лишних неизвестных не входят.

---

1 Поэтому данная система часто называется шарнирно-консольной.

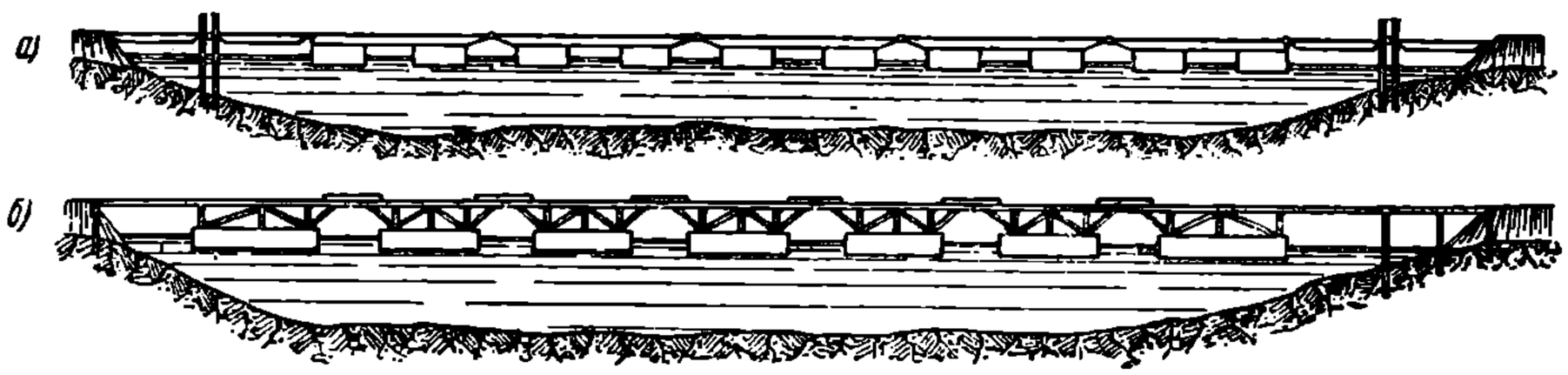
НТБ ДНУЖТ

Влияние груза, приложенного в какой-либо точке цепи, вообще говоря, распространяющееся на всю цепь, быстро затухает. Затухание идет тем быстрее, чем меньше длина консолей по сравнению с длиной звена между шарнирами. Бóльшая часть груза передается на ближайшие опоры, более удаленные получают, чередуясь, положительную и отрицательную осадки. Наиболее рельефно выявляются свойства системы при рассмотрении осадок цепи, состоящей из двухпонтонных звеньев. Эпюра осадок (упругая линия) представляет собой затухающую ломаную с точками перелома над шарнирами. Если груз установить над одним из понтонов, то последнему передается давление только около 50% от веса груза. Остальная часть почти полностью передается на ближайший понтон по другую сторону от шарнира. Наибольшая осадка понтонов получается при установке груза над шарниром.



Фиг. 8.

Расчет цепи требует определения сил взаимодействия между смежными звеньями (так называемых шарнирных давлений) и приводит к решению системы трехчленных уравнений. Составление этих уравнений получается особенно простым, если, как это и имеет место в большинстве случаев практики, деформация надстройки пренебрежимо мала по сравнению с осадками пловучих опор. Решение уравнений сводится к элементарным операциям и также никаких затруднений не вызывает.



Фиг. 9.

4. Система с упругим соединением между отдельными пловучими звеньями (рис. 9,*б*). Конструктивные затруднения по устройству шарниров и стремление уничтожить переломы линии прогибов моста над соединениями отдельных звеньев приводят к упругому соединению звеньев, обычно при помощи так называемых р и г е л ь н ы х б р у с ь е в, конструкции, аналогичной дверному засову. Если надстройка звеньев и соединения весьма жесткие, то такая цепь, особенно если она недлинная, работает как одно звено — твердое плавающее тело, и эпюра осадок представляет одну прямую линию без переломов.

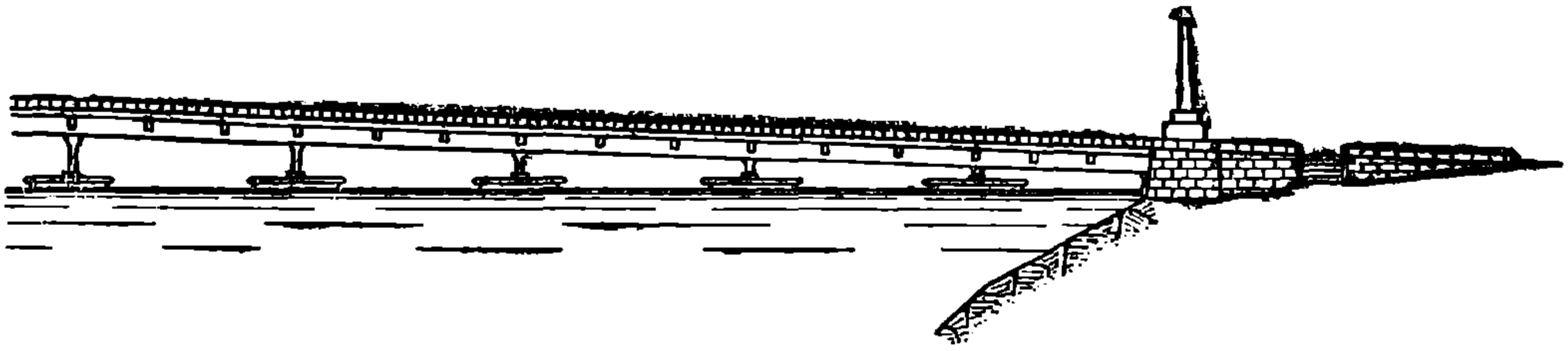
Наоборот, если жесткость соединений невелика, то такая цепь приближается к 3-й системе с шарнирными соединениями. Действительная работа системы выясняется, если проанализировать ее как статически неопределимую систему. Степень статической неопределимости этой цепи равна удвоенному числу соединений между звеньями. Действительно, отделив звенья разрезами, мы получим систему статически определимую поскольку работа самих звеньев от местной нагрузки считается выясненной. Чтобы удовлетворить условиям сопряжения, необходимо определить перерезывающую силу

НТБ ДНУЖТ

и изгибающий момент, действующие в сечениях, отделенных разрезом. Расчет приводится к решению системы шестичленных уравнений, причем в качестве неизвестных входят перерезывающие силы и изгибающие моменты по оси соединений. Кроме того, эта система может быть рассчитана методом начальных параметров.

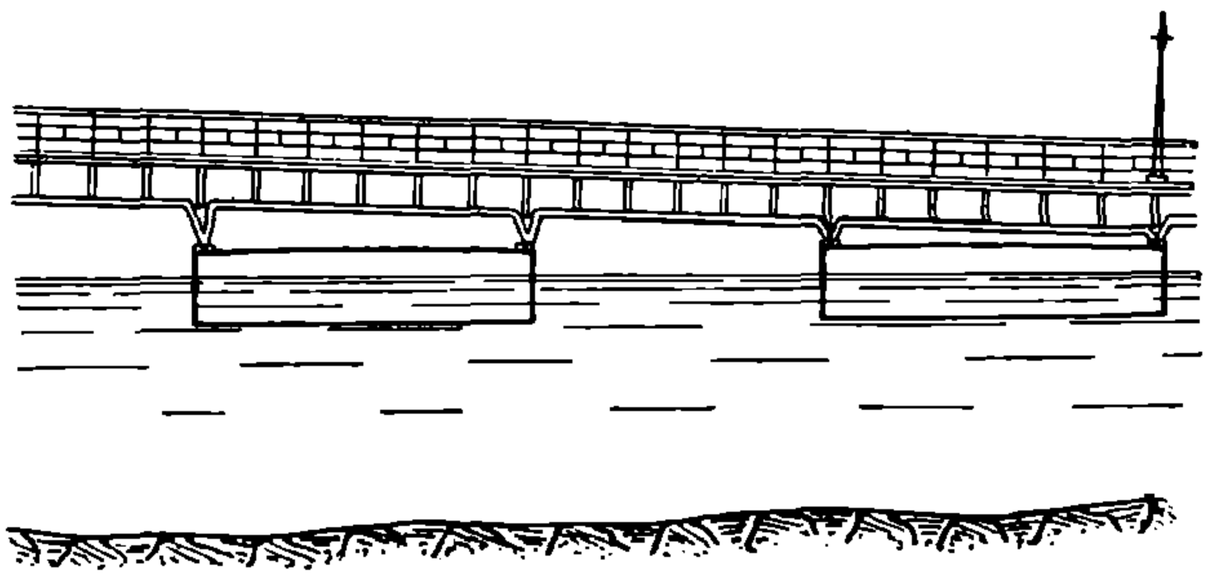
При жестких звеньях и более или менее гибких соединениях эпюра прогибов (упругая линия) представляет собой ломаную линию, закругленную в точках перелома. Груз, приложенный к какому-либо звену, теоретически должен привлекать к работе всю цепь. Практически влияние груза сказывается лишь на ближайших звеньях. Затухание действия груза происходит тем быстрее, чем более гибкими являются соединения между звеньями.

5. Неразрезная балка с центральным опиранием на пловучие опоры (фиг. 10). Эта система получается из 1-й, если жестко соединить между собой все прогоны, превратив их в неразрезную балку.



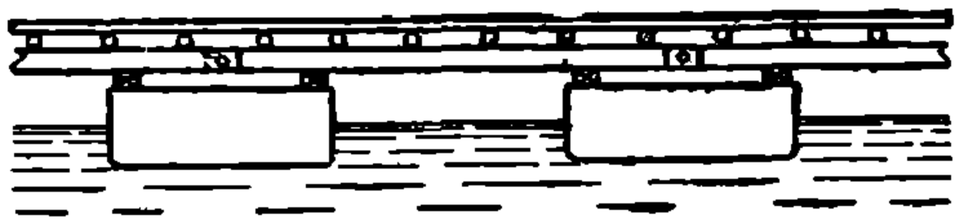
Фиг. 10.

В качестве неизвестных, как и для неразрезной балки на жестких (неупругих) опорах, принимаются изгибающие моменты в прогонах над опорами (опорные моменты). Степень статической неопределимости (число неизвестных) на единицу меньше числа пролетов или равна числу промежуточных пловучих опор (исключая, следовательно, из общего числа опор две концевые). Уравнения получаются пятичленные, т. е. каждое содержит пять неизвестных моментов. Система легко рассчитывается также методом начальных параметров. Эпюра прогибов такой системы—плавная кривая[1]. При очень жесткой балке и сравнительно небольшой длине систему можно рассматривать как одно звено—твердое плавающее тело. Расчет такой системы не требует составления уравнений и может быть произведен на основании теории равновесия плавающего тела (ч. II, гл. I).



Фиг. 11.

6. Неразрезная балка, жестко соединенная с пловучими опорами (фиг. 11). Такая система применяется взамен 5-й по соображениям устойчивости пловучих опор или удобства прикрепления прогонов. На первый взгляд происходит также уменьшение расчетного пролета по сравнению с 5-й системой; в действительности же это не так, и наибольшие моменты получаются в обоих случаях близкими по величине. В статическом отношении эта система совпадает с 5-й при узких пловучих опорах и с 4-й при широких.



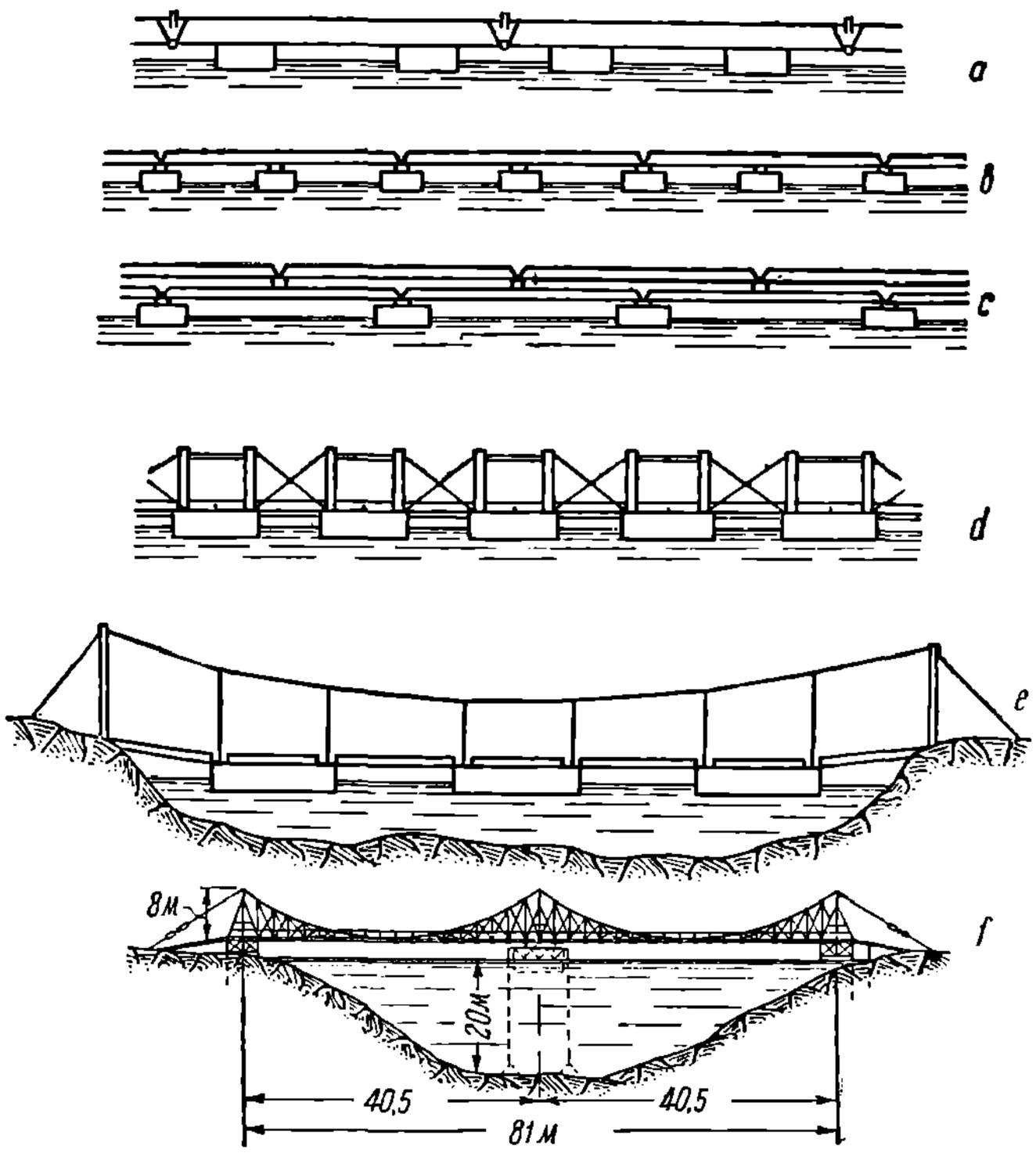
Фиг. 12.

Перечисленными типами исчерпываются практически важные системы основной цепи пловучего моста. Остановимся еще на одной системе, представляющей преимущественно теоретический интерес.

[1] За исключением концевых точек в месте примыкания качающегося мостика

НТБ ДНУЖТ

7. Система с опиранием прогонов на подбалки или борты пловучих опор с устройством шарниров между опорными точками (фиг. 12). Если пловучие опоры настолько узкие, что реакцию их независимо от расположения нагрузки можно считать сосредоточенной по оси опоры, то такая система является статически определимой. При широких пловучих опорах влияние смещения равнодействующей сил водоизмещения в сторону крена сказывается в большей степени. Появляются лишние неизвестные, число которых равно количеству промежуточных пловучих опор. Остановимся сперва на случае узких опор. Характерная особенность этой цепи состоит в том, что груз, приложенный в любом месте, привлекает к работе все элементы цепи. Если установить груз над шарниром, то реакция нижележащей пловучей опоры оказывается больше груза, как в консольных системах при установке груза над концом консоли. Последнее обстоятельство крайне невыгодно отражается на общей жесткости системы. К этому добавим, что повреждение одного пролета вызывает крушение всего моста. Поэтому система эта распространения не получила, несмотря на то, что изгибающие моменты в прогонах несколько меньше, чем при центральном опирании разрезных прогонов (1-я система).



Фиг. 13.

При широких пловучих опорах основной недостаток этой системы — зависимость устойчивости всей цепи от работы отдельных элементов — отпадает. Эта система может оказаться более жесткой, чем 2-я система самостоятельно плавающих звеньев, соединенных подвесными прогонами. Однако здесь свес прогонов от точки опирания до шарнира велик и прогон находится в невыгодных условиях. Связывая прогоны жестко по всей длине, мы приходим к 4-й системе.

8. Комбинированные системы (фиг. 13). Для увеличения жесткости проектируемой или уже существующей цепи были предложены комбинированные системы, заключающие в себе элементы нескольких конструкций.

а) Введение ограничителей переломов упругой линии моста в системе шарнирно-соединенных звеньев (фиг. 13, *a*). При небольшой нагрузке эта система работает как шарнирная. Когда значительный груз сосредоточен над шарниром, происходит «запирание» этого шарнира, угол перелома над шарниром больше не возрастет и система на некотором участке превращается в неразрезную.

б) Введение дополнительных пловучих опор в пролетах балочных прогонов (фиг. 13.*b*) является одной из простых мер усиления жесткости и облегчения работы прогона. При желании получить самостоятельно плавающие звенья следует ввести две опоры под каждым прогоном. Каждая дополнительная опора добавляет одну лишнюю неизвестную.

в) Введение второго яруса прогонов (фиг. 13, *c*) имеет целью распределить сосредоточенную нагрузку на большее количество пловучих опор и тем уменьшить осадки отдельных опор и уклоны при прохождении временной нагрузки. Второй ярус может быть применен не только при системе с центральным опиранием, но и при всякой другой. В отношении расчета второй ярус осложнений не вносит. Влияние его учитывается по известным правилам узловой передачи нагрузки.

г) Введение перекрестных тяжей (фиг. 13, *d*) превращает систему независимо пла-

НТБ ДНУЖТ

вающих звеньев (2-ю) в 3-ю систему шарнирно соединенных звеньев. При равномерно распределенной нагрузке тяжи не работают. При односторонней нагрузке работает один из тяжей в каждом соединении, именно растянутый. Другой тяж не работает. Для правильной работы системы необходимо обеспечить передачу сжимающих усилий распорками между понтонами.

д) Комбинация наплавного моста с висячим (фиг. 13, *е* и *f*). Груз, расположенный в какой-либо точке наплавного моста, состоящего из независимо оседающих пловучих опор, соединенных переходными прогонами, передается частично кабелю, пилонам и оттяжкам и частично благодаря возникновению растягивающих усилий в подвесках — другим пловучим опорам. Работа такой конструкции в сильной степени зависит от соотношения деформации кабеля и осадок пловучих опор. При малой площади ватерлинии пловучих опор кабель примет на себя бо́льшую часть временной нагрузки. В статическом отношении введению кабеля соответствует добавление одной лишней неизвестной. Если основная цепь статически определима, то получаем систему с одной лишней неизвестной. На фиг. 13, *f* показан двухпролетный цепной мост со средней пловучей опорой, построенный во время гражданской войны (см. § 13).

Прежде чем перейти к более детальному сравнению отдельных систем, отметим характерные свойства с т а т и ч е с к и н е о п р е д е л и м ы х цепей, вытекающие из их структуры и отличающие их от статически определимых.

1. В некоторых случаях отдельные элементы статически неопределимых цепей, в том числе и пловучие опоры, могут быть удалены из моста с сохранением части несущей способности сооружения. Наличие лишних элементов позволяет передать нагрузку удаленной опоры на смежные. Сказанное относится также к шарнирным соединениям. Так, например, во 2-й системе при отсутствии временной нагрузки шарнирные давления не возникают и все звенья работают как бы независимо. Шарнирные соединения могут быть удалены.

2. Неравномерное изменение температуры, так же как и местное изменение горизонта водной поверхности (волнение), вызывает в статически неопределимой цепи более или менее значительные напряжения. Сборка неточно изготовленной конструкции не может быть осуществлена без искусственного натяжения и пригонки отдельных элементов.

3. Как общее правило, жесткость статически неопределимой цепи получается значительно выше, чем такой же, но статически определимой цепи. Это нужно понимать в том смысле, что если мы удалим из цепи некоторые лишние закрепления (например, включим шарниры в неразрезную балку), то получающиеся при прохождении временной нагрузки уклоны полотна возрастают.

4. Изгибающие моменты в прогонах статически неопределимой цепи при невыгодном расположении временной нагрузки больше, чем моменты для цепи статически определимой. В этом состоит основное свойство неразрезной балки на сильно понижающихся (пловучих) опорах, отличающее ее от неразрезной балки на жестких опорах.

Таким образом, свойства первое и третье должны быть отнесены к достоинствам статически неопределимых систем, второе и четвертое — к недостаткам. Общих рецептов в смысле применения той или иной системы дать нельзя. В каждом отдельном случае приходится производить оценку применительно к конкретным условиям, и конструктор не должен связывать себя заранее установленными шаблонами. В то же время следует заметить, что на реках СССР наиболее распространенной системой деревянных наплавных мостов является система одно- и двухплашкоутных звеньев, соединенных ригельными брусьями. Эта же система положена в основу типов Гушосдора (см. главу II).

§ 5. Сравнение систем основной цепи в строительном и эксплуатационном отношении в случае постоянного моста

Приступая к проектированию основной цепи наплавного моста, прежде всего нужно решить вопрос о выборе системы и разбивке на пролеты. Исходными данными, как было указано выше, здесь являются:

а) величина временной сосредоточенной и распределенной нагрузки;

б) допустимые уклоны проезжей части моста при прохождении сосредоточенной

НТБ ДНУЖТ

нагрузки и при невыгодном расположении нагрузки, равномерно распределенной (толпы);

в) допустимая осадка пловучих опор, если глубина воды ограничена; последнее обстоятельство, впрочем, играет существенную роль обычно лишь для береговых пролетов;

г) условия эксплуатации в смысле разводки моста в зимний период, буксировочных средств и т. п.

В задачу входит дать экономические решения, удовлетворяя одновременно техническим (пп. 1, 2 и 3) и эксплуатационным требованиям. Отбрасывая пока последний пункт, т. е. предполагая, что мы имеем дело с мостом постоянного характера (металлическим), займемся вопросом о влиянии системы и пролета на вес прогонов и пловучих опор и жесткость моста (уклоны).

1. Влияние пролета прогонов или длины отдельных звеньев на вес и жесткость моста. Для моста на незыблемых опорах наивыгоднейшее расстояние между опорами определяется в первом приближении требованием, чтобы стоимость одного пролетного строения равнялась стоимости одной промежуточной опоры. Эта зависимость выведена в предположении, что стоимость опоры является величиной постоянной, а погонная стоимость ферм пропорциональна пролету. В наивыгоднейший пролет, определенный при помощи этой зависимости, всегда вносится корректив вследствие влияния местных условий, глубины залегания материка, свойств грунта и других факторов, влияющих на стоимость отдельных опор.

Для наплавных мостов эта задача упрощается благодаря тому, что все опоры находятся в равных условиях. Для выяснения теоретически наивыгоднейшего пролета необходимо сделать известные предположения о зависимости стоимости надстройки и пловучих опор от пролета. Вес и стоимость проезжей части моста (на 1 *пог. м*) считаем постоянными. Погонный вес ферм (прогонов) и связей считаем пропорциональным пролету[1].

Таким образом, стоимость надстройки длиной L выражается формулой:

$$C_1 = (\alpha x + F) L \rho_1,$$

где α — коэфициент пропорциональности между погонным весом ферм и пролетом,
x — пролет прогонов,
F — вес железа проезжей части на 1 *пог. м*,
ρ_1 — стоимость весовой единицы металла надстройки,

Что касается стоимости пловучих опор, то она в первую очередь зависит от нагрузки. Справочные данные о стальных судах показывают, что вес корпуса примерно пропорционален его полному водоизмещению или нагрузке. Фактически произведенные для понтонов пловучих мостов подсчеты показали, что эта пропорциональность оправдывается в достаточной степени, причем вес корпуса на 1 m полного водоизмещения несколько уменьшается с возрастанием нагрузки. Отсюда следует, что, пренебрегая влиянием увеличения веса ферм с пролетом и уменьшением расчетной временной нагрузки, можно принять, что полная нагрузка, а следовательно, и вес одной пловучей опоры прямо пропорциональны пролету прогона x. В результате стоимость железных пловучих опор, которая, как известно, исчисляется с 1 m металла, для моста длиной L выразится формулой:

$$C_2 = (p + q)\,\beta\rho_2 \frac{L}{x} x = (p + q)\,\beta\, L\, \rho_2.$$

Здесь β — вес пловучей опоры на 1 m полезной нагрузки,
$p + q$ — постоянная и временная нагрузки на 1 *пог. м* моста,
ρ_2 — стоимость 1 m металла понтонов.

Таким образом, C_2 пропорционально длине всего моста и, следовательно, не зависит от пролета x. Общая стоимость основной цепи, не считая стоимости заякорения,

$$C = C_1 + C_2 = (\alpha x + F) L \rho_1 + (p + q)\,\beta\, L\, \rho_2.$$

---

[1] Это допущение является достаточно точным для системы разрезных прогонов с центральным опиранием, а также во всех других случаях при сравнении однотипных звеньев.

НТБ ДГУЖТ

Минимум этого выражения, очевидно, соответствует значению $x = 0$, т. е. стоимость моста на стальных пловучих опорах убывает с уменьшением пролета прогонов. Не говоря о технических соображениях, которые являются решающими при назначении величины пролета, в последнее заключение вносится корректив, определяемый следующими факторами:

а) при малых пролетах расчетная временная нагрузка возрастает;

б) увеличивающееся количество цепей и якорей при малых пролетах может оказать влияние на стоимость моста в сторону ее увеличения.

В случае устройства пловучих опор из железобетона, которое следует предпочесть по многим соображениям, картина не меняется. По данным «Сборника трудов по железобетонному судостроению» № 1[1], вес корпуса железобетонного судна изменяется пропорционально величине $\sqrt[3]{D^4}$, где D — водоизмещение судна в грузу. Если принять, что стоимость корпуса пропорциональна весу (кубатуре) железобетона, то мы увидим, что с возрастанием пролета прогона суммарная стоимость всех пловучих опор будет возрастать и, следовательно, аналогично случаю железных понтонов, дешевое решение будет отвечать малым пролетам.

Этот результат представляет лишь первое приближение. Чтобы уточнить решение, примем во внимание, что стоимость тонкой железобетонной конструкции в большей степени зависит от площади ребристых перекрытий, чем от кубатуры железобетона. С другой стороны, при малых грузоподъемностях, с которыми приходится иметь дело (150 — 350 m), приведенная толщина железобетонной обшивки может считаться в известных пределах постоянной. Отсюда мы приходим к выводу, что стоимость железобетонных понтонов правильнее считать пропорциональной площади их обшивки, или, весьма грубо, величине $\sqrt[3]{D^2}$.

Стоимость одной опоры:

$$c = (p + q)\beta_1\rho_3 x^{\frac{2}{3}}.$$

Стоимость всех опор:

$$C_2 = c\frac{L}{x} = L(p + q)\beta_1\rho_3 x^{-\frac{1}{3}}.$$

Полная стоимость цепи:

$$C = C_1 + C_2 = (\alpha x + F)\rho_1 L + (p + q)L\beta_1\rho_3 x^{-\frac{1}{3}}$$

Чтобы найти минимум этого выражения, диференцируем его по x и приравниваем производную нулю. По сокращении на L найдем:

$$\frac{dC}{dx} = \alpha\rho_1 - \frac{1}{3}(p + q)\beta_1\rho_3 x^{-\frac{4}{3}} = 0,$$

$$\alpha\rho_1 = \frac{1}{3}(p + q)\beta_1\rho_3 x^{-\frac{4}{3}}.$$

Умножая левую и правую части на x^2, найдем:

$$\alpha\rho_1 x^2 = \frac{1}{3}(p + q)\beta_1\rho_3 x^{\frac{2}{3}},$$

т. е. стоимость одной пловучей опоры должна быть в 3 раза больше стоимости приходящейся на нее части прогонов и связей. В связи с характером принятых для определения стоимости железобетонных понтонов допущений можно считать, что это соотношение устанавливает максимальную величину пролета, ниже которой стоимость колеблется мало. В конечном счете, мы вновь приходим к небольшим пролетам, как и в случае стальных понтонов.

Легко убедиться, что и длину отдельных звеньев по соображениям стоимости следует назначать небольшой. Здесь имеются в виду звенья, представляющие собой один продольный понтон или неразрезной прогон, опертый на ряд понтонов. Такие звенья можно условно представить в виде плавающей балки, имеющей ватерлинию постоянной

[1] Изд. НКТ НКПС, 1925, стр. 25.

НТБ ДНУЖТ

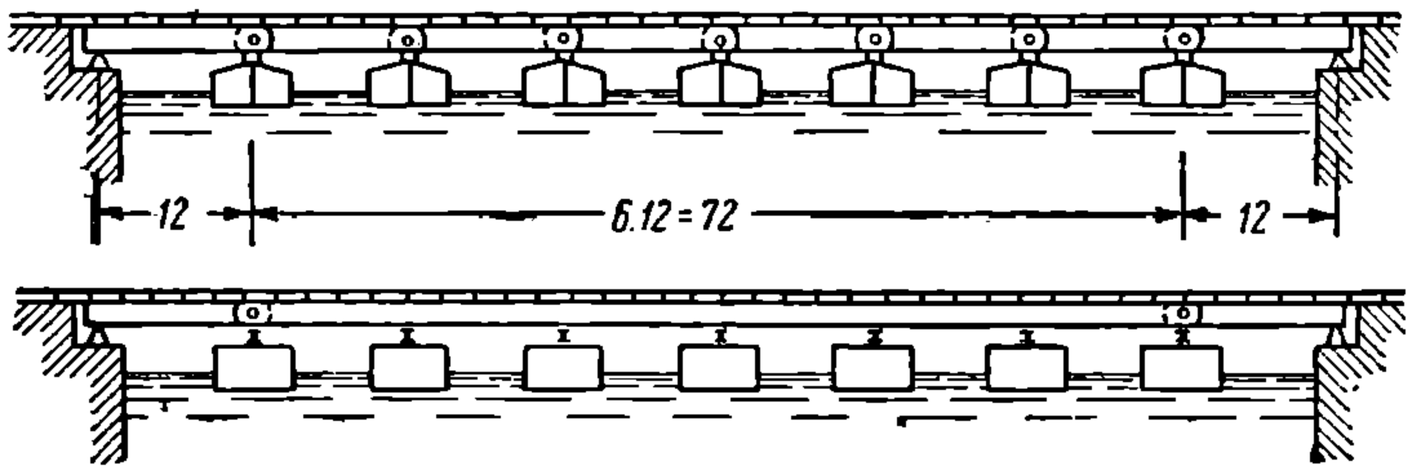
ширины. Наибольшие изгибающие моменты в такой балке невыгодным образом расположенной временной нагрузки, так же как и для разрезных прогонов, пропорциональны квадрату длины:

$$\max M_q = \pm \frac{ql^2}{32},$$

отсюда ясно, что вес надстройки звена падает с убыванием пролета.

Таким образом, пролеты прогонов и длину звеньев наплавного моста не следует назначать бо́льшими, чем это оправдывается соображениями о жесткости моста, эксплуатационными условиями и соображениями судоходства.

2. Влияния системы на вес прогонов и пловучих опор и жесткость моста. Как уже было отмечено, изгибающие моменты в статически неопределимых цепях на пловучих опорах получаются больше, чем в цепях, статически определимых. Поэтому вопрос о весе следует рассматривать параллельно с вопросом о жесткости моста, которая, как правило, выше в системах, статически неопределимых.



Фиг. 14.

Прежде всего, сопоставим 1-ю систему (разрезные прогоны с центральным опиранием) с неразрезной балкой на пловучих опорах (фиг. 14). Последнюю принимаем шестипролетной, так как это число пролетов является близким к предельному в осуществленных конструкциях. Работа неразрезной балки на пловучих опорах в сильной степени зависит от соотношения жесткости балки EI, ее пролета l и податливости пловучих опор[1]. Чтобы учесть это обстоятельство, неразрезную цепь берем в двух предположениях: при конечной жесткости надстройки, характеризуемой величиной

$$\alpha = \frac{6EI}{\gamma Fl^3} = 9{,}4,$$

и при прогонах, предполагаемых абсолютно жесткими, т. е. $\alpha = \infty$. В следующей таблице приведены значения изгибающих моментов по середине прогона, величины реакций понтонов от постоянной нагрузки p *т/пог. м*, временной, невыгодно расположенной нагрузки q *т/пог. м* и сосредоточенного груза P. Кроме того, даны уклоны отдельных пролетов от временной нагрузки q и сосредоточенного груза P, характеризующие жесткость моста. Пролет l принят во всех случаях равным 12 *м*, площадь ватерлинии пловучей опоры $F = 100$ *м*^{2} (табл. 3)[2].

Анализируя данные этой таблицы, мы видим, что с увеличением жесткости прогона резко возрастают изгибающие моменты от временной распределенной нагрузки и сосредоточенного груза.

Что касается осадок понтонов и уклонов полотна, то здесь целесообразно рассмотреть отдельно влияние q и P и отдельно промежуточные пролеты и сопрягающий мостик. Прежде всего, мы убеждаемся в том, что для 2-й и 3-й систем решающее значение в смысле величины реакции, а следовательно, и осадки от сосредоточенного груза принадлежит крайнему (береговому) понтону. Давление на этот понтон от распределенной

---

[1] Податливость опоры $\varepsilon = \frac{1}{\gamma F}$, где γ — удельный вес воды, F — площадь ватерлинии.

[2] Для соображений о влиянии нагрузки при других пролетах в первом и третьем случаях следует учесть, что моменты M_p и M_q пропорциональны l^2, момент M_P и реакции понтонов A_p и A_q пропорциональны l. Реакция A_P понтонов от сосредоточенных грузов не зависит от пролета. Уклоны от распределенной нагрузки i_q не зависят от l. Уклоны от сосредоточенного груза обратно пропорциональны l.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 3

Влияние постоянной нагрузки, временной нагрузки и сосредоточенного груза на работу наплавного моста

Система	Нагрузка	Изгибающий момент в пролете по середине моста	Давление на понтон				Уклоны пролетов от временной нагрузки l				
			A_0	A_1	A_2	A_3	качающийся мостик $i_{кач}$	i_{0-1}	i_{1-2}	i_{2-3}	i_{3-4}
1. Разрезная	p	18 p	12 p	12 p	12 p	12 p	—	—	—	—	—
	q	18 q	12 q	12 q	12 q	12 q	0,010 q	0,0075 q	0,0075 q	0,0075 q	0,0075 q
	P	3 P	P	P	P	P	0,000833P	0,000833P	0,000833P	0,000833P	0,000833P
2. Неразрезная $\alpha=9,4$	p	5,8 p	10,7 p	13,6 p	11,6 p	12,1 p	—	—	—	—	—
	q	72,5 q	13,0 q	12,5 q	12,5 q	13,2 q	0,011 q	0,004 q	0,0036 q	0,0030 q	0,0036 q
	P	5,41 P	0,72 P	0,35 P	0,33 P	0,33 P	0,0006 P	0,00033 P	0,00021 P	0,00011 P	0,00011 P
3. Неразрезная $\alpha=\infty$	p	18 p	12 p	12 p	12 p	12 p	—	—	—	—	—
	q	288 q	15 q	13,2 q	12 q	12 q	0,0125 q	0,001875q	0,001875q	0,001875q	0,001875q
	P	12 P	0,413P	0,33 P	0,25 P	0,167P	0,00035 P	0,00007 P	0,00007 P	0,00007 P	0,00007 P

нагрузки несколько возрастает с увеличением жесткости системы. Давление от сосредоточенного груза падает при увеличении жесткости. Точно так же и уклон сопрягающего мостика, длина которого условно принята равной $l = 12$ *м*, хотя на деле определяется в зависимости от колебания горизонта воды, преобладает над уклонами полотна пловучей части, причем i следует той же зависимости, что и осадка берегового понтона.

Вывод. Увеличение жесткости надстройки сказывается благоприятно на осадке крайнего понтона и уклоне качающегося мостика от действия сосредоточенного груза.

Давление от равномерно распределенной временной нагрузки q на все понтоны почти одинаково. Давление от сосредоточенного груза P падает по мере удаления от берега, причем тем резче, чем жестче прогон. С увеличением жесткости прогонов давление на каждый понтон от P уменьшается.

Сопоставляя уклоны пловучей части для отдельных систем, мы видим, что они падают с увеличением жесткости, и в этом состоит некоторое отличие от уклона мостика, который уменьшался лишь при действии сосредоточенного груза. Следует, однако, заметить, что уменьшение уклонов путем усиления прогонов оплачивается значительным увеличением их веса, причем характерно, что понижение уклона от сосредоточенного груза P достигается легче, чем уклона от распределенной нагрузки q. Так, при уменьшении уклона i_q в 4 раза момент M_q возрастает в 16 раз. При уменьшении уклона i_p в 12 раз момент M_p возрастает только в 4 раза.

Последнее обстоятельство указывает ту основную область, где применение неразрезной системы наиболее оправдано, несмотря на больший вес и стоимость прогонов: это — мосты, приспособленные для пропуска именно тяжелых сосредоточенных грузов, где нежелательно увеличивать длину отдельных прогонов. Другая область — мосты для пропуска жел.-дор. состава (вагонов), для которого недопустимы не только большие уклоны, но и переломы упругой линии моста. В других случаях, когда преобладающее значение имеет сплошная нагрузка, можно добиться уменьшения уклонов другими мерами и в первую очередь соответствующим подбором площади ватерлинии пловучих опор.

Ниднер[1] произвел сравнение семи вариантов основной цепи пловучего моста, спроектированного в одинаковых условиях (фиг. 15). Среднее расстояние между пловучими опорами было принято равным 10 *м*, за исключением последнего варианта, где оно удвоено. Площадь ватерлинии понтонов — 20 *м*². Временная нагрузка — 1 *т/пог. м*.

[1] Dr.-Ing. F Niedner, Beitrag zur Theorie der Schiffbrücken, 1904.

НТБ ДНУЖТ

Высота ферм — 1,5 *м*. При подсчете собственного веса ферм не принималась во внимание постоянная нагрузка. Следовательно, приводимые ниже в табл. 4 данные тем ближе к действительности, чем больше временная нагрузка по сравнению с постоянной. При вычислении показателей для отдельных систем за единицу приняты показатели балочно-разрезной системы.

В первом столбце отмечена схема системы:
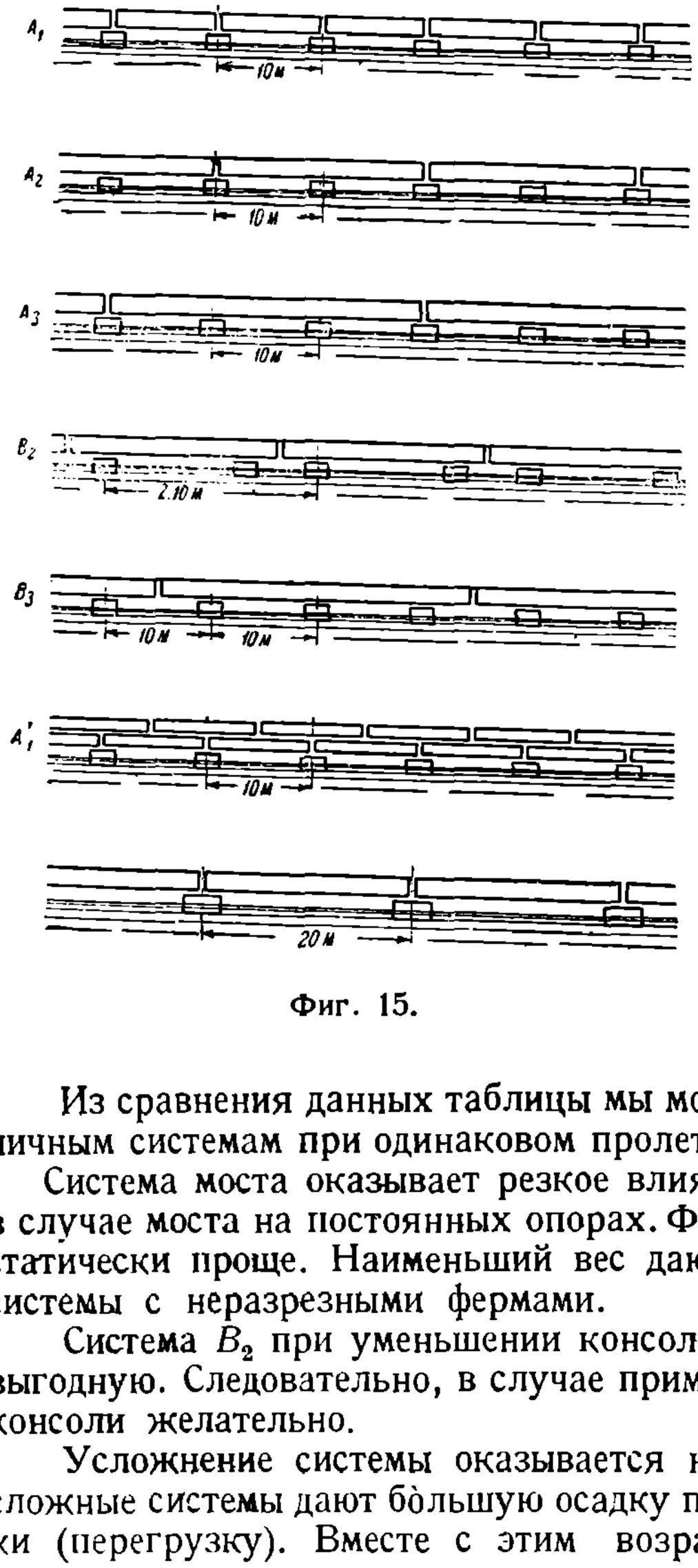
A_1 — балочно-разрезная статически определимая система;

A_2 и A_3 — бесконсольные системы с одной и двумя промежуточными пловучими опорами;

B_2 и B_3—системы, состоящие из двухконсольных шарнирно соединенных звеньев; каждое звено представляет собой самостоятельную пловучую единицу, но нагрузка какого-либо одного звена привлекает к работе весь мост;

A_1' — балочно-разрезная система с вспомогательными прогонами, распределяющими нагрузку на большее число пловучих опор;

A_1'' — то же, что A_1', но с пролетами двойной величины, т. е. 20 *м*, и удвоенной площадью ватерлинии понтонов.



Фиг. 15.

Во втором столбце дан погонный вес ферм пролетного строения, отнесенный к весу балочно-разрезных ферм системы A_1. В третьем столбце даны наибольшие продольные уклоны, возникающие на мосту при невыгодном расположении распределенной временной нагрузки или сосредоточенной силы. В четвертом столбце дана наибольшая осадка понтона от временной нагрузки. В пятом столбце дана так называемая потерянная работа при прохождении груза (например, катка) в 10 *т* участка в 10 *м* вдоль моста. Величина этой работы определяется по поднятию центра тяжести груза от наинизшего положения к наивысшему при движении груза по мосту, постоянно изменяющему свой продольный уклон (под влиянием того же груза.) В шестом столбце дана величина наибольшего допустимого сосредоточенного груза, т. е. того груза, при котором осадка понтона равна осадке в системе A_1.

Из сравнения данных таблицы мы можем сделать ряд выводов, относящихся к различным системам при одинаковом пролете и нагрузке.

Система моста оказывает резкое влияние на вес фермы, несравненно большее, чем в случае моста на постоянных опорах. Фермы получаются тем легче, чем система моста статически проще. Наименьший вес дают балочно-разрезные фермы, наибольший — системы с неразрезными фермами.

Система B_2 при уменьшении консолей обращается в пределе в систему A_1, более выгодную. Следовательно, в случае применения консольной системы уменьшение длин консоли желательно.

Усложнение системы оказывается невыгодным и в отношении понтонов. Более сложные системы дают бо́льшую осадку понтонов от временной распределенной нагрузки (перегрузку). Вместе с этим возрастает и вес, и следовательно, и стоимость понтонов.

Система оказывает сравнительно малое влияние на величину продольных уклонов, возникающих на мосту при невыгодном расположении временной р а с п р е д е л е н н о й нагрузки. Наибольший уклон дают системы A_1—балочно-разрезная и B_2 —двухконсольная. При разрезной и консольной системах уклоны от с о с р е д о т о ч е н н о й нагрузки получаются заметно бо́льшими, чем в случае неразрезной. Очевидно, вели-

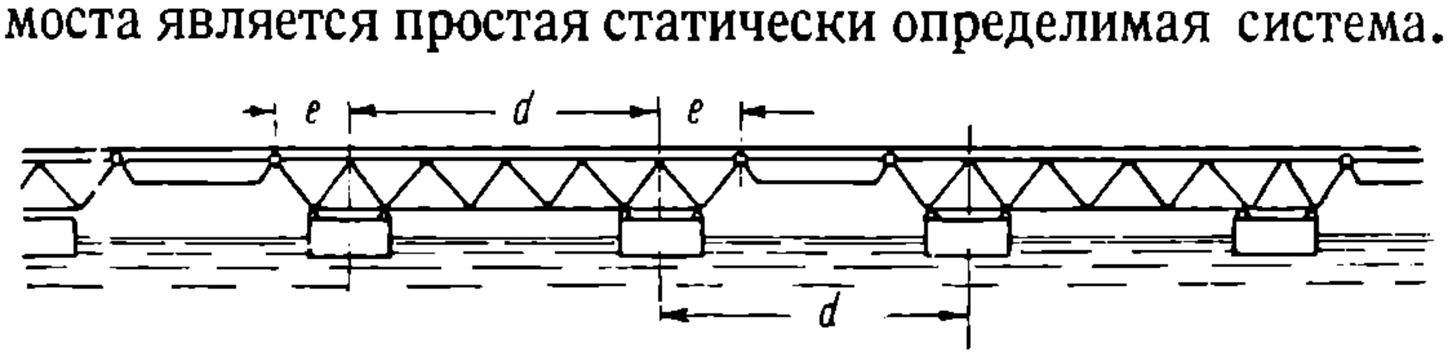
НТБ ДПУКТ

Таблица 4

Система	Вес главных ферм на 1 *пог. м*	Уклон при невыгодном расположении временной нагрузки				Наибольшая осадка понтонов	Потерянная работа при прохождении груза $P=10$ *м*	Наибольшая допустимая сосредоточенная нагрузка (по осадке)
		равномерное распределение $q=1$ *т/пог. м*		сосредоточенный груз $P=10$ *т*				
A_1	1,0	1 : 2 7	1,00	1 : 20	1,00	1,00	1,00	1,0
A_2	2,2	1 : 32	0,85	1 : 48	0,42	1,20	0,37	1,4
A_3	4,5	1 : 43	0,63	1 : 91	0,22	1,26	0,20	1,8
B_2	2,5	1 : 26	0,04	1 : 38	0,53	1,15	0,50	1,7
B_3	5,1	1 : 31	0,87	1 : 74	0,27	1,21	0,28	2,1
A_1'	2,5	1 : 40	0,68	1 : 80	0,25	1,00	0,25	2,0
A_1''	3,6	1 : 54	0,50	1 : 80	0,25	1,00	0,25	2,0

чина этих уклонов пропорциональна отношению осадки понтона к длине звена. Уменьшение их легко может быть достигнуто и при разрезной системе A_1 увеличением пролета (система A_1'') с одновременным увеличением площади ватерлинии понтона. Точно так же с целью уменьшения уклонов от сосредоточенной нагрузки теоретически может быть применена система A_1' со вспомогательными распределяющими прогонами. Впрочем, практического значения эта система не имеет.

Все эти данные подтверждают ранее высказанную мысль, что применение неразрезных ферм или многопонтонных звеньев оправдывается лишь для мостов, работающих на нагрузку отдельными сосредоточенными силами. Как общий результат сопоставления данных таблицы можно вновь сделать вывод, что теоретически наиболее выгодной системой наплавного моста является простая статически определимая система. При этом более выгодное решение отвечает меньшим пролетам. Отмечая статически определимую систему как наиболее выгодную, целесообразно решить вопрос, нельзя ли воспользоваться двухконсольной схемой с подвесными прогонами и равными пролетами, представляющей некоторые преимущества в отношении очертания подмостового габарита (фиг. 16) по сравнению с системой балочно-разрезной. Оказывается, что эта система применима только при сравнительно больших допустимых уклонах. Если допускаемые уклоны от временной нагрузки невелики, то теоретически наименьшая площадь ватерлинии, при которой уклоны подвесной части не превосходят заданных, получается чрезмерно большой и неконструктивной.



Фиг. 16.

Пример. При распределенной временной нагрузке 4,20 *т/пог. м* моста и наибольшем допустимом уклоне $i_{max} = 2{,}5‰$ получаем, независимо от пролета, следующие значения теоретически наименьшей площади ватерлинии:

$\frac{e}{d} = 0;$	0,1;	0,2;
$F = 126{,}0$ *м²*;	201,0 *м²*;	371,0 *м²*

(здесь e — вылет консоли, d — расстояние между двумя понтонами). Таким образом, требуемая площадь ватерлинии быстро возрастает с увеличением вылета консоли. Понтон при $F = 371$ *м²* имеет размеры в плане примерно 40×11 *м*, что может оказаться рациональным только при большом пролете.

3. Влияние условий эксплуатации на выбор системы. Если экономические преимущества всецело на стороне простейшей балочно-разрезной системы, то соображения удобства эксплуатации могут заставить отдать предпочтение системе с самостоятельно плавающими шарнирно или упруго соединенными звеньями. Важнейшим достоинством этой системы является возможность не только вывести из состава моста звено или раз-

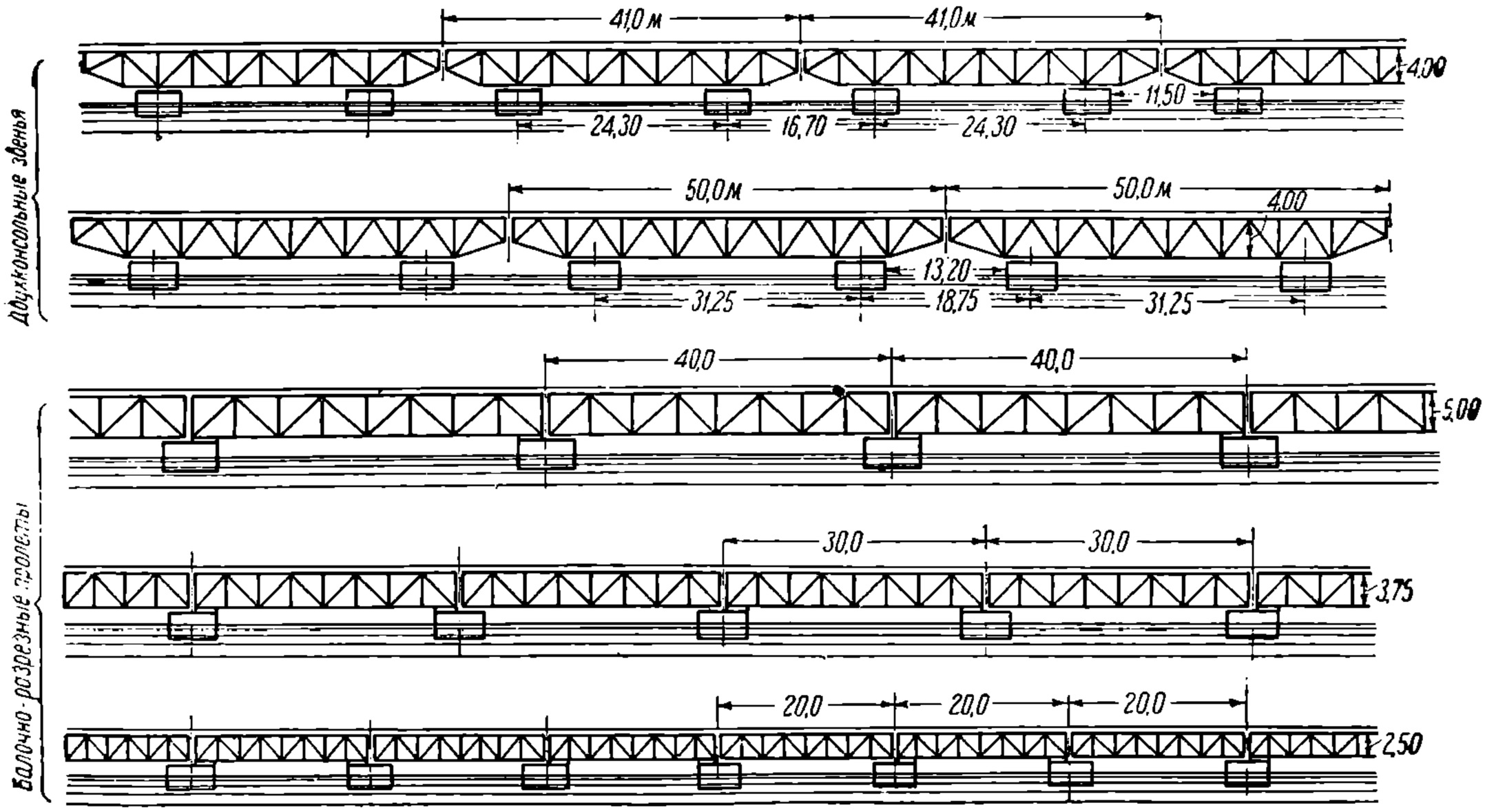
НТБ ДНУЖТ

вести весь мост по частям (например перед ледоходом), но и удалить в случае необходимости отдельный понтон для ремонта без предварительного подведения запасного. При этом требуется лишь ограничение сплошной нагрузки, отдельные сосредоточенные грузы могут проходить беспрепятственно.

К числу достоинств этой системы следует отнести также наличие консолей меньшей высоты, образующих естественные просветы для пропуска мелких судов.

Перечисленных свойств балочно-разрезная система не имеет. В лучшем случае самостоятельно плавающие звенья здесь чередуются с балочными пролетами. Это связано с известными затруднениями при сборке моста наплаву, особенно при большой глубине воды. Потеря пловучести хотя бы одним понтоном вызывает крушение части моста, именно двух пролетов, примыкающих к этому понтону. Вывод одного понтона без одновременной замены его запасным невозможен. Перемещение моста затруднительно.

Переходя к сравнению больших и малых пролетов, заметим, что достоинством больших являются: легкость пропуска весеннего льда, меньшее количество пловучих опор и соединений, нуждающихся в техническом надзоре, и бо́льшая устойчивость



Фиг. 17.

моста при волнах, меньшее число цепей и якорей. Таким образом, эксплуатационные соображения здесь частично идут вразрез с экономикой. Поэтому при окончательном решении вопроса о выборе системы основной цепи большого стандартного пловучего моста можно рекомендовать произвести сравнение общей стоимости сооружения. Размеры экономии при переходе от технически более совершенной системы к менее совершенной, сопоставленные со сравнительными достоинствами систем, могут дать некоторый критерий для обоснования выбора системы и пролета.

В качестве примера сравним 5 вариантов, из них 1-й и 2-й двухконсольной системы с двухпонтонными звеньями с соответственной длиной 41,0 и 50,0 *м* и средним расстоянием между понтонами 20,5 *м* и 25,0 *м* и 3-й, 4-й и 5-й — балочно-разрезной системы с пролетами между осями понтонов 40, 30 и 20 *м* (фиг. 17). По величине среднего расстояния между понтонами 1-й и 5-й варианты приблизительно равноценны, т. е. на 100 *м* длины моста приходится почти одинаковое количество пловучих опор. Пролетные строения предположены во всех вариантах однотипные в виде двух ферм с параллельными поясами. Взаимное расстояние между фермами принято 7,2 *м*. Высота ферм составляет около $^1/_8$ от расчетного пролета для балочно-разрезных вариантов и несколько больше для двухконсольных. Сечения поясов одностенчатые, тавровые; фермы соединены верхними и нижними продольными связями (перекрестные диагонали) и жесткими сквозными

НТБ ДНУЖТ

поперечными связями, выполняющими одновременно функции поперечных балок. По верхнему поясу этих поперечных балок-связей уложены на расстоянии один от другого 1,80 *м* три прокатные двутавровые продольные балки, поддерживающие деревянный настил проезжей части. Функции крайних продольных балок выполняют верхние пояса ферм, работающие на местный изгиб. Расстояние между фермами равно 7,20 *м*; таким образом, собственно проезжая часть, рассчитанная на пропуск трех рядов грузовиков и имеющая ширину 7,50 *м*, поддерживается клеткой пролетного строения, два тротуара по 1,5 *м* вынесены на кронштейнах. Пловучие опоры — закрытые стальные понтоны прямоугольного поперечного сечения, заостряющиеся к оконечностям. Связь вдоль моста между двухконсольными звеньями по 1-му и 2-му вариантам достигается при помощи специальных стальных шарниров. Понтоны жестко связаны с пролетными строениями. В 3-м, 4-м и 5-м вариантах понтоны также объединены попарно пролетными строениями. Получается система чередующихся широких пловучих опор (из двух понтонов и одного пролетного строения) и простых балочно-разрезных пролетов.

Расчетная временная нагрузка составляет 0,4 *т/м²* полотна, что дает 2 180 *кг/пог. м* фермы. Вес настила — 1 407 *кг/пог. м*. Допускаемые напряжения для ферм были приняты по нормам НКПС 1921 г.[1], для понтонов основное допускаемое напряжение 1 200 *кг/см²* (табл. 5).

Таблица 5

Сравнительные данные по пяти вариантам наплавного моста

№ по пор.	Данные	Измеритель	Варианты				
			двухконсольные		балочно-разрезные		
			1-й	2-й	3-й	4-й	5-й
1	Вес двух ферм	*т/пог. м*	0,830	0,995	1,060	0,815	0,544
2	Вес диагональных продольных связей	»	0,155	0,162	0,155	0,140	0,129
3	Вес металла проезжей части	»	0,667	0,700	0,720	0,650	0,630
4	Общий вес металла пролетных строений	»	1,652	1,857	1,935	1,605	1,305
5	Вес стального корпуса понтона	*т*	34,0	40,6	55,8	43,0	31,1
6	Вес надстройки для крепления ферм	»	0,51	0,55	0,60	0,52	0,50
7	Чугунное снабжение на 1 понтон	»	1,61	1,75	2,00	1,80	1,50
8	Общий вес понтона	»	36,12	42,90	58,40	45,32	33,10
9	Вес понтона на 1 *пог. м* моста	*т/пог. м*	1,76	1,71	1,46	1,47	1,66
10	Якори на 1 понтон	*т*	2,46	3,00	4,80	3,60	2,40
11	Цепи на 1 понтон	»	5,05	6,15	9,80	7,40	4,93
12	Общий вес заякорения на 1 понтон	»	7,51	9,15	14,60	11,00	7,33
13	Вес заякорения на 1 *пог. м* моста	*т/пог. м*	0,358	0,358	0,358	0,358	0,358
14	Итого на весь мост металла по пп. 4, 9 и 13		3,77	3,92	3,39	3,43	3,32
15	Уклоны при невыгодном расположении толщи (0,4 *т/м²*)	%	3,46	2,76	2,00	2,42	3,30

Определение веса ферм произведено путем помножения теоретического веса[2] на строительный коэфициент, найденный из ряда проектировок и оказавшийся равным 1,76 (с учетом местного изгиба элементов верхнего пояса). Вес настила, металла проезжей части и связей определен точно.

Вес корпуса понтона найден по площади обшивки и приведенной толщине обшивки, равной 12,4 — 12,7 *мм* при толщине листов в 5 — 6 *мм*. Вес корпуса, отнесенный к 1 *м³* полного водоизмещения, колеблется от 0,118 *т/м³* (большие понтоны) до 0,130 *т/м³* (малые). Вес цепей и якорей определен на основании данных проектировок приближенно, предполагая, что вес их на 1 *пог. м* не изменяется.

---

[1] Следует заметить, что переход к новым нормам дал бы некоторое уменьшение веса фермы двухконсольной системы. Дело в том, что все элементы этих ферм оказываются сжато вытянутыми, и поэтому среднее допускаемое напряжение, вычисленное по нормам 1921 г., меньше, чем для балочно-разрезных ферм.

[2] Теоретический вес найден по инфлюентным линиям усилий во всех элементах. Инфлюентные линии для 1-го варианта приведены в § 12 части II.

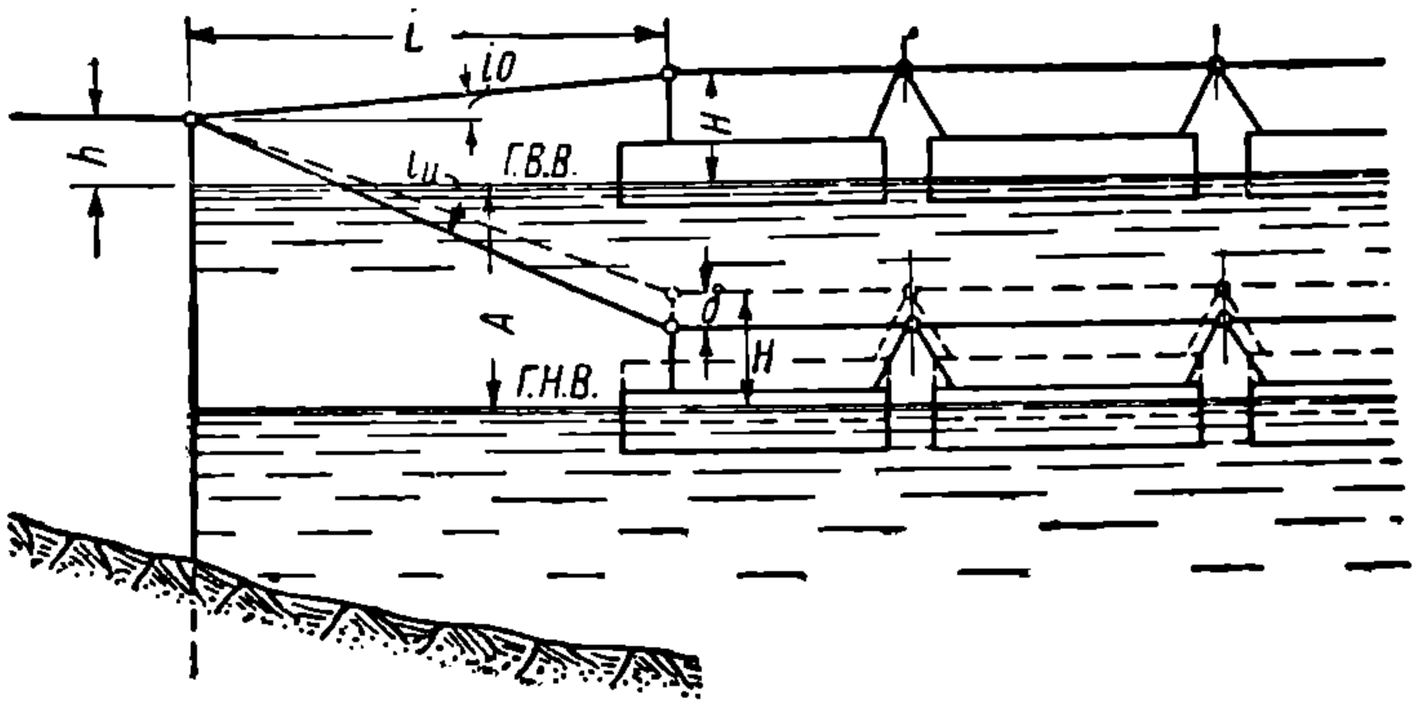
НТБ ДНУЖТ

Сопоставляя данные о весе металла на 1 *пог. м* моста, мы видим, что суммарные величины в общем отличаются незначительно. Разница в весе между самым тяжелым 2-м вариантом (двухконсольным) и самым легким 3-м (балочно-разрезным) достигает всего 0,6 *т/пог. м*, что составляет около 15% от погонного веса металла 2-го варианта. Нельзя, однако, не отметить, что балочно-разрезная система при одинаковой затрате металла позволяет значительно уменьшить число понтонов по сравнению с двухконсольной. В данном случае, если не считаться с небольшим перерасходом металла, можно рекомендовать 5-й вариант при отсутствии сильного ледохода и 2-й вариант, если мост должен быть приспособлен к легкой разводке и наводке.

Таким образом, сравнение вариантов наплавных мостов не дает особенно рельефных данных. Это обстоятельство хорошо известно конструкторам, обычно не занимающимся установлением наивыгоднейшего пролета и системы, а проектирующим схему, главным образом исходя из эксплуатационных соображений, разбивки отверстия и пропорций каждого звена.

§ 6. Схемы сопрягающей части моста

Назначение сопрягающей части состоит в создании перехода от въездов, имеющих постоянную отметку (высоту) настила, к пловучей части, отметка настила которой изменяется в зависимости от горизонта воды в реке и расположения временной нагрузки.



Фиг. 18.

В своем простейшем виде сопрягающая часть представляет собой качающийся мостик, перекинутый с первого (берегового) звена пловучей части на береговой устой. Длина мостика зависит в первую очередь от амплитуды горизонтов воды и допущенных уклонов. Кроме того, она зависит также от строительной высоты въездов и высоты надстройки пловучих звеньев. Выясним эти зависимости. Примем следующие обозначения (фиг. 18):

A — расчетная амплитуда колебания горизонта воды в реке;

δ — наибольшая осадка точки опирания мостика на береговом звене от временной нагрузки[1];

h — высота настила въездов над г. в. в. (или над наивысшим горизонтом принятой расчетной амплитуды);

H — высота настила пловучей части над горизонтом воды при постоянной нагрузке;

i_0 — уклон сопрягающей части при г. в. в. и отсутствии временной нагрузки;

$[i_0]$ — предельная допустимая величина этого уклона;

i_u — уклон при г. н. в. при наличии временной нагрузки на мосту;

$[i_u]$ — предельная допустимая величина этого уклона;

L — длина сопрягающей части.

Искомая зависимость выражается следующими двумя неравенствами:

а) $$\frac{H-h}{L} \leqslant [i_0];$$

б) $$\frac{A+\delta-(H-h)}{L} \leqslant [i_u].$$

---

[1] Величину δ приходится определить предварительным расчетом. Обычно она мало отличается от наибольшей осадки пловучих опор в средней части моста. При окончательном расчете строят инфлюентную линию осадки этой точки.

НТБ ДНУЖТ

Отсюда легко получаем:

$$L \geqslant \frac{A+\delta}{[i_0]+[i_u]}; \tag{1}$$

$$H-h \geqslant \frac{A+\delta}{1+\frac{[i_u]}{[i_0]}}. \tag{2}$$

Знак неравенства заменяется знаком равенства, если вместо предельных уклонов взять фактические i_u и i_0. Наименьшая длина сопрягающей части получается, если взять предельное значение $[i_0]$ и $[i_u]$. Стремясь одновременно получить наименьшее значение отдельных уклонов, следует взять одинаковые уклоны при спаде и подъеме воды:

$$i_0 = i_u = i_{\max}.$$

Тогда

$$L = \frac{A+\delta}{2i_{\max}}; \tag{3}$$

$$H-h = \frac{A+\delta}{2}. \tag{4}$$

Последнее равенство показывает, что при минимальных уклонах и минимальной длине сопрягающей части H всегда значительно больше h, что может привести к большой и неконструктивной высоте надстройки пловучих звеньев, вредно отражающейся на поперечной устойчивости пловучего сооружения. Эти обстоятельства лучше всего выясняются при вычерчивании схемы сопряжения на профиле берегов с нанесенными горизонтами воды.

Для уменьшения высоты H приходится увеличить отношение $\frac{i_u}{i_0}$, т. е. допустить при спаде воды более крутой уклон, чем при подъеме. Так как максимальная величина $[i_u]$ ограничена, то неминуемо увеличение длины сопрягающей части.

Пример. Дано $A=6{,}0$ *м*, $\delta = 0{,}40$ *м*, $i_{\max} = 0{,}05$. Наименьшая длина сопрягающей части при $i_0 = i_u = i_{\max}$ будет

$$L = \frac{6{,}0+0{,}4}{2 \cdot 0{,}05} = 64{,}0 \text{ м}.$$

При этом

$$H-h = \frac{6{,}40}{2} = 3{,}2 \text{ м}.$$

Пусть требуется уменьшить эту высоту до 2,0 *м*, сохраняя предельный уклон 5%. Воспользуемся равенством (2):

$$2{,}0 = \frac{6{,}40}{1+\frac{0{,}05}{i_0}}.$$

Отсюда:

$$i_0 = 0{,}0228 = 2{,}28\%;$$

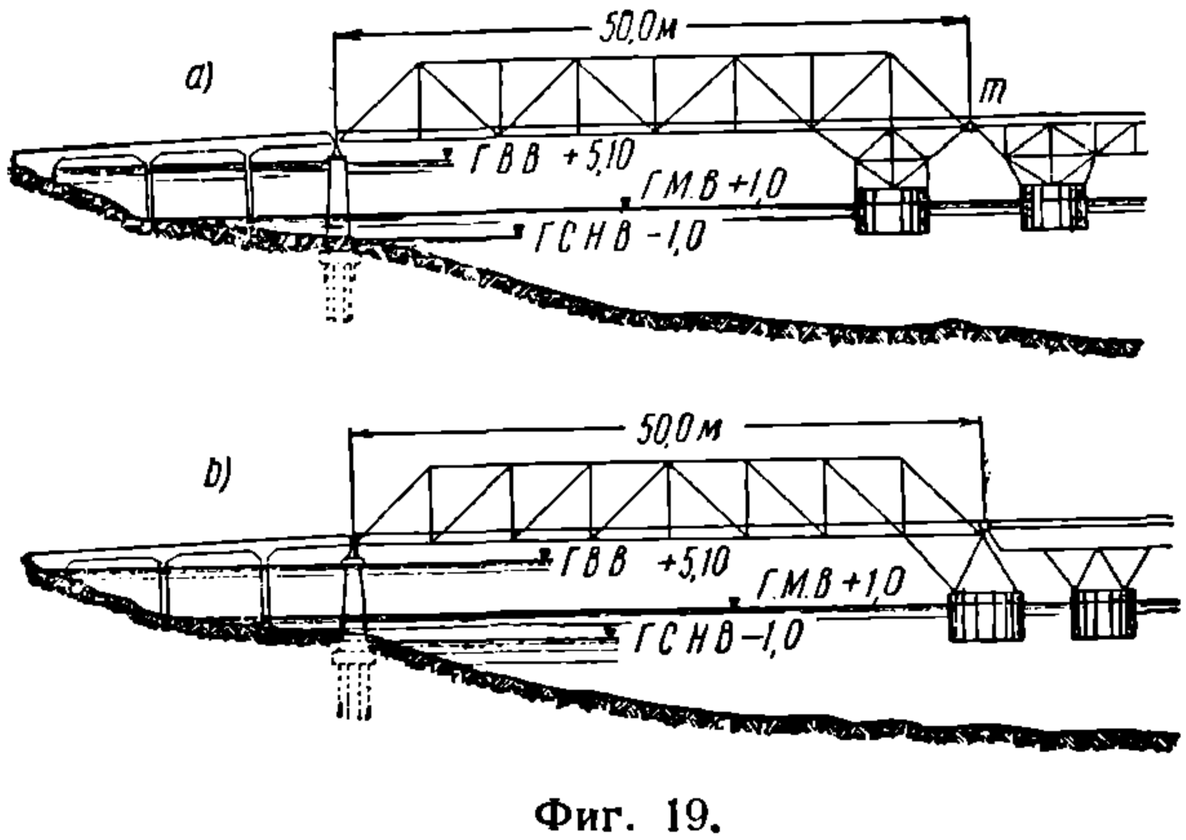
$$L = \frac{6{,}40}{0{,}05+0{,}0228} = 88{,}0 > 64{,}0 \text{ м}.$$

Иногда, наоборот, бывает желательно увеличить высоту пловучей части, чтобы создать просветы для пропуска лодок под мостом.

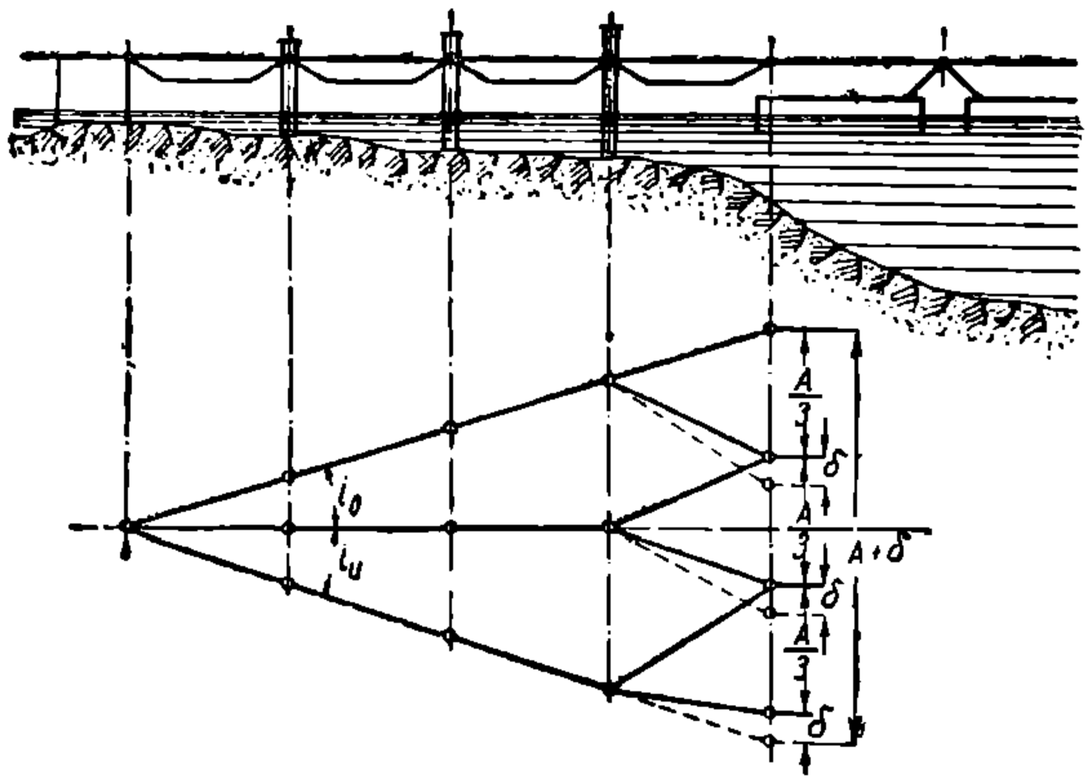
Сопрягающая часть только при самых небольших амплитудах, порядка 1,5 — 2 *м*, может быть спроектирована в виде прогонов с ездой по верху. При больших амплитудах для постоянных мостов применяются фермы, чаще всего с ездой по низу (чтобы не увеличивать строительной высоты, что влечет за собой поднятие отметки настила пловучей части). На фиг. 19 показаны варианты схемы берегового пролета постоянного металлического моста при амплитуде колебания горизонта воды 6,10 *м*. При горизонте

НТБ ДНУЖТ

меженних вод настил располагается горизонтально. По внешнему виду схема *а* производит лучшее впечатление, между тем она обладает по сравнению со схемой *b* тем недостатком, что при изменении горизонта воды в шарнире *m* возникает значительное давление (вследствие влияния консоли).



Фиг. 19.



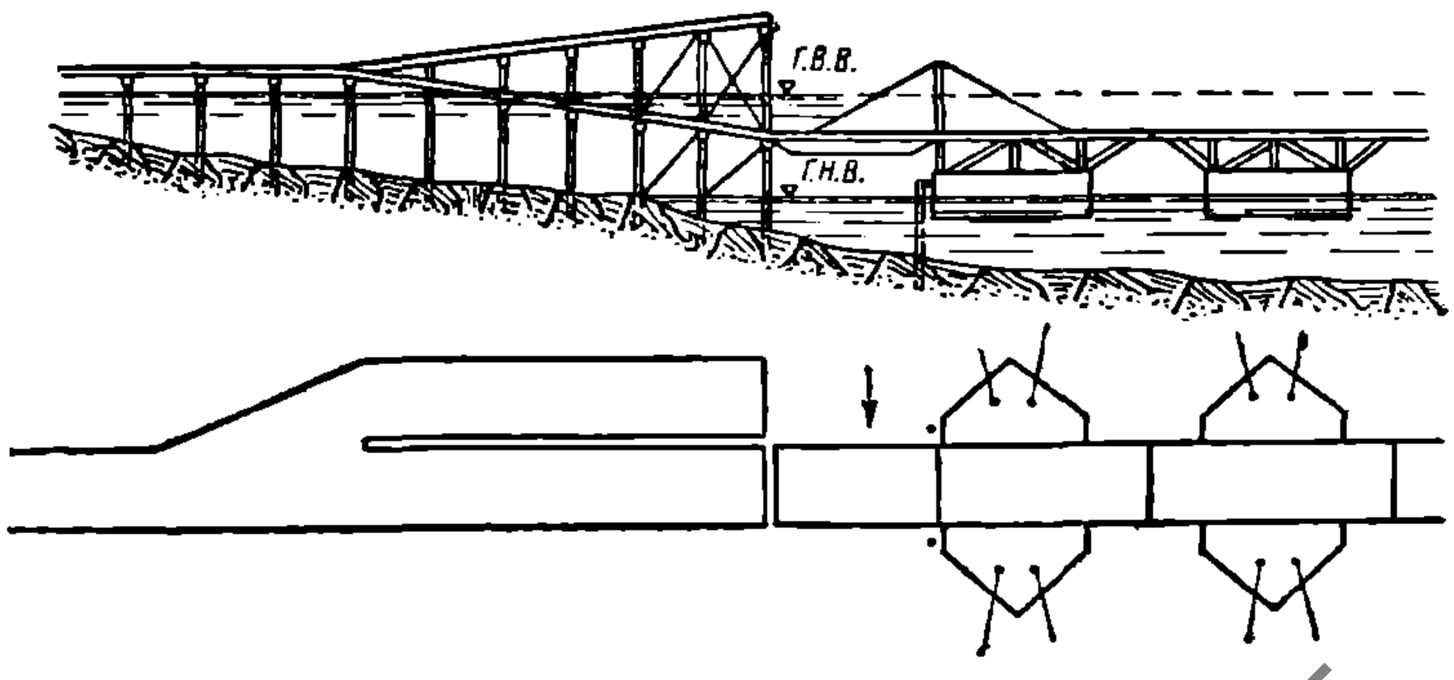
Фиг. 20.

Сопрягающая часть временных мостов почти всегда устраивается в виде подъемной эстакады. «Качающимся» является только ближайший к реке пролет эстакады, обслуживающий автоматически определенный отрезок расчетной амплитуды. Всякое изменение горизонта воды сверх некоторого предела, вызывающее недопустимый уклон качающегося прогона, требует изменения уровня опор прогонов (обычно прогоны приподнимаются талями или домкратами и изменяется количество подкладок — шандоров, передающих давление подъемной балки на сваи). На фиг. 20 схематически показан профиль четырехпролетной сопрягающей части. Пунктиром обозначено положение качающегося мостика при невыгодном расположении временной нагрузки. Положение опорной точки мостика на первом звене должно быть назначено с таким расчетом, чтобы при постоянной нагрузке это звено не получало крена. При назначении зазоров в соединениях между отдельными пролетами подъемной эстакады нужно считаться с изменением длины проекции пролетов при отклонении от горизонтального положения. Уменьшение длины проекции равно:

$$\Delta L = \frac{A + \delta}{2} i_{\max}.$$

Подъемную эстакаду необязательно целиком располагать на берегу. Иногда часть ее переносят на пловучие звенья, благодаря чему общая длина моста сокращается (фиг. 2).

Другой тип сопрягающей части, находящий применение при больших амплитудах (5—6 *м*), состоит в устройстве параллельных въездов (иногда до четырех) разного уровня. Часть въездов при наивысших горизонтах (половодье) оказывается целиком затопленной. Полная амплитуда колебания горизонта воды подразделяется на части, каждая из которых обслуживается отдельным въездом (фиг. 21). Пловучая часть целиком переставляется от одного въезда к другому путем подтягивания вверх или спуска



Фиг. 21.

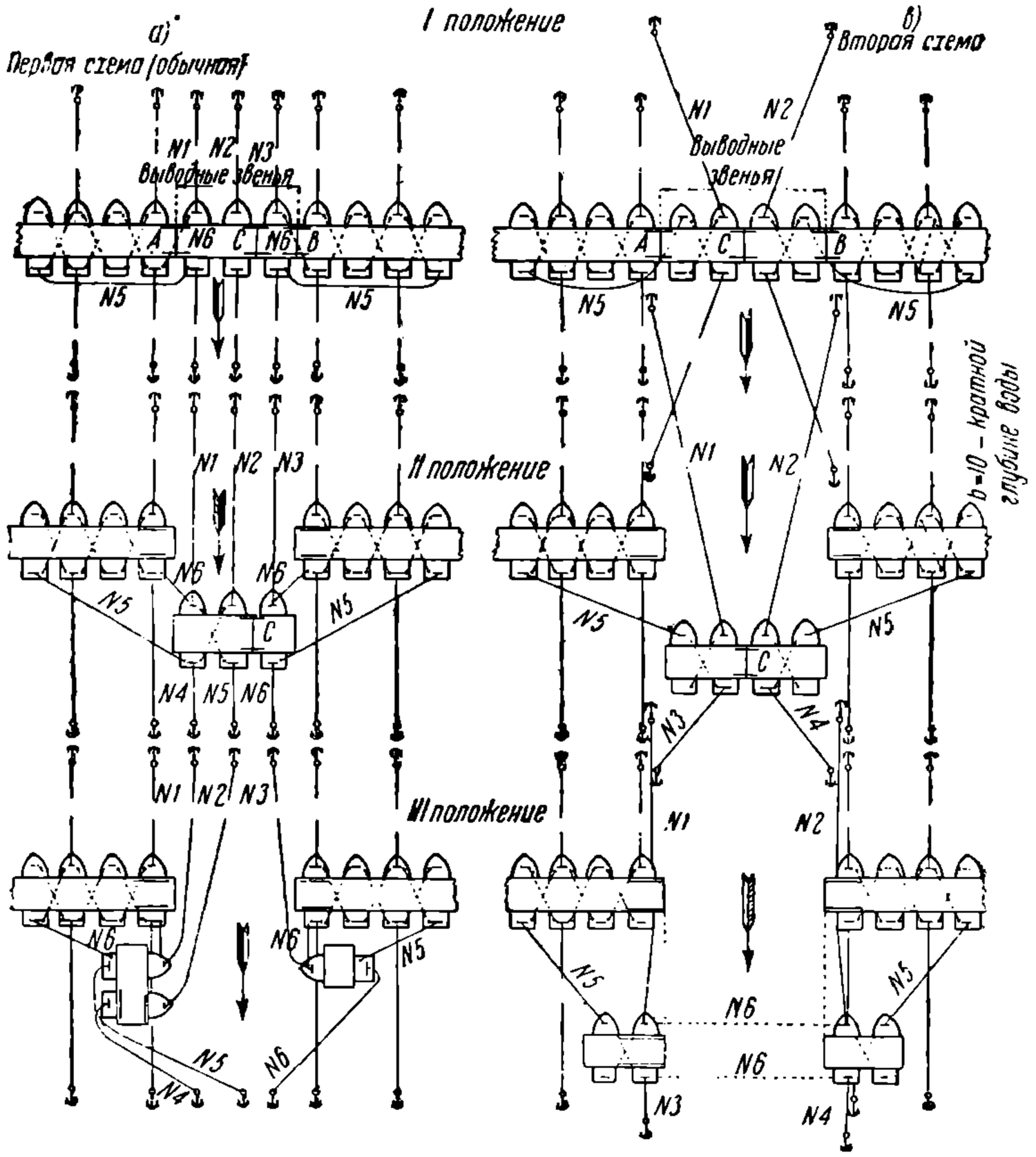
НТБ ДНУЖТ

вниз по течению. Перекидной мостик подвешивается к береговому звену, образуя так называемую аппарель. Этот тип сопряжения применяется только для временных мостов.

Из других идей устройства сопрягающей части должна быть отмечена система с пловучими опорами, опирающимися на дно при г. н. в. и всплывающими при подъеме воды. Последний тип находит применение для плотовых мостов при пологих берегах.

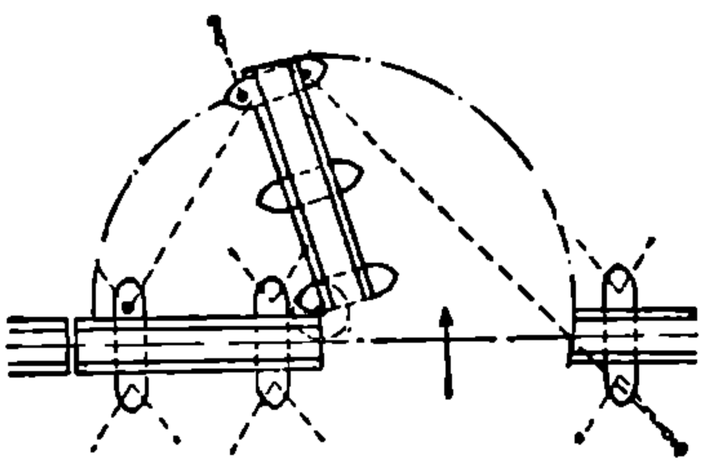
§ 7. Схемы разводной части моста

Наиболее распространенный тип устройства для временных мостов — выводные звенья (фиг. 22). Отверстие в мосте образуется спуском вниз по течению на верховых якорях группы звеньев моста с последующим оттягиванием вбок параллельно оси моста к специальным якорям или к кнехту на одной из пловучих опор. Для закрытия разводного пролета звенья приводятся в створ отверстия (течением, если верховые якори расположены в створе, как на фиг. 22, *a*, или стягиванием канатом — на фиг. 22, *b*, канат № 6),



Фиг. 22.

а затем подтягиваются обратно и закрепляются в общей цепи моста. Количество выводных звеньев обычно бывает от двух до четырех в зависимости от величины отверстия. Для подтягивания применяются чаще всего ручные лебедки и шпили, реже моторные лебедки. Продолжительность операции по открыванию и закрыванию отверстия при ручной тяге в большой степени зависит от течения воды и силы ветра и колеблется от 3 до 15, иногда 20 мин. В современных военных разборных мостах выводные звенья устраиваются самодвижущимися — моторизованными (они же в случае необходимости выполняют функции паромов).

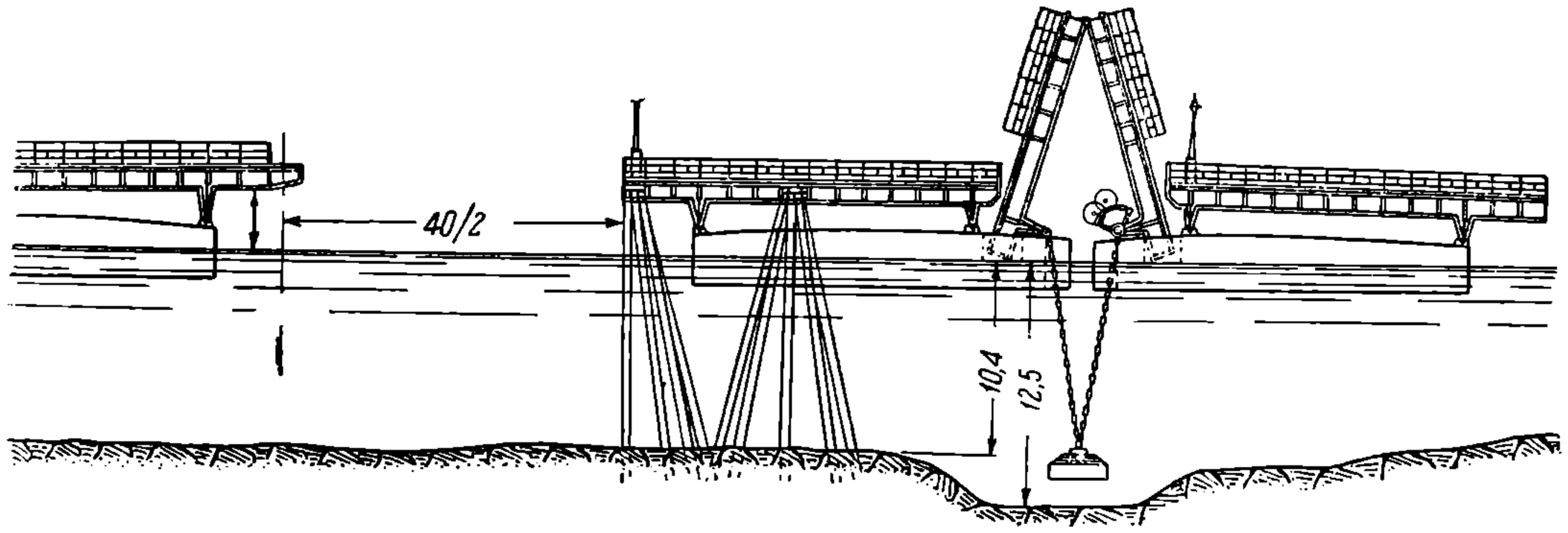


Фиг. 23.

Другой тип разводного пролета, с успехом применяемый для мостов всех категорий, начиная от плотовых и кончая постоянными металлическими, — одно- или двухрукавное поворотное устройство (фиг. 23). Эту систему удобнее всего применить, если концы понтона не выступают за габарит тротуаров в плане или при продольном понтоне; тогда поворот на 180° осуществляется без всяких затруднений,—подвижная часть устанавливается параллельно мосту. Если же, как на фиг. 23, длина понтонов больше ширины моста, то при проектировании приходится заботиться о вписывании понтонов поворотного пролета между понтонами опорного звена, что при большой длине понтонов часто оказывается затруднительным. Понтонам поворотного звена

НТБ ДНУЖТ

дается обтекаемая форма и иногда они снабжаются рулями для уменьшения сопротивления при движении по кругу. Движение осуществляется путем подтягивания к мертвым якорям при помощи моторной лебедки, установленной на крайнем понтоне. Рациональный тип двигательного устройства, хотя и требующий большего расхода энергии, — самодвижущийся крайний понтон (по типу моторного катера), снабженный

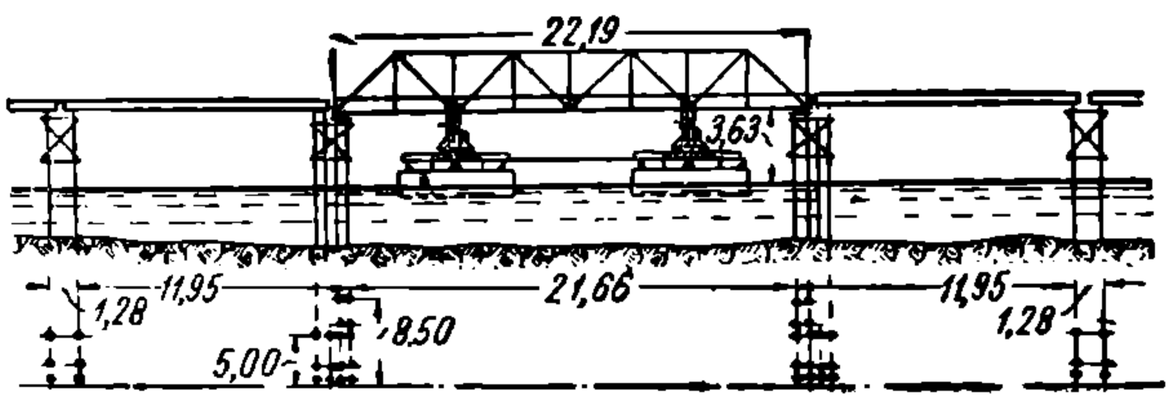


Фиг. 24.

приспособлением для прямого и обратного хода. В крупных мостах предусматривается одновременная установка электромоторов и запасного нефтяного двигателя. Вполне возможно и применение отдельного буксира для движения разводной части по кругу. Буксир может быть жестко связан с крайним понтоном. Приведем две характерные цифры, относящиеся к одноруканавному разводному устройству длиной 70 *м* на трех понтонах:

Продолжительность операции по разводке на 180° без ветра	4 мин.
То же при ветре 16 *м/сек.*	8

Отличное от описанных выше, предложение [1] представляет собой подъемно-отодвигающееся вдоль моста устройство (фиг. 24). Эта схема требует значительной глубины для опускания противовеса, приблизительно равной четверти длины отверстия. Преимущество системы Кине состоит в том, что фарватер реки совершенно не загораживается при разводке, что имеет большое значение в местах с оживленным судоходством. Недостаток — значительная парусность поднятой части моста. Нам представляется, что идея Кине, состоящая в зигзагообразном складывании моста по фасаду, с бо́льшим успехом может быть применена в плане.



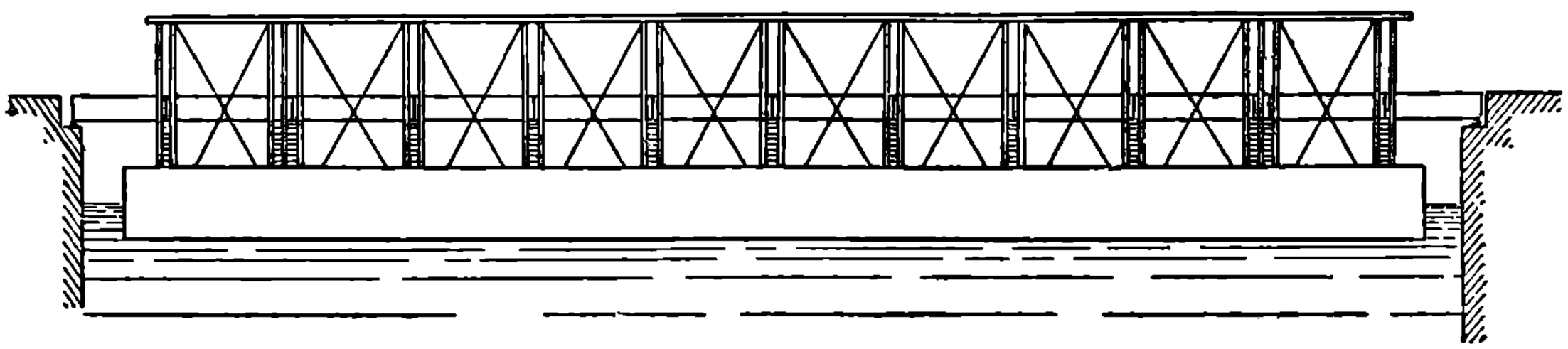
Фиг. 25.

Малое сопротивление движению и сравнительная легкость конструирования пловучей разводной части (не требующей солидных опор, в противоположность всем системам разводных мостов) позволяют решить задачу пропуска судов через так называемые низководные мосты (на постоянных опорах), имеющие недостаточный подмостовой габарит при высоком горизонте воды в половодье. На фиг. 25 показана разводная

[1] Патент Kiehne, см. «Bauingenieur», 1924, № 11.

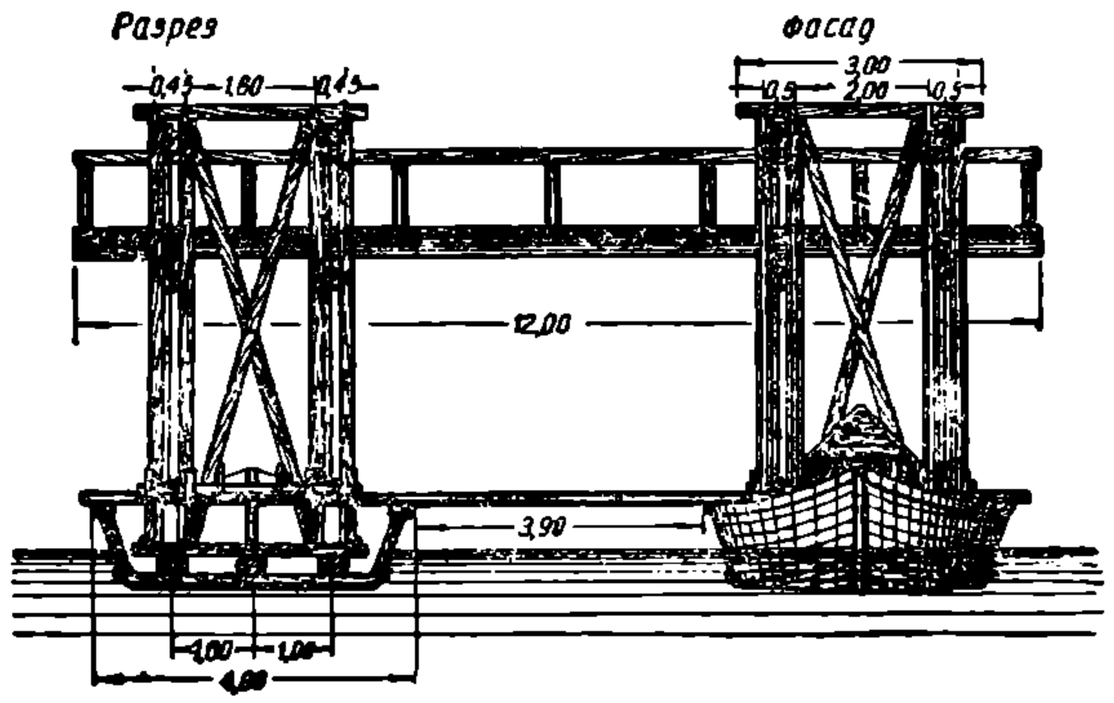
НТБ ДНУЖТ

часть низководного жел.-дор. моста. При пропуске подвижного состава пролетное строение оперто на свайные опоры. Для пропуска судов оно приподнимается при помощи домкратов Беккера и выводится на двух баржах или плашкоутах из состава моста. При больших пролетах подъем фермы значительно осложняется и выгоднее передать всю нагрузку на пловучие опоры, устроив проезжую часть в разводном пролете подъ-



Фиг. 26

емной. При изменениях горизонта воды постоянство отметки пути достигается регулированием высоты проезжей части. Пример такой конструкции показан на фиг. 26. По сути дела эта конструкция представляет собой подъемную эстакаду, установленную на продольном понтоне. Небольшие колебания горизонта воды в межень обслуживаются автоматически — крайними качающимися пролетами эстакады; при значительном изменении уровня воды необходим подъем или опускание проезжей части. Для пропуска судов понтон поворачивается на 90° вокруг вертикального шкворня, укрепленного на свайном кусте у одного из краев. На фиг. 27 показана разводная часть на баржах для моста под гужевое движение. Звенья этой разводной части выводятся группами, как указано в начале настоящего параграфа. Отмеченные здесь схемы разводной части низководных мостов соединяют в себе в одном конструктивном целом все характерные элементы наплавного моста — его пловучую и сопрягающую части и разводное устройство.

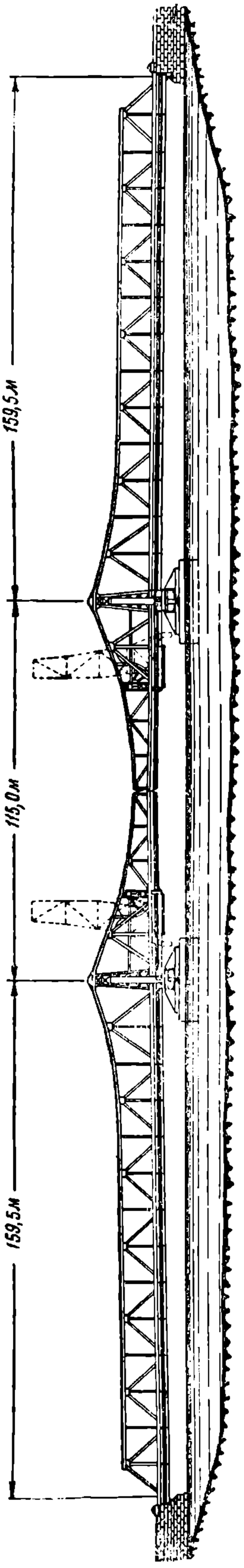


Фиг. 27.

Число предложенных до настоящего времени конструктивных идей разводной части наплавного моста, как мы видим, сравнительно невелико (выводные звенья, поворотное устройство и отодвигающееся вдоль моста устройство). Однако отметим, что для крупного наплавного моста может возникнуть вопрос об устройстве разводной части по типу постоянных разводных мостов — поворотной раскрывающейся или подъемной на мощных, солидно заякоренных, пловучих опорах. Такие примеры мы видим в многочисленных проектах моста через Ганг в Калькутте. Один из них показан на фиг. 28 (фирмы MAN).

В заключение обратим внимание на те конструктивные возможности, которые дают водотоки с весьма мало изменяющимся горизонтом воды, например судоходные каналы. Здесь очень часто удается опереть концы разводного пролета на неподвижные опоры, использовав понтон как опору только в процессе разводки. Для того чтобы приподнять

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 28.

конец фермы перед вращением, пользуются домкратом. В примере, показанном на фиг. 117, пловучая опора может передвигаться вдоль пролета при помощи лебедки и тросов. Когда пловучая опора ближе к левому концу, правый конец прогона опирается на устой; если передвинуть ее вправо, то прогон поднимается и путем вращения отводится в сторону, образуя отверстие.

§ 8. Некоторые данные о двигателях разводного устройства

Как уже было указано в § 5, движение разводного пролета на пловучих опорах как выводного, так и поворотного типа может быть осуществлено либо путем подтягивания к якорям или иным неподвижным точкам, либо путем применения самодвижущихся понтонов, снабженных моторами и движителями (винты, гребные колеса), а также буксирных катеров. В обоих случаях работа двигателя расходуется на преодоление сопротивлений, которые мы условно будем относить к двум категориям — внешним (или полезным) и внутренним (или вредным). К внешним сопротивлениям относим: а) сопротивление воды, б) давление ветра, в) инерционное сопротивление при разгоне, г) сопротивление трения в шарнире, если речь идет о поворотном устройстве.

К внутренним относятся сопротивления, возникающие в процессе трансформации работы двигателя в движение разводного пролета. При эскизном проектировании эти сопротивления оцениваются общим коэфициентом полезного действия

$$\eta = \frac{N_n}{N_e},$$

где N_n — потребная полезная мощность,
N_e — эффективная мощность двигателя.

В случае подтягивания механизм разводного устройства представляет собой швартовую лебедку — агрегат, состоящий из мотора и собственно лебедки. Основными частями лебедки являются барабан, на который наматывается канат (пеньковый или стальной трос, цепь) и система передач от мотора к барабану. В простейшем случае мотор отсутствует и лебедка приводится в движение рабочими путем вращения рукоятки. Тип передачи зависит от отношения числа оборотов в минуту и потребной окружной скорости барабана. В электролебедках применяется часто комбинация зубчатых колес и винтовой или червячной передачи. Потери на трение в лебедке подсчитываются по известным правилам теории грузоподъемных машин[1]. Этими потерями и исчерпываются внутренние сопротивления в разводных устройствах указанного типа. Для предварительных подсчетов к. п. д. можно принимать равным

$$\eta \approx 0{,}75,$$

если лебедка не содержит червячного редуктора, и

$$\eta \approx 0{,}50 \text{ и ниже},$$

[1] См. Бетман, Грузоподъемные машины, М. 1933; В. М. Шанников, Подъемные механизмы, Л. 1934.

НТБ ДНУЖТ

если применяются быстроходный (электрический или автомобильный) двигатель и червячная передача.

При проектировании разводных устройств приходится иметь дело с тяговыми усилиями от 500 *кг* и выше при скоростях от 0,1 до 1 *м/сек*. Приведем характеристики некоторых типов лебедок.

Ручная лебедка. Один рабочий развивает при малой продолжительности усилие на рукоятке от 10 до 20 *кг*, двое рабочих — 25 *кг* при скорости на окружности, описываемой рукояткой, от 0,5 до 1 *м/сек*. При передаточном числе, равном 7, и к. п. д. $\eta = 0{,}75$ это дает на одного рабочего тяговое усилие 75 — 100 *кг* при средней скорости тягового каната 0,1 *м/сек*[1].

Моторные лебедки. В табл. 6 помещены данные о моторных лебедках с полудизелем (с запальным шаром) и фрикционной муфтой.

Таблица 6

Моторные лебедки

Двойная передача		Одиночная передача		Мотор	
тяговое усилие в *кг*	скорость в *м/сек*	тяговое усилие в *кг*	скорость в *м/сек*	мощность в *ЛС*	число оборотов в минуту
1 000	0,30	400	0,75	5	550
1 500	0,26	700	0,65	6,5	550
2 000	0,24	800	0,60	8	500
3 000	0,22	1 400	0,45	12	500
4 000	0,20	1 900	0,40	14,5	450
5 000	0,18	2 400	0,35	16	450

С успехом могут быть применены и автомобильные моторы, изготовляемые разнообразных мощностей (табл. 7). В этом случае, однако, необходимо устройство специального редуктора для снижения числа оборотов, реверса и фрикционной муфты для включения при старте (разгоне).

Более удобными благодаря меньшему числу оборотов и экономичности являются бескомпрессорные дизели типа Дейц, применяемые для обслуживания вспомогательных судовых механизмов. Приводим некоторые данные (табл. 8).

Таблица 7

Автомобильные моторы

Мотор	Мощность в *ЛС*	Число оборотов в минуту
Легковой машины ГАЗ	40	2 400
Легковой машины М-1	52	2 800
Грузовой машины ЗИС 3—5 *т*	70	2 800

Таблица 8

Бескомпрессорные дизели типа Дейц

Число цилиндров	Число оборотов в минуту	Мощность в *ЛС*	Вес в *кг*	Погрузочный объем в $м^3$
1	650	7	850	1,54
2	700	15	1 190	1,62
3	750	25	1 720	1,91
1	520	12	1 440	2,17
2	550	25	2 520	3,32
1	430	25	2 770	4,67
2	430	50	3 980	6,47
3	430	75	4 470	9,80

Электрические лебедки. Если мост строится вблизи источника электрической энергии или электропередачи, целесообразно применить электрическую лебедку по типу крановых лебедок с электромотором трехфазного или постоянного тока. Первые по номенклатуре ВЭО обозначаются КТ, вторые КП. Моторы КТ с характеристикой $ED = 40\%$ (рассчитанные на продолжительность включения не свыше 4 мин. при интервале между включениями не менее 6 мин. и периоде включений не ниже 10 мин.)

[1] Данные о ручных лебедках завода «Рабочий металлист» в Костроме (подъемной силой от 0,5 до 5 *т*) см. в «Справочнике инженера-дорожника», Трансиздат, том «Искусственные сооружения», 1936, стр. 590.

НТБ ДНУЖТ

строятся для напряжений в 500, 380, 220 и 127 *в* с числом оборотов от 930 до 590 в 1 мин. при мощности от 2,18 до 224 *ЛС*. Отношение $\frac{M_{max}}{M_{norm}}$ составляет в среднем 2,5 — 3, так что эти моторы полностью обеспечивают преодоление инерционных усилий в начале движения.

Паровые лебедки. В некоторых случаях оказывается целесообразным применение паровой лебедки. В качестве примера укажем на мост через Миссисипи у Prairie du Chien (США). Наиболее удобным типом являются швартовые лебедки со спаренными цилиндрами. Согласно ОСТ 2050 эти лебедки изготовляются двух типов: с двойной и одиночной передачей. В лебедках с простой передачей скорость каната — 27 *м/мин*, или 0,45 *м/сек*, с двойной передачей — 10 — 12 *м/мин*, или 0,17 — 0,20 *м/сек*. Лебедка имеет два горизонтальных цилиндра и один или два швартовых барабана (по желанию заказчика). Реверсирование (обратный ход) производится кулисой Стефенсона. Указанные скорости достигаются при давлении пара в золотниковой коробке в 7 *ат*. В табл. 9 приведены основные данные по этим лебедкам.

Таблица 9

Паровые лебедки по ОСТ 2050

Номера модели лебедки	Тяговое усилие при передаче		Скорость при полной нагрузке		Размеры парового цилиндра		Число оборотов паровой машины	Давление в золотниковой коробке	Индикаторная мощность	Тип лебедки	Барабан		Фундамент		Полная высота лебедки	Полная ширина лебедки	Полная длина лебедки при двойной передаче	Приблизительный вес лебедки
	двойной	простой	двойной	простой	диаметр	ход	около				диаметр	длина	ширина	длина				
	т		*м/мин*		*мм*		об/м.	*ат*	*ЛС*		*мм*		*мм*		*мм*	*мм*	*мм*	*кг*
I	1,5	0,7	12	27	120	200	115	7	7	Узк. / Шир.	320	350 / 500	1 310 / 1 460	1 140	1 200	1 750 / 1 900	1 390	1 950 / 2 200
II	3	1,4	12	27	150	250	105	7	13	Узк. / Шир.	400	420 / 600	1 520 / 1 700	1 440	1 520	2 310 / 2 490	1 790	3 050 / 3 450
III	5	2,5	12	27	180	300	100	7	22	Узк. / Шир.	530	600 / 850	1 770 / 2 020	1 680	1 565	2 780 / 3 030	2 130	3 800 / 4 300
IV	6,5 / 8	3	10,8	25,8	200	350	85	7 / 9	26 / 32	Узк. / Шир.	530	600 / 850	1 820 / 2 070	1 670	1 610	2 840 / 3 090	2 330	4 350 / 4 800

При самодвижущихся понтонах внутреннее сопротивление складывается из потерь на валопроводе, на передаче (редукторе), если таковая имеется, и наконец, на самом движителе — винте. Все эти потери характеризуются к. п. д., произведение которых дает интересующий нас общий коэфициент η, или отношение полезной (необходимой) мощности движения к эффективной мощности двигателя[1]. Таким образом,

$$\eta = \eta_{вал} \cdot \eta_{пер} \cdot \eta_{винта}.$$

Первый множитель обычно приблизительно равен 0,95; второй в случае применения редуктора может быть порядка 0,90 — 0,80. Наконец, третий в большой степени зависит от скорости движения. При тех малых скоростях, с которыми работает разводное устройство, к. п. д. винта не будет превосходить даже при удачной проектировке величины 0,40, поэтому для предварительных расчетов можно принять

$$\eta = 0{,}38 \div 0{,}26.$$

Так как периоды старта и замедления будут играть существенную роль в процессе разводки, то практически средняя величина к. п. д. при самодвижущихся понтонах падет еще ниже приведенных значений, ориентировочно в пределах η от 0,36 до 0,23.

[1] В книгах, посвященных судовым тяговым расчетам, обычно выводится к. п. д. по отношению к индикаторной мощности паровой машины (IHP). Заметим, что механический к. п. д. паровой машины, дающий отношение эффективной к индикаторной мощности ее, равен в среднем 0,70—0,75,

НТБ ДНУЖТ

Таким образом, применение самодвижущихся понтонов, заманчивое в конструктивном отношении, вызывает увеличение мощности двигателей в $2 — 2^1/_2$ раза. В случае применения буксира затраты энергии еще несколько возрастают, так как добавляется сопротивление корпуса буксира. Для ориентировочных подсчетов можно принять тяговое усилие буксира равным 10 *кг* на каждую лошадиную силу при скоростях порядка 1 *м/сек*. При меньших скоростях упор падает. Рациональное решение требует учета всех обстоятельств: конструктивных и эксплуатационных возможностей, продолжительности и частоты разводки.

Двигатели для самодвижущихся понтонов применяются либо внутреннего сгорания, либо электрические. Последние можно применить при наличии электроэнергии и только в случае поворотного устройства; контроллерное управление электромоторами целесообразно поместить на неподвижной части моста.

Для повышения к. п. д. всего устройства рекомендуется устанавливать специальные винты для прямого и обратного хода, так как винты с поворотными лопастями и тянущие винты менее эффективны. Особое внимание следует уделить также выбору рациональных обводов самодвижущихся понтонов, так как очертание кормы оказывает значительное влияние на к. п. д. винта.

§ 9. Заякорение наплавных мостов

Кроме вертикальной постоянной и временной нагрузки, на наплавной мост действуют горизонтальные силы, в первую очередь сила течения воды и давление ветра. Если длина моста невелика и конструкция достаточно жестка, то для восприятия этих сил достаточно прочно заякорить две пловучие опоры слева и справа от разводного пролета, приняв меры к тому, чтобы пролетное строение левого и правого отрезков моста могло передать ветровые усилия на береговые устои. При большой длине моста заякорением снабжается каждая пловучая опора; одновременно принимаются меры к тому, чтобы мост в плане не представлял собой излишне жесткой фермы, так как в противном случае вследствие податливости якорных канатов при ветре в поясах могли бы возникнуть очень большие усилия. Этим требованиям удовлетворяет соединение звеньев моста при помощи ригельных брусьев в хомутах, обладающее некоторой продольной подвижностью.

Помимо горизонтальных сил, действующих перпендикулярно оси моста, приходится считаться с косым ветром, эффект от которого может быть значительным вследствие большой парусности надводного борта понтонов. У временных мостов для восприятия этих усилий иногда ставят продольный трос от береговых причальных свай до разводного отверстия. В постоянных металлических мостах задача решается устройством шарниров с вертикальной цапфой по оси моста в плане между отдельными звеньями и аналогичным закреплением берегового пролета на устое.

Основными элементами заякорения являются: а) якорь, б) якорный канат [1] и в) приспособления для закрепления и натягивания якорного каната.

Практикой установлено, что для удовлетворительной работы заякорения якори должны быть поставлены от клюза на расстоянии

$$L = 8h \div 10h,$$

где h — разность отметок клюза и дна реки. Величину L обычно относят к среневысокому горизонту воды. Вопрос о назначении веса каната рассмотрен ниже.

Верховые якори нагружены сильнее низовых, и потому верховое заякорение проектируется часто более мощным, чем низовое. При большой высоте моста преобладающее значение имеет давление ветра и расчетные нагрузки верхового и низового заякорения выравниваются.

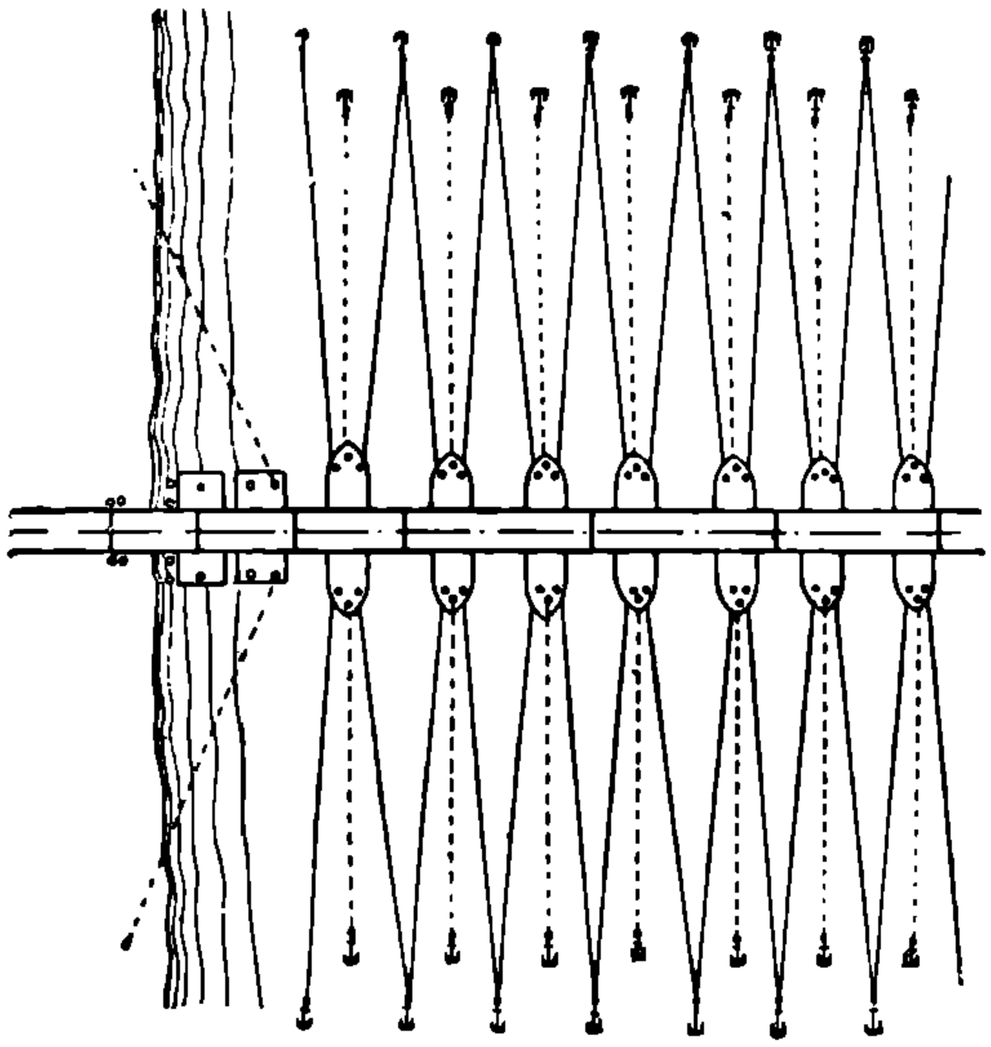
На фиг. 29 показаны два варианта заякорения деревянного наплавного моста. Пунктиром показано нормальное расположение канатов, сплошной линией — заякорение зигзагом. Второе расположение предпочтительнее, так как оказывает некоторое сопротивление косому ветру.

---

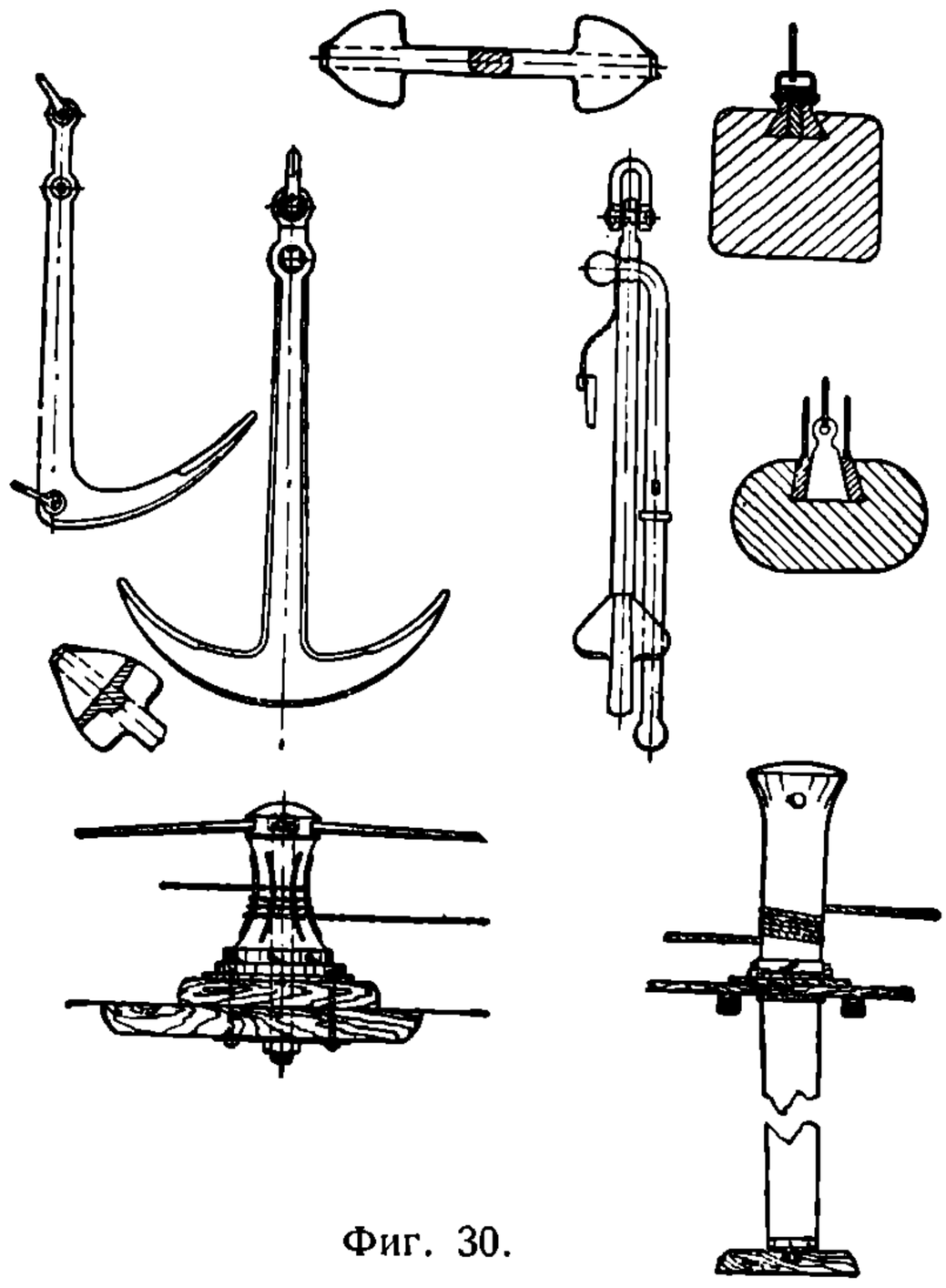
[1] Название «якорный канат» сохранилось со времени применения пеньковых канатов в военном флоте. В речном деле якорный канат называют шеймой.

НТБ ДНУЖТ

Типы якорей. Для временных наплавных мостов применяются обычно судовые речные якори. Наиболее распространенным типом речного судового якоря является адмиралтейский якорь (фиг. 30, посредине). Этот якорь двурогий со штоком, перпендикулярным плоскости рогов. Шток заставляет якорь кантоваться, после чего он зарывается в дно одним рогом, когда к кольцу приложено горизонтальное усилие.



Фиг. 29.



Фиг. 30.

Якорь изготовляется из кованой или литой стали, термически обработанной. Размеры его при весе от 75 до 3 000 *кг* стандартизированы (ОСТ 730 — 735). Приводим основные размеры некоторых стандартных якорей (табл. 10).

Таблица 10

Адмиралтейский якорь

Вес в *т*	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	3
Полная длина в *м* . . .	1,26	1,43	1,58	1,70	1,80	1,90	1,99	2,07	2,14	2,28	2,40	2,51	2,61	2,70	3,90
Полная ширина между краями рогов в *м* .	0,84	0,97	1,06	1,14	1,22	1,28	1,34	1,39	1,44	1,53	1,61	1,63	1,75	1,81	2,62
Ширина рога в *мм* .	235	268	295	318	338	355	370	385	400	424	448	470	490	506	730

Якори испытываются на растяжение (отгиб рога) на цепопробных станах и на бросание. По правилам Регистра СССР испытательная нагрузка в тоннах составляет

$$P = k W^{\frac{2}{3}},$$

где W — вес якоря, k — численный коэфициент, меняющийся от 19 до 26 при весе якоря от 0,075 до 6,0 *т*. Эти данные позволяют судить о запасе прочности якоря.

Удерживающая сила адмиралтейского якоря, конечно, в большой степени зависит от свойств грунта и точно не может быть определена без соответствующего опыта. Для приблизительных расчетов максимальную удерживающую силу H принимают равной

$$H = \alpha W,$$

НТБ ДНУЖТ

где α — численный коэфициент, равный: 5—6 — при песчаном грунте (чем мельче песок, тем меньше удерживающая сила), 10—12 — при глинистом грунте, 15 — при особо благоприятных условиях[1].

Если горизонтальная нагрузка превосходит указанные цифры, якорь начинает дрейфовать (тащиться по дну). Удерживающая сила достигает приведенных значений только в том случае, если усилие действует на якорь горизонтально. Практикой установлено, что для вырывания якоря из грунта необходимо приложить вертикальную силу, не превосходящую двойного веса якоря. Большим недостатком адмиралтейского якоря является выступающий рог, который при небольшой глубине воды может повредить проходящие суда. Поэтому для наплавных мостов иногда применяют якорь с одним рогом (фиг. 30, слева). Что касается якорей с поворотными лапами (так называемых патентованных), не имеющих выступающих частей, то применение их менее рационально ввиду сложности и меньшей удерживающей силы по сравнению с адмиралтейским якорем.

При илистом грунте судовые якори не удовлетворяют своему назначению и их заменяют большими камнями, в которых высверлены гнезда и вставлены металлические клинья для закрепления каната (фиг. 30, справа). То же относится к случаю скалистого дна[2].

Стационарные мосты предпочтительно ставить на так называемые мертвые якори, укрепленные неподвижно в дне реки. Сюда относятся:

а) спиленные под водой отдельные сваи и свайные кусты,

б) винтовые металлические якори,

в) бетонные и железобетонные массивы цилиндрической или конической формы,

г) упомянутые выше большие камни.

Мертвые якори обладают тем преимуществом перед судовыми, что позволяют взять более короткие ($L = 4 \div 6\ h$) и более легкие якорные канаты, так как нет необходимости, чтобы усилие передавалось якорю всегда горизонтально. Однако, разумеется, установка мертвых якорей связана с бо́льшими техническими трудностями.

Якорные канаты. В качестве якорных канатов применяются железные цепи, стальные проволочные тросы и пеньковые канаты.

Цепь является наиболее рациональным видом якорного каната для судовых якорей как по своей долговечности, так и по амортизирующему действию при динамической нагрузке. Если цепь достаточно длинная и тяжелая и не перетянута, т. е. часть ее лежит на дне, то она работает аналогично буферу между якорем и судном, причем при перемещении пловучей опоры удерживающая сила цепи растет сперва медленно, а затем быстро. Удлинение цепи при разрыве составляет 8 — 14% против 1,5 — 3% для стального троса, следовательно цепь обладает значительно большей вязкостью. Цепи изготовляются со звеньями двух типов: с распорками (так называемые якорные) и без распорок (такелажные, или кранные). Материал — пудлинговое железо или мартеновская сталь. Каждая цепь перед выпуском с завода испытывается пробной нагрузкой, составляющей 66% от разрывной для цепи без распорок и 50% разрывной для цепи с распорками. Приводим данные о весе пробной и разрывной нагрузок (извлечение из ОСТ 1412 и 1413) (табл. 11).

Для подбора калибра цепи[3] в речном флоте установилось правило, по которому цепь должна быть равнопрочной с якорем (с некоторым запасом в пользу цепи). Это правило вытекает из требования, чтобы застрявший якорь сломался раньше, чем разорвется цепь при вытягивании. В условиях работы наплавного моста это правило лишено оснований, тем не менее оно может применяться как практическая норма, ко-

---

[1] См. акад. А. Н. Крылов и инж. Д. В. Бронников, Постановка кессона моста им. Володарского в Ленинграде, изд. Академии наук СССР, 1934. Эта работа содержит большое число весьма ценных теоретических и практических соображений о работе заякорения.

[2] При небольшой длине моста (до 100 *м*), малой высоте его и слабом течении взамен заякорения иногда применяют канат, укрепленный поперек реки и поддерживаемый поплавками. К этому канату привязываются пловучие опоры. В некоторых случаях удается привязать пловучие опоры косыми канатами непосредственно к сваям на берегу.

[3] Калибром цепи называется диаметр железа, из которого сварпваются звенья цепи

НТБ ДНУЖТ

Таблица 11

Якорная цепь

Калибр в *мм*	Без распорок			С распорками		
	вес в *пог. м/кг*	нагрузка в *т*		вес в *пог. м/кг*	нагрузка в *т*	
		пробная	разрывная		пробная	разрывная
7	1,1	0 9	1,8	—	—	—
8	1,5	1,2	2,4	—	—	—
9	1,9	1,6	3,1		—	—
11	2,8	2,3	4,6	—	—	—
13	3,9	3,2	6,4	—	—	—
15	5,2	4,3	8,5	—	--	—
17	6,7	5,5	10,9	6,3	8,1	12,2
19	8,3	6,8	13,6	7,9	10,2	15,3
22	11,1	9,2	18,3	10,6	13,8	20,6
25	14,3	11,8	23,6	13,6	17,7	26,6
28	18,0	14,8	29,6	17,1	22,2	33,3
31	22,1	18,2	36,3	20,9	27,2	40,8
34	26,6	21,9	43,7	25,1	32,7	49,1
37	31,5	25,9	51,8	29,8	38,7	58,1
40	—	—	—	34,9	45,3	63,5
43	—	—	—	40,3	52,4	73,4
46	—	—	—	46,0	60,0	84,0
49	—	—	—	52,0	68,0	95,3
53	—	—	—	61,2	78,8	111,0
57	—	—	—	70,9	92,2	129,0
62	—	—	—	83,7	109,0	152,0

торая дает приемлемые размеры цепи в смысле ее удерживающего действия и горизонтальности у якоря при расчетной нагрузке[1].

Даем таблицу соотношений веса якоря и калибра цепи (с распорками), полученную из условий равенства пробных нагрузок якоря и цепи (табл. 12).

Калибр цепи, полученный этим способом, проверять на прочность нет необходимости. При мертвом якоре канат рассчитывается на прочность, при этом заложение L может быть взято меньше, именно $4 - 6\ h$. Детально вопрос о работе якорных канатов рассмотрен в главе о расчете заякорения.

Таблица 12

Соотношение между весом якоря и диаметром цепи

	мм		*мм*		*мм*
До 150	13	450—525	21—22	1 000—1 100	29—30
160—225	16	550—650	23—25	1 200—1 350	31—32
220—325	18	700 800	26—27	1 700	35
350—425	20	850—950	28—29	2 000	37

Стальной проволочный трос представляет собой менее подходящий материал для заякорения, однако он часто применяется при отсутствии цепей для временных мостов. Тросы нуждаются в уходе — периодической смазке (раз в 4 — 6 месяцев). Стальной трос для целей морского и речного дела изготовляется двух основных сортов: негибкий (с одним органическим сердечником) и гибкий (с 7 и 9 сердечниками). Первый применяется для неподвижного такелажа, второй — для подвижного и грузоподъемных устройств. Для заякорения применяется так называемый обыкновенный гибкий трос.

[1] Мы подчеркиваем необходимость подбора веса якоря по горизонтальной нагрузке (а не по водоизмещению) или размерам судна, как это принято в речном флоте, ввиду преобладающего значения давления ветра. Нормы флота дают недостаточную для надежного заякорения моста величину веса якоря. Приведем некоторые данные. Для становых якорей паротеплоходов берется вес якоря от 5 до 7 *кг* на 1 *пог. м* длины судна при скорости течения от 4 до 5 *км/час* и от 7 до 8 *кг* при скорости выше 5 *км/час*. Для непаровых судов при грузоподъемности 100, 150, 300, 500, 1 000 и 1 500 *т* вес якоря берется соответственно 200, 225, 300, 400, 600 и 750 *кг* (Бовин, Речная судовая практика, 1929, стр. 19). По данным Крюкова («Военные сообщения», 1909), вес якоря для понтонов водоизмещением до 25 *т* назначается в $^1/_{180}$ водоизмещения, для более тяжелых $^1/_{250}$—$^1/_{300}$ при скорости течения не свыше 2 *м/сек*.

НТБ ДНУЖТ

Приводим таблицу разрывных нагрузок по правилам Регистра СССР (табл. 13). Данные каталогов заводов дают большее значение разрывающей нагрузки[1].

Таблица 13

Стальной проволочный трос

Окружность		Диаметр троса в *мм*	Вес 1 *м* в *кг*	Разрывная нагрузка в *т*		
в дюймах	в *мм*			тросы неподвижные такелажные	обыкновенные гибкие тросы (швартовые буксирные)	особо гибкие тросы грузоподъемных механизмов
3/4	20	6	0,09	—	1,41	—
1	25	8	0,16	3,0	2,76	—
1 1/4	32	10	0,31	4,4	4,4	4,6
1 1/2	38	12	0,44	6,2	5,6	6,8
1 3/4	44	14	0,57	8,2	8,1	9,1
2	51	16	0,73	11,8	10,1	11,9
2 1/4	57	18	0,96	14,6	12,4	14,7
2 1/2	63	20,5	1,13	17,8	15,3	18,5
2 3/4	70	23	1,51	21,0	19,7	22,3
3	76	25	1,65	24,8	23,3	26,6
3 1/4	83	27	1,82	28,5	27,9	31,2
3 1/2	89	29	2,20	35,0	30,1	36,1
3 3/4	95	31	2,45	40,4	34,7	41,6
4	102	33	2,69	42,2	40,5	48,9
4 1/4	108	35	3,26	49,3	46,6	53,3
4 1/2	114	37	3,84	58,2	51,8	60,0
4 3/4	121	39	4,32	—	58,5	66,6
5	127	41	4,90	70,6	66,0	74,3

Пеньковый трос бывает смоленый и белый. Белый трос примерно на 10% прочнее смоленого, но быстрее загнивает. Мокрый трос на 30% слабее сухого. Пеньковые тросы быстро выходят из строя, и пользоваться ими для якорных канатов наплавных мостов можно только в качестве временной замены цепей или стальных тросов. Приводим в извлечении краткую таблицу средних значений веса и прочности пенькового троса[2] (табл. 14).

Таблица 14

Смоленый пеньковый трос

Окружность		Рвущее усилие в *т*	Вес 1 *м* в *кг*	Окружность		Рвущее усилие в *т*	Вес 1 *м* в *кг*
в дюймах	в *мм*			в дюймах	в *мм*		
1 1/4	32	0,45	0,09	4 1/2	115	5,50	1,12
1 1/2	38	0,60	0,13	5	128	6,80	1,39
1 3/4	44	0,85	0,16	5 1/2	141	8,20	1,67
2	50	1,10	0,22	6	154	10,30	2,08
2 1/2	63	1,70	0,32	6 1/2	166	12,00	2,43
3	76	2,50	0,50	7	179	13,80	2,81
3 1/2	89	3,30	0,68	7 1/2	191	15,80	3,22
4	102	4,40	0,89	8	204	17,90	3,65

Приспособления для закрепления и натягивания якорного каната. На плашкоутах деревянных наплавных мостов часто ограничиваются установкой кнехта (вертикальной тумбы, укрепленной в плоскости палубы и опирающейся на набор днища), вокруг которого вручную наматывается якорный канат.

---

[1] Подробные данные приведены в книге И. И. Аминтина, Справочник по стальным канатам, М. 1936.

[2] При проектировании целесообразно пользоваться каталогами Текстильсиндиката, в которых приведены данные в зависимости от сорта и числа прядей.

НТБ ДНУЖТ

При больших колебаниях горизонта воды, а также в случае необходимости маневрировать с плашкоутом ставится шпиль — вертикальный ворот простейшего устройства, с которого спускается канат (фиг. 30, внизу).

На металлических понтонах устанавливаются ручные якорные лебедки или, при большом калибре цепи, шпили; последние имеют барабаны, снабженные гнездами для вымбовок—рукояток, при помощи которых производится вращение шпиля. Между шпилем и клюзом ставится стопор — зажим для закрепления каната.

Чтобы закончить с общими сведениями о заякорении, следует упомянуть еще о системе вертикального неподвижного заякорения, предложенной М. Рейшар (M. Reichart) во Франции в 1906 г. Герметически закрытые пловучие опоры (цилиндры) подтянуты вертикальными тяжами к мертвым якорям, погруженным в дно реки. Уровень верха цилиндров должен быть ниже г. с. н. в., а полотно проезжей части выше г. в. в. Мост имеет постоянную отметку настила. Конструктивное оформление для крупного моста, допускающее смену цилиндров, читатель найдет в описании проекта Калькуттского моста (§ 19). Вертикальные тяжи работают исключительно на растяжение — силой, равной разности между водоизмещением цилиндра и нагрузкой, приходящейся на цилиндр. Экономическая целесообразность этой системы по сравнению с мостом на постоянных или пловучих, в обычном смысле этого слова, опорах представляется сомнительной. Несомненно, однако, что обычная система с далеко отнесенными от моста якорями и сравнительно слабым удерживающим действием в горизонтальной плоскости технически несовершенна и заставляет искать новых решений.

НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА II

ДЕРЕВЯННЫЕ НАПЛАВНЫЕ МОСТЫ

§ 10. Плотовые мосты

Применение плотов в качестве пловучих опор оправдывается исключительной простотой работы, возможностью в самый короткий срок при отсутствии квалифицированной рабочей силы осуществить постройку моста и долговечностью плотов. Основные недостатки плота как пловучей опоры: малая грузоподъемность при большом расходе древесины, уменьшение пловучести со временем, необходимость периодической просушки, если желательно восстановить полную пловучесть. Плотовые мосты имели раньше большое распространение. В настоящее время вследствие увеличения нагрузок значение их уменьшилось.

Подъемная сила бревна равна его объему, умноженному на разность объемных весов воды и дерева:

$$Q = V \cdot (1\,000 - \gamma)\ кг,$$

где V — объем бревна[1] в $м^3$,
γ — объемный вес дерева,
1 000 — объемный вес воды.

По мере набухания в воде подъемная сила древесины падает. По некоторым данным[2] в первые 10 дней стояния в воде воздушносухое дерево теряет 10% подъемной силы, в первые 45 дней — до 25%, затем набухание незначительно. Несомненно, однако, что окончательное значение подъемной силы зависит от первоначального состояния дерева и степени его просушки.

Смолистые породы (ель, пихта, сосна) менее впитывают воду и потому для плотов предпочтительны. Наиболее пригодным материалом на севере считается пихта, в средней полосе и на юге — ель вследствие меньшего по сравнению с сосной удельного веса этих пород. Следующие цифры дают представление о начальной подъемной силе ели. Удельный вес воздушносухой ели (влажность не свыше 10%) составляет 450 $кг/м^3$, свежесрубленной—794 $кг/м^3$ (средние величины по данным «Таблиц исчисления объема лесных материалов», изд. Совета лесных трестов).

Практически подъемная сила ели на основании данных проектировок последних лет принимается от 350 до 450 $кг/м^3$. Последнюю цифру можно признать приемлемой только при условии применения хорошо высушенного елового леса и периодической

---

[1] Объем бревен берется по таблицам объема древесины или вычисляется по одной из формул

$$V = \frac{l}{3}\,\frac{\pi}{4}\,(D^2 + Dd + d^2)$$

или

$$V = \frac{\pi l}{16}\,(D + d)^2,$$

где l — длина, d и D — диаметр в тонком и толстом концах бревна.

[2] Галицкий, Военно-инженерное дело, 1935.

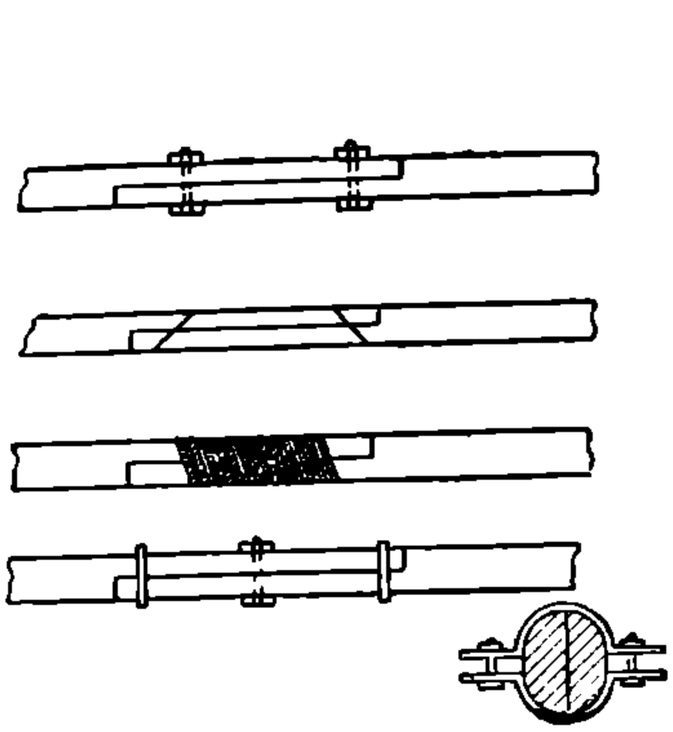
НТБ ДНУЖТ

просушки плотов в эксплуатации. Приведем таблицу средних значений подъемной силы, которой можно руководствоваться при проектировании временных плотовых переправ из имеющегося под рукой дерева[1] (табл. 15).

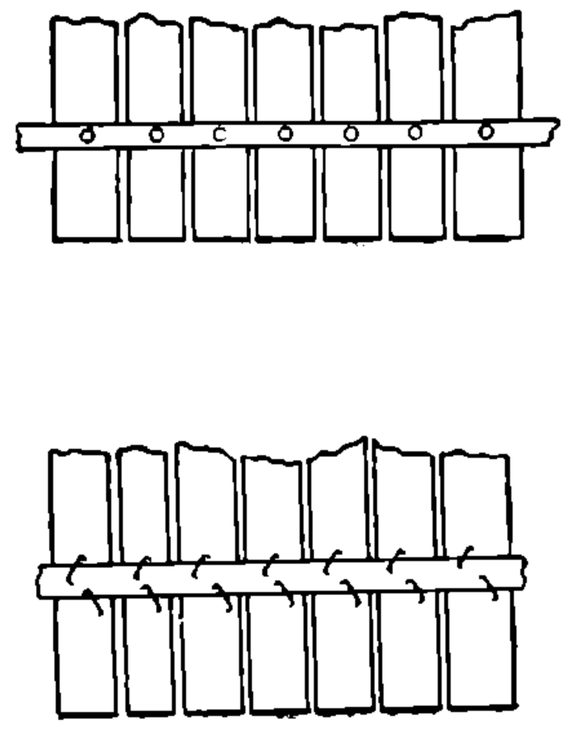
Таблица 15

Породы дерева	Воздушносухое дерево		Свежесрубленное дерево	
	вес 1 $м^3$ в *кг*	подъемная сила 1 $м^3$ в *кг*	вес 1 $м^3$ в *кг*	подъемная сила 1 $м^3$ в *кг*
Тополь	390	610	620	380
Ель	560	440	700	300
Лиственница	540	460	790	210
Сосна	650	350	810	190
Вяз	550	450	620	380
Ольха	560	440	900	100
Осина	600	400	880	120
Липа	600	400	870	130
Клен	650	350	940	60
Ясень	700	300	900	100
Дуб	900	100	1 150	—

Бревна плотов кладутся параллельно оси потока. Длинный лес для плотов предпочтителен, так как ширина плота при длинных бревнах меньше, чем при коротких, и такой плот меньше стесняет живое сечение реки. Кроме того, для связи узких плотов идет меньше леса, и плоты, следовательно, легче. При наличии лишь коротких бревен ширину плотов устанавливают в зависимости от скорости течения реки. При небольших скоростях выгодно вязать квадратные плоты, оставляя небольшие промежутки между ними и даже совсем обходясь без промежутков. При больших скоростях течения, чтобы сузить ширину плотов, прибегают к сращиванию бревен.



Фиг. 31.



Фиг. 32.

Сращивание производят вполдерева (желательно комлями). Скрепление стыков производят одним из способов, указанных на фиг. 31. При небольших скоростях течения бревна плота следует располагать попеременно комлями в разные стороны. Этим достигается большая величина водоизмещения, отнесенная к единице длины моста. На быстрых реках с целью уменьшения сопротивления течению бревна плота располагают комлями в низовую сторону. С этой же целью бревна плота с верховой стороны укладывают в плане углом с вершиной против течения при стрелке $^1/_4$ — $^1/_2$ ширины плота. При вязке плотов следует укладывать бревна по возможности плотнее одно к другому.

Если бревен одного рода недостаточно, прибегают к устройству двухъярусных и даже трехъярусных плотов. Однако устройство многоярусных плотов больше чем с двумя ярусами рекомендовать нельзя, так как на таких плотах откладывается большое количество наносов и плоты лишаются значительной доли своей грузоподъемности.

Бревна плота, уложенные вплотную, скрепляются поперечными брусьями (фиг. 32).

[1] Галицкий, Военно-инженерное дело, 1935.

НТБ ДНУЖТ

Брусья эти носят название связных. Расстояние между связными брусьями принимают в 2 — 3 *м*. Скрепление связных брусьев с бревнами плота достигается одним из способов, указанных на фиг. 32, т. е. болтами $d = {}^1/_2 - {}^3/_4''$, скобами или деревянными дубовыми нагелями ${}^3/_4 - 1''$, забиваемыми сквозь связные брусья до половины высоты бревен плота. Наилучшим является соединение болтами. Скрепление скобами нельзя признать удовлетворительным, так как они при волнении расщепляют древесину и иногда сами ломаются. Скрепление бревен производят также телеграфной проволокой диаметром около 3 *мм*. В кратковременных переправах для скрепления бревен пользуются веревками около 2″ в окружности или хворостяными вицами.

Вязку плотов удобнее всего производить на берегу на лежнях, уложенных на спланированном откосе с концами, опущенными в воду. Внизу лежней забивают колья во избежание скольжения плота. При спуске плота на воду эти колья подрубают, лежни поливают водой и, действуя вагами или, если нужно, воротами и лебедками, стаскивают плот в воду.

Типовые проекты Гушосдора. Рассмотрим конструкцию плотовых мостов по проектам, выполненным Украинским институтом по проектированию дорог и мостов (Укргипродор). Мост спроектирован под нагрузку Н2,5 (грузовик весом 2,5 *т*) для двух габаритов: Г5 (ширина между колесоотбойными брусьями $A = 4{,}5$ *м*) и Г6 ($A = 3{,}5$ *м*). Последний габарит предусматривает однопутное движение. В состав моста входят следующие типы пролетов:

а) береговые — садящиеся на берег при г. н. в. и всплывающие при г. м. в.,
б) нормальные,
в) выводные и
г) сопрягающие между нормальными и выводными.

Нормальные и береговые пролеты — балочно-разрезной системы с опиранием прогонов на плоты с небольшим эксцентриситетом; нормальное расстояние между центрами плотов — 5,05 *м* при пролете прогонов 4,50 *м*.

Выводные звенья — двухпонтонные, двухконсольные длиной 9,20 *м* при расстоянии между осями пловучих опор 5,00 *м*. Сопрягающие звенья — одноконсольные длиной 7,15 *м*. Соединение выводных и сопрягающих звеньев спроектировано при помощи ригельных брусьев на клиньях. Количество пролетов каждого типа зависит от местных условий: ширины отверстия, необходимого габарита разводного отверстия и амплитуды колебания горизонта воды.

Проезжая часть и прогоны приняты из сосны II сорта. Верхний настил — продольный из досок 26 × 5 *см*, нижний — поперечный из пластин 20/2, уложенных тонкими концами в разные стороны при расстоянии между осями поперечин в 25 *см*. Прогоны $d = 22$ *см* (числом 4 — для Г5 и 3 — для Г6) оперты на лежни (они же сжимные брусья) $d = 22$ *см* и сболчены с коротышами горизонтальными болтами. Концы прогонов скошены во избежание срыва настила при наклонении.

Плоты приняты двухъярусные (из еловых бревен $d = 22 \div 23$ *см*), причем бревна нижнего яруса расположены параллельно течению, верхнего — перпендикулярно. Приводим данные о количестве бревен в плоте[1] (табл. 16). Плоты получаются размером в плане 4 × 12 *м* и 4 × 10 *м* из стандартного леса.

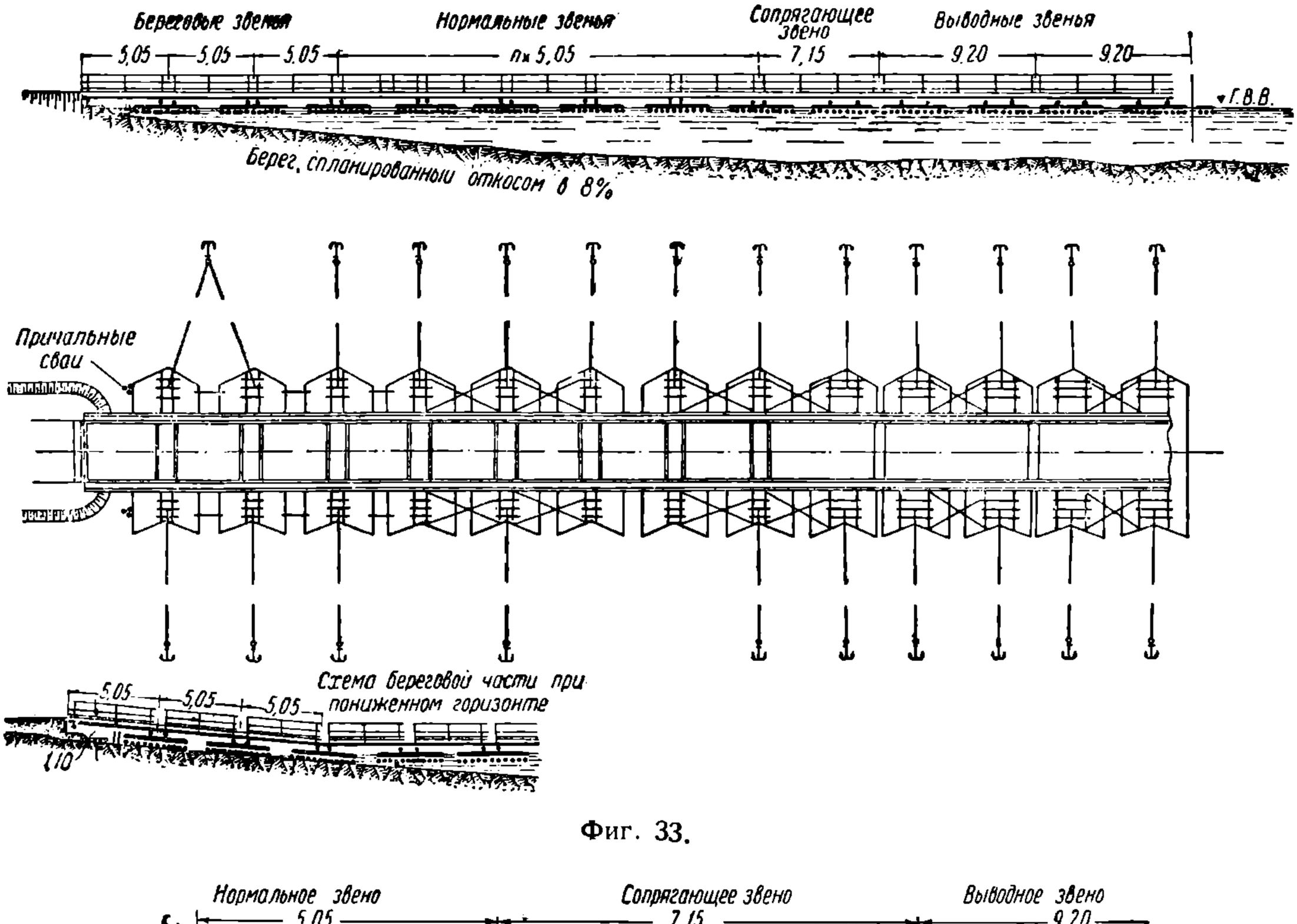
Таблица 16

Нагрузка	Габарит	Верхний ярус			Нижний ярус		
		диаметр в *см*	длина в *м*	количество штук	диаметр в *см*	длина в *м*	количество штук
Н2,5	Г5	22	4,00	45	21	11,00	15
Н2,5	Г6	23	4,00	37	23	9,00	15

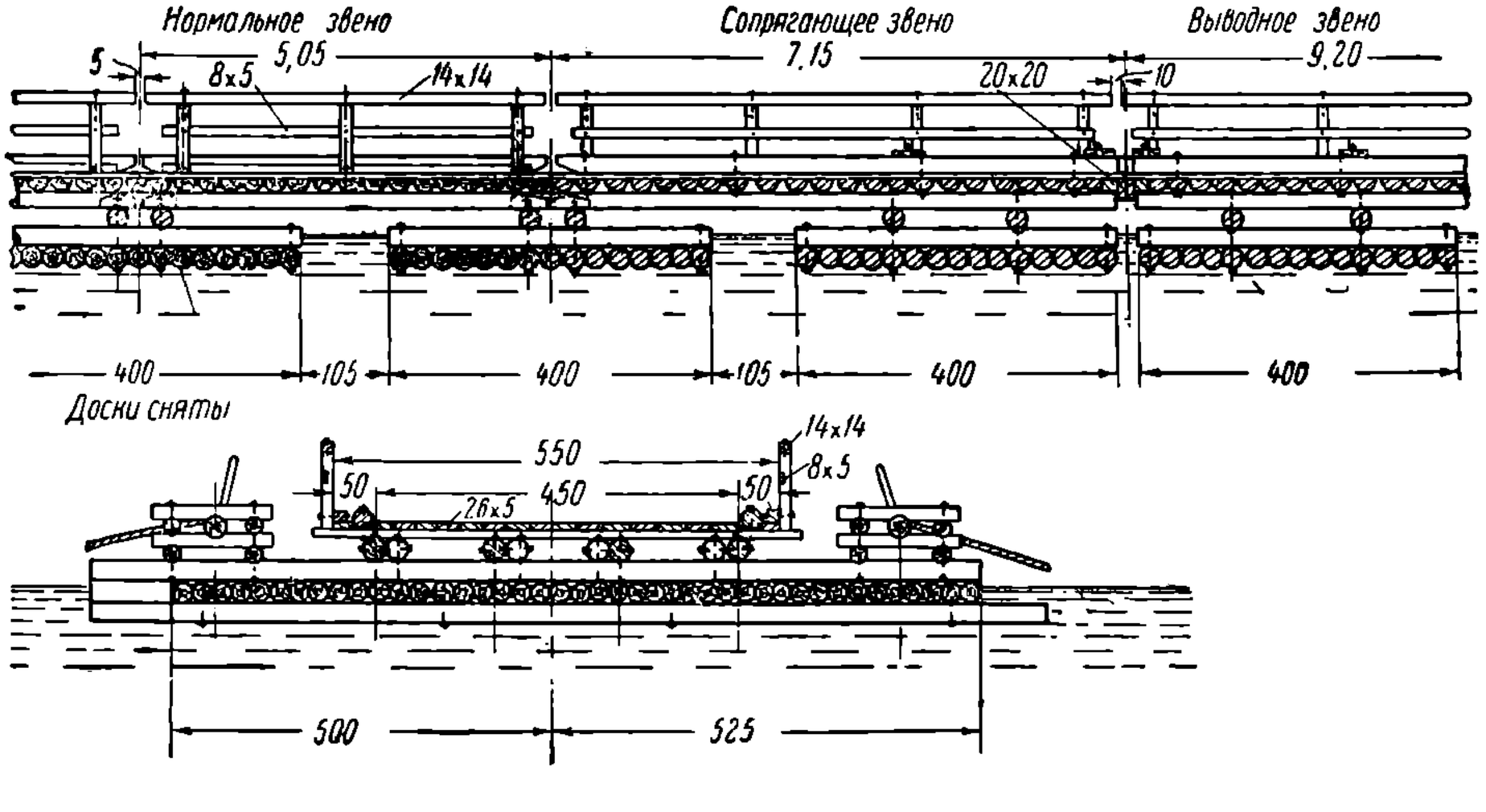
[1] Заметим, что подъемная сила еловых бревен в этих проектах принята 450 *кг/м*³, что по соображению, указанному выше, не может быть признано достаточным при длительной эксплуатации. Целесообразно диаметр бревен увеличить на 2 *см*, тем более что по расчету при максимальной нагрузке оба яруса полностью покрыты водой.

НТБ ДНУЖТ

Бревна обоих ярусов связаны между собой трехмиллиметровой проволокой. В плотах выводных и сопрягающих звеньев при расстоянии между лежнями и, следовательно, между болтами 1,60 *м* ограничиваются связью в две нитки вдоль двух бревен верх-



Фиг. 33.



Фиг. 34.

него яруса в кормовой и носовой частях. Плоты нормальных звеньев обжаты лежнями на расстоянии один от друга всего 0,55 *м*. Поэтому здесь дана дополнительная проволочная связь вдоль одного крайнего бревна нижнего яруса и одного среднего бревна верхнего яруса. Отдельные плоты нормальных звеньев соединяются крестами из пластин. Плоты береговых, садящихся на дно, звеньев связываются тросами, пропущенными через кольца специальных поковок. Мощность заякорения зависит от местных условий. В качестве типовой схемы принято верховое заякорение подряд и низовое через один плот. Выводка разводного пролета предположена аналогичной описанной выше в § 5.

НТБ ДНУЖТ

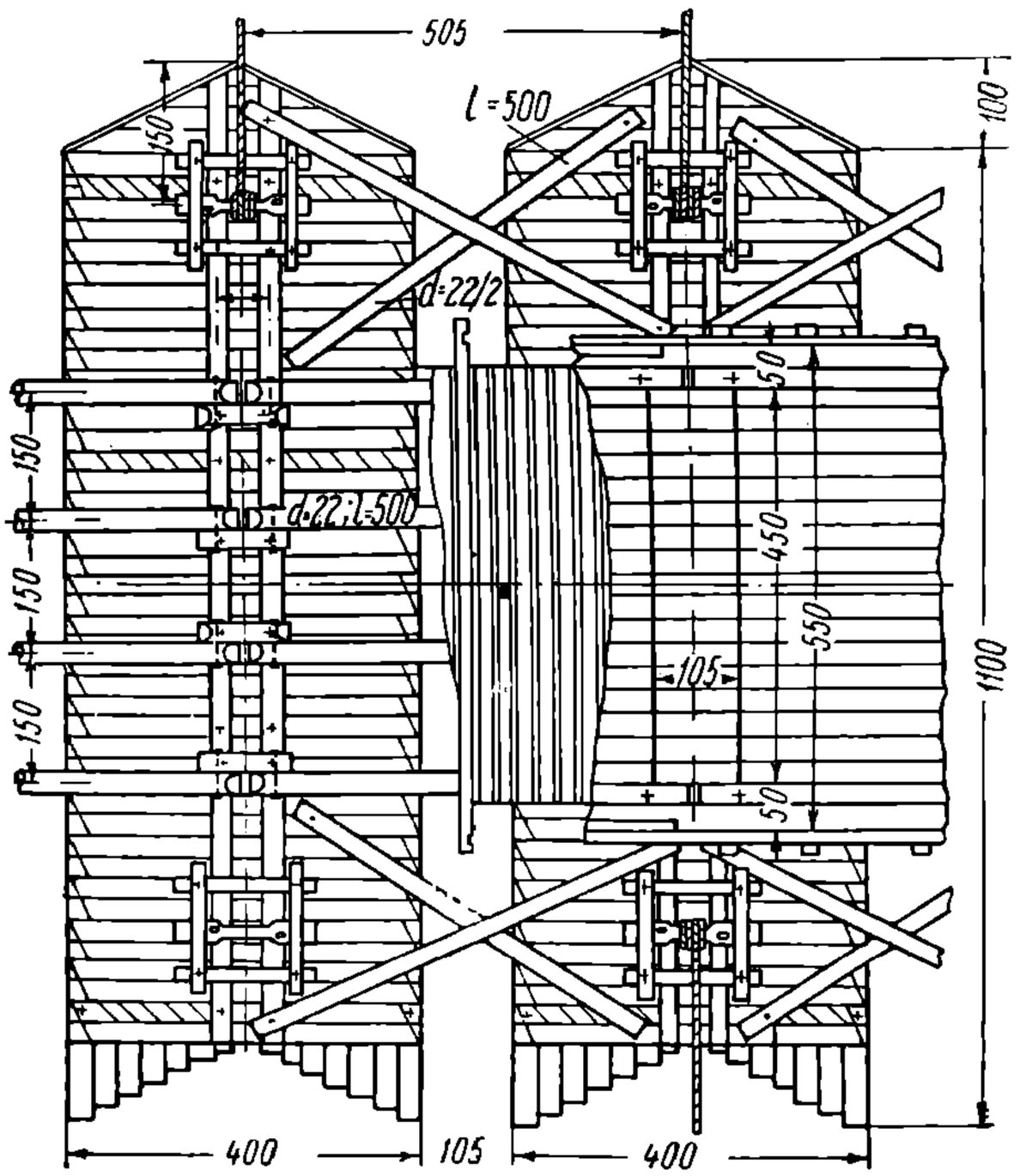
На фиг. 33 — 37 даны схема моста, общий вид, план плотов, сопряжение с берегом и некоторые детали.

Уклоны в средней части моста при прохождении временной нагрузки получаются весьма незначительные — порядка 1,5%, в береговой части — в зависимости от уклона берега, горизонта воды и числа береговых пролетов. Эти уклоны легко определяются путем вычерчивания профиля берега с нанесением схем береговых плотов при различных горизонтах воды.

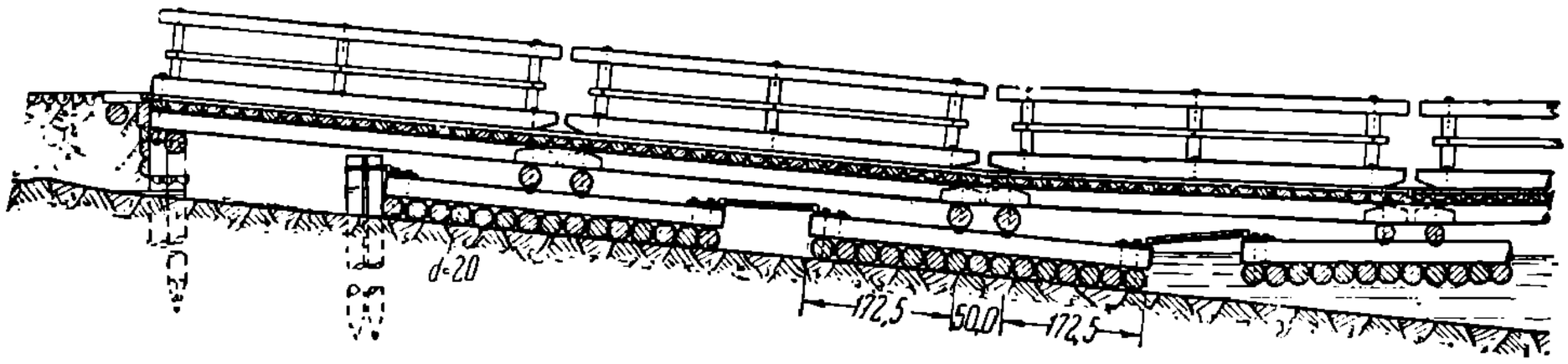
Таблица 17

Сводные показатели расхода материалов на 1 *пог. м* нормального звена (без заякорения)

Материалы	Г5	Г6
Лес круглый еловый в $м^3$	3,26	2,98
Лес круглый сосновый в $м^3$	1,20	0,99
Лес пиленый сосновый в $м^3$ . .	0,39	0,35
Поковки в *кг*	14,62	14,00
Гвозди в *кг* . .	2,62	2,20
Проволока в *кг* .	4,56	4,16



Фиг. 35.



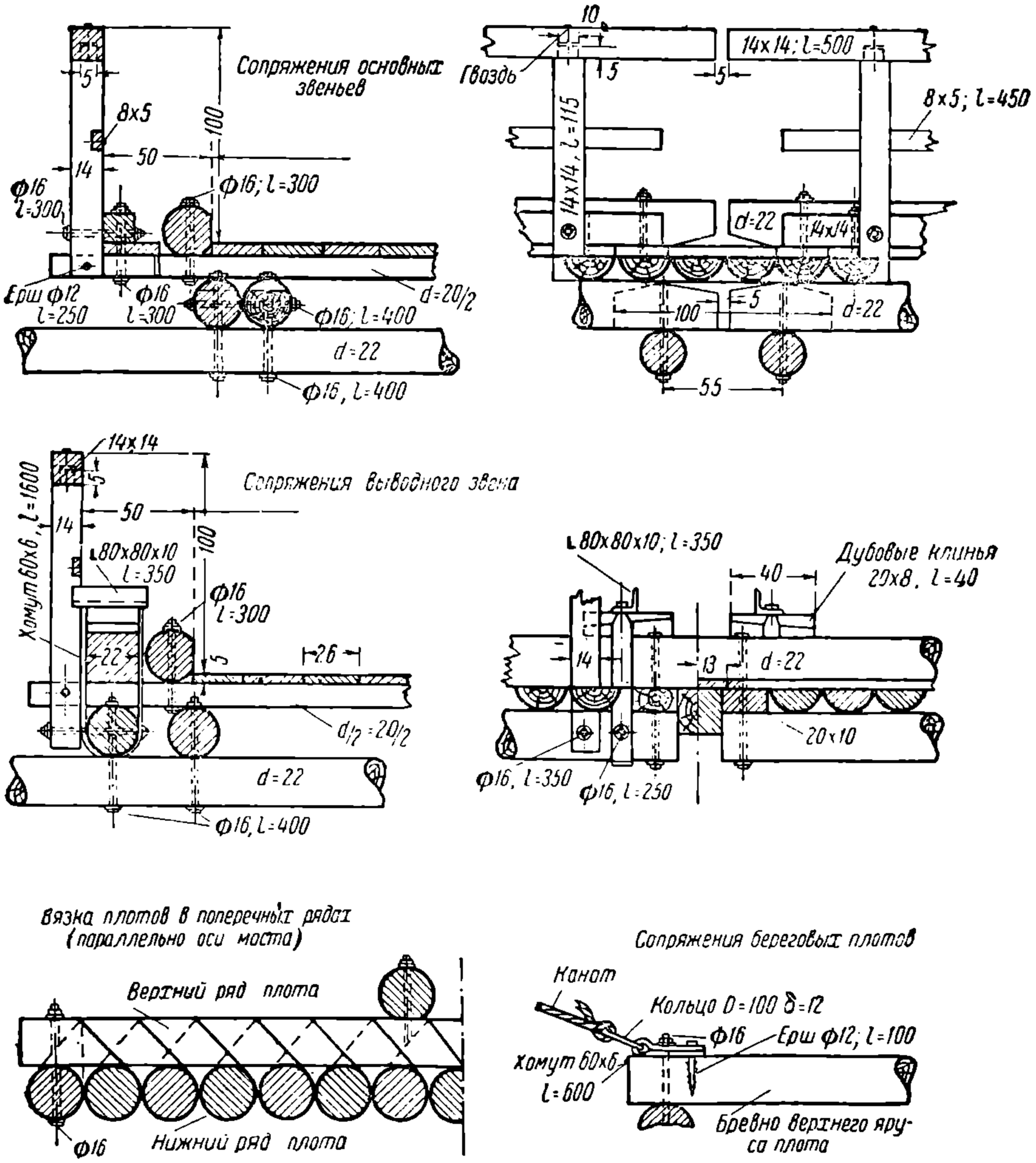
Фиг. 36.

Таблица 18

Лесоматериал и железо для элементов плотового моста под нагрузку Н2,5 при габаритах Г5 и Г6 (без заякорения)

Материал	Плот		Пролетное строение								Заборная стенка	
			нормальный пролет		сопрягающее звено		выводное звено		береговое звено			
	Г5	Г6	Г5	Г6	Г5	Г6	Г5	Г6	Г5	Г6	Г5	Г6
Еловый круглый в $м^3$.	16,50	15,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Сосновый круглый в $м^3$.	2,14	1,87	1,56	1,30	2,72	2,38	3,76	3,29	1,47	1,23	2,34	2,05
Сосновые пластины в $м^3$.	0,32	0,25	2,03	1,59	2,68	2,23	3,62	2,86	2,03	1,59	0,69	0,54
Сосновый пиленый в *м* .	0,18	0,18	1,80	1,60	2,77	2,44	3,94	3,37	1,94	1,76	0,54	0,54
Дубовый пиленый в $м^3$ (на ригельные брусья) .	—	—	—	—	0,06	0,06	0,11	0,11	—	—	—	—
Поковки в *кг* .	44,3	44,0	29,67	26,02	51,06	47,67	80,83	76,11	25,74	22,40	—	—
Гвозди в *кг* .	0,60	0,06	12,53	10,50	17,87	14,87	23,00	19,14	12,63	10,50	5,50	5,50
Проволока в *кг* .	23,0	21,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Прочие металлические части в *кг* .	—	—	—	—	16,60	16,60	33,20	33,20	—	—	—	—

НТБ ДНУЖТ



Фиг 37.

§ 11. Типовые плашкоутные мосты

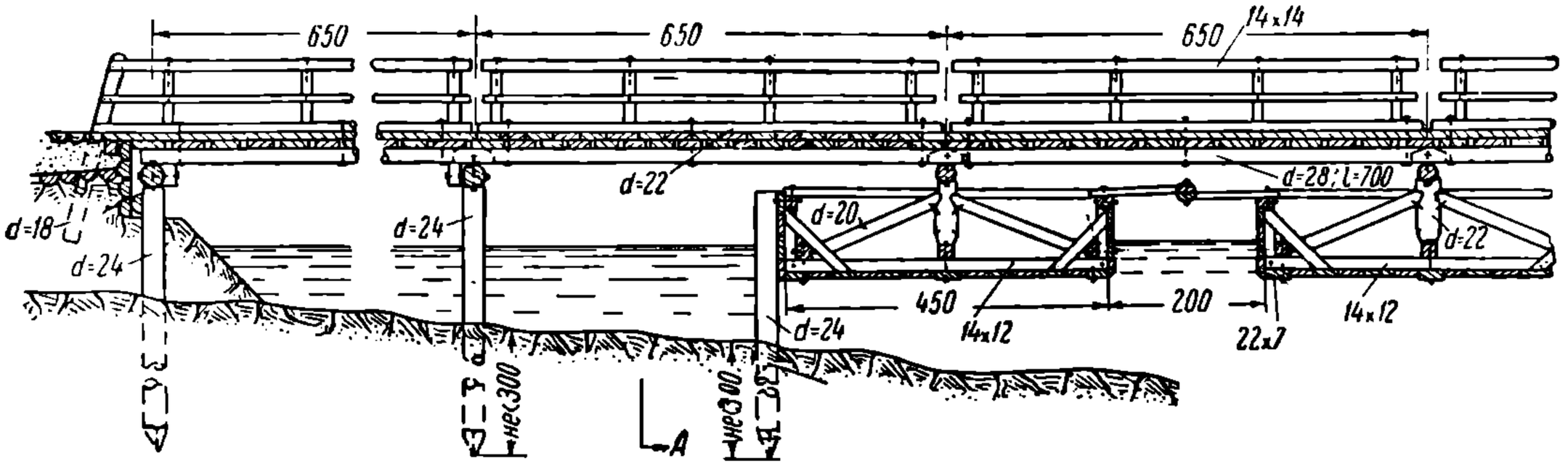
Переходя к рассмотрению наиболее важной категории деревянных наплавных мостов — мостов на плашкоутах (плоскодонных деревянных пловучих опорах), мы будем придерживаться такой последовательности: сперва дадим общие сведения о типах Гушосдора со всеми необходимыми сводными характеристиками, а затем подробнее остановимся на принципах конструирования плашкоутов и некоторых деталях конструкции.

Мосты простейшего типа (фиг. 38) спроектированы под нагрузку Н4 и Н6 при габарите Г5 (4,50 *м*). Мост состоит из нормальных пролетов балочно-разрезной системы с центральным опиранием прогонов $l = 6{,}50$ *м* на плашкоуты, выводных двухконсольных двухпонтонных звеньев длиной 11,40 *м*, двух переходных одноконсольных пролетов $l = 9{,}00$ *м* между нормальными и выводными звеньями и сопрягающей с берегом части в виде качающегося мостика пролетом 7,00 *м*, являющегося продолжением береговой балочной эстакады. Амплитуда колебаний горизонта воды, обслуживаемая мостиком, составляет всего 0,79 *м* (вверх 54 *см*, вниз 27 *см*) при предельном уклоне 8%; устройством подъемной опоры при одновременном увеличении высоты настила над днищем с 1,84 до 2,21 можно увеличить амплитуду обслуживания до 1,80 *м*.

Балочные прогоны сечением 24 *см* (для Н4) и 28 *см* (для Н6) уложены на расстоянии друг от друга соответственно 0,78 и 0,58 *м*. Крайние прогоны парные. Нижний (по-

НТБ ДНЭКТ

перечный) настил в обоих случаях одинаковый, из досок 26 × 5 *см*, верхний настил (продольный) из досок 24 × 6 *см* (24 × 7 *см*). На качающемся мостике верхний настил предусмотрен поперечный.



Фиг. 38.

В табл. 19 приведены данные, характеризующие плашкоут и перемещения моста при невыгодном расположении нагрузки.

Обшивка плашкоутов — из досок толщиной 5 *см*. Сечение шпангаутов 12 × 10 *см* (Н4) и 14 × 12 *см* (Н6). Сечение среднего кильсона и воротовых брусьев 20 × 18 *см* (Н4) и 24 × 18 *см* (Н6)[1].

Прогоны опираются на лежень (насадку), поддерживаемую стойками, врубленными в средний кильсон. Стойки раскреплены подкосами в двух плоскостях.

Таблица 19

Характеристика	Н4	Н6
Размеры плашкоута в *м*:		
длина *L*	11,0	13,5
ширина *B*	4,5	4,5
высота *H* .	1,10	1,0
Площадь ватерлинии в *м*²	32,89	54,68
Осадка при постоянной нагрузке в *м*	0,238	0,263
Осадка при наибольшей временной нагрузке в *м* . . .	0,582	0,607
Продольный уклон настила при наибольшей временной нагрузке в % . . .	3,16	3,68
Диферент понтона при односторонней нагрузке в %	3,30	1,50

Расчет этого моста произведен в предположении лесоматериала II сорта, объемный вес принят 600 *кг/м*³, допускаемые напряжения согласно ТУ Цудортранса 1931 г. с увеличением на 10% на временность и коэфициентом 85% на незащищенность.

Приводим данные о расходе материала на отдельные элементы моста и сводные показатели на 1 *пог. м* моста (табл. 20 и 21).

Плашкоутные мосты под нагрузку Н4, Н6 и Н8 при габарите Г6 и Г4, под нагрузку Н8 при габарите Г2 и Г4[2] спроектированы по системе самостоятельно плавающих одноплашкоутных звеньев с упругим соединением между звеньями при помощи пары ригельных брусьев. Длина нормального звена составляет 7 *м* при малых нагрузках и 9 *м* при больших, что позволяет выполнить прогоны из стандартного леса без стыков (табл. 22).

Высота ненагруженного моста, считая от горизонта воды до настила, около 2,8 *м*. Мост состоит из однотипных нормальных и выводных звеньев (фиг. 39), двух береговых, представляющих собой каждое два спаренных (для увеличения устойчивости вдоль моста) нормальных звена, несколько укороченных со стороны берега (фиг. 40), сопрягающей части в виде подъемных башен (фиг. 40 и 41) и мостиков пролетом 7 *м* и береговой балочной эстакады. При одной подъемной башне амплитуда обслуживания с предельным уклоном 8% составляет около 2 *м*. Добавление нового мостика и подъемной башни увеличивает амплитуду приблизительно на 1 *м*. Для подвешивания крайнего

[1] Форма и конструкция плашкоутов подробно рассмотрены ниже при описании моста под нагрузку Н8.

[2] См. сборник типовых проектов «Наплавные мосты», стандарт СТ/ЦДТ 97, Стандартгиз, 1936.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 20

Лесоматериал и железо для элементов моста под нагрузку Н4 и Н6 при габарите Г5

Наименование	Плашкоут		Нормальный пролет				Выводное звено				Сопрягающее звено			
			надстройка плашкоута		пролетное строение		надстройка плашкоута		пролетное строение		надстройка плашкоута		пролетное строение	
	Н4	Н6	Н4	Н6	Н4	Н6	Н4	Н6	Н4	Н6	Н4	Н	Н4	Н6
Лес сосновый круглый в $м^3$	0,54	0,66	1,19	1,58	4,18	6,51	1,99	2,56	7,40	11,41	1,99	2,56	5,71	8,82
Лес сосновый пиленый в $м^3$	7,74	12,38	—	—	4,16	4,49	—	—	6,70	7,25	—	—	5,47	6,11
Лес сосновый пластины в $м^3$	0,29	0,41	0,34	0,34	—	—	0,55	0,68	—	—	0,55	0,68	—	—
Лес дубовый пиленый в $м^3$	—	—	—	—	—	—	—	—	0,45	0,52	—	—	0,08	0,08
Нагели дубовые 20×150 *мм* в шт. . .	200	325	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Поковки в *кг* .	112,40	139,50	66,66	66,66	35,55	44,17	91,74	91,74	80,57	90,86	97,74	97,74	56,93	63,09
Гвозди в *кг* .	14,33	20,42	—	—	15,10	16,80	—	—	25,14	28,48	—	—	20,85	23,38
Уголки в *кг* .	—	—	—	—	—	—	—	—	15,41	15,41	—	—	7,70	7,70

Таблица 21

Сводные показатели расхода материалов на 1 *пог. м* моста под нагрузкой Н4 и Н6 при габарите Г5

Наименование	Элемент моста	Н4	Н6
Круглый лесоматериал в $м^3$	Плашкоут	0,091	0,118
	Надстройки и пролетное строение	0,878	1,297
	Всего .	0,969	1,415
Пиленый лесоматериал в $м^3$	Плашкоут	1,212	1,883
	Надстройки и пролетное строение	0,643	0,694
	Всего .	1,855	2,577
Поковки в *кг*	Плашкоут	17,24	21,47
	Надстройки и пролетное строение	15,38	16,73
	Всего .	32,62	38,20
Гвозди в *кг*	Плашкоут	2,20	3,14
	Надстройки и пролетное строение	2,32	2,58
	Всего .	4,52	5,72
Нагели дубовые в шт. .	Плашкоут	31	50

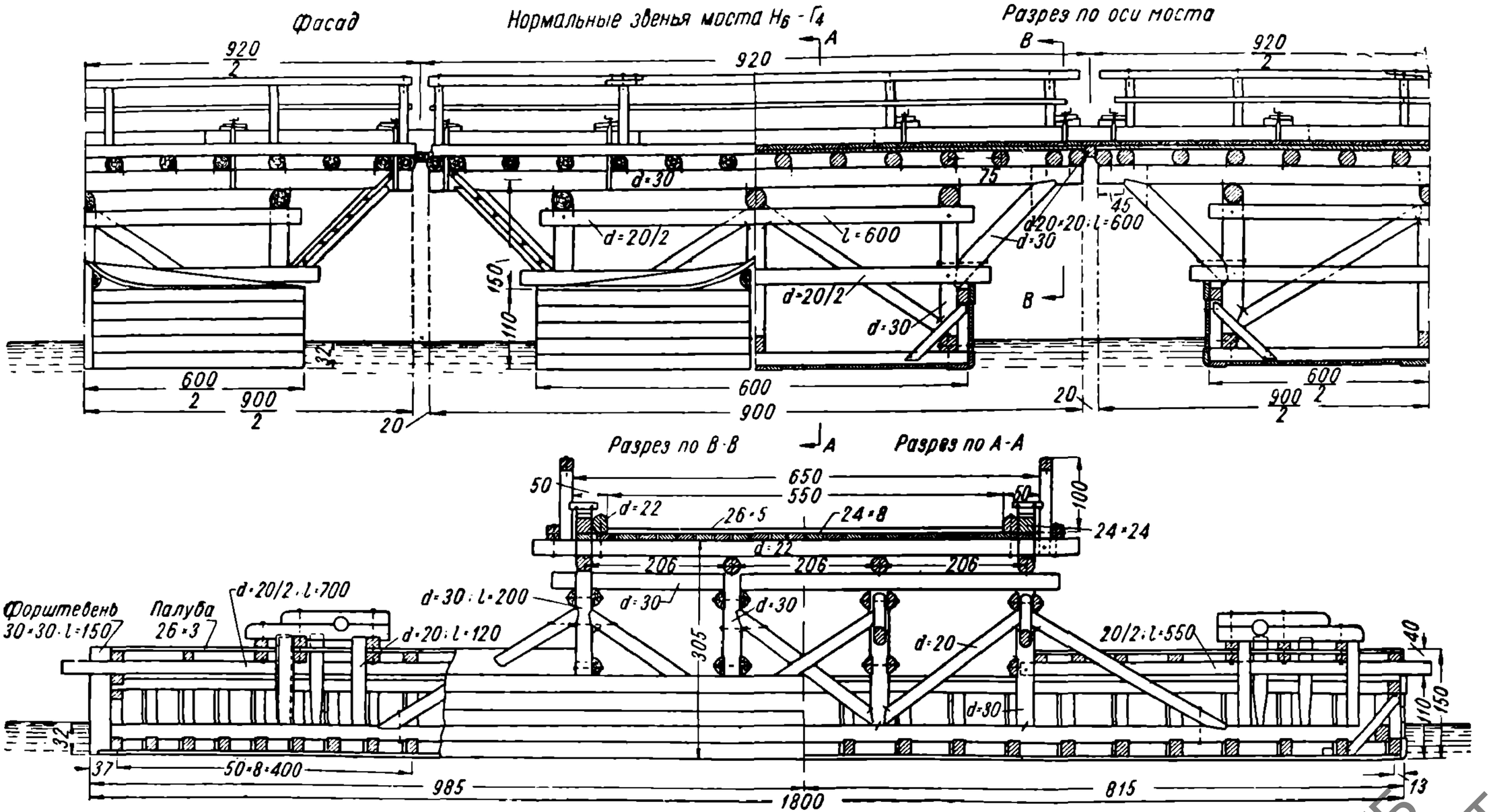
НТБ ДНУЖТ

Таблица 22

Основные расчетные характеристики типовых плашкоутных мостов

Характеристика	Г6			Г4			Г2
	Н4	Н6	Н8	Н4	Н6	Н8	Н8
Длина звена между осями сопряжений в *м*	7,20	8,70	9,20	—	—	9,20	9,20
Размер плашкоута $L \times B \times H$	12×4×1,1	15×5×1,1	16,5×5,5×1,1	15×5×1,1	18×6×1,1	19,5×6,5×1,1	15,5×6,5×1,1
Площадь ватерлинии в $м^2$	42,98	67,25	81,52	67,25	97,04	113,70	113,70
Момент инерции площади ватерлинии относительно продольной оси в $м^4$	53,20	129,60	190,3	129,60	269,90	372,30	372,30
Момент инерции площади ватерлинии относительно поперечной оси в $м^4$	493,0	1 112,0	1 555,0	1 112,0	2 200	3 040	3 040
Осадка от постоянной нагрузки в *м*	0,351	0,312	0,318	0,348	0,325	0,337	0,362
Осадка от временной нагрузки в *м*	0,128	0,167	0,228	0,176	0,225	0,242	0,242
Уклон моста и предположительные шарнирные схемы в %	6,88	6,64	6,62	7,86	7,40	7,40	7,40
Уклон моста с учетом жесткости ригельных брусьев в %	—	—	—	1,20	0,94	0,85	1,07
Диферент плашкоута при односторонней нагрузке и ветре в %	2,34	1,04	0,88	1,14	1,54	1,83	1,83

НТБ ДНУЖТ

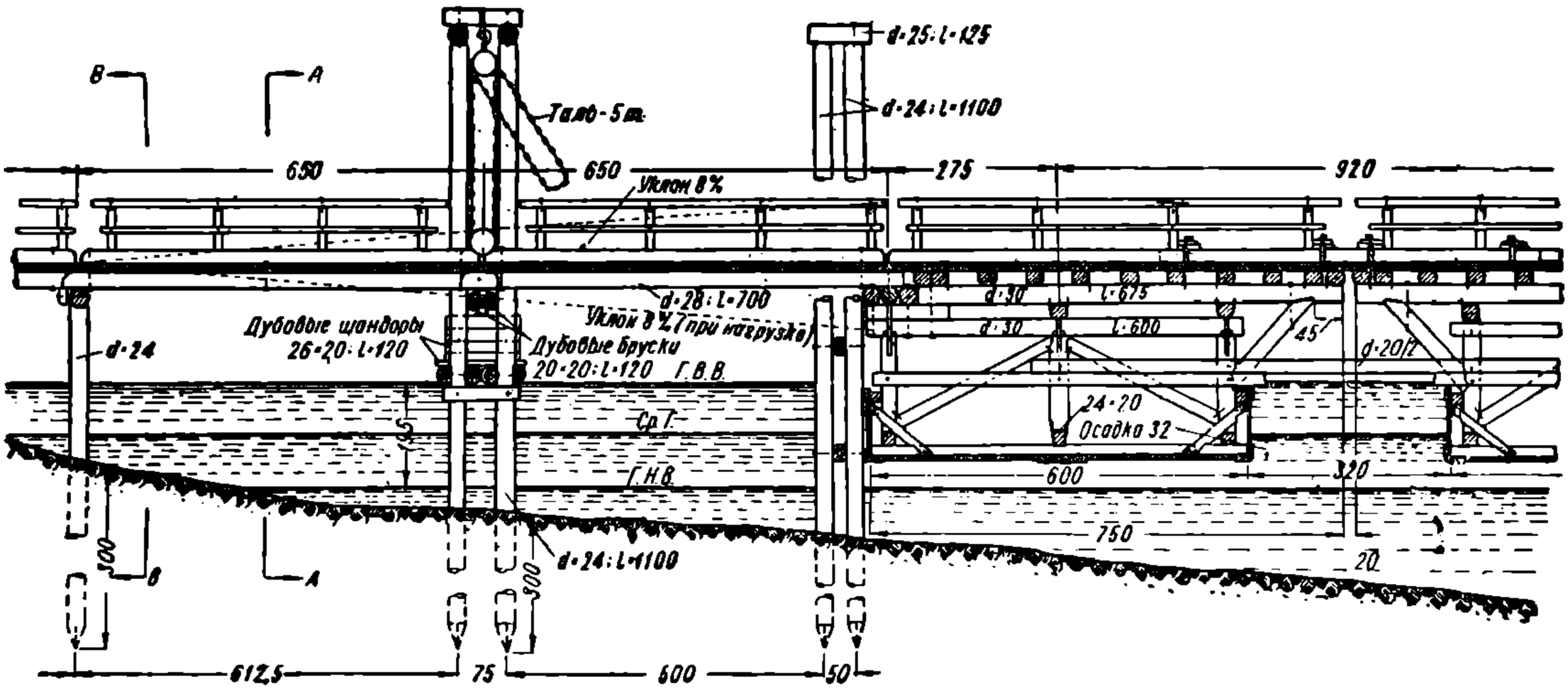


Фиг. 39.

НТБ ДНУЖТ

мостика на случай вывода пловучей части и моста предусмотрена специальная башня, стойки которой выполняют одновременно функции причальных свай.

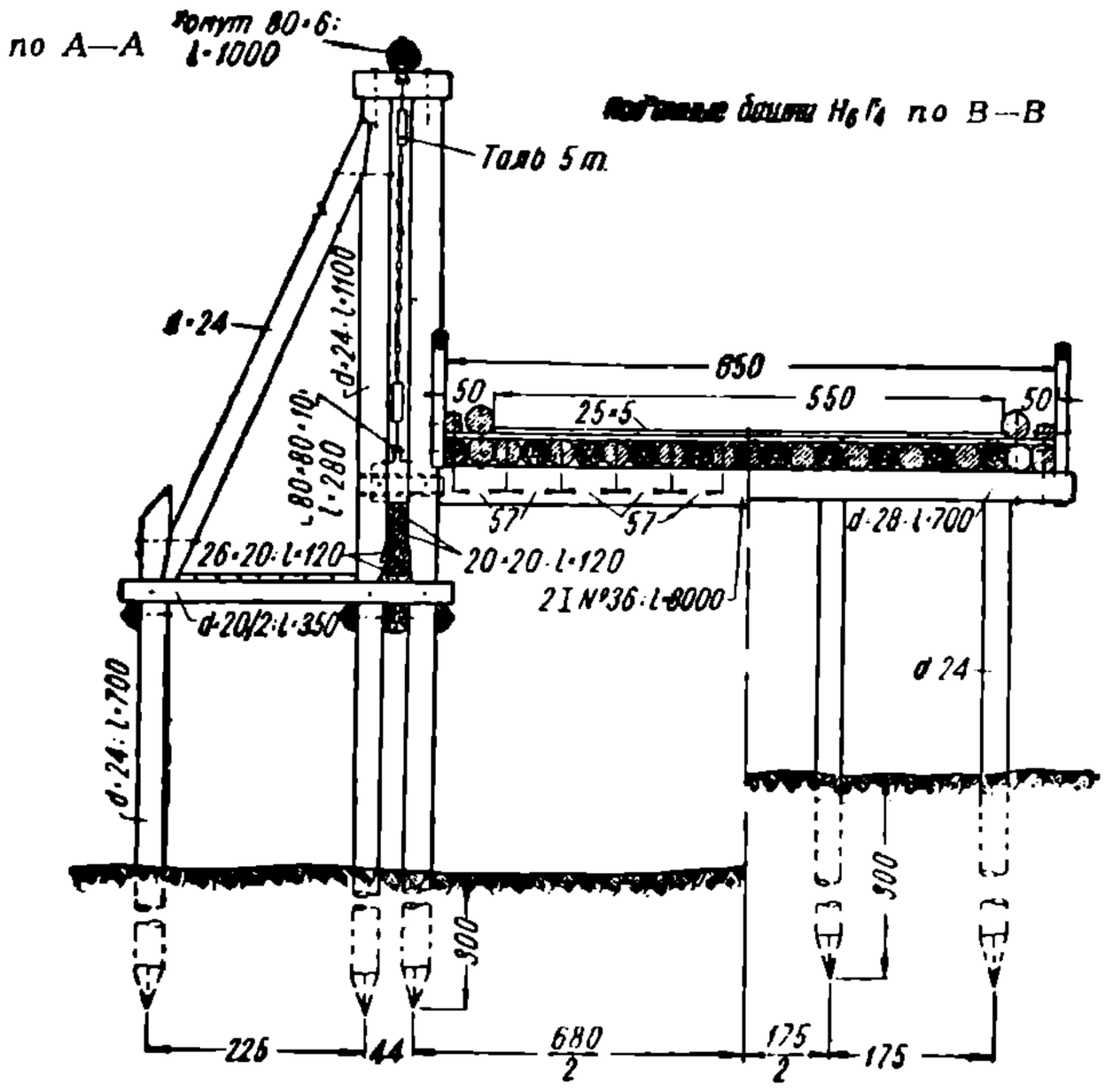
Система самостоятельно плавающих звеньев принята по соображениям жесткости и удобства разводки, хотя в экономическом отношении она уступает простейшей балочно-разрезной. Кроме того, при тяжелой нагрузке прогоны неизбежно получились бы сложной конструкции или их пришлось бы заменить стальными прокатными или клепаными балками.



Фиг. 40.

Нормальное звено состоит из плашкоута, надстройки и проезжей части. Сечение прогонов, входящих в состав надстройки, в зависимости от нагрузки принято от 24 до 30 *см*, поперечины — от 18 до 22 *см* при расстоянии между ними 1,0 — 0,7 *м*. Нижний настил (продольный) — из досок 24 × 7 × 8 *см*. Верхний настил для всех типов — поперечный из досок 24 × 5 *см*.

Надстройка состоит из трех или четырех стоечно-подкосных рам, расположенных вдоль плашкоута; нижним поясом их являются кильсоны (днищевые продольные балки) пловучей опоры, верхним — насадки, на которые опираются прогоны проезжей части. В консолях (по фасаду моста) опорами прогонов служат подкосы. Рамы раскреплены в обоих направлениях подкосами в плоскости стоек и горизонтальными схватками из пластин. Расположение рам вдоль плашкоута имеет целью распределить давление от проезжей части на возможно бóльшую площадь днища. Серьезное значение при этом приобретают концевые подкосы рамы, которые поддерживают оконечности плашкоута, испытывающего излом от давления воды снизу вверх. При расчете, однако, осторожнее эти подкосы не учитывать, проверяя сечение плашкоута по линии стоек. На фиг. 93 показан средний мост этой серии; при больших нагрузках (Н8) плашкоут получается



Фиг. 41.

НТБ ДНУЖТ

длиннее, соответственно удлиняется верхний пояс рам (насадка) и делается шире проезжей части с выступающими частями.

Подкосы, поддерживающие консоли прогонов, врублены в прогоны биссекторным зубом. Глубина врубки составляет 6,5 *см* при прогоне $d = 24$ *см* и 9 *см* при $d = 30$ *см*. Показанная конструкция является простейшей и применяется для всех типов при вылете консоли от 60 *см* (Г4, Н4) до 25 *см* (Н8). Иногда, чтобы уменьшить ослабление, подкос упирают не непосредственно в прогон, а в горизонтальный подбабок, врубленный в прогон двойным зубом и притянутый к прогону болтами. Горизонтальный распор нижнего конца подкоса воспринимается стойкой и врубленными в нее парными схватками из пластин, образующими как бы нижний пояс. Консоли являются наиболее ответственным местом конструкции звеньев этого типа и требуют при проектировании вдумчивого учета всех обстоятельств работы, которые сравнительно трудно поддаются расчету. Ригельные брусья расположены в плоскости наружных подкосов; поэтому можно считать, что шарнирное давление передается в основном наружным подкосам, в то время как промежуточные работают только на местную нагрузку консоли. В связи с этим наружные подкосы работают в зависимости от расположения временной нагрузки как на сжатие, так и на растяжение. Растягивающее усилие воспринимается длинным хомутом из полосового железа 60×6 *мм* или 60×8 *мм*, обхватывающим прогон и стойку и сболченным с подкосом. Промежуточные подкосы притягиваются к прогонам вертикальным болтом или коротким хомутом.

Наружные прогоны, над которыми располагаются ригельные брусья, должны приходиться по оси защитной полосы между колесоотбойным брусом и перилами. Этим определяется и расстояние между стойками рам, так как желательно, чтобы насадка работала без изгиба. Если мост имеет тротуары, то ригельный брус помещают поверх колесоотбойного бруса, который в этом случае берется достаточно широким. При этом хомуты необходимо прикрыть ящиком, так как в противном случае они могут стать причиной повреждения шин автомобилей и копыт лошадей. Иногда вырезают часть колесоотбойного бруса и вместо него вставляют ригельный брус. Этот способ рекомендовать нельзя, так как при разводке придется ригельные брусья поднимать, вместо того чтобы их отодвигать назад в своей плоскости.

Ригельные брусья играют существенную роль в обеспечении продольной жесткости моста. Ввиду значительных изгибающих моментов и перерезывающих сил, а также смятия в хомутах, которые испытывают ригельные брусья при нагрузке на одну сторону от соединения, их приходится делать для тяжелых нагрузок из дуба I сорта. Согласно проекту ТУ Гушосдора допускаемые напряжения в ригельных брусьях повышаются на 75% против нормальных; кроме того, если помимо ригельного бруса предусмотрена специальная конструкция, способная в случае излома бруса передать шарнирное давление, то напряжение в ригельном брусе повышается до половины временного сопротивления. Эти повышенные нормы являются достаточно обоснованными, если учесть, что даже переход временного сопротивления нормальными напряжениями никакой опасности не представляет, так как результатом будет лишь изменение схемы моста — переход от упругого к шарнирному соединению самостоятельно плавающих звеньев, т. е. именно к той схеме, по которой для упрощения обычно и ведется расчет. Срез же брусьев произойти не может. Однако о напряженной работе ригельных брусьев всегда следует помнить при эксплуатации и уделить соединению звеньев особое внимание. Для металлических частей соединений допускаемые напряжения оставляются нормальные. В рассматриваемых проектах сечение ригельных брусьев принято от 20×20 *см* (Н4) до 26×24 *см* (Н8), длина 550 — 600 *см*. Ригельный брус прижат к поперечинам на каждом звене двумя хомутами, натянутыми дубовыми клиньями. Между торцами прогонов смежных звеньев оставляется просвет в 20 *см*. Разрыв настила прикрывается широкой поперечной доской с подшитым к ней снизу зажимным брусом 20×20 *см*. Доска опирается на ступеньки, которые образуют нижний настил (фиг. 42).

Подъемная башня (фиг. 40 и 41) состоит из двух кустов свай (забитых вне пределов габарита мостика) и поперечной балки, на которую опираются прогоны мостика. Поперечная балка пропущена в зазор между сваями куста. Для нагрузки Н8 балка состоит из двух двутавров № 40; для Н6 — из двух двутавров № 36; для Н4 — из одного двутавра № 40. Кроме того, для нагрузок Н6 и Н4 подъемная балка может быть дубовой

НТБ ДНУЖТ

Таблица 23

Лесоматериал и железо для элементов типового плашкоутного моста при различных работах и нагрузках

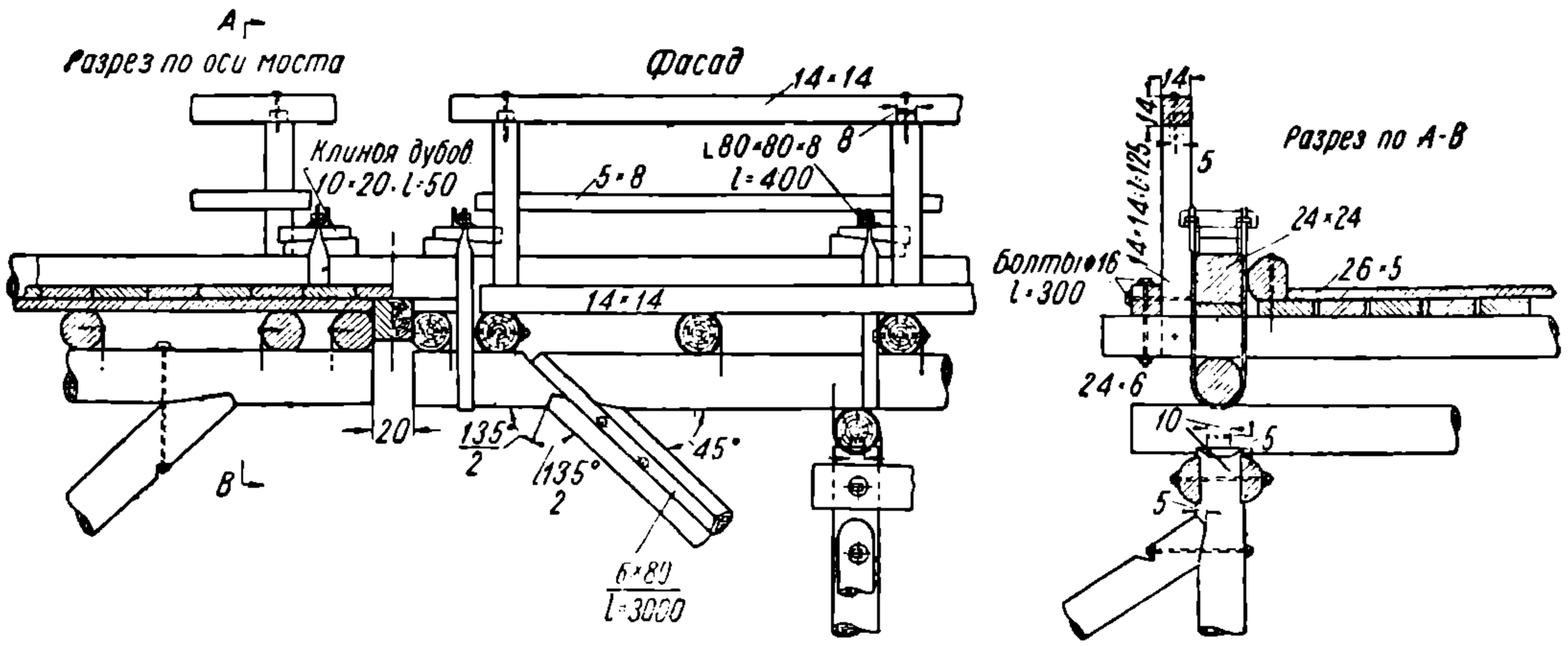
Наименование	Г6			Г4			Г2
	Н4	Н6	Н8	Н4	Н6	Н8	Н8
Надстройка и проезжая часть пормального звена							
Лес сосновый пиленый в $м^3$	4,55	5,27	5,51	7,46	7,91	7,91	9,13
Лес дубовый в $м^3$	0,45	0,64	0,94	0,63	0,88	0,94	0,94
Лес сосновый круглый в $м^3$	6,40	9,76	13,00	11,25	16,05	22,28	24,64
Лес для пластин в $м^3$	0,63	0,99	1,11	1,25	1,74	2,24	2,88
Поковки в *кг*	185,40	246,53	264,09	226,21	301,77	365,40	433,98
Гвозди в *кг*	14,00	23,92	25,75	24,12	24,12	24,12	24,12
Прочие железные части в *кг*	30,82	30,82	30,82	30,82	30,82	30,82	30,82
Надстройка берегового звена							
Лес сосновый пиленый в $м^3$	3,38	4,19	4,32	5,61	6,41	6,61	7,61
Лес круглый в $м^3$	6,30	9,17	12,60	10,36	15,84	21,91	24,35
Лес дубовый I сорта в $м^3$	0,26	0,48	0,75	0,54	0,79	0,85	0,85
Лес дубовый II сорта в $м^3$	0,08	0,08	0,12	—	—	—	—
Сосна для пластин в $м^3$	0,80	1,02	1,38	2,05	2,61	3,82	4,85
Поковки в *кг*	80,40	87,36	125,55	223,09	292,35	397,30	480,07
Заершенные гвоздевые скрепления в *кг*	3,80	5,04	4,42	—	—	—	—
Гвозди обыкновенные в *кг*	12,89	15,21	21,15	17,54	18,82	19,39	22,19
Сортовое железо в *кг*	92,78	117,01	135,81	15,41	15,41	15,41	15,41
Плашкоут							
Лес сосновый пиленый в $м^3$	10,82	17,17	18,83	17,17	24,11	29,08	29,08
Лес круглый в $м^3$	0,57	0,57	0,72	0,57	0,70	1,44	1,44
Лес для пластин в $м^3$	0,34	0,39	0,50	0,39	0,48	0,68	0,68
Поковки в *кг*	130,75	153,13	171,09	153,13	186,52	217,33	217,33
Гвозди в *кг*	15,85	22,41	26,01	22,41	30,33	33,32	33,32
Нагели, прикрепляющие доски обшивки днищ и бортов, в шт.	400	640	764	640	850	1 000	1 000
Два пролета сопрягающего мостика							
Лес сосновый пиленый в $м^3$	6,96	7,50	7,90	9,52	10,30	11,08	12,66
Лес круглый в $м^3$	6,23	8,42	9,54	10,49	16,31	18,64	21,06
Поковки в *кг*	60,90	66,96	71,98	64,51	69,56	70,97	73,01
Гвозди в *кг*	28,86	28,86	29,26	34,96	34,96	34,96	39,58
Подъемная башня сопрягающего мостика							
Лес дубовый пиленый в $м^3$	0,44	0,44	0,44	0,63	0,63	0,63	0,63
Лес сосновый пиленый в $м^3$	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31
Лес сосновый круглый в $м^3$	11,65	11,65	13,43	13,34	13,34	15,37	15,37
Лес сосновый для пластин в $м^3$	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
Поковки в *кг*	62,60	62,60	69,67	66,30	74,72	75,34	75,34
Прочие железные части в *кг*	279,90	380,90	1 021,00	673,60	1 113,30	1 353,10	1 521,10
Ерши в *кг*	12,00	12,00	12,00	--	—	—	—
Гвозди обыкновенные в *кг*	—	—	—	0,36	0,36	0,36	0,36

НТБ ДНУКТ

Таблица 24

Сводные показатели расхода материалов на 1 *пог. м* моста при различных габаритах и нагрузках

Наименование	Элемент моста	Г6			Г4			Г2
		Н4	Н6	Н8	Н4	Н6	Н8	Н8
Круглый лесоматериал в $м^3$	Плашкоут	0,126	0,110	0,132	0,104	0,128	0,230	0,230
	Надстройка и проезжая часть	0,930	1,230	1,535	1,358	1,933	2,665	2,991
	Всего	1,106	1,340	1,667	1,462	2,061	2,895	3,221
Пиленый лесоматериал в $м^3$	Плашкоут	1,545	2,261	2,178	1,894	2,654	3,196	3,196
	Надстройка и проезжая часть	0,695	0,685	0,717	0,893	0,959	0,965	1,095
	Всего	2,240	2,946	2,895	2,787	3,613	4,161	4,291
Поковки в *кг*	Плашкоут	18,15	17,62	18,60	16,85	20,26	23,60	23,60
	Надстройка и проезжая часть	25,75	24,68	28,78	27,91	36,12	43,02	50,48
	Всего	43,90	42,30	47,38	44,76	56,38	66,62	74,08
Гвозди в *кг*	Плашкоут	2,20	2,57	2,83	2,43	3,29	3,62	3,62
	Надстройка и проезжая часть	1,94	2,74	2,80	2,62	2,62	2,62	2,87
	Всего	4,14	5,31	5,63	5,05	5,91	6,24	6,49
Нагели дубовые в шт.	Плашкоут	56	74	83	70	93	109	109

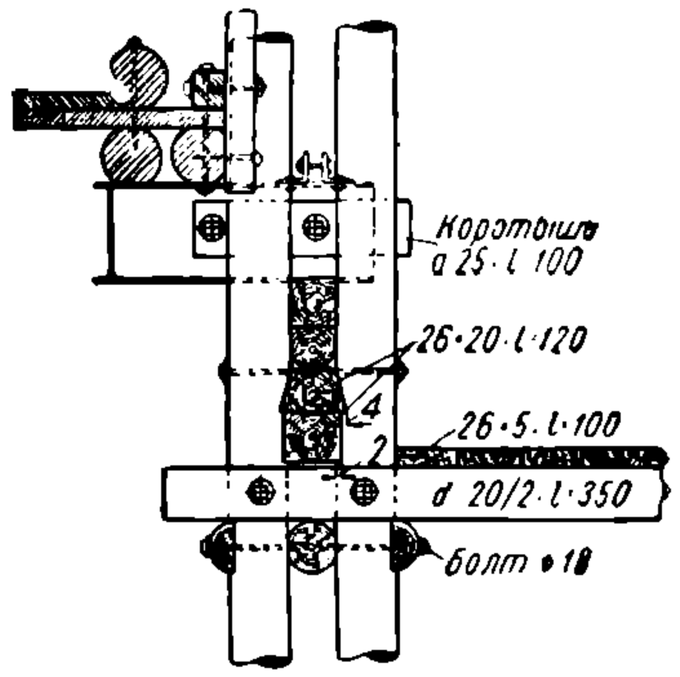


Фиг. 42.

на шпонках. Для уменьшения строительной высоты мостик спроектирован одноярусным. Расстояния между осями прогонов берется равным удвоенному диаметру дерева,

НТБ ДНУЖТ

так что просвет между прогонами равен толщине бревна. Над подъемной балкой концы прогонов двух смежных мостиков заходят один за другой «гребенкой» и соединены попарно горизонтальными болтами. Диаметр прогонов мостика принят от 28 до 29 *см*. Подъемка осуществляется двумя диференциальными талями грузоподъемностью 4 *т* (Н4), 5 *т* (Н6, Г4 и Н8, Г4) и 7,5 *т* (Н8, Г2). Эта грузоподъемность соответствует весу мостиков без нагрузки. В нормальном положении давление от постоянной и временной нагрузок передается сваям через поперечную подушку, состоящую из двух дубовых брусков трапецоидального сечения, врубленных в сваи на глубину 4 *см* (фиг. 43). На верхнюю плоскость подушки укладываются шандоры (поперечные бруски, служащие подкладкой под подъемную балку), число которых зависит от горизонта воды и необходимой отметки настила на подъемной башне. Таль подвешивается к болту, продетому в хомут, который обхватывает обрубок, нарубленный на верхние насадки стоек башни. Крюк тали зацепляется за болт $d = 22$ *мм*, вставленный между короткими уголками, прикрепленными к полке подъемной балки.



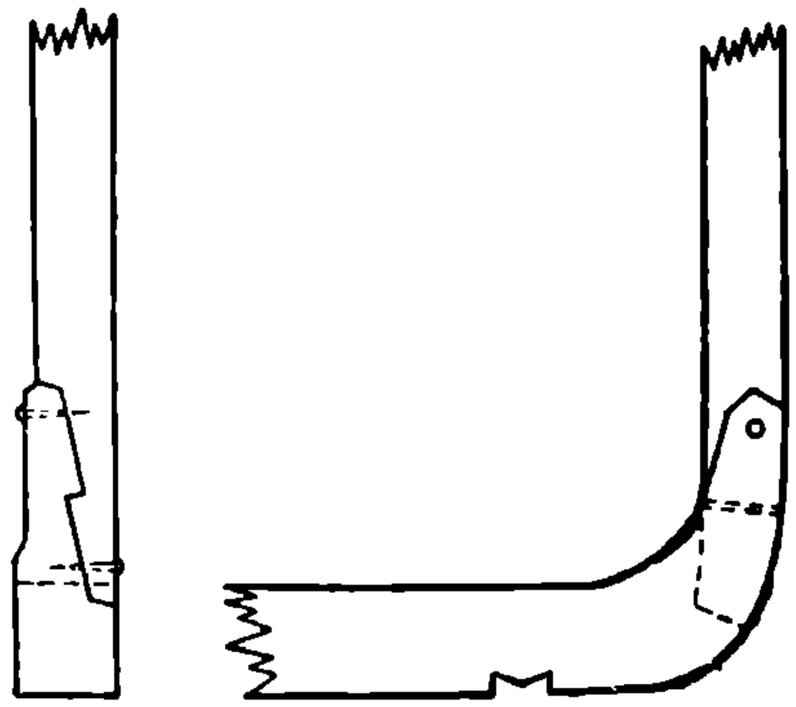
Фиг. 43.

В табл. 23 и 24 приведены основные показатели и данные о расходе материала на типовые наплавные мосты.

§ 12. Конструкция плашкоутов

Конструирование плашкоутов производится по общим принципам деревянного судостроения. Продольный набор плашкоута состоит из нескольких (3 — 5) кильсонов и двух стрингеров по краю бортов или так называемых бархоутных брусьев.

Поперечный набор плашкоута состоит из шпангоутов, располагаемых на расстоянии от 0,5 до 0,8 *м*. К поперечному набору относятся также бимсы и стропила палубы. Каждый шпангоут образует полураму, состоящую из днищевой ветви (копани), идущей от борта к борту, и двух бортовых стоек (приставок). Соединение днищевой и бортовых ветвей представляет собой ответственный узел, определяющий жесткость конструкции и водонепроницаемость скулового пояса всякого деревянного судна. Для речных судов до настоящего времени часто применяются копани, заканчивающиеся на одном конце перпендикулярным или наклонным (при развалистых бортах) отростком (кокорой) и вырезанные из одного куска ствола вместе с корнем (фиг. 44). К кокоре крепится замком приставка, к другому прямому концу крепится накурок-приставка, также заканчивающийся кокорой. Кокорная конструкция



Фиг. 44.

является помехой индустриализации деревянного судостроения ввиду трудности получения соответствующего леса. Существует ряд предложений по замене этой конструкции.

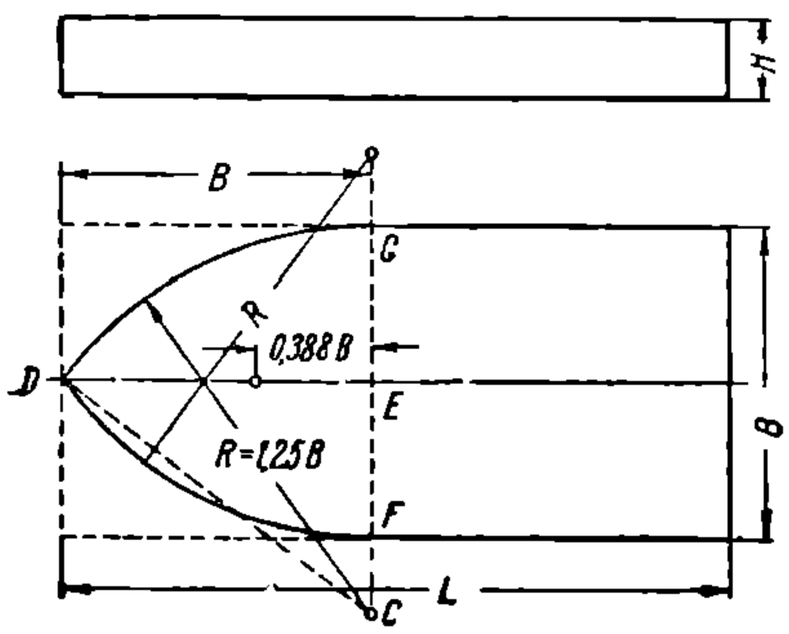
В плашкоутах наплавного моста задача конструирования этого узла упрощается благодаря возможности поставить подкосы, связывающие копань и приставку. Кроме того, поперечная жесткость увеличивается благодаря наличию бимсов, поддерживающих палубу. Обычно копань и приставка взаимно врубаются вполдерева и связываются болтами с угловым кильсоном (воротовым брусом).

Для обшивки плашкоутов применяются остроганные с двух сторон доски толщиной не менее 4,5 *см* для бортов и 5 *см* для днища. Палубный настил (крыша) делается из досок 2,5 — 3 *см*. Скуловые доски борта и днища обычно утолщаются на 1 — 3 *см*. Верхняя доска борта заменяется брусом, образуя бархоут (он же в данном случае привальный брус). Средняя доска днища (лыжная) под средним кильсоном утолщается так же, как и скуловая доска.

НТБ ДНУЖТ

Для днища предпочтительно применять ель вместо сосны. С целью равномерной и наименьшей изнашиваемости доски обращают сердцевиной к набору. Торцы досок обшивки должны приходиться на копанях или приставках.

Бортовая обшивка крепится к приставкам железными гвоздями вразмет в шахматном порядке по одному гвоздю в каждую приставку при ширине доски до 16 *см* и по два гвоздя — при ширине досок 18 *см* и более. Длина гвоздей должна быть не менее 2,5 толщины обшивки. Под головки гвоздей обязательно подвертывается прядь пакли. Торцы досок пришиваются двумя гвоздями. Днищевая обшивка обычно крепится к копаням нагелями. Нагели по одной и той же доске должны быть разнесены вразмет по одному в каждую копань при ширине доски менее 20 *см*, при большей ширине — по два нагеля. Нагели и гвозди должны быть удалены от края доски не менее чем на $^1/_4$ ее ширины. Допускается изготовление нагелей из всех пород дерева, кроме осины и липы. Нагели употребляются цилиндрические и конические с незначительной коничностью (диаметры противоположных концов нагеля не должны разниться более чем на 3 *мм*). Диаметр нагеля колеблется в зависимости от толщины днищевой обшивки от 20 до 25 *мм*. Цилиндрические нагели расклиниваются снизу и сверху, а конические — в тонком конце.

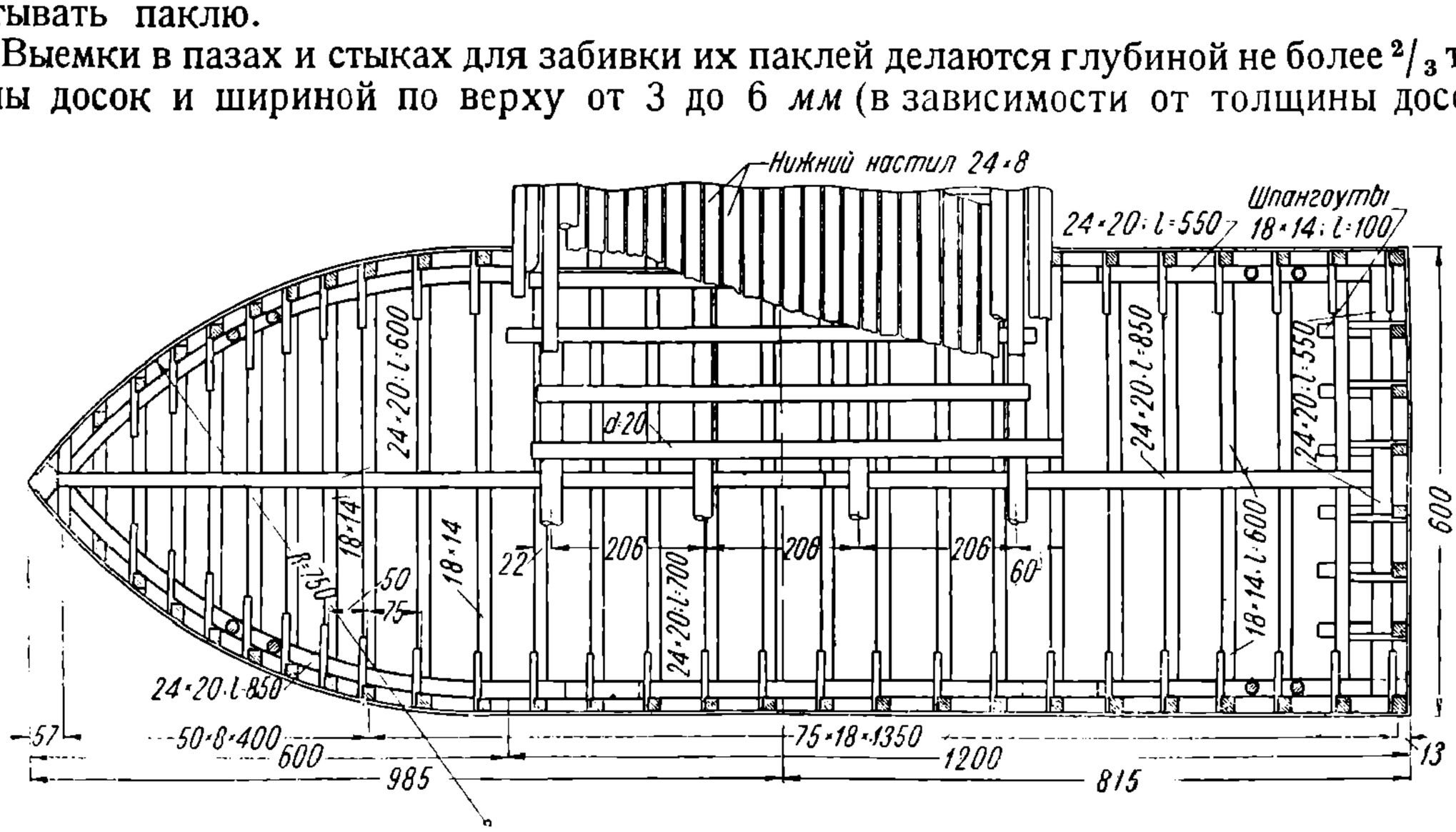


Фиг. 45.

Стыки досок на одной и той же копани или приставке должны приходиться не ближе как через три ряда досок, а стыки в двух соседних поясах должны отстоять друг от друга не меньше чем на три шпации. В целях уменьшения числа стыков весьма желательно применение длинных досок (8,5 *м* и не менее 6,5 *м*).

Болты для крепления бархоутов, так же как и подворотов и кильсонов, вбиваются снаружи; головки их должны быть утоплены в обшивке; под головки необходимо подвертывать паклю.

Выемки в пазах и стыках для забивки их паклей делаются глубиной не более $^2/_3$ толщины досок и шириной по верху от 3 до 6 *мм* (в зависимости от толщины досок).

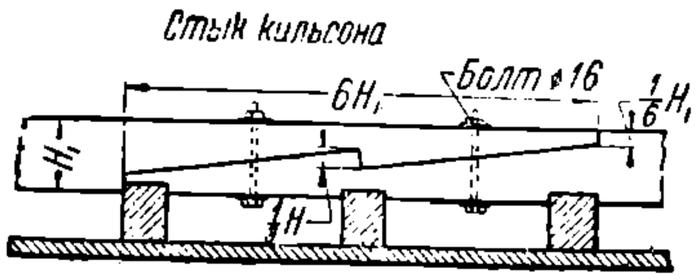


Фиг. 46.

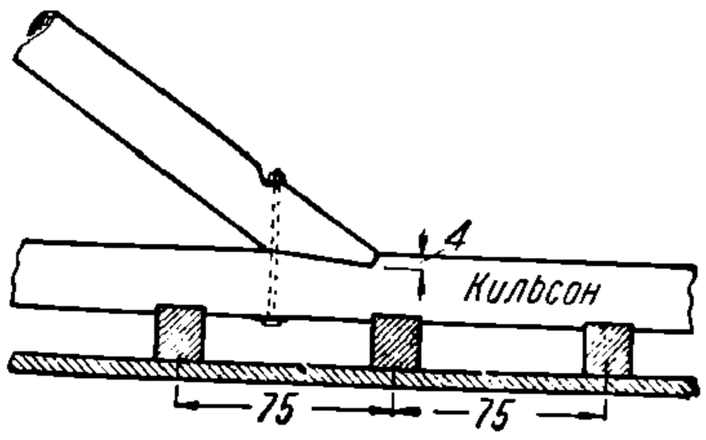
Пакля для забивки (конопатки) пазов и стыков днища, бортов и палубы берется смоленая лучшего качества. Если конопатка производится мхом, то он должен быть сухим, вполне зрелым, длинноволокнистым, не засоренным травами, корнями и пр., при свивании прядей не должен крошиться. Конопатка днища производится изнутри, а бортов и замков бархоутов — снаружи. По окончании конопатки пазы (лады) прикрываются лиштовой (иначе, лостом — тонкими рейками шириной не более 20—22 *мм*). Днищевая лиштова укрепляется скобами-пьявками, а бортовая — проволоч-

НТБ ДНУЖТ

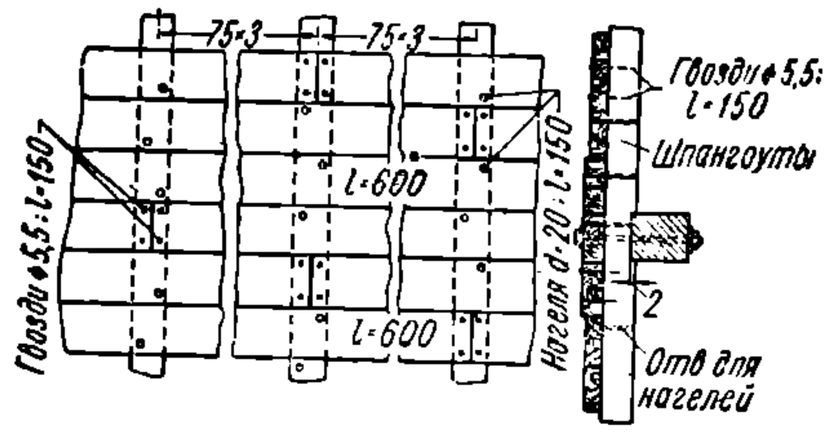
ными гвоздями. Лиштова должна плотно и аккуратно пригоняться по кромкам пазов. Для удобства конопатки и лиштовки пазов, а также для стока воды в подошве копани над пазами прорезаются отверстия (голубники) 40 × 40 *мм*. Днище, набор, борты



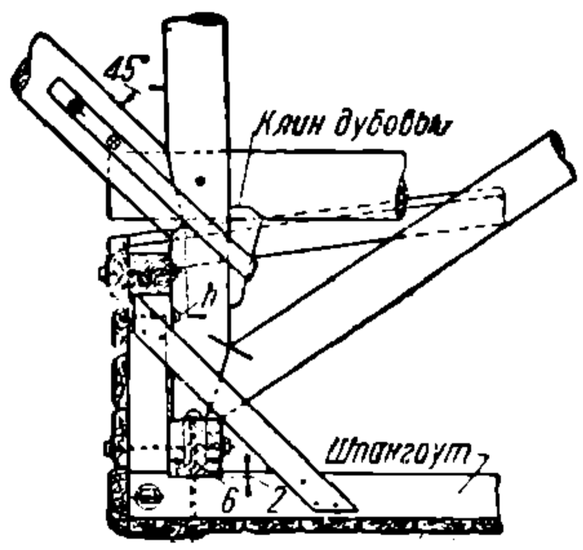
Фиг. 47.



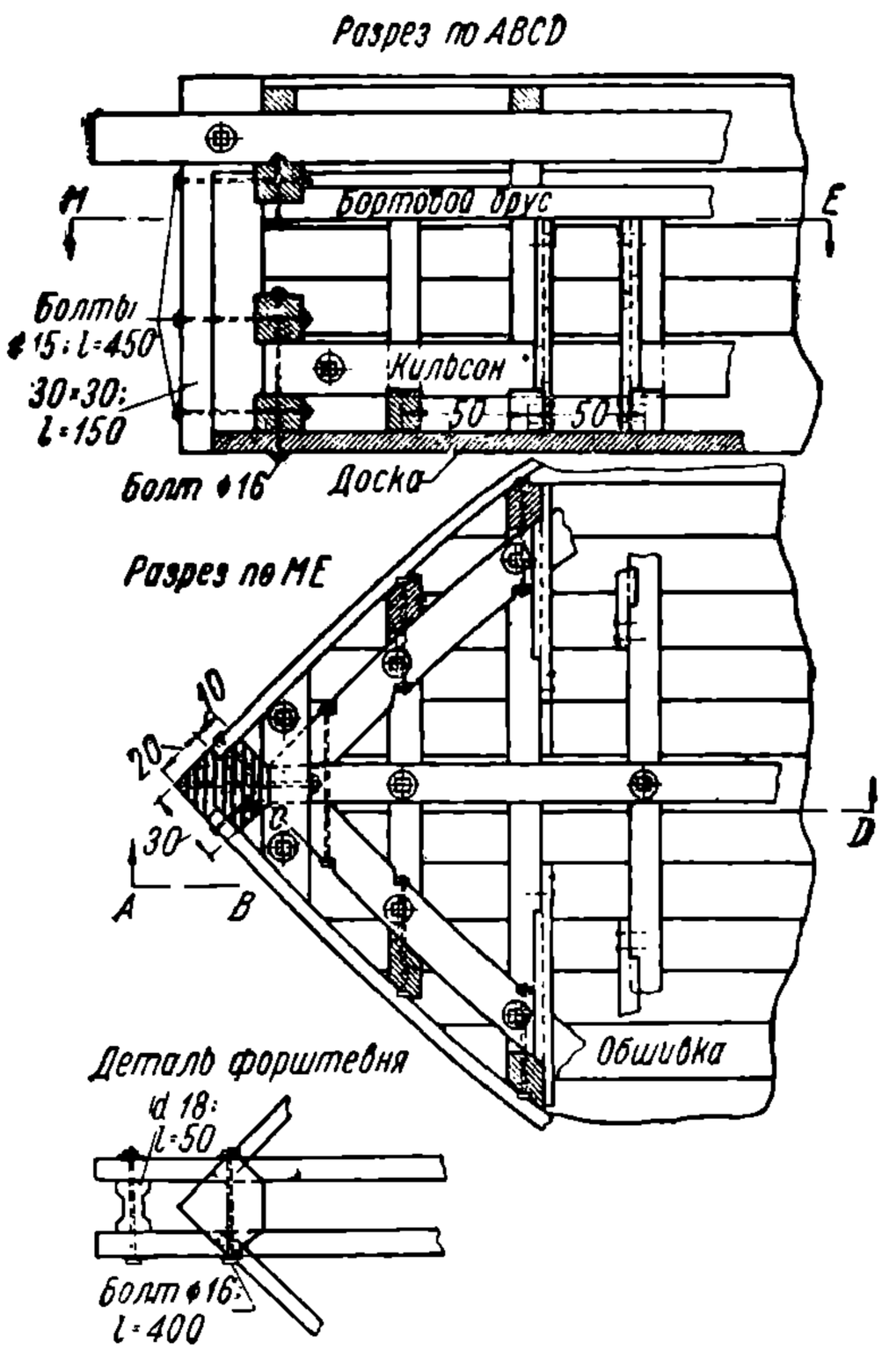
Фиг. 48.



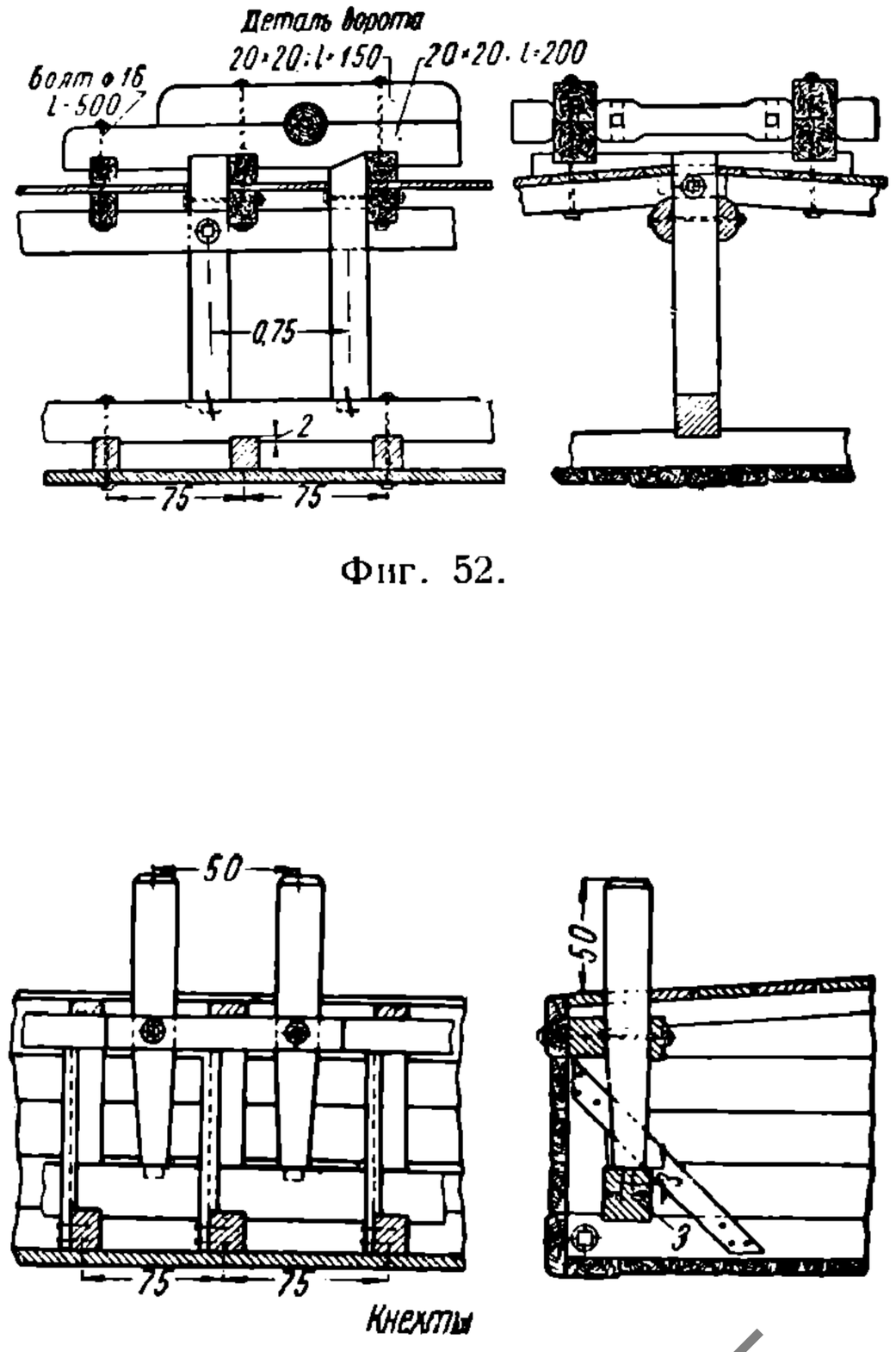
Фиг. 49.



Фиг. 50.



Фиг. 51.



Фиг. 52.

Фиг. 53.

(внутри и снаружи), а также крыши, палубы и отливы осмаливаются чистой древесной смолой два раза. Осмолка торцов не допускается. Доски для обшивки закруг-

НТБ ДНУЖТ

Таблица 25

Спецификация лесоматериала для плашкоута

Наименование элементов / Нагрузка и габарит	Н6, Г4						
	один элемент						
	сечение в *см*	длина в *см*	количество штук	объем в *м*³	длина стандартного бревна в *см*	потребное количество штук	потребный объем в *м*³
Брусья для кильсонов	24×20	850	3	1,22	850	3	1,22
То же	24×20	700	2	0,67	700	2	0,67
»	24×20	600	1	0,29	600	1	0,29
»	24×20	550	4	1,06	550	4	1,06
Бортовые брусья	18×14	850	2	0,43	850	2	0,43
То же	18×14	700	2	0,35	700	2	0,35
»	18×14	550	2	0,28	550	2	0,28
Брусья для шпангоутов	18×14	600	18	2,72	600	18	2,72
То же	18×14	575	1	0,14	600	1	0,15
»	18×14	550	1	0,14	550	1	0,14
»	18×14	500	1	0,13	500	1	0,13
»	18×14	475	1	0,12	500	1	0,13
»	18×14	420	1	0,11	450	1	0,11
»	18×14	360	1	0,09	400	1	0,10
»	18×14	275	1	0,07			
»	18×14	200	1	0,05	600	2	0,30
»	18×14	100	7	0,18			
Шпангоутные стойки	18×14	90	58	1,32	450	12	1,36
Подкосы	18×8	120	56	0,97	500	14	1,01
Брус для форштевня	30×30	150	1	0,14	600	¼	0,14
Крепление форштевня	18×14	100	2	0,05	400	½	0,05
Стойки ворота	22	120	4	0,22	600	1	0,28
Стойки для конька	22	100	1	0,05			
Кнехты	18	120	8	0,31	500	2	0,32
Брусья ворота	20×20	200	4	0,32	400	2	0,32
То же	20×20	150	4	0,24	600	1	0,24
Обрешетка палубы	14×10	325	24	1,09	650	12	1,09
То же	14×10	300	2	0,09	600	1	0,08
»	14×10	275	2	0,08	550	1	0,08
»	14×10	250	2	0,07	500	1	0,07
»	14×10	175	2	0,05	500	1	0,07
»	14×10	75	2	0,02			
Прокладки для ворота	20	20		Из обрезков			
Доски для обшивки днищ	20×6	76,84	*м*²	1,61	600	59	4,67
То же	20×8	20,20	»	1,62	600	16	1,69
Доски для обшивки бортов	22×6	29,00	»	1,74	600	22	1,74
То же	22×8	19,30	»	1,54	600	15	1,58
Доски для палубы	26×3	60,00	»	1,80	600	32	1,83
Пластины конька	20×2	700	2	0,28	700	1	0,28
То же	20×2	525	2	0,20	550	1	0,21
Бревно для ворота	20	150	2	0,12	600	½	0,12
Крепление ворота	14×10	150	6	0,13	450	2	0,13
Бортовые брусья	18×14	600	1	0,15	600	1	0,15
Крепление кнехт	20×5	100	4	0,04	400	1	0,04
Итого леса соснового:							
пиленого	—	—	—	24,11	—	—	24,42
круглого	—	—	—	0,70	—	—	0,72
для пластин	—	—	—	0,48	—	—	0,49

НТБ ДНУКТ

Таблица 26

Спецификация металла плашкоута

Наименование элементов / Нагрузка и габарит	Н6, Г4				
	один элемент			количество штук	
	сечение в *мм*	полезная	полная		
Болты скрепляющие					
Стыки кильсонов крайние	16	250	290	12	6,60
Кильсоны со шпангоутами	16	450	490	58	50,00
Средние кильсоны со шпангоутами	16	450	490	13	11,21
Кильсоны носовой части	16	600	640	1	1,09
Стойки со шпангоутами	12	150	180	58	11,48
Кильсоны со стойками шпангоутов	16	400	440	30	23,49
Стыки бортовых брусьев	12	150	180	8	1,58
Бортовые брусья с обшивкой	16	250	290	30	16,50
Крепление шпангоута с форштевнем	16	450	490	3	2,59
Крепление форштевня со шпангоутом	16	600	540	2	2,19
Крепление форштевня с бортовым брусом	16	200	240	2	0,94
Пластины конька со стойками	16	400	440	8	6,26
Кнехты с бортовыми брусьями	16	450	490	8	6,90
Брусья и крепление ворота	16	650	690	8	9,24
То же	16	450	490	4	3,42
Крепление ворота со стойками	16	300	340	4	2,51
Шайбы к болтам $d=16$ *мм*	55×4	—	—	366	24,52
То же $d=12$ *мм*	45×4	—	—	132	5,94
Гвозди					
Для прибивки подкосов	5,5	150	—	336	9,41
Для досок обшивки днища и бортов в стыках	5,5	150	—	490	13,72
Для досок обшивки палубы	4,5	100	—	0,12 *кг/м*³	7,20
Итого: поковок	—	—	—	—	186,52
гвоздей	—	—	—	—	30,33
нагелей, прикрепляющих доски обшивки днища и бортов	20	150	—	850	—

Примечание. Кильсоны со стойками и бортовые брусья с обшивкой скрепляются болтом через один шпангоутный брус.

ленных мест корпуса предварительно распаривают. Плотность конопатки судна до спуска его на воду проверяется путем наливания воды в судно слоем в 20 *см*.

Обратимся к рассмотрению опор типовых наплавных мостов Гушосдора. Форма пловучей опоры, принятая в типовых мостах, выработана практикой и применяется часто при конструировании деревянных наплавных мостов. Преимущественное значение производственных соображений в устройстве плашкоута перед его ходовыми качествами как судна выдвигает по возможности простую для выполнения форму корпуса.

Типовой плашкоут представляет собой ящикообразное судно с отвесными бортами (фиг. 45). Длина носового образования, очерченного двумя дугами круга, равна ширине плашкоута B. Радиус закругления $R = 1{,}25B$. Отношение сторон треугольника CE $DE : DC = 3 : 4 : 5$. Площадь носовой оконечности составляет $F_1 = 0{,}70\ B^2$, расстояние ц. т. носовой оконечности от шпангоута $GF = 0{,}388\ B$. Момент инерции $I_y = 0{,}043\ B^4$; момент инерции $I_x = 0{,}041\ B^4$. Отношение $B : H$ обычно составляет от 4 до 6. Отношение L B составляет от 2 до 3,5. Корма чаще всего плоская, обрубленная, но при большой скорости течения для улучшения условий обтекания целесообразно делать нос и корму одинаковыми.

НТБ ДНУЖТ

Иногда плашкоуту придают форму прямоугольного в плане ящика с наклонными бортами, носом и кормой.

На фиг. 46 показан план плашкоута для типового моста под нагрузку Н6 при габарите Г4. Размеры плашкоута $L = 18$ *м*, $B = 6$ *м*, $H = 1{,}10$ *м*. Продольный набор днища состоит из трех кильсонов 24×20 *см*. Стыки кильсонов и бархоутных брусьев осуществлены косым замком с зубом (фиг. 47). Кильсоны одновременно являются нижними поясами продольных распределительных рам. Врубка подкоса рамы в кильсон показана на фиг. 48. Шпангоуты сечением 18×14 *см* расположены на расстоянии один от другого 75 *см*. Обшивка из досок толщиной 6 *см*. Лыжная доска и краевые доски бортов толщиной 8 *см*. Деталь обшивки показана на фиг. 49. На фиг. 50 показана деталь поперечного сечения плашкоута и конструкция упора основных стоек надстройки и подкосов консолей звена. Хомуты, обхватывающие подкосы и воспринимающие растягивающие усилия в подкосах, натягиваются при помощи дубовых клиньев.

На фиг. 51 изображена деталь носовой оконечности. На фиг. 52 показан ворот плашкоута, на фиг. 53 — деталь крепления кнехтов; в табл. 25 и 26 приведена спецификация лесоматериала и поковок для одного плашкоута моста Н6, Г4.

§ 13. Примеры конструкции деревянных наплавных мостов

Плашкоутные мосты. Рассмотрим ряд конструктивных решений, заимствованных главным образом из проектов осуществленных сооружений.

На фиг. 54 показан один пролет береговой эстакады с подъемными фермами и береговое звено временного моста через Днепр, построенного во время мировой войны[1]. Для поддержания концов подъемных ферм здесь были применены клетки из бревен. Подъемка осуществлялась домкратами, которые в свою очередь опирались на клетки; сопрягающая часть состояла из двух качающихся ферм пролетом по 7,20 *м*. Подъем при г. в. в. составлял 4,7%, уклон при г. н. в. — 6,5%.

На фиг. 55 даны примеры двухплашкоутных звеньев различной высоты также из практики войны.

На фиг. 56 показано береговое звено наплавного моста с подвесным мостиком. В некоторых случаях такое устройство позволяет обойтись без стационарных въездов и мост может быть использован в различных пунктах реки.

На фиг. 57 даны элементы легкого временного моста под нагрузку грузовиками по 3 *т* и толпой 250 *кг/м²*. Типовые звенья имеют длину 10 *м* между осями сопряжений. Ширина подконсольных просветов (5 *м*) равна ширине плашкоутов, что при одноплашкоутных звеньях следует считать признаком экономной проектировки. Плотоходное отверстие (20 *м*) образовано пролетным строением с двумя упрощенными фермами Гау (из круглого леса) с ездой по низу ($L = 26$ *м*) на увеличенных плашкоутах. Ригельные брусья в сопряжениях между звеньями помещены на одной линии с колесоотбойным брусом; это является конструктивным недостатком. Во время эксплуатации имели место неоднократные случаи зацепления колесами за края ригельного бруса и хомута, и пришлось устроить специальные футляры, закрывающие ригельный брус. Опыт этого моста, построенного в 1927 г., был впоследствии широко использован при проектировании типовых мостов Гушосдора.

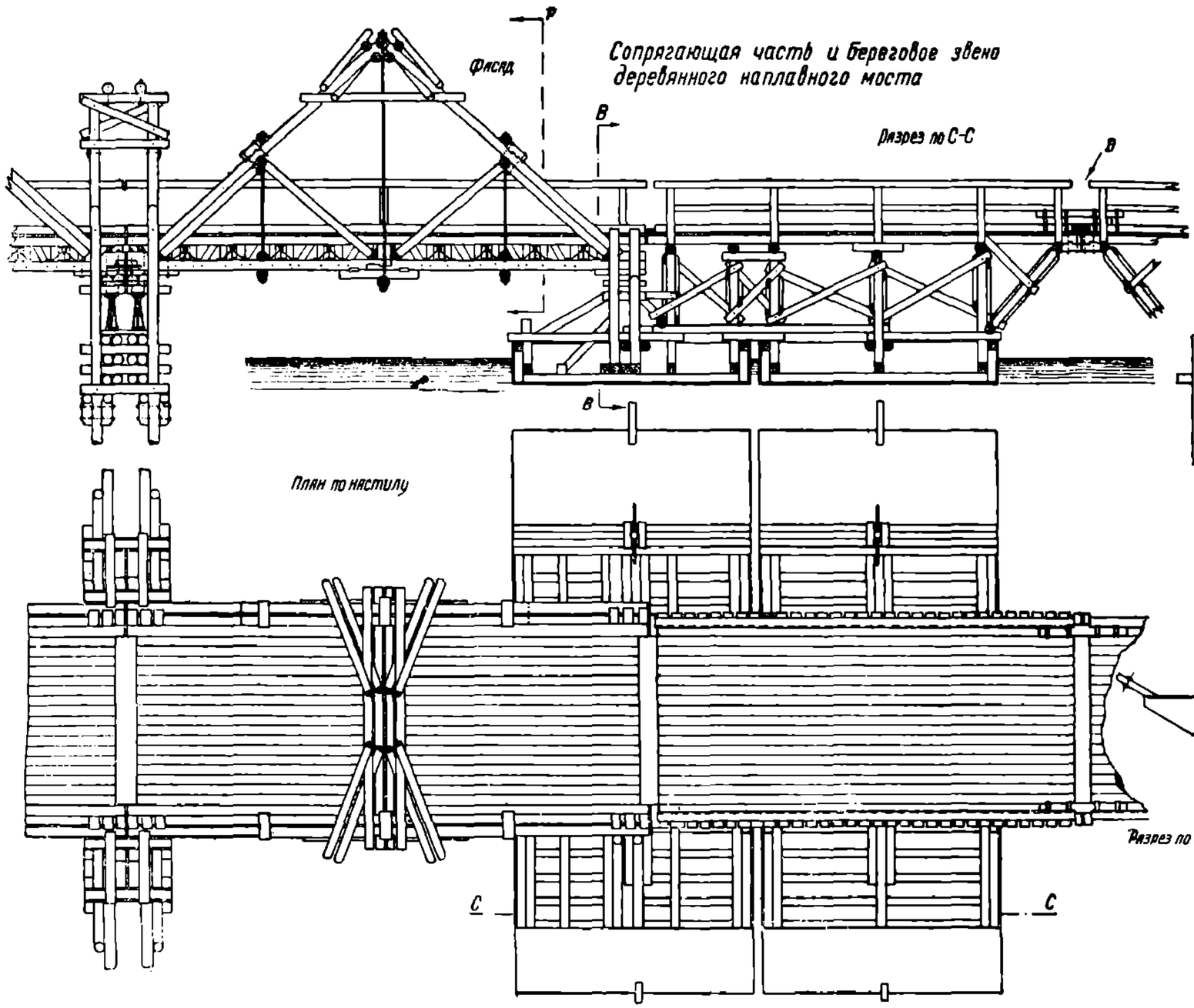
На фиг. 58 и 59 представлено в продольном и поперечном разрезах типовое звено наплавного моста через Оку у г. Горького, существовавшего несколько десятков лет вплоть до постройки нового металлического моста на постоянных опорах в 1932 г. Обращают на себя внимание мощная конструкц я плашкоута и сравнительно слабая надстройка и проезжая часть, явно приспособленные лишь для пешеходного и гужевого движения. По таблице на фиг. 58 можно ознакомиться с терминологией, принятой в волжском деревянном судостроении. Основные размеры плашкоутов моста: $L = 38$ *м*, $B = 9$ *м*, $H = 2$ *м*. Возвышение настила проезжей части над горизонтом воды 6 *м*. Ширина проезда с тротуаром 21,2 *м*. Осадка от постоянной нагрузки 0,53 *м*. На фиг. 60 показана качающаяся деревянная ферма в сопряжении этого моста с берегом пролетом 17 *м*.

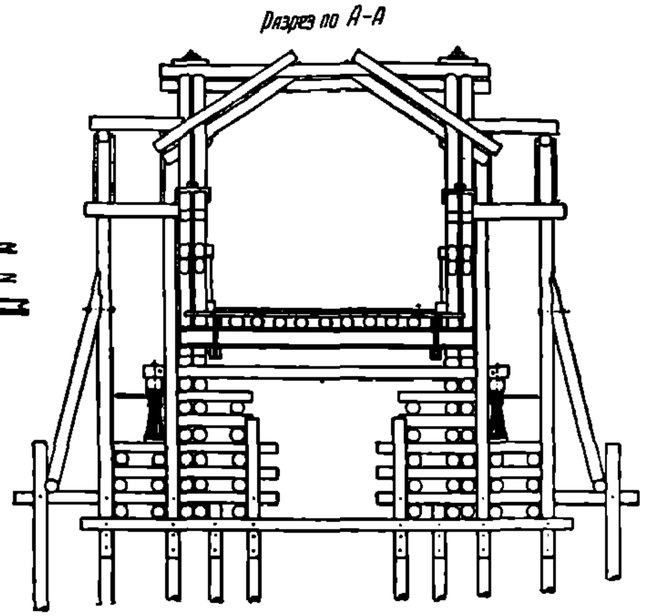
---

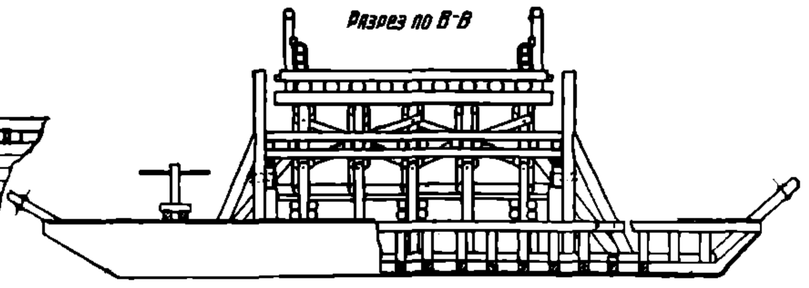
[1] Е. О. Патон, Восстановление разрушенных мостов, 1923.

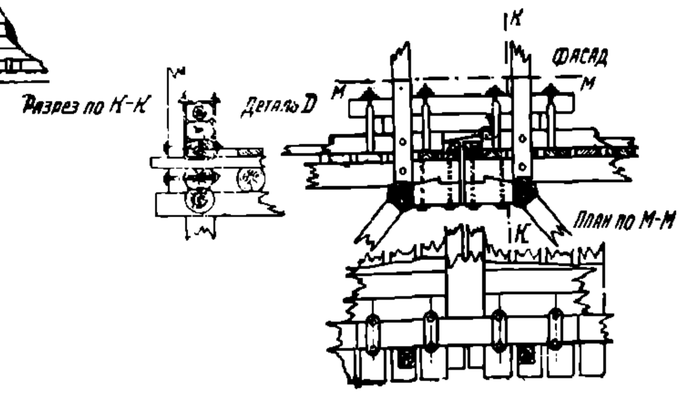
НТБ ДНУЖТ

Сопрягающая часть и береговое звено деревянного наплавного моста





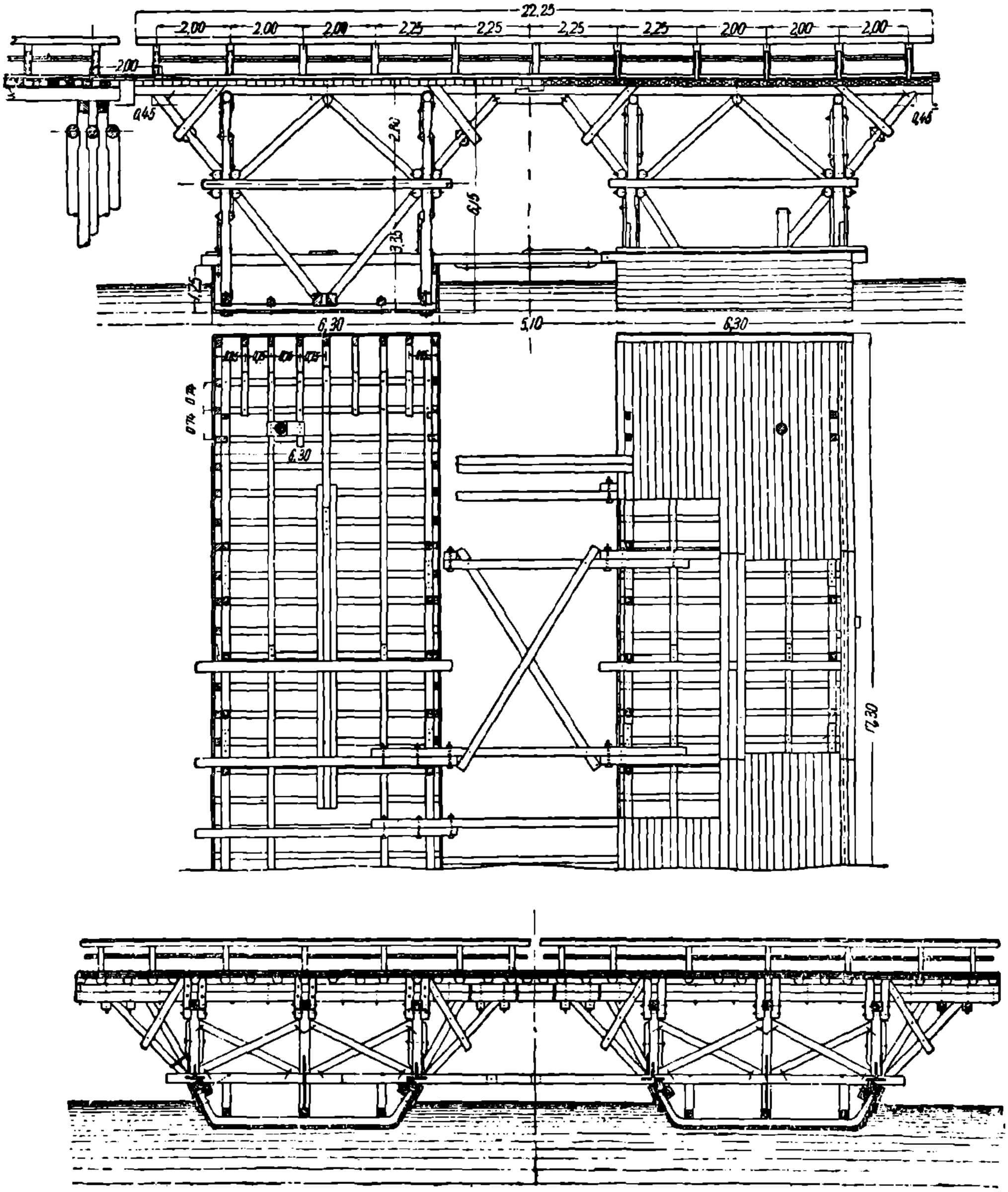




Фиг. 54.

НТБ ДНУЖТ

Использование речных судов в качестве пловучих опор. При постройке временных мостов иногда взамен специальных пловучих опор пользуются имеющимися под рукой деревянными судами. Обычно речные баржи имеют избыточные водоизмещение и размеры (особенно длину). Вследствие большой длины сравнительно небольшие нагрузки в средней части вызывают значительные изгибающие моменты, и необходимо принять специальные меры для распределения нагрузки или усиления продольной прочности

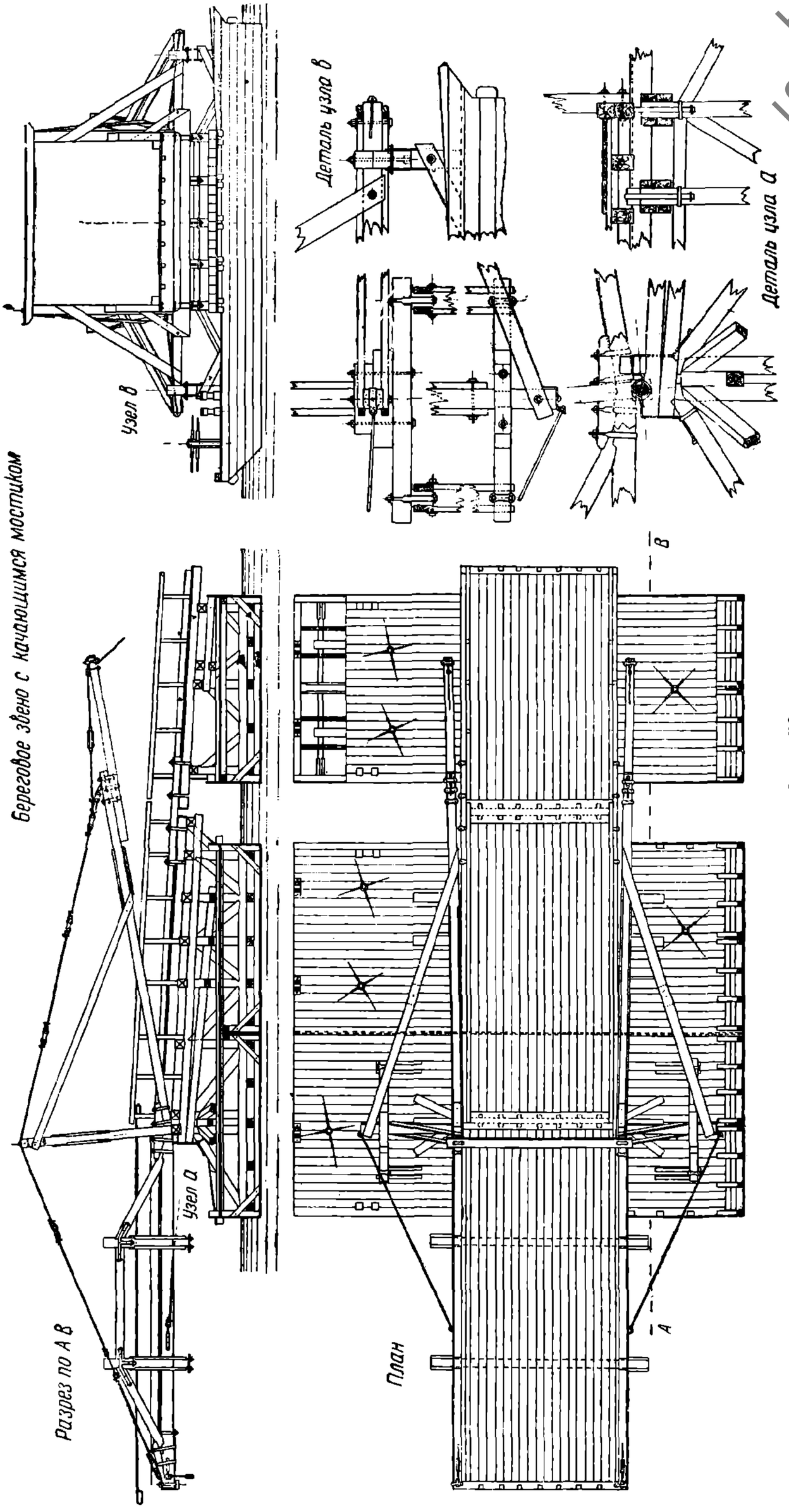


Фиг. 55.

корпуса в виде укладки клеток из бревен и устройства распределительных стоечно-подкосных рам или ферм. Чтобы рационально спроектировать усиление и не делать его излишне большой длины и сложной системы, необходимо знать изгибающий момент, который может воспринять корпус. Можно рекомендовать следующий способ определения этого момента: обычно максимальная эксплуатационная нагрузка судна известна; распределив ее равномерно по всему днищу, за исключением оконечностей, занятых

НТБ ДИИЖТ

ГЭКНТБ



Фиг. 56.

Наплавной мост
под грузовики 2,5т.

План плашкоута

Плотоходное отверстие
20,00

Нормальное звено

Фасад

10,00

5,00

План по настилу

Поперечный разрез проезжей части.

6,80

4,50

Продольный разрез плашкоута

Стоечно-подкосная рама

13,55

Сопряжение между нормальными звеньями

0,625 0,625 0,625 4,00

Дуб d-28

d-28

Плашкоут нормального звена

4,05 3,60

500

13,55

Поперечный разрез плашкоута

1,10

5,00

Фиг.57

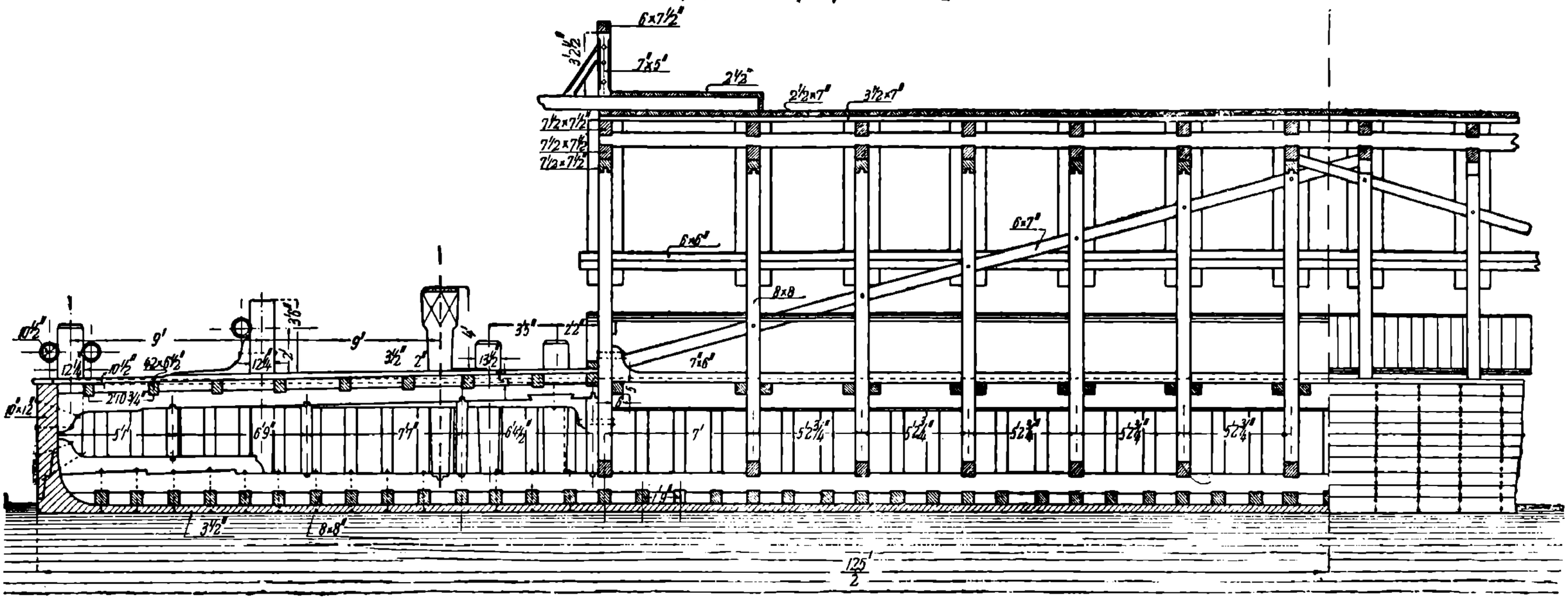
НТБ ДНУЖТ

	Название частей плашкоута
1.	днище
2.	лыжная
3.	кормовой
4.	нижний бархоут
5.	верхний бархоут
6.	огива
7.	колань
8.	средн. кильсон
9.	третные кильсоны
10.	накрои и пристявки
11.	форштевой
12.	ахтерштевный
13.	планширь
14.	подушка фермы
15.	стропила (бимсы)
16.	обрешетка крыши
17.	крыша (палуба)
18.	попер. схватка сто ки раскосов
19.	боковые стойки фермы
20.	средн. стойки фермы
21.	раскосы фермы
22.	продольн. накл. схватка фермы
23.	нижн. подушка подкоса фермы
24.	подкос фермы
25.	верх. подушка подкоса фермы
26.	накл. схватки подкоса
27.	продольн. схватки подкоса
28.	подушки под средн. стойку
29.	нижний прогон
30.	средний прогон
31.	верхний прогон
32.	нижняя настил
33.	верхняя настил
34.	тротуар
35.	стойки перил
36.	перильные брусья
37.	перильный брус

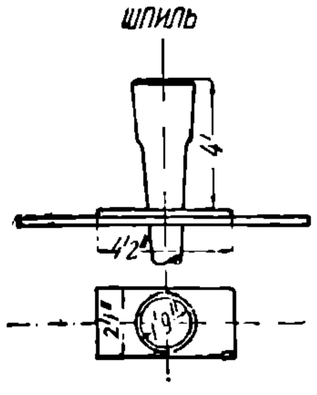
Фиг. 58.

НТБ ДНУЖТ

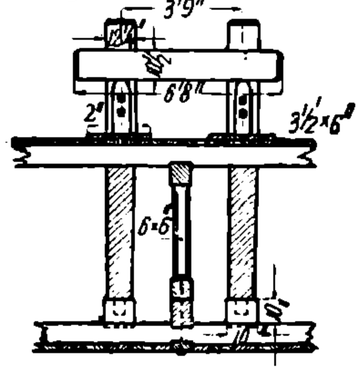
Продольный разрез плашкоута



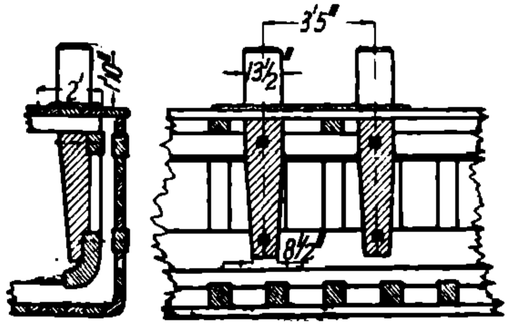
Шпиль



Буксирные кнехты



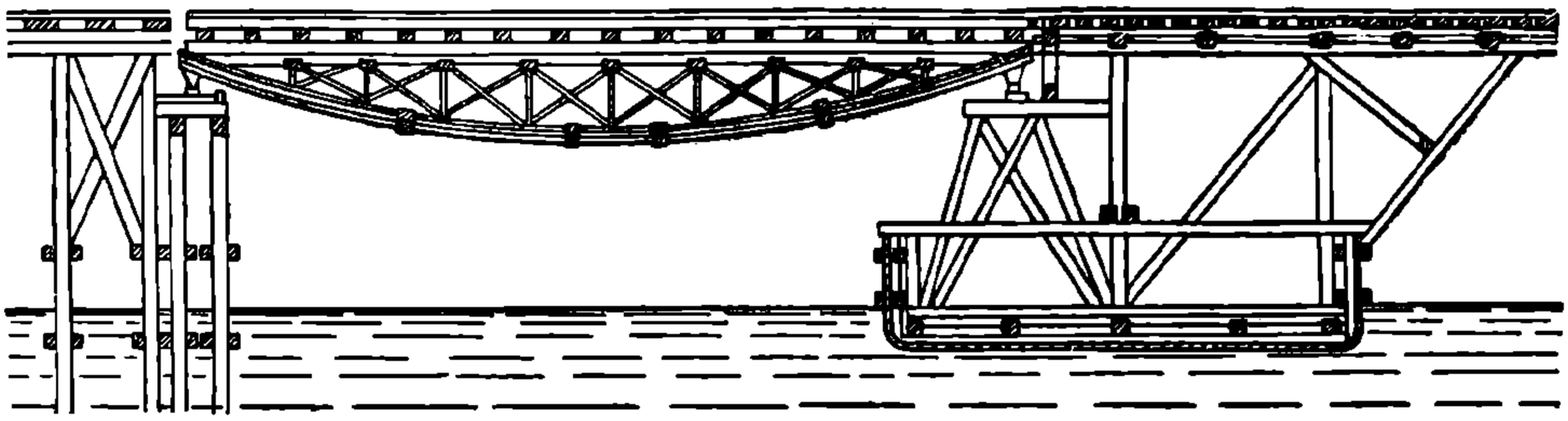
Бортовые кнехты



Фиг. 59.

НТБ ДНУЖТ

палубой, рулями и буксирными приспособлениями, строят обычным путем эпюру моментов и определяют наибольший изгибающий момент—по середине длины судна. Это и будет допустимый момент, воспринимаемый корпусом. Затем строят эпюру моментов в условиях наплавного моста. Усиление располагается в пределах того участка в сред-



Фиг. 60.

ней части корпуса, где моменты получаются больше допустимых. При этом крепления могут быть рассчитаны на избыток вычисленных моментов над допускаемым. Сказанное относится также к перерезывающим силам.

Устройство клеток из бревен специальных пояснений не требует. Недостатком их является большая затрата леса, преимуществом — исключительная простота работы.

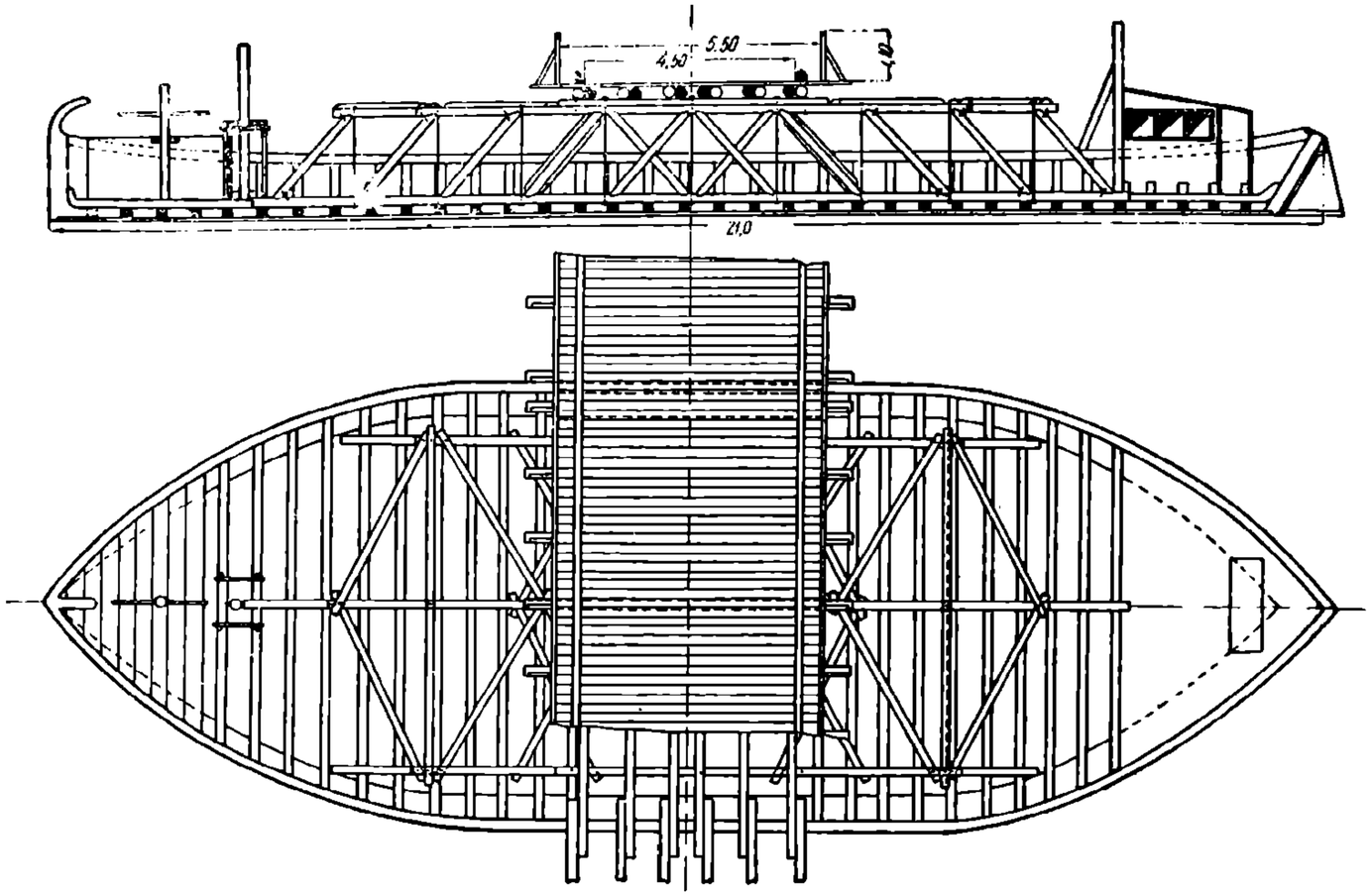
Таблица 27

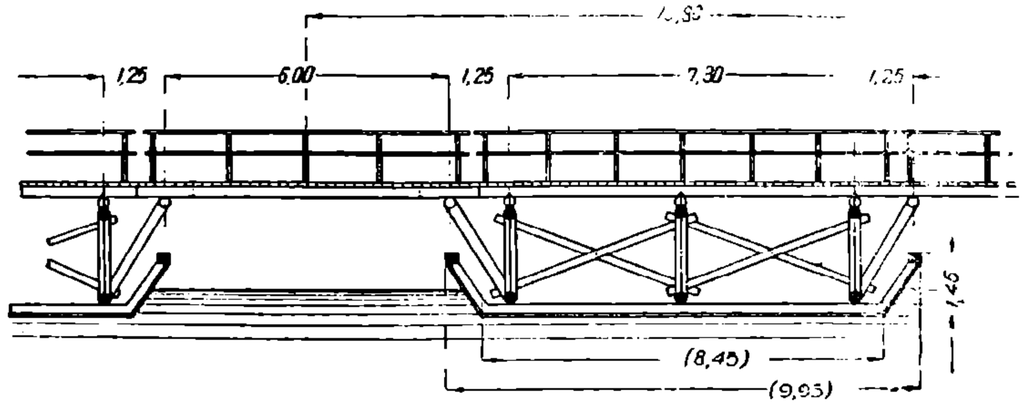
Название судна	Главные размеры в *м*: длина	ширина	высота	Полное водоизмещение в *т*	Площадь сечения продольных связей *см*²	Ордината нейтрального слоя от днища в *м*	Момент инерции сечения судна в *см*⁴	Изгибающий момент *M* в *тм*	Допускаемые напряжения в *кг/см*²	Примечание
Барка	46,2	8,4	2,1	451	7 970	40	$27,6 \cdot 10^6$	16	9	Барочное крепление (слабое)
Коломенка	48,3	9,6	2,5	506	14 016	71	$81,5 \cdot 10^6$	20	9	
Мариинка	46,5	8,4	2,1	446	10 150	46	$23,0 \cdot 10^6$	25	17	
Каюк	37,0	8,5	2,7	496	9 971	68	$65,0 \cdot 10^6$	28	9	
Маломерная дровянка	16,8	4,2	2,2	—	8 255	66	$34,0 \cdot 10^6$	21	19	
Тихвинка	27,3	5,2	2,3	142	10 333	68	$45,7 \cdot 10^6$	61	19	Баржевое крепление (сильное)
Полулодок системный	33,6	8,4	3,0	367	15 174	83	$106,0 \cdot 10^6$	97	19	
То же	46,2	8,4	3,0	504	17 761	78	$133,0 \cdot 10^6$	120	19	
»	61,2	9,0	3,2	907	23 338	94	$253,0 \cdot 10^6$	212	19	
Берлина	46,2	8,7	3,3	629	15 676	90	$20,9 \cdot 10^6$	150	17	

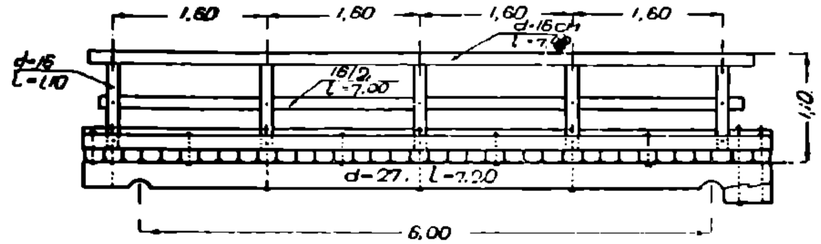
Таблица 28

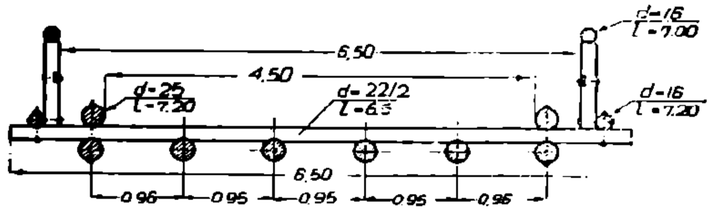
Название судна	Главные размеры: грузоподъемность в *т*	собственный вес в *т*	осадка порожнем в *м*	длина в *м*	ширина в *м*	высота бортов в *м*	осадка в грузу в *м*	Район плавания
Гончак большой	1 640	213	0,34	55,6	15	2,67	2,13	Днепр и Южный Буг
Гончак обыкновенный	730	164	0,34	42,8	10,7	2,13	1,69	
Берлина	82—830	—	—	25,6—45	7,1—14,2	1,41—2,13	—	Днепр и Южный Буг, Дон
Лайба	263—460	—	—	27,8—34,2	8,5—12,8	1,41—2,13	—	Днепр с притоками
Дуб	24,3—49	—	—	10,7—17,1	2,8—4,9	—	—	Везде
Баржа	300—830	—	—	—	—	—	—	Нева с системой, Волга

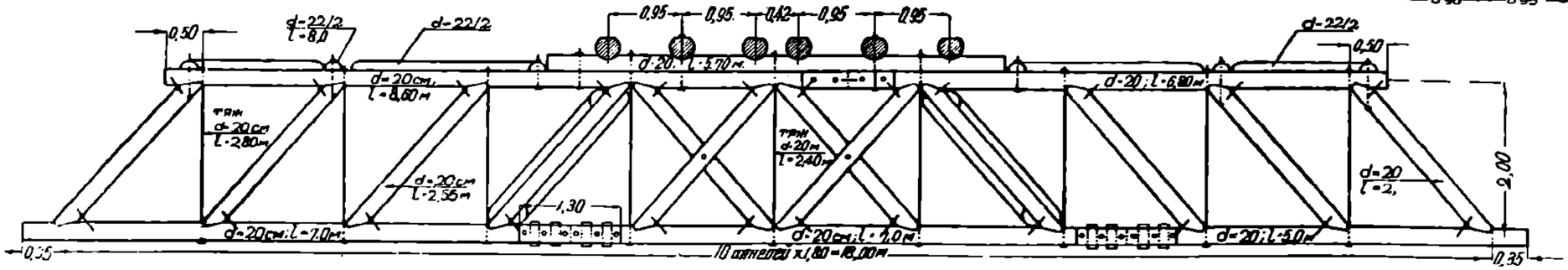
НТБ ДНУЖТ

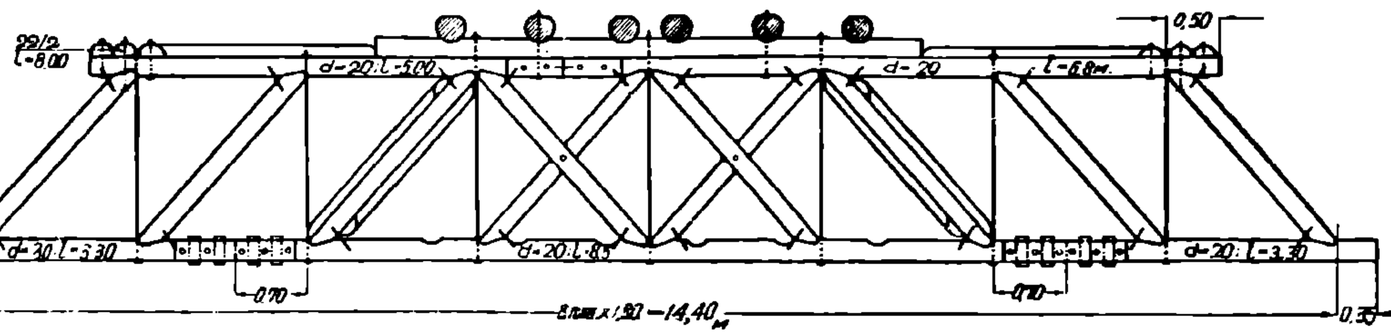


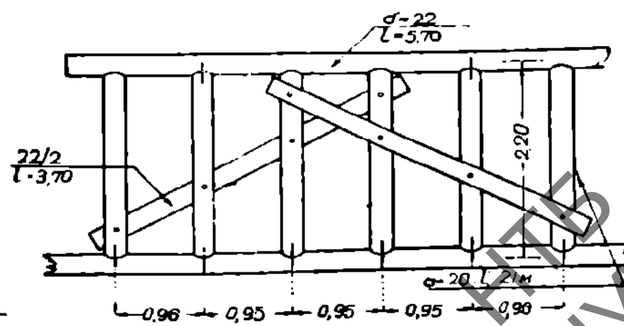












Фиг. 61

НТБ ДНУЖТ

разрез по II-II

положение настила при гориз низких вод

положение настила при гориз высоких вод

9,00 5,50 9,00 5,50 9,00

г.в.в.

2,40

эстакада

разрез по а-в

24×26 d-19 d-19 d-31 d-31 0,20 2ф27 d-19 d-29 d-29 1ф36 300

разрез по I-I

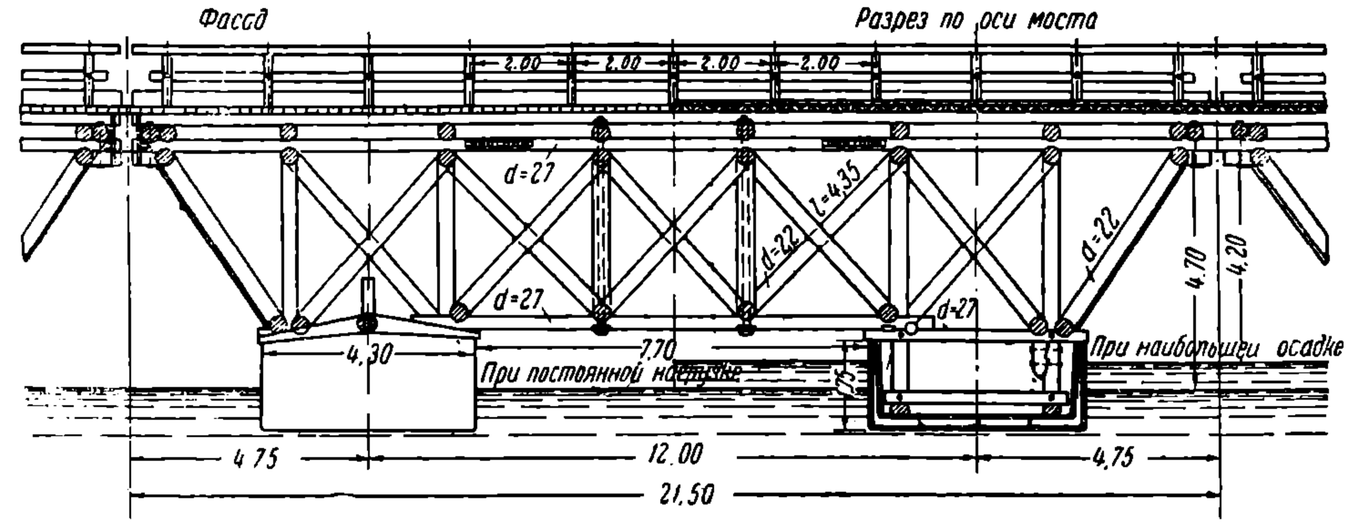
Опорные бруски (шандоры)

430 550 17×18 d-19 d-290мм d-290мм 6×26 d-24 18×14 18×14 2ф-33 1ф-42 d-31 d-31 130 130

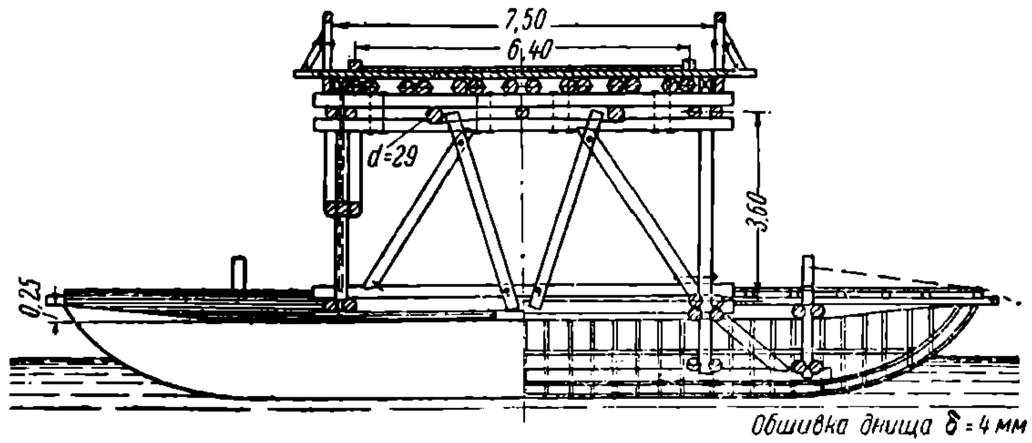
Фиг. 62.

НТБ ДНУЖТ

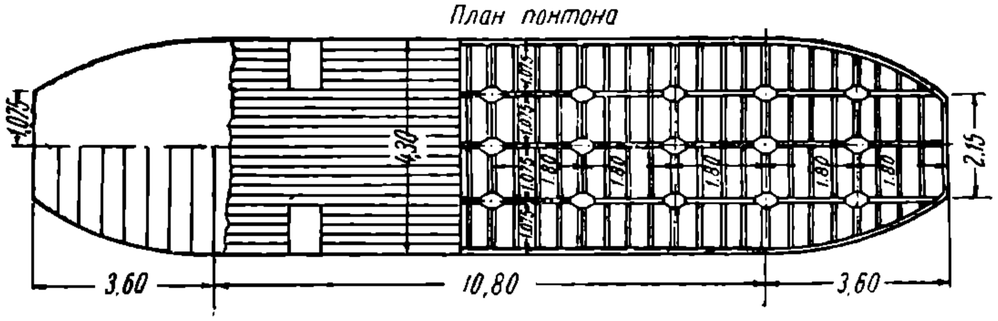
Нормальное звено плавучей части

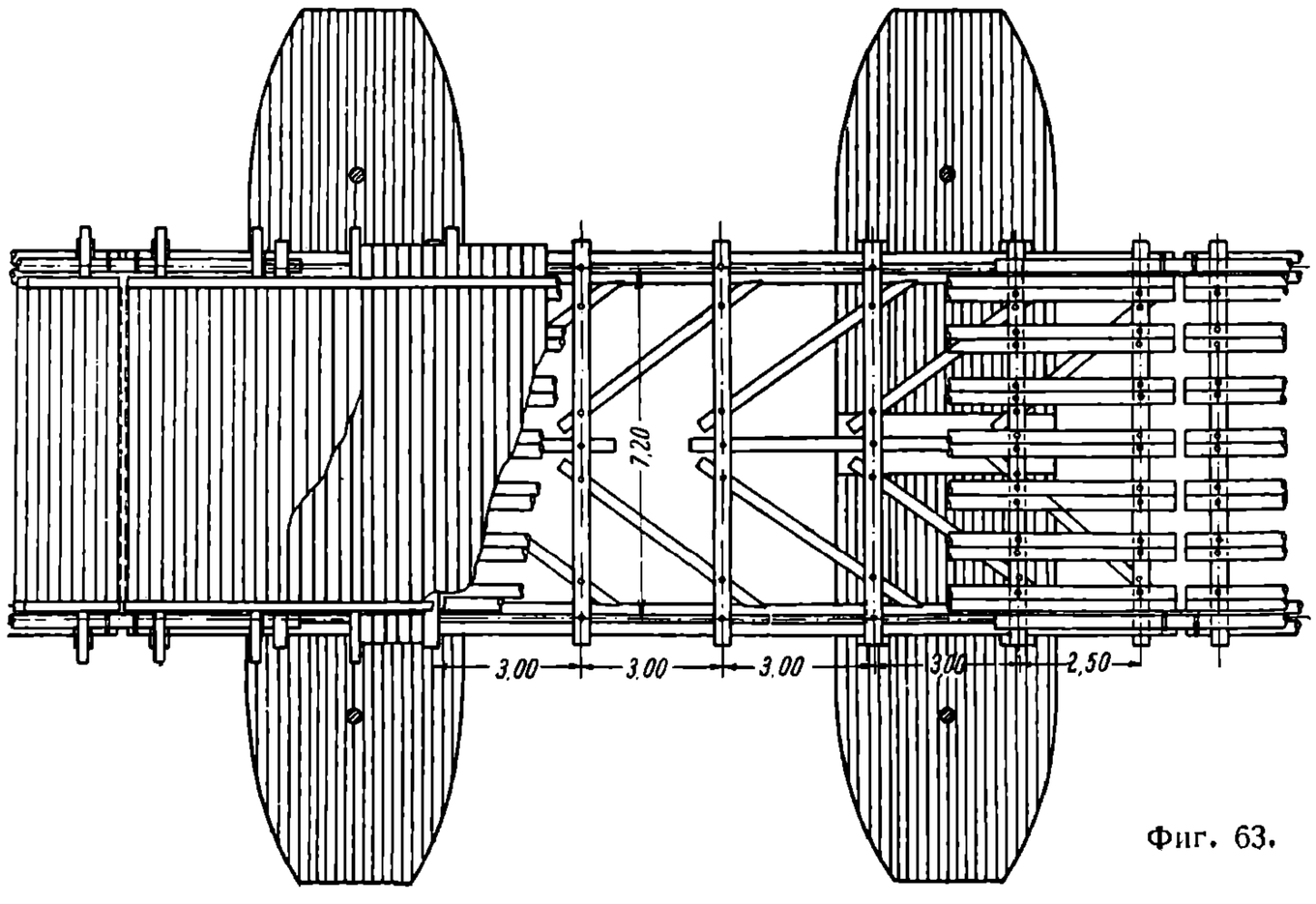


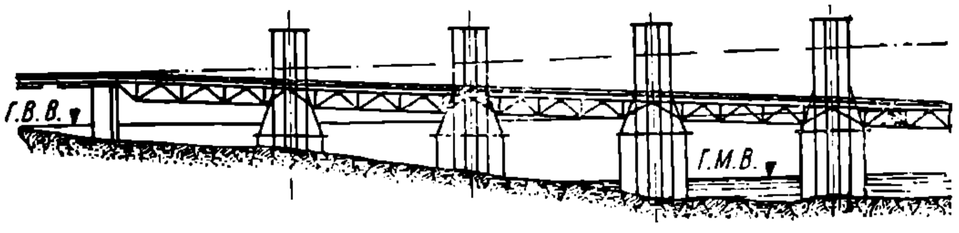
Поперечный разрез

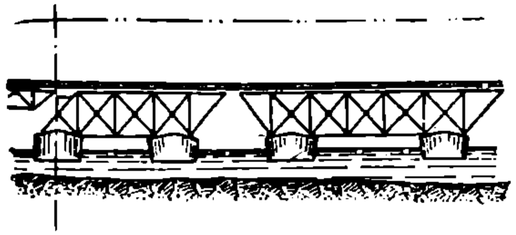


План понтона



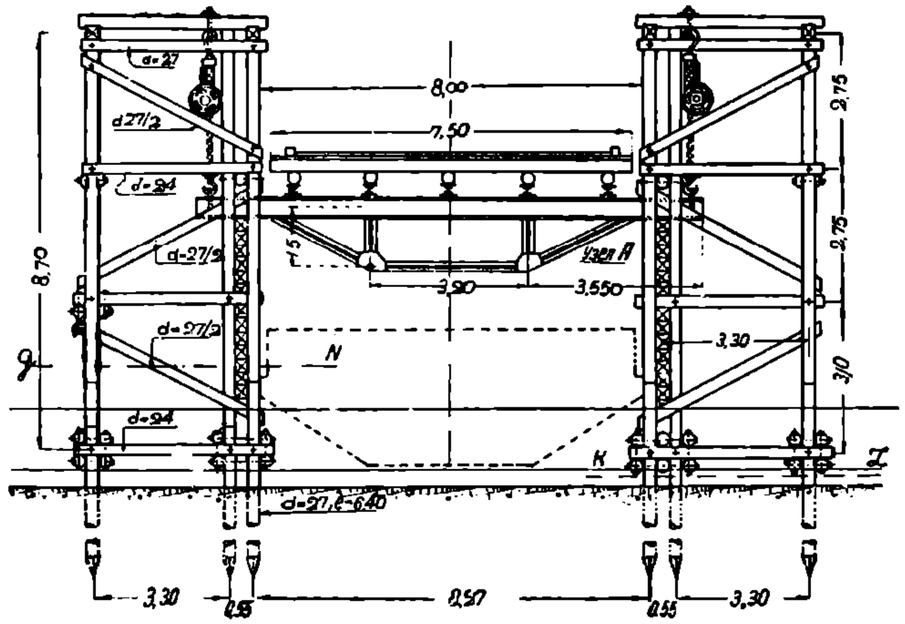




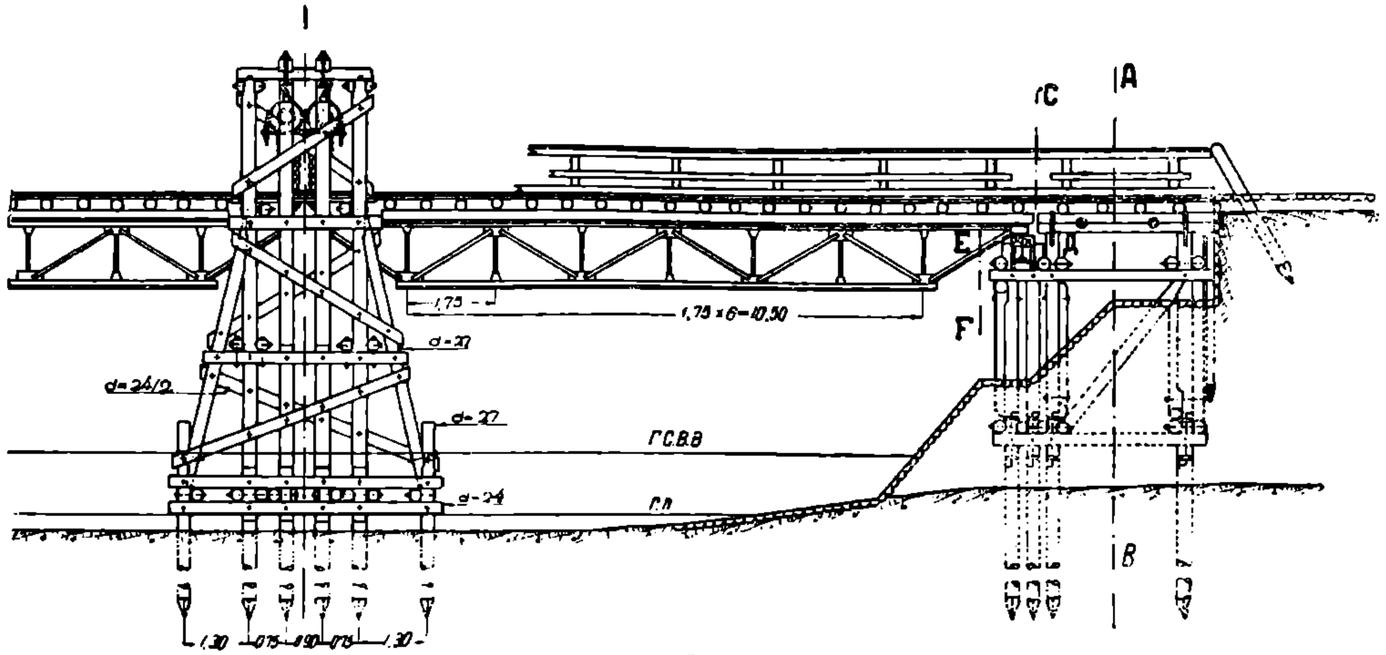


Фиг. 63.

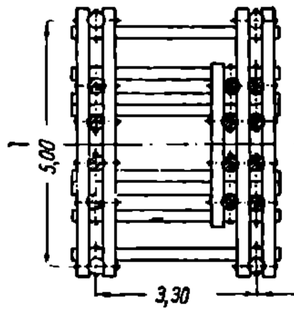
НТБ ДНУЖТ



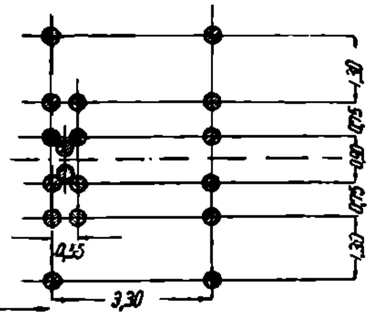
План



Разрез по g-N

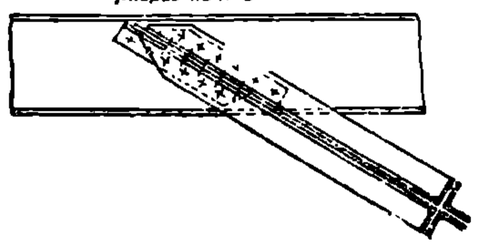


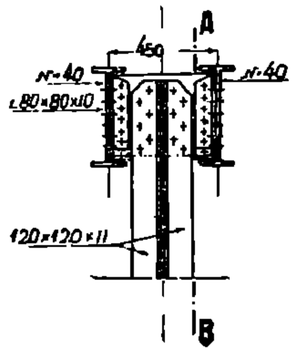
Разрез по K-I

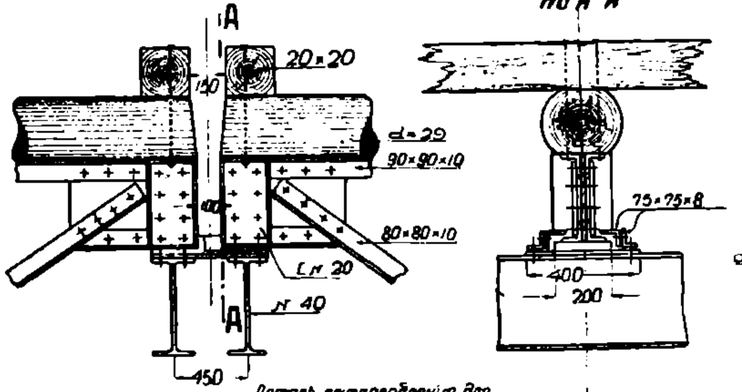


Деталь узла А

Разрез по A-B

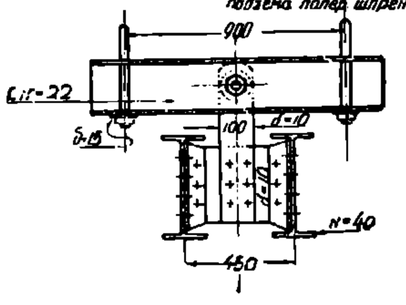




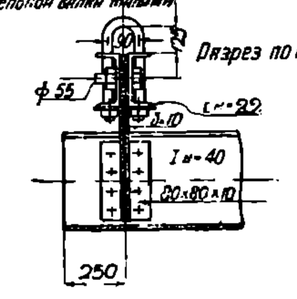


по А-А

Деталь приспособления для подъема полея шпренгельной балки пилами

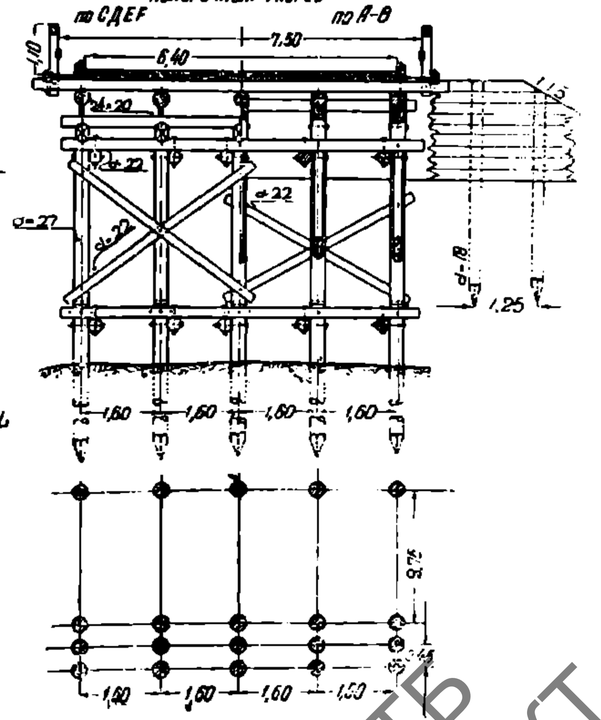


Разрез по K-L



Поперечный разрез

по CDEF



по A-B

Фиг. 64.

НТБ ДНУЖТ

Строечно-подкосные рамы были рассмотрены выше при описании типовых мостов. Наиболее солидным креплением в случае слабого корпуса являются упрощенные фермы Гау из круглого леса. На фиг. 61 показано крепление баржи (гончака) длиной 21 *м* тремя фермами с поясами и раскосами из бревен $d = 20$ *см*. Стыки нижнего (растянутого) пояса перекрыты деревянными накладками на шпонках, верхнего пояса—накладками без шпонок. Фермы связаны между собой схватками из пластин. Справа внизу показана подкосная рама, на насадку которой опираются балочно-разрезные прогоны.

На фиг. 62 показан вариант пловучей разводной части моста на постоянных опорах. В качестве пловучих опор применены гончаки большого размера. Распределительные фермы системы Гау поставлены не только в продольном, но и в поперечном направлении. Подъемные пролеты опираются на закладные брусья (шандоры), не показанные на фигуре. Устойчивость стоек целесообразно повысить при помощи длинных укосин.

В качестве примера целесообразного и смелого использования судна для устройства пловучей опоры укажем на временный висячий мост, построенный во время гражданской войны (схема его показана на фиг. 13, *f*). Мост рассчитан на нагрузку семитонным автомобилем. Глубина воды 16 — 20 *м*. Колебания горизонта воды 8—10 *см*. Средний пилон поддерживался шаландой 20×6 *м*, закрепленной четырьмя морскими якорями, по два с носа и кормы. Кроме того, для уменьшения значительных боковых качаний шаланды с боротов на цепях было опущено 16 минных тарелок. Каждая представляет собой полое чугунное полушарие весом до 300 *кг*.

В табл. 27 и 28 приведены некоторые данные о беспалубных речных деревянных судах[1]. Эти данные полезны для предварительных соображений при проектировании восстановительных работ. За более подробными сведениями о речных судах и их конструкции следует обратиться к специальной литературе[2].

Мосты смешанной конструкции. На фиг. 63 и 64 показаны схема, нормальное звено и некоторые детали подъемной береговой эстакады деревянного наплавного моста на металлических пловучих опорах—понтонах. Пролетное строение нормального звена образовано двумя фермами Гау, поставленными на расстоянии одна от другой 7,2 *м*. Длина звена между осями ригельных соединений 21,5 *м*, между осями понтонов—12,00 *м*. Размеры понтона $18 \times 4{,}3 \times 1{,}75$ *м*. Толщина обшивки днища и скул 4 *мм*, бортов—3 *мм*. Холостые шпангоуты из уголков $60 \times 60 \times 6$ *мм*, рамные высотой 12 *см* на расстоянии один от другого 1,80 *м*. В конструкции подъемной эстакады заслуживают внимания шпренгельные балки и легкие продольные фермочки без нижних связей. Непосредственно укладку бревна по верхнему поясу фермы следует считать конструктивным недостатком, так как неизбежно ржавление поясных уголков. Подъемка поперечной балки осуществляется пятитонными талями.

В Италии очень распространены мосты с деревянными прогонами на железобетонных понтонах (фиг. 147).

§ 14. Железнодорожные деревянные наплавные мосты

Постройка жел.-дор. наплавного моста представляет по сравнению с постройкой моста под автогужевое движение сравнительно большие трудности, так как приходится удовлетворить значительно более высоким требованиям в отношении допустимых уклонов и осадок и вообще жесткости моста. В практике известно весьма небольшое число деревянных мостов под жел.-дор. движение, постройка которых была обусловлена чрезвычайно неблагоприятными условиями грунта, затруднившими всякое другое решение.

Наплавной мост через судоходную реку шириной 85 *м*, построенный в 1915 г. Виндаво-Рыбинской ж. д. в качестве временной переправы для рабочих поездов, просуществовал 11 лет. Пловучими опорами являлись 8 легких барж грузоподъемностью 67 — 84 *т* при осадке 0,75 *м*, поставленных борт о борт. Длина пловучей части

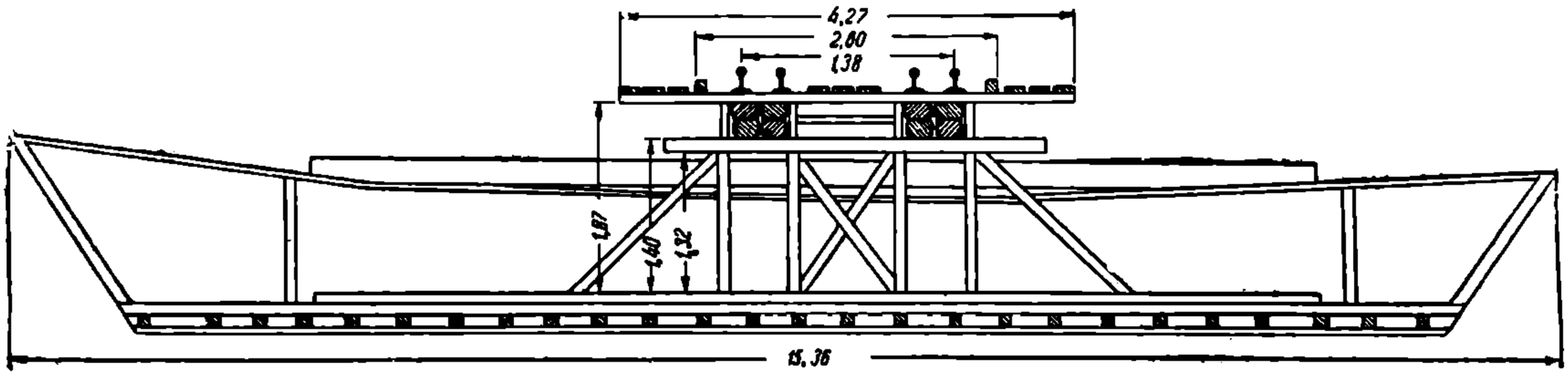
---

[1] Л. В. Нагродский, Наплавные мосты, жесткость и способы ее усиления, литогр. изд. ЛИИПС, 1930, стр. 94—96.

[2] Дормидонтов, Речное судостроение, 2-е изд., 1935; Цехановича, Деревянное судостроение, 1929.

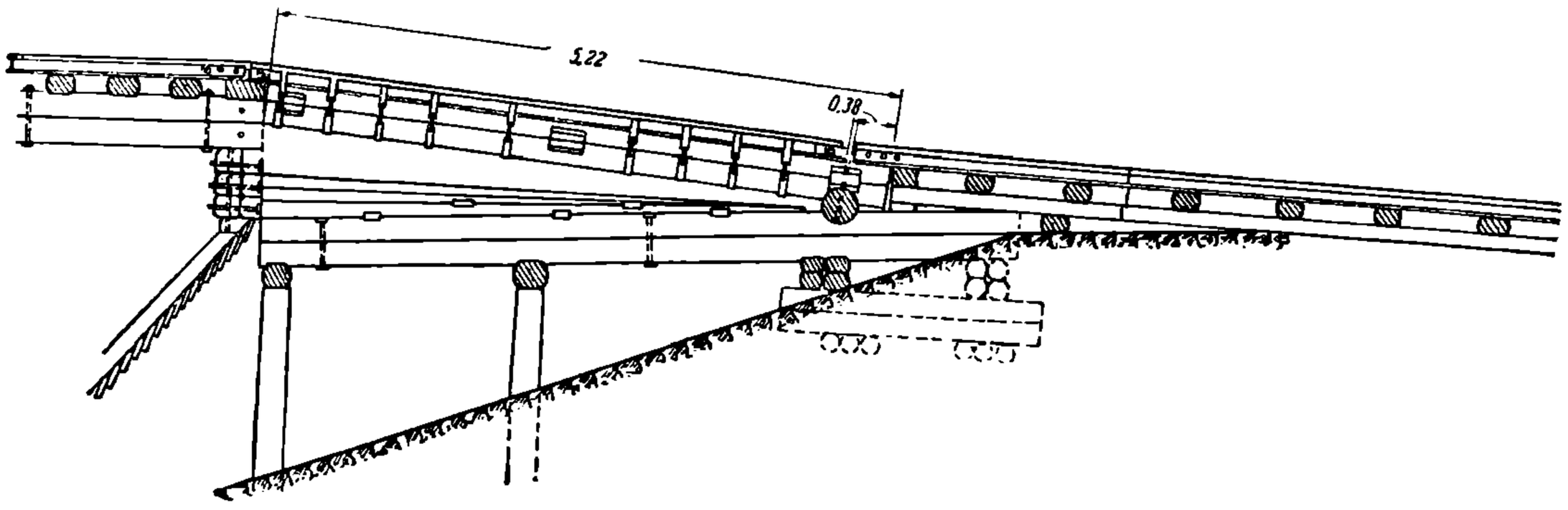
НТБ ДНУЖТ

64,7 *м*. Левая береговая опора ряжевая 6,4 × 6,4 *м*, правая — на сваях, забитых вручную деревянной бабой. Прогоны в виде пары пакетов из четырех бревен каждый были устроены неразрезными. Пролеты их между стойками не превосходили 2,1 *м*. Для пропуска судов одна из барж выводилась. Перекрытие стыков прогонов у выводного отверстия осуществлялось боковыми накладками из бревен на болтах. Это сопряжение оказалось слабым местом моста.



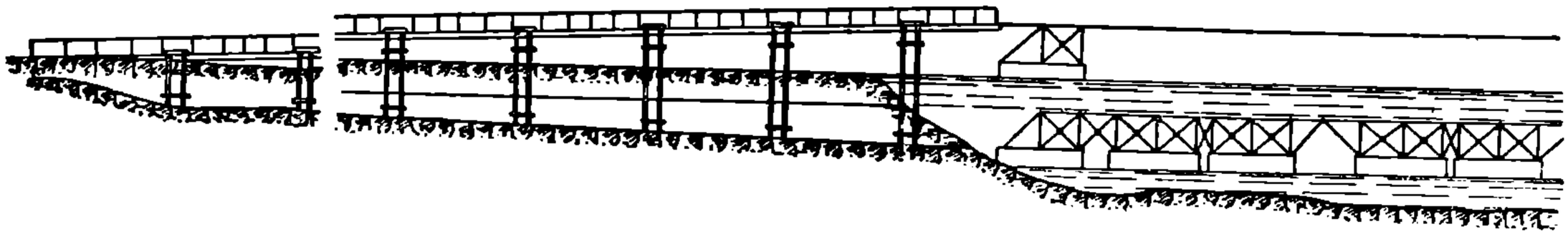
Фиг. 65.

Для распределения нагрузки по дну баржи были уложены три двойных прогона из бревен $d = 22$ *см*, одно на другое. На эти бревна ставились стойки с подкосами. Стойки поддерживали насадку, на которую укладывались прогоны — пакеты (фиг. 65). Борты баржи усилены тремя брусьями, поставленными один на другой на большей части длины борта.



Фиг. 66.

Сопряжение пловучей части с береговой сделано при помощи качающихся прогонов, соединенных в раму (фиг. 66). Рельс притянут к прогону одиннадцатью хомутами и этим привлечен к участию в работе прогона. Береговой шарнир рамы состоит из кругло отесанного бревна $d = 26$ *см*, приболченного наглухо к раме и вращающегося



Фиг. 67.

в выбранных в неподвижной части углублениях. Для свободного движения рамы соединительные накладки рельсов откованы особым образом и имеют овальную дыру, через которую пропущен болт $d = 25$ *мм*. Длина рамы до оси вращения 4,84 *м*. Рама легко выдерживала давление от груженых вагонов. Для пропуска паровоза принимались особые меры. Осадка баржи при нахождении над ней паровоза составляла 0,47 *м*, зазор же между концом рамы и опорой под ней был 0,43 *м*; таким образом, паровоз

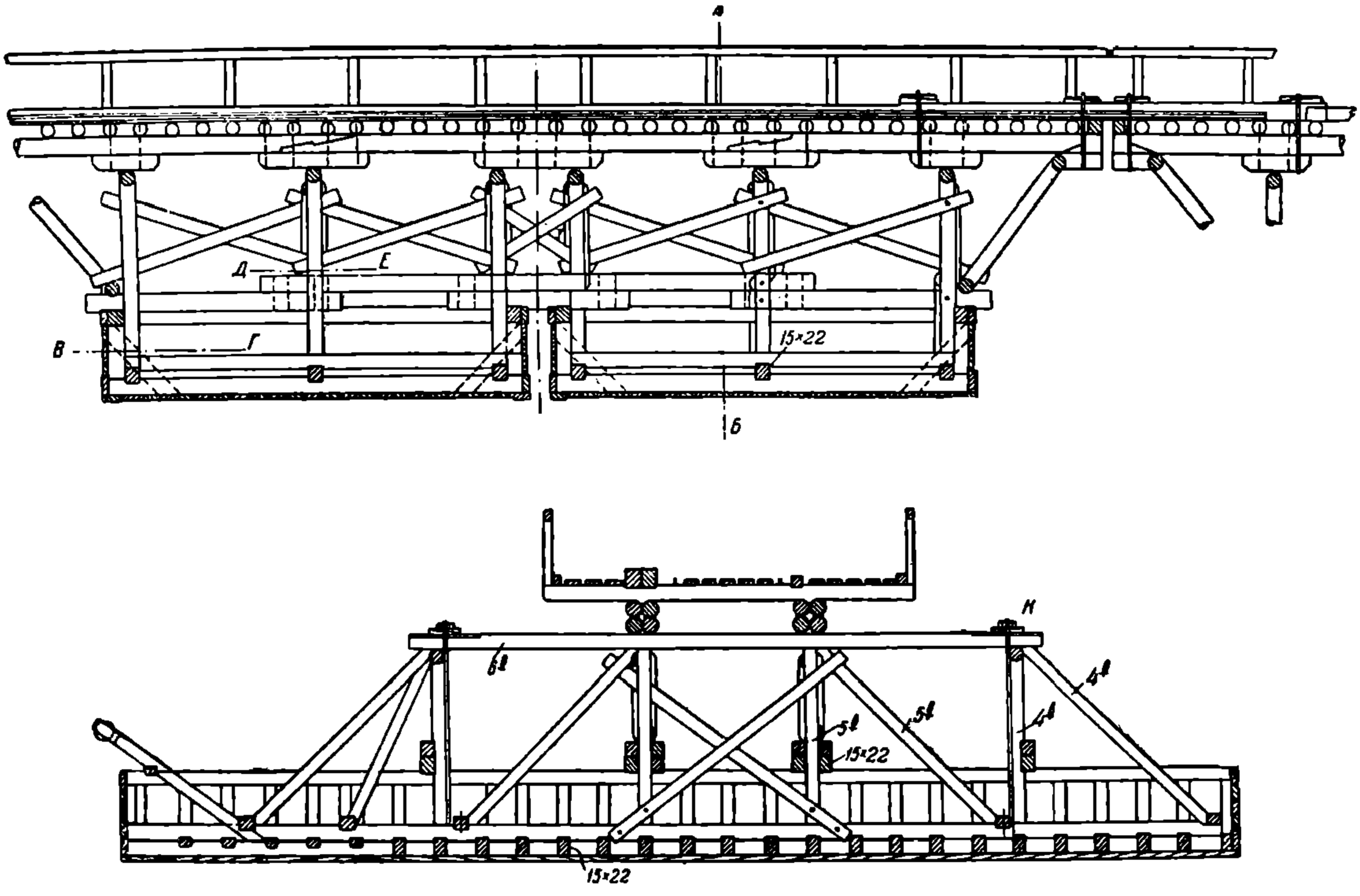
НТБ ДНУЖТ

дожимал раму до неподвижного основания ранее полной осадки баржи. В этот момент усиленно работали рельс, накладки и болт. Чтобы при изменении горизонта воды в реке сократить расстояние от конца рамы до неподвижного основания, на последнее клались или с него снимались заранее заготовленные клинья различных размеров (горизонт воды в реке колебался в пределах 0,7 *м*).

Поезда проходили по мосту со скоростью 8,5 *км/час*. При первых опытах легкий паровоз 0-3-0 ставился в середине состава. При этом значительных деформаций не наблюдалось, но были случаи заедания буферов при входе вагонов с рамы на пловучую часть. Впоследствии стали пускать поезда с паровозом 0-4-0 серии $О^{в}$ в голове поезда. При этом наблюдалась значительная деформация (волна), не вызывавшая, однако, никаких дефектов в работе моста.

Зимой вокруг баржи обкалывался лед. С этой целью, а также для регулировки уклонов при помощи клиньев на мосту находилась постоянная артель из 8 рабочих.

Наплавной мост по проекту акад. Патона [1]. Мост спроектирован для перекатки жел.-дор. вагонов широкой колеи и состоит из пловучей части длиной 101,76 *м*, образованной шестью двухплашкоутными консольными звеньями по 16,96 *м*, и из эстакады для сопряжения пловучей части моста с берегом длиной 84,8 *м* (фиг. 67).



Фиг. 68.

В качестве пловучих опор применены плашкоуты, имеющие в плане форму прямоугольника с заострением с верхней стороны и размеры $L = 16{,}96$ *м*, $B = 6{,}36$ *м* и $H = 1{,}27$ *м*. Пара плашкоутов соединена между собой на уровне бортов в четырех местах поперечными связями, составленными ввиду большой длины из отдельных брусьев, сопряженных между собой внахлестку и в плоскости надстройки (фиг. 68).

Рельсовый путь расположен на высоте 4,24 *м* над дном плашкоутов. Деревянная надстройка, поддерживающая мостовое полотно, служит вместе с тем для равномерного распределения на плашкоуты подвижной нагрузки. Надстройка состоит из трех ферм системы Гау, на которых при помощи подбалок уложены прогоны из парных 29-*см* бревен. Средняя ферма Гау имеет длину 15,36 *м*, а боковые — 13,0 *м*. Расчетная высота ферм 3,0 *м*. Фермы разделены на 5 панелей. Верхний пояс составлен из

[1] Е. О. Патон, Восстановление разрушенных мостов, ч. II, 1923.

НТБ ДНУЖТ

27-*см* бревна, нижний пояс — из бруса, а стойки — из бревна $d = 22 \div 24$ *см*. Рядом с крайними стойками добавлены железные тяжи из уголков с верхним клином для натяжки. В четырех крайних панелях раскосы составлены из одного бревна $d = 22 \div 24$ *см*, а в средней панели раскосы заменены крестом из диагональных схваток-пластин. Все 6 ферм Гау, входящие в состав каждого звена, в плоскости обеих средних стоек связаны между собой пятью крестами из пластин (фиг. 68). Для увеличения промежутков между звеньями прогоны на 2,13 *м* свешены за наружные борты и поддерживаются подкосами; между свешенными концами прогонов устроена жесткая связь при помощи двух парных ригельных брусьев 24 × 32 *см*, которые уложены на подрельсовых поперечинах и с прогонами связаны при помощи четырех железных хомутов с дубовыми клиньями для натяжения.

Осадка звеньев при равномерно распределенной нагрузке составляет от подвижной нагрузки 30 *см* и от постоянной — 34 *см*, а всего 64 *см*. При невыгодной односторонней нагрузке пятью вагонными осями весом 60 *т* осадка плашкоутов от вагонов и постоянной нагрузки составляет 83 *см* с нагруженной и 47 *см* с ненагруженной стороны, что дает максимальный продольной уклон моста $i = 0{,}0276$.

Каждый плашкоут при помощи цепи удерживается своим якорем. При наибольшей силе ветра в 132 *кг/м*² горизонтальное давление на один плашкоут равно 6 *т*.

Береговая эстакада, спроектированная для движения по ней паровозов, устроена так, чтобы она могла следовать за изменением горизонта воды в реке и соединяла мост с берегом при всех возможных горизонтах воды в реке, начиная от самого низкого до самого высокого. Для сокращения длины эстакада спроектирована так, чтобы при высокой воде она имела подъем к реке, а при низкой воде — спуск к реке. При разности между высшим и низшим горизонтом воды в 5,936 *м* и при допускаемом уклоне съездов в 0,035 длина береговой эстакады определяется из условия:

$$L = \frac{5{,}936}{2 \cdot 0{,}035} = 84{,}80 \ \ м.$$

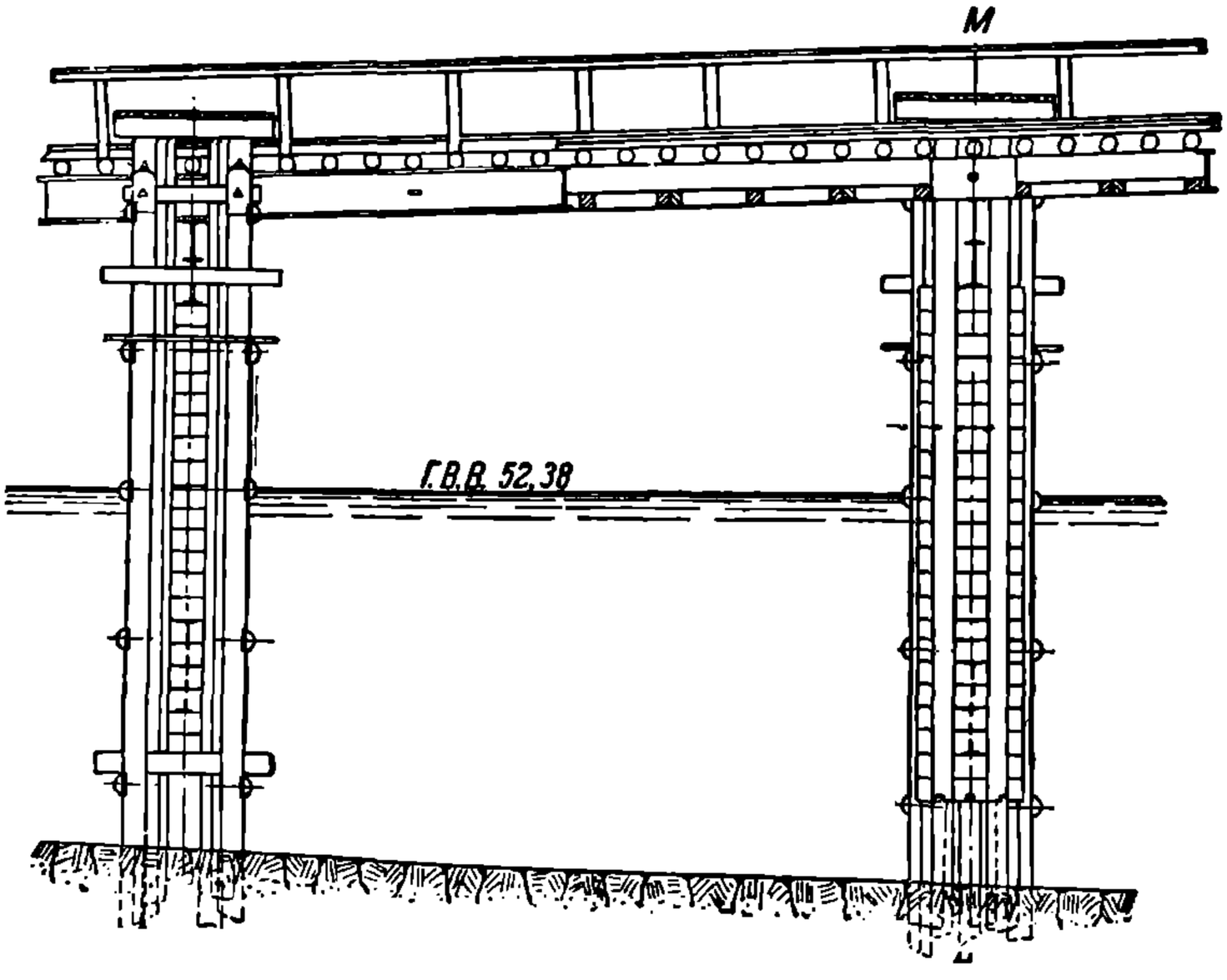
Эстакада разбита на 10 пролетов по 8,48 *м* (фиг. 69), перекрытых прогонами из парных железных двутавровых балок № 50. Прогоны поддерживаются девятью свайными опорами с закладными брусками, при помощи которых легко изменить уровень прогонов. В пролете, ближайшем к реке, речной конец прогонов опирается на пловучую опору в виде одиночного плашкоута с надстройкой.

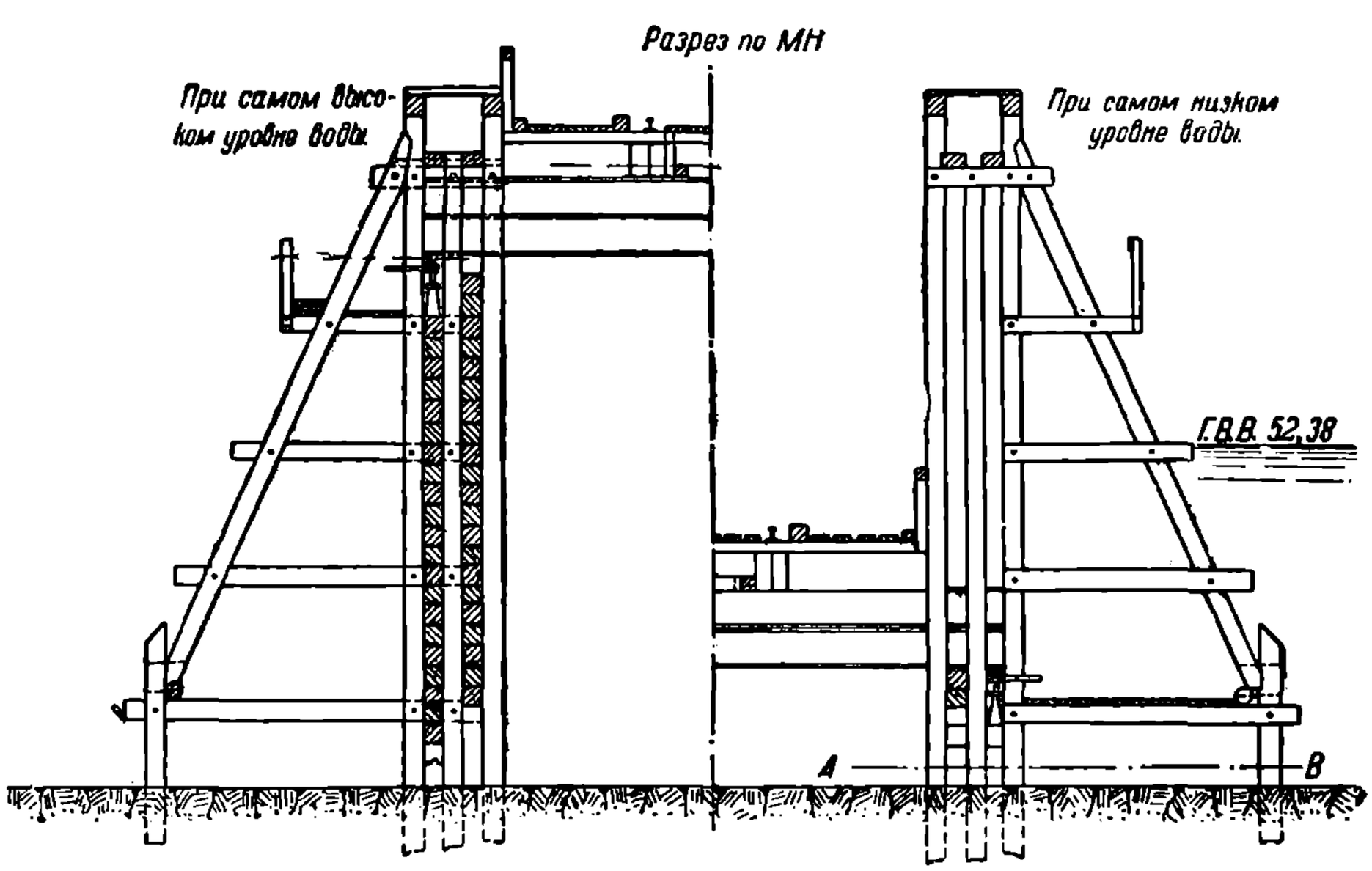
Проезжая часть шириной 5,3 *м* между перилами состоит из рельсов, пришитых к поперечинам длиной 5,512 *м*, чередующимся с короткими длиной 3,18 *м*. Расстояние между осями поперечин принято 1,06 *м*. Поперечины уложены на прогонах из спаренных железных двутавровых балок № 50 и прикреплены к ним лапчатыми болтами. Поперечины приведены во взаимную связь охранными брусьями, сопрягаясь с ними взаимной врубкой. Расстояние между прогонами принято 1,58 *м*. В каждом пролете все 4 балки связаны между собой деревянными диагоналями сечением 15 × 15 *см*, такими же распорками и над ними железными тяжами $d = 22$ *мм*. Концы прогонов двух смежных пролетов опираются на общую поперечную балку, скрепленную из двух поставленных одна над другой двутавровых балок № 50 длиной 6,4 *м*. Подъемкой или опусканием этих поперечных балок достигается изменение уклона прогонов. Поперечные балки имеют всегда вертикальное положение, а опирающиеся на них прогоны могут иметь уклон в ту или другую сторону до 0,035. Для центральной передачи давления на каждой поперечной балке прикреплен железный брусок 40 × 15 *мм*. Тремя потайными заклепками этот брусок приклепан к небольшому листу, который в свою очередь восемью заклепками приклепан к поперечной балке.

Каждая опора эстакады состоит из двух кустов свай, на которые своими концами опирается поперечная балка. Каждый куст состоит из 11 свай, забитых в 5 рядах; кроме того, с каждым кустом забито по две откосные сваи. Три сваи второго ряда срезаны на 1,06 *м* выше и посредством закладных брусков принимают на себя всю нагрузку пролетного строения как постоянную, так и временную. Две сваи четвертого ряда, срезанные на 25,44 *см* выше земли, служат основанием для закладных брусков (шандоров), поддерживающих домкраты, и напружены только во время подъемки и опускания пролетного строения собственным весом этого строения.

НТБ ДНУЖТ

Остальные 6 свай первого, третьего и пятого рядов не принимают на себя никакого вертикального давления; они служат для устойчивости опоры и для удержания закладных брусков. По верху эти 6 свай связаны между собой двумя продольными насадками и, кроме того, продольными и поперечными схватками на болтах. В обе сваи пятого ряда упираются две укосины, нижний конец которых поддерживается двумя откосными сваями. Чтобы поднять пролетное строение, под концы поперечной балки подводятся два винтовых домкрата, которые при помощи сосновых брусков сечением 26 × 26 *см* опираются на сваи четвертого ряда. Подняв поперечную балку на высоту немного бо́льшую, чем высота одного бруска, т. е. на 26 *см*, в зазор между сваями первого и третьего рядов задвигают дубовый брусок сечением 26 × 26 *см*. После этого спускают домкраты и в зазор между сваями третьего и пятого рядов под домкраты задвигают новый сосновый брусок сечением 26 × 26 *см*. При





Фиг. 69.

опускании эстакады работа производится в обратном порядке. В месте, где на дубовые бруски опирается поперечная балка, проложены железные листы сечением 300 × 260 × 10 *мм*, предохраняющие бруски от смятия.

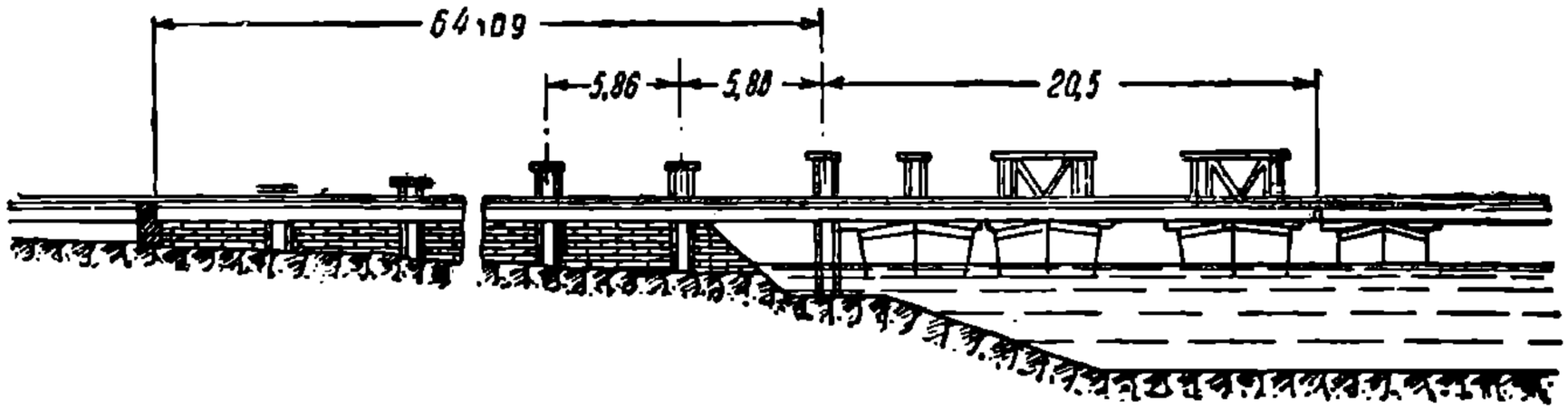
Когда вода стоит на самом низком уровне, эстакада имеет самый большой уклон в 0,035 в сторону реки. При подъеме воды береговая пловучая опора поднимается и в первом пролете длиной 9,3 *м* уклон полотна уменьшается. Это полотно примет горизонтальное положение, когда вода поднимется на 0,035 9,3 = 0,325 *м*. Во избежание большого перелома в полотне, на ближайшей береговой свайной опоре следует

НТБ ДНУЖТ

поднять полотно и заложить по одному бруску, когда вода поднимется на 26 *см*, считая от низшего горизонта. При желании можно поднять сразу на два бруска, т. е. на 52 *см*, но тогда на соседних опорах образуются обратные перегибы полотна. Продолжая прибывать, вода поднимает пловучую опору берегового пролета; когда в этом пролете полотно примет горизонтальное положение, надо снова произвести подъемку не только на ближайшей к берегу свайной опоре, но и на следующей опоре. Дальнейшая подъемка захватывает все большее число опор, на которых одновременно ведется подъемка. Таким образом, эстакада может следовать за подъемом воды на 5,936 *м* без превышения предельного уклона в 0,035; при спаде воды работа ведется в обратном порядке.

Проект предусматривает разводку моста только на время ледохода. Для этой цели у левого берега ниже моста предусмотрена выемка в виде затона. Пловучую часть моста из шести звеньев у каждого берега отделяют от последнего звена (служащего пловучей опорой для последнего пролета эстакады) и, травя якорные цепи, поворачивают на 90° и заводят в затон.

Для защиты пловучей опоры и первых двух свайных опор на правом берегу от льда и, кроме того, для отклонения льда от звеньев, находящихся в затоне, предположено построить оградительную стенку с тремя рядами свай, направив ее под углом к правому берегу. Впереди этой стенки ставятся три шатровых ледореза. Чтобы мелкий лед не заносило ветром в затон, он заграждается со стороны реки бонами из



Фиг. 70.

бревен, привязанных одно к другому короткими кусками цепи. Для защиты пловучей опоры на левом берегу впереди нее предположено поставить шатровый ледорез и с боками плашкоута соединить его двумя вертикальными стенками, обшитыми пластинами.

Наплавной железнодорожный мост через Рейн[1]. Мост находится на жел.-дор. линии Винден—Карлсруэ. Построен в 1870 г. взамен существовавшего здесь наплавного моста под обыкновенное движение и состоит из средней части под жел.-дор. движение и двух боковых — под автогужевое движение. Общая ширина моста 12 *м*. Из них 3,5 *м* занято жел.-дор. колеей, 4,25 *м* с каждой стороны — экипажным проездом. В 1906 г. пловучие опоры моста (дубовые баржи) были заменены железными понтонами, причем прогоны оставлены были деревянными.

По данным 1923 г. мост имеет длину 362 *м* и состоит из наплавной средней горизонтальной части в 193,0 *м* и из двух наклонных въездов длиной каждый 84,59 *м* из которых 20,5 *м* на понтонах и 64,09 *м* — на неподвижных опорах. Наплавная часть моста состоит из шести неподвижно заякоренных звеньев (из них четыре звена находятся в середине реки и по одному примыкают к наклонным въездам на мост) и шести выводных звеньев, по три по бокам средних неподвижных. Неподвижные звенья трехпонтонные; длина средних звеньев 21,0 *м*, а крайних — 20,5 *м*; размеры береговых шести понтонов: $L = 21{,}6$ *м*, $B = 4{,}7$ *м*, $H = 1{,}5$ *м*, средних двенадцати: $L = 21{,}6$ *м*, $B = 3{,}7$ *м*, $H = 1{,}5$ *м* (фиг. 70).

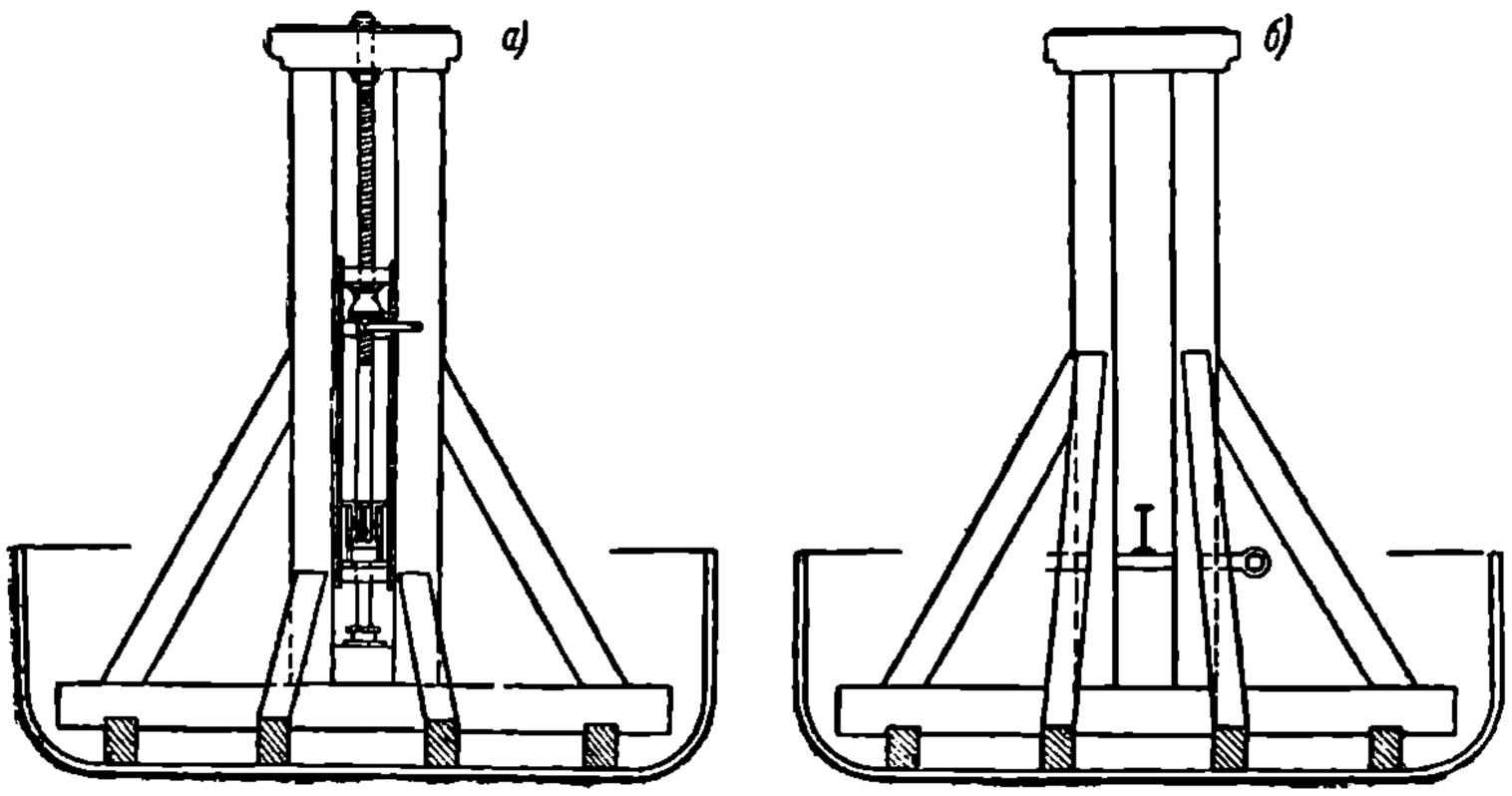
Боковое расположение разводных отверстий обусловлено тем, что вследствие песчаных наносов фарватер перемещается по временам от правого берега к левому. Каждая выводная часть длиной 54,5 *м* имеет два трехпонтонных звена и промежуточное звено длиной 12,5 *м* на двух понтонах. Размеры понтонов выводной части: $L = 20{,}04$ *м*,

[1] «Техника и снабжение Красной армии», 1923.

НТБ ДНУЖТ

$B = 3{,}7$ *м* и $H = 1{,}5$ *м*. По указанным данным фарватер проходит у левого берега, и левая выводная часть моста этого берега снабжена моторами для разводки. Размеры моторных понтонов: $L = 24{,}0$ *м*, $B = 3{,}7$ *м* и $H = 1{,}5$ *м*. Каждый участок моста удерживается на якорях прочными цепями.

Разводка для пропуска судов совершается путем спуска вниз по течению одного, двух или трех звеньев выводной части моста: два звена устанавливаются при этом позади конца берегового въезда (рампы), а одно звено — позади соседнего звена центральной части. Средний понтон каждого звена выводной части из трех понтонов снабжен в передней части десятисильным керосиновым мотором, управляемым с верхней палубы. Мотор приводит в движение лебедку, наматывающую на барабан якорную цепь, а также два шкива, расположенные в передней части понтона; наматыванием стального троса на эти шкивы достигаются необходимые боковые движения при установке звена на место; якорная цепь нормальных звеньев наматывается на вал ручной лебедки, служащей лишь для регулировки натяжения цепи. Разводка моста требует 10 чел. и нескольких минут времени; установка же выводной части на место отнимает больше времени в зависимости от силы течения и ветра.



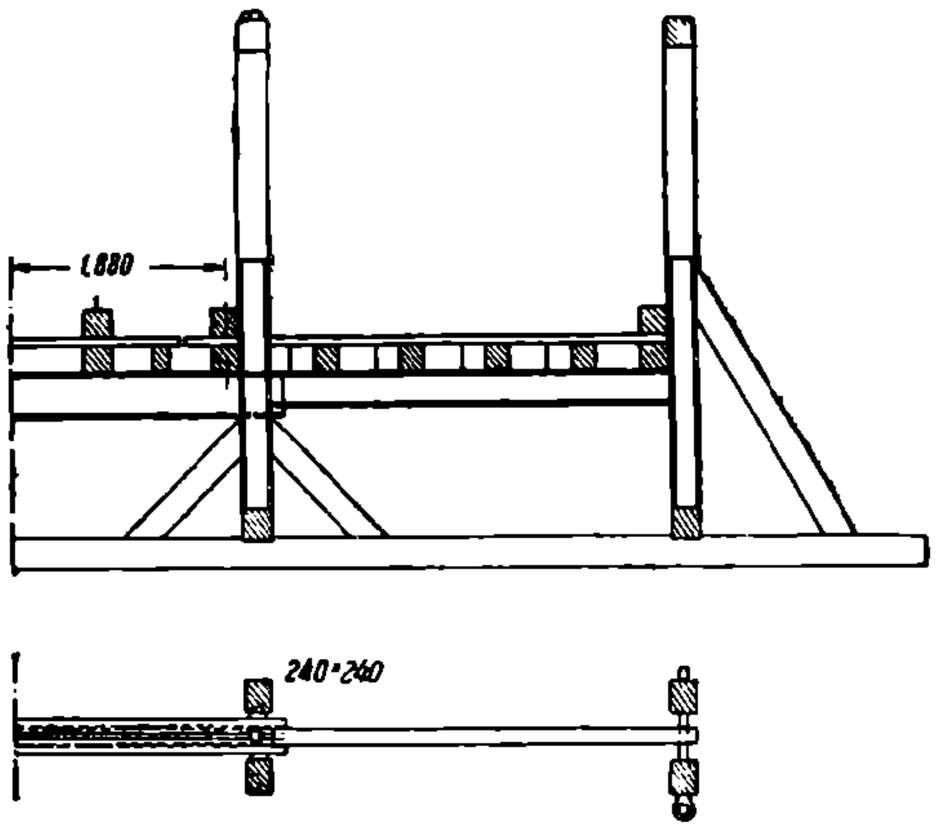
Фиг. 71.

Верхнее строение горизонтальной наплавной части моста образовано деревянными балками сечением 18×22 *см*, связанными поперечными схватками. Настил образуется досками толщиной 10 *см*, уложенными впритык, и возвышается над бортом понтонов на 0,8 *м*. Рельсы укреплены на продольных брусьях сечением 24×24 *см*, уложенных поверх настила. Такие же брусья уложены между полотном железной дороги и проезжей частью для экипажей, а также по краям моста; на последних укреплены деревянные перила высотой 1,3 *м*. Прогоны лежат непосредственно на бортах понтонов и у трехпонтонных звеньев имеют стыки над средним понтоном. Концы прогонов выступают за борты опор консольками; промежуток между понтонами всюду равен ширине понтонов. Концы смежных консолей взаимно стыкаются и связываются жестко ригельными брусьями в хомутах с клиньями; кроме того, стык перекрыт сверху и снизу железными накладками, взятыми на четыре болта. Так как связь ригельным брусом может быть сделана только по обе стороны экипажного проезда, то чтобы заставить и остальные прогоны участвовать в передаче давления от одного звена к другому, консоли всех прогонов соединены общим обвязным брусом. Звенья разводной части прочно скрепляются как между собой, так и с неподвижными звеньями посредством железных накладок толщиной 8 *мм* и деревянными засовами длиной 2 *м*, сечением 15×15 *см*, укрепленными на шарнире на одном участке моста. Каждое соединение образуется четырьмя такими засовами, направленными попеременно в ту и другую сторону.

Регулировка высоты въездов производится следующим образом. На трех понтонах берегового звена поставлены 5 козел, поддерживающих конец рампы. Эти 5 козел, точно так же как и 11 козел береговых, с каждой стороны снабжены двумя сериями различных стоек — средних и боковых. Средние стойки состоят из двух брусьев сечением $25 \times \times 25$ *см*, соединенных вверху короткой насадкой, а внизу—поперечной схваткой. Между верхней насадкой и нижней поперечиной расположен вертикальный винт $d = 8$ *см* с прямоугольной нарезкой; по винту может передвигаться вверх и вниз гайка, с которой соединен один из концов поперечной балки, поддерживающей верхнее строение жел.-дор. моста (фиг. 71, *а*); поперечная балка эта образована двумя двутавровыми балками № 38. Верхнее строение въезда каждой из боковых проезжих частей моста поддер-

НТБ ДНУЖТ

живается поперечиной из одиночной двутавровой балки № 30, один конец которой опирается на брус моста жел.-дор. части, а другой — на толстый штырь, проходящий через брусья боковых стоек козла (фиг. 71, *б*). Регулировка наклона рампы производится постепенно, по мере изменения уровня воды, вращением рукояток бесконечного винта, а также перестановкой засовов-болтов боковой проезжей части после предварительного подъема концов поперечин этой части. Для этой работы, производимой медленно и постепенно, необходимо от 2 до 4 чел. На фиг. 72 показан поперечный разрез береговой части с проездом под обыкновенное и жел.-дор. движение.



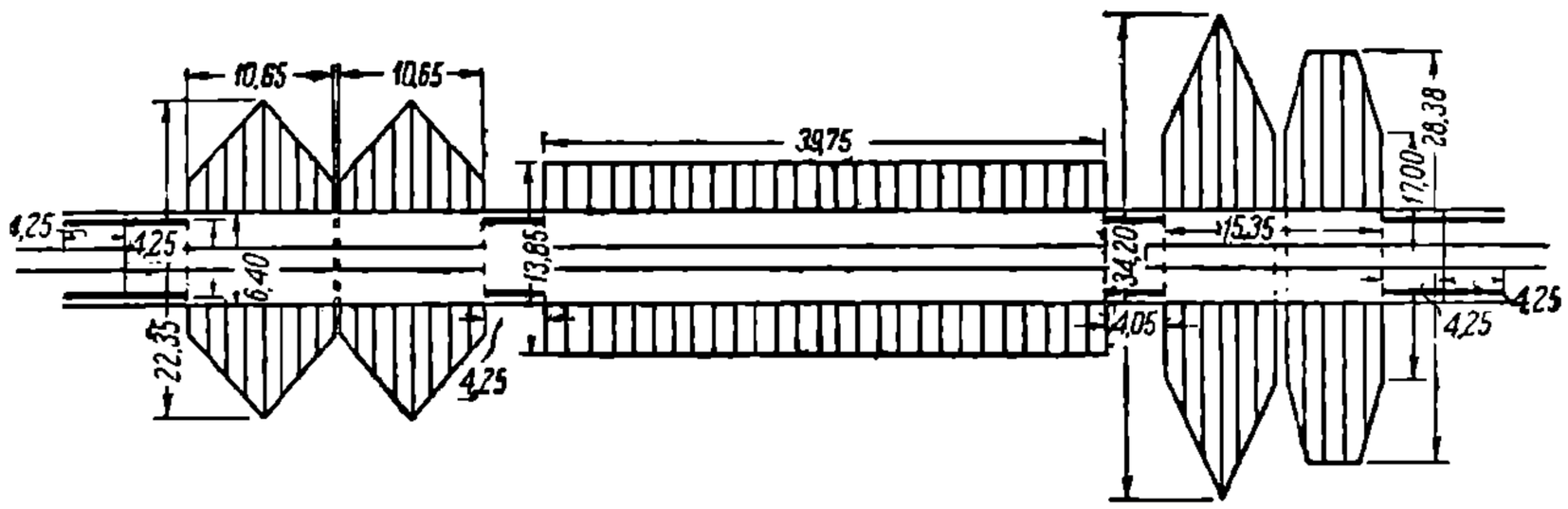
Фиг. 72.

Разница между самым высоким и самым низким уровнем вод достигает 5,1 *м*. Максимальные уклоны въездов под обыкновенную дорогу достигают $i = 0{,}05$ при длине въезда 35,1 *м*, а под железную дорогу $i = 0{,}035$ при длине въезда 84,59 *м*.

Мост выдерживает движение с малой скоростью поезда, составленного из вагонов с нагрузкой в 7 *т* на ось при расстоянии между осями в 4 *м*, и специального двухосного паровоза с расстоянием между осями в 2,1 *м* и с нагрузкой не более 10 *т* на ось. Все поезда останавливаются перед мостом; паровозы отцепляются, и вагоны передвигаются по мосту на другой берег со скоростью станционных маневров посредством указанных небольших паровозов. При прохождении поезда мост опускается на 25 — 30 *см*, продольные уклоны моста достигают $i = 0{,}014$, причем колебания моста очень плавны. Осадка от постоянной нагрузки составляет 0,39 *м* при весе понтона 16,8 *т* и проезжей части 1,2 *т* на 1 *пог. м* моста. Расчетная нагрузка 2,5 *т* на 1 *пог. м* пути жел.-дор. моста и 0,4 *т* на 1 *пог. м* моста под обыкновенное движение.

§ 15. Железнодорожные мосты с продольными понтонами

При продольном расположении понтонов легче обеспечивается необходимая жесткость моста и упрощается разводка. Недостатками являются значительное стеснение течения и большие размеры понтона. В качестве первого примера рассмотрим переправу через реку на подъездном пути, построенную в 1906 г. [1]. Ширина реки до-



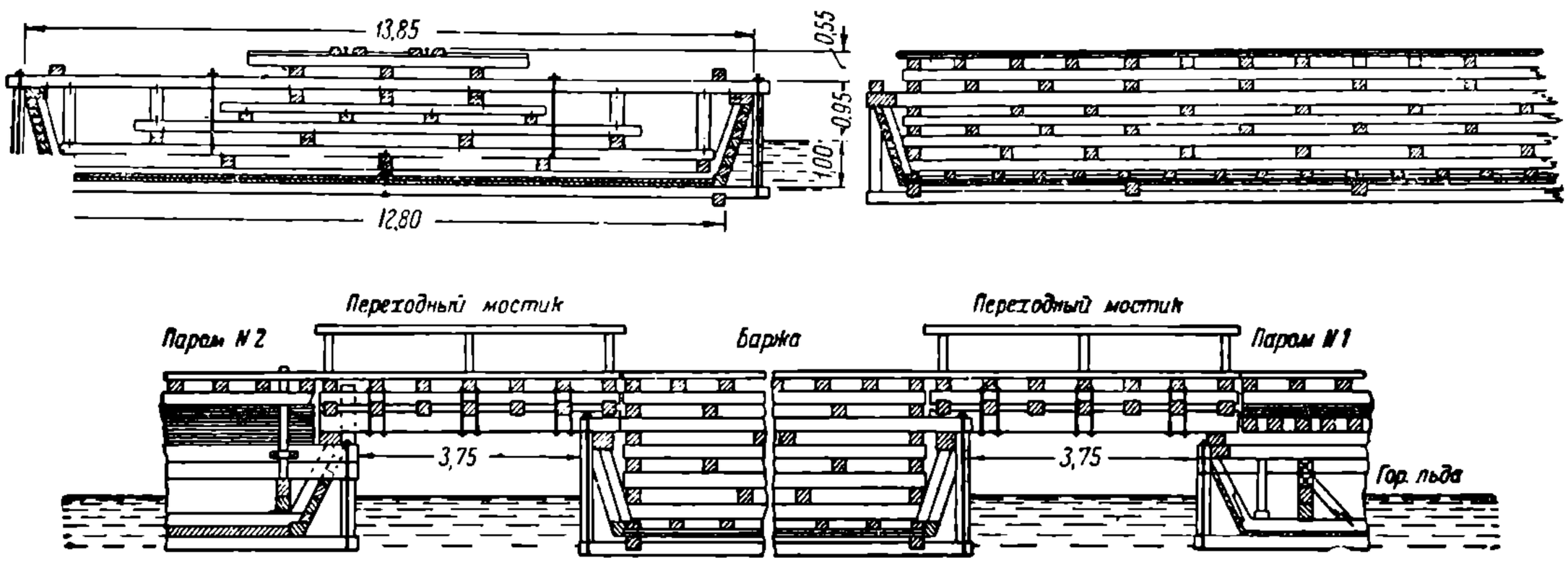
Фиг. 73.

стигает здесь 105 *м*. Назначение переправы состояло в переброске вагонов. Летом функционировала паромная переправа. Зимой паромы устанавливались у причальных мостиков, а пролет между ними перекрывался продольным плашкоутом длиной 38,4 *м* (фиг. 73) с надстройкой из клеток (фиг. 74). Соединение паромов с плашкоутом осуществлялось при помощи двух переходных мостиков с прогонами из двух брусьев размером 40×40 *см* (фиг. 75). Подъемка пути производилась путем укладки дополнитель-

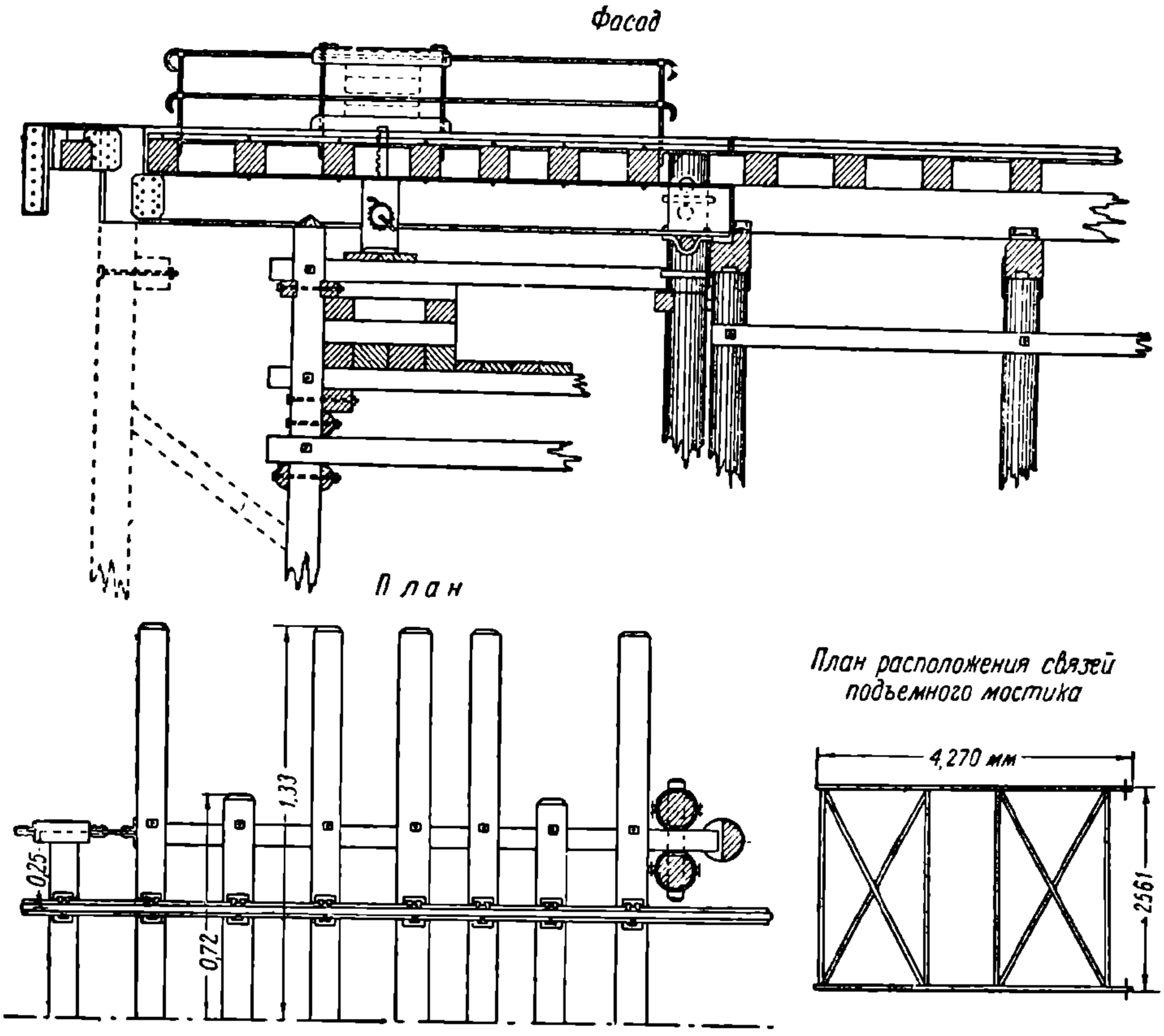
[1] В. А. Гастев, Восстановление разрушенных мостов, 1932.

НТБ ДНУЖТ

ных досок и брусьев под прогоны. Данные о береговых мостиках и паромах приведены в главе IV при описании соответствующей паромной переправы. Принятую в этом мосте систему соединений между звеньями при помощи разрезных прогонов ни в коем случае нельзя рекомендовать для жел.-дор. наплавного моста. Практика показала, что в местах соединений жесткость моста была недостаточной.



Фиг. 74.



Фиг. 75.

Выдающимся примером применения продольного понтона является деревянный жел.-дор. наплавной мост через р. Миссисипи между Prairie du Chien и Mc Gregor, к описанию которого мы и перейдем.

Максимальные колебания горизонта воды р. Миссисипи в указанном месте достигают 660 *см*, среднее за ряд лет — от 30 до 40 *см*, наибольшее суточное — 7,5 *см*.

НТБ ДНУЖТ

Эстакада, пересекающая рукава реки, имеет два судоходных отверстия, перекрытых длинными понтонами, несущими подъемные пути. В таком виде сооружение существует с 1874 г. и с тех пор систематически поддерживается перестройкой по мере изнашивания пловучей части и возрастания нагрузок. По имеющимся данным[1] понтон через восточный проток был обновлен в 1914 г. Понтон западного канала после пятнадцатилетней службы был признан негодным для дальнейшей работы и заменен новым в 1916 г. Остановимся сперва вкратце на старом понтоне через западный канал, так как интересно проследить его эволюцию, приведшую к типу сооружения, заслуживающего безусловного внимания.

Разводная часть состоит из плоского понтона прямоугольной в плане формы и трапецоидального поперечного сечения и надстройки в виде четверных стоек, между которыми закладываются бруски (шандоры), являющиеся опорами для подъемных железных поперечных балок; последние поддерживают рельсовый путь (продольный и поперечный разрез понтона см. на фиг. 76). Основные размеры закрытого сверху понтона $405 \times 41 \times 6'$ ($123 \times 12{,}5 \times 1{,}83$ *м*). Обшивка из досок (еловых) $10 \times 3''$ ($25 \times 7{,}5$ *см*), шпангоуты $10 \times 6''$ (25×15 *см*) связаны на скуле деревянной кницей. Продольные крепления (кильсоны) — в виде трех пакетов брусьев $8 \times 16''$ (20×40 *см*) и $8 \times 12''$ (20×30 *см*), соединенных болтами во всю высоту между шпангоутами. Для подъемки шандоров $8 \times 8''$ (20×20 *см*) служат домкраты подъемной силой 15 *т* при высоте выкачки, равной толщине шандорного бруса. Для пропуска судов понтон поворачивается на 90° около шарнира. Паровые лебедки для подтягивания свободного конца к сваям расположены на особом понтоне размерами $60 \times 30 \times 6'$ ($18{,}25 \times 9{,}13 \times 18{,}2$ *м*), скрепленном с основным. Перекидные прогоны между понтоном и эстакадой, регулирующие небольшие колебания уровня воды, имеют длину 30′ (9,1 *м*). При разводке они поддерживаются особым рядом шандоров на конце понтона. Береговая опора этих прогонов устроена скользящей. На шарнирном конце понтона устроен шип в виде буквы V, фиксирующей положение конца при обратной наводке. Шип и соединение рельсов на этом конце видны на фиг. 76 внизу. На свободном конце понтона соединение колеи устроено гибким. На протяжении 15′ (38 *см*) концевые рельсы эстакады не пришиты к подкладкам и прижимаются к концам рельсов пловучей части особыми грузами, подвешенными к цепи, перекинутой через блок. При обратной наводке понтон укрепляется на месте особой задвижкой в виде буквы Т, которая проходит между двумя упорными сваями в вертикальном положении, а затем поворачивается на 90°. Понтон выводился в среднем 4,5 раза ежедневно. Обслуживающий персонал состоял из 4 чел.

Нужно отметить, что при шторме в высокую воду вследствие значительных качаний понтона движение по мосту прекращалось. Основным дефектом описанной конструкции является недостаточная продольная жесткость, не соответствующая условиям работы моста под тяжелую, отчасти сосредоточенную, подвижную нагрузку. Прогибы понтона после пятилетней службы оказались равными 6 — 12″ (15—30 *см*), т. е. до $^1/_{400}$ *L*. При таких условиях естественно, что после 15 лет работы сооружение оказалось расшатанным, с изношенными соединениями элементов и негодным к дальнейшей службе.

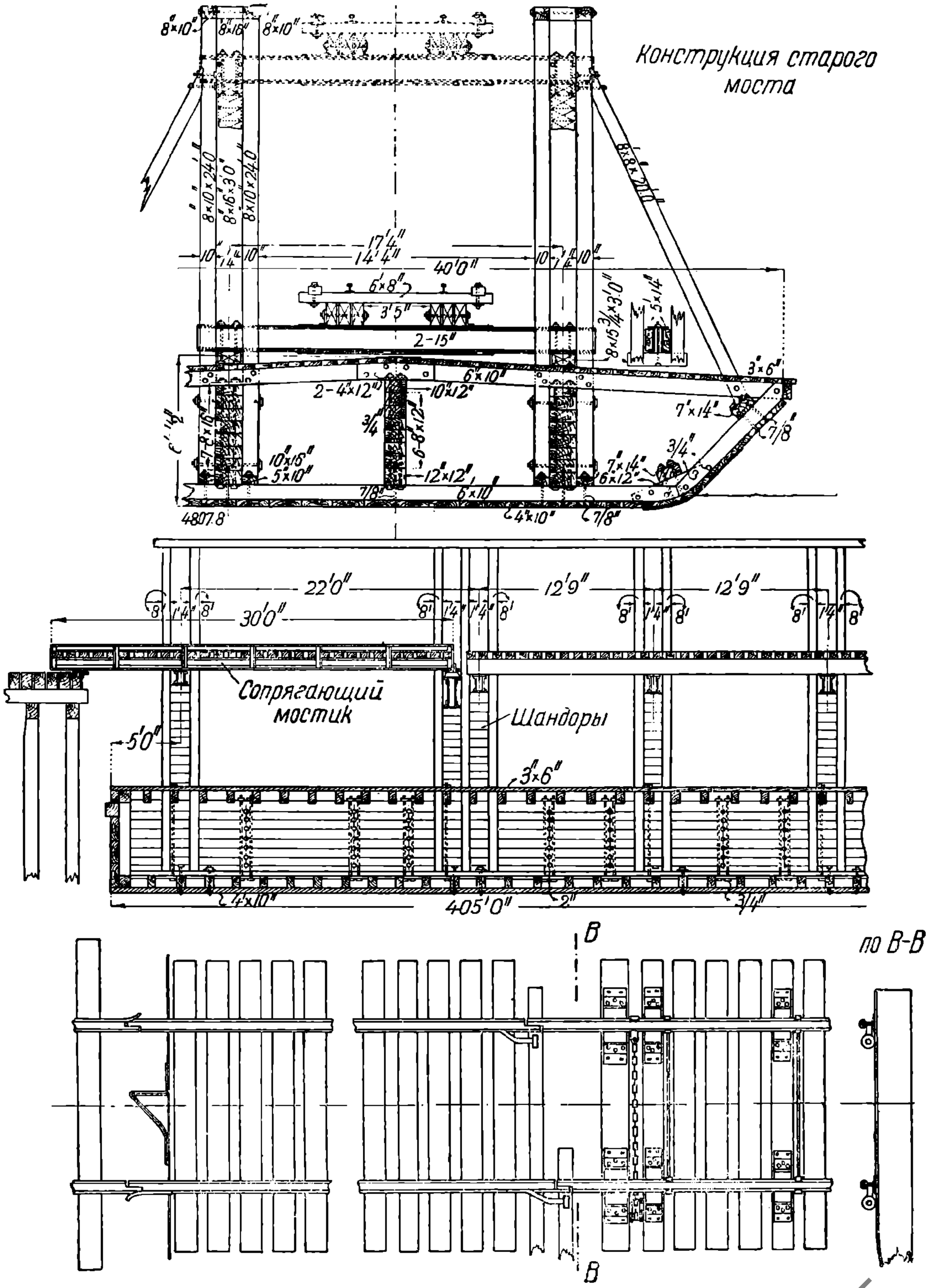
Новый понтон построен на совершенно иных принципах. Характерной особенностью его являются: надежное обеспечение продольной жесткости четырьмя высокими фермами и полная механизация подъемных приспособлений и разводки (общий вид моста см. на фиг. 77, вверху).

Собственно понтон — пловучая опора, в общем однотипная с описанной выше. Основные размеры понтона $276 \times 55 \times 7'$ ($84 \times 16{,}7 \times 2{,}13$ *м*) (план, продольные и поперечные разрезы см. на фиг. 77 — 78, вверху). Обшивка из досок $10 \times 4''$ (25×10 *см*). Шпангоуты днища $12 \times 8''$ (30×20 *см*) устроены более высокие, чем это требуется по расчету, ввиду необходимости иметь достаточное пространство для подтягивания тяжей. Обшивка проконопачена пенькой снаружи, причем поверх швов прибита еще просмоленная пенька. Все части понтона пропитаны креозотом, за исключением обшивки, дубовых частей и опоры машин. Опыт показал, что пропитанное дерево размягчается и при разбухании недостаточно стягивает проконопаченные швы. Взамен

[1] «Engineering» за 1916 г., статья H. T. Hansen.

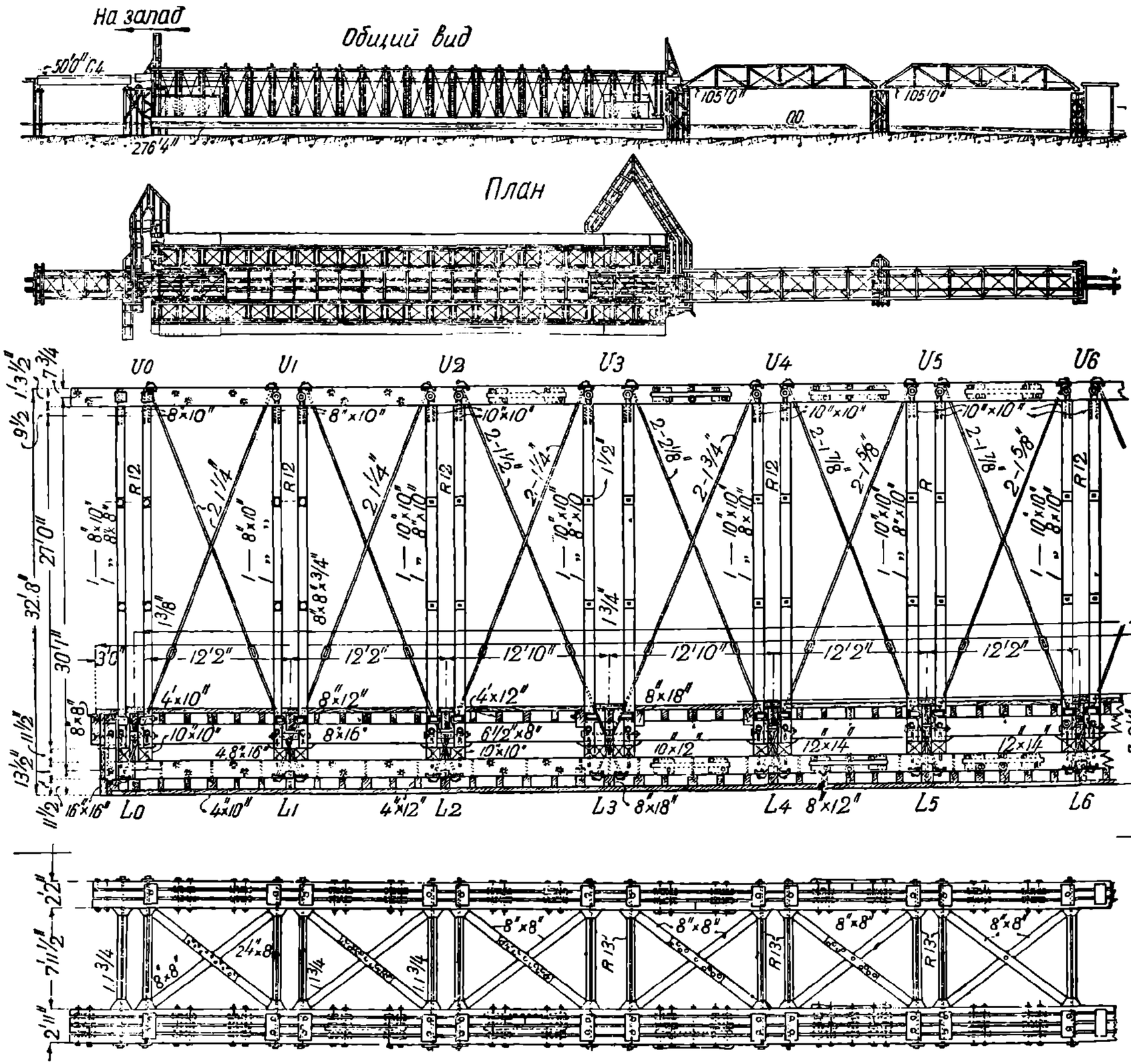
НТБ ДНУЖТ

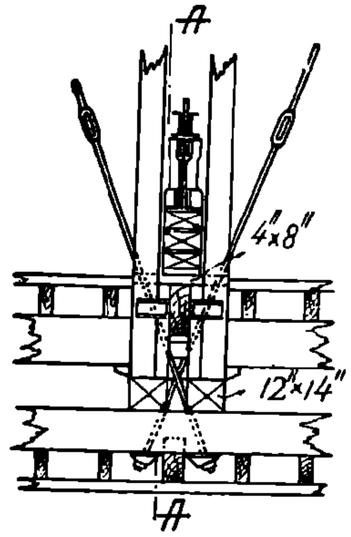
Конструкция старого моста



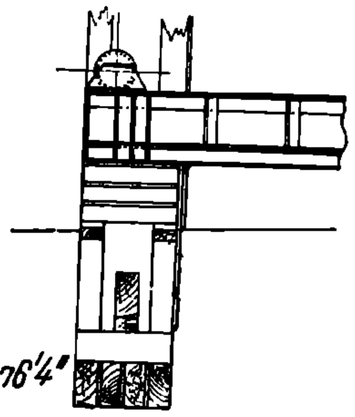
Фиг. 76.

НТБ ДНУЖТ

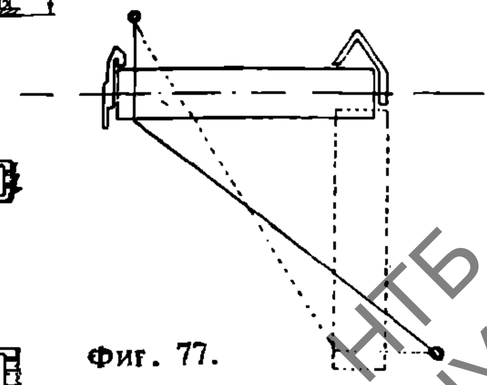




По А-А



Расположение цепей



Фиг. 77.

НТБ ДНУЖТ

креозота обшивка смазана карболинеумом. Для предохранения от действия льда скулы с верховой стороны обшиты железом толщиной $^1/_4$″(6 *мм*).

Конструкция деревянных ферм и понтона показана на фиг. 77. Высота между центрами поясов ферм — 30′1″ (9,15 *м*), длина панели — 12′10″ (3,94 *м*). Внутренние фермы, несущие $^2/_3$ нагрузки, устроены более мощными, чем наружные. Каждая стенка, состоящая из двух ферм, соединена по верху и по низу продольными связями системы Гау. Пояса ферм состоят из трех брусьев. Сжатые парные стойки внутренних ферм выполняют одновременно функции направляющих для шандоров. Между стойками наружных ферм скользят противовесы подъемных балок (фиг. 78). Перекрестные вытянутые диагонали в виде круглых тяжей с болтовыми головками, допускающими подтягивание, пропущены через чугунные подушки, втопленные своими закраинами в пояса. В сопряжении стоек с поясами применены дубовые подушки. Главная цель пространственного образования каждой двойной фермы — оказать сопротивление скручивающим усилиям при действии раскачивания волнами на понтон, неподвижно укрепленный в двух точках по высоте на обоих концах.

Подъемная проезжая часть состоит из металлических поперечных балок, деревянных продольных балок и поперечин с рельсами. Концы поперечных балок проходят в зазор между стойками внутренних ферм и оперты на шандоры. Хотя подъемка всей проезжей части происходит одновременно, продольные балки разрезаны над поперечными, чтобы иметь возможность в случае порчи машин произвести подъемку вручную (домкратами).

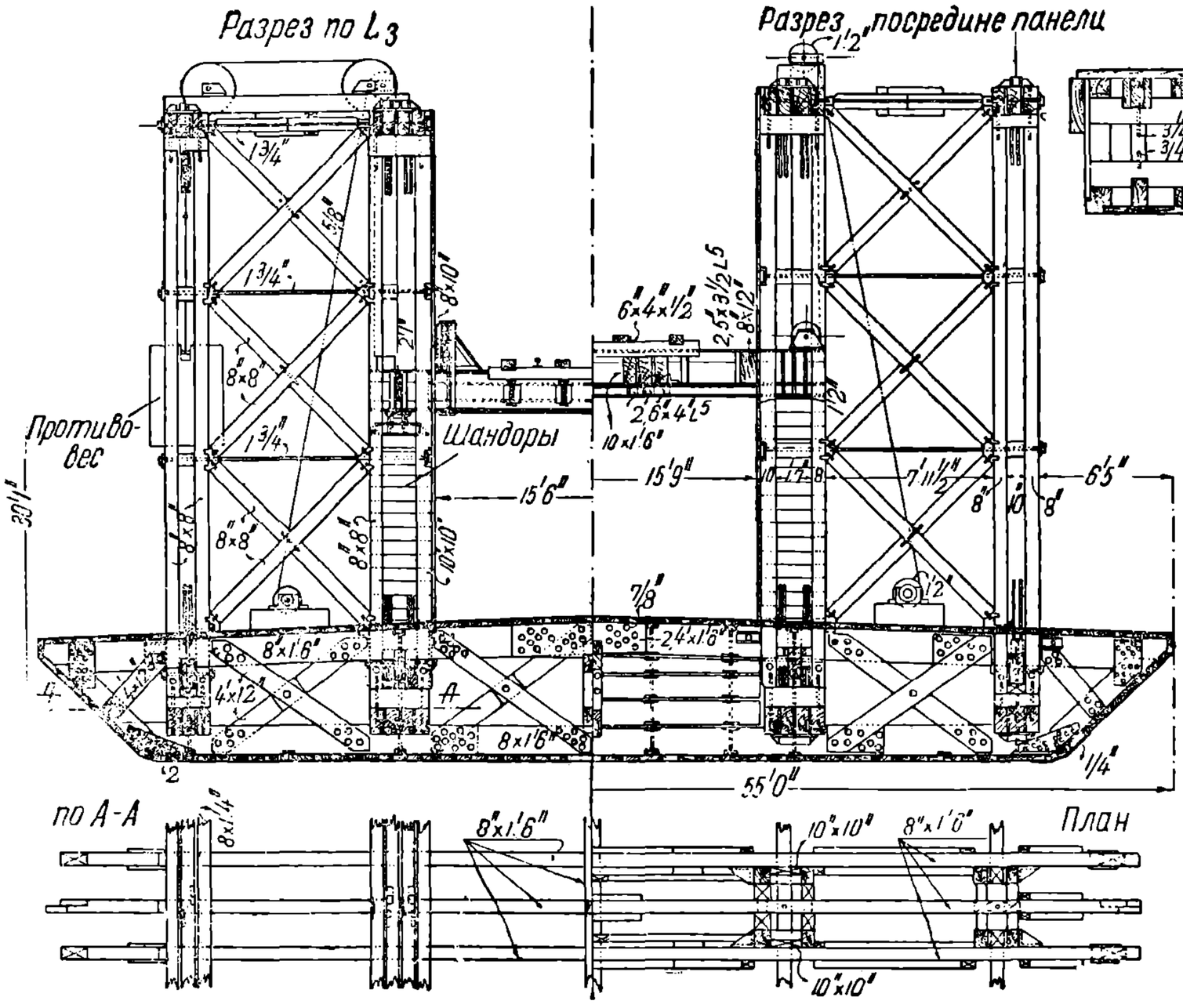
Сопряжение с эстакадой устроено при помощи перекидных прогонов длиной 50′. В обычном положении колея на пловучей части приподнята на 1′ (0,3 *м*) выше колеи эстакады и соединительные прогоны имеют уклон в 2%. По мере надвигания поезда возрастает осадка и движение происходит по почти горизонтальному профилю. При открывании пролета перекидной мостик приподнимается. Нужно заметить, что сооружение действует лишь в пределах от низкого до средневысокого подъема воды —17′ (5,2 *м*). При большем подъеме, достигающем в исключительно редких случаях 22′ (6,7 *м*), подходы должны быть подняты.

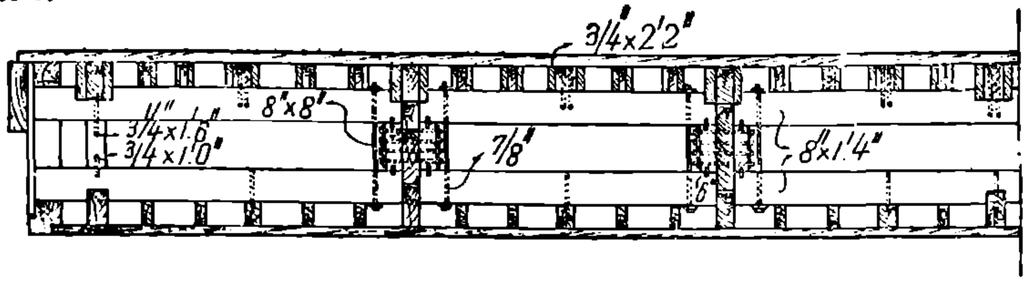
Переходим к описанию подъемных устройств. В промежутке между обеими фермами с каждой стороны понтона тянется трансмиссионный вал, поддерживаемый парными подшипниками, между которыми насажены чугунные барабаны лебедок (фиг. 79, вверху). Барабаны помещены против шандорных стоек по два на каждую поперечную подъемную балку. Вал состоит из кусков длиной в одну панель, сплоченных муфтами по середине каждой панели. Диаметр частей уменьшается с $5^1/_2$″ (140 *мм*) по середине понтона до $3^1/_2$″ (89 *мм*) в оконечностях соответственно падению крутящего момента. Валы приводятся во вращение от электромоторов в 11 *ЛС*, установленных по середине понтона. Между мотором и валом имеется тройная зубчатая передача для уменьшения скорости. На последней зубчатке помещены ленточные тормозы. Работа обоих тормозов синхрозинирована общим рычагом. Концы подъемных поперечных балок подвешены к полиспасту, трос от которого в $^5/_8$″ (15 *мм*) наматывается на барабан. Усилие троса 1,15 *т*. Подъемка концов качающихся мостиков, опертых на понтон, производится также от главных трансмиссионных валов при помощи аналогичного устройства [трос 1′ (0,3 *м*)], но имеющего противовесы.

Береговой конец мостика обслуживается особым подъемником, расположенным с верховой стороны понтона. Электромотор 10 *ЛС* через червячную и тройную зубчатую передачу действует на двойной барабан, наматывающий две пряди тросов. Одна прядь идет сперва вверх и затем через систему блоков к подвеске с верховой стороны качающегося мостика, другая прядь проходит снизу на низовой борт понтона, затем поднимается и через систему блоков передается к подвеске с низовой стороны мостика.

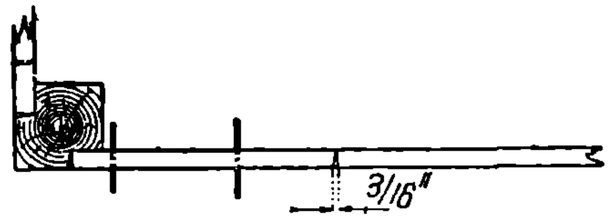
Разводное устройство состоит из закрепленной двумя концами цепи, наматываемой в нужном направлении лебедкой. Понтон поворачивается на 90° около шарнира с вертикальной осью Запорные приспособления состоят из четырех замков: 1-й — на свободном конце, задвижка в виде буквы Т, поворачивающаяся около горизонтальной оси и снабженная двумя буферами (фиг. 80, внизу); 2-й и 3-й—на неподвижном конце в уровне палубы понтона и верхнего пояса фермы, две задвижки в виде шипов, входящих в вертикальные направляющие пазы, устроенные на сваях; эти шипы могут быть точно установлены подклинкой (см. там же); 4-й — треугольный шип и паз в уровне

РГБ ДНУЖТ

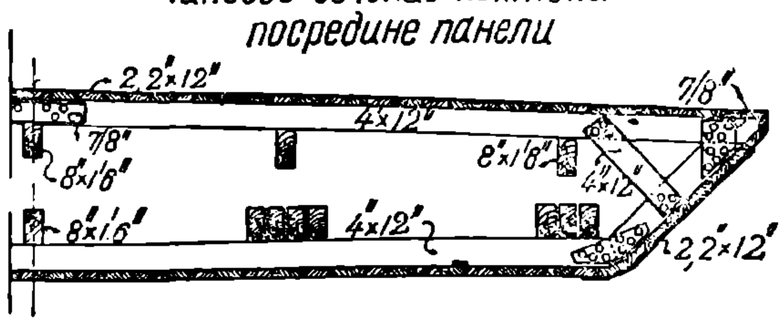




Продольный разрез понтона по оси

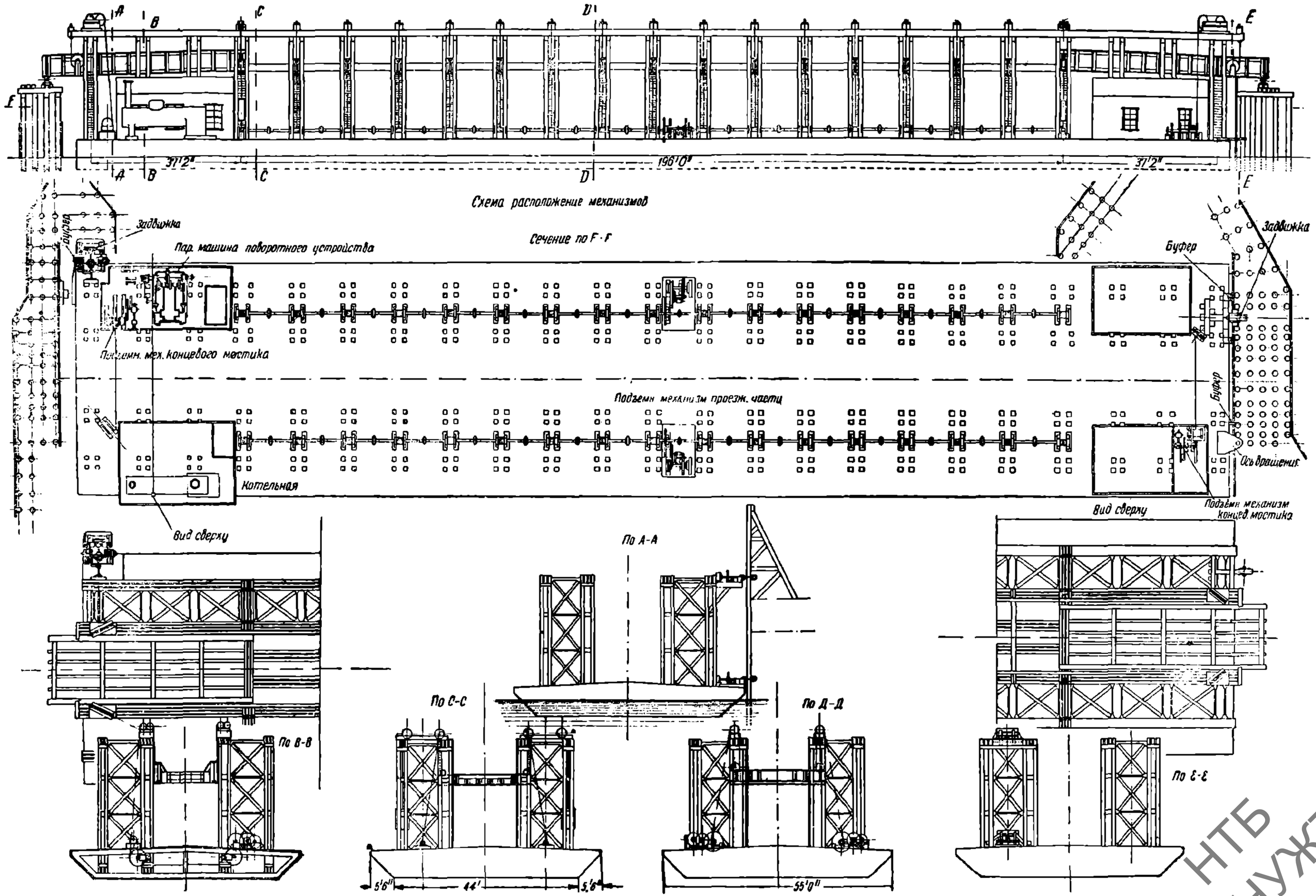


Типовое сечение понтона посредине панели



Фиг. 78.

НТБ ДНУЖТ

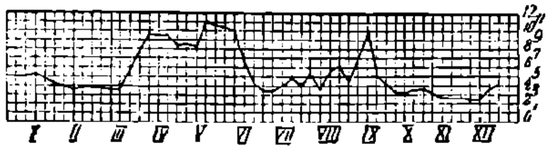


Фиг. 79.

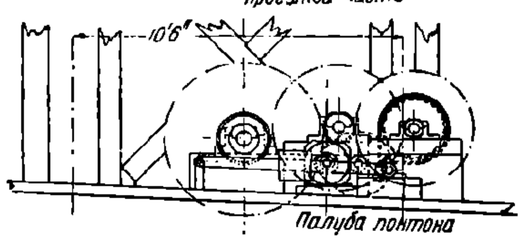
НТБ ДНУЖТ

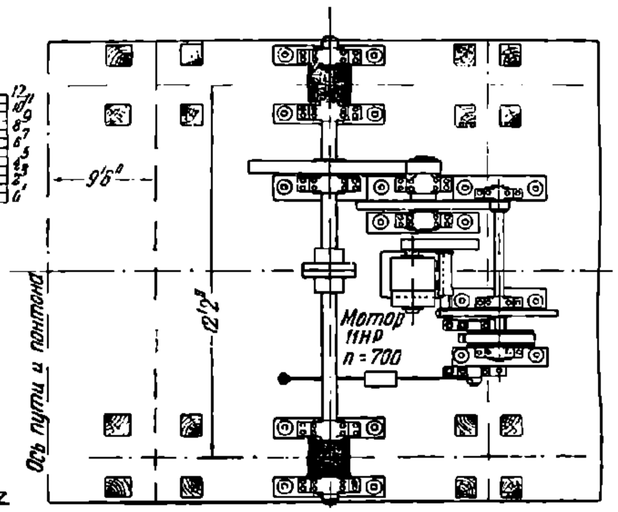
График
колебаний горизонта воды 1912г

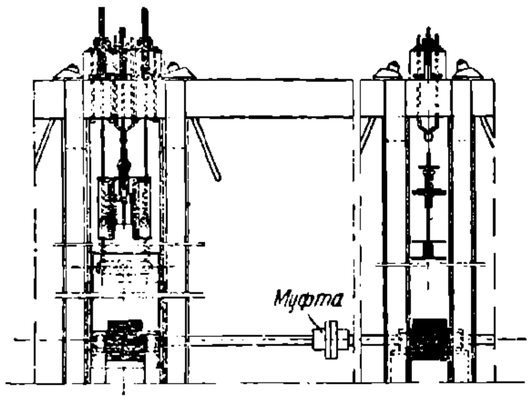
max 11,0
min 2,5

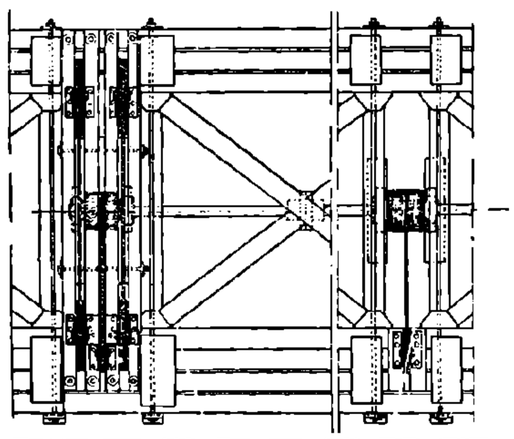


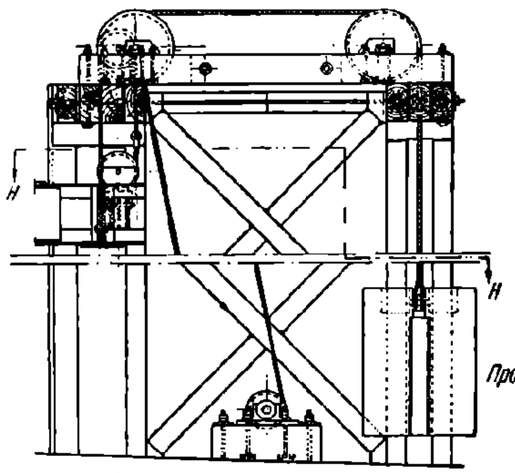
Подъемный механизм проезжей части

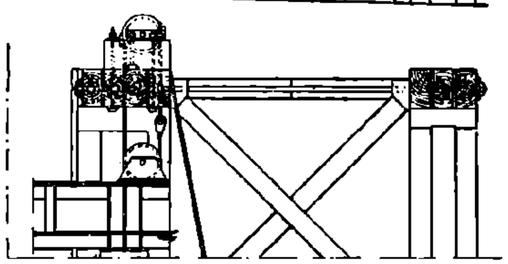




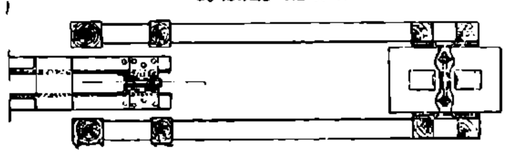




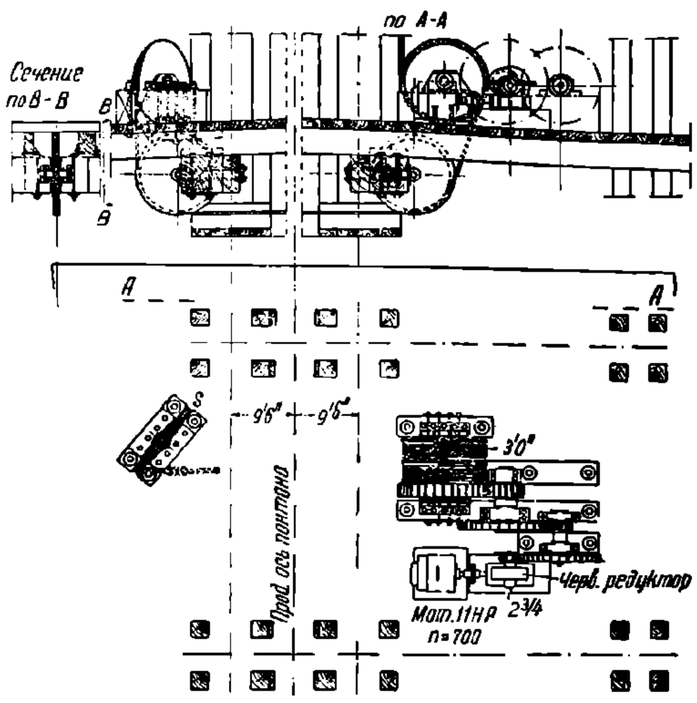




Сечение по Н-Н

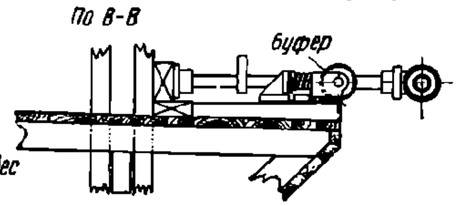


Подъемный механизм концевого мостика

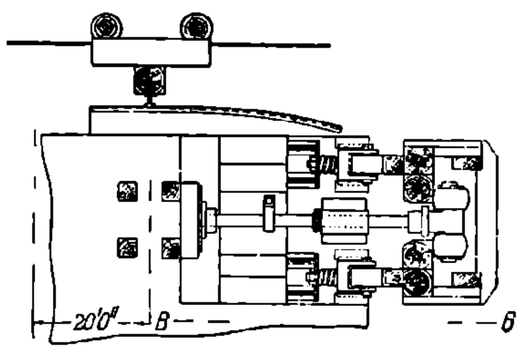


Задвижки

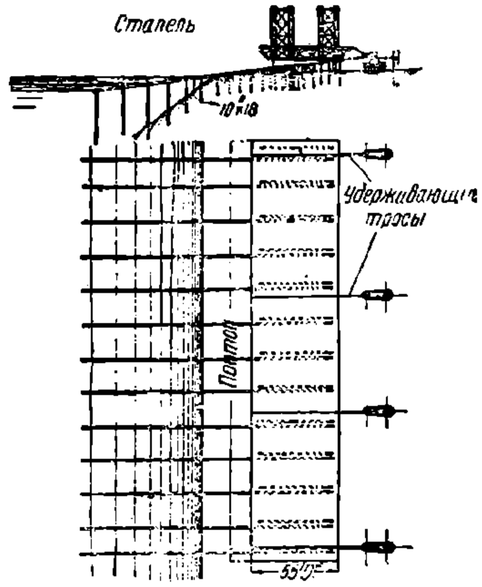
По В-В



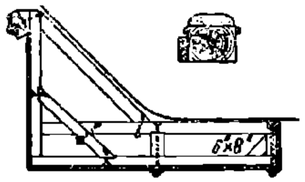
На подвижном конце

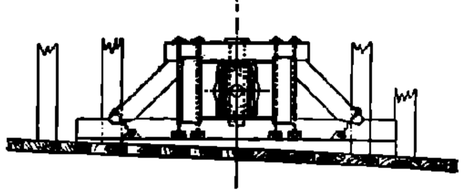


Сталель

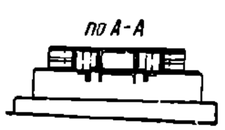


Док для ремонта понтона

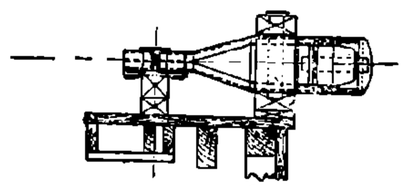




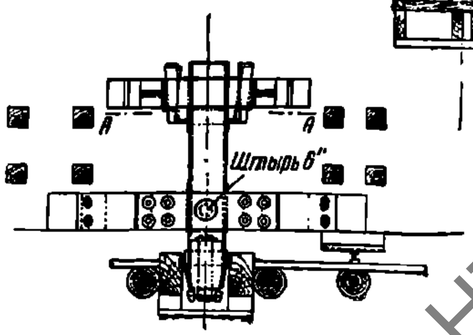
по А-А



На неподвижном конце



Вид сбоку



Фиг. 80.

НТБ ДНУЖТ

рельсовой колеи на неподвижном конце понтона. Конструкция сопряжения рельсов принята аналогичной показанной на фиг. 76 для старого понтона. Для смягчения продольных ударов при торможении в торцевой стенке свободного конца устроен особый буфер.

Силовое оборудование понтона состоит из котла локомобильного типа и горизонтальной паровой машины мощностью 70 *ЛС*. Машина приводит в действие либо генератор в 25 *кв*, питающий моторы подъемников, либо лебедку поворотного устройства.

Расчет сооружения был произведен весьма точно по правилам строительной механики корабля. Наблюдения показали, что в закрытом положении понтон лишь в незначительной степени подвергается действию волн. Поэтому основной расчет прочности ферм под временной нагрузкой был произведен для тихой воды. Поверочный расчет разведенного понтона (без временной нагрузки) сделан с учетом волнения. Длина волны принята равной длине понтона, высота 2′ (0,6 *м*).

Производство работ. Понтон был построен на стапеле на восточном берегу реки и спущен на воду по лежням на клиньях из твердого дерева. Готовый понтон был закреплен при помощи тросов к четырем кабестанам. Тросы шли в обхват корпуса понтона, причем поперек палубы кусок троса был заменен манильским канатом. Затем стапель был подкопан, и понтон осел на лежни. По сигналу куски каната были одновременно перерублены, и понтон плавно соскользнул в воду. На фиг. 80 вверху изображен сухой боковой док для ремонта корпуса понтона. Края его обшиты парусиной с целью плотного соприкосновения с днищем и бортами понтона. Разумеется, полной водонепроницаемости достигнуть невозможно, и просачивающаяся вода должна систематически откачиваться.

НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА III

НАПЛАВНЫЕ МОСТЫ ПОСТОЯННОГО ТИПА

В настоящей главе рассматриваются металлические мосты на металлических или железобетонных пловучих опорах, предназначенные служить постоянным средством сообщения.

Чтобы сохранить цельность изложения и подчеркнуть разнообразие композиции осуществленных и проектированных сооружений, мы остановились на описании целых мостов, расположив материал в порядке возрастающей сложности конструкции и придерживаясь в известной степени также исторической последовательности.

В конце главы более детально рассматриваются вопросы конструирования стальных и железобетонных пловучих опор.

§ 16. Мост через Западную Двину в Риге[1]

Ширина Западной Двины у Риги между непрерывными выправительными сооружениями составляет от 450 до 550 *м*. Руслу реки около устья, состоящему преимущественно из аллювиального песка, только в конце XIX столетия придана устойчивая форма. Берега (дюны) возвышаются на 2 — 10 *м* над средним горизонтом реки. Наибольший подъем воды достигает 4,65 *м* над ординаром, так что берега в общем не затопляются. Средняя глубина воды составляет в межень 5,5 *м*. Река скована льдом в среднем 4 месяца. Ледоход (в конце марта) нередко сопровождается заторами и проходит стремительно.

Стальной понтонный мост был построен в 1895 г. вместо плотового. На устройстве понтонного моста, а не постоянного на каменных опорах, остановились по экономическим соображениям, считаясь с тем, что этот мост принесет определенную пользу и при замене его постоянным.

Мост состоял из 14 нормальных двухконсольных двухпонтонных звеньев, двух выводных звеньев и двух сопрягающих береговых элементов. Один береговой элемент представляет собой ферму, на одном конце опертую на понтон и жестко с ним связанную и другим концом опертую на береговой устой. Другой береговой элемент представляет собой комбинацию бесконсольного звена на двух понтонах и разрезного пролета между этим звеном и береговым устоем. Общая длина моста между береговыми устоями составляет 524,13 *м*.

На фиг. 81 представлено нормальное звено моста длиной 32,00 *м*. Ширина проезжей части между перилами равна 13,96 *м*, из них проезжая часть 10,76 *м* и два тротуара по 1,6 *м*.

Настил состоит из двух взаимно перпендикулярных слоев досок на поперечинах, причем верхние доски уложены перпендикулярно оси моста.

Полотно поддерживается четырьмя фермами длиной 32 *м* при пролете между осями понтонов в 19,25 *м*. Две свешивающиеся консоли имеют длину по 6,25 *м*. Фермы коробчатые весьма небольшой высоты — всего около 1,40 *м*, образованы двумя решетчатыми стенками и двумя пакетами горизонтальных листов (от одного до четырех).

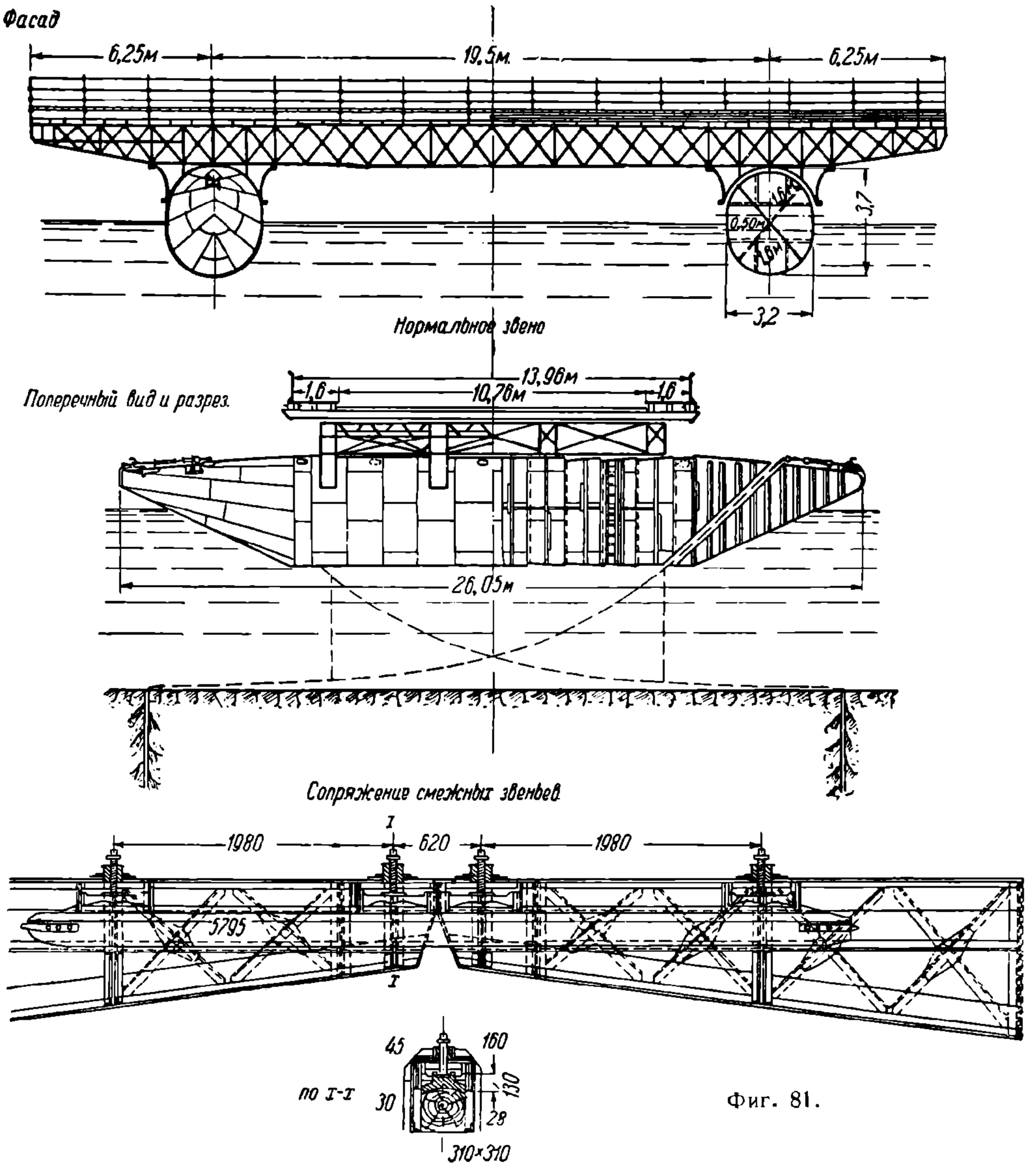
---

[1] «Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure» за 1895 г., статья Aghte; Л. Ф. Николаи, Курс мостов, 1901, т. I, стр. 111.

НТБ ДНУЖТ

Отдельные коробчатые фермы соединены связями с перекрестными диагоналями. Вес металла пролетного строения одного звена равен 60,6 *т*, или 1,9 *т* на 1 *пог. м.*

Пловучая опора, понтон, представляет собой замкнутый заостряющийся к оконечностям стальной цилиндр, разделенный четырьмя водонепроницаемыми переборками на пять отсеков. Переборки расположены точно по оси ферм, обеспечивая устойчивость цилиндрического корпуса и распределяя давления от пролетного строения.



Фиг. 81.

Обшивка толщиной 8 *мм* поддерживается шпангоутами из уголков. Поперечное сечение понтона — овал из двух полукругов, сопрягающихся прямыми вставками. Длина понтона 26,05 *м*, высота 3,70 *м*, ширина 3,20 *м*. Грузоподъемность понтона равна 180 *т* при собственном весе 22,3 *т*. Подсчет показывает, что грузоподъемность понтона назначена без всякого запаса и при невыгодном загружении моста толпой (расчетная нагрузка толпой составляла 400 *кг/м*^{2}) понтон погружается целиком. Своеобразная форма оконечностей понтона мотивирована желанием сообщить ему функции ледокола, с тем чтобы разводку моста производить лишь в годы исключитель-

НТБ ДНУЖТ

но сильного ледохода. Зимой кругом понтона всегда поддерживается сколотое пространство. Большая толщина стенок корпуса также обусловлена стремлением придать понтону хорошую сопротивляемость ударам льда.

Заякорение понтонов осуществлено при помощи пары мертвых винтовых якорей по каждым понтоном. Длина стержня такого якоря 3 *м* при $d = 12{,}7$ *см*. Диаметр литой винтовой лопасти составляет 0,863 *м*. Завинчивание этих якорей производилось при помощи торцевого ключа 10,8 × 10,8 *см* (квадрат) длиной 7,5 *м*. Этот ключ приводился во вращение складным колесом $d = 8{,}3$ *м*, монтированном на двух связанных деревянных понтонах при помощи лебедки и тягового каната. Якорные цепи $d = 38$ *мм* расположены крест-накрест под дном понтона. Верхний конец цепей прикреплен к оконечностям при помощи винтовых стяжек, допускающих регулировку длины цепей. Часть цепи проходит через наклонный клюз внутри понтона. Крестообразное расположение цепей вызвано стремлением избавить цепи от напора льда в начале ледохода, с тем чтобы льдины были предварительно раздавлены ледокольным носом понтона. Кроме того, перекрестное расположение цепей имеет свои преимущества при сплаве леса. Длина цепей назначена с таким расчетом, чтобы они не препятствовали свободному всплыванию моста при изменении горизонта воды. При низкой воде часть цепи лежит на дне. Несмотря на слабое натяжение, большой вес цепей (33 *кг/пог. м*) обеспечивал надежное укрепление моста, и только в исключительных случаях оказывалось необходимым выправление оси моста посторонней силой.

Сопряжение консолей отдельных элементов устроено при помощи ригельных брусьев длиной 5,795 *м*, сечением 31 × 31 *см* по оси каждой фермы. Эти брусья зажимаются четырьмя литыми башмаками при помощи винтов. Деревянные ригельные брусья представляют, несомненно, слабое место металлического наплавного моста. Произведенный нами подсчет показал, что при расчетной временной нагрузке (400 *кг/м*^{2}) брусья работают на изгиб за пределами упругости. Следует, однако, заметить, что вследствие легкой сменяемости деревянные ригельные брусья весьма часто с успехом применяются и для металлических мостов.

Приводим краткую сводку весовых данных для нормального звена Рижского моста (табл. 29).

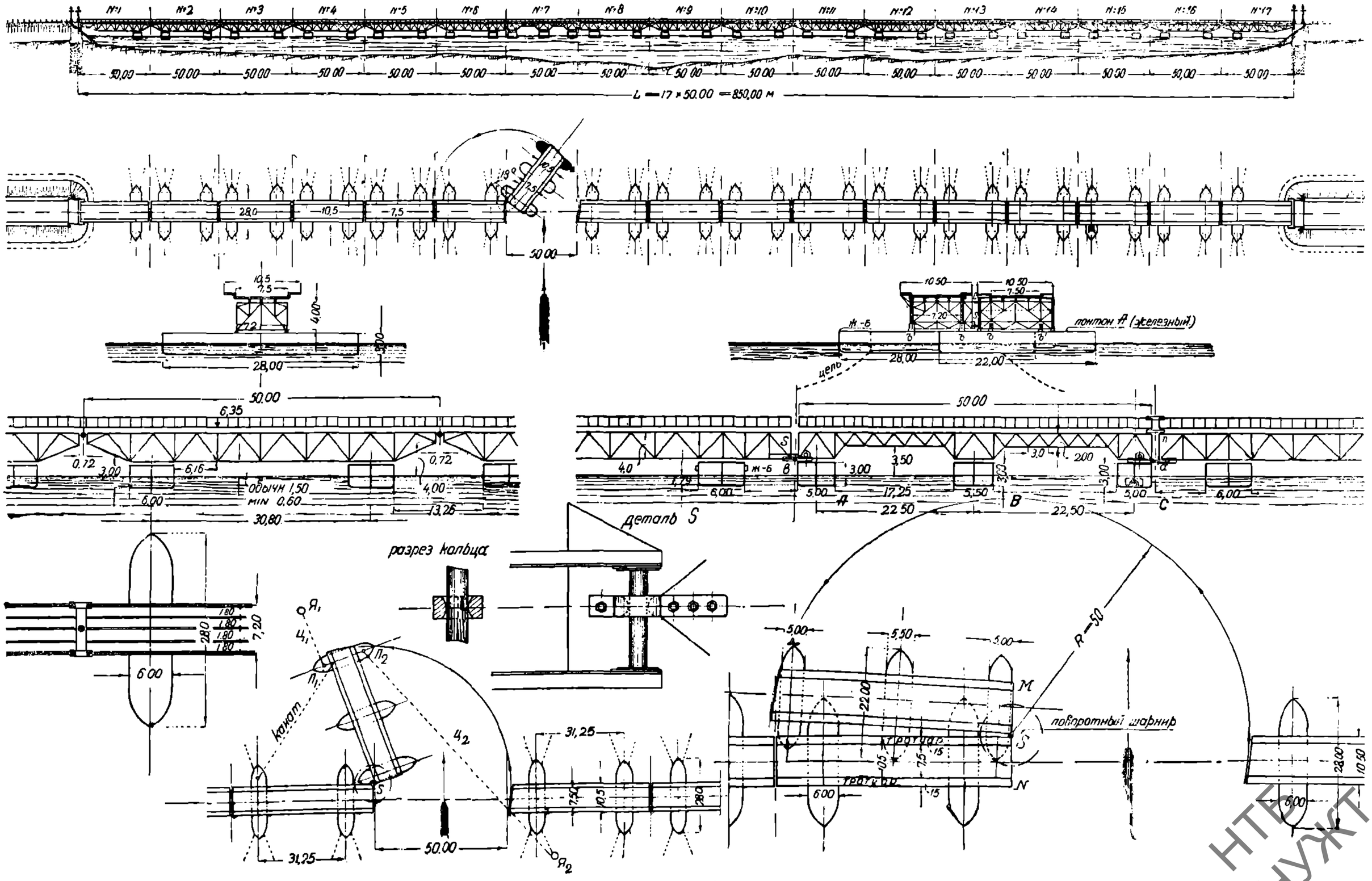
Таблица 29

Данные	Вес в *т*	
	на 1 звено	на 1 *пог. м* моста
Вес металла пролетного строения .	60,6	1,9
Вес корпусов пары понтонов .	44,6	1,4
Общий вес железа звена .	105,0	3,3
Вес цепей (4×25 *м*) . . .	3,30	0,103
Вес якорей 4 шт. приблизительно .	1,70	0,053
Общий вес металла .	110,0	3,456

§ 17. Проект моста через устье реки

На фиг. 82 — 85 показаны схема и некоторые элементы моста через устье широкой реки по эскизному проекту автора, составленному в 1925 — 1926 гг. Колебания горизонта воды составляют +1,2 *м*, —0,9 *м*. Мост длиной 850 *м* составлен из 17 звеньев длиной по 50 *м* между центрами сопряжений. Из этих 17 звеньев 2 береговых одноконсольных и однопонтонных, 1 выводное бесконсольное на трех понтонах, 2 опорных (№ 6 и 8) по бокам выводного и остальные 12 — нормальные двухконсольные двухпонтонные звенья с шарнирным соединением между собой. Уклон полотна при невыгодном сочетании уровня воды и расположения временной нагрузки равен 4% (для береговых звеньев). Проезжая часть моста имеет ширину 7,5 *м* при двух тротуарах на консолях по 1,5 *м*. Общее расстояние между перилами 10,5 *м*. Доски двойного деревянного настила (фиг. 84, справа) опираются на поперечины из брусьев 24 × 18 *см*. Поперечины поддерживаются тремя продольными двутавровыми прокатными балками и верхними поясами ферм, работающими на местный изгиб. Двутавры оперты на сквозные поперечные балки, выполняющие одновременно функции поперечных связей. Двухконсольные фермы пролетного строения нормальных звеньев высотой 4,0 *м* расположены на расстоянии один от другого 7,2 *м*. Эти фермы двустенчатые, каких-либо особенностей не имеют. Соединение между смежными звеньями проектировано в

НТБ ДНУЖТ

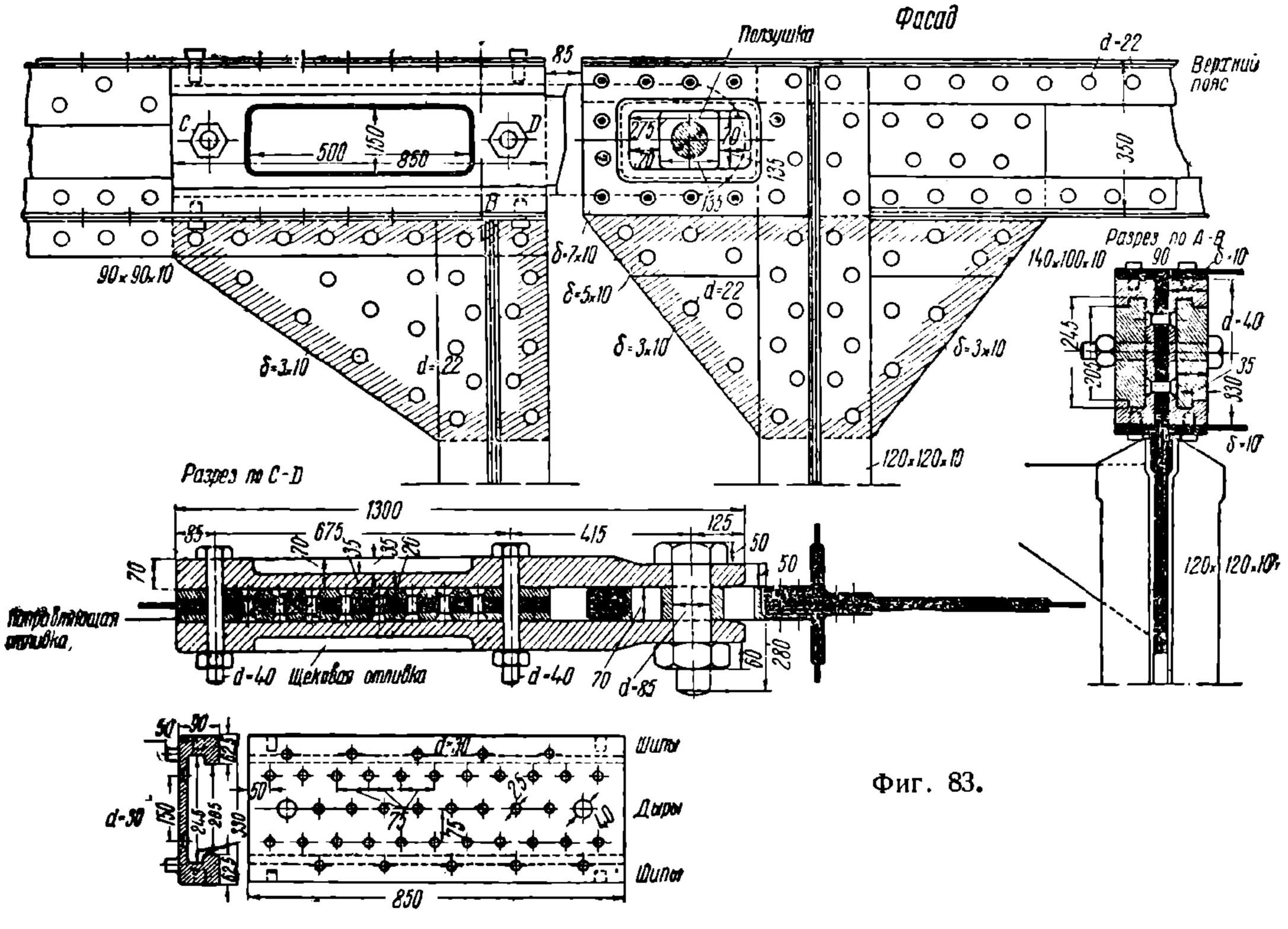


Фиг. 82.

НТБ ДНУЖТ

виде трех шарниров: двух продольно подвижных по оси верхнего пояса ферм и одного — по оси пролетного строения (в плане) с вертикальной осью вращения и подвижностью в вертикальном направлении. Первые два шарнира передают вертикальное шарнирное давление, возникающее при загружении одного из смежных звеньев временной нагрузкой. Продольная подвижность этих шарниров имеет целью избежать возникновения значительных ветровых усилий в поясах ферм от горизонтального изгиба всей цепи. Конструкция шарниров (для случая одностенчатых поясов) показана на фиг. 83. Назначение средних шарниров — создать взаимную связь между звеньями в продольном направлении для обеспечения неизменяемости пролета разводного отверстия. При косом ветре на береговой устой передается значительная горизонтальная сила.

Разводное звено поворачивается около опорного звена № 6 в сторону левого берега. Звено сохраняет непрерывную связь с берегом (где расположен город), и подача энергии для механического оборудования не потребует прокладки подводного кабеля.



Фиг. 83.

Пролетное строение звена опирается на три понтона. Крайние понтоны помещены в оконечностях, и таким образом, звено не имеет консолей. Зато в опорном звене № 6 два понтона размещены на нормальном расстоянии.

Применение трех понтонов вместо двух вызывается следующими мотивами:

а) для возможности вписывания понтоны разводного звена должны быть в плане уменьшенной площади по сравнению с понтонами опорного звена;

б) в случае трех понтонов легко уменьшить высоту ферм и получить два дополнительных судоходных отверстия с высотой потолка около 3,50 *м* при пролете 17,25 *м*;

в) устройство звена бесконсольным мотивируется также желанием сосредоточить все механическое оборудование на разводном звене и для этого получить две удобные площадки по концам звена; с той же целью более удобного размещения запорных и других механизмов фермы разводного звена раздвинуты на всю ширину проезжей части, т. е. на 10,5 *м* вместо нормального расстояния 7,2 *м*.

Механическое оборудование разводного устройства сводится к следующим элементам (фиг. 82):

а) у конца звена *C*: моторное оборудование самодвижущегося понтона; шарнирные

НТБ ДНУЖТ

засовы между звеньями № 7 и 8 с устройством температурного компенсатора (обозначены *а*); перекидной мостик проезжей части, допускающий изменение просвета (*п*);

б) у конца *А*: поворотный шарнир *S* (ось вращения); засовы между звеньями № 6 и 7 (обозначены *b*); перекидной мостик проезжей части.

Необходимость устройства шарнирных засовов вытекает из того, что между отдельными звеньями должна быть обеспечена передача вертикальному давлению. Что касается температурного компенсатора, то устройство его вызывается следующими обстоятельствами. Когда звено № 7 выведено, мост представляет два неравных отрезка: в 7 и в 10 звеньев. Для правильного функционирования поворотного разводного устройства необходимо озаботиться тем, чтобы отверстие № 7 сохраняло по возможности неизменную величину. Поэтому каждый из упомянутых отрезков должен быть закреплен на береговых опорах, а все звенья отрезков должны быть приведены во взаимную связь вдоль моста, не допускающую продольного сгона отдельных звеньев (например, ветром). При указанных условиях величина изменений в просвете № 7 определяется лишь температурным удлинением или укорочением обоих отрезков. Принимая наибольшую разность температур в 80°, найдем при длине моста 850,0 *м*

$$\Delta L = \frac{850 \cdot 80}{930 \cdot 100} = 0{,}731 \ \ м.$$

Такова амплитуда колебаний просвета, на которую должен быть рассчитан температурный компенсатор.

На фиг. 82 показан эскиз поворотного шарнира, состоящего из вертикального шкворня, неизменно связанного с концевой рамой опорного звена № 6, и скользящего разъемного кольца, связанного с кронштейном на понтоне разводного звена. Кольцо свободно скользит вдоль шкворня. Внутренняя поверхность кольца — тор. Такой поворотный шарнир допускает всевозможные наклонения разводного звена относительно опорного при волне, а также свободное всплывание и опускание указанных звеньев друг относительно друга.

На том же чертеже (внизу слева) показано приспособление для ручной разводки на случай порчи мотора самодвижущегося понтона. Это приспособление состоит из двух лебедок $Л_1$ и $Л_2$, устанавливаемых на понтоне *С*, двух мертвых якорей $Я_1$ и $Я_2$ и двух цепей $Ц_1$ и $Ц_2$, лежащих постоянно на дне и подведенных к опорному звену № 8. В случае надобности эти цепи поднимаются и переводятся на лебедки $Л_1$ и $Л_2$. Натягивая цепь $Ц_1$ и отпуская цепь $Ц_2$, мы можем привести разводное звено в положение, указанное на чертеже, когда $Я_1$, $Л_1$ и поворотный шарнир расположатся по одной прямой. Остается подтянуть разводное звено канатом с опорного звена № 5 и привести его в положение, параллельное (или почти параллельное) мосту. Чтобы закрыть отверстие, снова натягивают цепь $Ц_1$, пока звено № 7 не займет изображенного положения, а затем уже, отпуская цепь $Ц_1$ и натягивая цепь $Ц_2$, приведем разводное звено № 7 в его постоянное положение по оси моста. Ту же операцию по разводке в случае порчи мотора можно осуществить при помощи небольшого буксирного катера или моторной лодки.

В случае надобности может быть открыто отверстие и значительно большее 50 *м*, в общем до 85 *м*. Для этого достаточно повернуть около шарнира одновременно два звена (№ 7 и 8), выключив шарниры между звеньями № 8 и 9 и воспользовавшись буксиром.

Отверстия для пропуска мелких судов образованы подконсольными просветами смежных звеньев. Высота потолка в средней части этих отверстий составляет 4,0 *м* при ширине 13,0 *м*, когда мост не нагружен. Кроме этих 14, имеются еще 2 отверстия в разводном пролете по фарватеру размером 17,25 × 3,50 *м*.

Пловучие опоры проектированы в двух вариантах: железобетонные (фиг. 84) и стальные (фиг. 85). Понтоны разводного звена в обоих вариантах металлические.

Основные размеры железобетонного понтона: длина 28 *м*, ширина 6 *м*, высота 3 *м*.

Железобетонный корпус подразделен четырьмя водонепроницаемыми переборками на пять отсеков. Две главные переборки толщиной 12 *см*, подкрепленные ребрами и соединенные с обшивкой солидными вутами, расположены точно по оси ферм пролетного строения, т. е. на расстоянии одна от другой 7,20 *м*. Назначение этих переборок — распределить давление от подферменных балок 45 × 25 *см* на борты. Фермы пролет-

НТБ ДНУЖТ

Продольный разрез

Свинцовый лист

хомуты 8 на 1 п.м.

распр. 25 ф7 на 1 п.м

Рамный шпангоут

хомуты 5 на 1 п.м

Холостой шпангоут

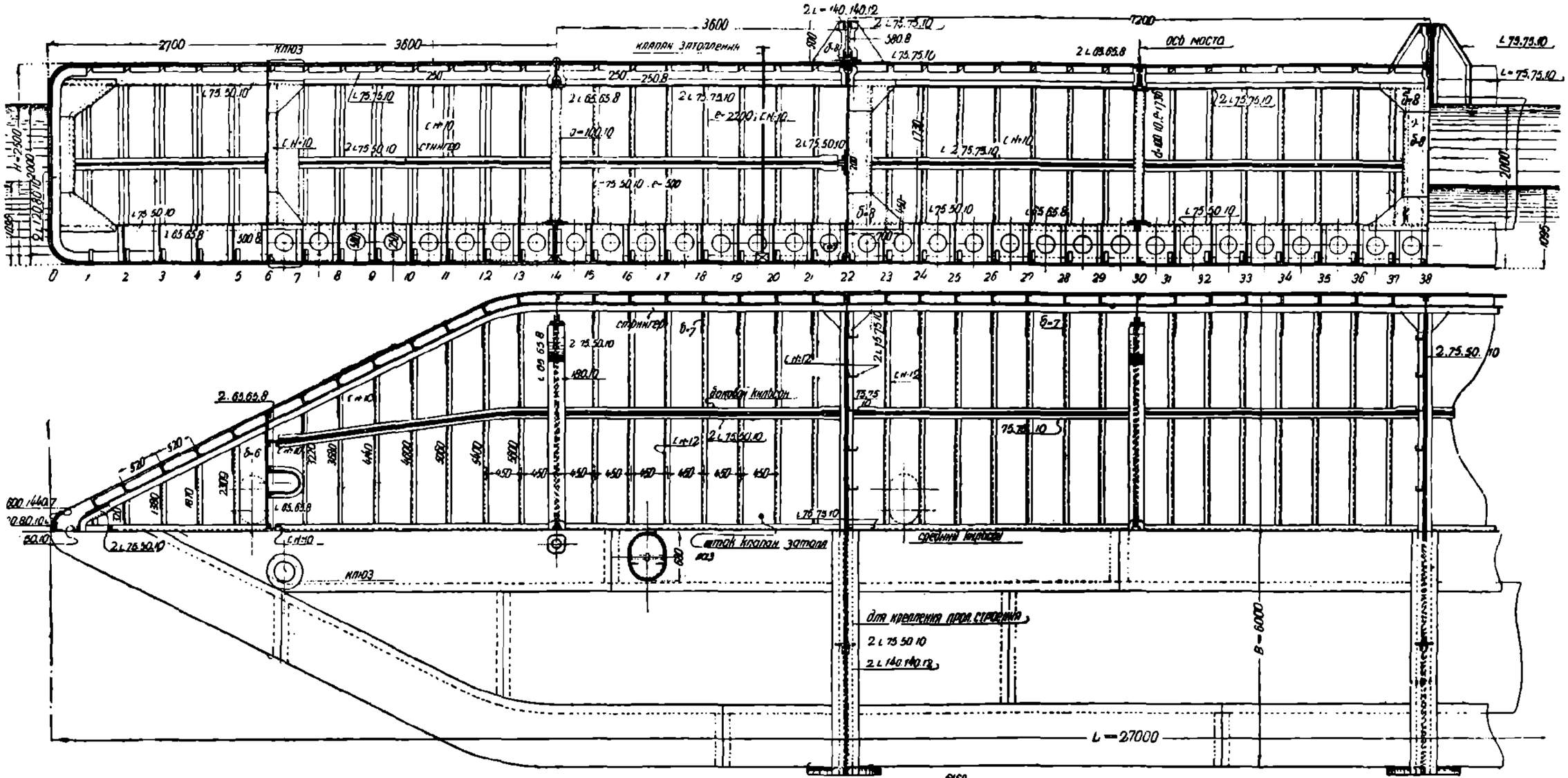
поплавки

стринг

Каркасная переборка

Фиг. 84.

НТБ ДНУЖТ


2700
3600
3600
7200
люк
клапан затопления
ось моста
стринг
продольная переборка
2 L 75 50 10
2 L 65 65 8
2 L 75 75 10
L 75 50 10
L 65 65 8
L 75 75 10
2 L 140 140 12
2 L 75 50 10
2 L 75 75 10
2 L 65 65 8
2 L 75 50 10
2 L 75 75 10
L 75 50 10
L 65 65 8
L 75 75 10
L 75 50 10
L 65 65 8
L 75 50 10
L 75 75 10
L 75 50 10
L 75 75 10
2 L 75 50 10
2 L 75 50 10
2 L 75 50

ного строения опираются на протяжении ширины понтона, т. е. 6,0 *м*, на указанные балки и притягиваются болтами, проходящими сквозь пластинки рольного свинца толщиной 1 *см*. На всем протяжении между свинцовыми листами в щель подливают цементный раствор. Таранные переборки, помещенные в оконечностях понтона, имеют меньшую толщину, чем главные, а именно 8 *см*.

Плиты палубы, бортов и днища приняты соответственно толщиной 7, 8 и 9 *см*[1]. Эти плиты опираются на холостые шпангоуты и бимсы (в палубе), расположенные на расстоянии один от другого 90 *см*. В оконечностях расстояние между шпангоутами уменьшено до 65 *см* с целью повысить сопротивление обшивки возможным ударам льда или плавающих предметов. Чистая высота ребер шпангоутов составляет 26 *см*, толщина ребер — 8 *см*.

Шпангоуты опираются на продольные связи корпуса: три днищевых кильсона, бортовой стрингер и три палубных стрингера (карленгса). Кроме того, сопряжения борта с палубой и днищем уплотнены и образуют также продольные связи, так называемые шерстрек и скуловой стрингер. Продольные связи опираются на упомянутые выше главные и таранные переборки и на солидные рамные шпангоуты, расположенные между последними. Рамные шпангоуты и переборки являются главными балками днища, распределяющими нагрузку на борты. Расстояние между главными балками составляет 3,6 *м*.

Арматура применена употребительная в железобетонном судостроении диаметром от 5 до 20 *мм*. Плиты днища и палубы армированы[2] перпендикулярно шпангоутам. В бортах применена перекрестная диагональная арматура в виде двух сеток.

Бетон принят марки № 1 состава 1 : $1^1/_2$: 3, весьма тщательного приготовления. Отощатели — песок и гравий. Кроме соответствующих испытаний прочности, водонепроницаемость и морозоупорность состава должны быть также детально проконтролированы. Метод бетонировки — литой бетон как дающий лучшие результаты даже при недостатке квалифицированной рабочей силы[3]. Наружная поверхность корпуса тщательно штукатурится цементным раствором (с затиркой или при помощи цементной пушки).

Дадим краткую сводку важнейших цифровых данных для железобетонного понтона:

Основные размеры понтона $L \times B \times H$	28,0×6,0×3,0 *м*
Полное водоизмещение понтона .	414,0 *т*
Осадка при наибольшей нагрузке	2,67 *м*
Осадка при постоянной нагрузке	1,79 »
Кубатура железобетона в корпусе понтона	67,28 *м*³
Вес оштукатуренного корпуса	163,76 *т*
Вес железной арматуры . .	19,04 »
Содержание арматуры в корпусе по объему	3,6%

Металлический понтон клепаной конструкции показан на фиг. 85. Основные размеры его получаются несколько меньше: $L = 27$ *м*, $B = 6$ *м*, $H = 2{,}5$ *м*. Толщина обшивки принята 6 *мм*. Поперечный набор: холостые шпангоуты на расстоянии один от другого 45 *см* из швеллеров № 12 (днище) и № 10 (борты), бимсы из уголка 75 × × 75 × 10; рамные шпангоуты флорой толщиной 7 *мм*. Продольный набор: средний кильсон из листа 500 × 8 *мм* и трех уголков 75 × 75 × 10; средний палубный стрингер (карленгс) из листа 250 × 8 *мм* и четырех уголков. Поперечные переборки (две главные, передающие нагрузку ферм, и две таранные в оконечностях) подкреплены швеллерами. Понтон снаружи окрашивается масляной краской, а изнутри покрывается слоем цементного раствора.

Вес железного корпуса получился около 40 *т*. Что касается стоимости, то по сметным исчислениям жел.-дор. понтон обходится в 17 000 руб., металлический — в 26 000 руб. (по ценам 1927 г.). Повидимому, переход к электросварке может изменить соотношение в пользу металлического понтона.

Условия эксплуатации. В случае повреждений понтоны могут быть выведены из состава моста. Для этого отсеки между главными и таранными переборками заполняются водяным балластом, вследствие чего давление между пролетным строением и пло-

[1] Сравнительно большие по сравнению с железобетонными судами толщины перекрытий приняты с целью упростить работу, с тем чтобы она могла выполняться рабочими средней квалификации.

[2] Арматура двойная.

[3] Проф. Н. К. Лахтин и проф. Н. А. Кашкаров, Железобетон, ч. III, стр. 126.

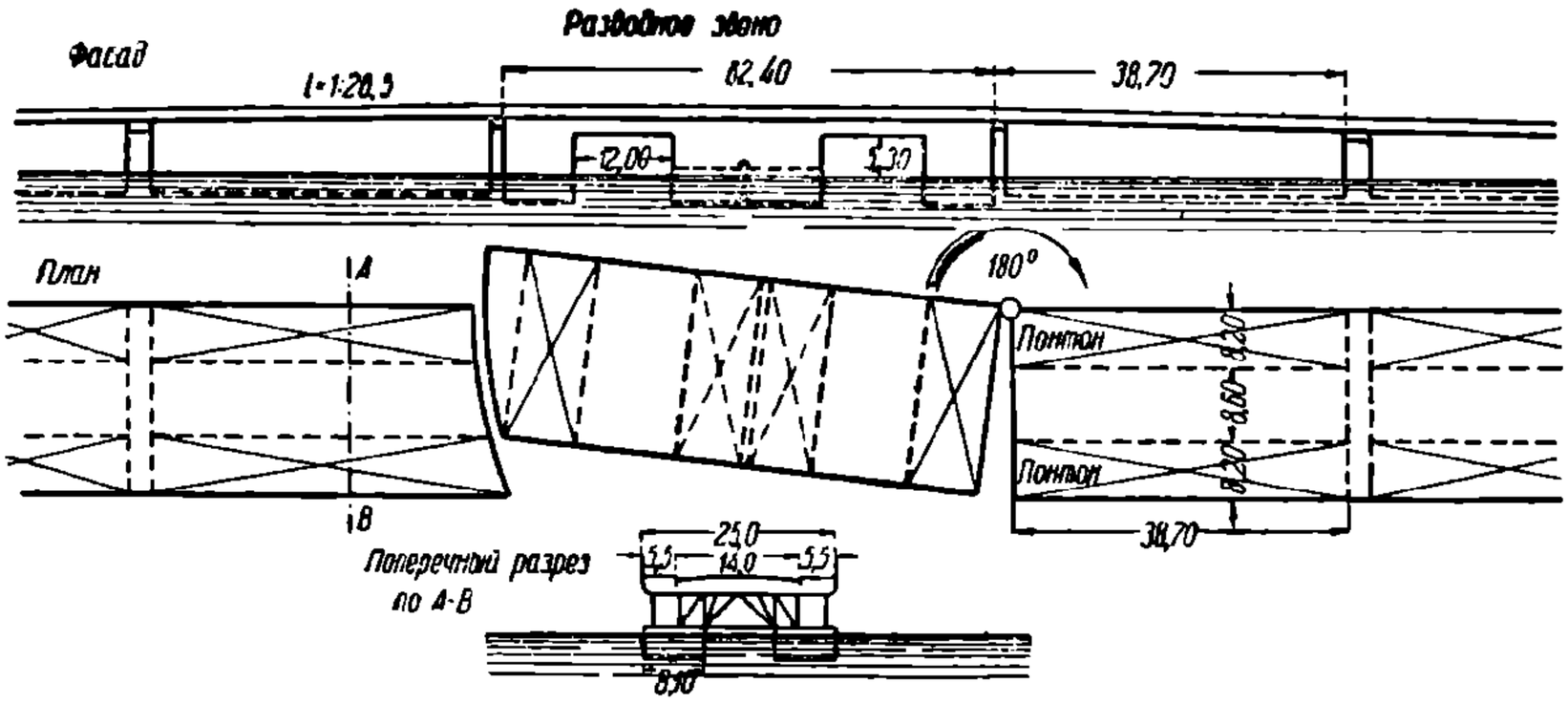
НТБ ДНУЖТ

вучей опорой уменьшается. Когда оно становится равным нолю, понтон без затруднений может быть выведен из состава моста. При ограниченном движении (два грузовика) мост может функционировать без одного понтона. В случае невозможности ограничить движение, необходимо подвести запасный понтон. Последний ставится либо заранее — рядом с выводимым для ремонта понтоном, либо подводится в балластированном состоянии на место удаляемого с последующей откачкой балласта[1].

§ 18. Наплавные мосты через Золотой рог в Стамбуле

Золотой Рог, небольшой залив Босфора, отделяет Стамбул от его предместья Галаты. Глубина залива около 40 *м*. Колебание горизонта воды, вызываемое ветром, не превосходит 30 *см*. В 1912 г. взамен пришедшего в негодность старого понтонного моста был построен новый металлический пловучий мост[2].

Общий вид моста представлен на фиг. 86. Длина моста 466,5 *м*. Профиль моста — парабола со средним уклоном 1 26,5. Ширина проезжей части 25 *м*, два тротуара по 5,5 *м* и проезд 14 *м*. Мост подразделен на 12 шарнирно соединенных звеньев. Нормальные и береговые звенья поддерживаются каждое двумя прямоугольными понтонами, расположенными вдоль моста, причем просвет между ними в поперечном сечении составляет около 8,60 *м*. Размеры понтонов в плане 38,70 × 8,20 *м*. Вдоль моста между понтонами смежных звеньев остается просвет в 2,0 *м*. Каждое звено закреплено четырьмя якорями.



Фиг. 86.

Каждая пара понтонов одного звена перекрыта железными поперечными фермами, поддерживающими продольные балки проезжей части.

Настил из забетонированных вотеренов, покрытых кубиковой гранитной мостовой. Продольное расположение понтонов составляет характерную особенность моста. Это расположение вынуждалось необходимостью иметь ровную бортовую линию вдоль моста, так как параллельно мосту расположена пристань для судов. Отсутствие ледохода, большая глубина залива и ничтожная скорость течения (0,5 *м/сек*) также создавали условия, благоприятствующие продольному расположению понтонов. Кроме того, расчеты показали, что боковой крен моста при одностороннем расположении временной нагрузки вследствие большой ширины в $1^1/_2$ раза меньше, чем крен в случае поперечного расположения понтонов. В случае необходимости вывести один из понтонов для ремонта в продольный просвет вводится запасный забалластированный понтон: вода из него перекачивается в понтоны звена, и когда последние освободятся от давления пролетного строения, вывести один из них или оба не представляет никаких затруднений.

Разводной пролет для пропуска мачтовых судов расположен по середине длины моста. Разводное звено длиной 64,2 *м* поворачивается на 180° около шарнира

---

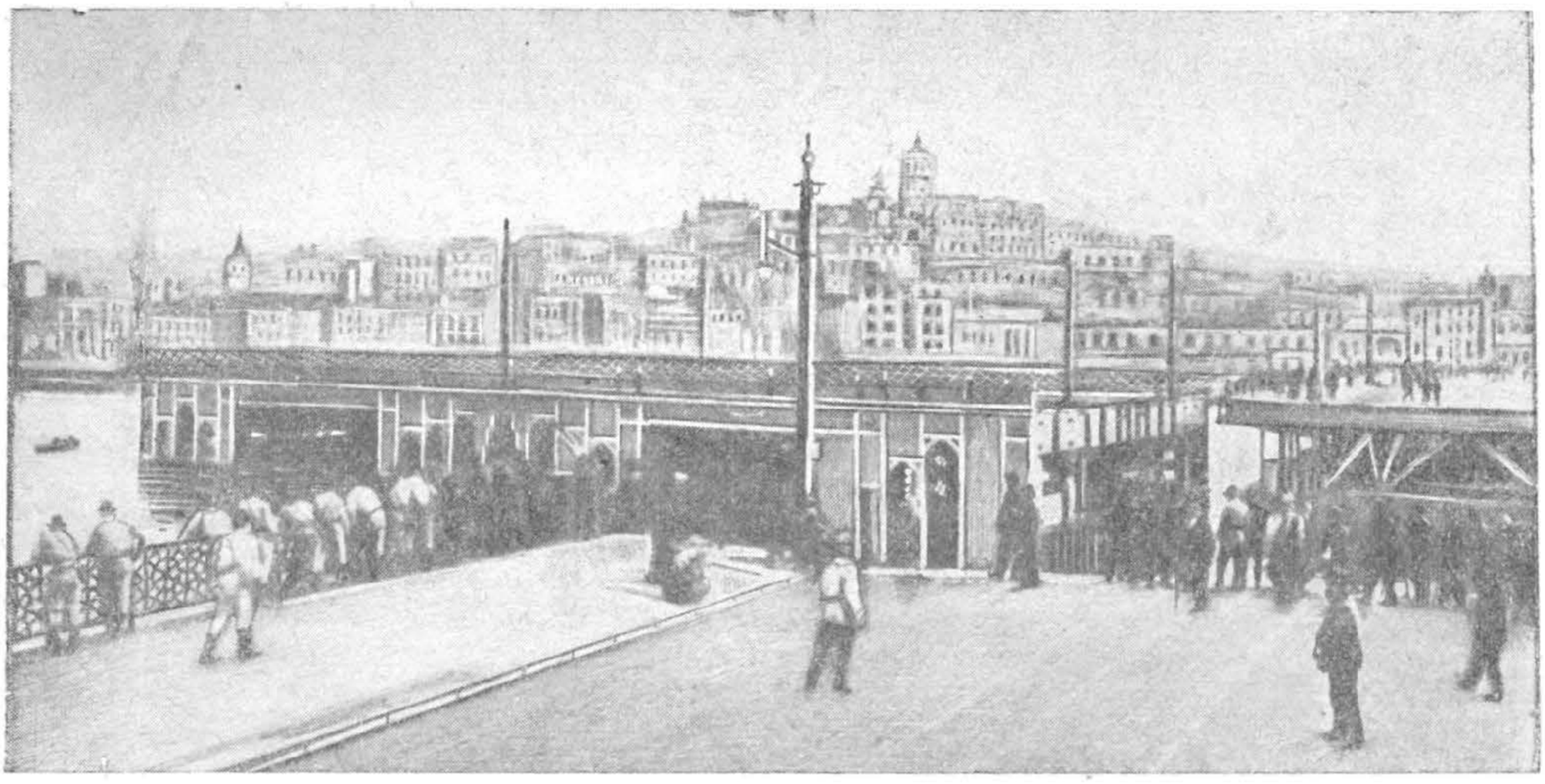
[1] Балластировка необходима ввиду того, что после удаления понтона пролетное строение в этом месте несколько оседает. Расчет операции по удалению понтона см. в § 13 и 14, ч. II.

[2] A. Enderlen, Neue Schiffbrücke über das Goldene Horn, «Deutsche Bauzeitung», 1912, S. 661, № 75 и 76.

НТБ ДНУЖТ

с вертикальной осью и устанавливается параллельно мосту наподобие одностворчатой двери. Понтоны этого звена расположены поперек моста, образуя два судоходных просвета по 12,0 *м* каждый для пропуска мелких судов. Высота потолка судоходных отверстий, когда мост не нагружен, — 5,30 *м*. Внешний вид разводного пролета виден на фиг. 87. Разводка совершается при помощи бота, приводимого в движение электромотором и имеющего приспособление для прямого и обратного хода. На случай порчи мотора предусмотрено устройство для ручной разводки (подтягивание тросами).

На разводной части моста пролеты продольных балок — 9 и 12 *м*, поэтому самые балки здесь большей мощности (см. продольный разрез на фиг. 88). Механизмы на разводной части, служащие для запирания и освобождения ее в сопряжениях со стационарными частями моста, помещены под проезжей частью над крайними понтонами (фиг. 89). Для запирания служат выдвижные ригели по два с каждой стороны разводной части. Со стороны шарнира оба ригеля совершенно одинаковы; с противоположной стороны, где сопряжение осуществлено по кривой (см. план вверху на фиг. 88), устройство ригелей несколько различно. В обоих случаях ригель выносится



Фиг. 87.

на консоли, причем во втором случае консоль более длинная. Конец ригеля снабжен роликом на горизонтальной оси, облегчающим введение его в паз. Основными элементами конструкции являются две двутавровые клепаные балки; балки связаны по верху и по низу листами, в результате чего образуется коробчатое сечение. Снизу к ригелю приклепана зубчатая рейка, посредством которой ригель приводится в движение от системы шестерен центральной лебедки, схематически показанной на фиг. 88.

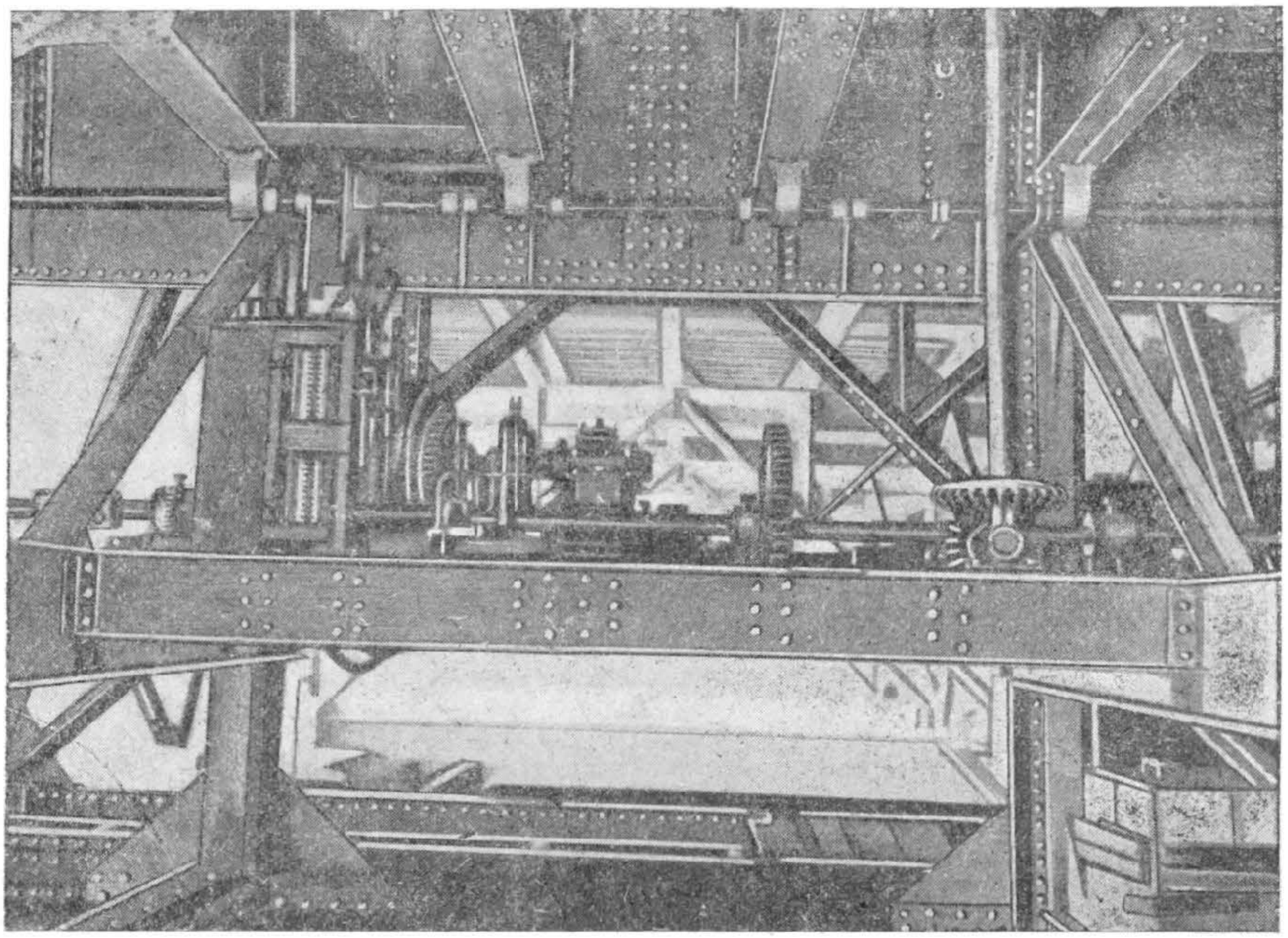
Одновременно с отодвиганием ригеля автоматически происходит поднятие элементов на проезжей части моста, перекрывающих зазоры в примыкании. На фиг. 90 (справа, внизу) показана в двух проекциях специальная коробчатая надстройка на ригеле, которая при выдвигании ригеля отодвигает своей наклонной плоскостью кулачок горизонтального вала, связанного с названными элементами на проезжей части. Вал при этом поворачивается и при помощи других кулачков, также наглухо соединенных с валом, притягивает короткие плечи рычажно установленных элементов, заставляя подниматься их длинные плечи, являющиеся собственно перекрытиями. На фиг. 90 слева показаны конструкции перекрывающих устройств в стыках для проезда, тротуаров и рельсов. На фиг. 91 представлен стык рельсов со скользящей вставкой.

На фиг. 92 — 95 показан проект другого моста через Золотой Рог между Стамбулом и Галатой. Отверстие моста 440 *м*, полная ширина между перилами 25 *м*. Высота настила моста над уровнем воды: у берегов 5,0 *м*, по середине моста 9,51 *м*.

НТБ ДНУЖТ

Кривая продольного профиля моста симметрична относительно средней вертикальной оси. Максимальный уклон проезжей части (вблизи опор) 0,0233. Уклон подходов к мосту — до 0,040.

Неразрезное пролетное строение опирается посредством жестко соединенных с пролетным строением рам на 24 понтона одинаковой формы и одинаковых размеров. Понтоны поставлены перпендикулярно оси моста. Расстояние между осями понтонов 18 *м*. Пловучая часть моста соединяется с береговым устоем переходным мостиком, шарнирно присоединенным как к устою, так и к пловучей стационарной части. Между стационарными частями имеется разводной пролет, поворачивающийся на 180° вокруг шарнира, прикрепляющего его к стационарной части моста. Разводной пролет имеет длину около 70 *м* и поддерживается четырьмя понтонами. Когда мост закрыт, суда малых размеров могут все же проходить под мостом, так как два средних судоходных пролета имеют размеры в свету: ширину 15,25 *м* и высоту 6,5 *м*.



Фиг. 89.

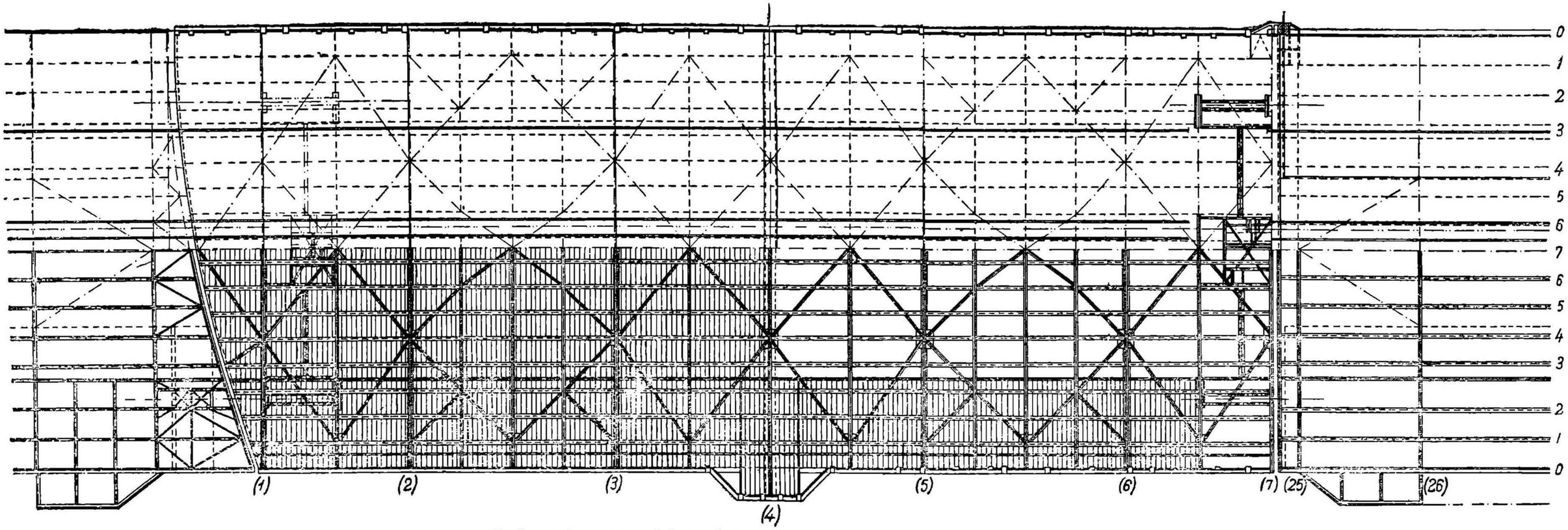
Ширина проезда на мосту 15 *м* и каждого из тротуаров по 5 *м*. По середине проезда проходят два трамвайных пути (расстояние между осями 5,0 *м*). Рельсы проложены на упругой подошве из тополевого дерева (толщиной 5 *см* и шириной 30 *см*), лежащей на железобетонной ленте 4-*см* толщины. Мостовая — деревянные бруски на железобетонной плите, покрытой двойным слоем изоляционной непромокаемой ткани. Поперечный уклон мостовой 1,25%, тротуаров — 2%.

Семь продольных стальных балок проезжей части расставлены через 3,33 *м*, поперечные балки — через 2,25 *м*.

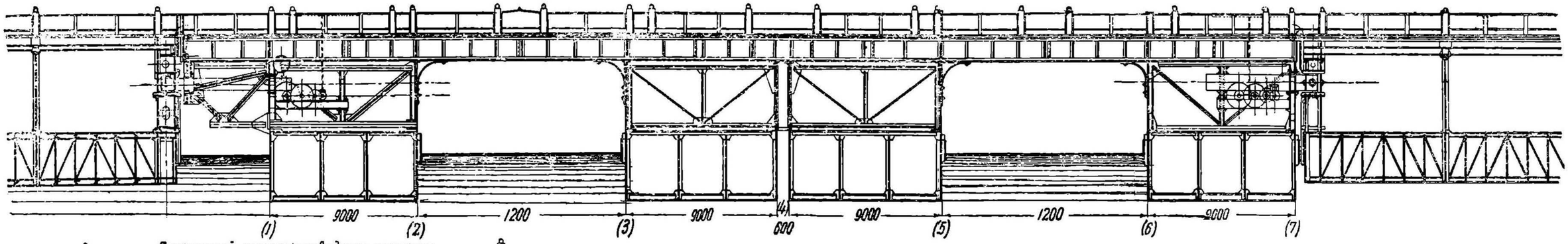
Понтоны имеют размеры: $L = 25$ *м*, $B = 9{,}5$ *м*. Каждый понтон имеет одну продольную водонепроницаемую переборку и семь (по числу продольных балок) таких же поперечных переборок, т. е. понтон разделяется на 14 отсеков. Толщина переборок 8 *мм*, толщина обшивки понтона 10 *мм*, палубы — 8 *мм*. Надстройки на понтонах, служащие для поддержания пролетного строения, состоят из трех рядов стоек (по 7 стоек в каждом ряду) на каждом понтоне. Стойки связаны между собой раскосами. Каждый понтон закреплен четырьмя симметрично расположенными якорями весом по 1 300 *кг*.

По криволинейному шву сопряжения разводного пролета с неподвижной частью моста имеются две задвижки (ригели), два крюка для подтягивания и два выдвижных

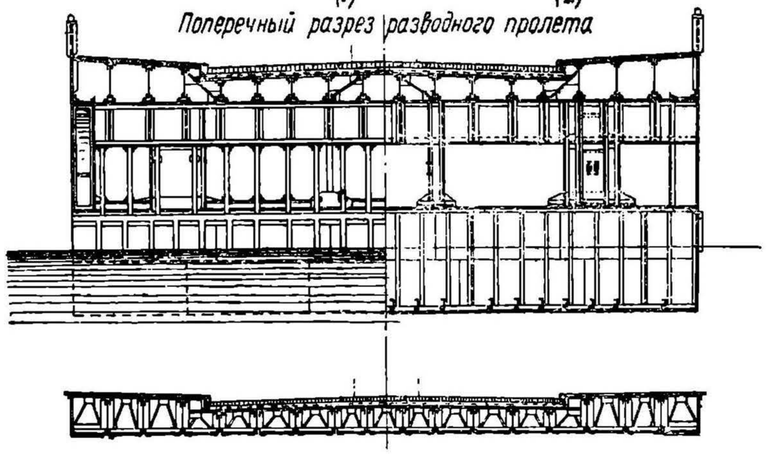
НТБ ДНУЖТ



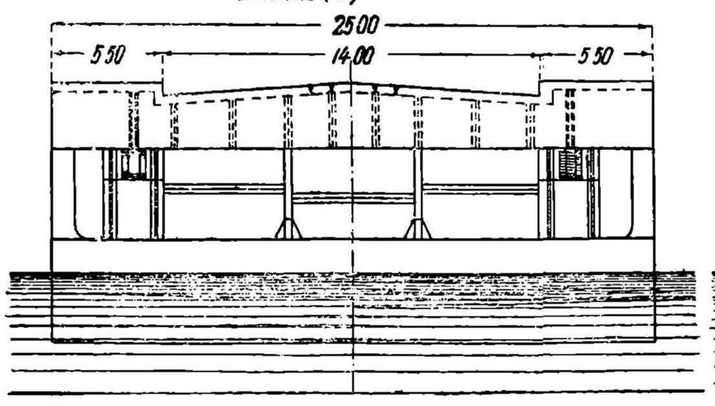
Продольный разрез разводного звена



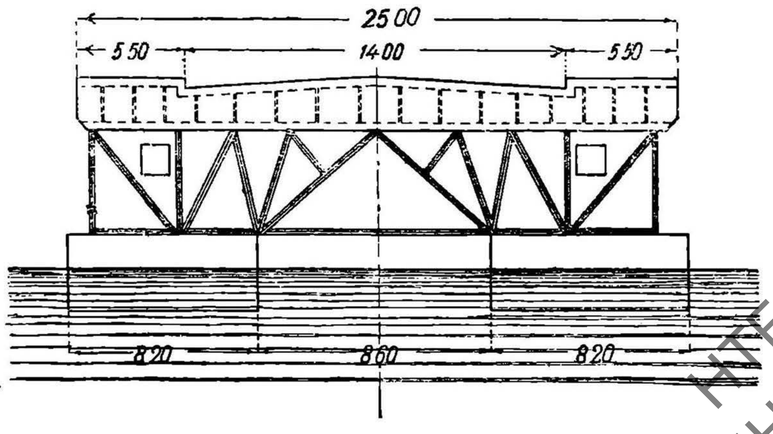
Поперечный разрез разводного пролета



Сечение (7)



Сечение (25)



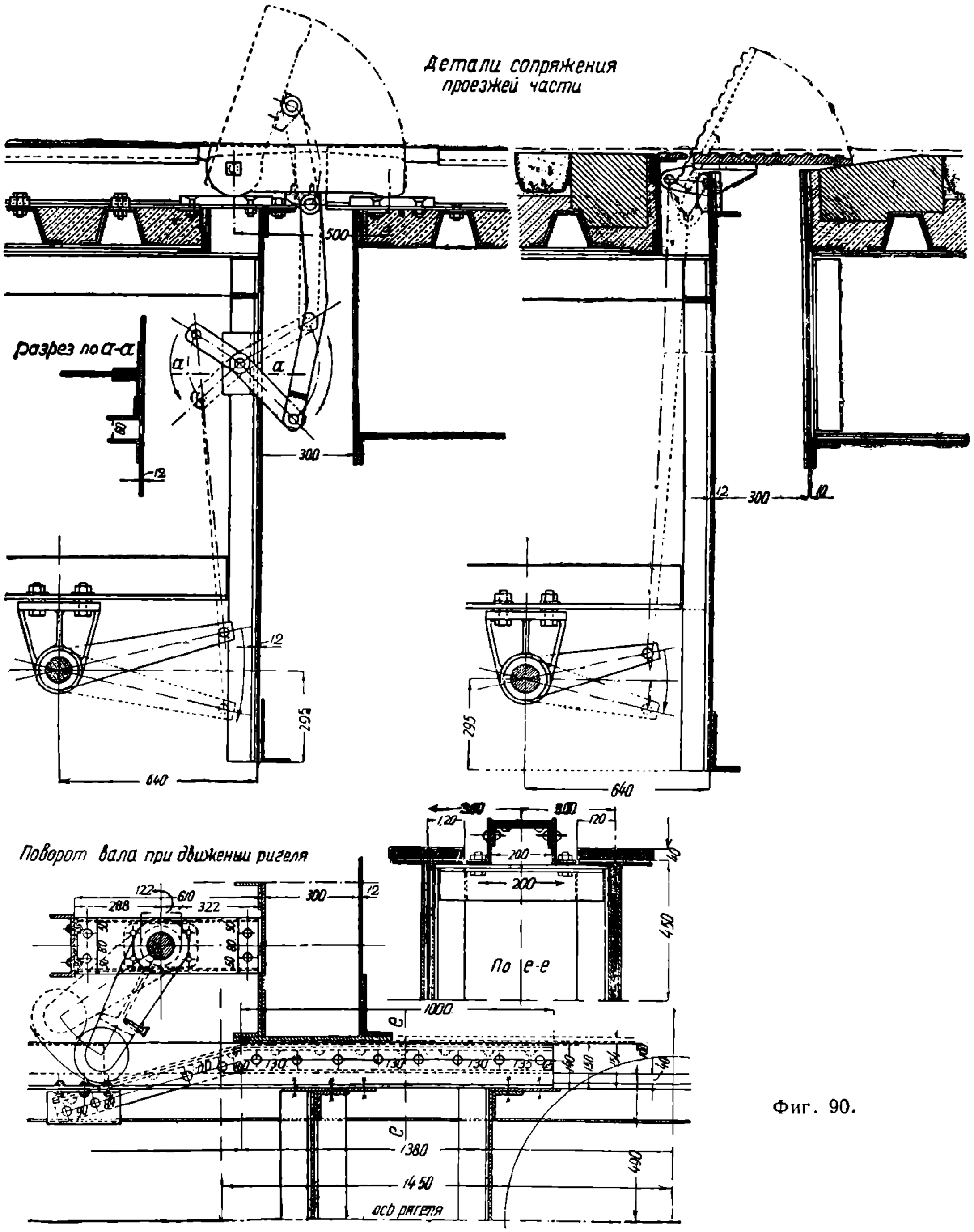
Фиг. 88.

Зак. 1583

НТБ ДНУЖТ

вертикальных шкворня по краям (фиг. 93 и 94). По прямолинейному шву—две задвижки, один выдвижной шкворень и один неподвижный, являющийся осью вращения.

Задвижки, или ригели, служат для воспринятия поперечных сил в сопряжениях. Они сделаны из кованой стали, имеют прямоугольное сечение 150 × 200 *мм* и хорошо

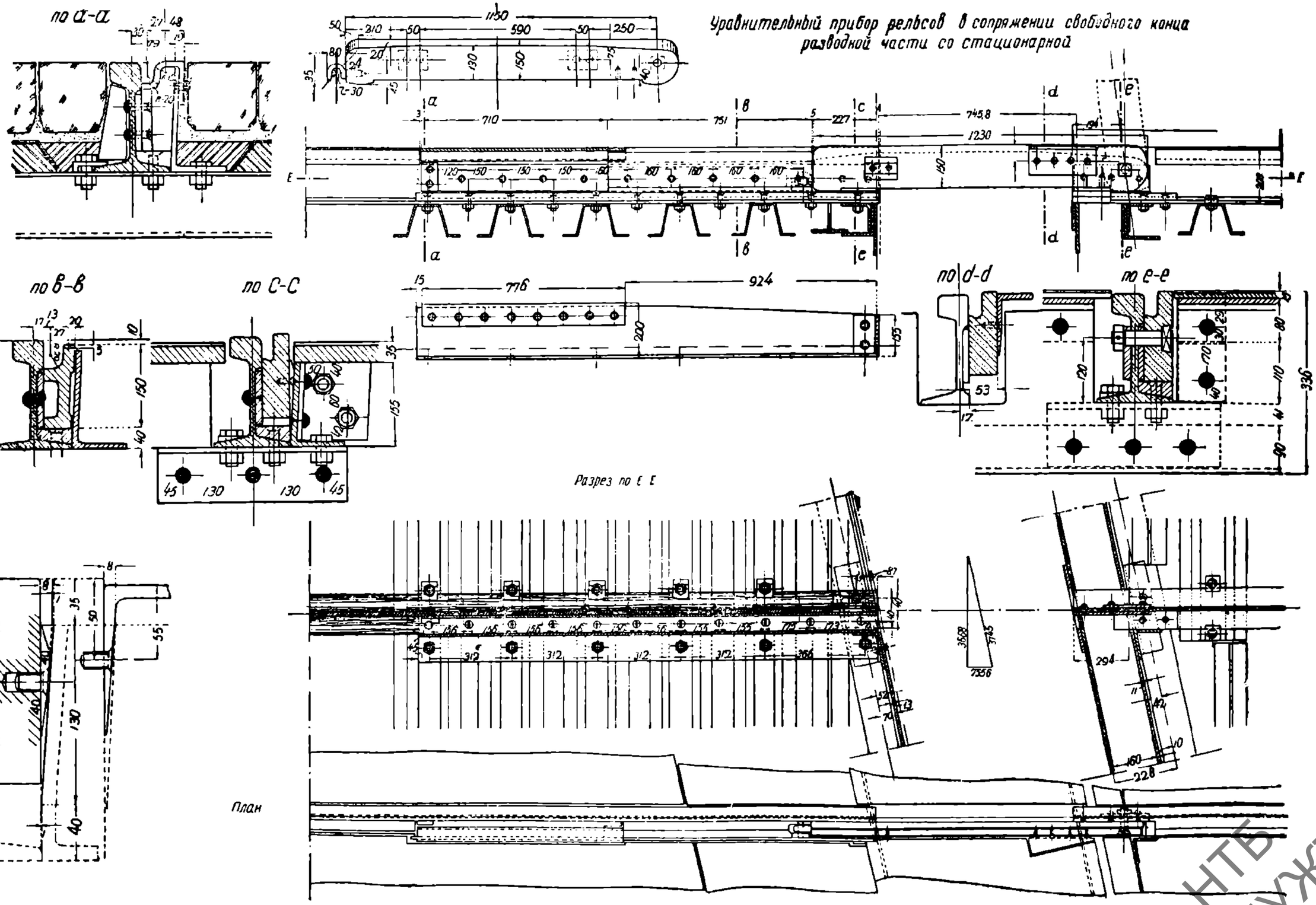


Фиг. 90.

отполированы. Оси задвижек находятся на уровне осей основных продольных балок моста, а в плане расположены между осями балок. Крюки служат для стягивания концов сопрягающихся частей моста (во время закрывания отверстия). При закрытом мосте

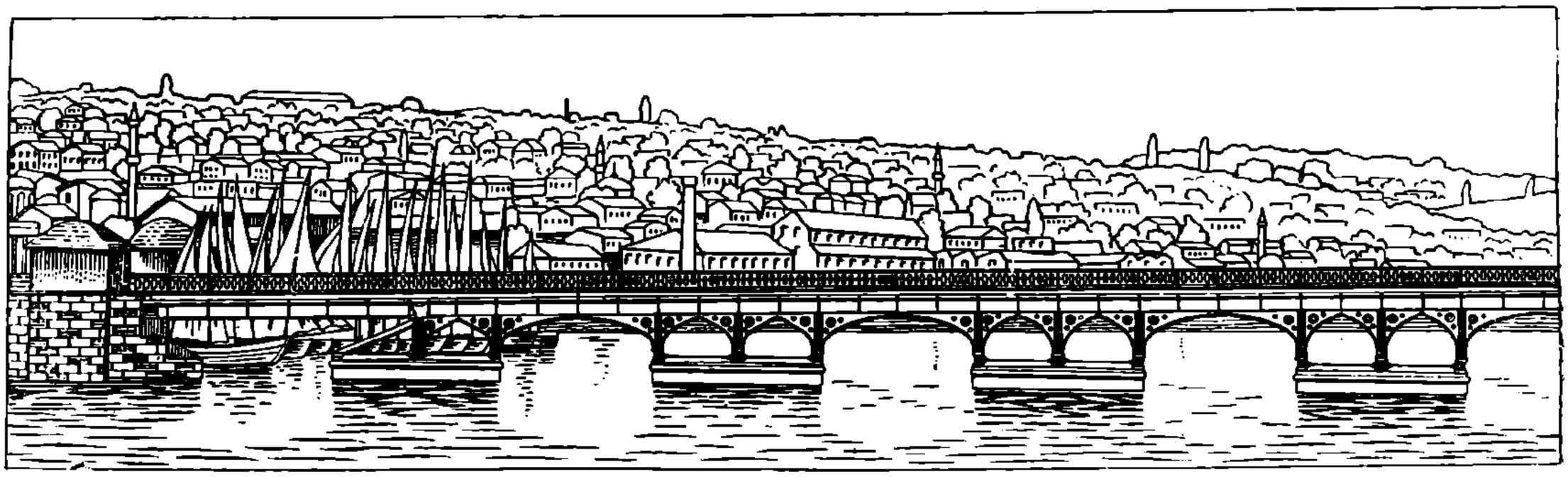
НТБ ДНУЖТ

Уравнительный прибор рельсов в сопряжении свободного конца разводной части со стационарной



Фиг. 91.

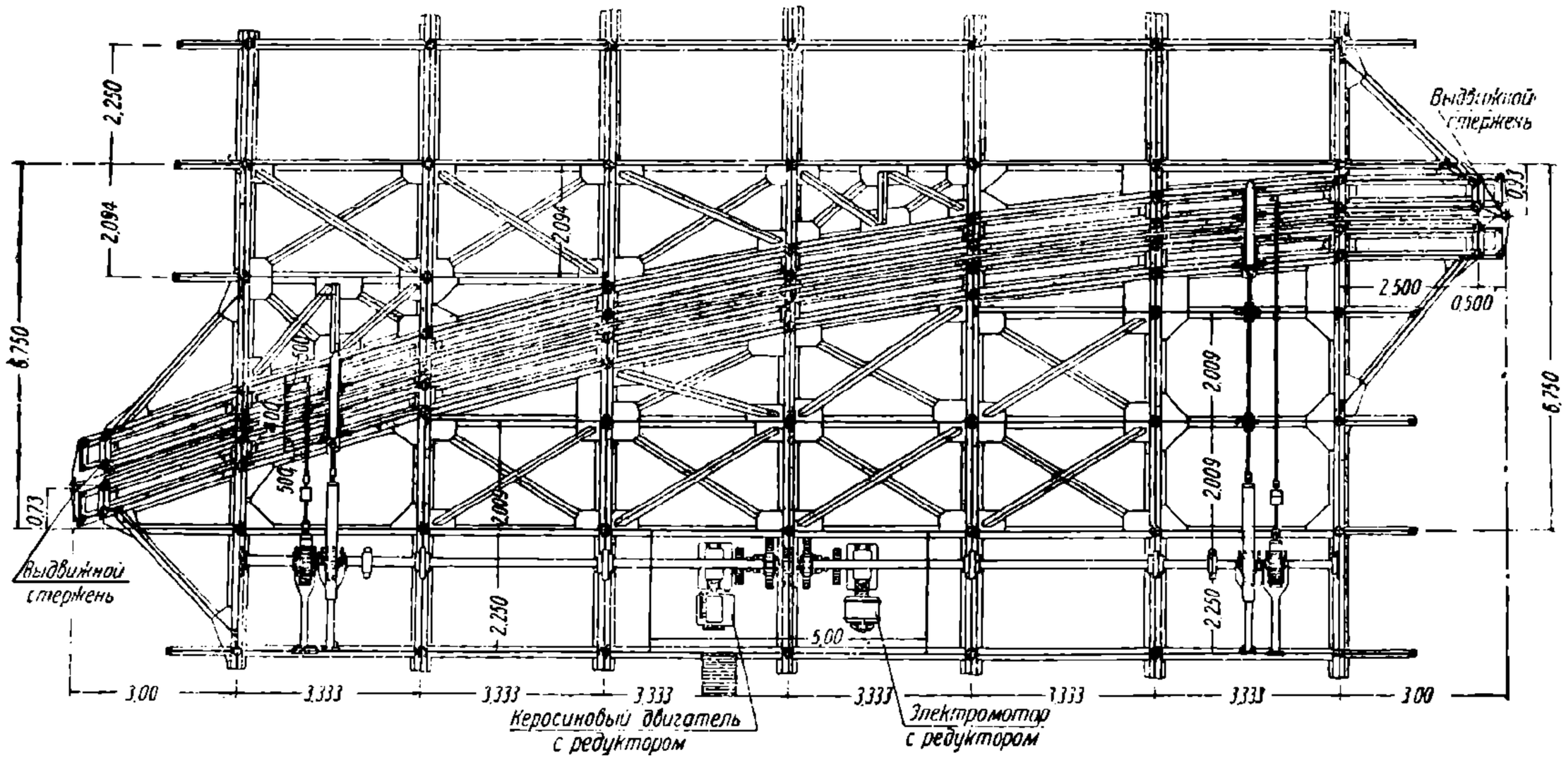
задвижки продвинуты до конца, крюки затянуты и три шкворня вставлены в кольца. Чтобы открыть мост, нужно вынуть эти три стержня. Затем пускается в ход мотор, который, действуя на лебедку, отодвигает задвижку на 905 *мм*; одновременно освобождаются крюки. Конец движения указывается звонком, после чего мост разводится при помощи буксира. Движение разводной части моста при поворачивании ее совершается



Фиг. 92.

против течения. Качающийся береговой прогон имеет неподвижную опору (шарнир) по оси первого понтона и подвижную катковую опору на устое (фиг. 95). Шарнир сконструирован из двух частей, выпуклая прикреплена к качающемуся пролету, вогнутая — к концам продольных балок над береговым понтоном. Ось цилиндрической поверхности расположена на уровне полотна. Имеется приспособление для смазки шарнира.

На фиг. 96 дан общий вид того же моста по проекту, выполненному под руководством проф. С. А. Ильясевича и инж. В. А. Росновского. Пролетное строение моста



Фиг. 93

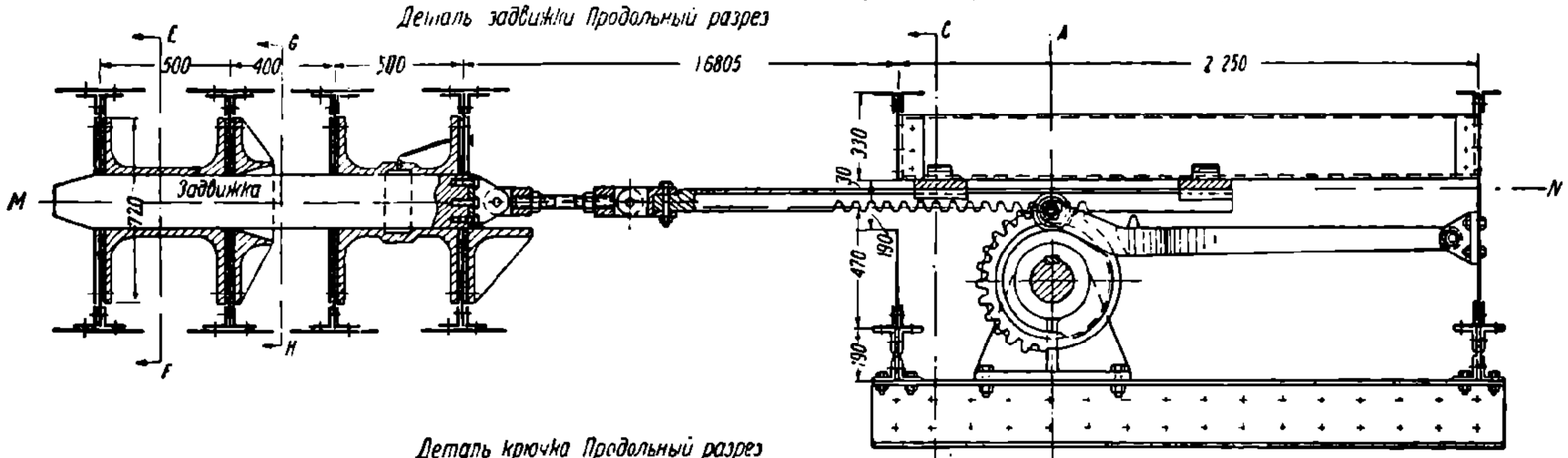
спроектировано в виде двух неразрезных продольных балок, между которыми расположена система поперечных и продольных балок, поддерживающая железобетонную плиту проезжей части. Опирание пролетных строений на понтон происходит посредством поперечных рам — по две на понтон. Максимальный допущенный продольный уклон моста равен 2,9%.

Стационарные пловучие части моста имеют неподвижные шарнирные опоры на устоях. В связи с этим шарнирные соединения между крайними переходными пролетами

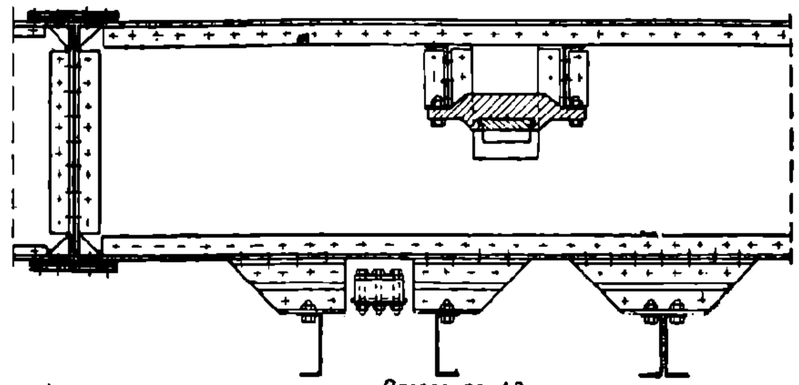
НТБ ДНУЖТ

Детали сопряжения разводной и стационарной части моста

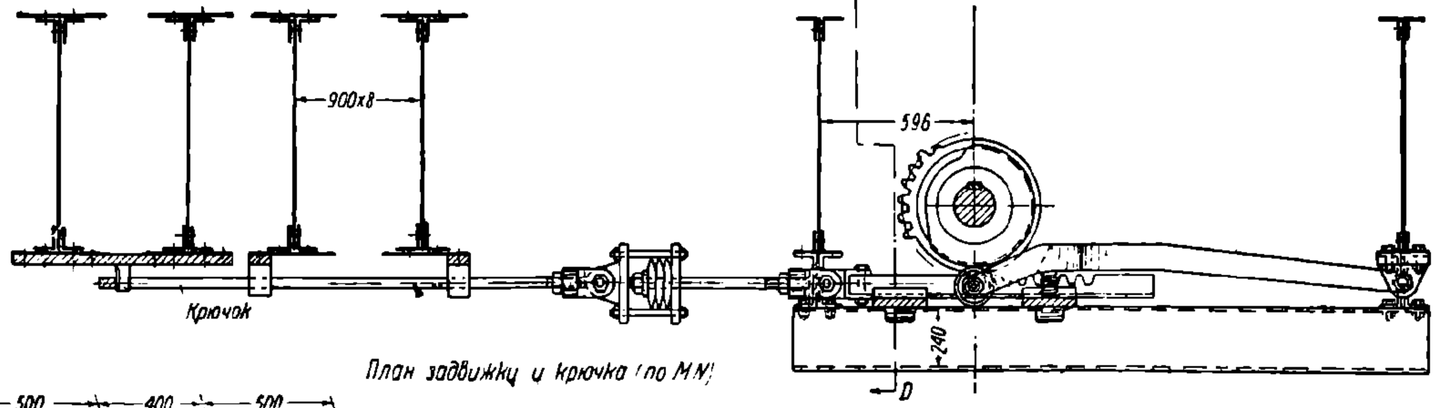
Деталь задвижки Продольный разрез



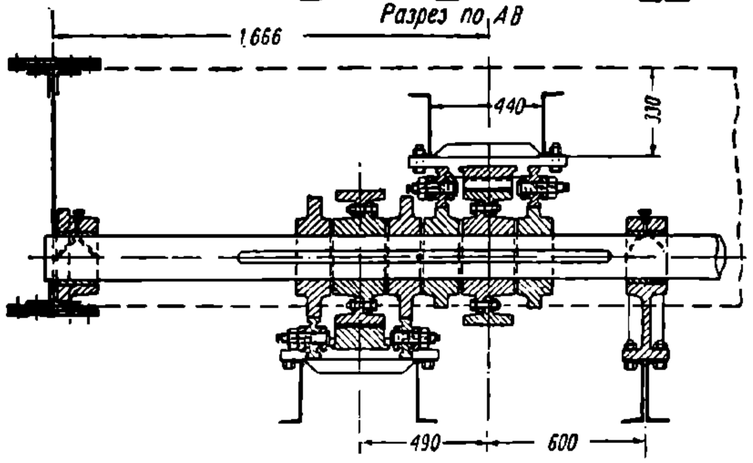
Разрез по CD



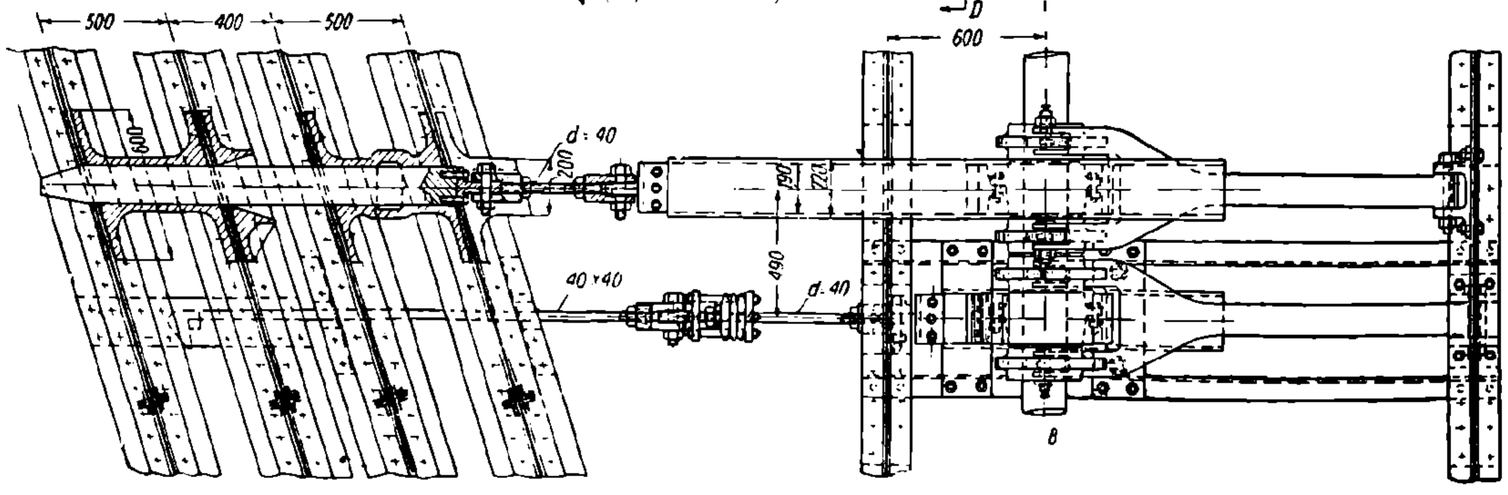
Деталь крючка Продольный разрез



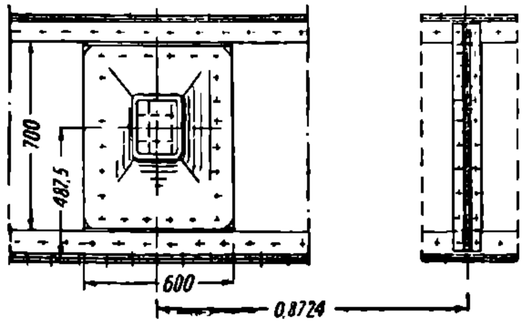
Разрез по AB



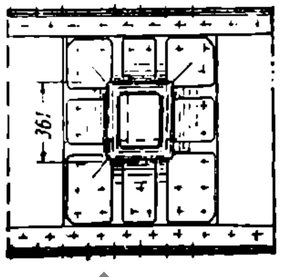
План задвижки и крючка (по MN)



Разрез по E-F



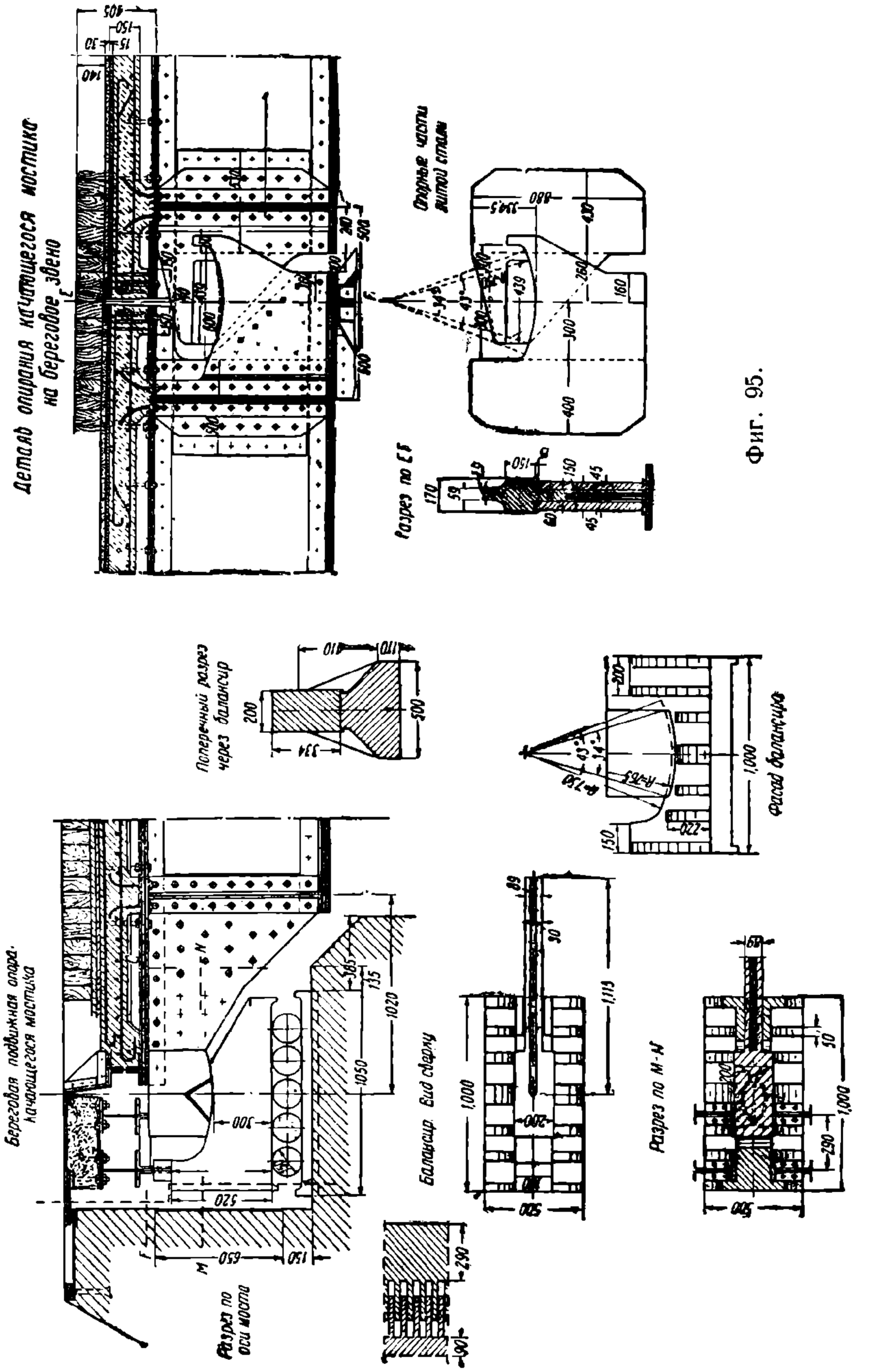
Разрез по GH



Фиг. 94.

НТБ ДНУЖТ

и неразрезными многопролетными балками осуществлены так, что способны передавать не только вертикальные поперечные силы, но и горизонтальные продольные. Для температурных удлинений остается свобода в местах примыкания разводной части к стационарной.

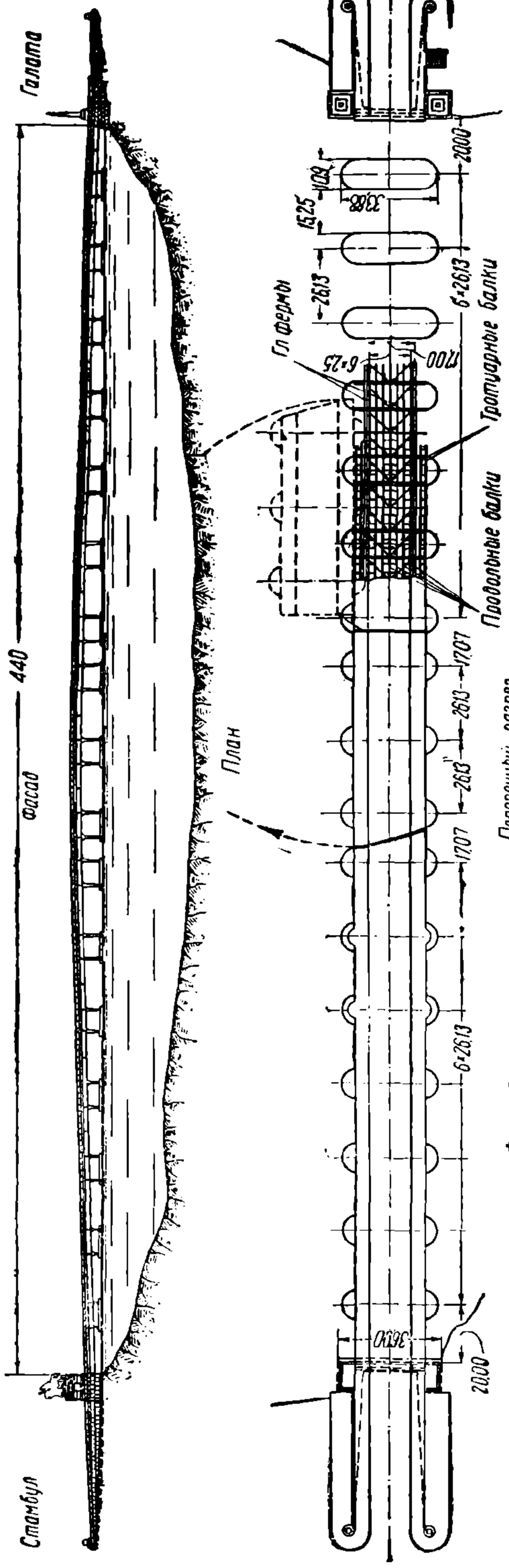


Фиг. 95.

Понтоны моста имеют закругленные нос и корму. На фиг. 97 показан моторный понтон разводной части. Форма и размеры его такие же, как и у типовых понтонов.

Закрепление якорных цепей понтонов производится за специальные горизонтальные рамы, связанные с одной стороны со стойками поперечных рам, поддерживающих

ПТБ ДНУЖТ



Фиг. 96.

главные балки пролетного строения, и с другой стороны — с палубами понтонов; такое устройство позволяет производить смену понтонов без поднятия якорей.

При повороте разводной части на 180° ее понтоны устанавливаются в просветах между понтонами неподвижной части. Разводка осуществляется при помощи четырех электромоторов, установленных на крайнем понтоне разводной части и приводящих в движение два винта для прямого и два для обратного хода (фиг. 97). На случай аварии на электростанции или ремонта электромоторов предусмотрен вспомогательный буксир с машиной мощностью в 400 *ЛС*.

Главные балки проезжей части моста находятся на расстоянии один от другого 17 *м* (между осями). Это расстояние является расчетным пролетом для поперечных балок, расставленных через 8,71 *м*. Промежутки между поперечными балками перекрываются рядом продольных балок, уложенных на расстоянии один от другого 2,5 *м*. Толщина сплошной железобетонной плиты 18 *см*, одежда проезжей части — торцовая мостовая. Все балки проезжей части двутавровые со сплошными стенками. Высота главных балок 2,3 *м* (высота стенки 2,2 *м*). Поперечные балки имеют высоту стенок 1,9 *м*, продольные — 0,87 *м*. Балки запроектированы в двух вариантах: клепаными и сварными. Продольные балки для обеспечения их устойчивости связаны попарно распорками.

Пояса главных неразрезных балок образованы каждый горизонтальными листами сечением 700 × 24 *мм* и поясными уголками 200 × 200 × 24 *мм*. Балки рассчитаны как лежащие на упругих опорах.

Сопряжение поперечных балок с главными осуществляется при помощи вертикальных уголков и горизонтальной накладки (рыбки), связывающей верхние пояса поперечной балки и тротуарной консоли, имеющей длину 4,0 *м*. Тротуарная плита толщиной 9 *см* опирается на второстепенные металлические продольные балки, поддерживаемые консолями.

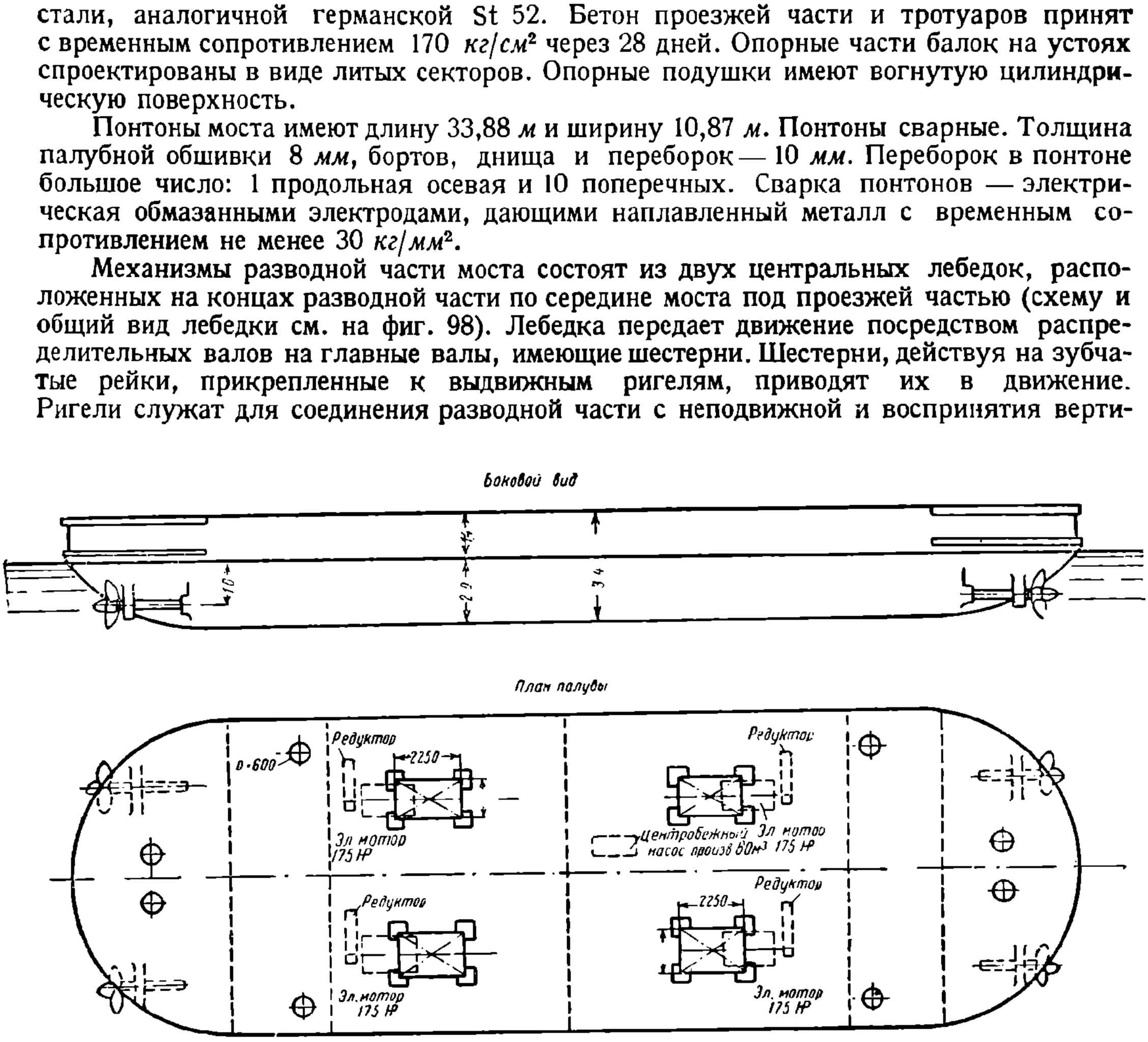
Все металлические конструкции верхнего строения моста, за исключением главных балок, предположены из стали, соответствующей германской St 37; главные же балки — из марганцовисто-медистой

НТБ ДНУЖТ

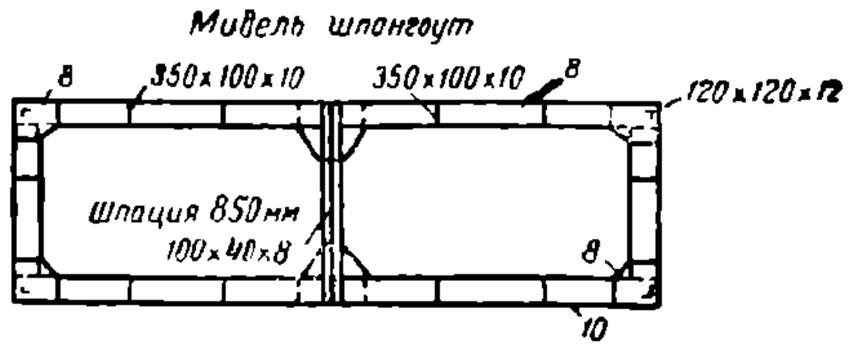
стали, аналогичной германской St 52. Бетон проезжей части и тротуаров принят с временным сопротивлением 170 *кг/см*² через 28 дней. Опорные части балок на устоях спроектированы в виде литых секторов. Опорные подушки имеют вогнутую цилиндрическую поверхность.

Понтоны моста имеют длину 33,88 *м* и ширину 10,87 *м*. Понтоны сварные. Толщина палубной обшивки 8 *мм*, бортов, днища и переборок — 10 *мм*. Переборок в понтоне большое число: 1 продольная осевая и 10 поперечных. Сварка понтонов — электрическая обмазанными электродами, дающими наплавленный металл с временным сопротивлением не менее 30 *кг/мм*².

Механизмы разводной части моста состоят из двух центральных лебедок, расположенных на концах разводной части по середине моста под проезжей частью (схему и общий вид лебедки см. на фиг. 98). Лебедка передает движение посредством распределительных валов на главные валы, имеющие шестерни. Шестерни, действуя на зубчатые рейки, прикрепленные к выдвижным ригелям, приводят их в движение. Ригели служат для соединения разводной части с неподвижной и восприятия верти-

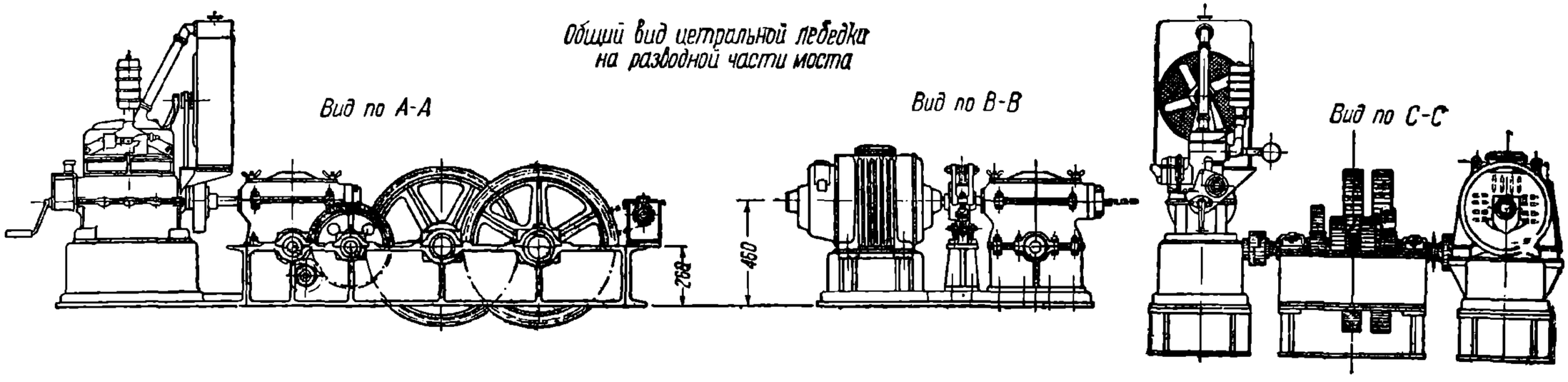


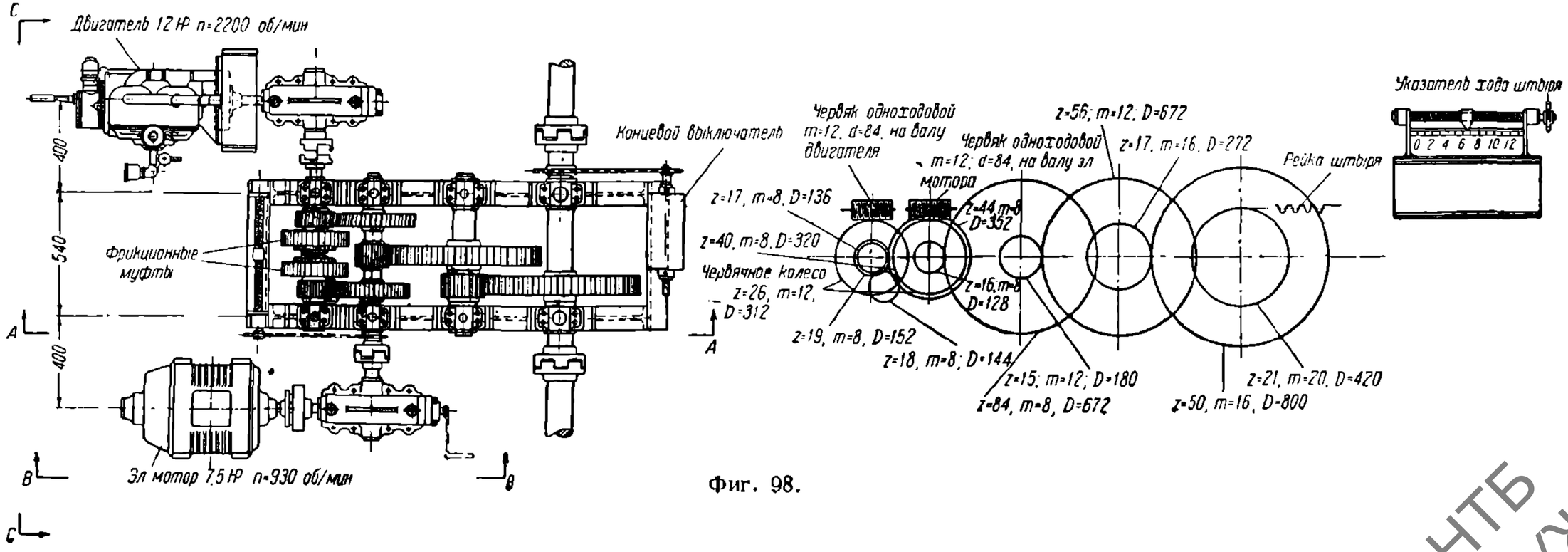
Фиг. 97.



кальных и горизонтальных поперечных сил в сопряжении; наибольшая вертикальная сила, действующая на каждый ригель, принята равной 100 *т*. Усилие задвигания ригеля 10 *т*. Конструкция ригеля показана на фиг. 99 и 100. Ригель имеет двутавровое сечение с усиленными горизонтальными поясами, чем обеспечивается значительный момент инерции сечения относительно горизонтальной оси (ригель работает в основном на изгиб в вертикальной плоскости). На конце сечение переходит в коробчатое и ригель имеет каток, облегчающий ввод его в гнездо при наличии некоторого взаимного смещения между сопрягаемыми концами частей моста. Для той же цели облегчения ввода катка отверстия гнезд уширены в виде раструбов. Кроме основных ригелей, имеются еще горизонтальные упоры, которые автоматически останавливают подвижную часть моста во время поворота при достижении ею нужного положения. Горизонтальные упоры автоматически выключаются к моменту окончания задвижки основных ригелей и также автоматически устанавливаются при начале разводки моста. На фиг. 100 внизу показана система рычагов, передвигающая горизонтальный упор. Для амортизации ударов при остановке моста горизонтальные упоры имеют буферы.

НТБ ДНУЖТ



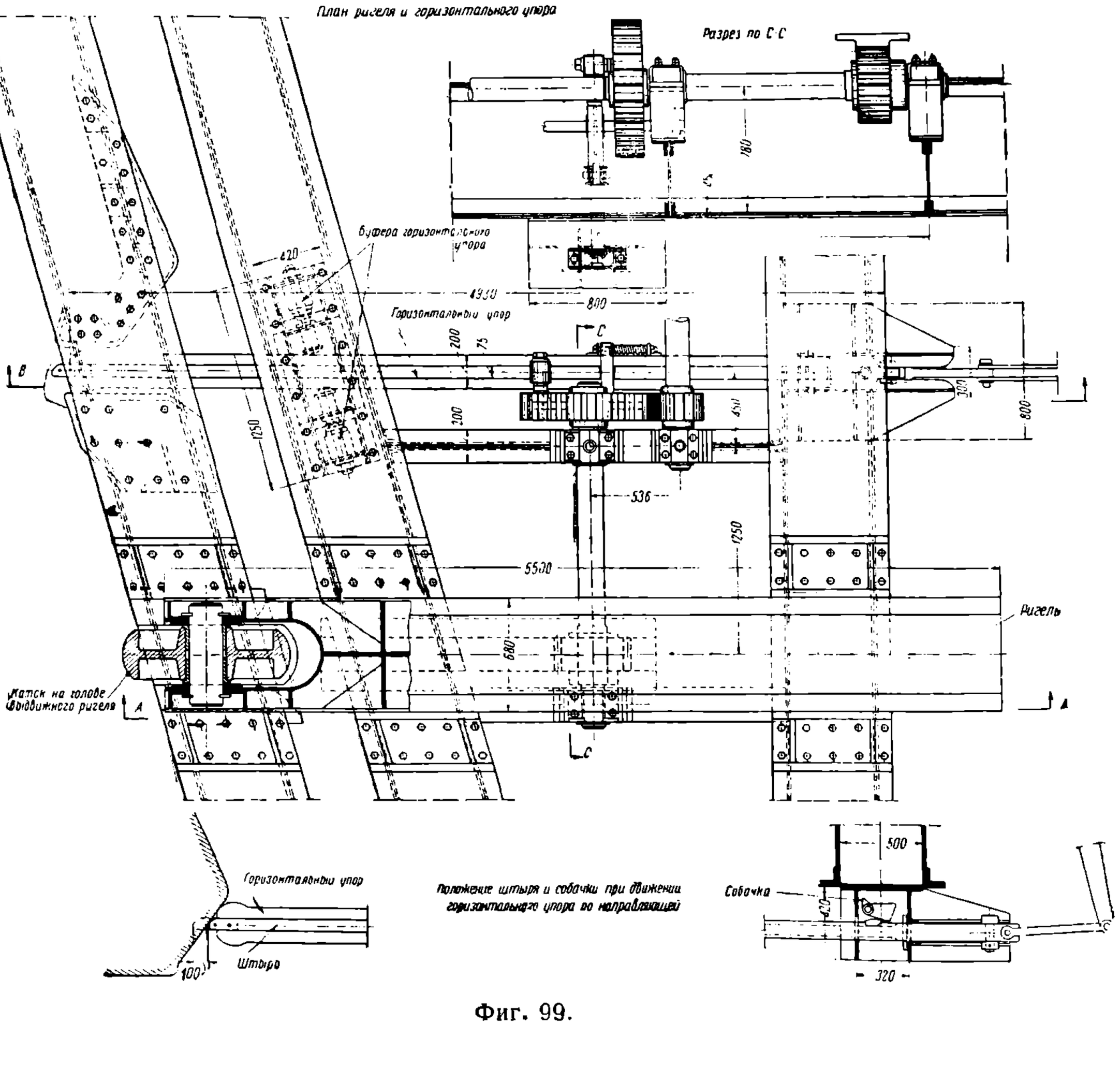


Фиг. 98.

НТБ ДНУЖТ

Шов между поворотной и стационарной частями сделан у оси вращения по прямой, перпендикулярной оси моста; у разводного конца примыкание косое по кривой, образованной практически тремя прямыми, касательными к радиусам, проведенным из оси шарнира в начало каждой прямой. Шарнир, вокруг которого поворачивается разводная часть моста, сделан шаровым, вследствие чего перекосы разводной части происходят беспрепятственно.

Зазор между проезжими частями в сопряжении разводного и стационарного участков моста перекрывается стальными плитами, автоматически поднимающимися при выдвигании запорного ригеля и опускающимися при задвигании ригеля.



Фиг. 99.

Механизмы разводной части рассчитаны на задвигание ригеля в течение 2 мин. (общая продолжительность разводки составляет в тихую погоду около 6 — 7 мин.). Нормальная работа механизмов производится от электромоторов трехфазного тока. Управление может выполняться одним человеком с любого конца разводной части. Каждая лебедка снабжена конечным выключателем и электромагнитом, позволяющими быстро остановить механизмы по окончании работы.

Кроме электромотора, каждая лебедка снабжена еще керосиновым двигателем (также показан на фиг. 98), который приводит в движение механизмы в случае отсутствия тока или аварии электромотора; при включении двигателя разъединяется кулачковая муфта между валом червячного редуктора мотора и валом центральной лебедки, и далее управление производится рычагом, действующим на фрикционные муфты,

ГГТБ ДНУЖТ

НТБ ДИУКТ

Разрез по Б-Б

Разрез по Г-Г

Продольные и поперечные разрезы
рычажной дорожки

Разрез по А-А

Разрез по В-В

Фиг. 100.

имеющиеся на лебедке; муфты служат для включения в работу лебедки и изменения хода на обратный.

На лебедке имеется указатель хода ригелей, по которому машинист может определить момент, когда надо выключать механизмы. Механизмы могут приводиться в движение также вручную, что требуется при монтаже, регулировке и т. п.

Центральная лебедка смонтирована в жесткой стальной раме, что гарантирует сохранение точного расположения валов и шестерен. Электромотор и керосиновый двигатель также установлены вместе с их червячными редукторами на чугунной раме каждый. Редукторы соединены с лебедкой посредством кулачковых муфт, главные валы — посредством распределительных валов, лежащих на разъемных подшипниках (для удобства монтажа и регулировки). Все шестерни стальные кованые, зубчатые колеса — стального литья.

Обработка поверхностей продумана весьма тщательно. Окраску надводных частей моста предположено производить следующим образом. Заготовленные на заводе элементы пролетного строения предварительно полностью освобождаются от окалины и ржавчины, промываются уайт-спиртом или скипидаром, протираются чистой ветошью, обдуваются сжатым воздухом и загрунтовываются. В таком виде элементы отправляются на место сборки моста. После окончания сборки пролетное строение сначала очищается от грязи, затем производятся также промывка, протирка, обдувка и грунтовка свинцовым суриком, после чего пролетное строение просушивается на воздухе в течение 48 час. и, наконец, окрашивается по грунту алюминиевой краской на полимеризованной олифе. После 48-часовой просушки пролетное строение покрывается вторым слоем краски стального цвета на свинцовых белилах и на льняной олифе. Свинцовый сурик приготовляется перед употреблением на месте работ. Окраска подводных частей понтонов ведется в следующем порядке: а) очистка от ржавчины, окалины и грязи всей поверхности, б) промывка скипидаром, в) протирка ветошью и обдувка, г) окраска свинцовым суриком, д) сушка 48 час., е) окраска алюминиевой краской на полимеризованной олифе, ж) сушка 48 час., з) покрытие кузбасским лаком, и) сушка 24 часа, к) окраска ртутной киноварью или другой ядовитой краской на полимеризованной олифе, л) сушка 72 часа. При густой консистенции кузбасского лака для разбавления применяется только сольвент-нафт. Слой ядовитой краски имеет целью противодействовать обрастанию окрашенной поверхности микроорганизмами.

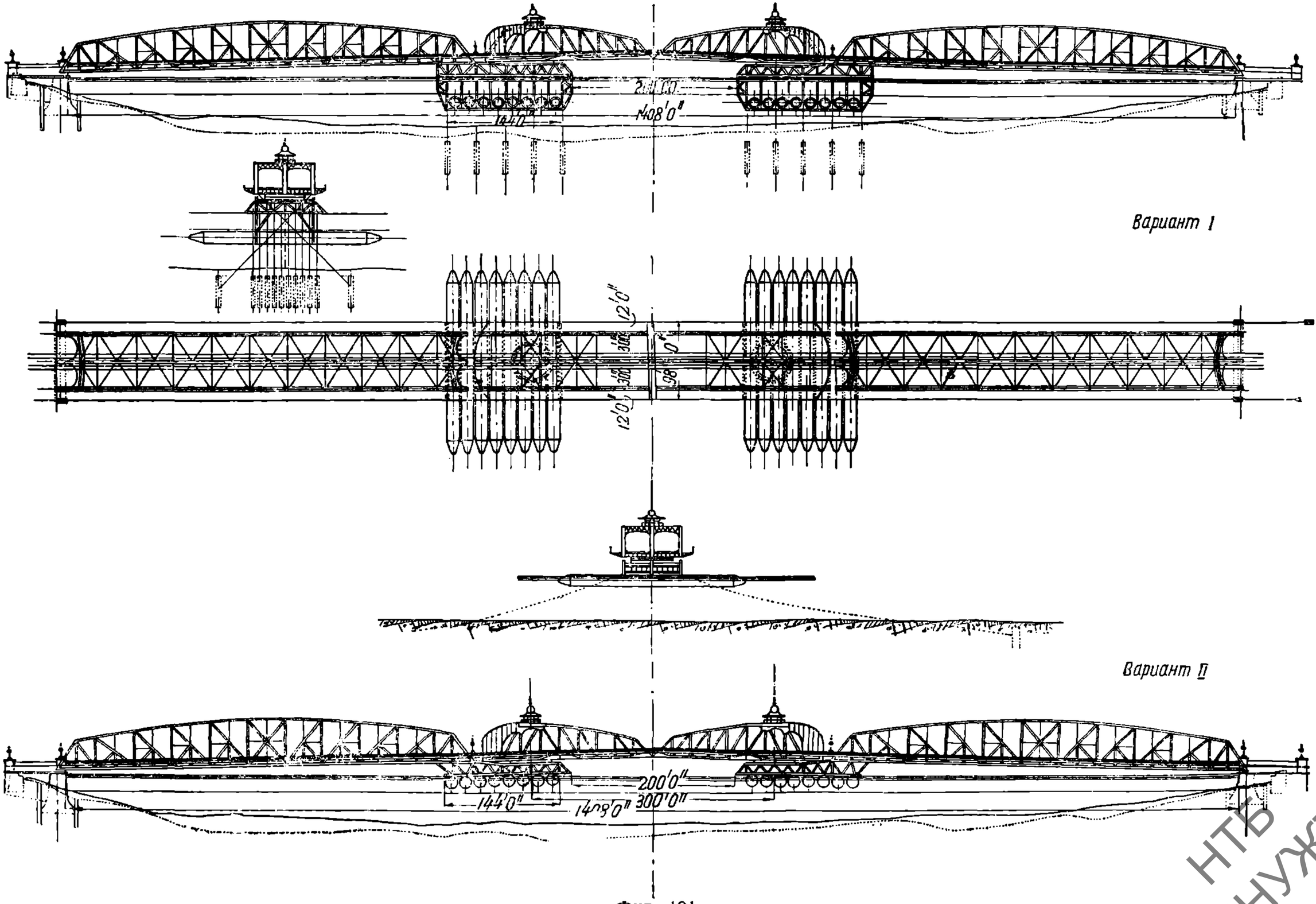
§ 19. Проекты наплавного моста в Кальнутте

Гор. Калькутта, расположенный в дельте Ганга, отделен от своего предместья Говра протоком Гугли. Связь между этими частями осуществлялась построенным еще в 1874 г. наплавным мостом длиной 430 *м*, несущим два трамвайных пути. Нестойкое илистое дно Ганга совершенно исключает возможность устройства постоянных опор в русле. До 1921 г. считалось невозможным устройство и однопролетного моста по причине слабого грунта берегов. Поэтому первоначально предполагалось заменить пришедший в ветхость наплавной мост аналогичным сооружением, но удовлетворяющим современным требованиям. В 1912 г. в результате конкурса был представлен ряд проектов, представляющих значительный интерес как по разнообразию вложенных в них идей, так и по тщательности разработки[1].

Проект фирмы Head, Wrightson разработан в двух вариантах. Оба варианта разнятся в основном системой заякорения и расположением пловучих опор, в прочих же частях почти идентичны (фиг. 101). Начнем с общих элементов обоих вариантов. Общая длина моста 1 408′ (429 *м*) подразделена на три пролета двумя пловучими опорами. Крайние фермы опираются одним концом на береговые устои, другим—жестко связаны с пловучими опорами. Средний (судоходный) пролет перекрыт двумя поворотными крыльями, образующими отверстие длиной 200′ (67 *м*) для пропуска океанских судов. Полная ширина моста 29,9 *м* разделена тремя продольными фермами на 4 полосы: два наружных тротуара по 3,65 *м* и две экипажные полосы с трамвайной колеей по 9,15 *м* в свету (см. поперечные сечения на фиг. 101). Настил проезжей части — в виде заполненных бетоном стальных лотков, на которые уложена брусчатая мосто-

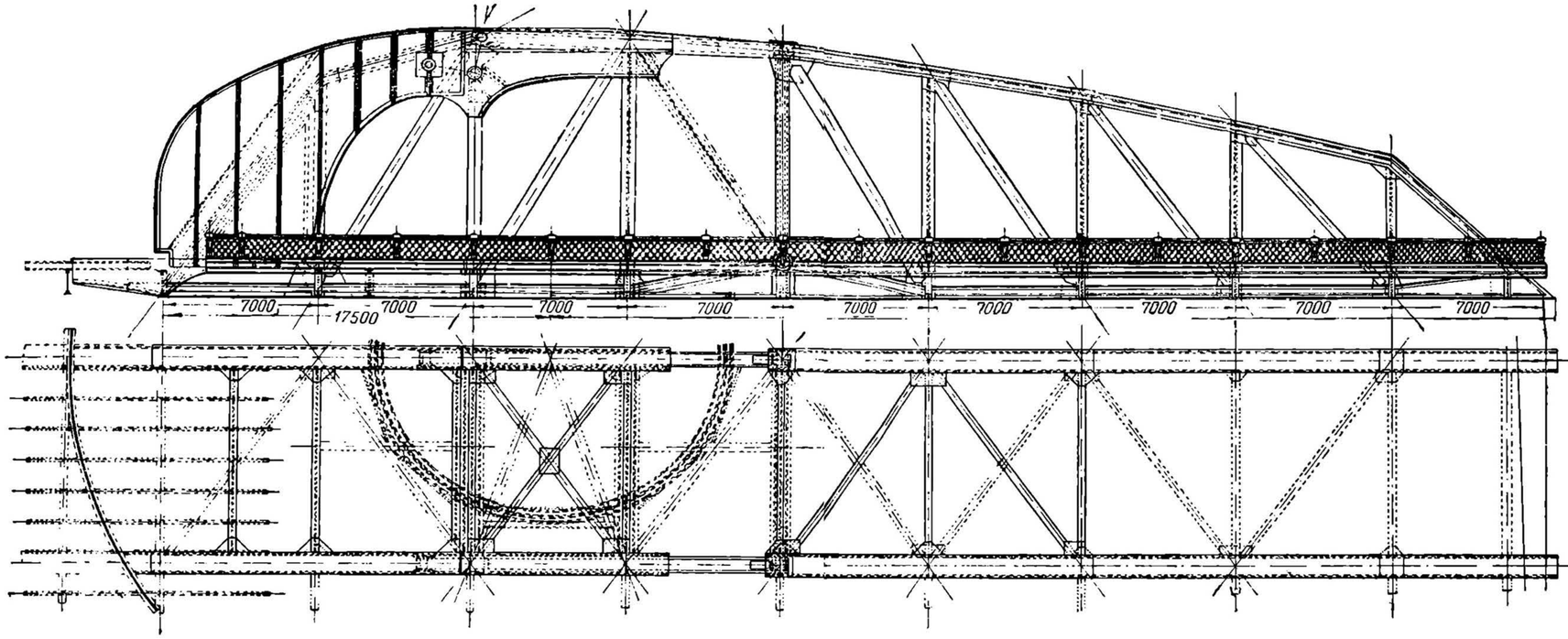
[1] «The Engineer», 1912 и 1913.

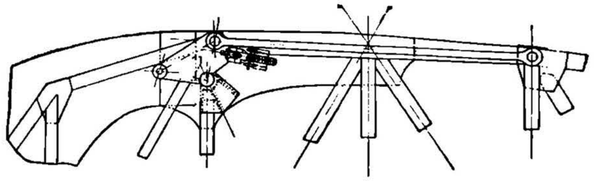
НТБ ДНУЖТ

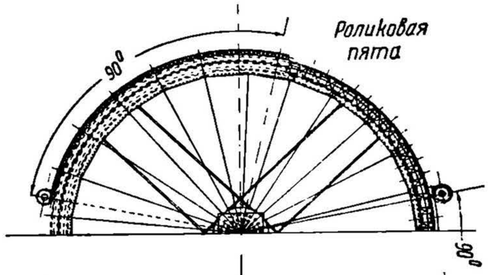


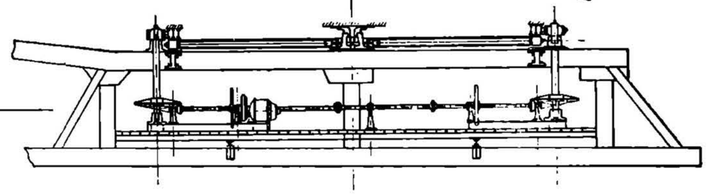
Фиг. 101.

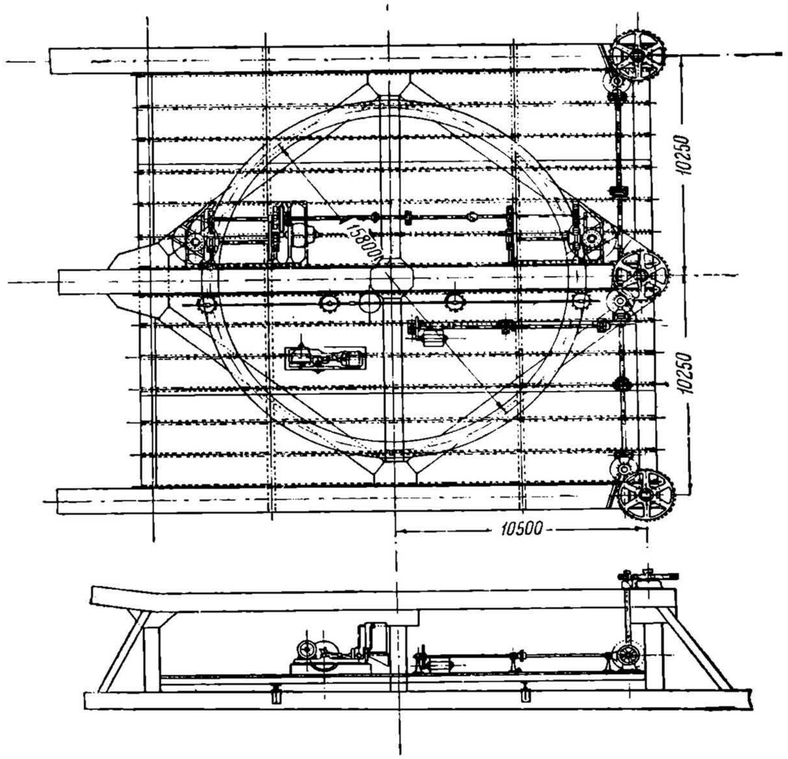
НТБ ДНУЖТ

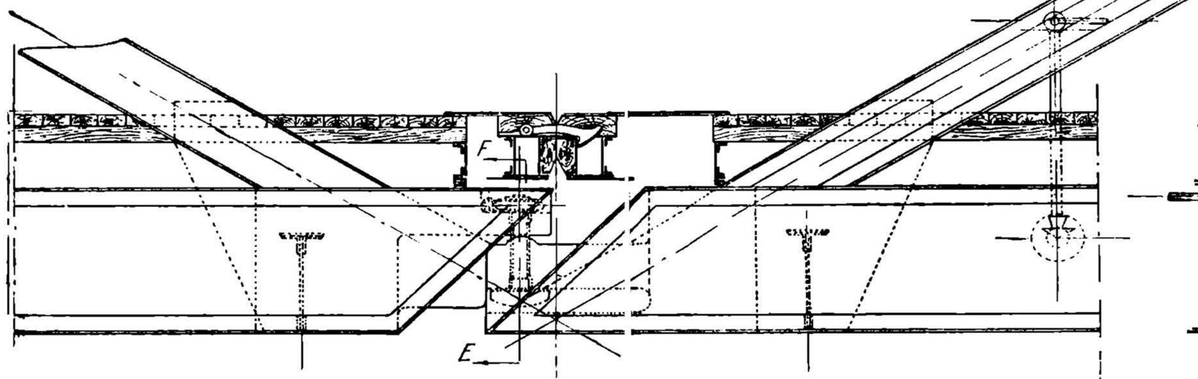


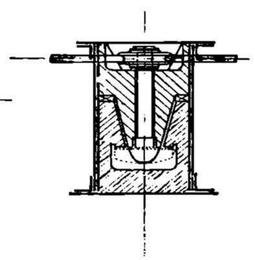


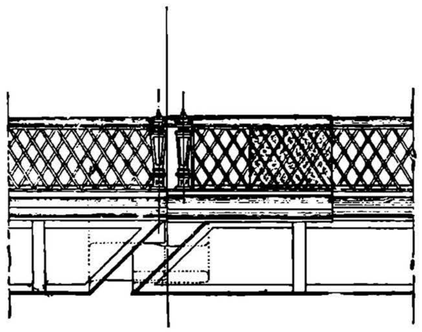


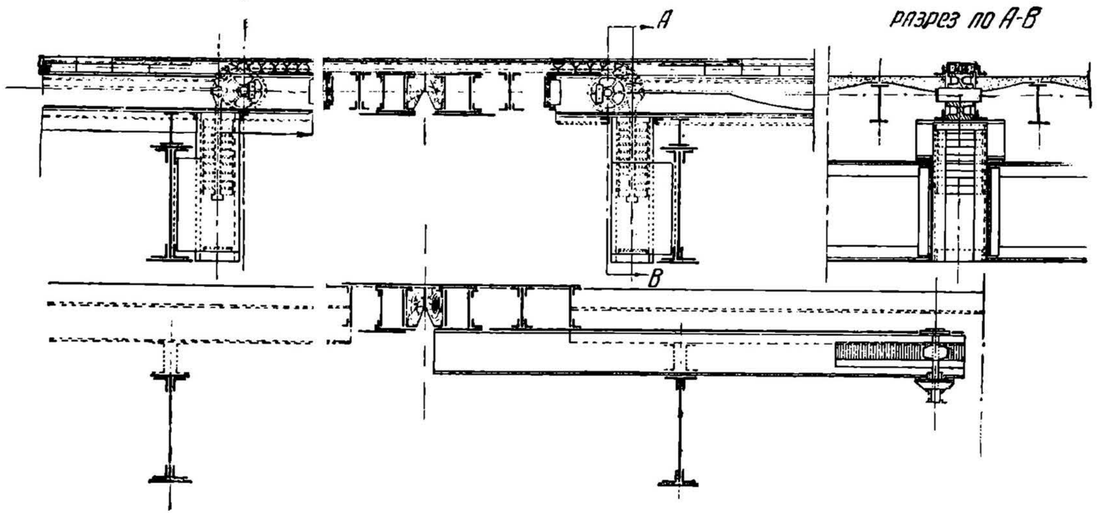












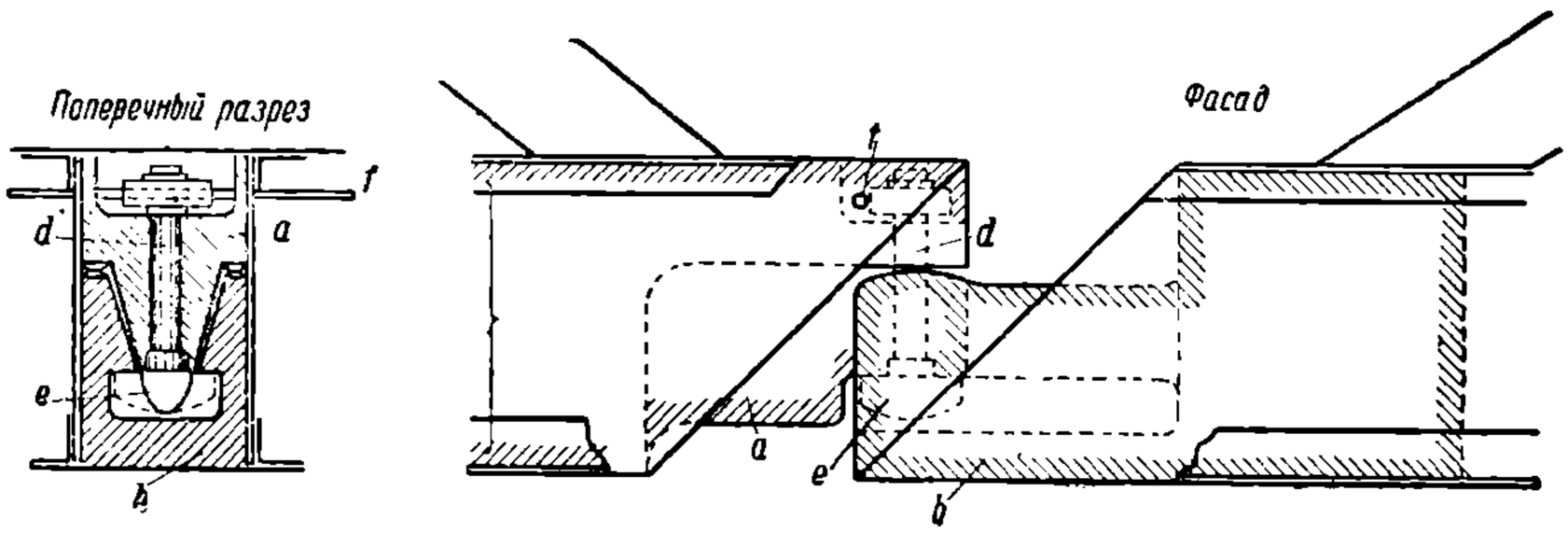
Фиг. 102.

НТБ ДНУЖТ

вая из твердого дерева. Каждая из трех ферм поворотного крыла состоит из двух шарнирно сочлененных частей (фиг. 102, вверху). Шарнир помещен по оси нижнего пояса крыла, несколько приподнятого на протяжении двух панелей. Верхний пояс подвешенной части крыла соединяется с верхним поясом неподвижной части при помощи тяги с кривошипом, снабженным противовесом. Центр тяжести звена с противовесом проходит через центр кольцевого рельса. Перед поворотом одного крыла его речной конец приподнимается на 2 *м* и проезжая часть и замковые механизмы разъединяются. Второе крыло поворачивается вслед за первым. При повороте крыло опирается на кольцевой рельс при помощи 75 стальных катков $d = 15''$ (38 *см*). Самый поворот крыла на 90° осуществляется двумя вертикальными шестернями, зацепляющими горизонтальную секторную кремальеру, связанную с крылом. Когда мост закрыт, крыло опускается на особые опоры и кольцевой рельс разгружается.

Значительный интерес представляет конструкция сопряжения проезжей части, рельсового пути и самих ферм в ключе. Уравнительный прибор проезжей части состоит из двух подвижных створок, скошенных в плане и могущих вращаться около вертикальных шарниров по концам, оставаясь все время в соприкосновении.

Каждая створка состоит из двустенчатой клепаной балки, тянущейся во всю ширину моста. К верхнему поясу балки приклепаны стальные листы, опертые на торцы проезжего полотна и поддерживаемые промежуточными балками. Промежуточные балки уравнительного прибора опираются на второстепенные продольные балочки,



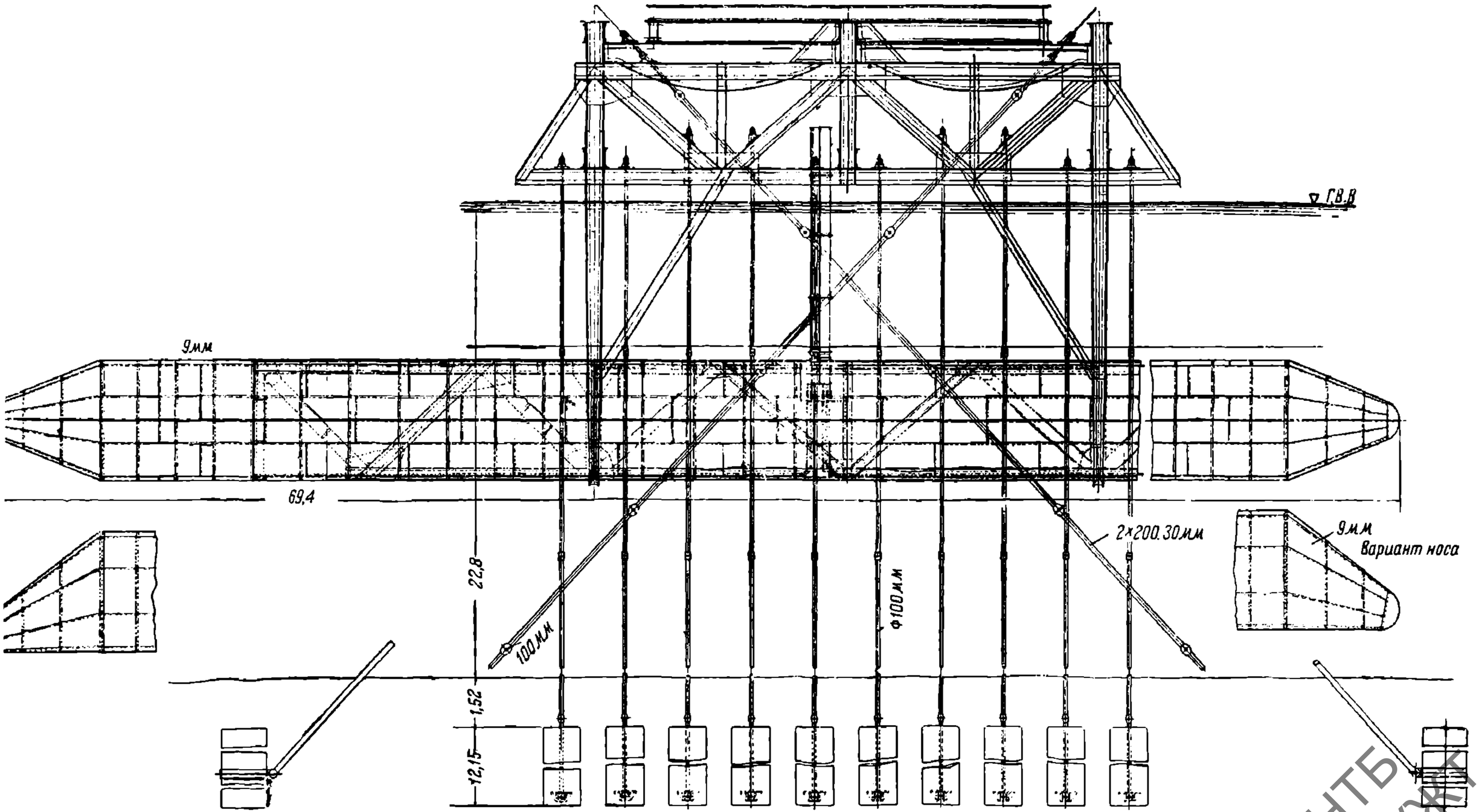
Фиг. 103.

которые устроены подвижными в продольном направлении и могут перемещаться от руки специальной шестерней и кремальерой (фиг. 101, внизу). Крюки, скрепляющие створки уравнительного прибора, прикреплены к крылу, поднимающемуся первым. При замыкании они автоматически попадают в свои гнезда. Вращение створок при температурных удлинениях пролетного строения представляет известные затруднения для устройства компенсатора рельсового пути. Короткие куски рельсов, подходящие впритык один к другому по шву между крыльями, опираются на верхние пояса створок и промежуточных балок, причем закреплены в продольном направлении. Короткие рельсы оканчиваются цепным рельсом, состоящим из стальных звеньев (фиг. 102, внизу). Конец цепи проходит через каток и натянут грузом, скользящим между направляющими. Цепные рельсы скрыты настилом и защищены от грязи и песка.

Три главные фермы каждого из крыльев сопрягаются при помощи стальных запорных механизмов, помещенных в коробке нижнего пояса (фиг. 103). Верхняя стальная отливка *a* левого крыла имеет форму клина и может скользить вдоль нижней отливки *b* (укрепленной в поясе правого крыла), обхватывающей клин с боков. Связь в вертикальном направлении осуществляется поворачивающимся на 90° болтом *d* с продолговатой головкой *e*. Этот болт проходит сквозь цилиндрическое вертикальное отверстие в клине и вращается в полости направляющей отливки, снабженной закраинами. Вращение болтов производится от электромотора (вал *f* с червяком). Запорный механизм допускает температурные расширения, передавая в то же время усилия в вертикальном и боковом направлениях.

Пловучие опоры в обоих вариантах состоят из 8 железных закрытых цилиндров длиной 69 *м* при $d = 4{,}73$ *м* (фиг. 104 — 106). Обшивка цилиндров толщиной 9,5 *мм*. Внутренние крепления состоят из двустенчатой фермы в диаметральной плоскости и пяти водонепроницаемых переборок. Водоизмещение цилиндров назначено с расчетом

НТБ ДНУЖТ



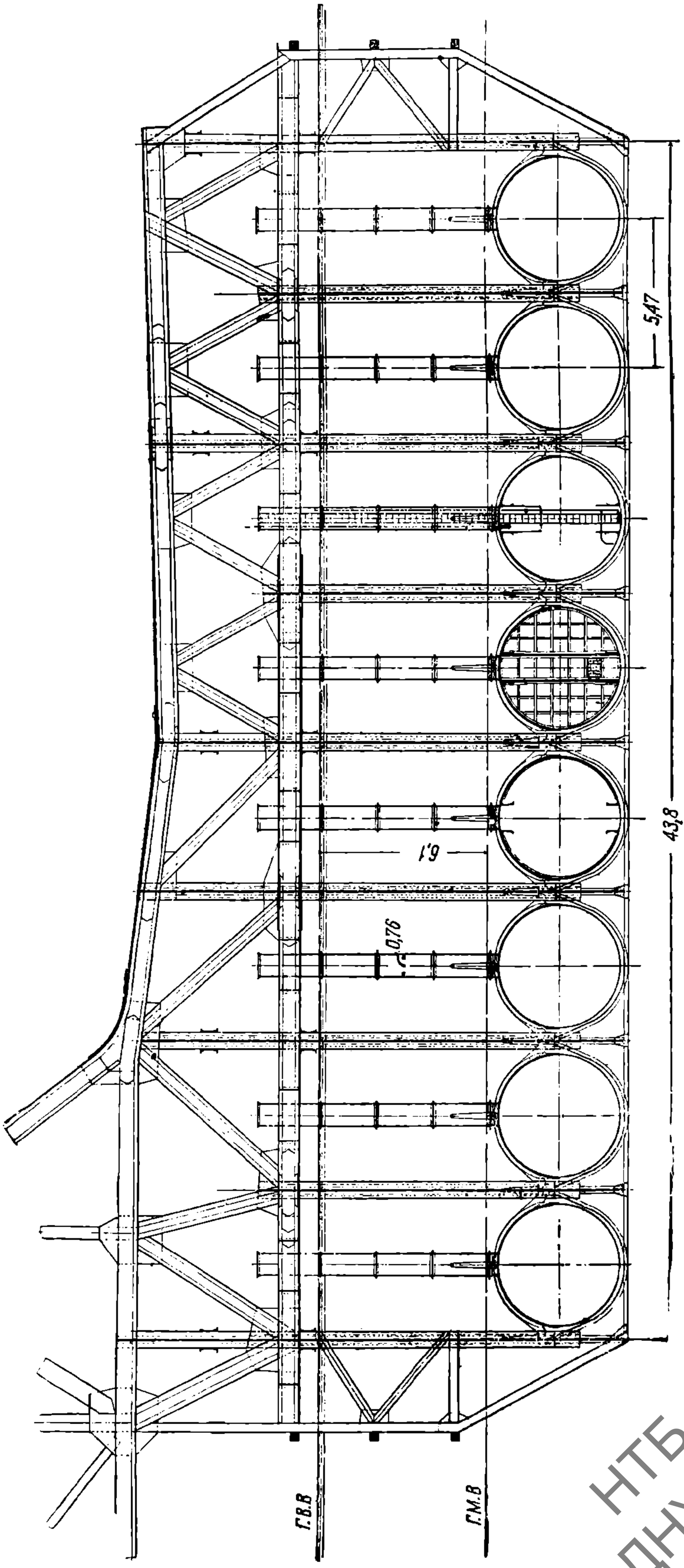
Фиг. 104.

НТБ ДНУЖТ

на затопление двух из шести отсеков в каждом цилиндре либо на удаление одного из цилиндров для ремонта. Операция по выводу и вводу цилиндров сопровождается балластировкой (затоплением отсеков), для чего служит специальный компрессор.

Силовое оборудование моста состоит из двух электромоторов по 100 *ЛС* для поворота крыльев, двух моторов по 40 *ЛС* для подъема подвижной части крыльев, мотора 3 *ЛС* для поворота болтов в запорных механизмах и компрессора с электромотором.

Переходим к отличительным особенностям обоих вариантов. Колебания горизонта воды достигают 6 *м*. При устройстве заякорения по первому варианту изменение уровня воды вовсе не оказывает влияния на профиль моста: каждая плавучая опора притянута ко дну таким образом, что верх цилиндров на 0,6 *м* ниже горизонта самых низких вод. Закрепление осуществлено при помощи мертвых якорей—железных цилиндров, заполненных бетоном и погруженных на дно реки. Высота цилиндра 12,2 *м* при диаметре около 1,80 *м*. Число мертвых якорей под каждой плавучей опорой равно 50, из них 40 собственно несущих и 10 откосных. Тяжи, притягивающие плавучие



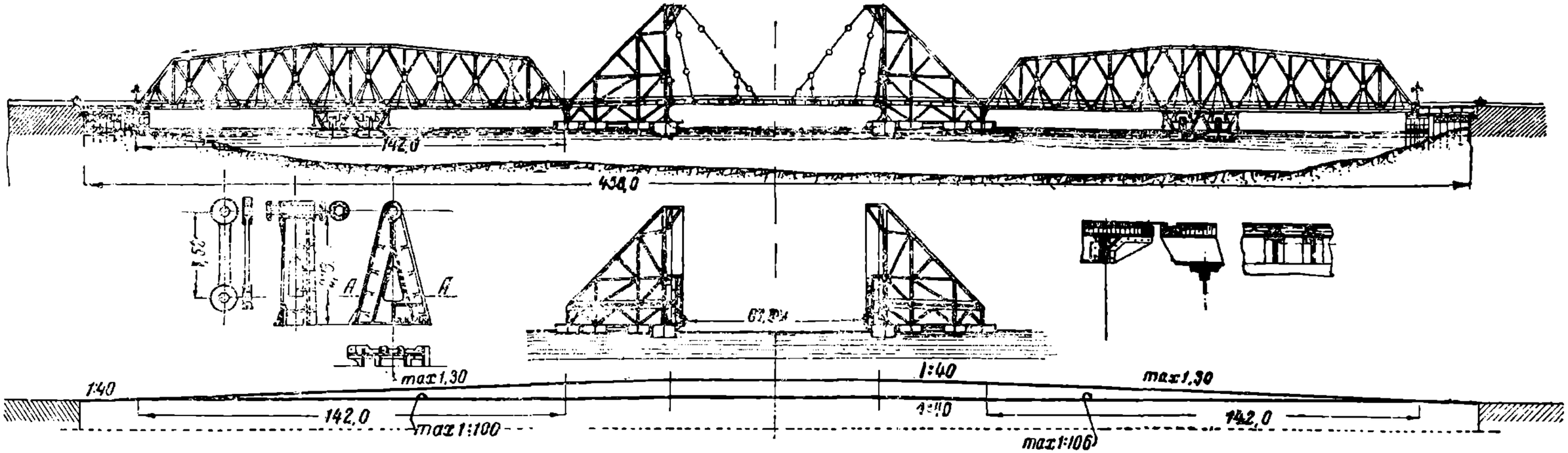
Фиг. 105.

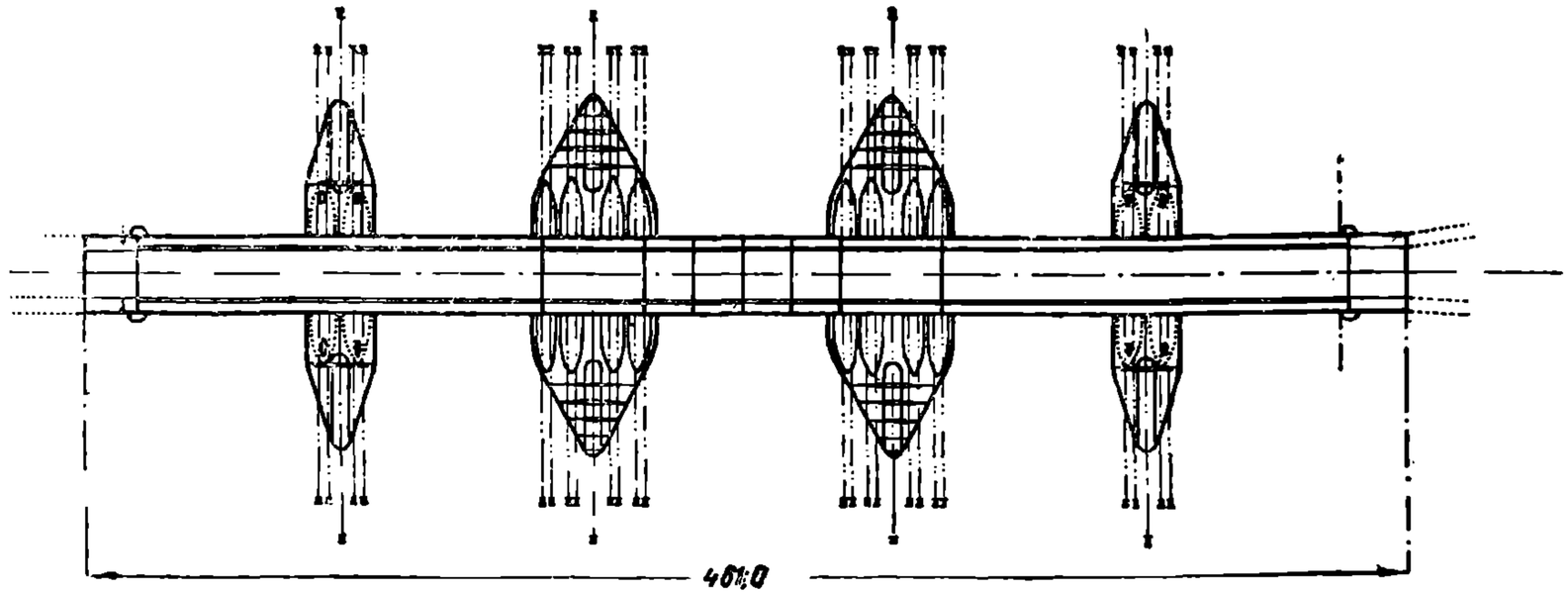
НТБ ДНУЖТ

Фиг. 106.

опоры к мертвым якорям, длиной 36 *м*, d = 100 *мм*. Тяжи состоят из отдельных штанг, соединяемых муфтами, и сверху снабжены нарезкой и гайками для подвинчивания на манер кессонных винтов. Нижний конец тяжей снабжен тарелкой на шарнире и забетонирован на всю высоту мертвого якоря. Тяжи работают исключительно на растяжение силой, равной разности между полным водоизмещением плавучей опоры и действительной нагрузкой. Так как водоизмещение цилиндров несколько больше суммы постоянной и временной нагрузок, то наибольшее растягивающее усилие в тяжах близко к временной нагрузке. Из осторожности вес мертвых якорей назначен примерно равным усилию в тяже. Замена тяжелых мертвых якорей винтовыми якорями дала бы значительную экономию, но такое решение было бы связано с производством опытов над сопротивлением ила выдергиванию таких якорей. Вывод подводного цилиндра для ремонта и очистки от водорослей производится в следующем порядке. Прежде всего цилиндр балластируется, вследствие чего уничтожается давление между цилиндром и верхним полукольцом, обхватывающим цилиндр и передающим давление на стойки. Цилиндр лежит на нижнем полукольце. Верхнее кольцо поднимается особым подъемником. Балластная вода выгоняется сжатым воздухом,

НТБ ДНУЖТ





Фиг. 107.

НТБ ДНУЖТ

цилиндр всплывает и выводится на буксире за пределы моста. Операции по вводу цилиндра протекают в обратном порядке.

По второму варианту система заякорения предположена обычная, при помощи мертвых якорей, отнесенных на 130 *м* вверх и вниз по течению, и пологих цепей. Верх понтона всегда возвышается над горизонтом воды на 0,30 *м*. Высота надстройки выбрана с таким расчетом, чтобы при низком горизонте воды мост был горизонтален. Предельный подъем при г. в. в. достигает 2,85%. Наименьшее возвышение ключа над горизонтом воды в обоих вариантах составляет 9,50 *м*.

Сопоставляя оба варианта, следует признать, что технические преимущества, несомненно, за первым, дающим сооружение, приближающееся к постоянному мосту. Недостатком его является сложность пловучих опор, вызванная желанием облегчить условия ремонта и эксплуатации. Экономические преимущества остаются за вторым вариантом, так как погружение мертвых якорей в сильной степени увеличивает стоимость сооружения.

Проект Лесли Бредфорда, строителя старого Калькуттского пловучего моста, также составлен в нескольких вариантах.

По основному варианту *А* сооружение поддерживается четырьмя пловучими опорами (фиг. 107). Понтоны крайних пловучих опор погружены ниже поверхности воды, и потому реакция их на береговые качающиеся фермы постоянна, независимо от нагрузки и горизонта воды. Понтоны пловучих опор, ограничивающих судоходный пролет, всплывают, следуя изменению горизонта воды. По сравнению с рассмотренным выше проектом здесь достигнуто сокращение пролетов качающихся ферм вдвое, что, однако, не отразилось на уклонах от колебаний горизонта воды вследствие того, что качающиеся пролеты устроены неразрезными. Уклоны качающихся пролетов здесь колеблются от 1 30 (вверх) при наивысшем приливе до 1 160 (вниз) во время засухи. Полотну над понтонами разводного пролета придан постоянный уклон 1 : 40.

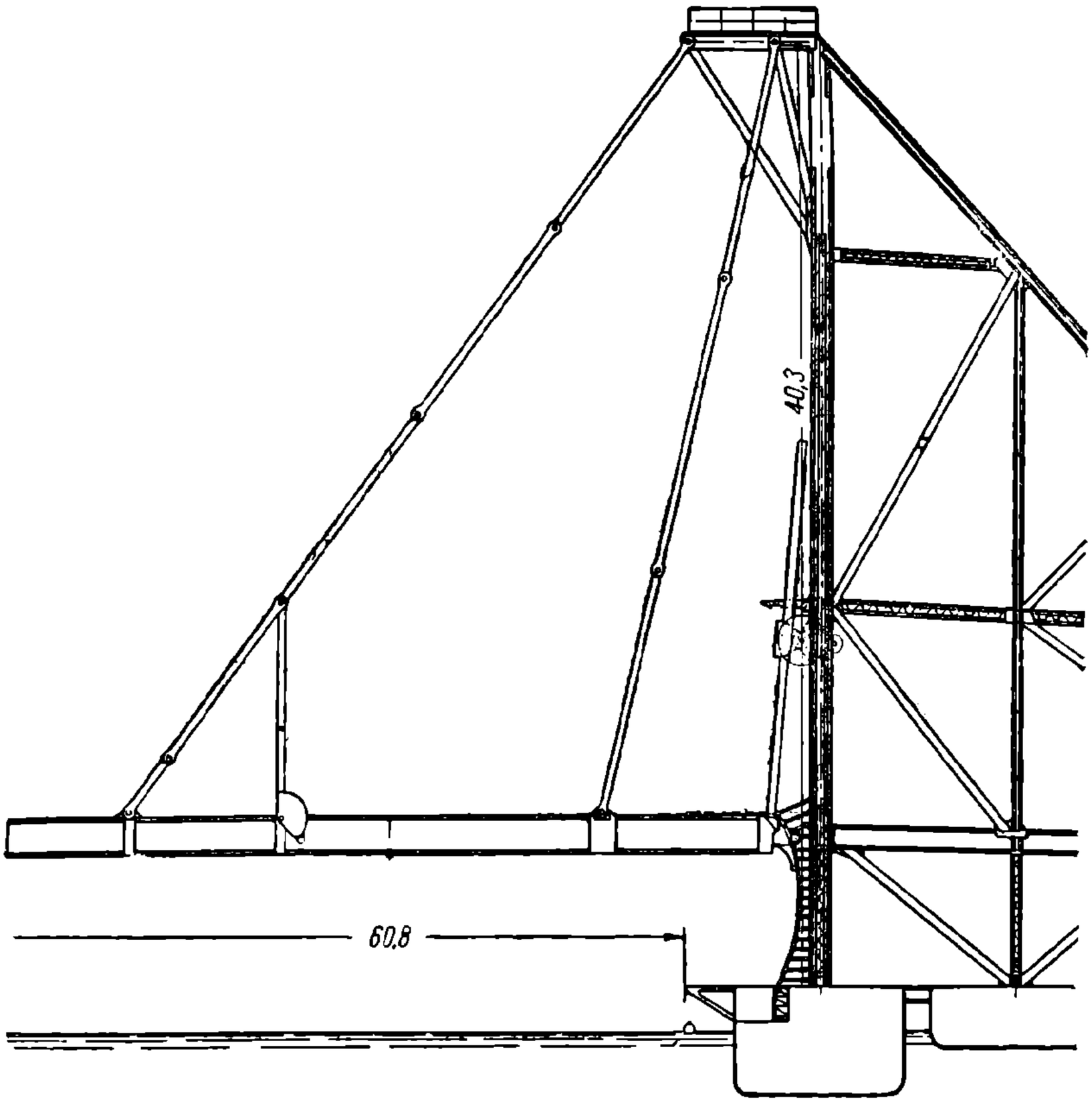
Введением погруженных пловучих опор преследовалась еще задача разгрузить береговые устои. Последнее имеет значение в связи с необходимостью расположить новый мост на месте существующего. По проекту Лесли Бредфорда замена старого моста новым, собранным в стороне, может быть осуществлена в течение суток. Компенсация температурных удлинений сосредоточена на устоях моста. Концы качающихся пролетов подвешены к устоям при помощи звеньев длиной 5′ (1,80 *м*). При повышении температуры подвески отклоняются назад, при падении температуры — располагаются вертикально. Таким образом, достигается более или менее точное совпадение концов подъемных крыльев судоходного пролета. Просветы проезжей части над устоями перекрыты рифленными листами, а рельсы соединены в ус и перекрыты боковыми накладками. Судоходный пролет перекрыт двукрылой раскрывающейся системой (фиг. 77). Каждое крыло, состоящее из двух шарнирно соединенных частей, подвешено при помощи цепей из плоского железа сечением 250 × 40 *мм* к консолям трубчатых клепаных мачт. При раскрывании, которое достигается перемещением рейки с кремальерой, береговой конец крыла скользит по вогнутому рельсу, пока обе створки крыла не установятся вертикально. При этом короткая ветвь наружной цепи складывается, и вес створки полностью передается на наружную цепь. Каждая из центральных пловучих опор состоит из четырех понтонов длиной 72 *м* и шириной 7,5 *м*. Высота бортов трех понтонов 2,55 *м*, четвертого, которому передается вес раскрывающегося устройства, — 4,5 *м*. Понтоны разделены центральной продольной и шестью поперечными переборками на 12 отсеков, имеющих каждый свой отдельный люк. Боковые (погруженные) пловучие опоры состоят из двух понтонов сечением 66 × 9,6 × 4 *м*, жестко связанных поперечными распорками. Эти понтоны рассчитаны на наибольший напор 5,7 *м* и потому имеют две продольные и шесть поперечных переборок. Для придания подводным понтонам устойчивости они на каждом конце имеют башню, выступающую над поверхностью воды. Размеры башни 6 × 1,8 × 4,8 *м*. Эти же башни служат и для сообщения с корпусом понтона.

Надстройка, передающая давление от качающегося пролета на погруженные понтоны, состоит из восьми трубчатых стоек. Башни разводного пролета снабжены контрфорсами как в продольном, так и в поперечном направлении. Продольные контрфорсы распределяют давление на группу понтонов, поперечные — облегчают условия работы глубоко сидящего понтона и обеспечивают устойчивость мачт при вет-

НТБ ДНУЖТ

ре. Системой контрфорсов вся группа из четырех понтонов связана в одно жесткое целое.

Для защиты основных понтонов от ударов спроектированы особые защитные понтоны, расположенные по оси пловучих опор. Защитные понтоны для увеличения массы забалластированы водой. Защитные и основные понтоны окружены цепью из бревен, подвешенной на 30 *см* выше горизонта воды. Особое внимание уделено заякорению моста. Мост укреплен 48 патентованными пятитонными якорями с таким же количеством тросов $d = 56{,}3$ *мм*, выдерживающих пробную нагрузку в 91 *т*. Опыт эксплуатации старого моста показал, что полная неподвижность моста может быть достигнута



Фиг. 108.

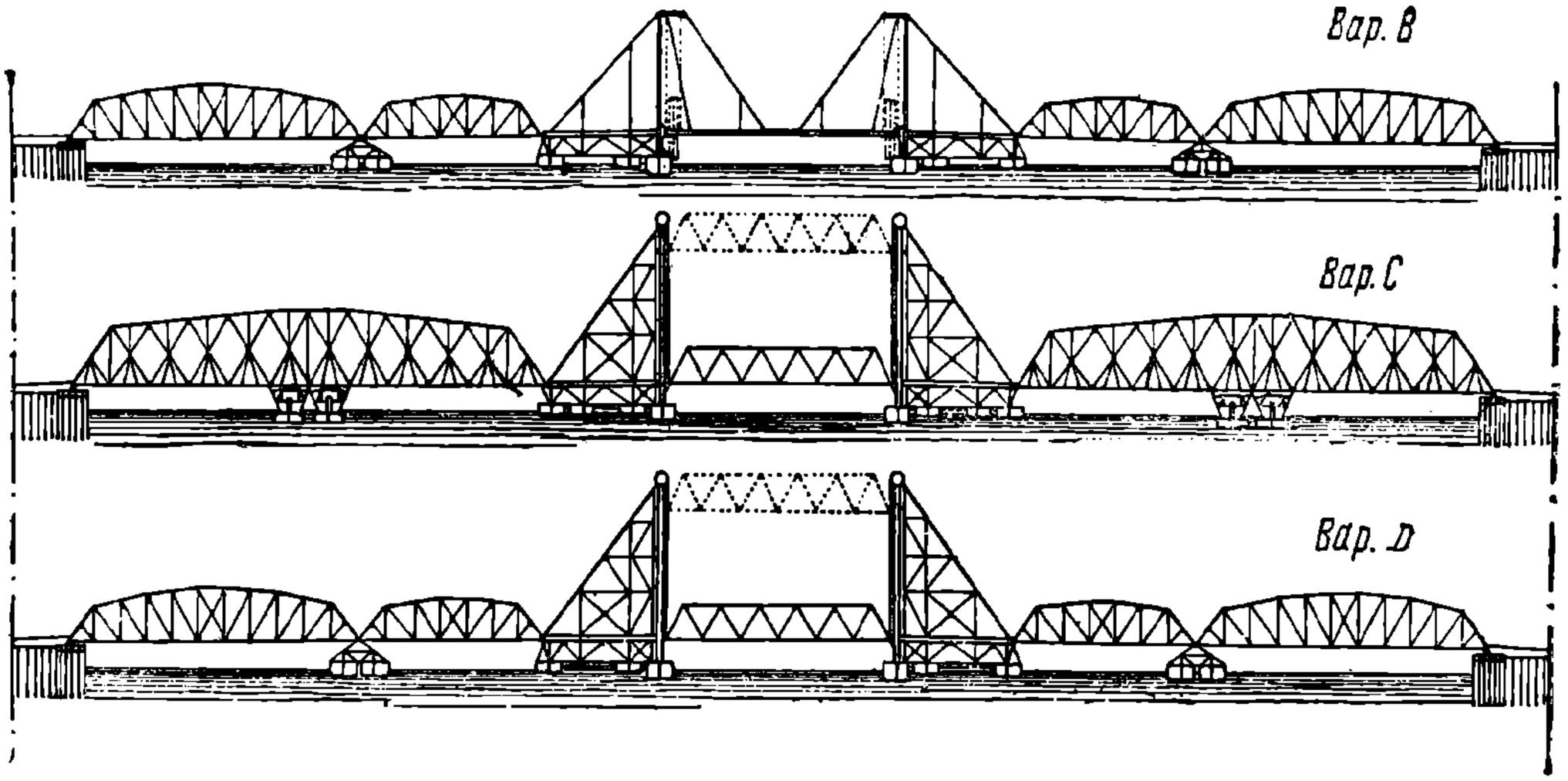
только при туго натянутых тросах. Для натяжения тросов при изменении уровня воды во время приливов предусмотрены тали и мощные лебедки. Для уравновешения всех тросов производится измерение натяжения в горизонтальной части каждого троса (между клюзной трубой понтона, в которую проходит трос с лебедкой). По расчету смещение моста во время урагана не может превысить 5 — 7 *см*; горизонтальная сила, равная разности натяжений верховых и низовых тросов, развивающаяся при отклонении от симметрии, будет оказывать сопротивление угону моста. Это сопротивление тем больше, чем более полога линия провисания тросов. Следовательно, в погруженных понтонах, где уровень отверстия клюзной трубы в днище ниже, усилия кабелей при отклонении моста будут возрастать сильнее. Заякорение защитных понтонов проектировано совершенно независимым от основных.

Из общего веса моста 6 600 *т* на концевые опоры передается лишь 200 *т*, т. е. по 100 *т* на каждый конец. Устои раздельного типа состоят из подпорной стенки и небольшой железобетонной эстакады, вынесенной впереди эстакады существующего моста. Последняя разбирается по окончании постройки.

Другие варианты проекта (фиг. 09) представляют различные особенности по сравнению с основным. В варианте *В* береговая ферма разрезная; она опирается

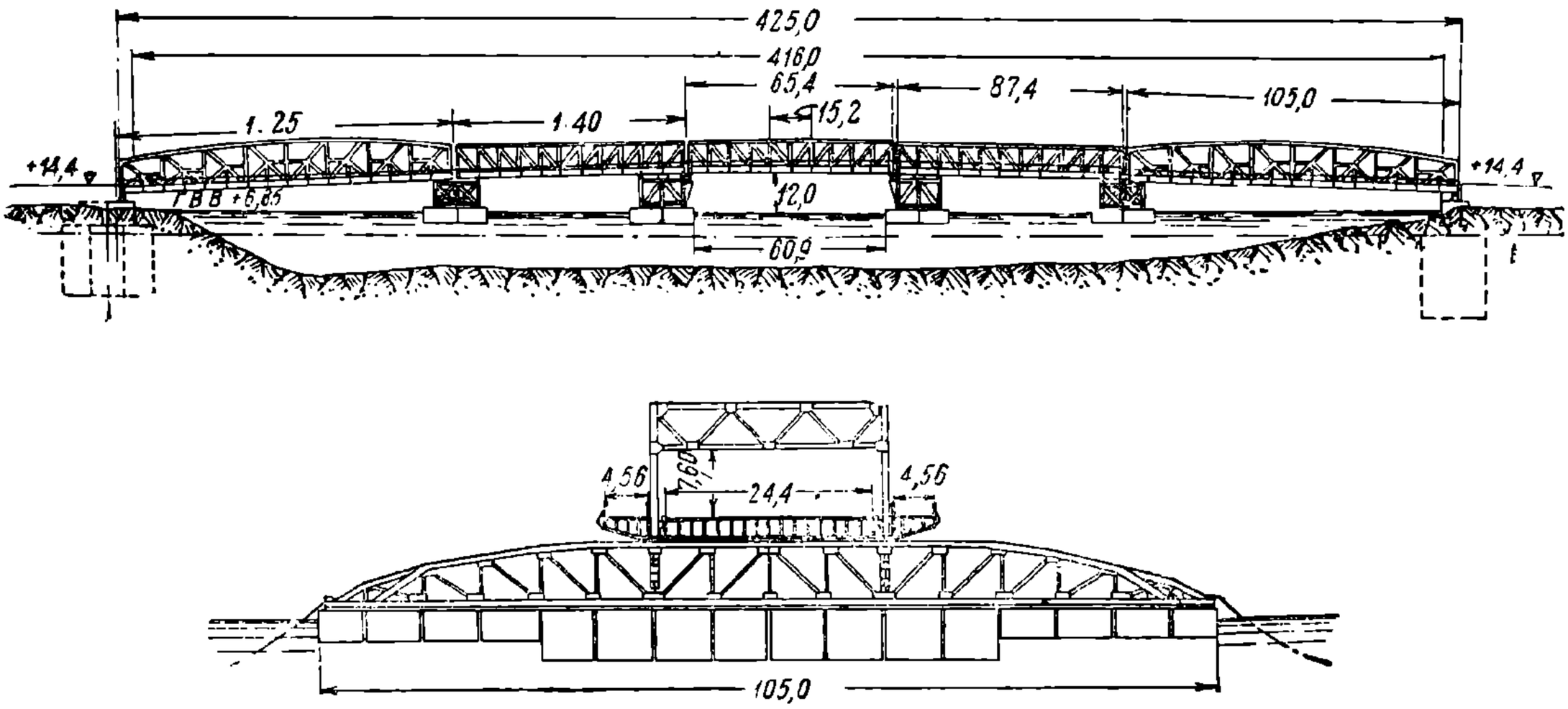
НТБ ДНУЖТ

на понтоны, плавающие на поверхности воды. При этом, очевидно, получаются более крутые уклоны при подъеме и спаде воды (до 1 : 33). В вариантах *C* и *D* разводное устройство подъемной системы — с противовесами при высоте габарита в 45 *м*. Общее увеличение веса металла во всем сооружении (включая заякорение, вес которого возрастает в связи с увеличением ветровой площади) составляет 1 200 *т*. Преимущество лифта состоит в большей надежности действия в условиях наплавного моста, когда существует опасность изменения пролета раскрывающихся крыльев. Здесь обе части моста остаются все время связанными.



Фиг. 109.

На фиг. 28 представлен проект завода Аугсбург-Нюрнберг (MAN). Проект отличается простой формой. Недостатками его являются трудность смены громадных плавучих опор и большие уклоны проезжей части.



Фиг. 110.

В связи с обнаружением в 1921 г. мощных слоев глины на глубине около 30 *м* вблизи обоих берегов и изменением технических условий (отказ от прохода океанских судов) вопрос перешел в несколько иную плоскость.

Проект Рендла, Палмера и Триттона, представленный в конце 1929 г., предусматривает уже и вариант постоянного трехпролетного консольного моста общим отверстием 720 *м* при среднем пролете в 450 *м*, равном примерно общему отверстию плавучего моста. Основание главных быков консольного моста проектировано в виде группы

НТБ ДНУЖТ

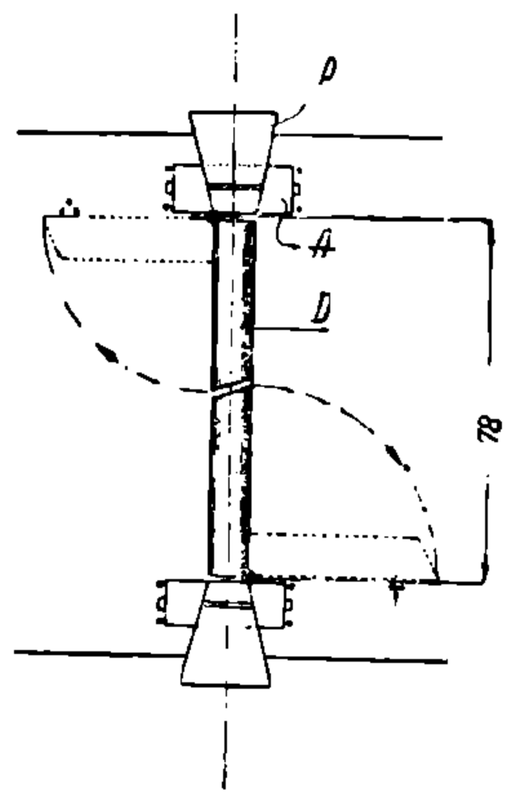
12 железобетонных кессонов размерами 11 × 11 *м* в плане. Общая стоимость консольного моста исчислена в 2 215 500 фунтов стерлингов. Ими же представлен и вариант наплавного моста. Как видно из схемы фиг. 110, пловучий мост проектирован без разводного устройства с возвышением низа ферм над водой в судоходном пролете в 12,0 *м*, когда мост не нагружен, и в 11,3 *м* при полной нагрузке. Мост имеет пять пролетов. Береговые пролеты перекрыты качающимися фермами, дающими наибольший уклон при высокой воде (+ 6,85 *м*) в 4% и 2,6% при низкой (+ 0,76 *м*) и полной нагрузке. Смежные с судоходным отверстием пролеты имеют постоянный уклон 2,5%, который продолжается и в пределах центральной фермы, исключая средний горизонтальный участок в 15,2 *м*.

Там же показан поперечный разрез по оси среднего пролета. Как характерную особенность отметим рациональную систему пловучих опор и уменьшение высоты прямоугольных понтонов по краям, облегчающее работу ферм надстройки. Общая стоимость наплавного моста определилась в 1 532 700 фунтов стерлингов.

В 1935 г. в Калькутте построен мост на постоянных опорах.

§ 20. Двукрылый наплавной мост через канал

В качестве примера небольшого моста с продольным расположением понтонов рассмотрим двукрылый мост через Северо-Германский канал. Мост (фиг. 111) состоит из двух продольно расположенных поворотных понтонов *D*, двух береговых понтонов *A* и двух сопрягающих с берегом качающихся мостиков трапецоидальной формы в плане *P*. Колебания горизонта воды составляют около 1,0 *м*. При г. н. в. качающиеся мостики имеют уклон 1 27, при г. в. в. — 1 18. Мост проектирован под нагрузку толпой 400 *кг/м²* и повозками весом 7,5 *т*.



Фиг. 111.

Длина сопрягающих мостиков 10,4 *м*. Пролетное строение их состоит из двух сплошных клепаных ферм, расположенных вдоль боков трапеции, и 13 поперечных балок, поддерживающих деревянный настил из двух перпендикулярных слоев досок толщиной 10 и 4 *см*. Фермы опираются на подферменники каменных устоев при помощи тангенциальных стальных опор. Кроме того, по оси моста в уровне цилиндрических поверхностей скольжения опор концевая поперечная балка соединена с массивом устоя особым шарниром, допускающим некоторое смещение вдоль моста. Последнее необходимо в связи с небольшими изменениями длины проекции моста при изменении уровня воды в канале.

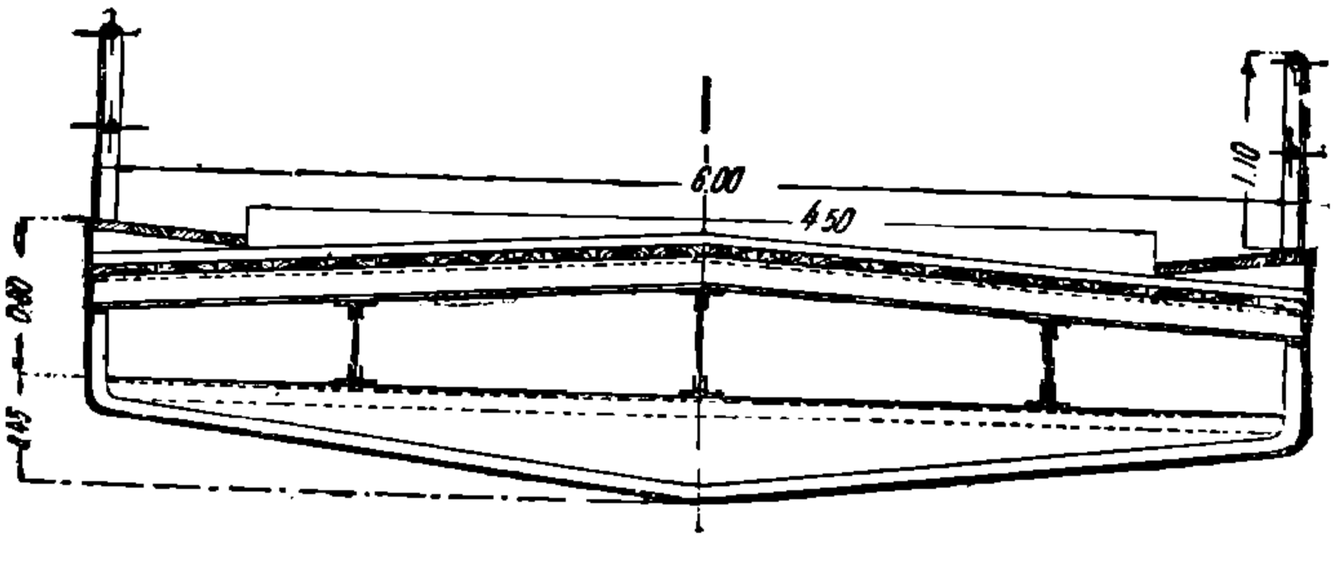
На береговой понтон качающийся мостик опирается нижним поясом поперечной балки, которому придана форма дуги круга большого радиуса. К нижнему поясу балки приклепан швеллер, обращенный полками вниз. Этот швеллер опирается на рельс, пришитый к лежню, уложенному поперек понтона. Когда понтон строго горизонтален, опирание происходит посредине. При наклонениях понтона опорная точка смещается в противоположную сторону. Этим, с одной стороны, достигается некоторое выравнивание наклонений, с другой, — обеспечивается опирание качающегося мостика постоянно в трех точках во избежание кручения. Тротуары качающихся мостиков вынесены на консоли.

Береговые понтоны размером в плане 12 × 8 *м* поставлены вдоль канала. Мостики опираются на них по середине ширины. К концам понтонов борт со стороны канала скошен на 0,50 *м*, чтобы увеличить обтекаемость при вращении поворотных понтонов. Закрытый корпус береговых понтонов подразделен четырьмя поперечными водонепроницаемыми переборками на 5 отсеков. В палубе устроены лазы для осмотра. Запас пловучести составляет около 40 *м³*, так что при затоплении одного отсека понтон не тонет. Толщина обшивки составляет 6 *мм*. В пределах качающегося мостика палубе понтона придан уклон 1 18 в сторону берега. Поэтому даже при высокой воде нижняя поверхность мостика не соприкасается с палубой. Проезжая часть на другой половине понтона опирается на клетки. Настил здесь имеет уклон 1 20 в сторону поворотного понтона, настил которого на 20 *см* ниже, чем уровень берегов. На указанном

ПГБ ДНУЖТ

протяжении поверхность настила из плоской переходит в выпуклую (с поперечным уклоном) соответственно настилу на поворотных звеньях.

Положение береговых понтонов фиксируется двумя кустами из пяти свай по оси понтона. На носу и корме укреплены два горизонтальных бруса, выступающие на 40 *см* и проходящие в вертикальную щель между двумя сваями. На фиг. 112 показано сечение поворотного понтона. Размеры его в плане 39 × 6 *м*. Ширина проезжей части 4,5 *м* и два тротуара по 0,75 *м*. Сечение понтона обусловлено желанием по возможности улучшить условия обтекания при повороте. С этой же целью днище в носовой части, т. е. там, где линейная скорость при вращении наибольшая, приподнято, образуя просвет в 6 *м* между двумя понтонами. Этот просвет позволяет прогнать плавающие предметы, случайно застрявшие у моста.



Фиг. 112.

Обшивка понтона принята 6 *мм*. Продольная прочность обеспечивается тремя фермами, поперечная — шпангоутами и четырьмя водонепроницаемыми переборками. Деревянная палуба из досок 8 *см* поддерживается поперечными бимсами зетового железа № 14. По палубе уложен двойной настил из досок 4 и 5 *см*. Высота надводного борта составляет 80 *см* (без временной нагрузки). Запас пловучести обеспечивает непотопляемость понтона в случае пробоины в одном из отсеков.

Во время разводки каждый из понтонов вращается около шарнира с вертикальной осью, укрепленного на береговом понтоне. Судоходное отверстие составляет 2 (39,0 — 6,0) = 66,0 *м*.

Понтоны вращаются в разные стороны, освобождая фарватер приближающимся судам, которые держатся правой стороны. Разводное оборудование у каждого понтона совершенно независимое. Это оборудование состоит из цепи $d = 28$ *мм* с распорками, прикрепленной одним концом к мертвому якорю на дне канала, а другим — обмотанной вокруг деревянного барабана на берегу. Этот конец в случае надобности может быть без особого труда освобожден. В пределах понтона цепь проходит через жолоб, укрепленный в нижнем слое досок палубы. Концы жолоба оканчиваются стальными отливками, уплотняющими отверстия в бортах. Кроме этих отливок, к обшивке бортов прикреплены горизонтальные и вертикальные направляющие блоки.

Моторные лебедки, натягивающие цепь, помещены на особых небольших понтонах размерами 4,2 × 3,0 × 1,7 *м*. Эти понтоны прикреплены к поворотным при помощи шарниров, допускающих небольшие горизонтальные и вертикальные перемещения. Кроме того, между машинным и поворотным понтонами поставлены небольшие буферы для смягчения ударов и передачи усилий, когда понтон приводится в движение подталкиванием.

Лебедки вращают керосиновый мотор в 8 *ЛС*. Кроме того, лебедка имеет и ручной привод на случай порчи мотора. Передача от мотора к лебедке заключает в себе систему зубчаток для уменьшения скорости, реверсивную муфту и фрикционную муфту для регулирования скорости. Последняя необходима в первый момент движения, когда ускорение, а следовательно, и сопротивление инерции понтона наибольшие. Мощность двигателя назначена с таким расчетом, чтобы при давлении ветра 40 $кг/м^2$ и скорости течения в канале 0,50 *м/сек* продолжительность разводки составляла $2^1/_2$ мин. Наименьшее и наибольшее время, потребное для разводки, в зависимости от ветра и течения составляет $1^1/_2$ и $7^1/_4$ мин. При этом мотор работает с постоянным числом оборотов. Регулировка скорости достигается изменением передаточного числа. В периоды малого движения по каналу и мосту разводка совершается обычно вручную четырьмя рабочими.

Поворотный шарнир устроен самой простой конструкции. Проушина помещена на береговом понтоне, шарнирный болт — на поворотном. Опыт показал, что при движении поворотных понтонов береговые под действием центробежной силы также не-

НТБ ДНУЖТ

сколько поворачиваются. Поэтому, кроме свайных кустов по оси береговых понтонов, были забиты еще сваи вдоль борта со стороны берега. Чтобы устранить перепад в проезжей части при неравномерной нагрузке понтонов, устроены соединители как между обоими поворотными понтонами, так и между каждым поворотным и береговым понтоном. К торцу берегового понтона приклепана пара уголков, согнутых в виде лежачей буквы V. Такая же пара уголков, но согнутых несколько у́же, имеется на смежном торце поворотного понтона, образуя с первыми своего рода шпунт и паз.

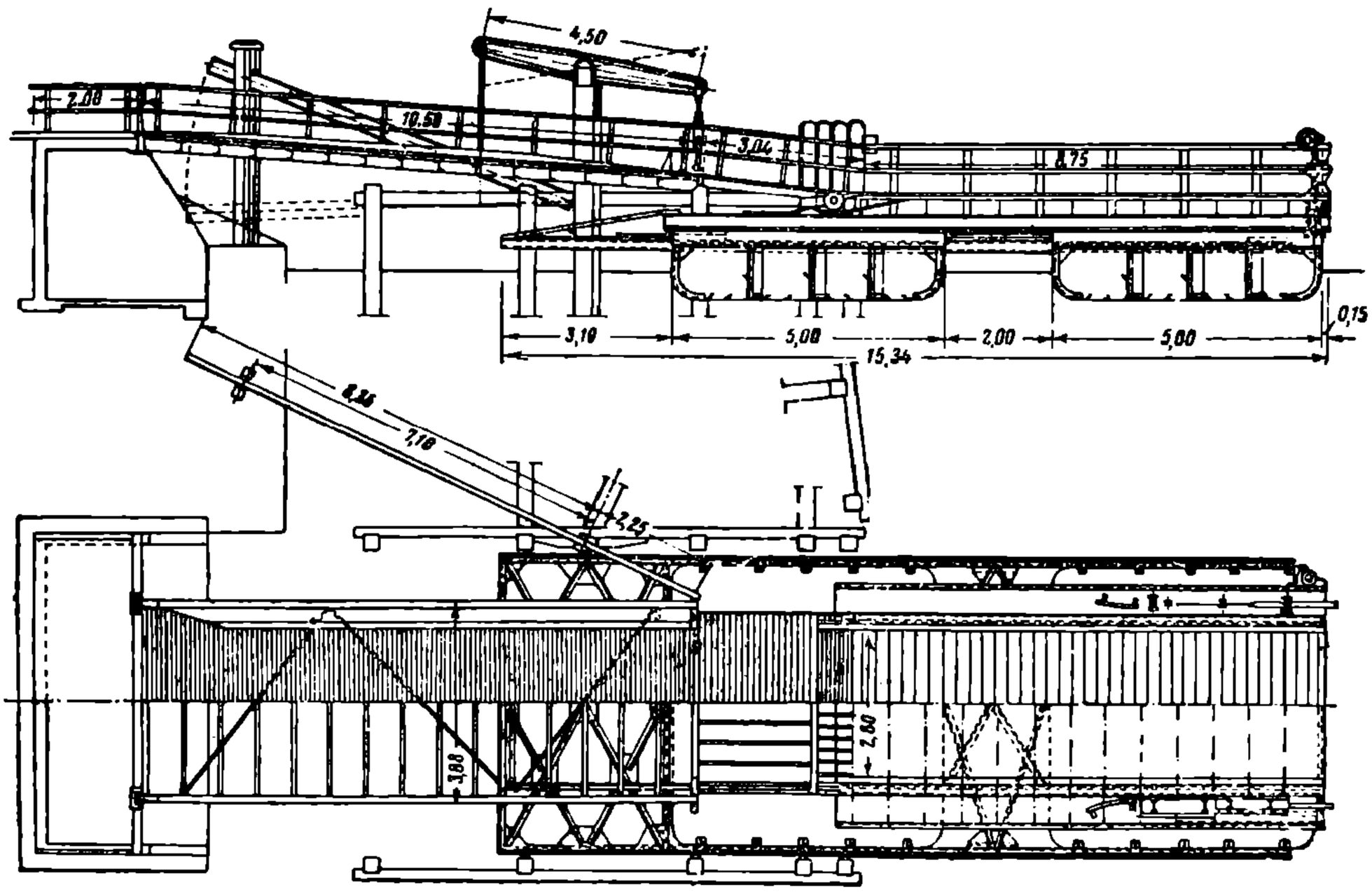
Кроме этих соединений, передающих вертикальное давление, имеются еще солидные ригельные брусья, которыми обеспечивается связь между отдельными понтонами в горизонтальном направлении.

Фарватер у моста ограждается быками и кустами свай. Полная стоимость конструкции, не считая установки и сваи, но включая запасный поворотный и береговой понтоны, определилась в 120 000 марок.

§ 21. Наплавные мосты с продольно отодвигающимся разводным устройством

Наиболее распространенной системой разводного устройства является, как мы видели, пловучее поворотное звено. В том случае, когда рядом с мостом водное пространство почему-либо не может быть использовано, прибегают к отодвигающейся вдоль моста разводной части.

На фиг. 113 показан мост через Северо-Голландский канал[1]. Береговой сопрягающий мостик приподнимается при помощи коромысла, и двухпонтонное звено притягивается к берегу, освобождая при этом судоходное отверстие. Понтоны разме-



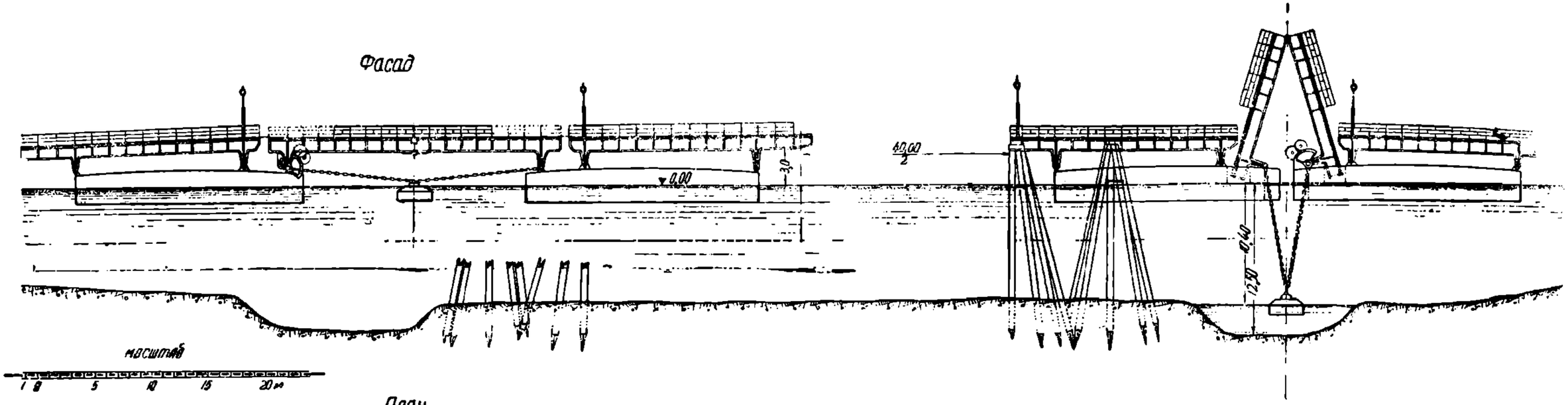
Фиг. 113.

ром 5,5 × 5,0 × 0,91 *м* окружены жесткой металлической горизонтальной рамой, имеющей с береговой стороны консоль длиной 3,19 *м*. Прогоны состоят из двух двутавровых балок № 26. На них на расстоянии один от другого 0,67 *м* лежат поперечины, поддерживающие дощатый настил. Подъемка мостика осуществляется вручную при помощи рычага второго рода, действующего на плечо коромысла. Этот рычаг расположен в плане под углом к оси моста и имеет точку опоры в *D*. Для передвижения

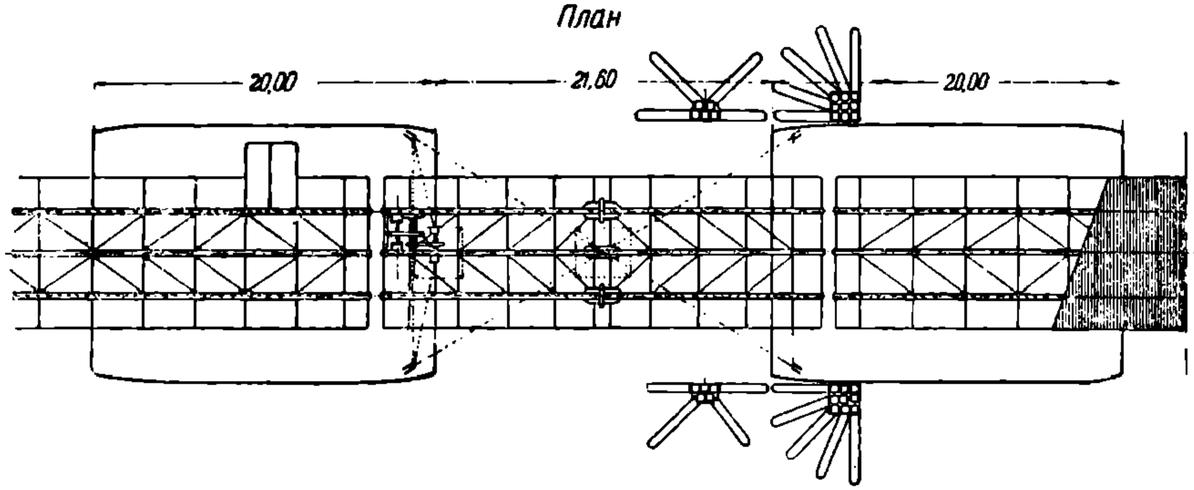
[1] «Ingeniör», Haag, 1927, статья Van Dam.

НТБ ДНУЖТ

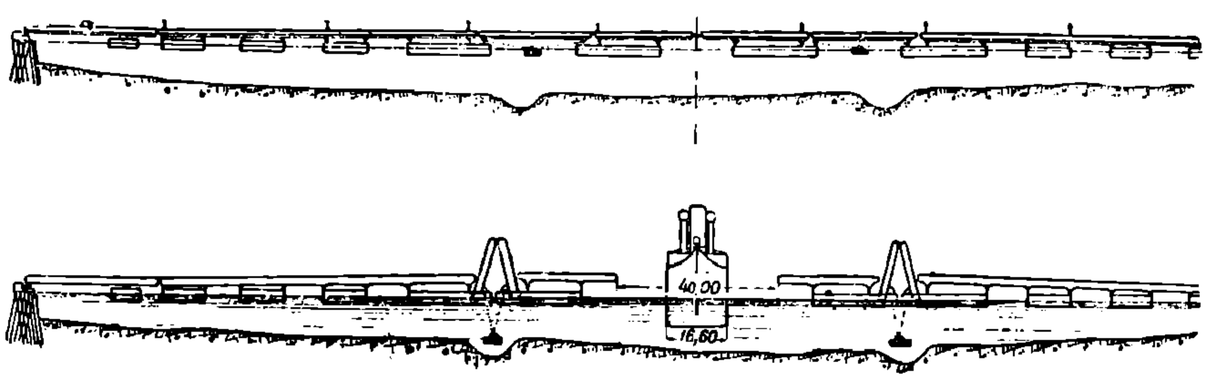
Фасад



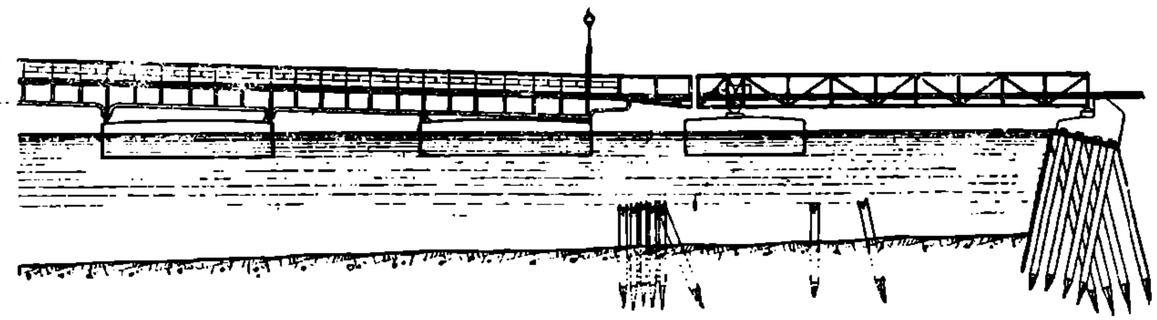
План

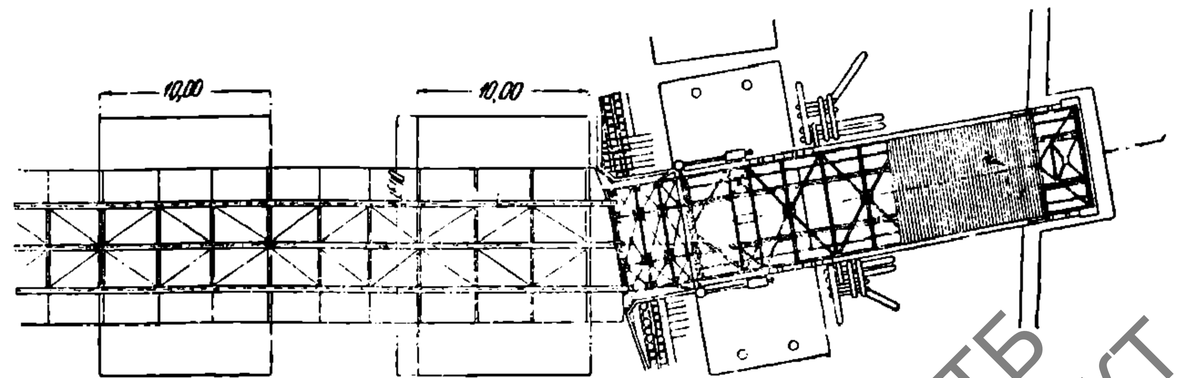


Общий вид моста



Береговая часть





План береговой части

Фиг. 114.

НТБ ДНУЖТ

берегового звена служит электрическая лебедка. Конец промежуточного качающегося мостика снабжен парой роликов, катящихся по настилу отодвигающегося звена во время его движения. Звено движется между направляющими роликами, укрепленными на отбойных сваях. Правая половина моста симметрична левой.

На фиг. 114 показан мост, спроектированный для гавани в Киле[1]. При движении разводного звена пролетное строение между этим звеном и стационарной частью моста получает излом вокруг шарнира и поднимается вверх. Поднятие центра тяжести этого пролета компенсируется опусканием противовеса, подвешенного на цепях, как показано на фигуре. Очевидно, что для того, чтобы эта система могла быть осуществлена, необходима глубина воды, не меньшая, чем четверть разводного пролета. Это является недостатком системы, ограничивающим сферу ее применения.

§ 22. Разводные поворотные мосты с одной постоянной и другой пловучей опорами

Поворотные разводные мосты консольного типа требуют устройства весьма солидной опоры для оси вращения противовесов и сложных механизмов для вращения крыла. Возможность применить пловучую опору для поддержания свешивающейся консоли в процессе разводки позволяет значительно облегчить конструкцию. Характерной особенностью этих сооружений, занимающих промежуточное положение между разводными мостами на постоянных опорах и наплавными мостами, является то, что пловучая опора работает главным образом на собственный вес пролетного строения, в то время как для воспринятия полезной нагрузки пролет опирается на две постоянные опоры. Чтобы осуществить разводку, необходимо один конец пролетного строения приподнять над опорой и передать нагрузку пловучей опоре. Как будет видно из следующих примеров, эта подъемка может быть осуществлена различными методами.

Поворотный мост через Суэцкий канал у Кантара[2]. Во время мировой войны был построен жел.-дор. мост для одноколейного движения через Суэцкий канал у Кантара, который заменил временный паром[3], обслуживавший ту же линию ранее. Длина всего моста 163,7 *м*, число пролетов 7 (фиг. 115), из них два поворотных. Поворотные пролеты освобождают судоходные отверстия шириной 42 и 9 *м*.

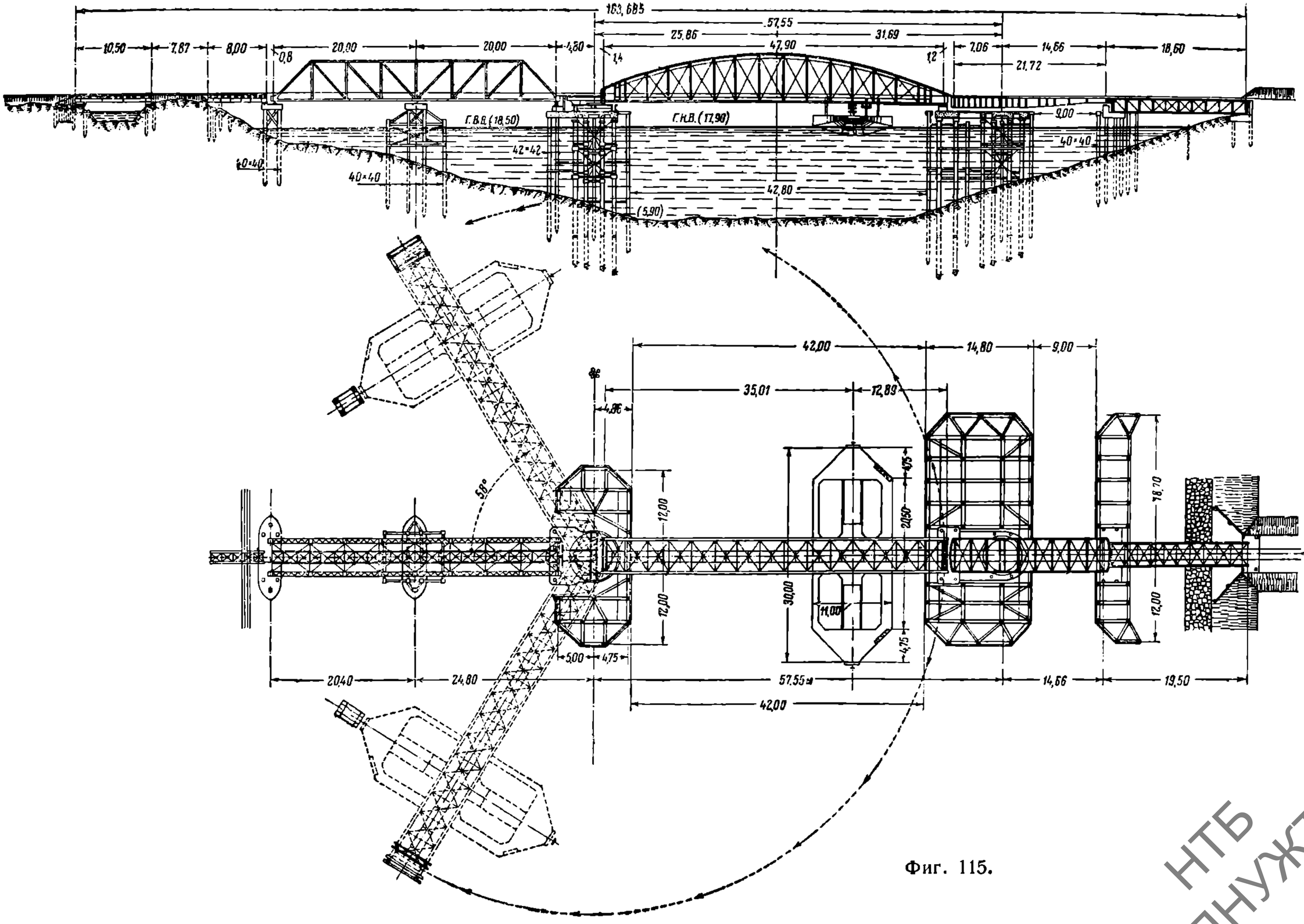
Больший пролет оперт одним концом на пловучую опору. Пролетное строение длиной 47,9 *м*, состоящее из двух ферм с параболическим очертанием верхнего пояса, опирается одним концом стационарно на круговую роликовую пяту, укрепленную на кусте трубчатых винтовых свай; другой конец поворотного пролетного строения опирается в расстоянии одной четверти пролета от конца посредством поперечной балки на железобетонный понтон[4] размерами $30 \times 11 \times 2{,}7$ *м*. Понтон снабжен двухсоттонным гидравлическим домкратом с ходом в 48 *см* (величина хода уменьшается, впрочем, использованием вкладных клиньев). Постоянная нагрузка, поддерживаемая домкратом, составляет 90 *т*. Набор понтона состоит из двух мощных железобетонных решетчатых продольных ферм и большого числа поперечных ферм (общий объем бетона 95 $м^3$, вес арматуры 25 *т*, состав бетона 14 : 17 19). Понтон имеет на себе в качестве двигателя восьмидесятисильную паровую машину, движителями являются два винта на одной оси. Вес понтона с оборудованием 280 *т*, что соответствует осадке его 1,35 *м*. Осадка понтона с грузом 1,68 *м*.

Во время эксплуатации моста поворотная часть опирается свободным концом на противоположную свайную опору. Для поворота необходимо этот конец приподнять на 33 *см* (1,68 — 1,35 *м*). Осевое расположение гидравлического домкрата не дает боковых кренов мосту, но для выправления случайных кренов на понтоне предусмотрены две ручные лебедки с маховиками $d = 2$ *м* под фермами поворотной части; назначение лебедок — выравнивать в случае необходимости при помощи постоянно натянутых тросов нижние пояса ферм; вес пролетного строения при этом неизменно передается только поршню домкрата. Домкрат обслуживается насосом *С* (диа-

---

[1] «Bauingenieur», 1924, № 11, статья Kiehne.
[2] Raymondi, Bac transbordeur et pont tournant, «Genie civil», 1919.
[3] Описание суэцкого парома у Кантара см. § 30 гл. IV
[4] Понтон был построен на берегу в специально отрытом котловане.

НТБ ДНУЖТ



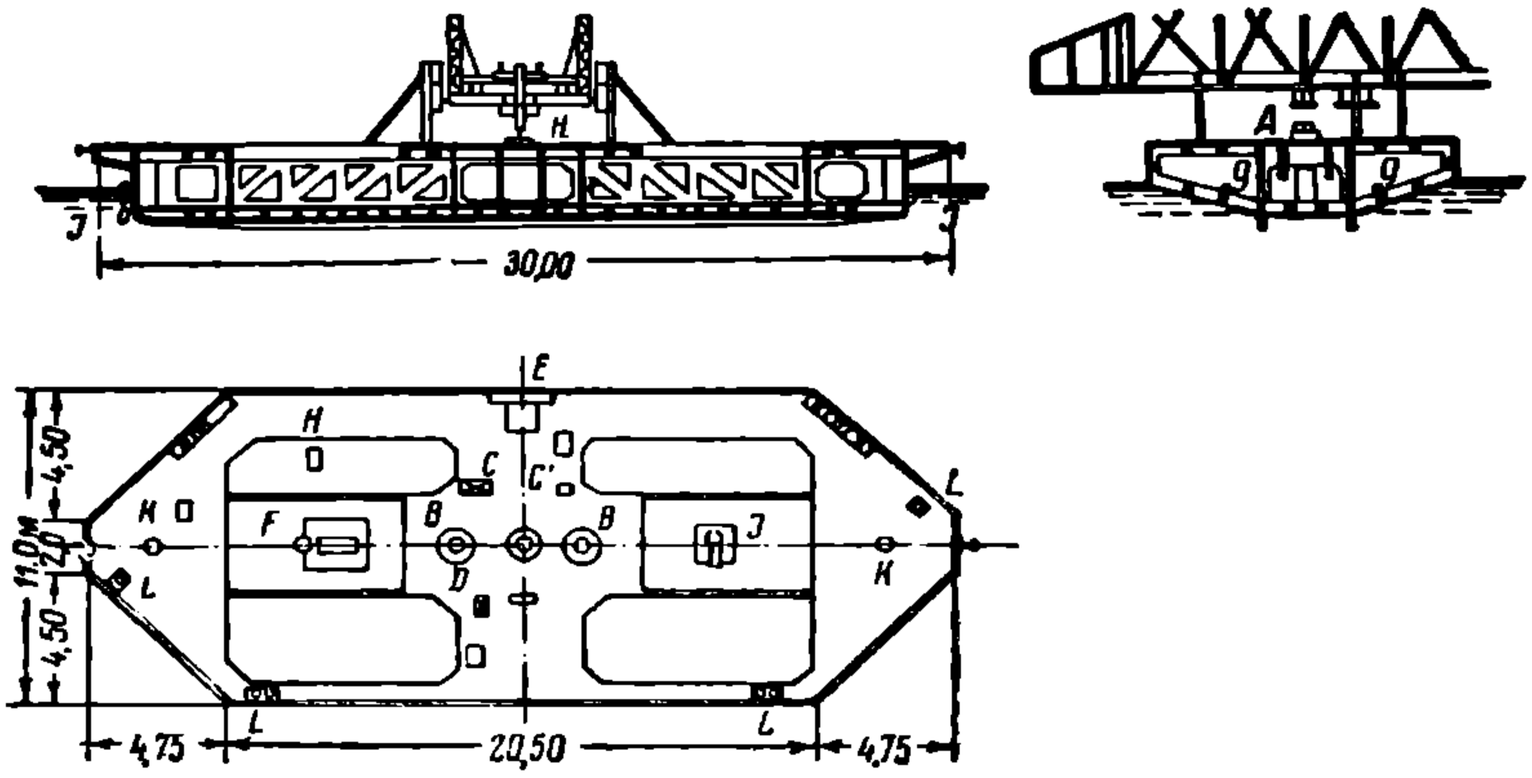
Фиг. 115.

НТБ ДНУЖТ

метром поршней 26 *см*) (фиг. 116), приводимым в движение вертикальным мотором либо вручную. Продолжительность поднятия — 4 мин. (при ручной работе — 6 мин.).

Поворот моста может производиться в обе стороны от оси моста на угол более чем 120°; с обеих сторон имеются буферные упоры в местах крайнего положения понтона при разводе моста. При сильном ветре применяется в качестве вспомогательного средства канатная тяга от ручных шпилей.

Бо́льшую часть суток мост открыт, лишь в течение $4^1/_2$ час. в сутки он используется для жел.-дор. сообщения. Вся операция разводки занимает 10 мин., из них 2 мин. идут на размыкание стыка у конца моста, 4 мин. на подъем конца и 4 мин. на поворот; обратная операция требует примерно такого же времени. Запорные механизмы разводного оборудования снабжены приспособлениями для блокировки.



Фиг. 116.

Однокрылый поворотный мост через Северо-Германский канал. Мост пересекает канал в косом направлении. Пролетное строение состоит из двух сплошных клепаных балок длиной 15,00 *м*, поддерживающих рельсовую колею для вагонеток (фиг. 117).

Балки связаны продольными связями из уголков и поперечными распорками. В закрытом состоянии балка опирается на свайные устои и посредине — на железный цилиндрический поплавок, полностью погруженный ниже г. н. в. На левом устое установлены подпятник и круговой рельс в четверть круга.

К поплавку приклепан сверху железный ящик, поддерживающий тележку с четырьмя колесами, прижатыми к нижней поверхности клепаных балок. Подъемная сила поплавка составляет около 0,7 от веса моста. Поэтому поплавок, находясь по оси моста, не может поднять пролетное строение. Чтобы повернуть мост, необходимо переместить поплавок в сторону свободного конца. Точка, в которую должен быть передвинут поплавок, чтобы свободный конец приподнялся, может быть определена следующим простым расчетом. Пусть x — расстояние от оси поплавка до середины моста, G — вес моста, l — его пролет, A — подъемная сила поплавка. Тогда должно быть:

$$A\left(\frac{l}{2}+x\right)\geqslant G\,\frac{l}{2}$$

или

$$x\geqslant\frac{l}{2}\left(\frac{G}{A}-1\right).$$

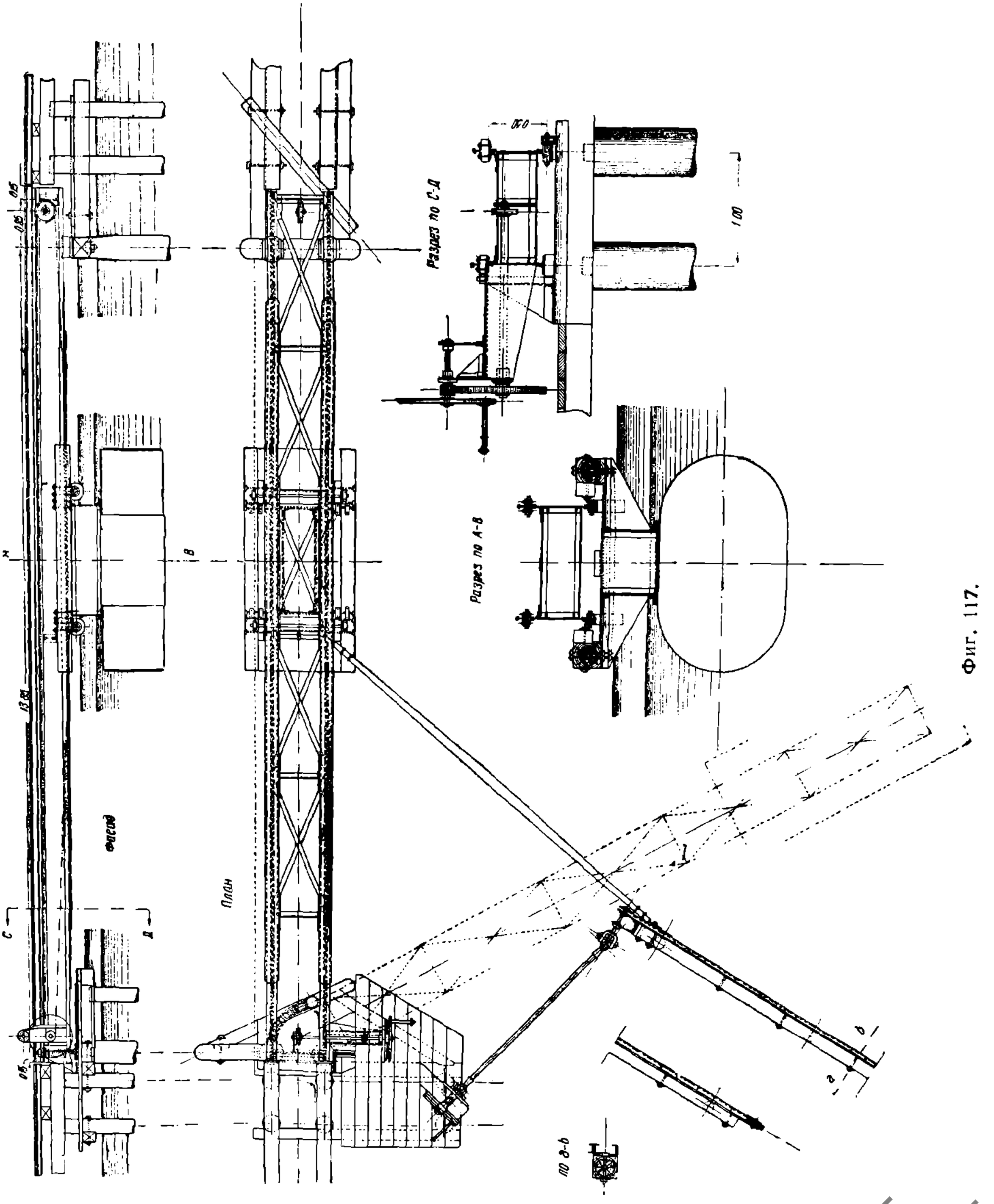
Вследствие небольшого сечения полой надстройки на поплавке подъемная сила A, равная водоизмещению, меняется в зависимости от горизонта воды в канале лишь в незначительных пределах. Вовсе обойтись без этого ящика не представляется возможным, так как он необходим для обеспечения остойчивости погруженного поплавка.

Поплавок передвигается при помощи бесконечной цепи, наматываемой на два блока по обоим концам пролетного строения. Блок на неподвижном конце моста приводится в движение при помощи ручной лебедки, помещенной на консоли концевой поперечной распорки.

Поворот моста достигается оттягиванием штанги, один конец которой прикреплен к мосту (около середины), а другой, снабженный ползушкой, скользит между парой швеллеров, прикрепленных к горизонтальному деревянному брусу. Эта направляющая поставлена на особых сваях наискось к мосту. Ползушка связана с бесконечной

ГГБ ДНУЖТ

цепью, наматываемой на блоки по концам направляющей. Один из блоков приводится во вращение воротом, установленным на площадке устоя. Вал, соединяющий ворот с блоком, сделан из газовой трубы, снабженной на конце универсальным шарниром.

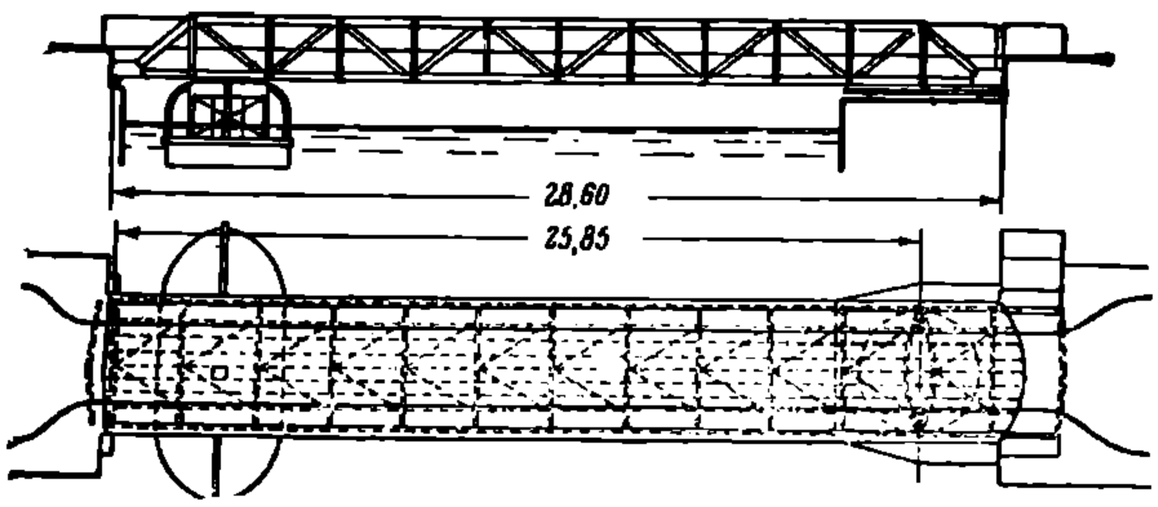


Фиг. 117.

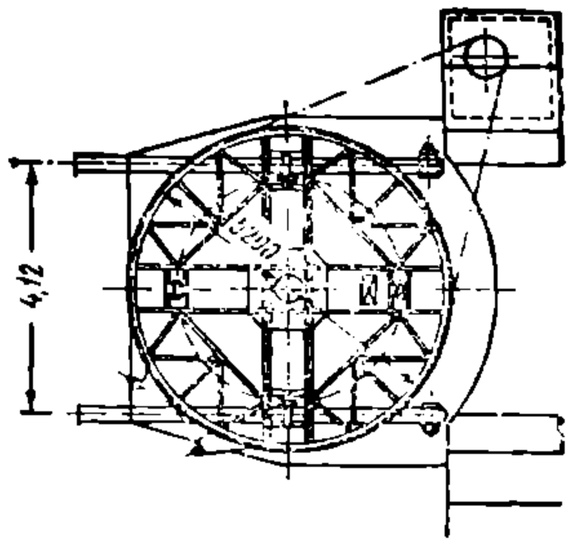
Разводка или наводка моста требует в зависимости от ветра и скорости течения от $2^1/_2$ до 5 мин. Для обслуживания достаточно одного рабочего. Стоимость конструкции (без установки) выразилась в сумме 6 000 марок.

НТБ ДНУЖТ

Мост через канал Гронинген-Зюдерзее[1]**.** Пролетное строение (фиг. 118) образовано двумя сварными фермами длиной 28,6 *м*, расставленными на расстоянии одна от другой 4,12 *м*. Левый конец оперт на погруженный понтон и может опираться также на подушку устоя. Под проезжей частью имеется рельсовый путь, по которому передвигается тележка с балластом (противовес). В нормальном состоянии этот противовес устанавливается так, что давление на левый устой составляет 1 *т*. Понтон (поплавок) имеет водоизмещение, равное давлению от собственного веса пролетного строения (в предположении, что на левый устой нагрузка не передается), т. е. 9,5 *т*. Поплавок представляет собой сварной резервуар с семью поперечными переборками. В верхней части поплавок имеет более узкую горловину, которая заканчивается балластным резервуаром, постоянно заполненным водой. В случае повреждения поплавка (затопления одного из его отсеков) этот балласт может быть вылит.



Фиг. 118.



Фиг. 119.

Правый конец пролетного строения шарнирно соединен с клепаным поворотным кругом[2], несущим четыре ролика (фиг. 119). Два из этих роликов служат опорами фермам моста и сделаны более мощными. Расстояние от оси поплавка до цапфы (расчетный пролет ферм) составляет 25,85 *м*. В закрытом состоянии моста правые выступающие концы фермы подпираются эксцентриками во избежание поднятия противоположного конца моста, могущего произойти от случайного передвижения тележки. Для разводки моста эксцентрики поворачиваются, а тележка с противовесом подтягивается на 18,8 *м* к правому концу, вследствие чего левый конец поднимается над подушкой устоя на 0,2 *м*. На правом конце ролики опорного поворотного круга начинают катиться по круговому рельсу. Поворотный круг имеет по наружному краю паз, куда входит трос, наматываемый на шпиль, приводимый в движение от мотора в 15 *ЛС*. При отсутствии ветра потребная мощность составляет всего 8 *ЛС*. Угол поворота пролетного строения при разводке составляет 90°.

§ 23. Конструкция стальных пловучих опор

Форма понтонов. Металлические пловучие опоры мостов постоянного типа чаще всего имеют форму призмы малой высоты с отвесными гранями и закругленными ребрами (прямостенное палубное плоскодонное судно). В зависимости от местных условий оконечностям придается то или иное очертание. В случае необходимости иметь вдоль моста ровную причальную линию (например, в гаванях) нос и корма делаются обруб-

ленные и понтон приобретает форму ящика. При наличии сравнительно слабого ледохода оконечности заостряют, оставляя, однако, форштевень и ахтерштевень вертикальными (§ 17). При сильном ледоходе штевни делаются наклонными, аналогично носу ледоколов. При этом целесообразно от призматической формы перейти к овальному поперечному сечению и вообще к наклонным бортам (§ 16, Рижский мост). Симметрия оконечностей мотивируется тем, что на замерзшей реке могут быть подвижки в ту и другую стороны. При большой скорости течения оконечностям понтонов придается обтекаемая форма (аналогично несамоходным судам — металлическим баржам), например ложкообразная. Особое внимание выбору формы следует придавать при проек-

---

[1] «Bauingenieur», 1934, статья Boos.

[2] Шарнирное соединение принято для того, чтобы избежать вредных последствий качаний понтона при разводке.

НТБ ДНУЖТ

тировании самоходных понтонов разводного устройства. Задача осложняется здесь тем, что обычно винты устраиваются как в корме, так и в носовой части (для прямого и обратного хода). Рациональная форма может быть выбрана лучше всего опытным путем, протаской моделей в опытном канале.

Понтоны обычно устраиваются закрытые. Следует заметить, что палуба играет существенную роль в обеспечении общей прочности понтона.

Иногда пловучим опорам придают форму цилиндра, закругленного или заостренного по концам (§ 19, Калькуттский мост). Форма цилиндрической оболочки лучше приспособлена для воспринятия значительного гидростатического давления. Поэтому главная сфера применения цилиндров — погруженные понтоны. Повидимому, для таких понтонов наиболее целесообразная форма поперечного сечения совпадает с веревочной кривой для нагрузки давлением воды, увеличивающимся по закону прямой линии с увеличением глубины. Это будет овал в форме яйца, заостренным концом направленный вниз. Форма кругового цилиндра невыгодна с точки зрения общей прочности (изгиба) пловучей опоры. Это несколько компенсируется тем, что цилиндрическая оболочка более устойчива при сжатии, чем плоская пластинка. Существенным недостатком цилиндров является отсутствие начальной остойчивости — мелкосидящий цилиндр, плавающий на поверхности воды, находится в отношении вращения вокруг продольной оси в состоянии безразличного равновесия и легко валится на бок.

Открытые понтоны применяются тогда, когда мосту необходимо придать разборный характер, причем сами понтоны используются в качестве паромов и вообще перевозочных средств. Такие понтоны обычно проектируются облегченной конструкции. Понтону придается форма ящика с одной или обеими обтекаемыми оконечностями.

Размещение переборок. В местах передачи сосредоточенных нагрузок от ферм пролетного строения или прогонов в закрытых понтонах, как правило, ставят поперечные переборки. Эти переборки называются главными. Кроме того, в носу и корме ставят переборки, называемые таранными. Подразделение корпуса на пять отсеков обычно вполне достаточно для обеспечения непотопляемости в условиях наплавного моста. Следует иметь в виду, что последняя в большой степени зависит также от системы моста. В статически неопределимых системах (неразрезная балка, цепь шарнирно соединенных звеньев) повреждение понтона представляет значительно меньшую опасность, чем в простых разрезных системах. При большой ширине пловучей опоры (больше 6 — 8 *м*) ставят среднюю продольную переборку. На размещение переборок оказывают влияние также условия эксплуатации моста — балластировка понтонов при выводе их для ремонта. Балластные отсеки должны быть выбраны с таким расчетом, чтобы забалластированный понтон сохранял остойчивость. В некоторых случаях для этого приходится подразделять балластные отсеки продольными переборками, чтобы уменьшить общий момент инерции свободной поверхности воды в отсеках относительно продольной оси понтона.

Система набора. Для понтонов, представляющих собой широкие плоскодонные суда, чаще всего применяется так называемая поперечная система набора. Характерной для этой системы является непрерывность рамных шпангоутов и поперечных переборок; продольные же связи (кильсоны, стрингеры, карленгсы) устраиваются интеркостельными, т. е. с разрезными флорами[1] в местах пересечения с главными поперечными связями. Рамные шпангоуты ставятся через 4 — 5 промежутков между обыкновенными, или так называемыми холостыми, шпангоутами. Размер промежутка (шпации) обычно — от 40 до 60 *см*. Холостые шпангоуты конструируются непрерывными. Отдельные части их носят название днищевой и бортовой ветвей и палубной ветви, или бимса. Иногда их называют днищевым и бортовым шпангоутом. Опорами холостого шпангоута днища являются борты и кильсоны, для бимсов опоры — борты и карленгс, для бортовых шпангоутов — палуба и днище (если нет мощного бортового стрингера). Разумеется, указанное расчленение является условным, и фактически перекрытия работают как системы перекрестных балок или, точнее, как подкрепленные ребрами оболочки. При значительной разнице в сечении балок одни по отношению к другим играют роль опор.

---

[1] **Флорами называются стенки (листы)** клепаных балок.

НТБ ДНУЖТ

При большой длине притока выгодной может оказаться продольная система набора с непрерывными продольными связями и интеркостельными шпангоутами или смешанная, при которой в перекрытиях одних отсеков система поперечная, а в других — продольная. Проектировщик, вообще говоря, не должен связывать себя никакой схемой, заимствованной без критики из речного судостроения. В то же время всегда следует иметь в виду соображения удобства выполнения конструкции и стандартизации при выполнении большого числа понтонов. На конструкцию корпуса пловучей опоры большое влияние оказывает метод обеспечения продольной прочности. Чаще всего продольные силы при общем изгибе воспринимаются продольными связями, работающими совместно с обшивкой. При недостаточной высоте применяются специальные диаметральные фермы с развитыми поясами, конструктивно связанные с оболочкой корпуса; наконец, крупная пловучая опора по своей длине может быть разделена на отдельные ящики; в этом случае поперечная надстройка должна быть развита в виде мощной фермы (фиг. 79).

Обшивка. Принято считать, что конструкция судна получается тем легче, чем тоньше взята обшивка. Однако уменьшению толщины обшивки противоречат производственные соображения, а также соображения долговечности. Кроме того, излишняя тонкая обшивка сильно страдает от местных ударов, неизбежных в условиях речной эксплуатации. По ряду наблюдений обшивка речных судов толщиной 2 *мм* при неважном уходе ржавеет в 2 — 3 года. Толщина 2,5 *мм* при хорошем уходе (своевременной окраске) выдерживает 8 — 10 лет, 3 *мм* — до 15 лет, 4 — 5 *мм* — до 25 лет. Для понтонов стационарного наплавного моста толщину обшивки следует брать увеличенной по сравнению с толщиной речных судов прежде всего потому, что условия ремонта (окраски) сильно затруднены и связаны со сложными манипуляциями. Можно рекомендовать в качестве минимальной толщину не ниже 5 *мм* для днища, 4 *мм* — для бортов, 3 *мм* — для палубы понтонов водоизмещением до 200 *т*. При наличии ледохода в зависимости от силы его толщина обшивки повышается до 8 и даже до 10 *мм*. Для обеспечения долговечности сооружения должны быть приняты специальные меры по обработке поверхности понтонов (см. конец § 18).

Методы соединения обшивки и элементов набора. Для соединения частей судового корпуса применяются клепка и сварка, в первую очередь дуговая. Электросварка имеет перед клепкой следующие преимущества:

а) экономия металла по весу при сварке листов встык взамен клепки взакрой;

б) возможность перехода к более выгодным профилям вследствие того, что отпадают требования, связанные с размещением заклепок;

в) возможность уменьшения сечений растянутых элементов вследствие отсутствия ослабления заклепочными дырами;

г) облегчение технологического процесса в связи с тем, что отпадает ряд операций, необходимых при клепке: проколка дыр, зеньковка, рассверловка.

К недостаткам электросварки относится в первую очередь значительное коробление листов от температурных и усадочных напряжений. Радикальных мер борьбы с короблением пока не известно. Основное направление в разработке этих мер состоит в подборе рационального порядка сварки и типа шва, при котором противоположные деформации взаимно компенсируют друг друга и в результате усадка и коробление получаются наименьшие. Для уменьшения коробления следует, где только возможно, применить прерывистый шов. Существуют приемы, сводящиеся к установлению определенного температурного режима в процессе сварки путем охлаждения отдельных частей водой и т. п. Другим недостатком является необходимость подгонки кромок в штыковых швах.

Во всяком случае по мере совершенствования технологического процесса сварка в судостроении решительно вытесняет клепку. Существенное значение здесь, помимо уменьшения веса, играет еще легкость обеспечения водонепроницаемости соединений и относительно спокойный, статический характер усилий в элементах судна по сравнению, например, с элементами мостовых ферм. Понтоны наплавного моста находятся в условиях, мало чем отличающихся от судовых, и электросварка должна считаться основным методом изготовления.

НТБ ДНУЖТ

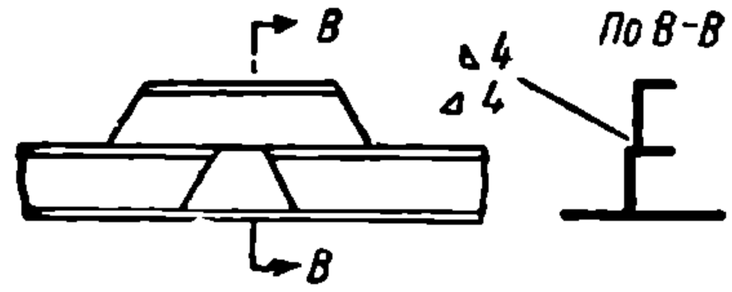
Ввиду того что опыта проектирования и изготовления сварных понтонов пока не имеется, ниже мы приводим рекомендации, разработанные на основе опыта речного судостроения применительно к понтону, показанному на фиг. 85, и некоторым другим понтонам.

§ 24. Стальные электросварные понтоны

Выбор типа шва. При толщине обшивки, не превосходящей 6 *мм*, для сварки встык следует применять, как правило, бесскосный шов. Сварка листов взакрой производится обратноступенчатым швом с переменой главных направлений. Швы между листом набора (флорой) и обшивкой должны быть одинаковыми со швами соединения пояска сварного профиля с флорой. Рекомендуется шпоночный шов в шахматном порядке. Перекрестные связи в местах соединений должны свариваться непрерывным двусторонним швом. В дальнейшем швы будем обозначать условно согласно ОСТ 8849.

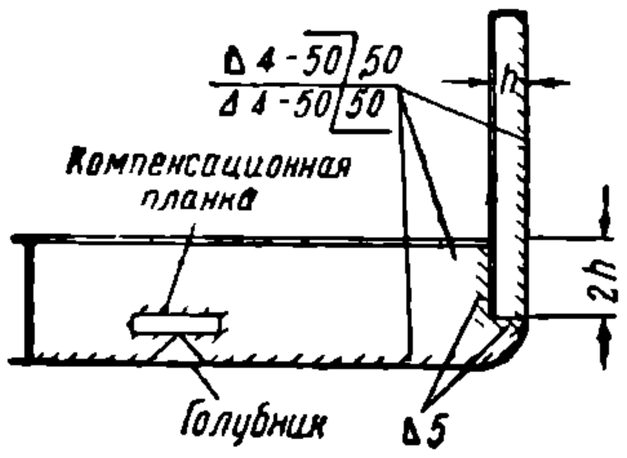


Фиг. 120.

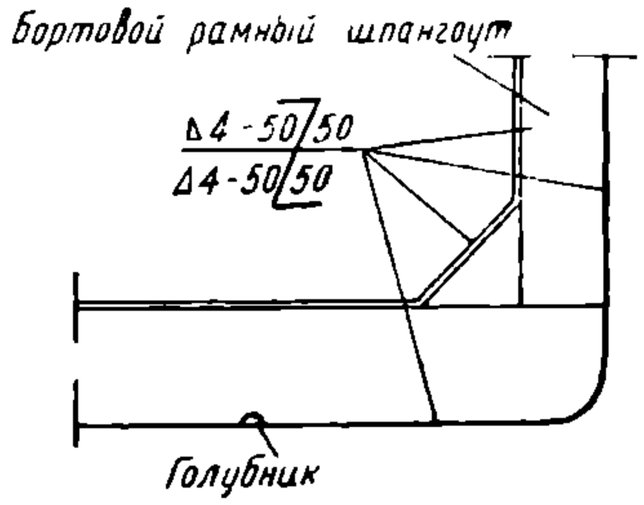


Фиг. 121.

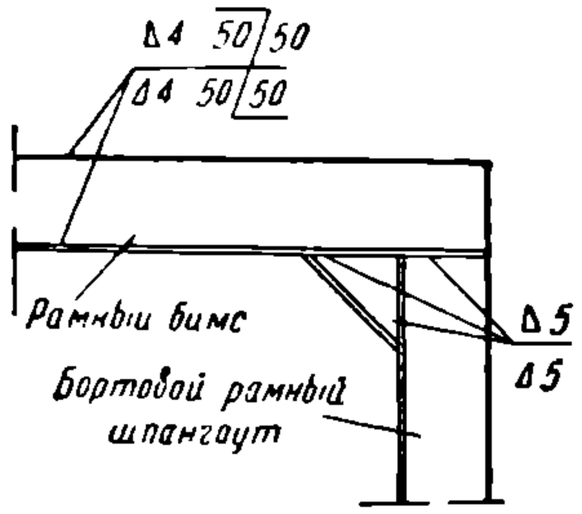
Шпангоуты. Профилем холостого шпангоута могут служить неравнобокий уголок, полосовое железо и сварной тавр (фиг. 120). Холостой шпангоут тянется непрерывно, прорезая продольные связи. В холостых шпангоутах делаются голубницы для беспрепятственного протока воды к водоотливам. Голубницы делаются вблизи от диаметральной плоскости, но попеременно с каждого борта. Если сечение холостого шпангоута слабое, то голубница может быть сделана путем выгиба шпангоута; при более мощных сечениях шпангоута голубница делается, как показано на фиг. 121.



Фиг. 122.



Фиг. 123.



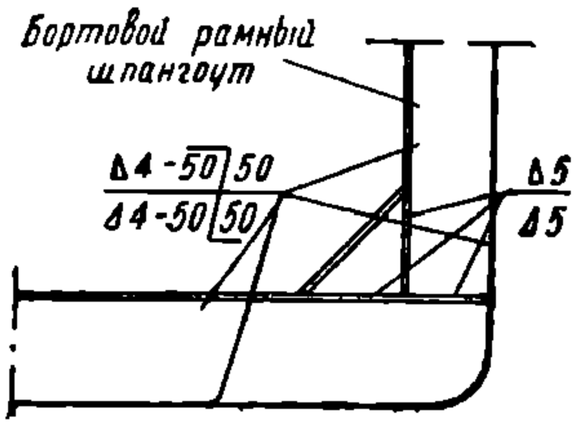
Фиг. 124.

Флорные шпангоуты. Днищевая ветвь состоит из флоры и пояска. Поясок приваривается тем же швом, каким полотнище приваривается к обшивке. Бортовой шпангоут перепускается на флору на длину, равную $2h$, где h — высота холостого шпангоута, и приваривается сплошным непрерывным валиковым швом (фиг. 122).

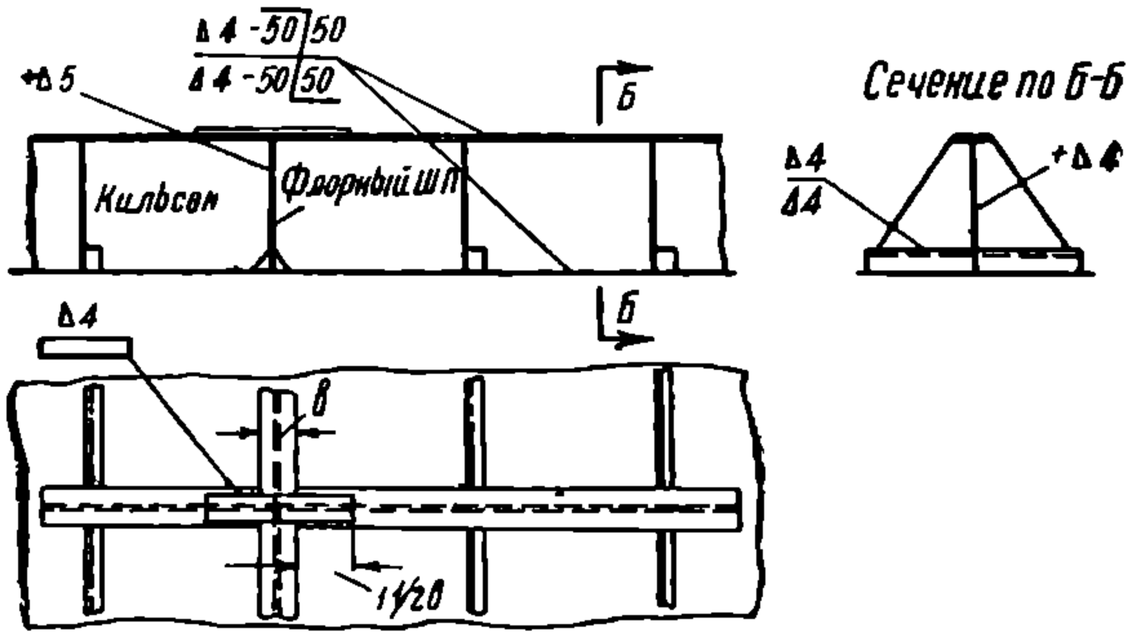
Рамные шпангоуты. Толщина листа бортовой ветви рамного шпангоута равна толщине днищевой флоры. Высота составляет приблизительно $^2/_3$ от высоты днищевой флоры. Соединение на скуле осуществляется при помощи кницы (фиг. 123). Соединение с рамным бимсом показано на фиг. 124. Рамные шпангоуты обычно ставятся через 2—5 шпаций. Флоры рамной бортовой ветви привариваются к наружной обшивке прерывистым швом в шахматном порядке. Верхний поясок берется того же размера, что и у днищевой ветви, и приваривается также прерывистым швом. Флора бортовой ветви сваривается с флорой днища встык двусторонним усиленным швом. Верхний поясок перепускается на кницу и далее — на бортовой шпангоут (фиг. 123). Голубницы делаются, как показано на фиг. 122 и 123. Другой вариант приварки бортовой ветви рамного шпангоута показан на фиг. 125. Он имеет перед первым вариантом следующие преимущества: а) при такой приварке легче производить сборку и б) не требуется точная разметка при приварке пояска к флоре.

НТБ ДНУЖТ

Кильсоны. Обычно днищевые кильсоны состоят из интеркостельных листов между флорными шпангоутами, соединяемых с флорами сплошным валиковым швом с двух сторон. Ширина стенки кильсона обычно равна ширине флоры шпангоута. Верхний поясок флоры тянется непрерывно, к нему с обеих сторон примыкают верхние пояски кильсона; чтобы их перекрыть, применяется накладка, которая перепускается по обе стороны на $1^1/_2\ b$, где b — ширина пояска флоры, и обваривается по всему периметру

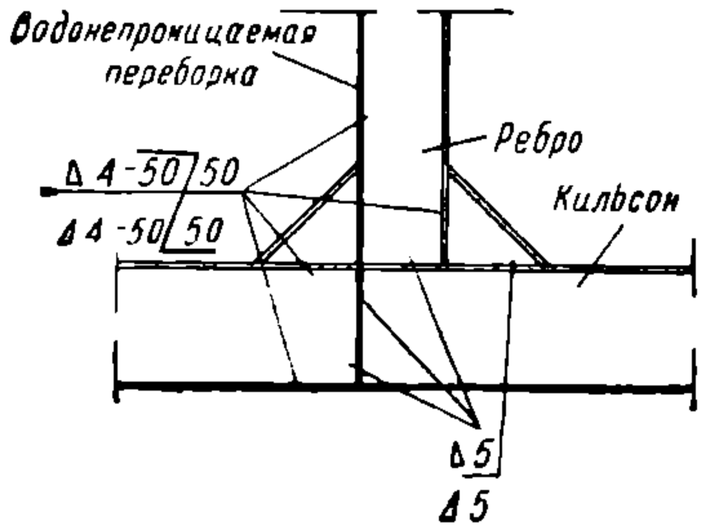


Фиг. 125.

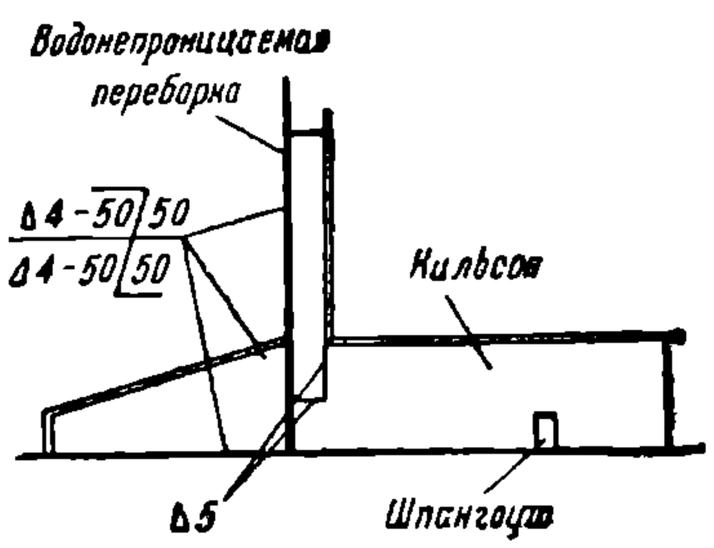


Фиг. 126.

сплошным усиленным швом. Холостые шпангоуты привариваются к кильсонам при помощи книц (фиг. 126) двусторонним усиленным швом. Для свободного протока воды в месте прохода холостого шпангоута делается прямоугольный вырез; если же холостой шпангоут изготовлен из полосового железа, то делается треугольный вырез. Число кильсонов берется таким, чтобы расстояние между ними, а также между ними и бортом не превышало 2,5 — 3,0 *м*. При пересечении кильсона с водонепроницаемыми переборками кильсоны разрезаются и соединяются с переборками с каждой стороны кницами (фиг. 127). Если кильсон обрывается на переборке, то сопряжение выполняется, как показано на фиг. 128.



Фиг. 127.



Фиг. 128.

Бортовые стрингеры. Бортовые стрингеры между рамными шпангоутами или между водонепроницаемыми переборками имеют своей целью разгрузить бортовые холостые шпангоуты и принять на себя возможные удары и толчки. Число бортовых стрингеров берется по усмотрению конструктора. При высоте понтона менее 2 *м* можно не ставить бортовых стрингеров. Бортовой стрингер имеет конструкцию интеркостельного кильсона с толщиной листа стенки, равной толщине флоры (согласно Регистру СССР). Холостой шпангоут проходит в вырезы листа бортового стрингера и скрепляется с ним кницами. С водонепроницаемыми переборками бортовые стрингеры соединяются, как показано на фиг. 129. Высота стенки бортового стрингера берется равной высоте стенки рамного шпангоута и приваривается к нему непрерывным двусторонним валиковым швом. К наружной обшивке бортовой стрингер приваривается прерывистым шахматным швом. К стенке бортового стрингера приваривается поясок (фиг. 130). Можно рекомендовать также конструкцию бортового стрингера, приведенную на фиг. 131. Это сечение предпочтительно, так как при нем не застаивается вода после балластировки.

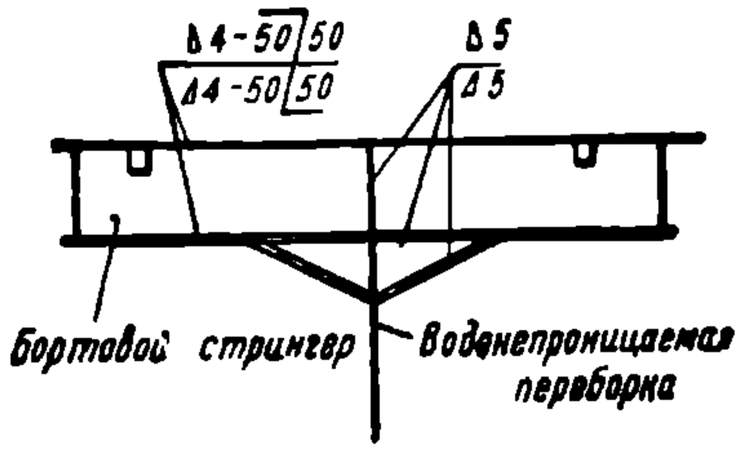
Палубные стрингеры. Палубные стрингеры играют серьезную роль в продольной крепости понтонов, особенно больших размеров. Сопряжение палубного стрингера с

НТБ ДНУЖТ

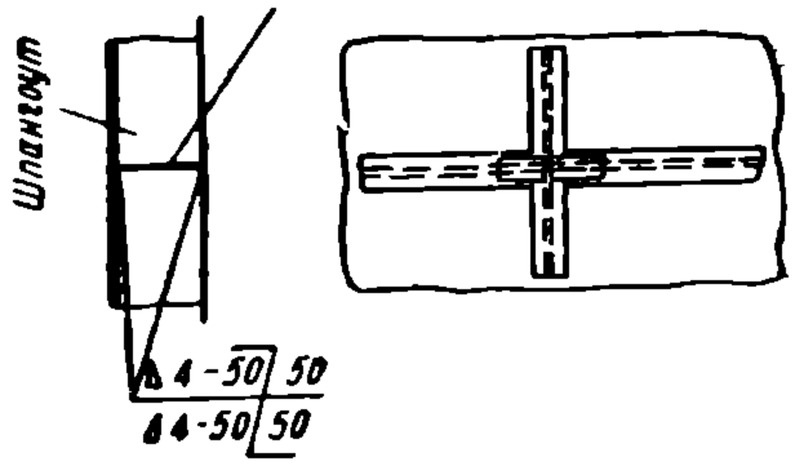
бортовой обшивкой может быть выполнено, как показано на фиг. 129. При таком сопряжении обеспечивается спуск воды с палубы закрытых понтонов. Палубный стрингер приваривается к бортовой обшивке сплошным швом.

Бимсы. Профиль сварного холостого бимса может быть из полосового железа неравнобокого угольника и из сварного тавра (фиг. 120).

Ширина флоры рамных бимсов обычно берется равной 0,5 — 0,65 высоты днищевых флор. Соединение рамного бимса с рамным шпангоутом борта может быть выполнено, как показано на фиг. 124. Бимсы привариваются к металлической палубе прерывистым шахматным швом, а к флоре рамного шпангоута — сплошным двусторонним усиленным швом.

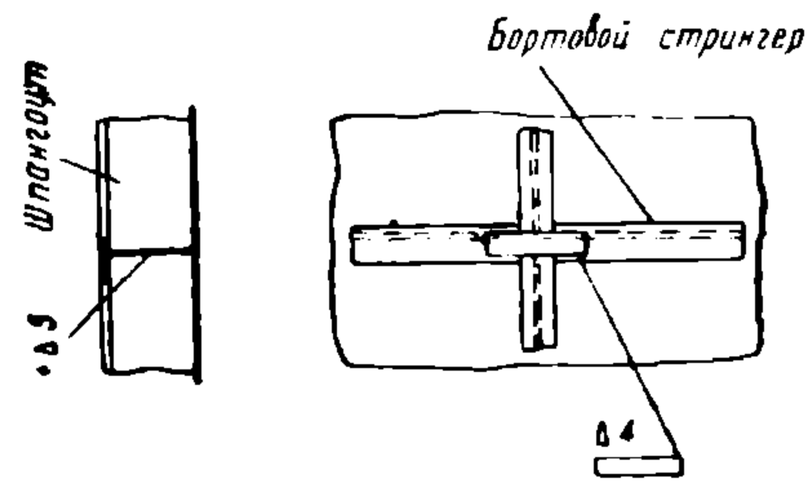


Фиг. 129.

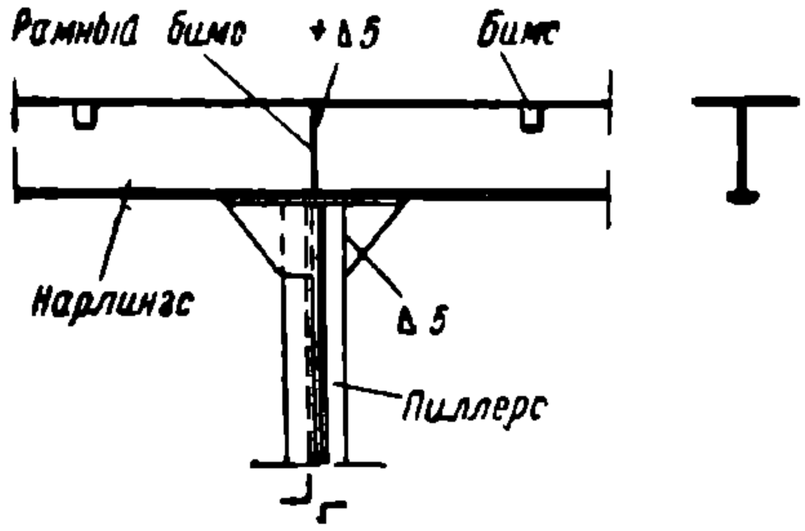


Фиг. 130.

Карленгсы. Карленгсы проходят вдоль всего понтона и имеют конструкцию, подобную интеркостельным кильсонам. К металлической палубе карленгс приваривается прерывистым шахматным швом. Стыки пояска бимса с пояском карленгсов перекрываются накладкой. Бимсы соединяются с карленгсами при помощи книц аналогично соединению холостых шпангоутов с кильсонами. С водонепроницаемыми переборками карленгсы соединяются аналогично кильсонам.



Фиг. 131.



Фиг. 132.

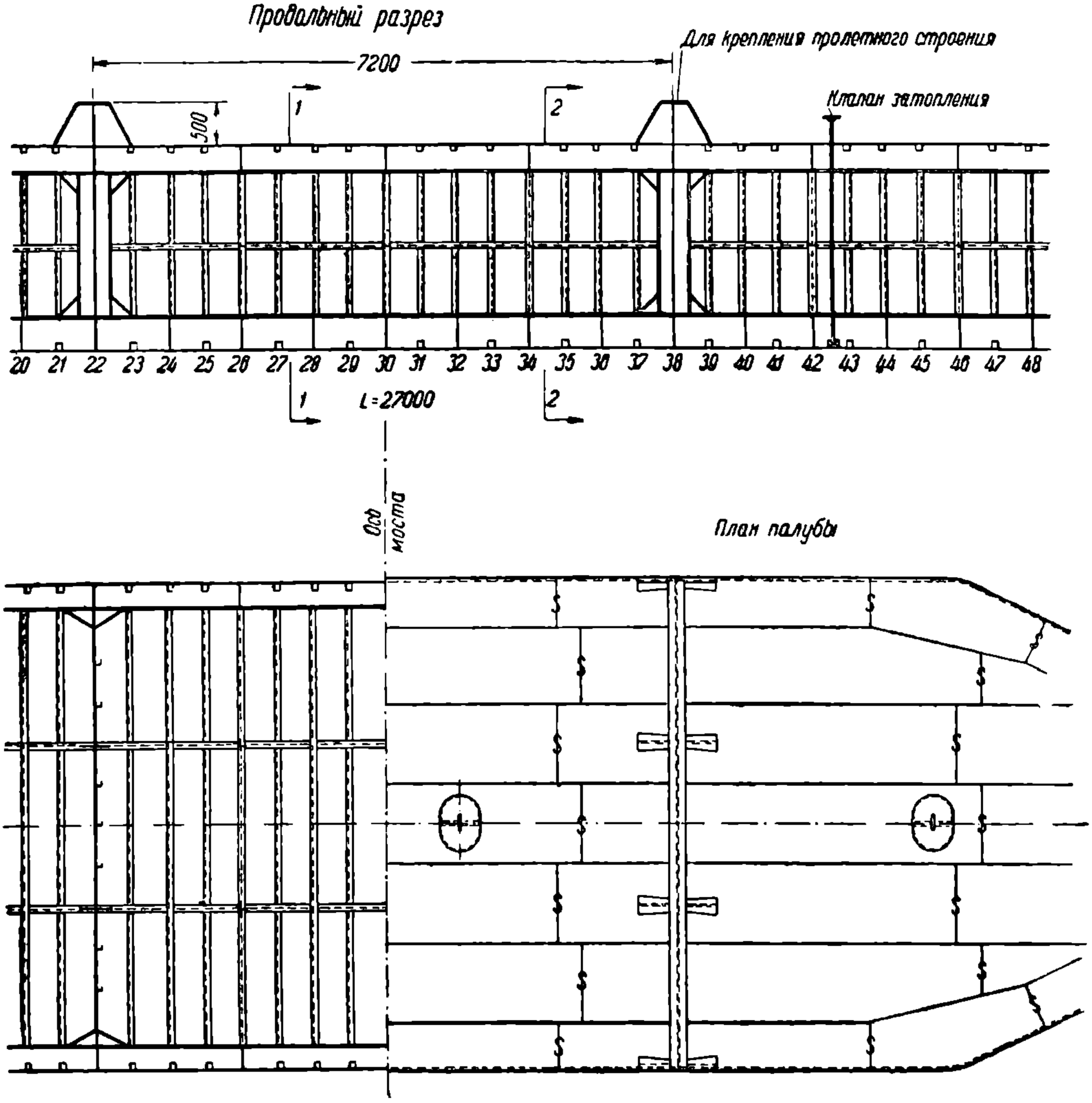
Пиллерсы. Согласно Регистру СССР в речных судах пиллерсы устанавливаются под каждым пересечением рамного бимса с карленгсом. Пиллерс делается из трубчатой, угловой или тавровой стали. Сопряжение пиллерса с карленгсом показано на фиг. 132. Аналогично крепится пиллерс к днищевому набору.

Переборки должны быть усилены ребрами из уголков. Помимо ребер, приваренных к листам, переборки усиливаются в плоскости днищевых кильсонов рамными стойками. Рамные ребра соединяются с карленгсами и с кильсонами кницами. Переборка сваривается с наружной обшивкой и палубой с одной стороны нормальным непрерывным швом, а другой стороны — нормальным прерывистым швом. Пояса переборки свариваются встык усиленным швом. Ребра жесткости привариваются к переборке прерывистым шахматным швом.

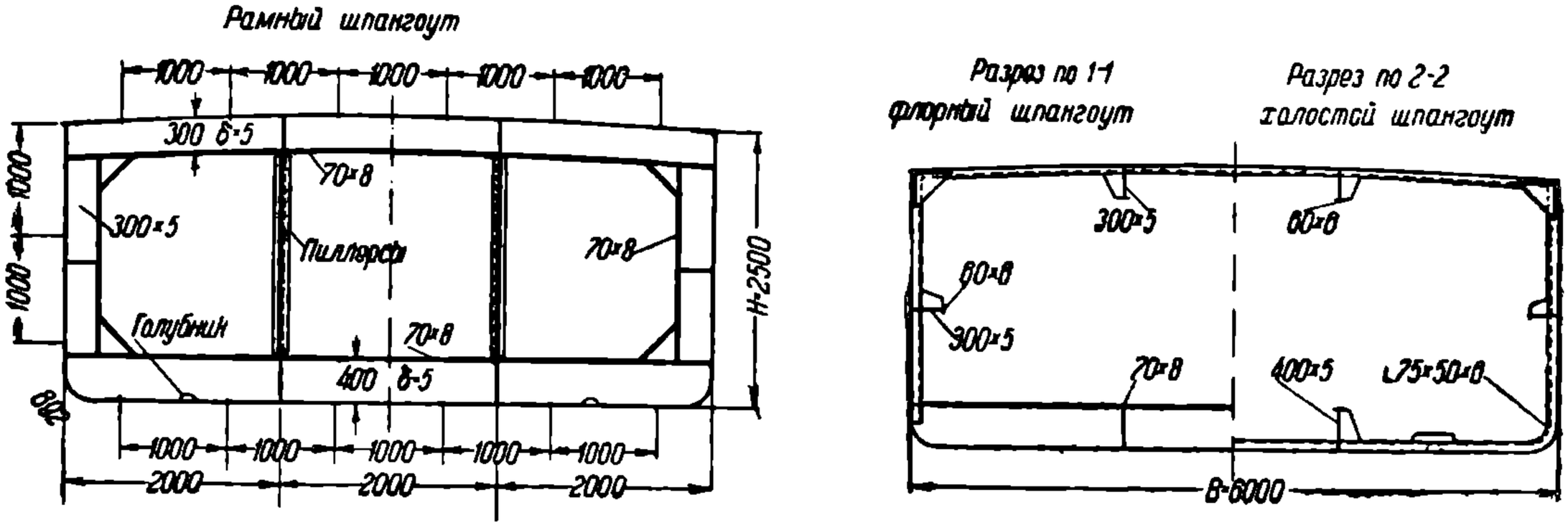
Обшивка и расположение стыков. Толщина обшивки определяется в зависимости от осадки и размера шпации и колеблется: для днища и шерстрека — от 1,5 до 5 *мм*, для скулового и килевого пояса — от 2 до 6 *мм*. Длина листов должна быть на менее пяти шпангоутных расстояний и не менее 3 *м*. Правило о разносе стыков отдельных поясов по длине судна, обязательное для клепаной конструкции, не имеет того значения при сварной обшивке, так как прочность сварного шва по стыкам равна 90 — 100% проч-

НТБ ДНУЖТ

ности целого листа, в то время как прочность клепаного листа равна 75 — 80% прочности целого листа. Стыки наружной обшивки свариваются двусторонним усиленным



Фиг. 133.



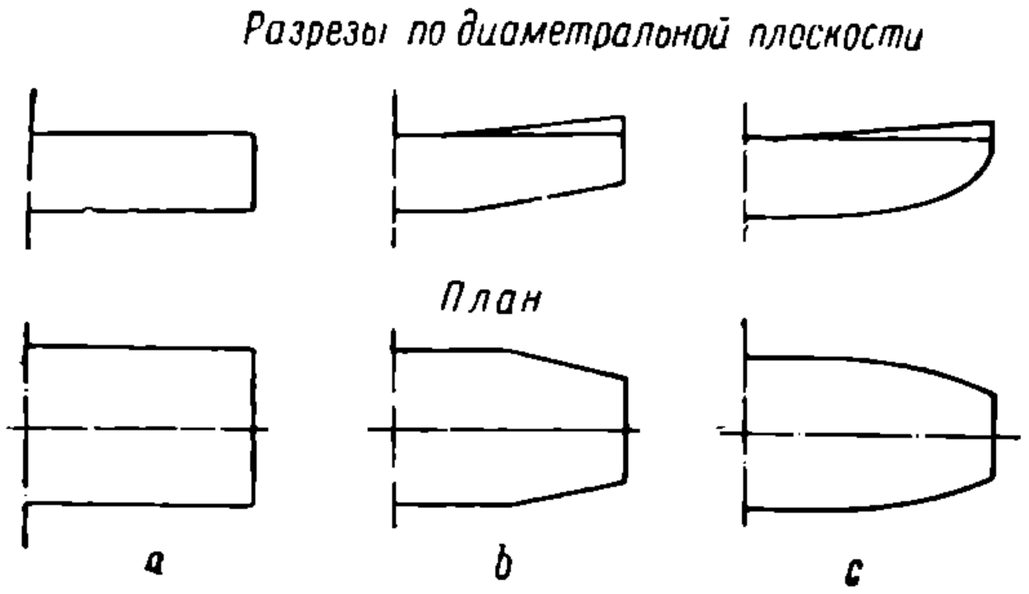
Фиг. 134.

непрерывным швом. Стыки листов должны находиться на расстоянии от набора не менее 50 *мм*.

Закрытый понтон. На фиг. 133 и 134 показаны часть плана днища и палубы и поперечные разрезы закрытого понтона размерами 27 × 6 × 2,5 *м*. Холостые шпангоуты

НТБ ДНУЖТ

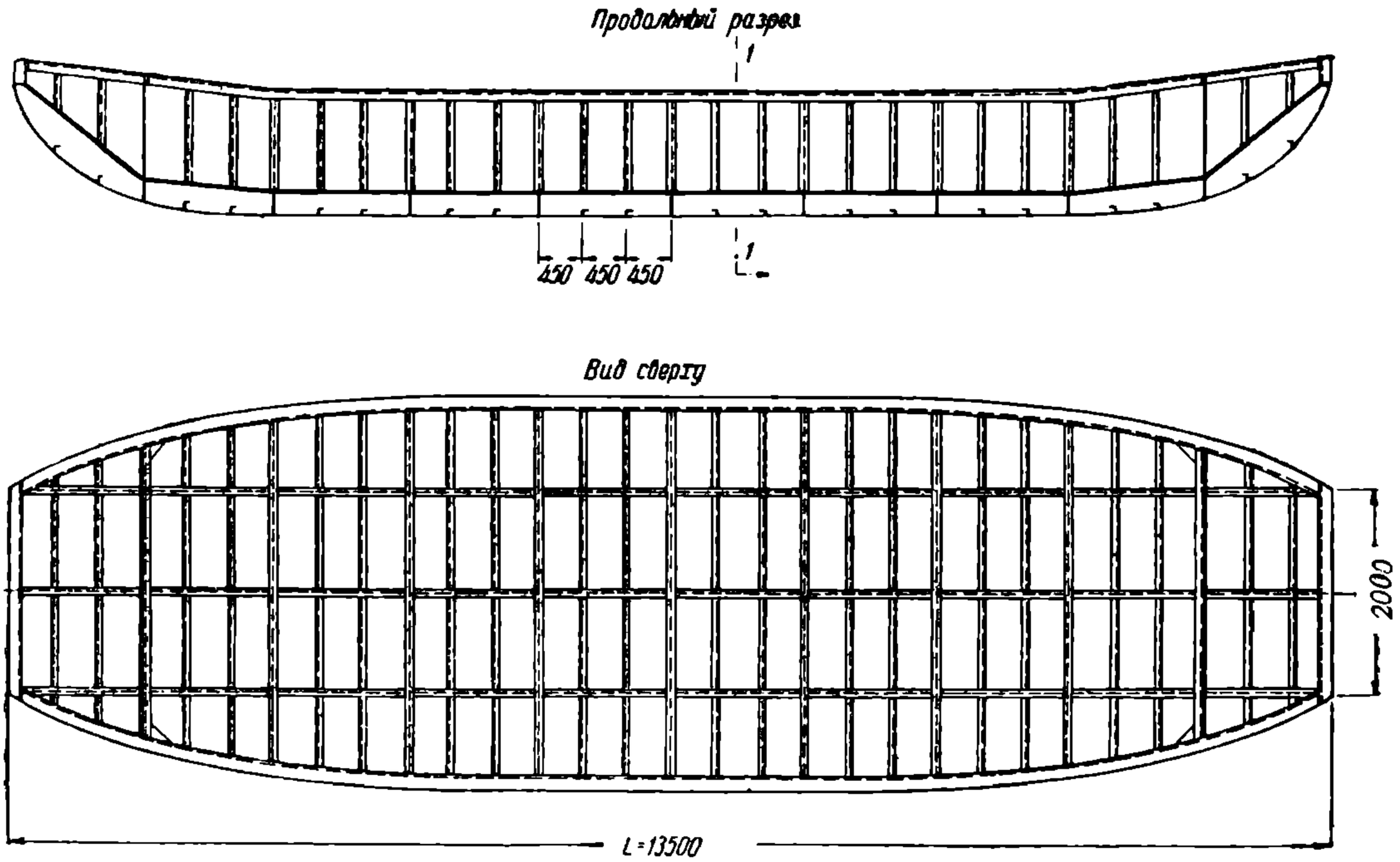
из углового железа 75 × 50 × 6 *мм* чередуются с флорными шпангоутами из листа 400 × 5 *мм* и полосы 70 × 8 *мм*. Размер полотнища рамного шпангоута борта 300 × × 5 *мм*, полоса 70 × 8 *мм*. Соединение бортовой части с днищевой осуществлено, как показано на фиг. 125. Кильсон интеркостельного типа — такого же профиля, как и флорный шпангоут. Кильсон соединяется с холостым шпангоутом при помощи кницы. Полотнище кильсона приваривается к флорному шпангоуту двусторонним валиковым швом; полоска кильсона приваривается к полоске шпангоута и перекрывается накладкой согласно фиг. 93. Ширина накладки меньше ширины полоски на величину двух катетов шва. Весь набор приваривается к обшивке шпоночным швом в шахматном порядке. Толщина обшивки и палубы принята 6 *мм*.



Фиг. 135.

Открытые понтоны. Различные очертания носовой оконечности открытых прямостенных понтонов показаны на фиг. 135. Форма *a* применяется только при слабом течении, форма *c* — ложкообразная, наиболее обтекаемая. С производственной точки зрения предпочтительна форма *b* ввиду более простого изготовления.

На фиг. 136 и 137 показаны план и поперечные разрезы открытого понтона размерами 13,5 × 4,0 × 1,25 *м*, предназначенного для полуразборного моста смешанной конструкции с деревянным пролетным строением. Толщина обшивки 2 *мм*. Для равномерного распределения давления необходимо применить лежни или стоечно-подкосные рамы.

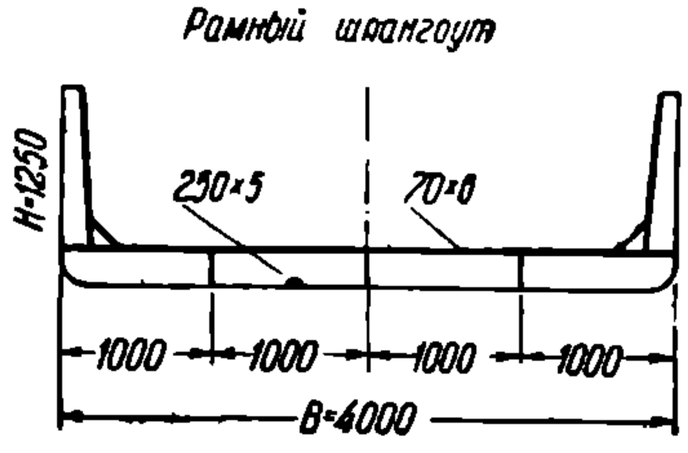


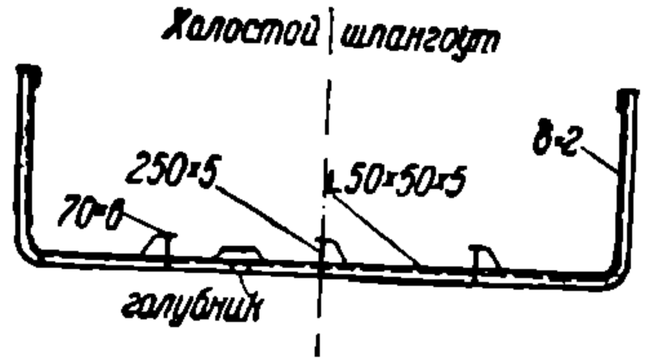
Фиг. 136.

Порядок сварки. До настоящего времени общепринятого порядка сварки судов не имеется. Каждая верфь сваривает суда, придерживаясь собственного опыта. Рекомендуемый ниже порядок сварки применяется на одной из верфей СССР и заключается в следующем. Весь набор заготовляется отдельно. Шпангоуты свариваются с бимсами. К полотнищам интеркостельного набора привариваются полоски и т. д. На стапелях выкладываются листы днища в следующем порядке. Сначала кладут три средних

НТБ ДНУЖТ

листа килевого пояса и три смежных с ним первых пояса днища, сохраняя зазоры по стыкам и пазам в 2 *мм*. Эти листы между собой соединяются прихватками. Все последующие листы этих поясов укладываются плотно, без зазоров в стыках, сохраняя общий пазовый зазор в 2 *мм*. Все листы прочих поясов правого и левого борта выкладываются плотно в стыках и пазах, сохраняя только зазор по стыкам в миделевой части. На листах днища устанавливается весь набор понтона на прихватках. К набору прикрепляются бортовые листы и листы палубы. Когда понтон собран на прихватках, сваривают весь набор между собой и стыки и пазы листов обшивки. Когда сварены весь набор понтона и все листы обшивки, приступают к приварке набора к листам шпоночным швом в шахматном порядке.





Фиг. 137.

§ 25. Железобетонные понтоны

Железобетон как судостроительный материал. Для стационарного наплавного моста железобетонные понтоны имеют ряд преимуществ перед стальными, из которых важнейшее — почти полное отсутствие эксплуатационных расходов. Железобетонные суда не нуждаются, подобно металлическим, в периодической окраске и очистке от водорослей, так как обрастают значительно меньше; заделка случайной пробоины проще и может быть выполнена рабочими средней квалификации. По американским данным, средний срок службы железобетонного судна составляет 35 лет против 25 лет для стального и 15 лет для деревянного. Благодаря монолитности железобетонный корпус при достаточно густой сетке арматуры лучше сопротивляется местным ударам, чем стальной или деревянный.

Что касается первоначальных затрат, то при рациональной организации работ стоимость железобетонного корпуса на 10 — 30% ниже стоимости стального.

Инж. Жуков[1] указывает, что постройка железобетонной баржи тех же размеров, что и клепаная железная, в 1,5 — 1,7 раза дешевле постройки последней. Если привести эти данные к одной грузоподъемности, экономия будет меньше, но все же достигнет 30%. Относительно большой вес железобетонного корпуса (на 50 — 100% и больше тяжелее стального) является серьезным недостатком для судов, для стационарных же понтонов существенного значения не имеет [2].

Во время мировой войны было построено большое число железобетонных самоходных и несамоходных судов различного водоизмещения, доходившего до 8 000 *т*. Для уменьшения веса применялись специальные так называемые легкие бетоны (γ = =1 400 *кг/м*^{3}) — весьма жирные растворы и с большим насыщением арматурой (до 7% по объему). Усовершенствование технологического процесса позволяло уменьшить толщину стенки в некоторых случаях до 3 — 3,5 *см*, благодаря чему весовая отдача повысилась, приблизившись в некоторых случаях к отдаче стальных судов. С разгрузкой верфей от военных заказов строительство железобетонных судов за границей сильно уменьшилось. Большую роль в этом сыграла заинтересованность фабрикантов стали. Отметим также улучшение процесса постройки стальных судов благодаря внедрению электросварки. Применение железобетона для стационарных пловучих сооружений продолжает расти.

Важно отметить большую экономию металла. Если сравнить вес арматуры с весом стального корпуса, экономия получается около 30% для малых судов и до 50% для больших.

---

[1] Б. П. Жуков, Сравнение железобетонных, деревянных и железных барж в строительном и экономическом отношении, «Сборник трудов по железобетонному судостроению» под ред. проф. К. П. Боклевского, изд. НТК НКПС, 1924, вып. 1.

[2] Рюдигер дает следующую формулу для определения веса железобетонного корпуса:

$$G = L \cdot B \cdot H \quad p \text{ (в } m\text{)},$$

где p равно 0,16—0,20 *т/м*^{3} для самоходных судов и барж и 0,32—0,38 *т/м*^{3} для закрытых стационарных понтонов и аналогичных пловучих сооружений.

НТБ ДНУЖТ

Важнейшие недостатки железобетона как судостроительного материала следующие: а) сравнительно слабая сопротивляемость механическим усилиям, в особенности знакопеременным; б) возможность появления трещин вследствие неравномерной усадки и изменения объема бетона и в) сильная зависимость механических качеств от свойств и пропорции составных материалов и от условий производства работ.

Железобетонное судостроение предъявляет повышенные требования к качеству производства работ. В связи с большим процентным содержанием арматуры (в отдельных случаях до 7% от объема бетона) и большой густотой сетки требуется весьма точная установка каркаса. Состав бетона и метод бетонировки должны быть тщательно обоснованы. Цемент применяется исключительно высокосортный (так называемый высокодействующий). Раствор весьма жирный, отощатели — песок и гравий, по возможности постоянного гранулометрического состава и с минимальным количеством примесей. Для применяемых составов стандартные методы подбора оказываются непригодными.

Приводим некоторые результаты опытов, выполненных под руководством проф. С. И. Дружинина в лаборатории Ленинградского политехнического института с целью выработки состава бетона для дока, строившегося на Ленинградской верфи[1].

Был взят портланд-цемент марки «высокодействующий» завода «Пролетарий». Цемент подвергался нормальным испытаниям, причем показал через 28 дней разрывающее напряжение 22,5 *кг/см²* (раствор 1 : 3) и 64 *кг/см²* (чистый); песок и гравий — морские разнообразного гранулометрического состава. При проектировании исходили из задания получить состав, который обеспечивал бы для консистенции жесткого бетона при испытании на раздавливание кубиков 30 × 30 × 30 *см* через 28 дней твердения на воздухе временное сопротивление не менее 300 *кг/см²*. Так как гравий по причинам производственного характера нельзя было применять крупнее 12 *мм* (на месте работ гравий отсеивался), то модуль крупности получился низким, ввиду чего нельзя было произвести расчета теоретического состава по Абрамсу. Было испытано несколько серий составом от 1 0,75 1 до 1 1,5 4. На графике фиг. 138 показана зависимость временного сопротивления от состава для трех консистенций смеси, соответствующих трамбованному, пластичному и литому бетону (на оси абсцисс отложено количество гравия по отношению к цементу). На графике фиг. 139 дана зависимость временного сопротивления от консистенции. В результате опытов был выбран состав 1 : 0,75 : 2, в дальнейшем измененный на 1 0,6 : 1,8 (для новой партии материалов).

Для контроля качества бетона в процессе производства работ применялись контрольные кубики и балки. Результаты испытания кубиков: временное сопротивление через 28 дней от 286 до 343 *кг/см²*; поперечное сечение балки показано на фиг. 140; пролет 2 *м*; состав бетона 1 : 0,75 : 2, осадка конуса 74, срок твердения 42 дня. Нагружались балки сосредоточенной силой по середине пролета. Расчетные напряжения от нагрузки (с учетом работы бетона на растяжение) в момент появления первой трещины приведены в табл. 30.

Таблица 30

Номер балки	Напряжение в *кг/см²*		
	сжимающее в бетоне	растягивающее в бетоне	растягивающее в арматуре
1	34,6	64,5	968
2	28,4	49,6	744
3	29,7	50,5	757
4	34,2	64,0	960
5	70,0	130	1 950
6	34,1	63,8	955

Из таблицы видно, что запас против норм на растяжение в бетоне (30 *кг/см²*) колеблется от 1,65 до 4,25.

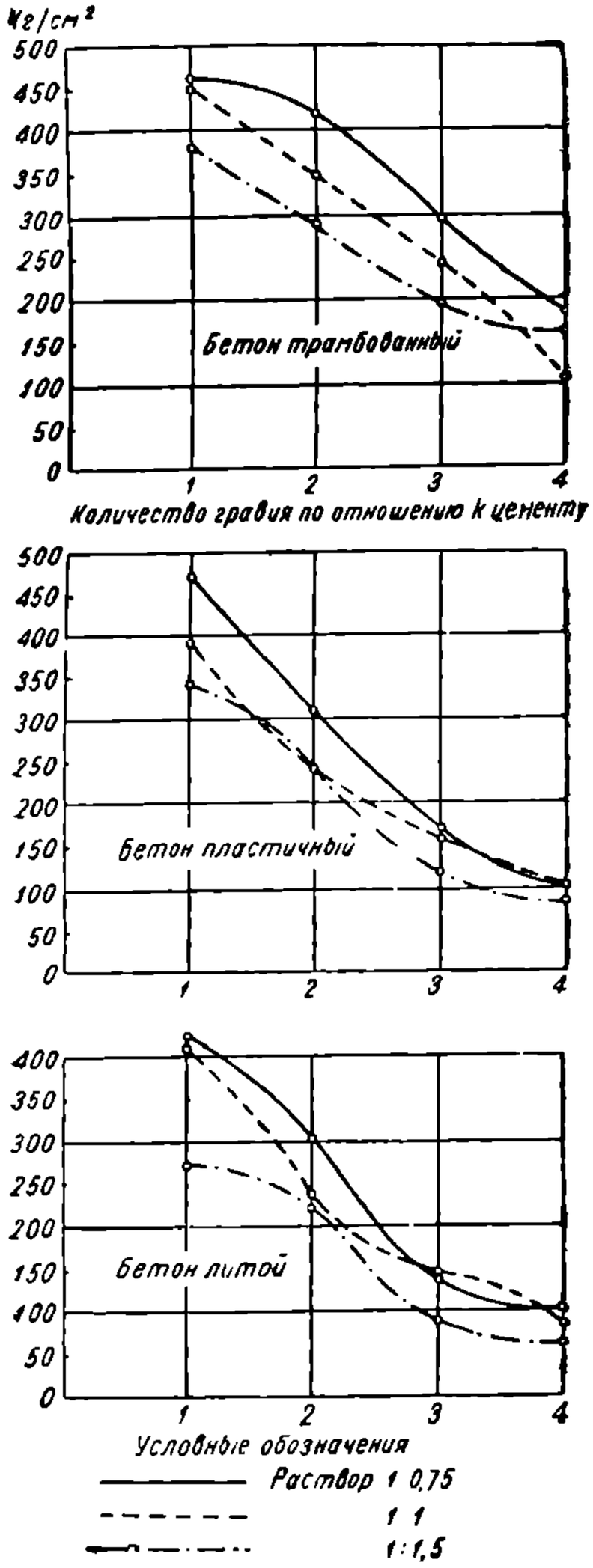
Кроме того, были проделаны опыты для определения силы сцепления арматуры с бетоном (путем выдергивания прута из кубика 10 × 10 × 10 *см* через 28 дней после заливки формы). Испытывалось чистое, слегка ржавое и сильно заржавленное железо. Эти опыты показали, что состояние поверхности в общем мало влияет на силу сцепления. Среднее напряжение сцепления из опытов с 18 образцами оказалось порядка 60 — 65 *кг/см²* при пруте $d = 10$ *мм* (осадка конуса при изготовлении бетона 8″) и 45 — 50 *кг/см²* при пруте $d = 6{,}5$ *мм* (осадка конуса 6″).

---

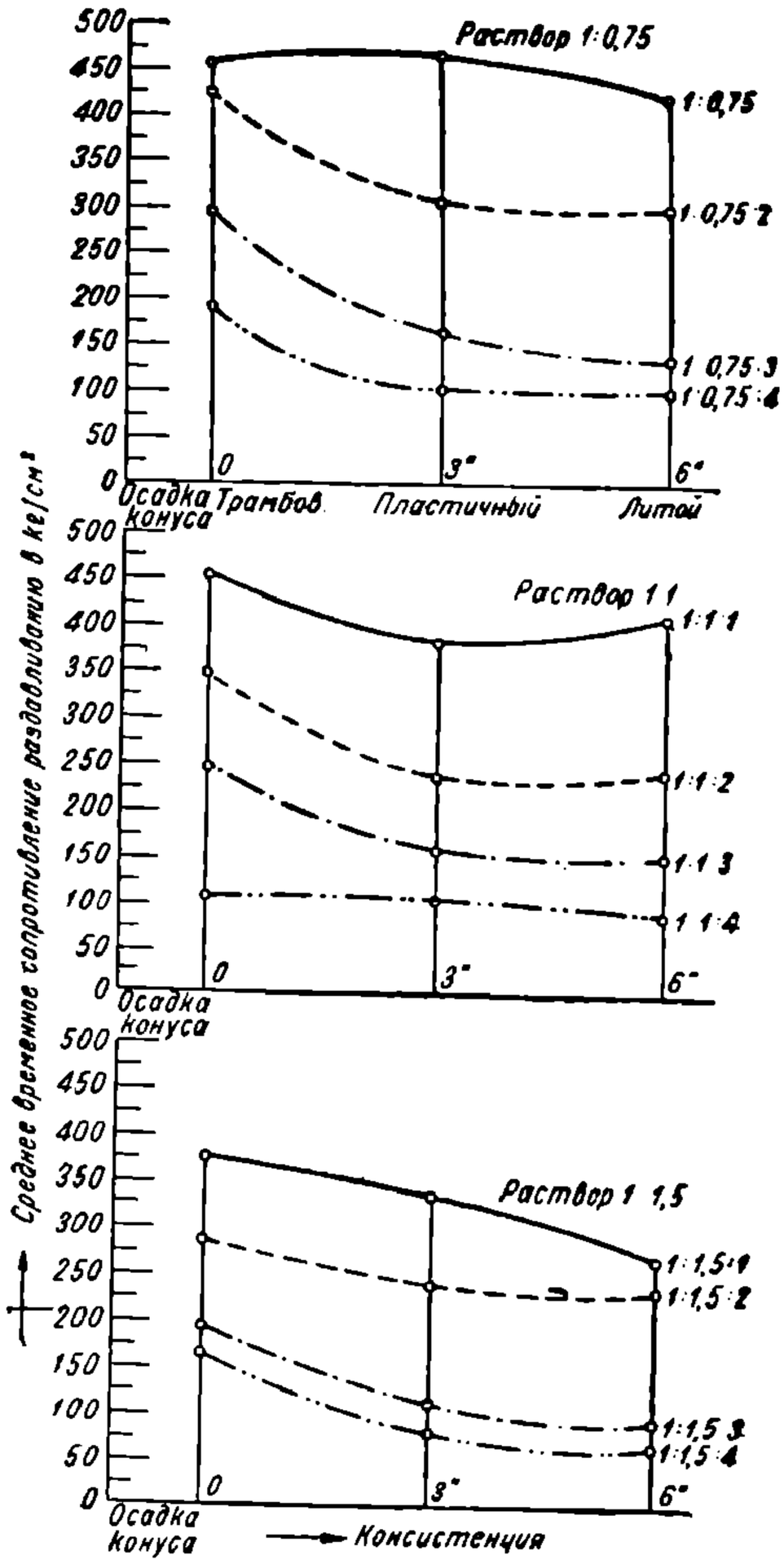
[1] П. И. Глушге, Итоги лабораторных исследований по железобетонному судостроению, «Труды Научно-исследовательского института судостроения и судовых стандартов судоверфи», 1932.

НТБ ДНУЖТ

Большой интерес представляют произведенные сравнительные испытания бетонов из новороссийского высокодействующего и вольского цементов. Бетоны изготовлялись трех консистенций: трамбованные, пластичные и литые. Отношение количества цемента к количеству инертных материалов менялось от 1 : 4,5 до 1 : 1,25. Результаты испытаний оказались следующие.



Фиг. 138.

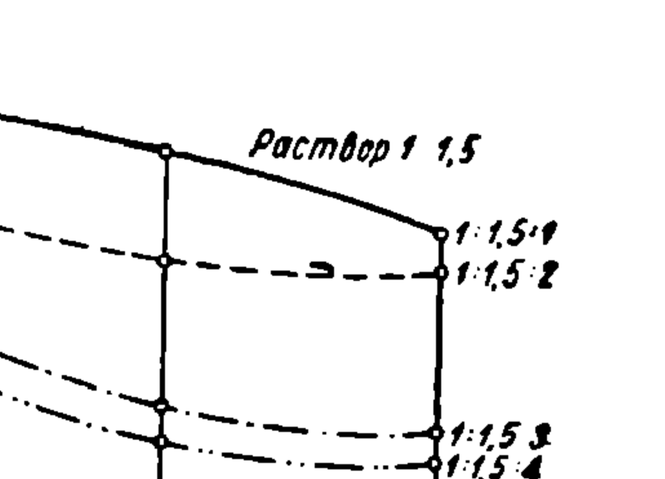


Фиг. 139.

1. Сопротивление бетонов, приготовленных из одних и тех же цементов и инертных составляющих (трамбованных — через 28 дней, пластичных — через 35 дней и литых — через 42 дня), отличается мало, и с течением времени эта разница еще уменьшается.

2. По мере уменьшения отношения содержания вяжущего вещества к сумме инертных (песок и гравий) для обоих цементов (новороссийского высокодействующего и вольского нормального) независимо от консистенции бетонов наблюдается планомерное падение величин временного сопротивления на раздавливание. Для высокодействующего цемента это падение больше, чем для нормального.

3. Для бетонов с нормальным цементом (вольским) нужно считать, что отношение 1 : 3 цемента к инертным



Фиг. 140.

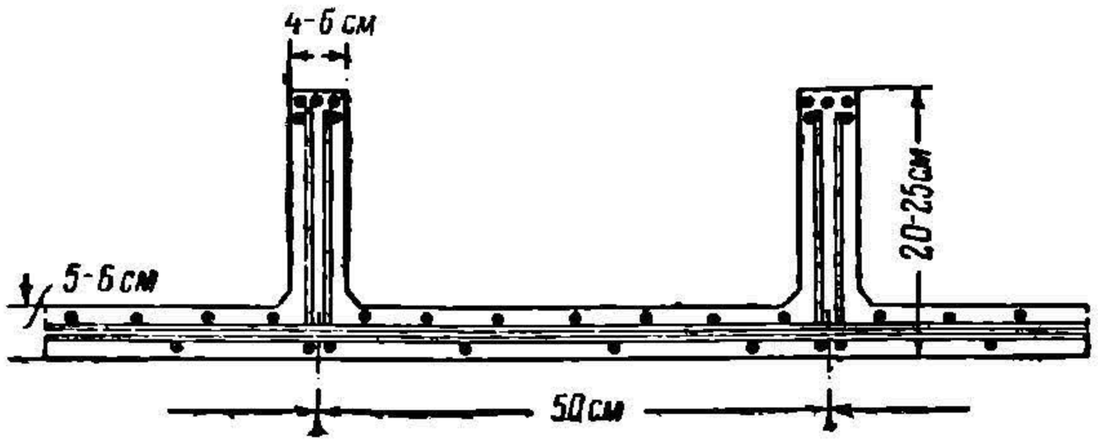
НТБ ДНУЖТ

веществам есть предельное, обеспечивающее временное сопротивление 300 *кг/см²*, тогда как для высокодействующего (новороссийского) отношение 1 4,5 для трамбованного бетона дает сопротивление несколько выше 300 *кг/см²*.

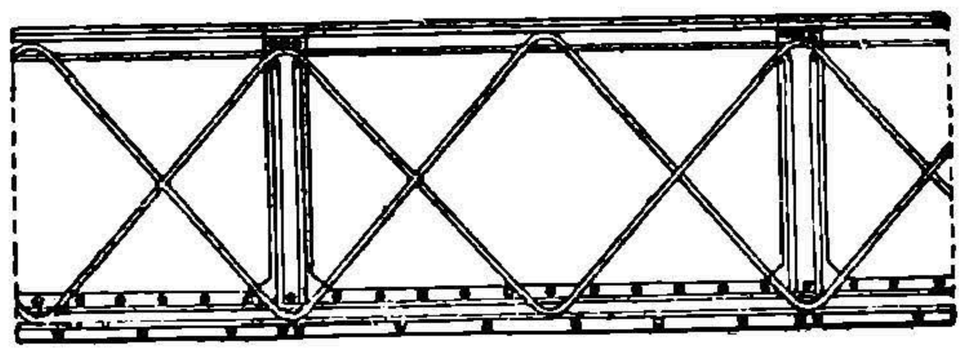
В условиях производства работы предельными дозировками осторожнее считать:

Для нормального цемента (вольского)	1 : 2,75
Для высокодействующего (новороссийского)	1 : 3,5

4. Для высокодействующего цемента пропорция бетонов более тощая, чем 1 : 3,5, поэтому нельзя считать ее обеспечивающей водонепроницаемость через 28 дней твердения. До пропорции 1 : 3,5 включительно бетоны трамбованные, пластичные и литые все водонепроницаемы.

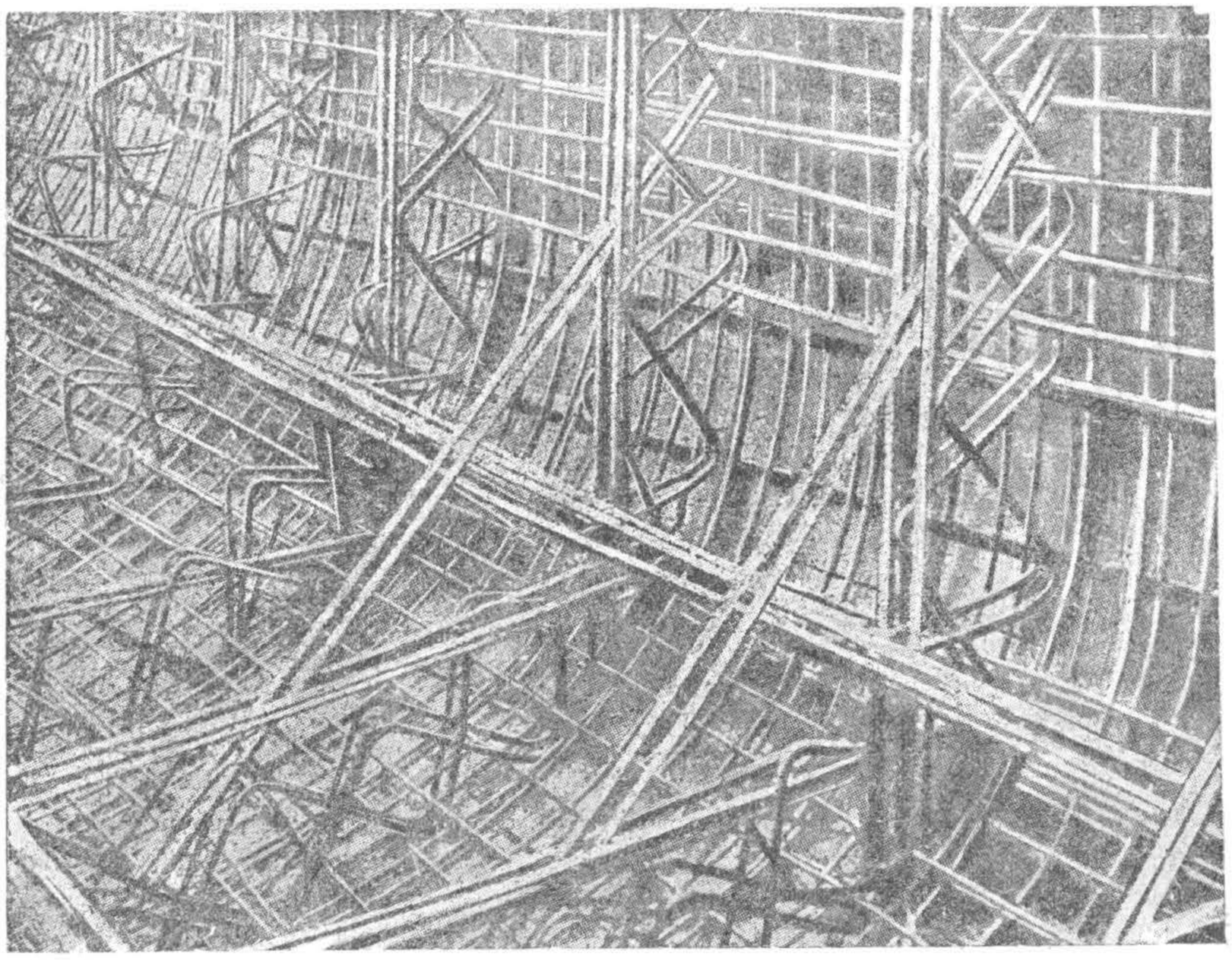


Фиг. 141.



Фиг. 142.

5. Для цемента вольского пластичные бетоны в смысле водонепроницаемости дают лучшие результаты, чем трамбованные и литые; пластичные бетоны с вольским цементом состава 1 : 2,75 через 35 дней водонепроницаемы. Те же бетоны, но литые, через 42 дня еще водопроницаемы, но через 72 дня уже водонепроницаемы. Трамбованные водонепроницаемы только при жирном составе цементного раствора в них, а именно 1 : 0,5 и при составе не тоще 1 : 2,75.



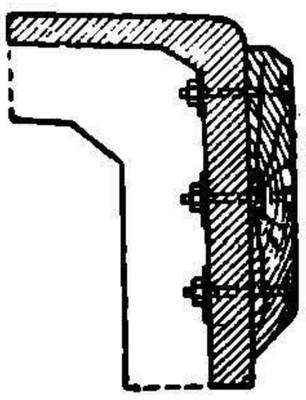
Фиг. 143.

Конструктивные рекомендации. Нижеследующие краткие рекомендации составлены частично на основании правил классификационных обществ (норвежский Веритас, французский Веритас, германский Ллойд), частично по данным литературы [1] и про-

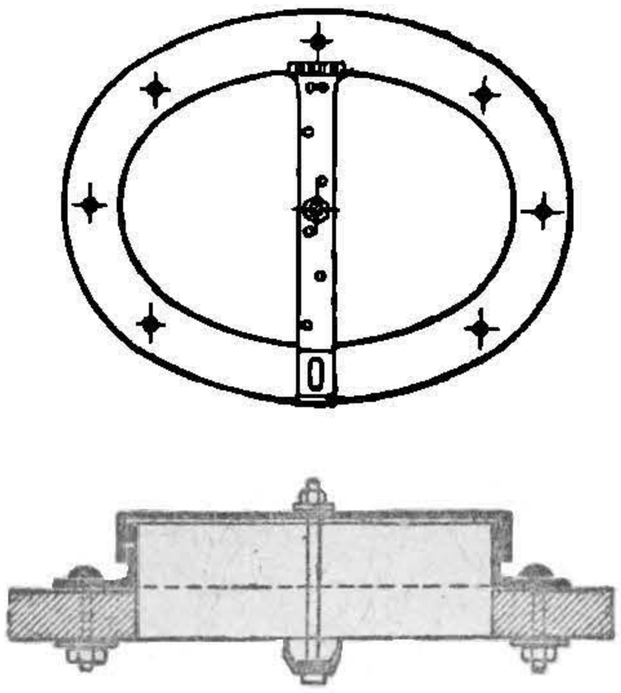
[1] «Сборник трудов по железобетонному судостроению», вып. 1 и 2; M. Rüdiger, Der Eisenbeton-Schiffbau, 1919; A. A. Boon, Der Bau von Schiffen aus Eisenbeton, 1918.

НТБ ДПУЖТ

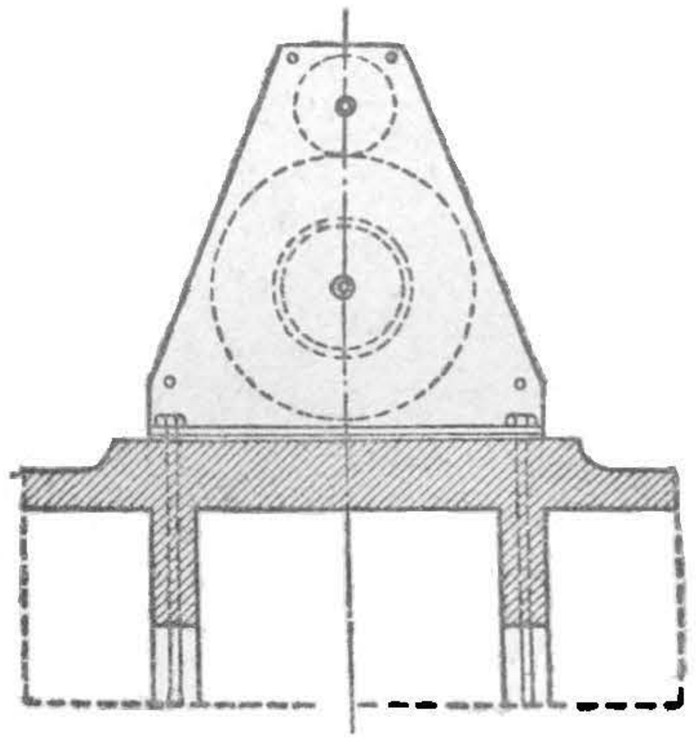
ектов. Для речных судов водоизмещением до 150 *т* толщина обшивки (плиты) днища, бортов и палубы должна быть не менее 5, 4 и 3 *см* соответственно. Суда водоизмещением свыше 150 *т* должны иметь обшивку не менее чем на 0,5 *см* толще указанных цифр.



Фиг. 144.

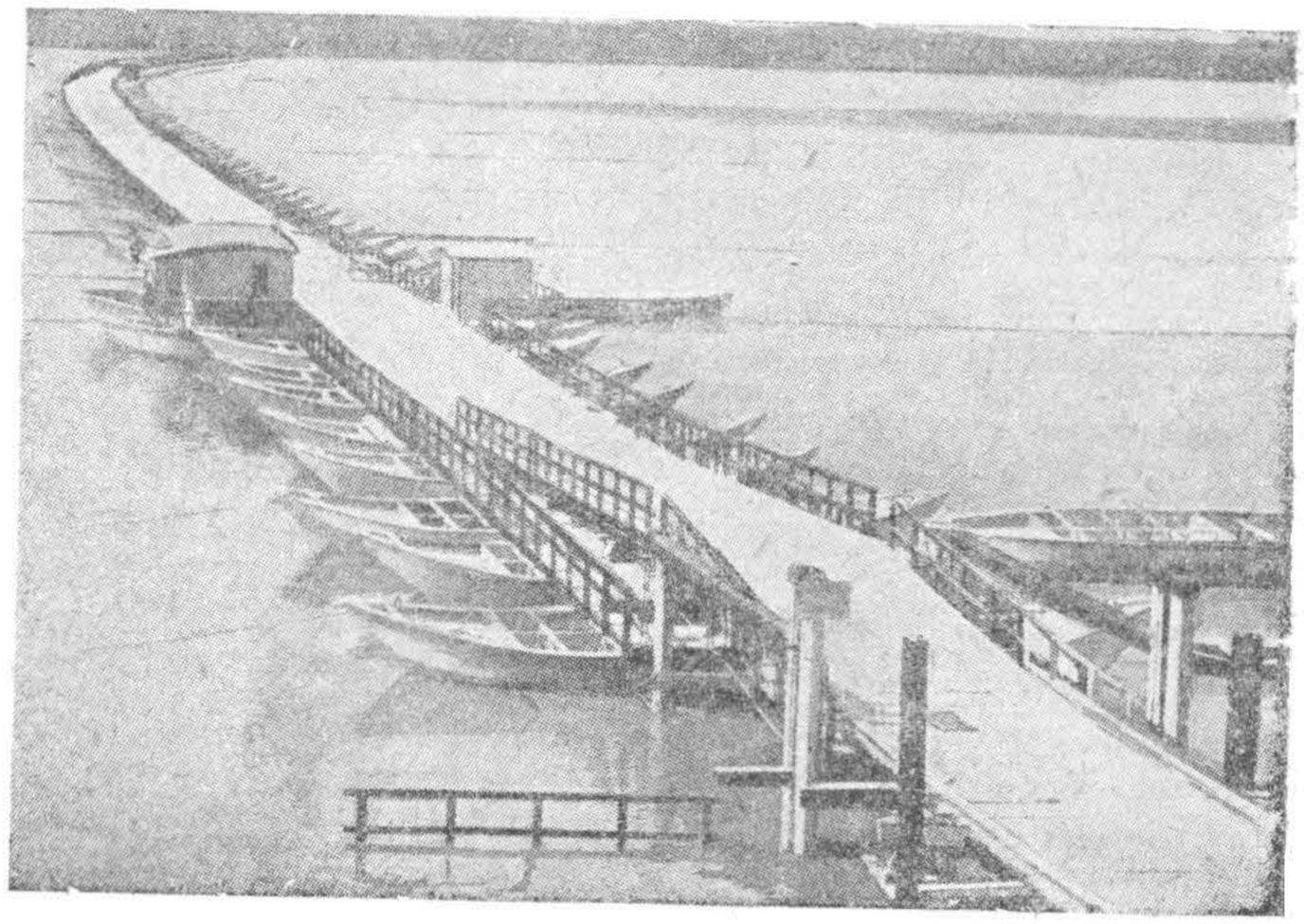


Фиг. 145.

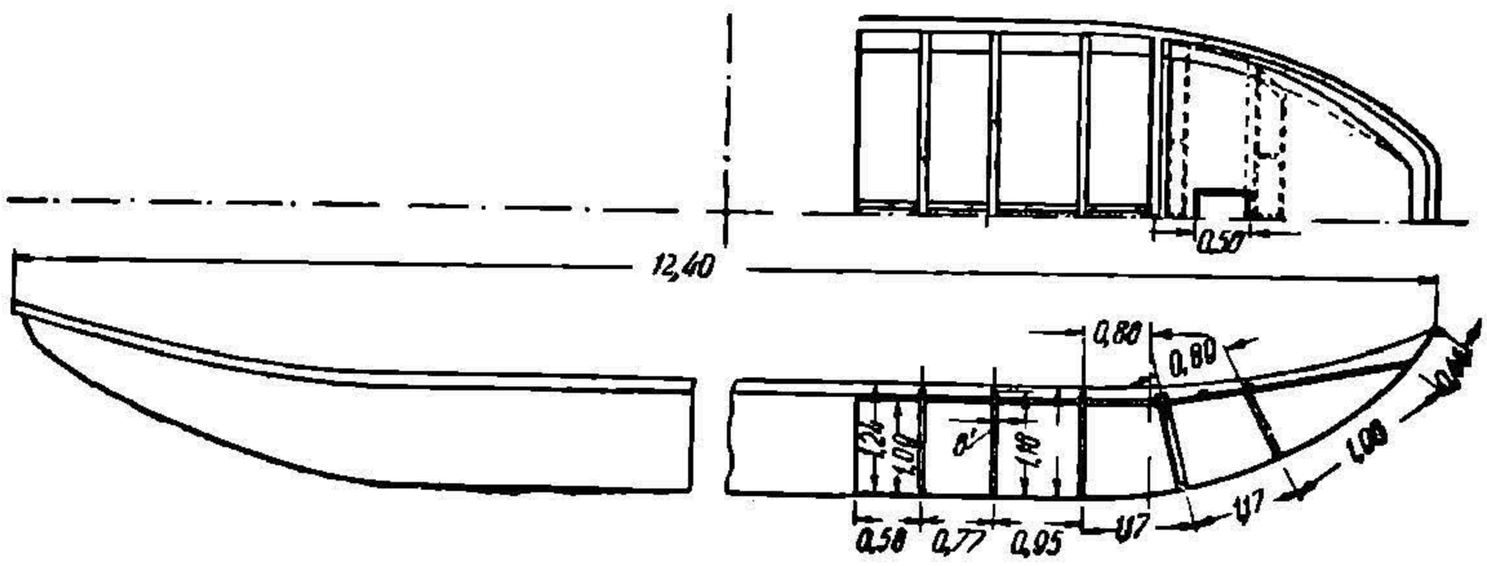


Фиг. 146.

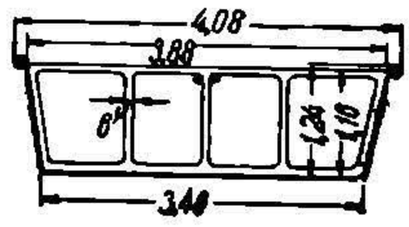
Арматура плит днища и бортов должна быть двойной (фиг. 141). Стержни внутренней (основной растянутой) арматуры должны быть расположены на расстоянии один от другого, не превосходящем толщины плиты; стержни наружной арматуры и распределительной — на удвоенном расстоянии. Калибр рабочей арматуры выбирается равным около $^1/_{10}$ толщины плиты. Из двух сеток арматуры борта по крайней мере одна (наружная) должна иметь направление стержней под углом 45° к горизонту Ребра сопряжения плиты борта с палубой и днищем уплотняются и армируются, образуя добавочные продольные связи. Расстояние между шпангоутами принимается от 0,6 до 1,0 *м*. Каждый четвертый-шестой шпангоут устраивается рамным. Расстояние между кильсонами составляет от 1,25 до 2 *м*. Высота ре-



Фиг. 147.



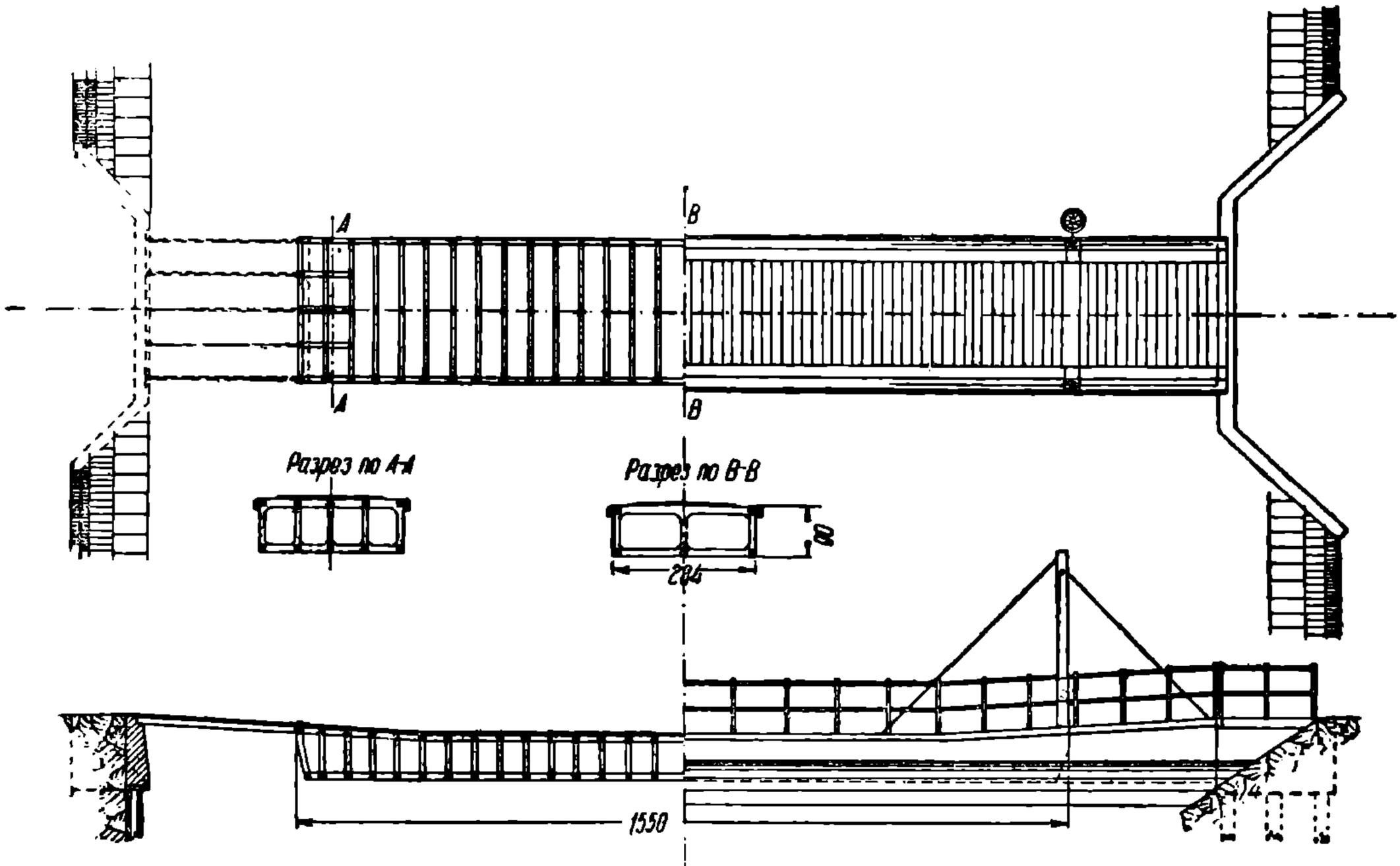
Фиг. 148.



бер набора обычно на 50 — 100% больше, чем у металлического судна. Для восприятия касательных и косых растягивающих усилий в балках набора рекомендуются двойные хомуты под углом 45° к оси балки или змейки (фиг. 142 и 143). Особое

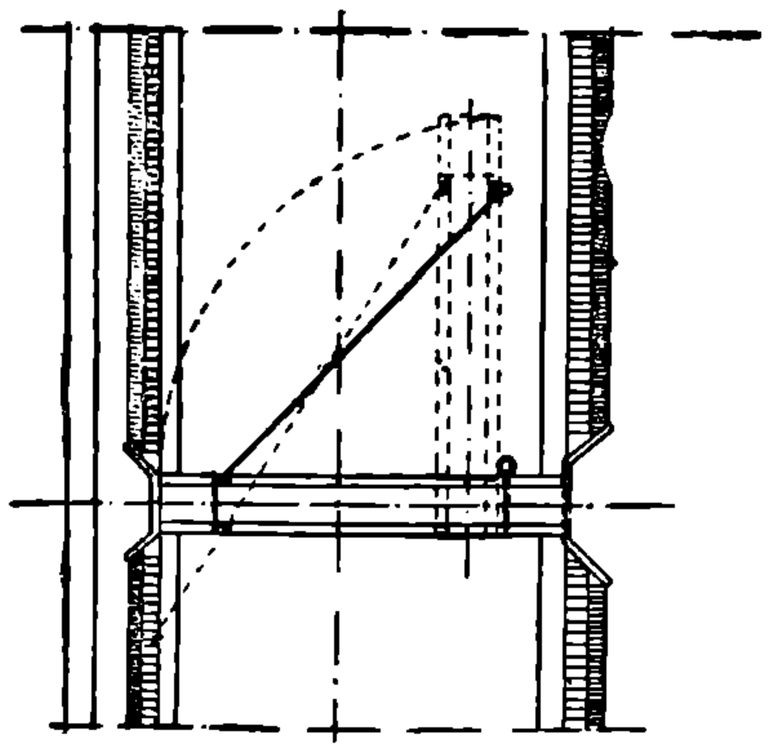
НТБ ДГУЖТ

внимание необходимо уделить армированию углов рам. Штукатурка должна быть произведена по свежему бетону; оштукатуренный корпус закрашивается гудроном. Все края, которые могут подвергнуться ударам, закругляются или защищаются каким-нибудь другим способом. На уровне грузовой ватерлинии или несколько выше укрепляется солидный привальный брус. Борты должны быть защищены от ударов якорей. Все болты должны прилегать к бетону так плотно, чтобы не получилось течи; для этого перед установкой болты тщательно очищаются от жира и ржавчины. Болты в наружной обшивке не должны давать течи при толчках. Форштевень и



Фиг. 149.

ахтерштевень делаются металлическими, лучше всего литыми. На фиг. 144 — 146 показаны некоторые конструктивные детали, относящиеся к прикреплению деревянных и металлических частей к железобетонному корпусу.



Фиг. 150.

Производство работ. Для постройки железобетонных судов применяется почти исключительно литой бетон. При выборе места для стапеля и проектировании подмостей и форм необходимо сочетать удобство производства работ с условиями спуска судна на воду. С этой точки зрения выполнение работ в сухом доке представляет наибольшие преимущества. При постройке на стапеле на берегу применяется горизонтальное, а также наклонное, продольное по отношению к берегу расположение форм. Устойчивость и жесткость стапеля имеют серьезное значение. Спуск производится на салазках, подведенных под переборки.

СССР имеет значительный опыт железобетонного судостроения. Этот опыт сосредоточен на Ленинградской и Волжской верфях. За последние годы построен ряд сооружений: плавучий док, паромы, дебаркадеры и пр.

Примеры мостов с железобетонными понтонами. Строительство наплавных мостов на железобетонных понтонах особенно развито в Италии. Еще в 1900 г. был построен мост через По (фиг. 147). Постепенно все деревянные плавучие опоры

НТБ ДНУЖТ

мостов в провинциях Павиа, Реджио, Мантуа были заменены железобетонными[1]. Типовой понтон показан на фиг. 148. Это плоскодонное беспалубное судно со слегка наклонными бортами и приподнятыми оконечностями. Размеры 12,4 × 4,08 × 1,26 *м*. Имеются две таранные и две промежуточные поперечные переборки. Продольный набор состоит из двух бортовых стрингеров (уплотнений) и средней продольной балки, опертой на шпангоуты. Последние расположены на расстоянии друг от друга около 1 *м* и образуют замкнутые рамы. В некоторых случаях эти понтоны устраиваются с продольной переборкой.

На фиг. 149 и 150 показан поворотный наплавной мост простейшей конструкции через канал. Понтон представляет собой открытый сверху прямоугольный ящик со шпангоутами в виде замкнутой рамы. По ригелю этих рам (бимсам) уложен двойной дощатый настил проезжей части.

Другие примеры мостов с железобетонными понтонами были рассмотрены выше (§ 17 и 22).

* * *

Подводя итоги нашему обзору конструкций постоянных наплавных мостов, можно отметить следующие характерные тенденции проектирования: применение малых пролетов отдельных звеньев в том случае, когда разводное устройство выполняется пловучим; переход к большим пролетам, когда разводное устройство проектируется типа постоянных разводных мостов и требует солидных опор. Основными конкурирующими системами в первом случае являются цепь шарнирно соединенных звеньев и неразрезная многопролетная балка. Опыта применения последней системы для крупных мостов пока еще не имеется, и целесообразность этого решения нельзя считать доказанной, так как несомненно, что точная сборка неразрезной системы представляет значительные трудности.

Одной из наиболее ответственных деталей конструкции является сопряжение разводной части со стационарной. Большое внимание при проектировании приходится уделять также вопросу о передаче нагрузок на береговые устои и работе береговых звеньев.

---

[1] «Giornale del Genio civile» за 1906 г.; Emperger, Handbuch für Eisenbetonbau, B. IV, 1912.

НТБ ДНУЖКТ

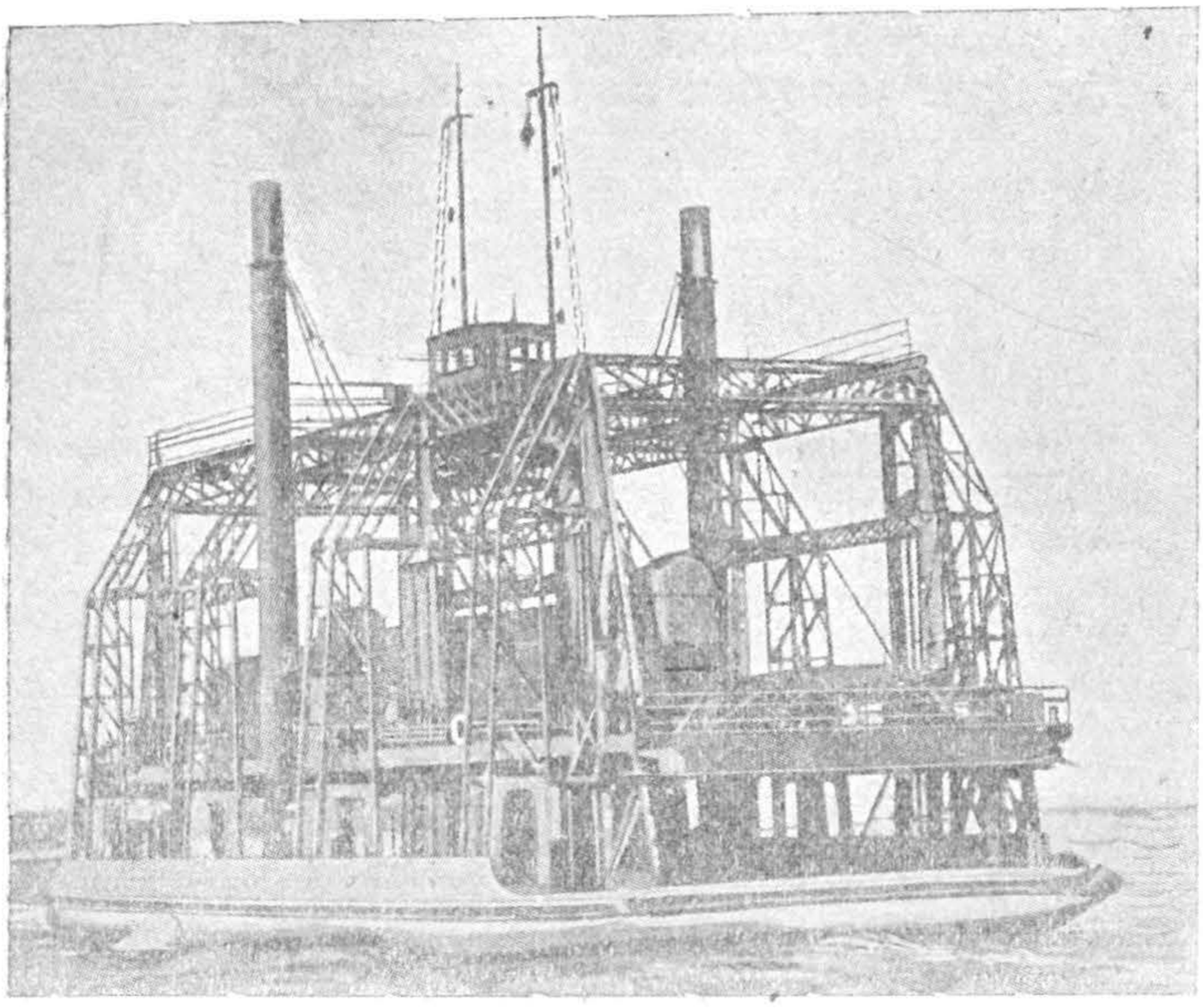
ГЛАВА IV

ПАРОМНЫЕ ПЕРЕПРАВЫ

§ 26. Общие данные о паромных переправах

Паромная переправа состоит из пары причальных устройств (пристаней) и судна (парома), приспособленного для перевозки экипажей (автомобилей) или жел. дор. вагонов с одного берега на другой. Очень часто строятся также пассажирские и грузовые паромы.

Паромные переправы сооружаются в качестве постоянного или временного средства сообщения. Паромы функционируют часто в комбинации с другими переправами. Например, паром может заменять наплавной мост, перекрывающий меженнее русло при высоких горизонтах воды (в половодье), когда нужно пересечь всю пойму. На замерзающих реках с прочным льдом строятся жел.-дор. паромы, функционирующие до тех пор, пока река не замерзнет. Зимой движение происходит по льду. В зависимости от назначения и нагрузки паромные переправы отличаются большим разнообразием. На любой речке можно найти парóм в виде площадки на паре лодок, который приплывает непосредственно к берегу Жел.-дор. паромы имеют часто сложное подъемное устройство (фиг. 151). Наиболее крупные морские жел.-дор. паромы (например, на линии Дувр—Калэ) представляют собой пароходы водоизмещением до 5 000 *m* с мощностью главных механизмов в 6 000 *ЛС* и причальными устройствами в виде шлюза. В дальнейшем мы будем касаться главным образом речных и лишь весьма кратко озерных и морских паромов, останавливаясь по преимуществу на строительной части причальных устройств.



Фиг. 151.

Передвижение парома между пристанями и при причаливании производится различными методами. На небольших несудоходных реках (шириной до 100 *м*) широко применяется поперечный трос, натянутый поперек реки и являющийся одновременно и тяговым и направляющим приспособлением. Переправа по тросу возможна и при

НТБ ДНУЖТ

больших ширинах, но в этом случае трос укладывается по дну. На быстрых реках распространены так называемые паромы-самолеты. Удерживаемый от сплывания канатом, паром-самолет при помощи руля ставится под углом к направлению течения, благодаря чему скоростной напор воды, действующий на полуобращенный к нему борт парома, дает составляющую поперек потока. Под влиянием этой составляющей паром перемещается от одного берега к другому. Более крупные речные паромы, в назначение которых может входить переброска экипажей не только по кратчайшему пути на другой берег, но и в более отдаленные пункты, а также паромы, действующие в половодье, передвигаются при помощи буксира. Паромы постоянного типа чаще всего самоходные, снабженные паровым двигателем или двигателем внутреннего сгорания. По сути — это пароходы или теплоходы бо̀льших или меньших размеров. Самодвижущиеся паромы имеют обычно либо железобетонный, либо стальной корпус.

Устройства для обслуживания различных горизонтов воды (сезонные амплитуды колебания горизонтов воды достигают иногда 15 *м*) могут быть сосредоточены либо целиком на причалах, либо частью на причале, частью на пароме. В последнем случае паром должен иметь подъемную проезжую часть. Если уровень воды меняется незначительно, регулировка производится путем наполнения или откачки воды из балластных отсеков, причал же представляет собой эстакаду постоянного уровня.

Причалы переменного уровня в зависимости от колебания горизонтов воды, нагрузок и конфигурации берега устраиваются разнообразных типов. Простейший причал представляет собой качающийся мостик, речной конец которого подвешен к стойкам и может быть опущен на борт подошедшего парома. Длина мостика достигает иногда нескольких десятков метров. При небольших нагрузках может быть применена подъемная эстакада, расположенная перпендикулярно реке, аналогично наплавным мостам. Взамен подвешивания конца применяется опирание на его плавучую пристань. Плавучая пристань представляет собой удобный, но дорогой тип причала. На плавучей пристани в свою очередь может быть устроена подъемная эстакада. При пологом береге имелись случаи применения передвижного причала в виде тележки, которая перемещается по рельсам, уложенным на наклонной плоскости; передвижение тележки, а также вагонов осуществлялось моторными лебедками. Этот тип причала вследствие сложности конструкции встречается как исключение. Иногда устраивают несколько причалов разного уровня.

Особняком стоят причальные устройства жел.-дор. паромов при бо̀льших амплитудах колебания горизонтов воды. Здесь приходится применять специальные вагонные подъемники (лифты) либо на берегу, либо на самом пароме.

Двухкорпусные паромы причаливают обычно бортом, однокорпусные — либо боргом, либо носом или кормой, причем погрузка производится вдоль судна. Жел.-дор. паромы причаливают, как правило, кормой, причем устанавливаются между рядами бон, прикрепленных к причальным сваям. Ограждению причального устройства и приспособлениям для ввода и точной установки парома следует уделять особое внимание.

§ 27. Паромы-самолеты

Отличие парома-самолета от других типов паромов заключается, как уже указано, в том, что он перемещается поперек реки под действием течения. Провозная способность такого парома невелика. Устройство его возможно на прямых участках рек с правильным и быстрым ($v = 1$ *м/сек*) течением.

Обычно паром-самолет состоит из двух плашкоутов или больших лодок, соединяемых в одно целое грузовой площадкой. Узкая, длинная, с вертикальными бортами форма лодок наилучшим образом использует энергию течения.

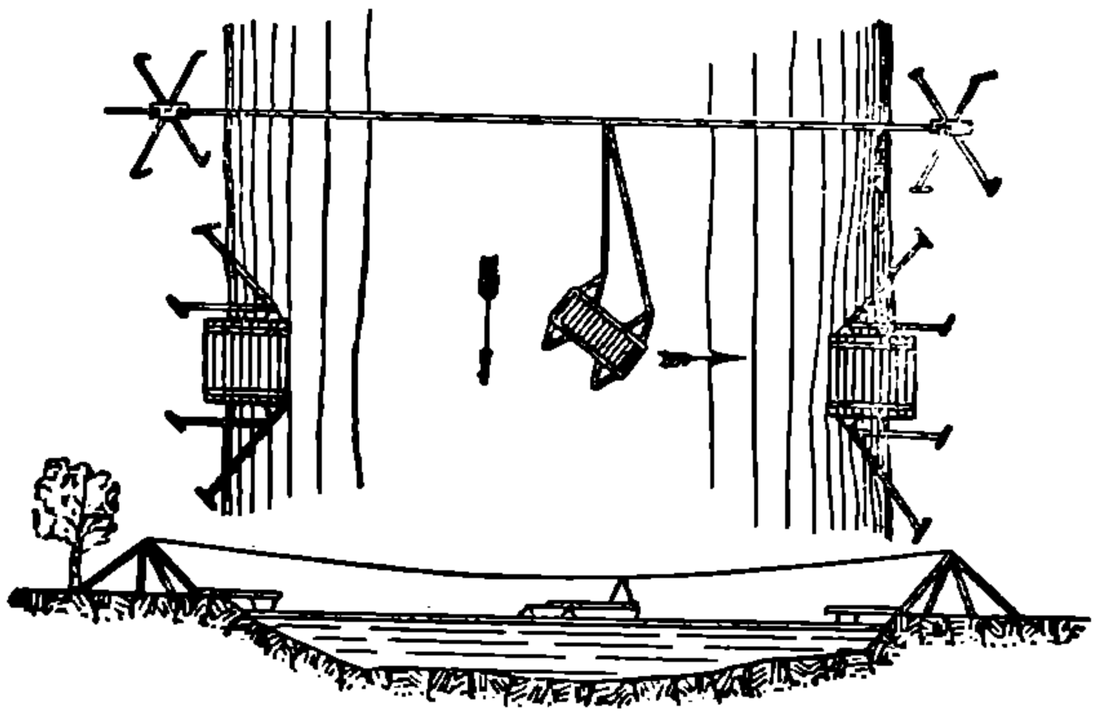
На паромах-самолетах работают от 3 до 5 чел. При отчаливании парома-самолета от берега его отталкивают баграми. Затем рулями устанавливают паром наискось к течению; угол между продольной осью парома и направлением течения составляет 45 — 55°. С приближением к противоположному берегу этот угол уменьшают и причаливают к пристани бортом.

По расположению удерживающих канатов паромы-самолеты бывают двух видов: а) с поперечным тросом и б) с продольным тросом.

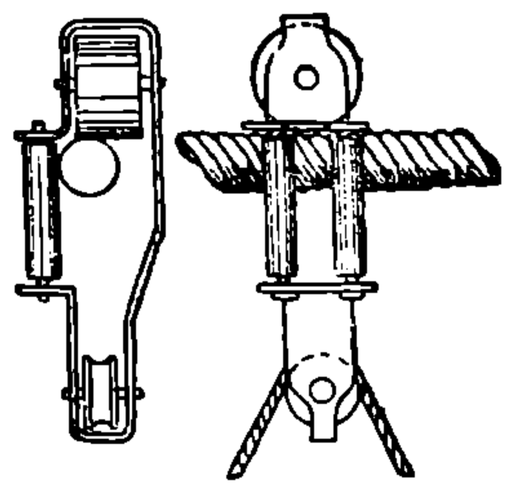
НТБ ДНУЖТ

На переправах первого вида поперечный канат протягивается над водой (фиг. 152). Поэтому на судоходных реках паром такого рода не применяется. По поперечному канату перемещается ролик удерживающего каната парома (удобная конструкция ролика показана на фиг. 153).

Поперечный трос на берегах поддерживается козлами или рамами; концы его либо удерживаются на вороте, либо закрепляются на берегу за сваи, за якори или за зарытые в землю горизонтальные бревна («мертвецы»). Простейшими являются анкеры из кольев, забиваемых в грунт перпендикулярно тросу по одному или группами по два, три или шесть штук (фиг. 163); остальные колья анкера стягиваются между собой проволоч-



Фиг. 152.

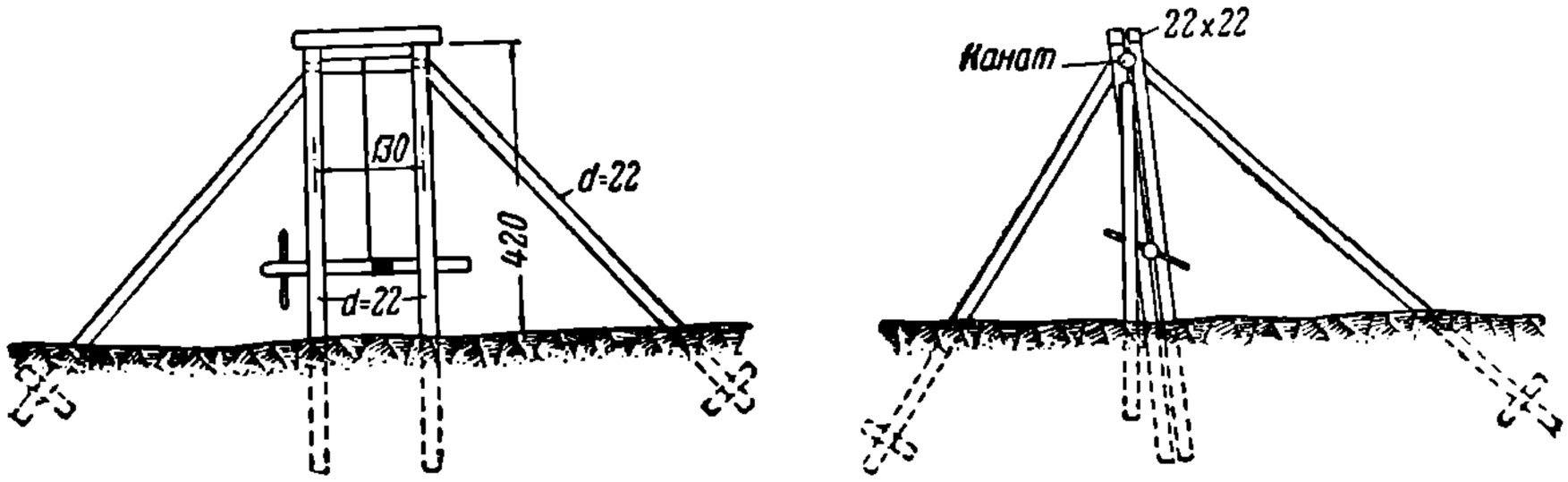


Фиг. 153.

ной обвязкой. На фиг. 154 показан пример рамы с воротом. Фиг. 152 соответствует случаю закрепления концов каната в грунте. Один из солидных способов закрепления каната в грунте показан на фиг. 164 («мертвец» с разгрузочным щитом перед ним).

Высота рам выбирается так, чтобы канат оставался незатопленным во все время эксплуатации парома. Степень натяжения каната оказывает влияние на скорость перемещения парома: чем туже натянут канат, тем меньше сопротивления он оказывает движению парома.

Пример конструкции парома-самолета с поперечным тросом показан на фиг. 155[1]. Двухплашкоутные типовые паромы Гушосдора (§ 28) также могут быть с успехом применены для паромов-самолетов, так как имеют вертикальные борты и снабжены рулями, воротами и направляющими роликами для троса. Всякий паром, обладающий перечисленным несложным оборудованием, может быть использован как паром-самолет.



Фиг. 154.

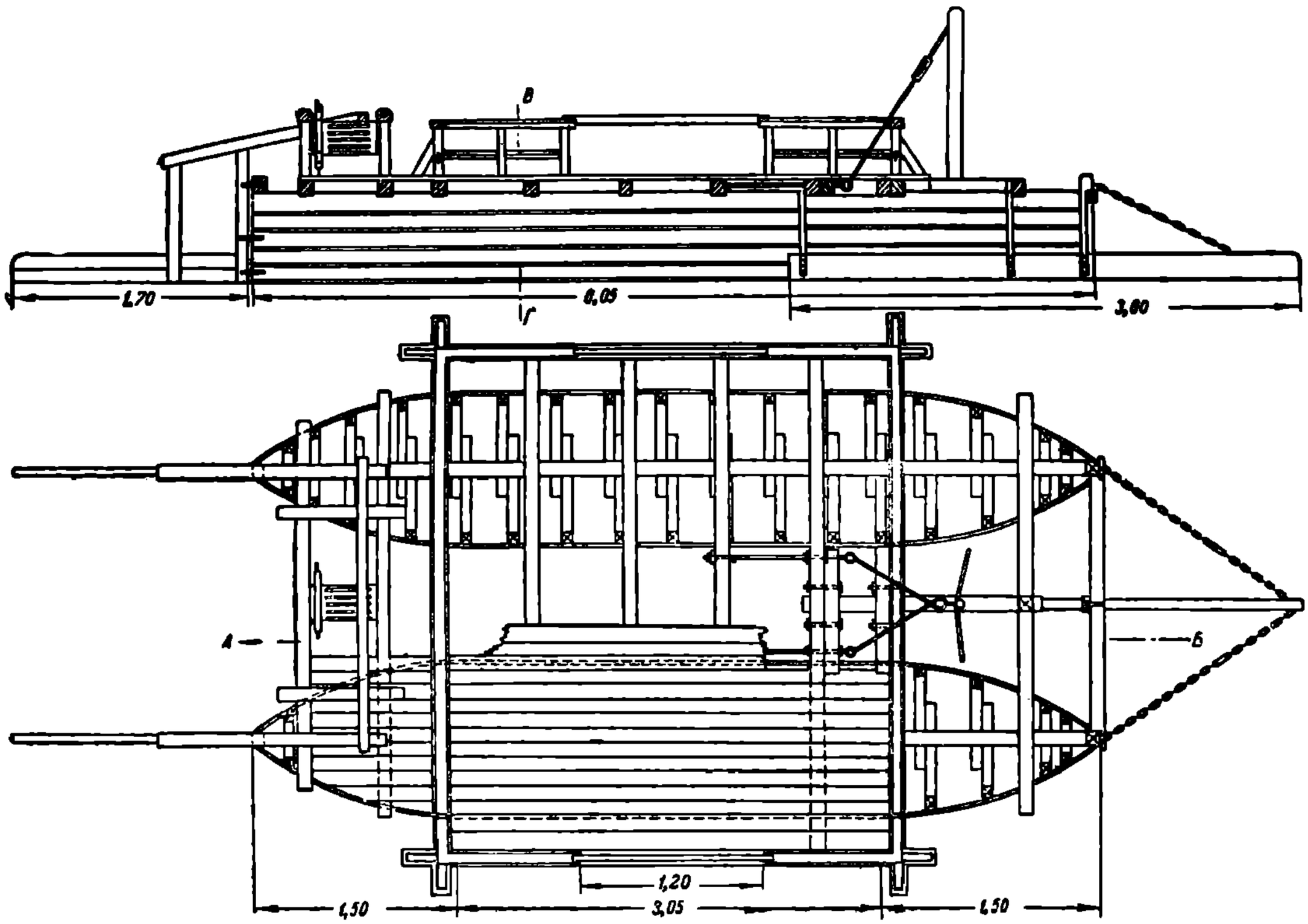
Второй тип парома-самолета — с продольным канатом (фиг. 156) — применяется при большой ширине реки или невозможности применить поперечный канат. Длина продольного каната обычно в $1^1/_2$ — 2 раза больше ширины реки. Верховой конец его крепится к бакену, удерживаемому двумя-тремя якорями весом от 100 до 200 *кг*; длина якорной цепи принимается не меньше удесятеренной глубины реки. Низовой конец каната поддерживается рамой, установленной на носовой части парома, и наматывается на ворот, расположенный на корме (фиг. 157 и 158). Рама состоит из двух стоек, прочно укрепленных (обычно железными болтами со стяжками) на судах

[1] На фиг. 155 — 158 размеры даны в саженях.

НТБ ДНУЖТ

и соединенных вверху двумя перекладинами, между которыми скользит бабка (см. деталь на фиг. 159) с пропущенным через нее канатом.

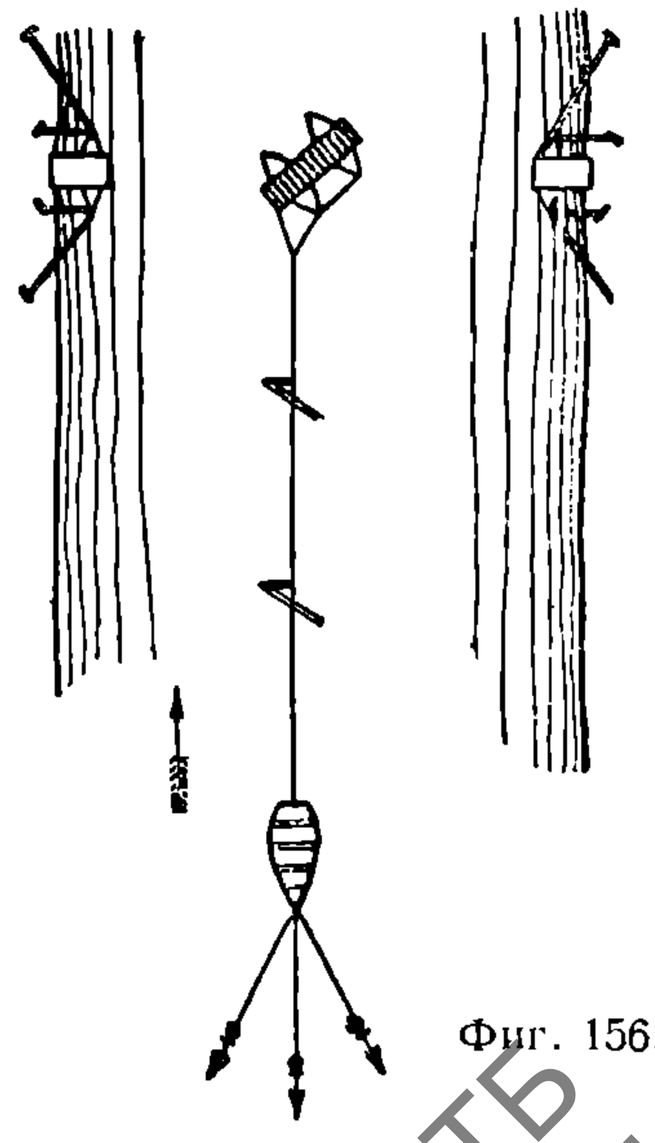
Иногда, впрочем, рама отсутствует; канат навивается тогда непосредственно на



Фиг. 155.

ворот, помещаемый в верховой оконечности парома. Чтобы канат не опускался в воду, его поддерживают промежуточными бакенами или специальными лодками.

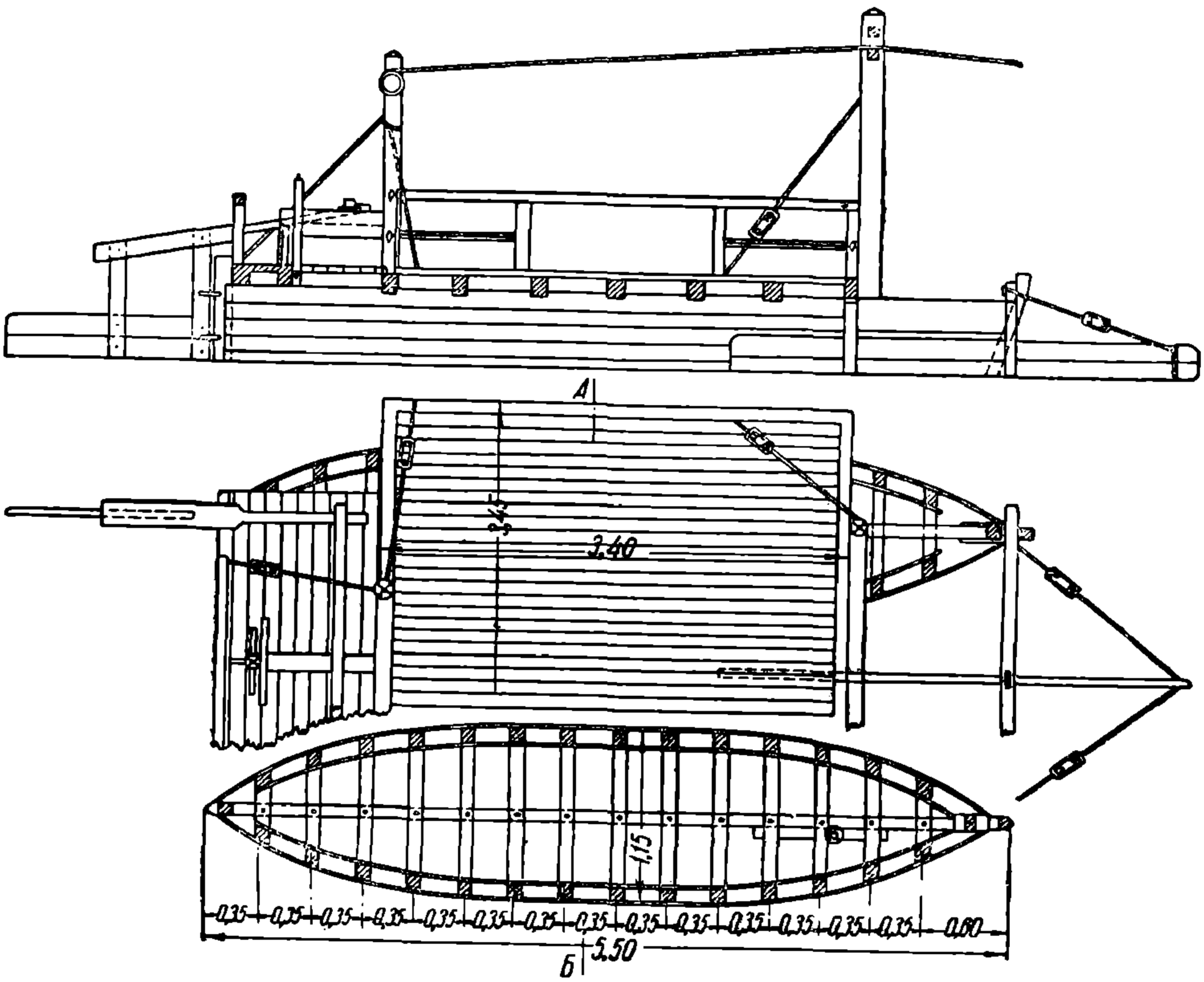
Движение парома рассматриваемого типа до некоторой степени напоминает движение маятника, причем роль силы тяжести играет гидродинамическое давление потока. Давление воды дает полезную составляющую только до тех пор, пока поддерживающий канат не установится параллельно течению. После этого паром движется по инерции и для достижения причала нужна обычно помощь веслами или баграми. Центральное расположение якорного буйка по отношению к берегам, показанное на фиг. 156, может быть заменено иным расположением в зависимости от условий местности или эксплуатации. Так, при отклонении стрежня потока от середины его следует забрасывать якорь ближе к берегу с более слабым течением. При возможности устройства четырех пристаней и наличии двух тросов может быть применен способ, показанный на фиг. 160. Тогда концы тросов могут заанкериваться непосредственно на берегах. Во время переправы с левого берега на правый паром пользуется тросом *1*. Отойдя от пристани *1*, паром приходит к пристани *2*, откуда после разгрузки подтягивается до пристани *3* для погрузов. Обратная переправа совершается при помощи троса *2*, причем конец троса *1* буксируется паромом назад к левому берегу. Прибыв на пристань *4* и разгрузившись,



Фиг. 156.

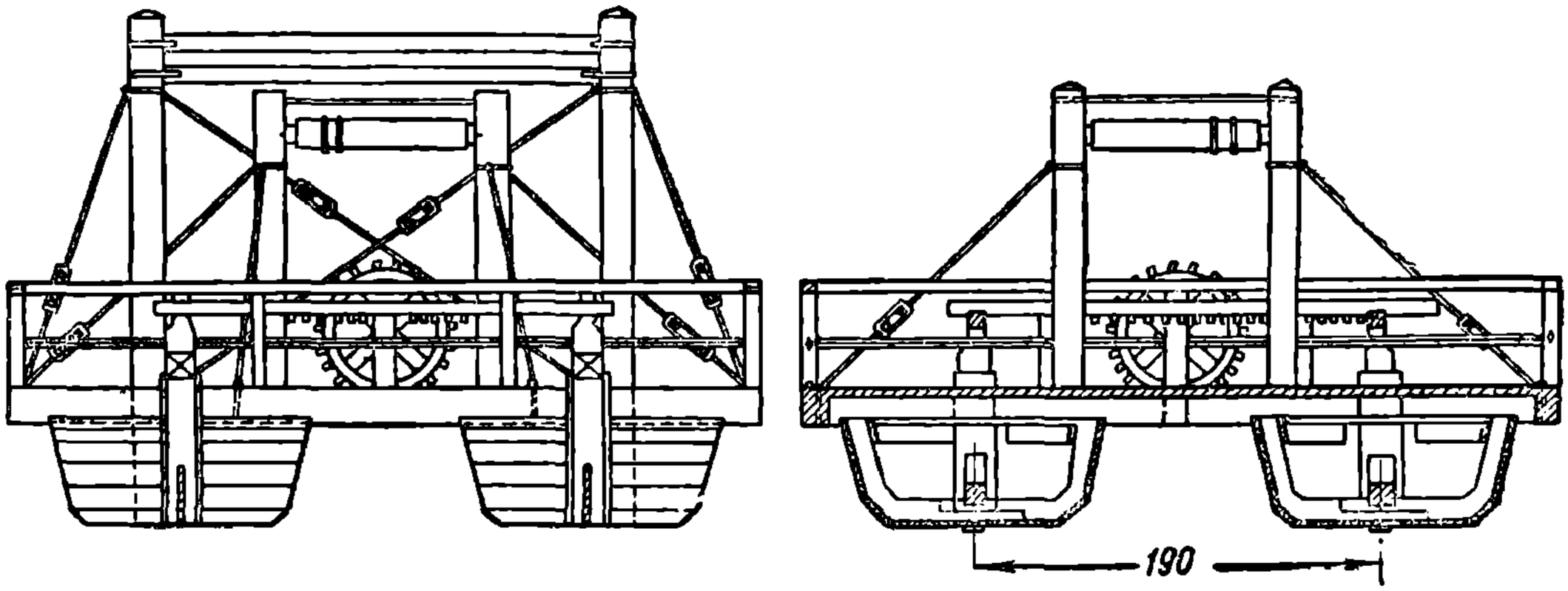
НТБ ДНУЖТ

паром подтягивается к пристани *1* и т. д. Описанный способ дает возможность повысить провозную способность парома, хотя и требует затраты добавочного времени на подтягивания парома у берегов, но этого, впрочем, можно избежать, подтягивая паром во время



Фиг. 157.

переправы, благодаря чему отпадает и потребность в дополнительных пристанях. Следует отметить, что для обеспечения подтягивания в течение короткого сравнительно промежутка времени, в которое совершается переправа, требуется значительная мощность тяговых приспособлений.



Фиг. 158.

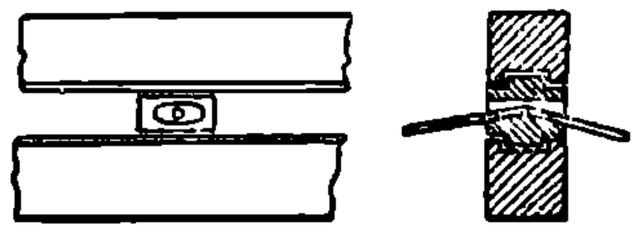
При большой ширине реки, исключающей возможность пользования для переправы одним продольным тросом, применяются либо промежуточные пристани, либо система параллельных продольных тросов с пловучими буйками у низовых концов (фиг. 161). В первом случае на каждый промежуток требуется отдельный паром и на промежуточ-

НТБ ДНУЖТ

ных пристанях производится перегрузка. Во втором случае функционирует один паром, переключаясь на буйках с одного троса на другой. Провозная способность переправы в первом случае значительно выше, чем во втором.

Причальные устройства для паромов-самолетов, как правило, устраиваются примитивными; ошвартование парома у них производится бортом.

Сечение паромного каната определяется из расчета на давление, испытываемое паромом от воды и ветра; последний принимается действующим с верховой стороны интенсивностью в 100 *кг* на 1 $м^2$ проекции надводной части парóма на вертикальную плоскость, перпендикулярную направлению ветра; давление воды на паром определяется по формулам, приведенным в § 35, ч. II.



Фиг. 159.

Пусть, например, для парома Укргипродора типа IV (§ 28) требуется найти давление воды, если паром перемещается под углом 45° к течению, а скорость течения $v = 1{,}2$ *м/сек*.

$$F = 0{,}64 \cdot \sqrt{16{,}5^2 + 9^2} = 12 \ м^2.$$

По формуле Эйлера найдем

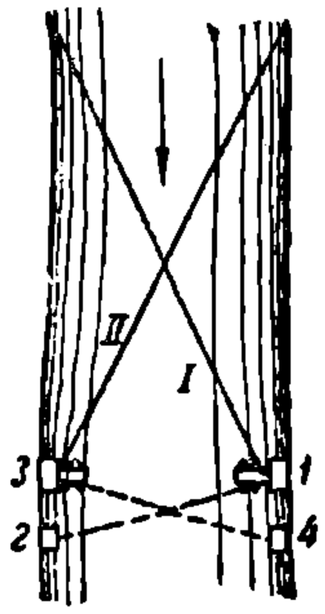
$$W = 1 \cdot 1 \cdot 12 \frac{1{,}2^2}{19{,}62} = 0{,}88 \ m.$$

Очевидно, полная величина силы Q (фиг. 162) равна сумме давлений воды и ветра. Как видно из фигуры, натяжение каната может быть найдено по формуле

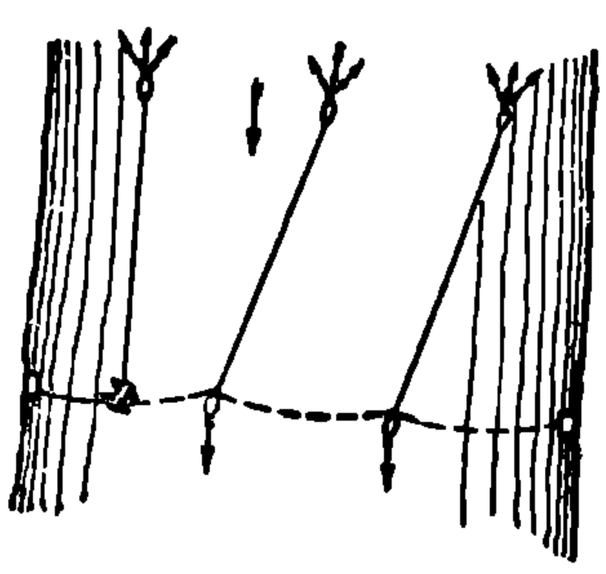
$$P = \frac{Q}{2 \sin \alpha} = \frac{Qh}{\sqrt{L^2 + 4h^2}},$$

где h — провисание каната.

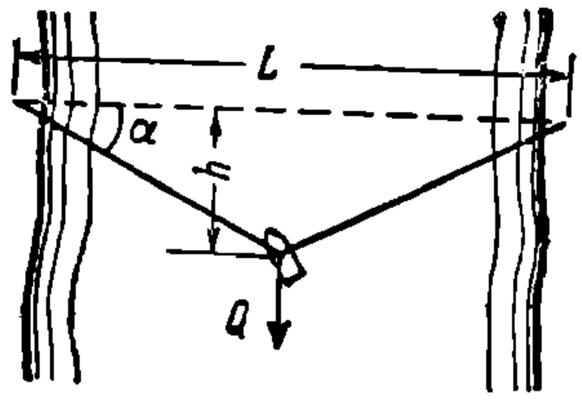
При расположении каната на дне провисание h принимают условно равным удвоенной наибольшей глубине реки. Вообще говоря, h зависит от степени натяжения каната. При канате, подвешенном в воздухе, т. е. в наиболее распространенном случае, провисание h можно опре-



Фиг. 160.



Фиг. 161.



Фиг. 162.

делить геометрически, задавшись месторасположением и высотой опорных рам и стрелкой прогиба f троса в свободном состоянии и определив отсюда длину S троса по известной формуле

$$S = \left(1 + \frac{3}{8} \frac{f^2}{l^2}\right) l.$$

Тогда провисание может быть приблизительно (с некоторым преувеличением без учета прогиба троса от собственного веса) найдено как малая полуось эллипса, а именно:

$$h = \frac{1}{2} \sqrt{S^2 - B^2},$$

где B — расстояние между опорными рамами. По полученному натяжению и приведенным в § 9 таблицам можно легко найти потребное сечение каната.

При расчетах закреплений концов паромного троса на берегу чаще всего приходится иметь дело с анкерными кольями, анкерными сваями и анкерами, заложенными целиком в грунт, типа «мертвец».

Для кольев из леса твердых пород $d = 7{,}5$ *см* при забивке на 1 *м* и грунте средней плотности можно привести следующие величины допускаемых нагрузок из практических данных (фиг. 163):

На одиночный кол	350 *кг*
» анкер 1 + 1	700 »
» » 2 + 1	1 000 »
» » 3 + 2 + 1	2 000 »

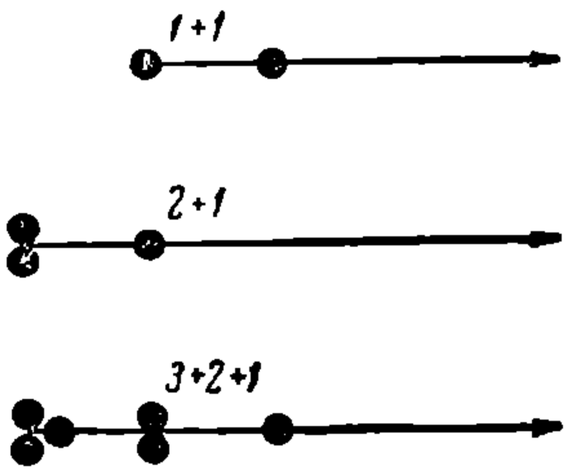
НТБ ДНУЖТ

При расчете анкера типа «мертвец» (фиг. 164) следует проверить лежень на изгиб и перерезывание стропом и проверить анкер на выдергивание его из грунта[1].

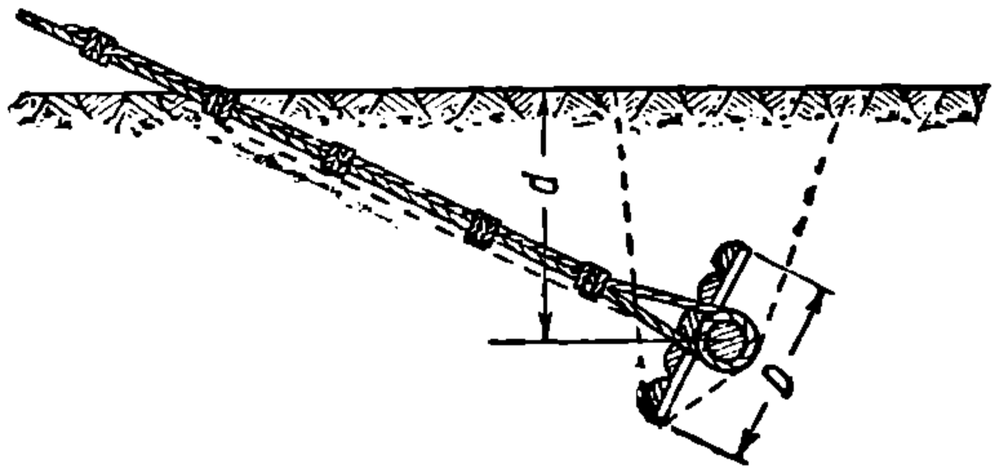
Опытами доказано, что для круглого сечения лежня сопротивление выдергиванию такое же, как и для прямоугольного, ширина плоской грани которого равна диаметру круглого бревна. Полная допускаемая нагрузка Q по выдергиванию анкера определяется по формуле

$$Q = K \cdot D \cdot L,$$

где K — допускаемое давление на грунт в $кг/м^2$,
D — диаметр лежня или ширина щита,
L — длина лежня или щита за вычетом той части, которая приходится против канав, отрытых для пропуска тросов.



Фиг. 163.



Фиг. 164.

Допускаемое давление на грунт K можно принимать по приводимым в справочниках данным либо по нижеследующей английской формуле

$$K = \frac{1}{S} \gamma d^2 h \sin 2\varphi (1{,}5 - \sin \alpha),$$

где S — запас прочности (двух- и трехкратный),
d — средняя глубина заложения анкера,
h — максимальная высота отвесного откоса в свежеотрытой траншее,
φ — угол естественного откоса грунта,
α — угол наклона усилия к горизонту.

§ 28. Типовые паромные переправы Гушосдора

Укргипродором по заданию Гушосдора в 1934 г. были разработаны проекты восьми двухплашкоутных паромов для автотранспорта. Типы рассчитаны на нагрузку грузовиками весом от 4 до 8 $т$, одновременно перевозимых в количестве от двух до шести штук.

Основные их данные и расчетные характеристики приведены в табл. 31 и 32.

Приведем некоторые технические условия, принятые для проектирования, соображения к выбору формы паромов и описание конструкции парома и причала на примере типа IV.

Материал, принятый для всех паромов и сопрягающих мостиков, — сосна II сорта с удельным весом 0,6. При выборе схем паромов учитывалась желательность применения стандартного леса при наименьшем количестве обрезков. Ширина грузовых площадок выбиралась из условия размещения трех и двух грузовиков (шириной по 2,7 $м$) в одном ряду и составила соответственно 9,8 и 6,8 $м$. Наибольший допускаемый поперечный уклон (крен) 3% для больших паромов и 5% для малых. Продольный уклон (диферент) 1,5%. Максимальный уклон мостика причала 8%. Величина предельной осадки плашкоутов 0,8 и 0,5 $м$. Отношение ширины плашкоутов к длине от 1 3,6 до 1 : 4. Форма плашкоута симметричная относительно поперечной его оси. Оконечности образованы двумя дугами круга и имеют длину, равную ширине плашкоута. Средняя часть прямоугольная. Высота отвесного борта принята равной 1,50 — 1,35 $м$, с тем чтобы сухой борт был не менее 0,75 $м$. Плашкоуты парома связываются друг с другом прогонами площадки и на носу и корме дополнительными бревнами. Все паромы принимаются двухплашкоутными из соображений остойчивости.

На фиг. 165, 166 и 167 показаны соответственно поперечный разрез парома (типа IV), продольный разрез по оси плашкоута и план парома. Рассмотрим отдельно обе основные части парома: грузовую площадку и плашкоуты.

[1] Расчет анкерных свай см. в «Справочнике инженера-дорожника», Трансиздат, том «Искусственные сооружения», 1936, стр. 170.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 31

Основные данные паромов

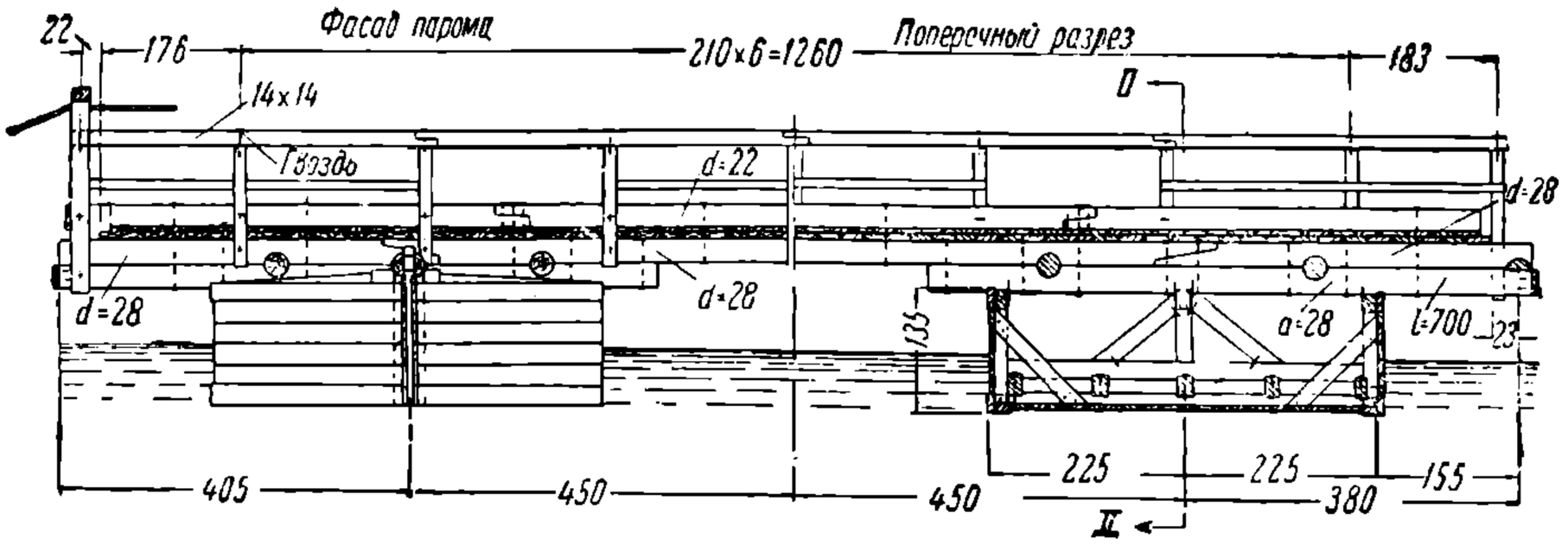
Наименование	Измеритель	Тип парома							
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Нагрузка	—	Н8	Н6	Н8	Н6	Н4	Н8	Н6	Н4
Грузоподъемность	*т*	48	36	38	24	16	16	12	8
Количество перевозимых грузовиков	шт.	6	6	4	4	4	2	2	2
Длина плашкоута парома	*м*	21,0	18,0	18,0	16,5	16,5	16,5	15,0	14,0
Ширина плашкоута парома	»	5,0	5,0	5,0	4,5	4,5	4,5	4,0	3,50
Высота плашкоута парома	»	1,5	1,5	1,5	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Строительная высота парома		2,14	2,13	2,14	1,98	1,90	1,88	1,85	1,82
Расстояние между осями плашкоутов	»	9,00	9,00	9,00	9,00	7,90	4,90	4,90	4,40
Площадь ватерлинии парома	$м^2$	179,64	149,64	149,64	123,94	123,94	123,94	100,60	83,12
Площадь ватерлинии плашкоута	»	89,82	74,82	74,82	61,97	61,97	61,97	50,30	41,5
Площадь грузовой площадки парома	»	155	155	107	109	93	53,2	53,2	46,56
Осадка парома в порожнем состоянии	*м*	0,48	0,48	0,45	0,45	0,36	0,32	0,30	0,34
Осадка парома в груженом состоянии	»	0,75	0,72	0,69	0,64	0,49	0,45	0,42	0,44
Крен при съезде последнего грузовика	%	2,3	2,2	2,8	2,7	1,8	5,3	5,3	4,0
Крен парома на ходу	%	0,5	0,45	0,45	0,44	0,3	1,5	1,5	1,2
Высота надводного борта	*м*	0,75	0,78	0,81	0,71	0,86	0,90	0,93	0,91
Диферент парома	%	1,1	1,5	1,1	1,2	0,7	0,9	1,0	0,7

Таблица 32

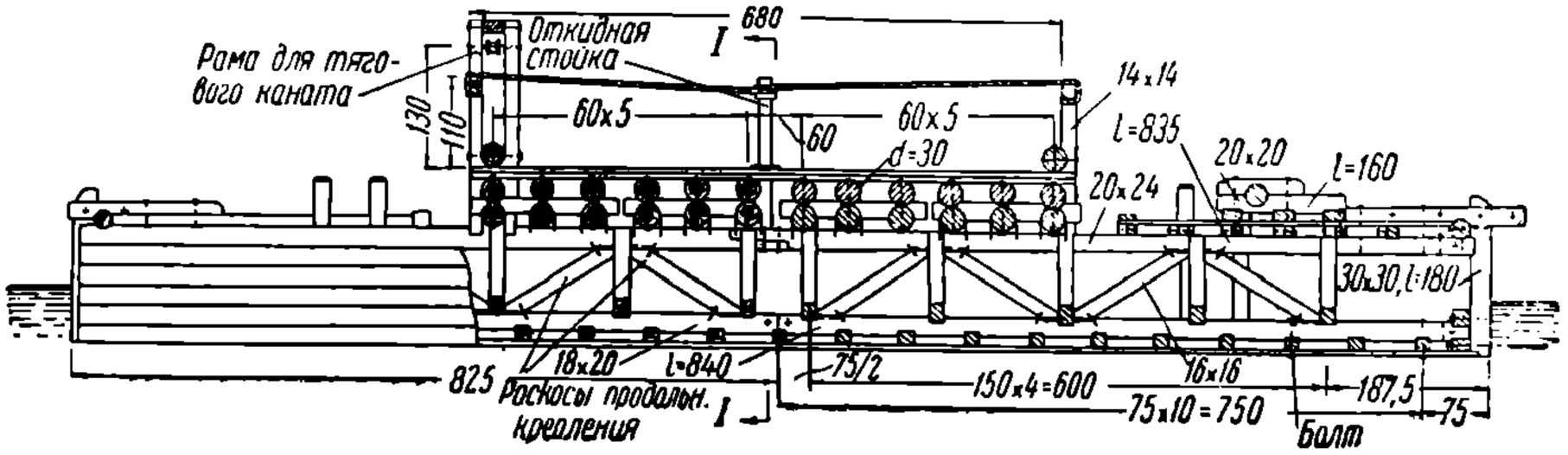
Данные по передвижению паромов

Наименование	Скорость движения в *км/час*	Тип парома							
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Сопротивление парома при буксировании катером в тихой воде в *кг*	3,6	159	144	140	114	94	95	81	71
	4,3	235	212	206	168	135	141	121	105
	5,0	300	270	263	213	176	179	153	134
	6,75	888	350	341	278	228	232	198	174
	6,5	490	443	430	351	288	293	251	220
Потребная индикаторная мощность катера (с учетом необходимой мощности на передвижение катера) в *ЛС*	3,6	8,5	7,7	7,5	6,1	5,0	5,0	4,3	3,8
	4,3	15,1	13,6	13,2	10,8	8,7	9,0	7,8	6,7
	5,0	22,4	20,2	19,7	15,9	13,2	13,4	11,4	10,0
	5,75	33,2	29,2	29,1	23,8	19,5	19,8	16,9	14,8
	6,5	47,0	42,6	41,3	33,7	27,7	28,1	24,1	21,1
Сопротивление парома при канатном передвижении в *кг*	0,9	124	101	97	79	61	64	56	54
	1,8	412	336	323	167	205	208	184	175
Количество рабочих для передвижения парома по канату поперек реки	0,9	5	4	4	3	3	3	2	2
	1,8	17	14	13	11	8	8	7	7

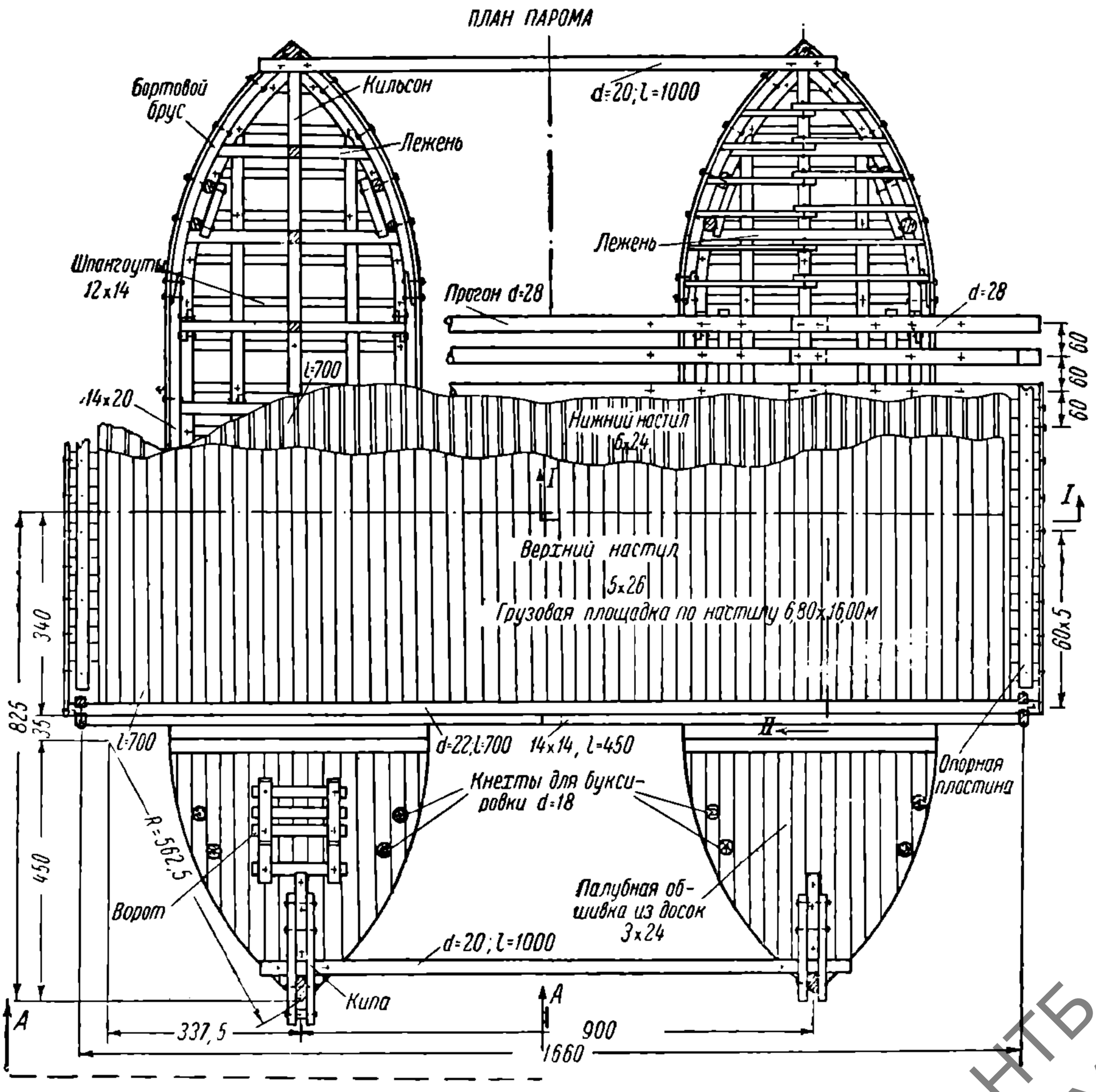
НТБ ДНУЖТ



Фиг. 165.



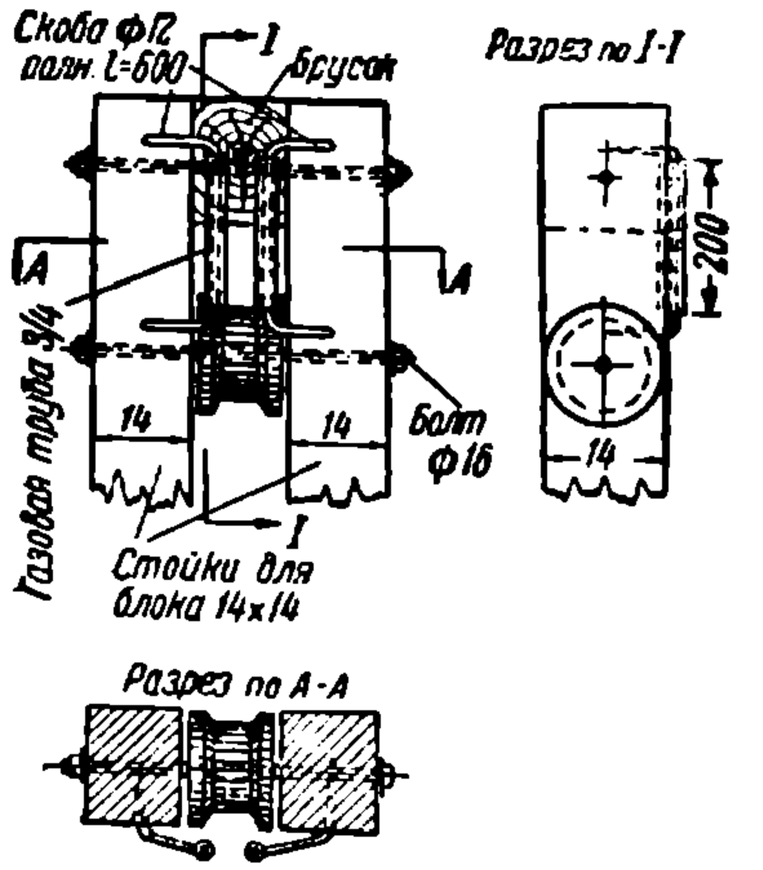
Фиг. 166.



Фиг. 167.

НТБ ДНУЖТ

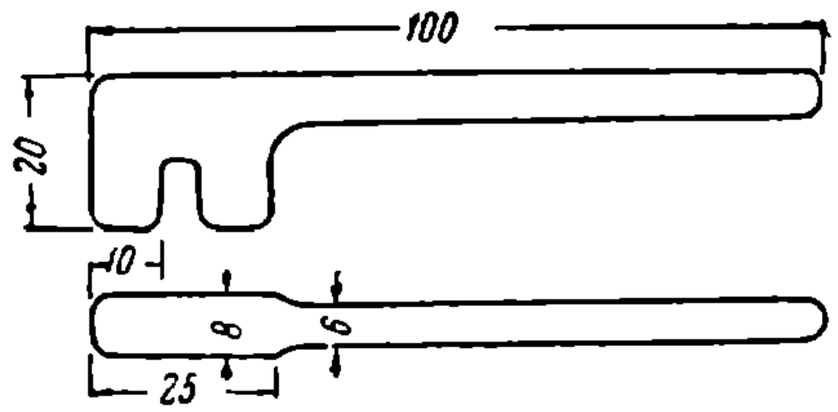
Грузовая площадка имеет следующее устройство. Двойной дощатый настил площадки поддерживается сближенными одноярусными прогонами, уложенными на подбалках, одновременно играющих роль бимсов плашкоутов. Подбалки сопрягаются с прогонами болтами и анкерами, с конем же (срединный продольный брус) и бортовыми брусьями плашкоута — врубками и скобами. При больших грузовых площадках прогоны имеют над конями плашкоутов стыки (косым замком). Конструкция имеет малую строительную высоту, что очень важно по соображениям остойчивости, проста для выполнения и передает нагрузку от грузовой площадки на большое число точек коня и бортовых брусьев, облегчая этим работу корпуса плашкоута. По краям площадки подбалки выпускаются из-под прогонов, и по ним укладывается пластина, служащая опорой для мостика въезда. Перила устраиваются по бокам грузовой площадки и прикрепляются болтами к оградительным палубным бревнам и прогонам. Для ограждения грузовой площадки с бортовых сторон к выпущенным подбалкам крепятся специальные откидные стойки, по которым на время хода парома натягивается ограждающий канат.



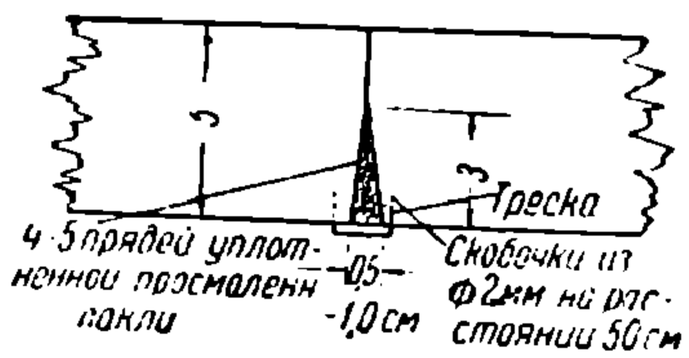
Фиг. 168.

При передвижении парома вдоль троса для последнего устанавливаются особые рамы с блоками. Деталь устройства блока показана на фиг. 168. Захват троса рабочими при подтягивании осуществляется или непосредственно руками или же специальными крюками (фиг. 169). Размеры грузовой площадки определены с таким расчетом, чтобы между грузовиками оставались зазоры по 0,10 *м*. Однако, так как точная установка машин затруднительна, со стороны тягового троса оставляется запас, равный 1,0 *м*, и с противоположной стороны — запас 0,30 — 0,50 *м* на случай несколько косого расположения машин.

Обшивка плашкоутов состоит из досок толщиной 5 *см* (основной размер) и 8 *см* (верхняя и нижняя бортовые доски). Доски пришиваются к каждому шпангоуту гвоздями по бортам и дубовыми нагелями по днищу. Стыки досок обшивки приходятся на шпангоутах, причем в обоих случаях (борт и днище) концы досок в стыке крепятся



Фиг. 169.



Фиг. 170.

гвоздями. Обшивка конопатится снаружи, для чего необходимо устройство 5 — 10-*мм* паза (см. деталь на фиг. 170). Конопатка производится 4 — 5 прядями просмоленной пакли, забитыми снаружи дощечками (тресками), схваченными скобочками из 2-*мм* проволоки (пьявками).

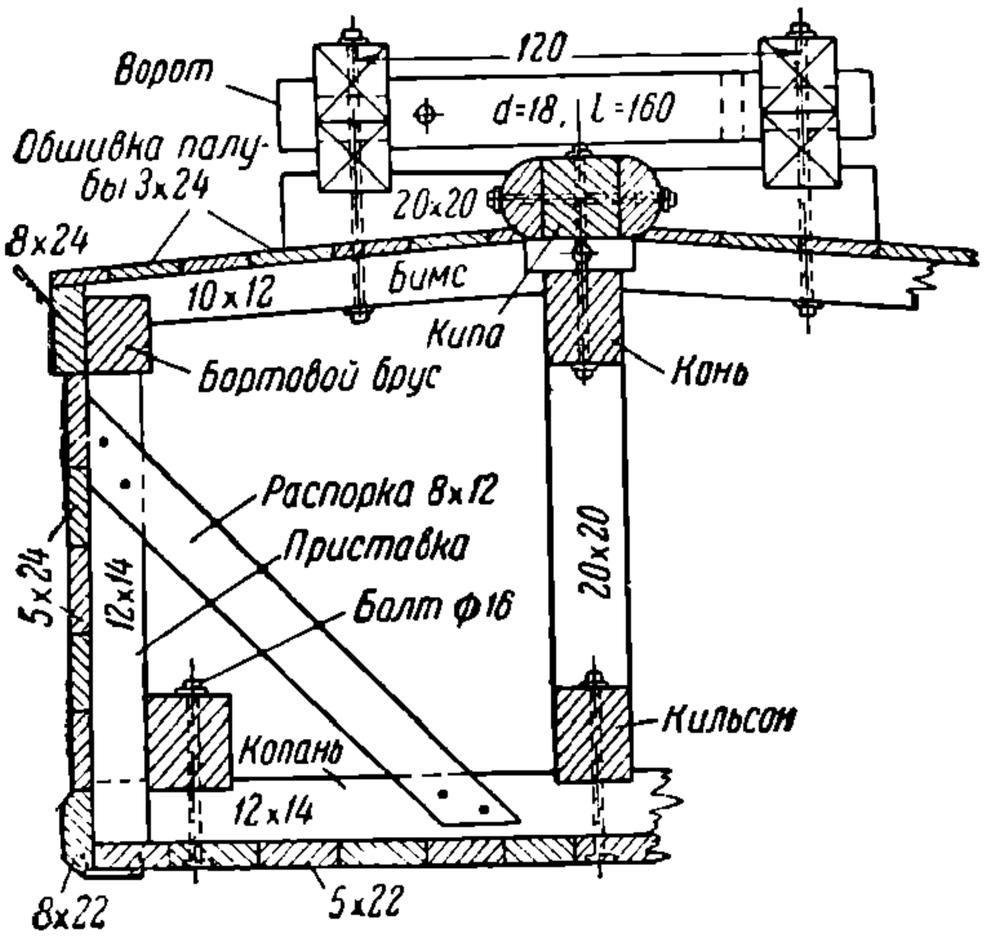
Шпангоуты, к которым крепится обшивка, составляются из трех частей: копани (горизонтальная часть) и двух вертикальных приставок. Соединяются они в углу вполдерева на гвоздях. Жесткость угла обеспечивается специальным подкосом, прикрепляемым к копани и приставке врубкой и гвоздями. Сверху шпангоуты распираются бимсами. Сечения шпангоутов 12 × 14 *см*, подкосов 8 × 12 *см*, бимсов 10 × 12 *см*. Расстояние между шпангоутами 75 *см*. Общий вид поперечного сечения плашкоута в средней его части представлен на фиг. 131, в носовой части — на фиг. 171.

Растянутым поясом продольного набора являются кильсоны. Затруднительность устройства надежного стыка заставила уложить дополнительные кильсоны в широких плашкоутах типов I — VI. При этом в каждом сечении работает не менее трех брусьев.

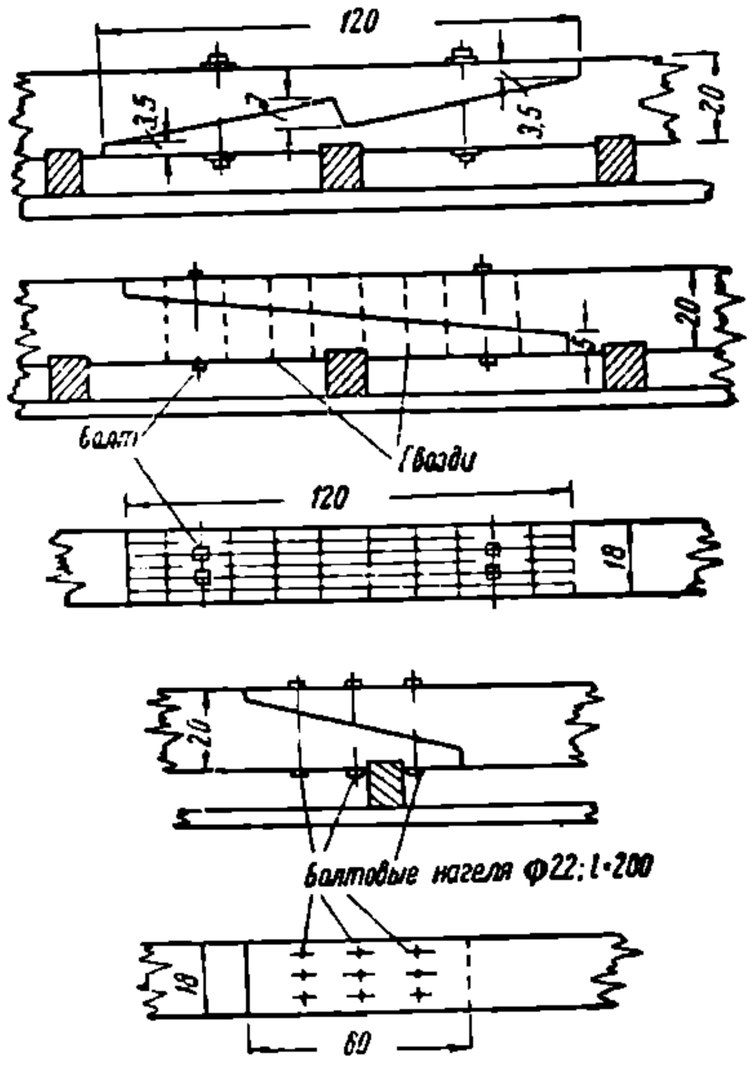
НТБ ДНУЖТ

Варианты стыка кильсона показаны на фиг. 172, сопряжения кильсона со штевнем — на фиг. 173.

Сжатый пояс крепления образуют конь и бортовые брусья, свободную длину которых уменьшают подпалубные бруски (бимсы). Решетка ферм продольного крепления состоит из стоек и раскосов, связанных с поясами скобами. Поперечное крепление плашкоутов передает нагрузку от грузовой площадки кильсонам и состоит из лежней (бантов), стоек и подкосов, связанных врубками и скобами.

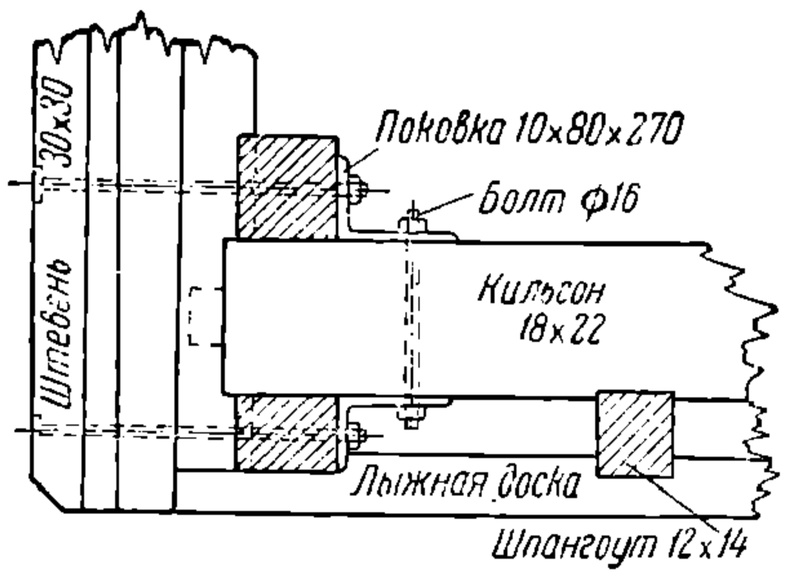


Фиг. 171.

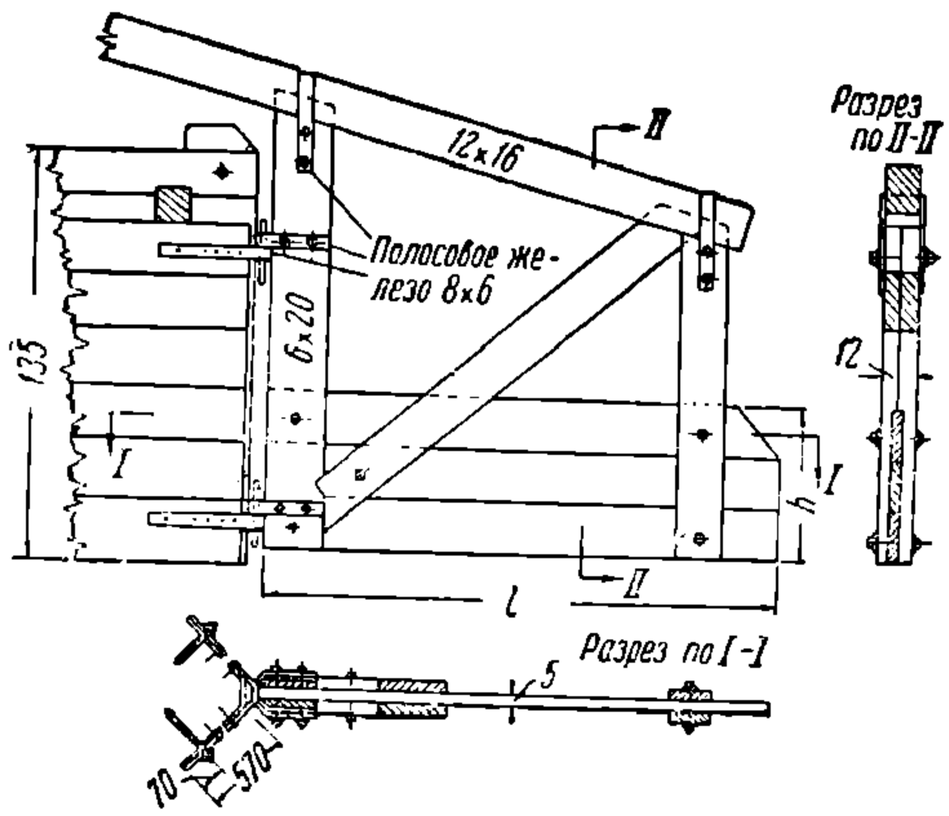


Фиг. 172.

В случае передвижения парома при помощи буксирного катера к плашкоутам приделываются рули (фиг. 174). Длина пера руля примерно равна половине ширины плашкоута, высота пера — наибольшей осадке плашкоута в груженом состоянии. Румпели рулей связываются между собой; длина их должна обеспечивать возможность управления паромами с грузовой площадки.



Фиг. 173.

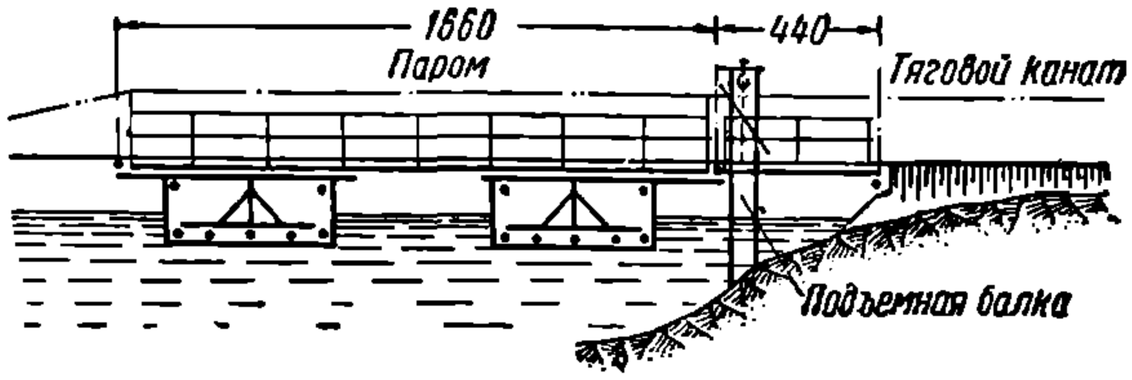


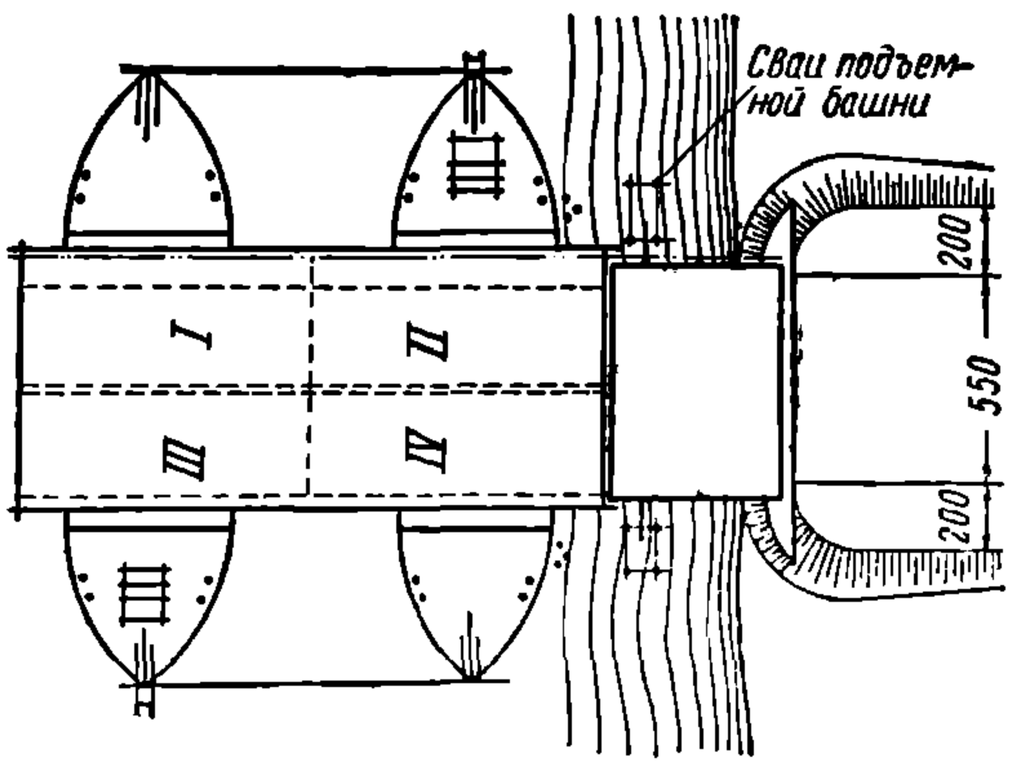
Фиг. 174.

Причалы запроектированы в виде качающихся мостиков на свайных пловучих опорах. Подъемный мостик длиной 4,0 *м* оперт одним концом на свайную опору, другим — на край парома. Мостик показан на фиг. 175 (схема), 176 и 177 (конструкция). При погрузке или разгрузке парома мостик опирается на опорный лежень площадки парома. При отходе парома от берега мостик поднимается и поддерживается талями, прикрепленными хомутами к подъемной балке. Вверху тали подвешены также хомутами к насадкам подъемных башен (рам). Кроме того, мостик может опираться при помощи подкладок на дополнительную сваю, забитую между основными сваями подъемной башни. Амплитуда колебаний горизонта воды, обслуживаемая мостиком, составляет 40 — 55 *см*. Мост с пловучей пристанью и дополнительным, перекидывающимся на

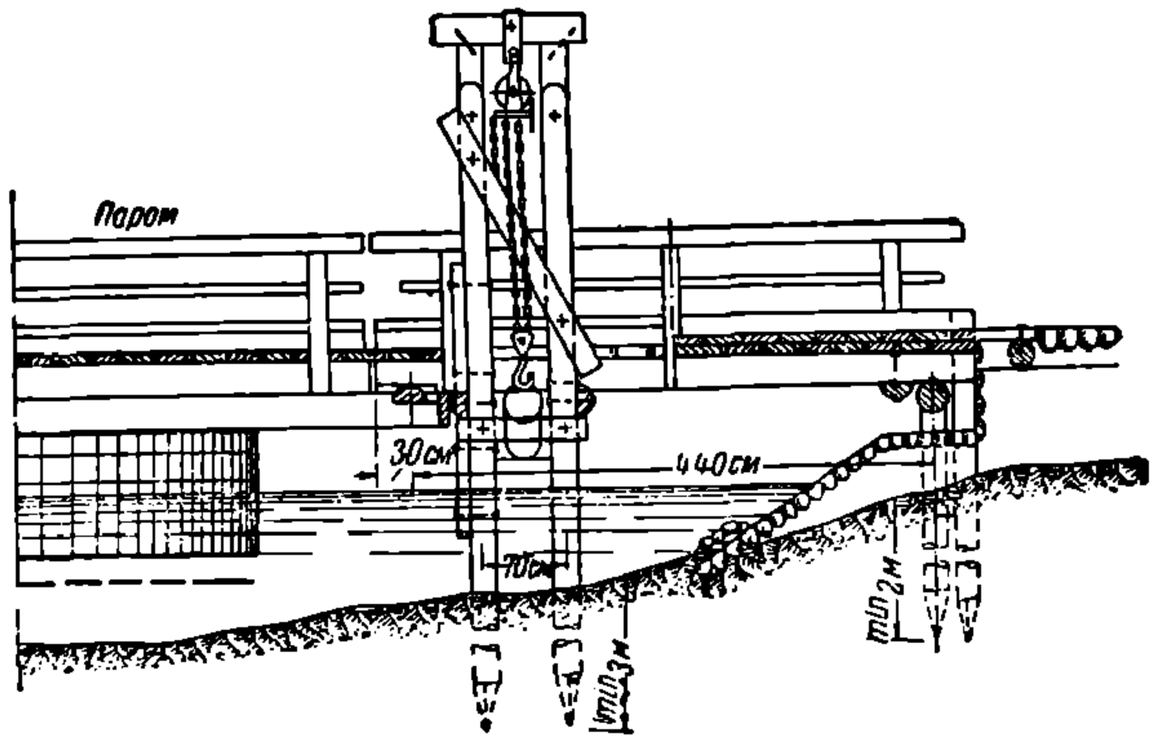
НТБ ДНУЖТ

паром, мостиком представлен на фиг. 178 (схема) и 179 (конструкция). Перекидной мостик длиной 4 *м* при отходе парома поддерживается, как и в причале типа I, подъемной башней. Пловучая пристань образована одним плашкоутом такого же типа, как и в паромах. Во избежание крена плашкоута опирание на него обоих мостиков запроектировано центральное. Амплитуда обслуживания при-





Фиг. 175.



Фиг. 176.

чала составляет 1,08 *м*. Увеличения амплитуды возможны, но сопряжены с превышением допущенного уклона (8%).

Данные о расходе материалов для устройства паромов и причалов даны в табл. 33—35.

Таблица 33

Количество материала (леса и поковок) для паромов

Материал	Тип парома							
	I—Н8, 48 *м*	II—Н6, 36 *м*	III—Н8, 38 *м*	IV—Н6, 24 *м*	V—Н4, 16 *м*	VI—Н8, 16 *м*	VII—Н6, 12 *м*	VIII—Н4, 8 *м*
Грузовые площадки								
Пиленый лес в $м^3$	17,55	19,11	12,57	13,64	10,91	7,00	6,94	5,85
Круглый лес в $м^3$	64,08	45,95	45,45	34,16	19,52	15,21	11,19	7,48
Болты в *кг*	498,5	412,6	376,7	322,5	246,2	160,8	139,0	113,1
Гвозди в *кг*	43,4	52,5	31,2	37,6	26,7	15,8	19,4	14,0
Полосовое железо в *кг*	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7	11,7
Пара плашкоутов								
Пиленый лес в $м^3$	57,07	49,07	49,46	39,83	39,91	39,90	33,82	30,80
Круглый лес в $м^3$	2,48	2,08	2,48	2,38	2,12	1,82	1,79	1,70
Болты в *кг*	350,2	317,6	323,5	300,3	200,3	224,8	230,0	228,2
Гвозди в *кг*	66,9	56,6	56,6	47,1	47,1	47,1	38,1	40,9
Полосовое железо в *кг*	33,8	33,8	33,8	33,8	33,8	33,8	30,0	26,1
Скобы в *кг*	266,7	206,1	206,1	173,7	173,7	198,0	185,8	157,5

НТБ ДНУЖТ

Таблица 34

Количество материалов для причала первого типа

Материал	Тип парома IV—Н8	IV—Н6	IV—Н4	Материал	Тип парома IV—Н8	IV—Н6	IV—Н4
Мостик							
Лесоматериал круглый в $м^3$	5,35	4,31	3,27	Поковки в *кг*	4,0	4,0	4,0
Лесоматериал пиленый в $м^3$	3,72	3,72	3,42	Гвозди в *кг*	6,5	6,5	6,5
Поковки в *кг*	55,9	57,7	50,7				
Уголки в *кг*	114,6	114,6	114,6	Подъемная башня			
Гвозди в *кг*	9,7	9,7	9,7				
				Лесоматериал круглый в $м^3$	5,24	5,14	5,04
Береговая опора				Поковки в *кг*	59,2	59,2	58,6
Лесоматериал круглый в $м^3$	3,42	3,15	3,09				
Лесоматериал пиленый в $м^3$	0,52	0,52	0,52				

Таблица 35

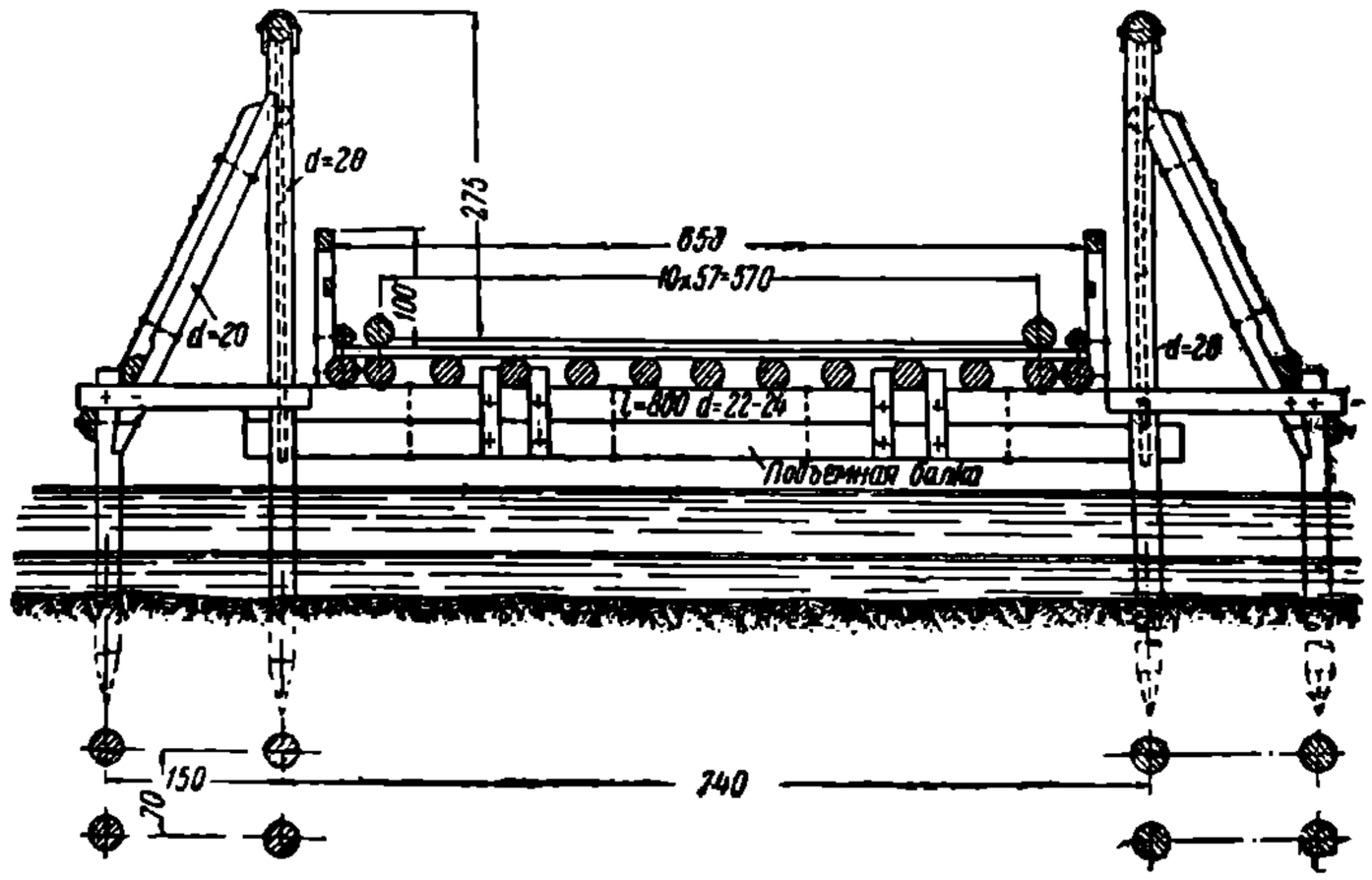
Количество материалов для причала второго типа (с пловучей опорой)

Материал	Тип парома I	II	Материал	Тип парома I	II
Качающийся мостик			Поковки в *кг*	54,6	51,3
Лесоматериал круглый в $м^3$	15,37	13,46	Гвозди в *кг*	18,6	18,6
Лесоматериал пиленый в $м^3$	6,99	6,99			
Поковки в *кг*	188,7	176,9	Подъемная башня		
Гвозди в *кг*	24,2	24,2	Лесоматериал круглый в $м^3$	0,15	0,15
			Лесоматериал пиленый в $м^3$	7,81	7,75
Береговая опора			Поковки в *кг*	102,8	102,8
Лесоматериал круглый в $м^3$	5,02	4,86			
Лесоматериал пиленый в $м^3$	0,53	0,53	Плашкоут		
Поковки в *кг*	10,4	10,4	Лесоматериал круглый в $м^3$	1,58	1,47
Гвозди в *кг*	6,5	6,5	Лесоматериал пиленый в $м^3$	30,45	25,62
			Болты в *кг*	212,8	194,0
Перекидной мостик			Полосовое железо в *кг*	15,9	15,9
Лесоматериал круглый в $м^3$	6,96	5,86	Скобы в *кг*	72,7	60,6
Лесоматериал пиленый в $м^3$	5,18	5,18	Гвозди в *кг*	37,1	29,1

Некоторые расчетные данные. Размеры элементов рассчитывались по техническим условиям Цудортранса 1931 г. для сооружений III класса с увеличением на 10% как для балочных мостов с учетом коэфициента 0,85 на незащищенность. В элементах набора плашкоутов приняты такие допускаемые напряжения при полном погружении плашкоутов: в обшивке 20% от основного, в шпангоутах 80%, в кильсонах 70%. Прогоны, перекрывающие два судна парома, рассчитывались, игнорируя соединение с бортами, как свободные балки на двух опорах с расчетным

НТБ ДНУЖТ

пролетом, равным расстоянию между осями судов. Несмотря на то, что указанный способ не учитывает деформации прогонов, он дает результаты, довольно близкие к действительности. Для сравнения были произведены уточненные расчеты, которые дали отклонение от рекомендуемого приближенного способа не больше чем на 2 — 4% (см. также § 17, ч. II).



Фиг. 177.

Для расчета мощности буксирного катера сопротивление движению определялось по формуле проф. Звонкова [1]:

$$K = fsv^{1,83} + \delta\varphi Av^{1,7+0,15v},$$

где $f = 0{,}25$ — коэфициент трения для деревянных судов,

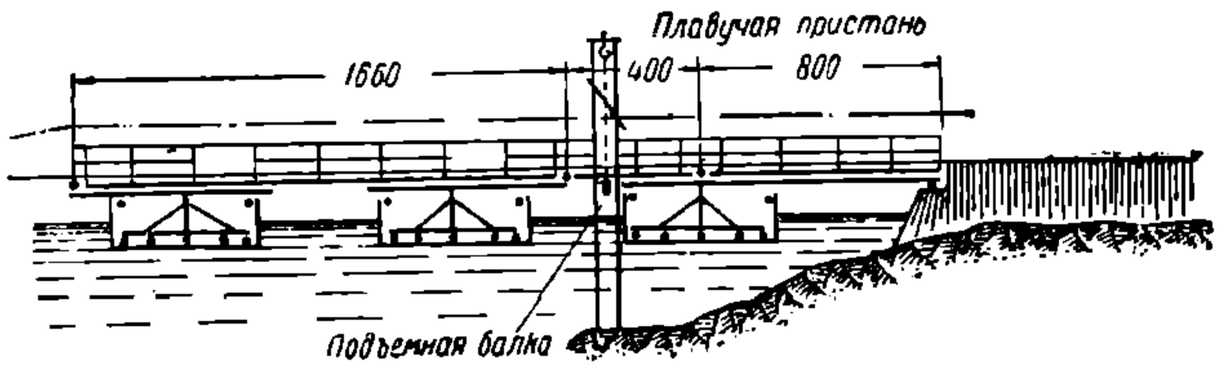
s — смоченная поверхность в $м^2$,

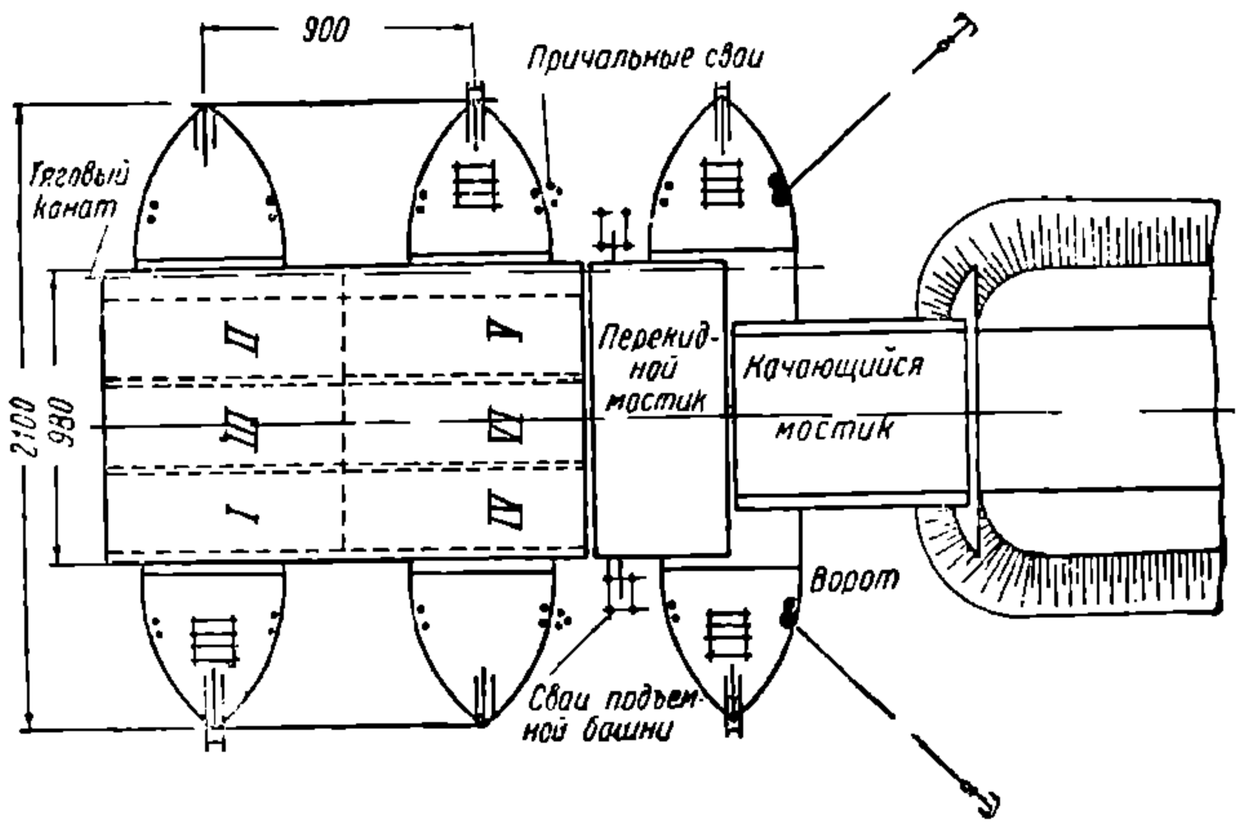
v — скорость судна в стоячей воде (или скорость судна относительно воды) в $м/сек$,

A — площадь погруженной части сечения по мидель-шпангоуту,

δ — коэфициент полноты водоизмещения, равный 1 для прямостенного судна,

$\varphi = 12$ — коэфициент водоворотных сопротивлений [2].





Фиг. 178.

Потребная индикаторная мощность находится по формуле

$$N_i = \frac{Rv}{75\,\eta_0}\ ЛС,$$

где $\eta_0 = 0{,}25$ — буксировочный к. п. д. катера с учетом собственного передвижения.

Для расчета R при передвижении по канату поперек реки в формулу проф. Звонкова подставляется $\varphi = 40$. Количество рабочих для перемещения парома ручной тягой может быть найдено из расчетного усилия на каждого не свыше 25 $кг$.

При учете ветра к величине R следует добавить давление ветра на надводную часть парома.

Приведем пример расчета. Пусть требуется найти количество рабочих, потребных для перемещения боком по канату буксирного парома Укргипродора типа IV со скоростью 0,9 $км/час$ — 0,25 $м/сек$ (данные о паромах см. табл. 31). Смоченная поверхность

$$S = 123{,}94 + 4 \cdot 0{,}64\,(7{,}50 + 9)\,1 + 8\left(3\frac{2{,}25^2}{9{,}0^2}\right) = 170\ м^2.$$

---

[1] Без учета ветра.

Учитывая узкий просвет между парой плашкоутов. Этот коэфициент рационально повысить процентов на 25 — 30.

НТБ ДНУЖТ

Площадь погруженной части мидель-шпангоута:

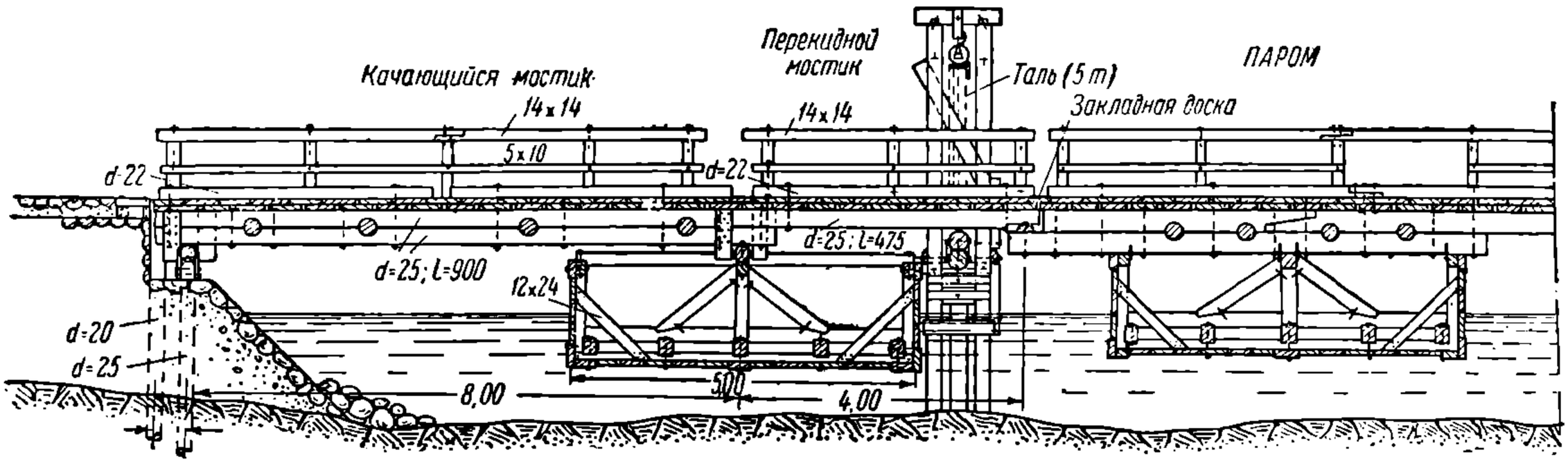
$$A = 2 \cdot 16{,}5 \cdot 0{,}64 = 21{,}1 \ м^2.$$

Сопротивление движению

$$R = 0{,}25 \cdot 170 \cdot 0{,}25^{1{,}83} + 1 \cdot 40 \cdot 21{,}1 \cdot 0{,}25^{1{,}7+0{,}15 \cdot 0{,}25} = 79{,}1 \ кг.$$

Потребное количество рабочих

$$\frac{79{,}1}{25} \approx 3.$$



Фиг. 179.

§ 29. Примеры автомобильных и пассажирских паромных переправ постоянного типа

Переправа через Боденское озеро между Констанцой и Меерсбургом[1]. Переправа, построенная в 1929 г., состоит из самоходных паромов и закрытых ковшей с однотипными причальными устройствами на обоих берегах. План гавани в Констанце показан на фиг. 180. Ограждение гаваней стенками сделано с целью защиты их от волн. Подводный канал обставлен возле причала направляющими кустами свай, размещенными вплотную по контуру парома.

Один из паромов — плоскодонный однопалубный катер (фиг. 181) водоизмещением 100 *т* порожнем и 142 *т* в грузу. Размеры его следующие: длина 32 *м*, длина по ватерлинии 26 *м*, ширина 9,00 *м*, ширина поверху с плинтусами 9,40 *м*, осадка порожнем 1,0 *м*, осадка с грузом 1,2 *м*, свободная высота борта порожнем 1,2 *м*, то же в грузу 1,0 *м*. Форма судна симметрична относительно миделевой плоскости, благодаря чему оно может пристать любым концом. Двигатели парома помещены под палубой; это два шестицилиндровых бескомпрессорных мотора мощностью по 90 *ЛС* системы Мангейм. Движители — 4 трехлопастных винта (по два на каждой корме) $d = 90$ *см*, делающие 500 об/мин. Нормальная скорость хода 17 *км/час*. Каждый из моторов работает самостоятельно на один винт. Обратный ход благодаря имеющимся по обеим сторонам моторов соединительным муфтам осуществляется без оборота судна простым переключением муфт. Каждый из четырех винтов способен самостоятельно передвигать паром, но обычно работают два винта.

Открытая палуба катера, предназначенная для приема экипажей, снабжена с краев четырьмя рубками с пассажирскими и служебными помещениями. Управление производится при помощи ручных рулевых колес, рули имеются на обеих кормах. Для освещения и отопления парома имеется динамомашина с отдельным мотором (6 *ЛС*).

Другой паром на той же линии, запроектированный в 1930 г., по конструкции мало отличается от первого. Он имеет следующие размеры: длина 42 *м*, ширина 10 *м*, осадка порожнем 1,05 *м* и в грузу 1,35 *м*, водоизмещение порожнем 195 *т*, полезная грузоподъемность 80 *т*. Общая мощность дизелей 360 *ЛС*.

---

1 «Bautechnik», 1930, № 20, 22 и 24, статья Lütze.

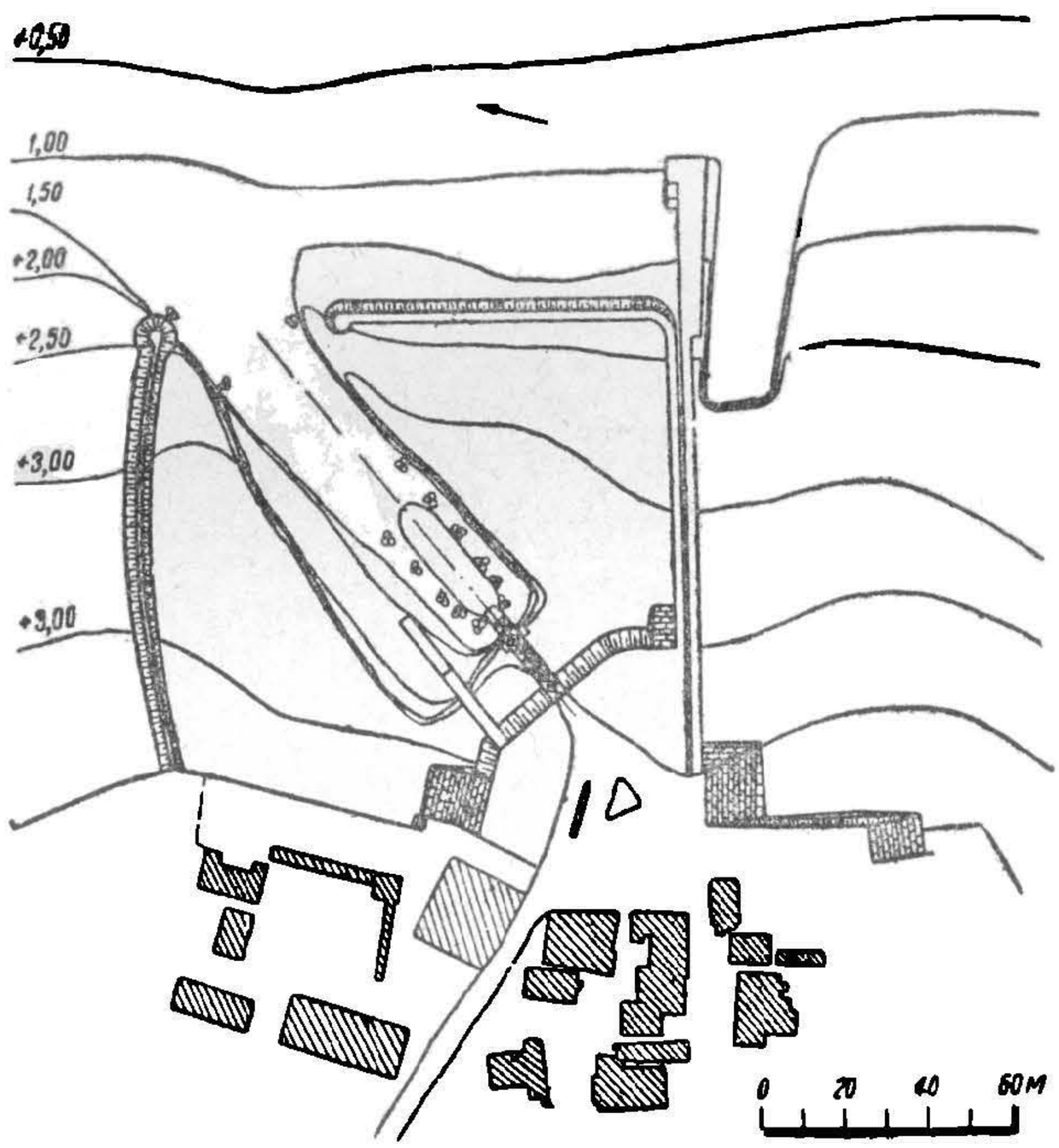
НТБ ДНУЖТ

Скорость движения 17 *км/час*. Высота борта 1,6 *м* порожнем и 1,3 *м* в грузу. На этом пароме пассажирские помещения расположены на втором этаже над грузовой палубой, имеющей сквозной продольный проезд.

Длина переправы составляет около 4,5 *км*. Максимальная амплитуда колебаний уровня воды 3,18 *м*.

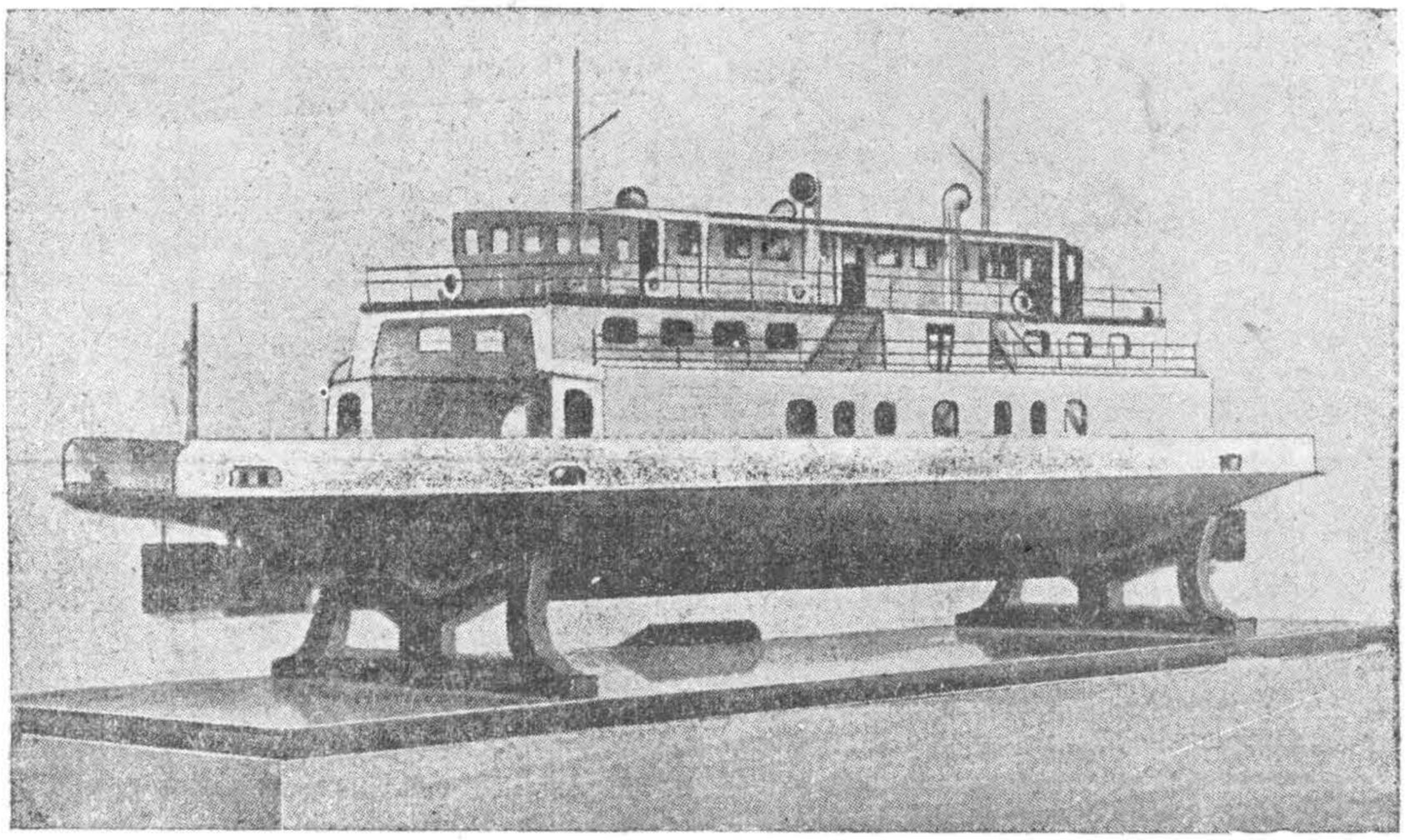
Причальное устройство (фиг. 182) обслуживает все горизонты. Оно состоит из двух основных частей: моста и подъемных башен, постоянно поддерживающих конец моста на высоте, соответствующей уровню воды.

На фиг. 183 изображен в двух проекциях внешний вид моста. Полная длина главных ферм 22 *м*. Береговая опора—каменный устой. Другая опора—подвесная поперечная балка, поднимаемая и опускаемая подъемными винтами, помещенными в башнях. Пролет между точками опоры фермы 16,5 *м*. Около 5,5 *м* длины фермы выступает в виде консоли. Расстояние между осями ферм 3,60 *м*, ширина проезда 2,75 *м*, ширина настила проезжей части 2,50 *м*, высота фермы 2,32 *м*. Поперечные и продольные балки проезжей части выполнены из широкополочных двутавров (фиг. 184). На продольные балки положен брусчатый настил толщиной 10 *см*; каждый брус прикреп-



Констанца

Фиг. 180.



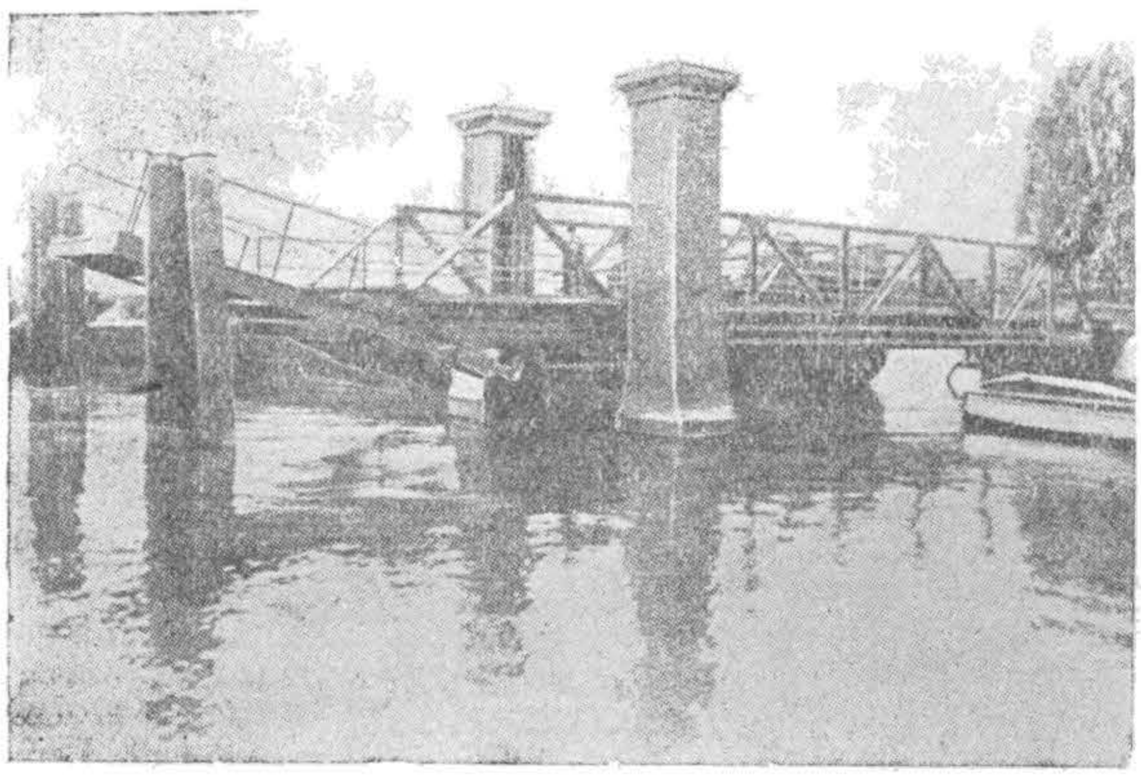
Фиг. 181.

лен независимо от других и может быть при надобности вынут для замены. Нижние пояса ферм соединены между собой ветровыми и тормозными связями (последние

НТБ ДНУЖТ

рассчитаны на одновременную остановку на мосту двух грузовиков весом по 15 *т*). Боковым смещениям моста препятствуют ролики на подвижном конце, направляемые при подъеме моста специальными щеками на подъемных башнях.

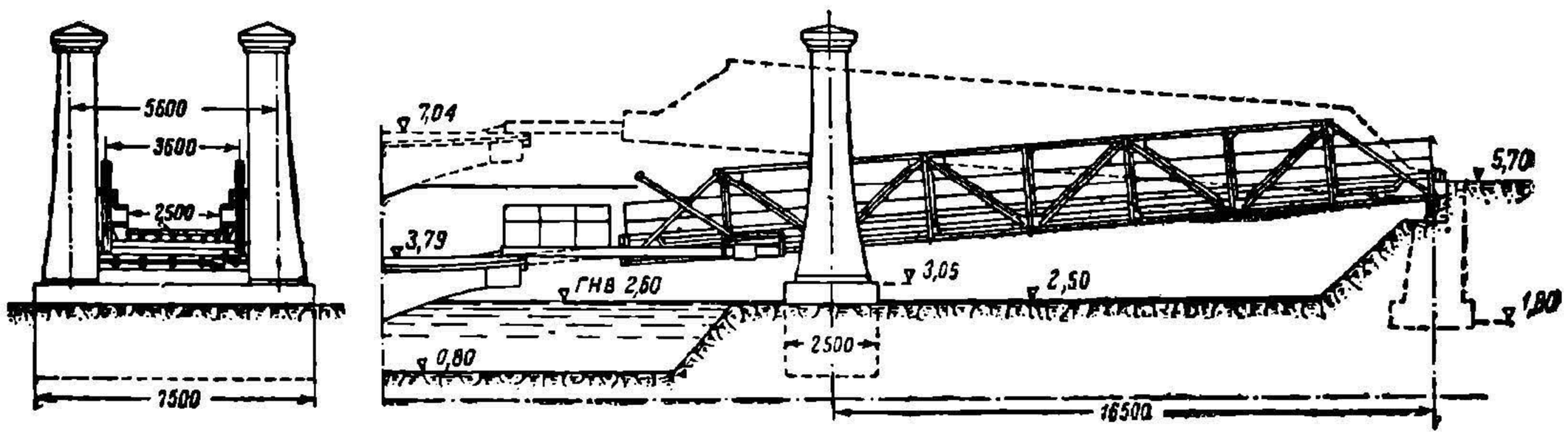
Подъемные металлические башни (фиг. 185) высотой 6,5 *м*, решетчатой конструкции, одеты листовой обшивкой. По идее подъемное устройство представляет собой домкрат Беккера, переконструированный так, что первая зубчатая передача поднимается параллельно с движением подъемной балки. Диаметр подъемного винта домкрата 136/114 *мм*. Нарезка квадратная с высотой $^{7}/_{8}$″. Усилие рукоятки передается винту посредством трех пар зубчатых колес с общим передаточным числом 54,5, что соответствует усилию рабочего 15 *кг* при ненагруженном мосте. Первая передача — цилиндрическая горизонтальная, вторая — коническая, между первой и вертикальным валом, и третья — снова цилиндрическая, между валом и винтом домкрата. Первые две передачи движутся (поднимаются) вместе с мостом, третья — стационарная. Вертикальное перемещение движущейся части достигается тем, что шестерня соединена с валом не наглухо, а посредством ползуна, перемещающегося в продольном пазу вала. Бронзовые гайки винтов вделаны в стальные литые башмаки, непосредственно поддерживающие концы подъемной балки. Винты подвешены к расположенным вверху башен шаровым опорам и при всех положениях моста имеют вертикальное направление и испытывают только растягивающие усилия.



Фиг. 182.

Во избежание перекоса несущей балки, а отсюда и защемления винтов в гайках при подъеме и опускании балки валы рукояток на обеих башнях соединены общим валом при помощи цепей Галля, благодаря чему механизмы и подъемные винты в обеих башнях работают синхронно.

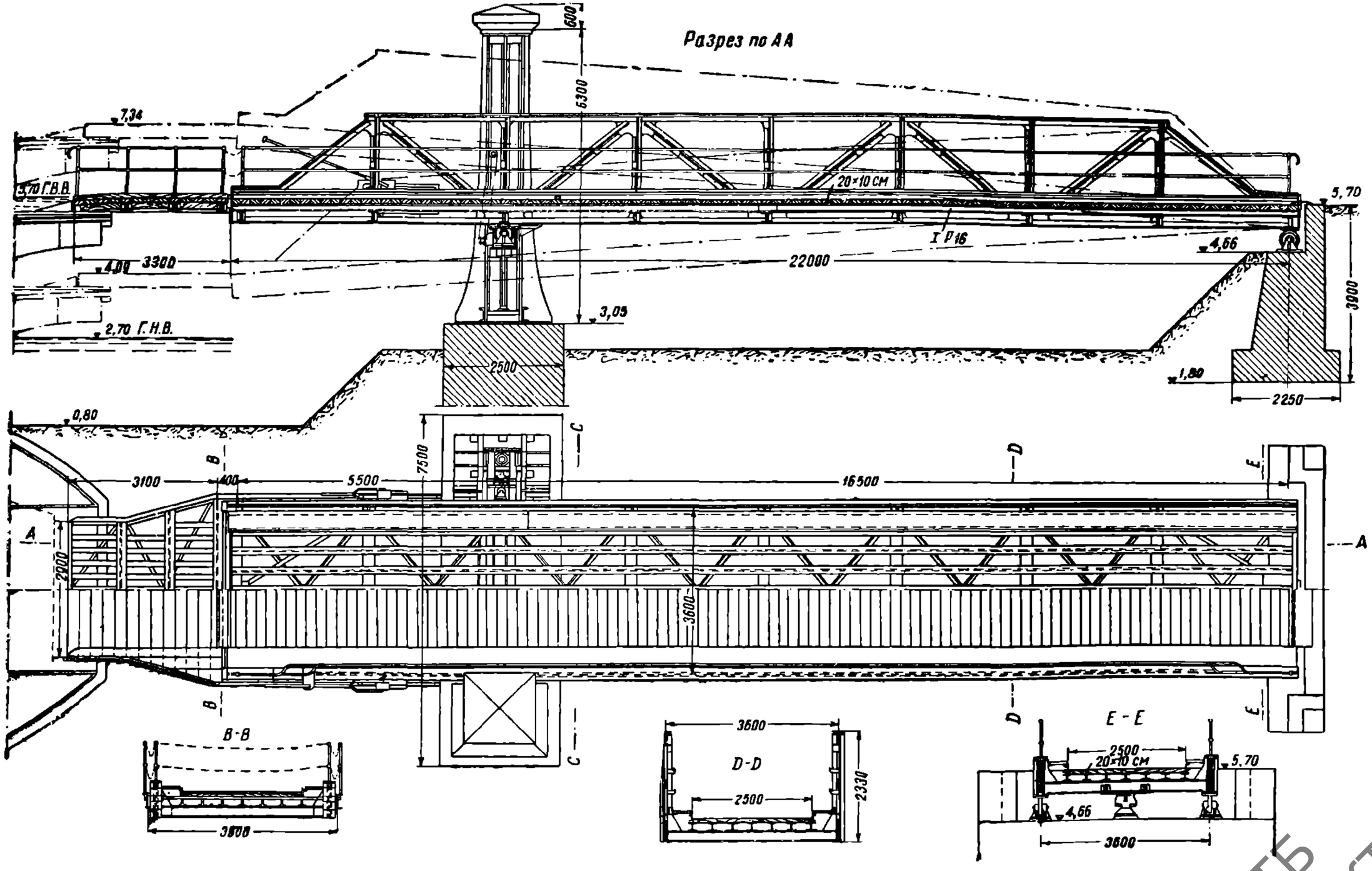
Поднятие и опускание моста производятся в отсутствие временной нагрузки; в рабочем состоянии поперечная балка моста опирается на специально устроенное



Фиг. 183.

запорное приспособление, а подъемные винты отпускаются. Однако расчет винтов произведен на полную временную нагрузку на случай спуска запора. Запор имеет следующее устройство. Опорной частью его является вертикальный, прикрепленный к решетке башни изнутри лист толщиной 2 *см* с двумя вертикальными рядами прямоугольных прорезей (фиг. 185, справа). Прорези расположены на расстоянии 220 *мм* по вертикали (между осями) и предназначены для входа в них (при запирании) зубьев ползунов (см. лопатку с четырьмя овальными прорезями на фиг. 185, слева), двигающихся вдоль обеих щек несущей балки (по наружным сторонам стенок ее двутавров). Передвижение ползунов производится с настила моста вручную посредством червячной передачи, приводимой в движение съемным ключом (на фиг. 183, слева, ключ

РГБ ДНУЖТ

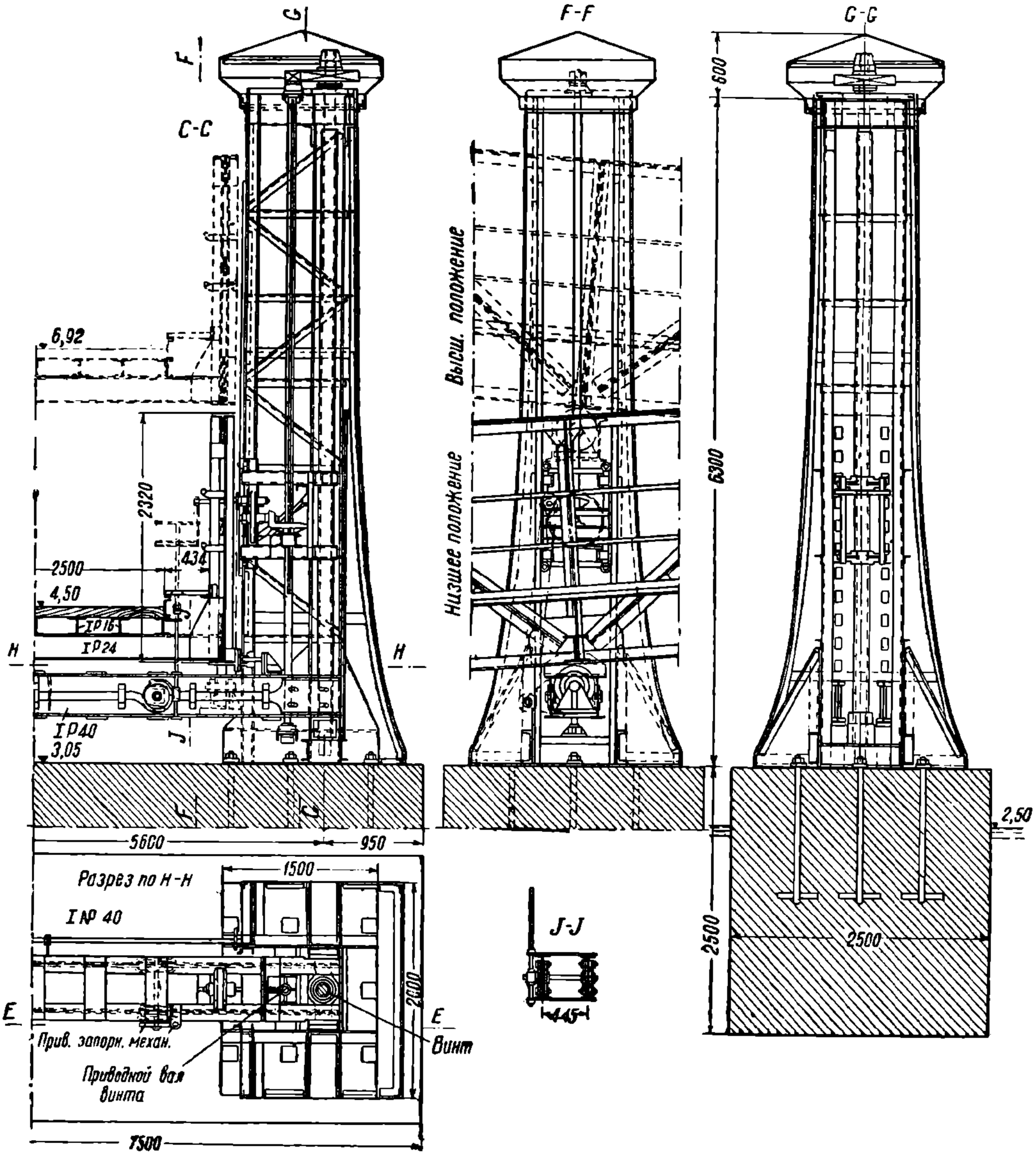


Фиг. 184.

НТБ ДНУЖТ

показан пунктиром в вертикальном рабочем положении, надетым на головку вертикального штока червячной передачи). Все четыре ползуна одновременно передвигаются при поворачивании ключа. Конец каждого ползуна снабжен двумя зубьями.

Описанный причальный мост не соединяется с паромом непосредственно. Для переезда на паром служит трехметровое подъемное крыло (фиг. 182 и 184). Крыло прикрепляется одним концом к концу консоли причального мостика, а другим концом опи-



Фиг. 185.

рается на носовой буртик парома. Крыло может поворачиваться в закреплении вокруг горизонтальной оси, перпендикулярной оси моста; носок крыла может быть, таким образом, поднят или опущен. Крыло служит для приспособления к малым колебаниям уровня в пределах интервалов запорного устройства моста и изменяющимся осадкам парома в зависимости от его нагрузки. Крыло так сбалансировано двумя противовесами и двумя вручную обслуживаемыми передвижными грузами, что для манипуляций с ним достаточно одного человека. После того как крыло опущено на палубу парома,

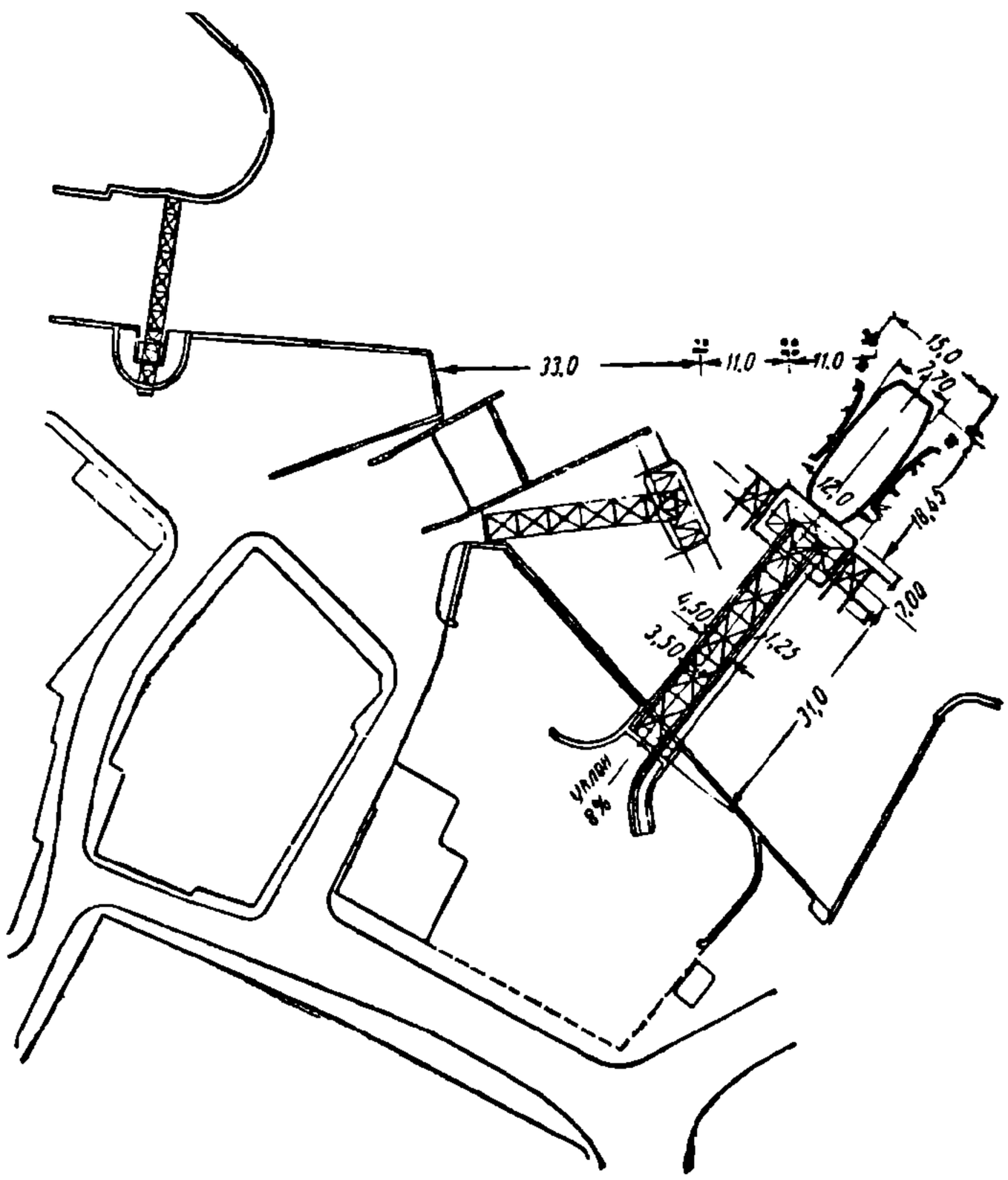
НТБ ДНУЖТ

к краю его приставляется съемный клин (длиной 1,15 *м*), сглаживающий перелом уклона между мостом и крылом.

В местах стыков моста с береговой опорой и крыла с мостом щели перекрыты рифлеными железными листами. В основу статических расчетов моста и подъемных устройств были положены такие нагрузки: а) толпа — 400 *кг/м²* и б) трехосный грузовик с давлением на ось 5 *т* (с учетом динамического действия).

Общий вес железных конструкций моста и подъемных устройств составляет без механических частей 96 *т*.

Переправа через Везер между Вегезаком и Ламвердером[1]. Эта переправа в отличие от предыдущей имеет качающийся мостик, опертый на пловучую опору. Вызвано это тем, что амплитуда колебаний горизонта воды здесь значительно больше (4,85 *м*), а следовательно, возрастают длина и вес сопрягающегося моста и систематическая подъемка при помощи механизмов осложняется. Одна из пристаней показана в плане на фиг. 186. Общий вид причала показан на фиг. 187. Самоходные паромы (фиг. 188) имеют размеры: $L = 18{,}5$ *м*, $B = 7{,}0$ *м*, $H = 2{,}47$ *м*. Осадка 1,7 *м*. Мощность каждого из двух двигателей (по одному на каждом конце) 80 *ЛС*. Количество перевозимых одновременно пассажиров 230, экипажей — 26.



Фиг. 186.

Паром подходит к пловучему причалу (понтону) оконечностью, становясь между направляющими рядами свай (фиг. 186). Последние не доходят до самого причала: между ними и причалом оставлен просвет для подхода к пристани паромов старого типа, швартующихся бортом. Стальной понтон, прямоугольный в плане, имеет размеры 12 × 7 *м*. Полная высота борта понтона 1,65 *м*. От собственного веса (25,5 *т*) понтон получает осадку 30 *см*; под давлением, передаваемым концом опирающегося на него моста, понтон садится еще на 31 *см*; при полностью загруженном мосте понтон имеет осадку 129 *см*. Крены понтона от передвижения конца фермы при изменениях уровня воды не превышают 5 — 7 *см*.

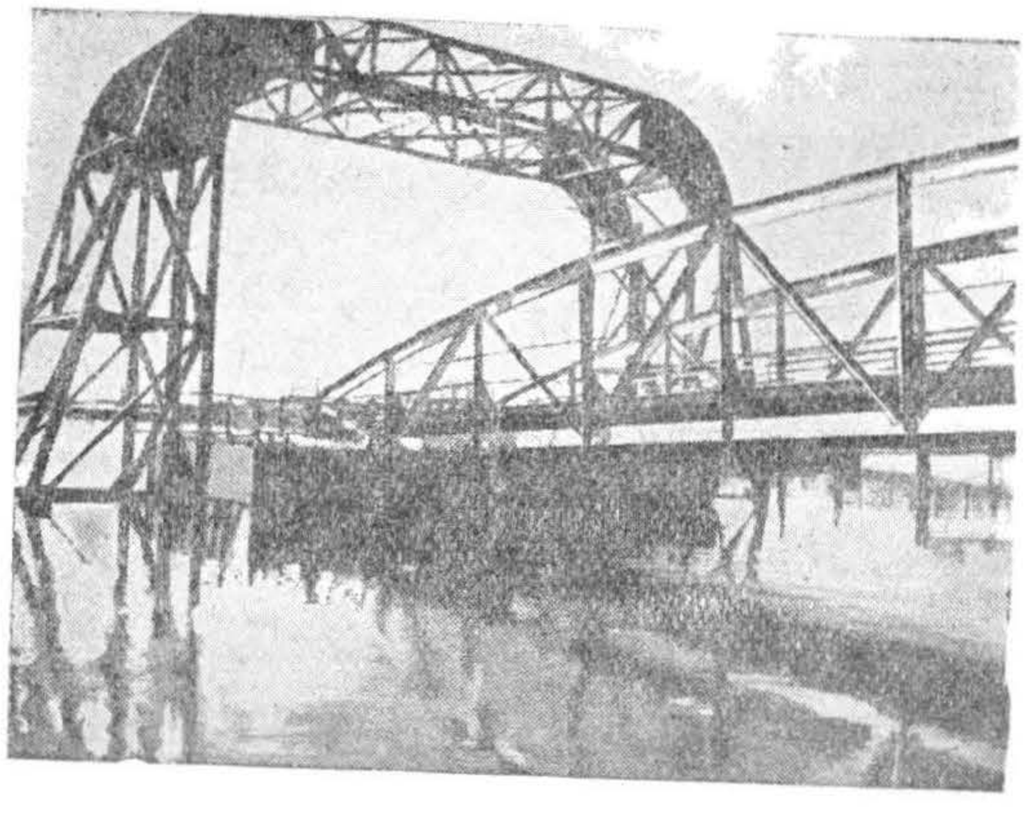
Понтон разделен водонепроницаемыми перегородками на 6 отсеков (фиг. 189). Четыре крайних отсека имеют люки с палубы. Два внутренних отсека самостоятельных выходов на палубу не имеют, а сообщаются с крайними посредством люков в поперечных переборках. Вентиляция внутренних отсеков осуществляется посредством трубок $d = 12{,}5$ *мм*.

Палуба понтона выпуклая (стрелка 20 *см*). 8-*мм* металлическая обшивка понтона уплотнена вторым листом под съездом. Палуба устроена на разных уровнях (фиг. 190, разрез $A — B$), образуя ящик в месте опирания моста. В оконечностях (торцах) набор понтона усилен против действия льда постановкой более мощ-

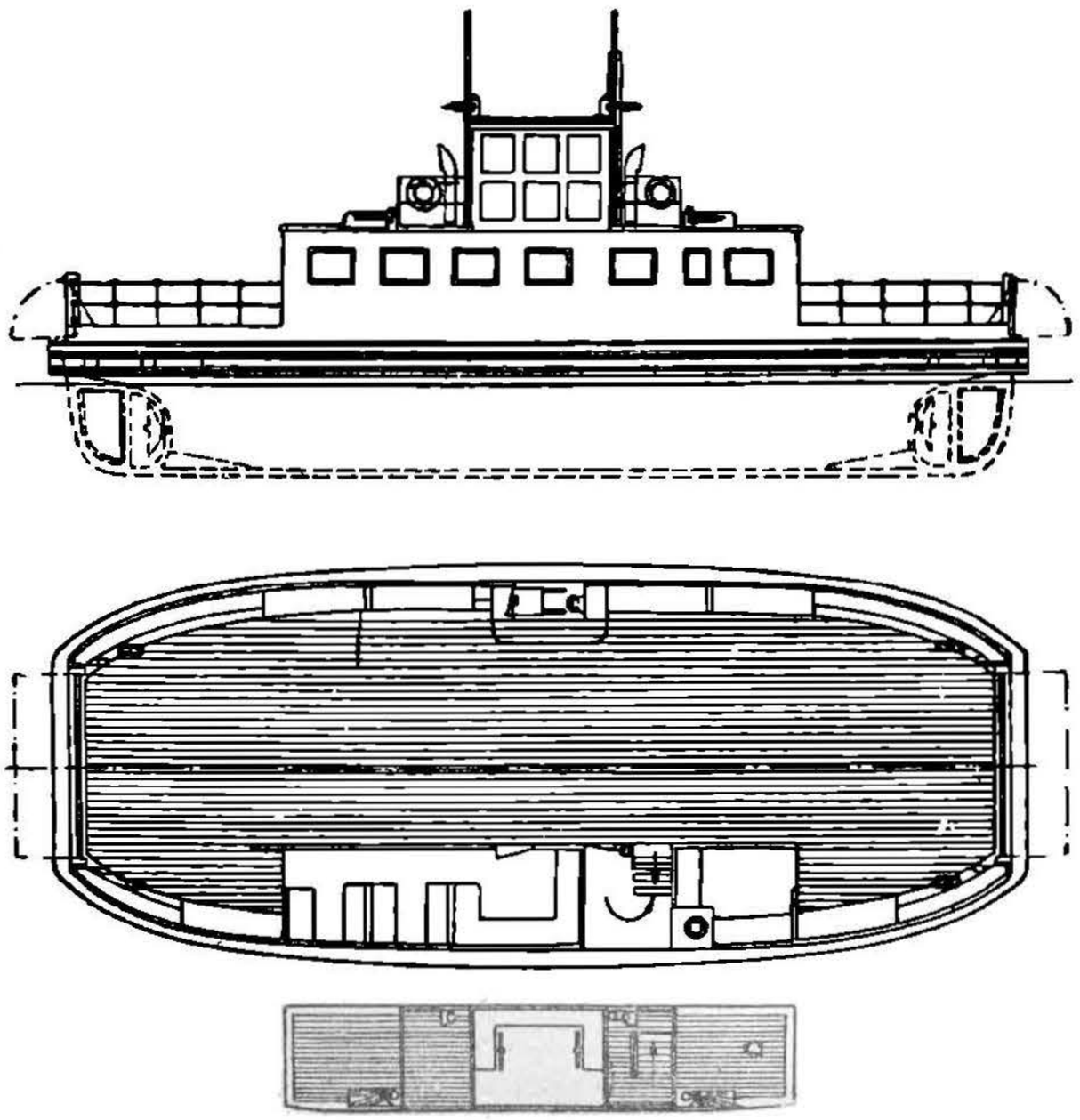
---

[1] «Bautechnik», 1935, № 20, S. 391.

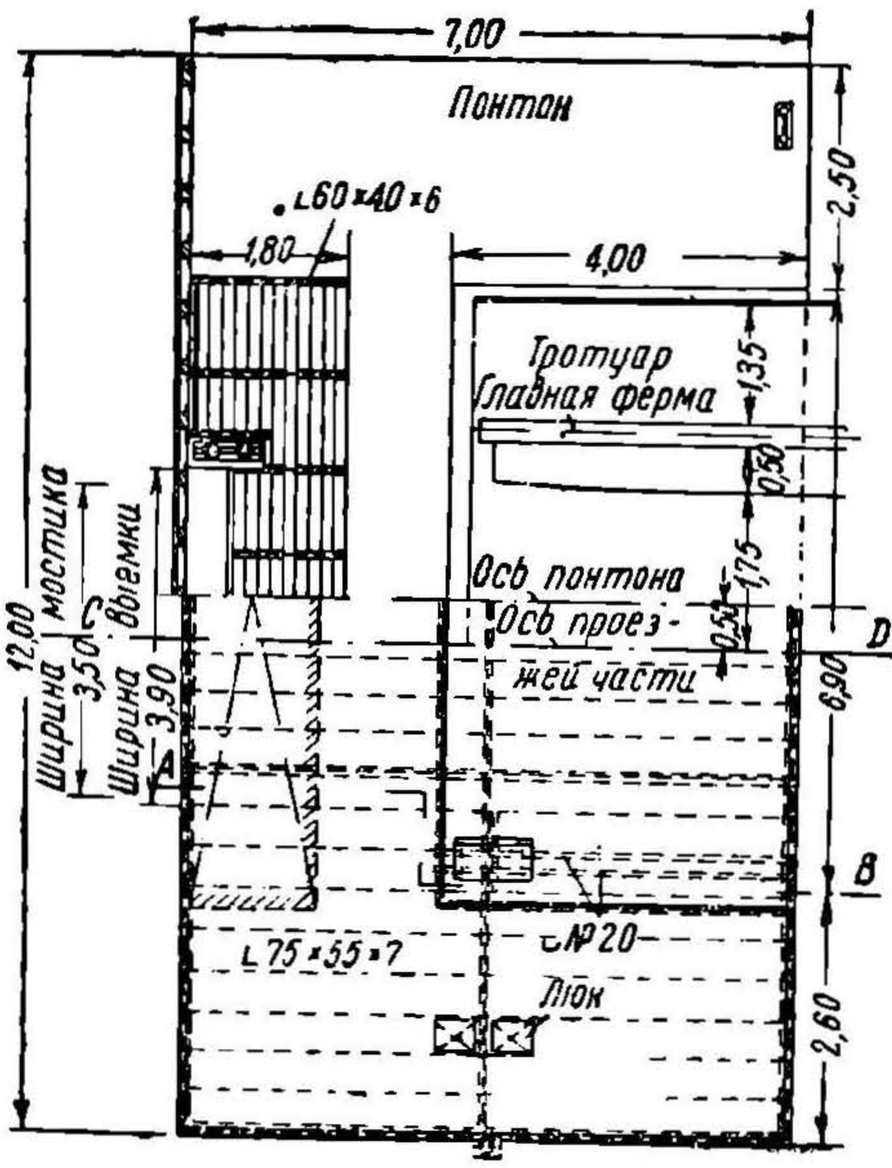
НТБ ДНУЖТ



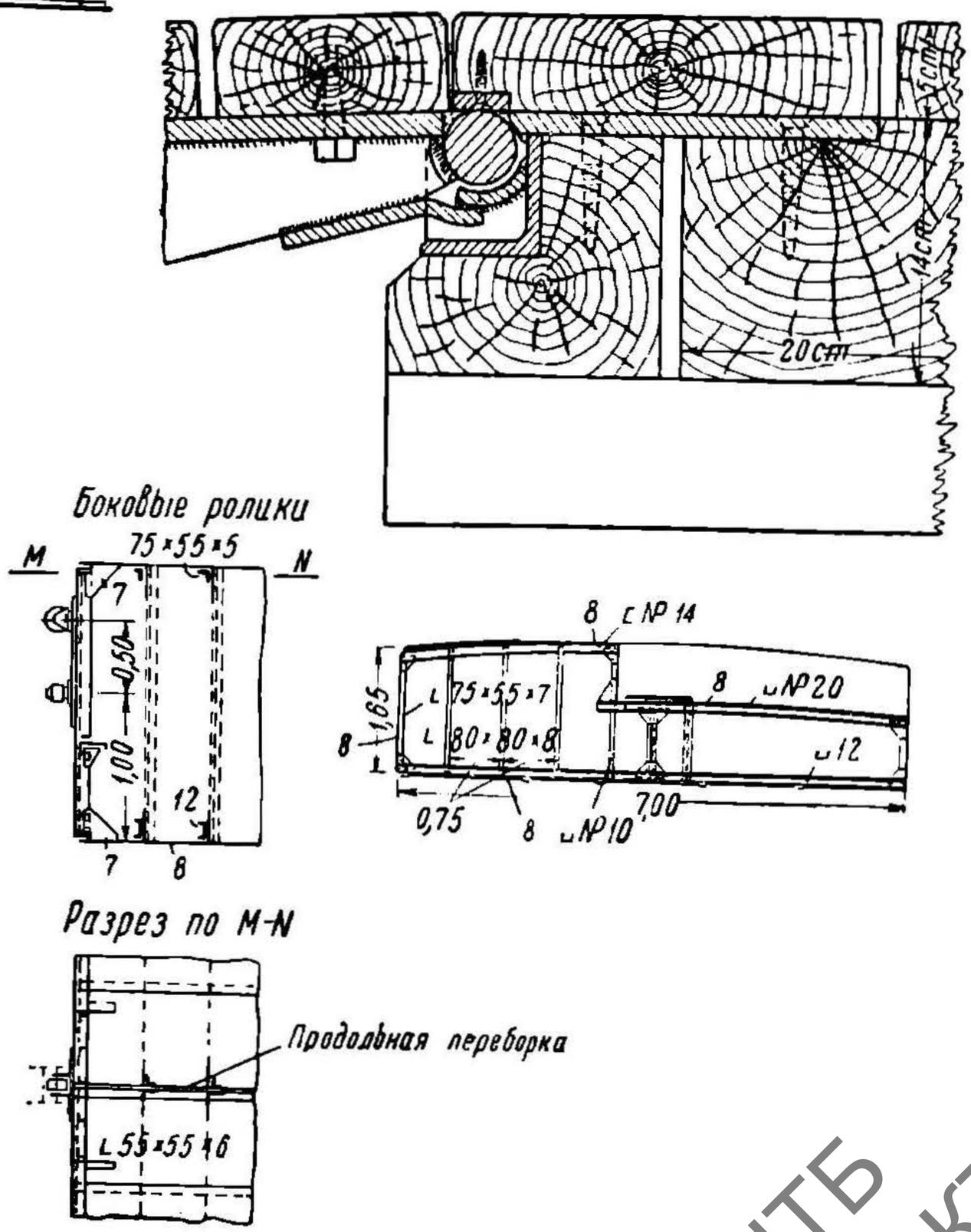
Фиг. 187.



Фиг. 188.



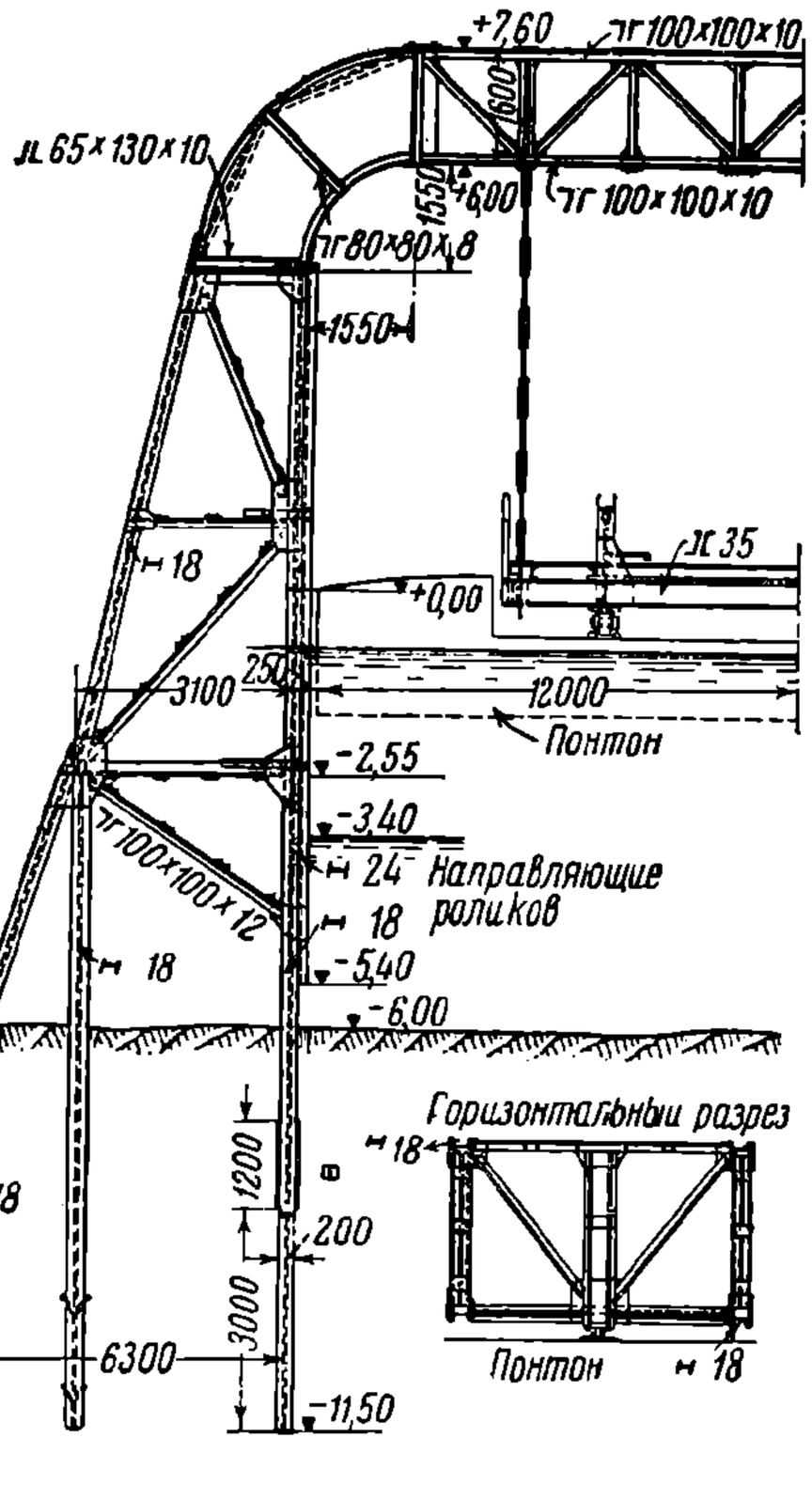
Фиг. 189.



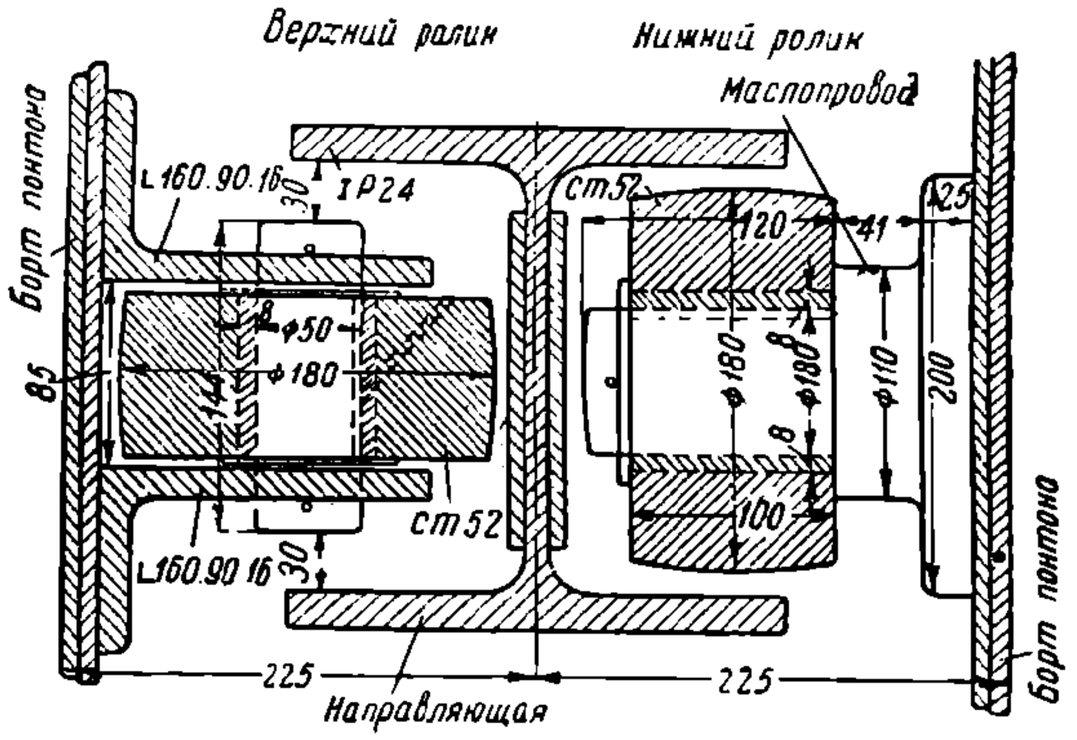
Фиг. 190.

НТБ ДНУЖТ

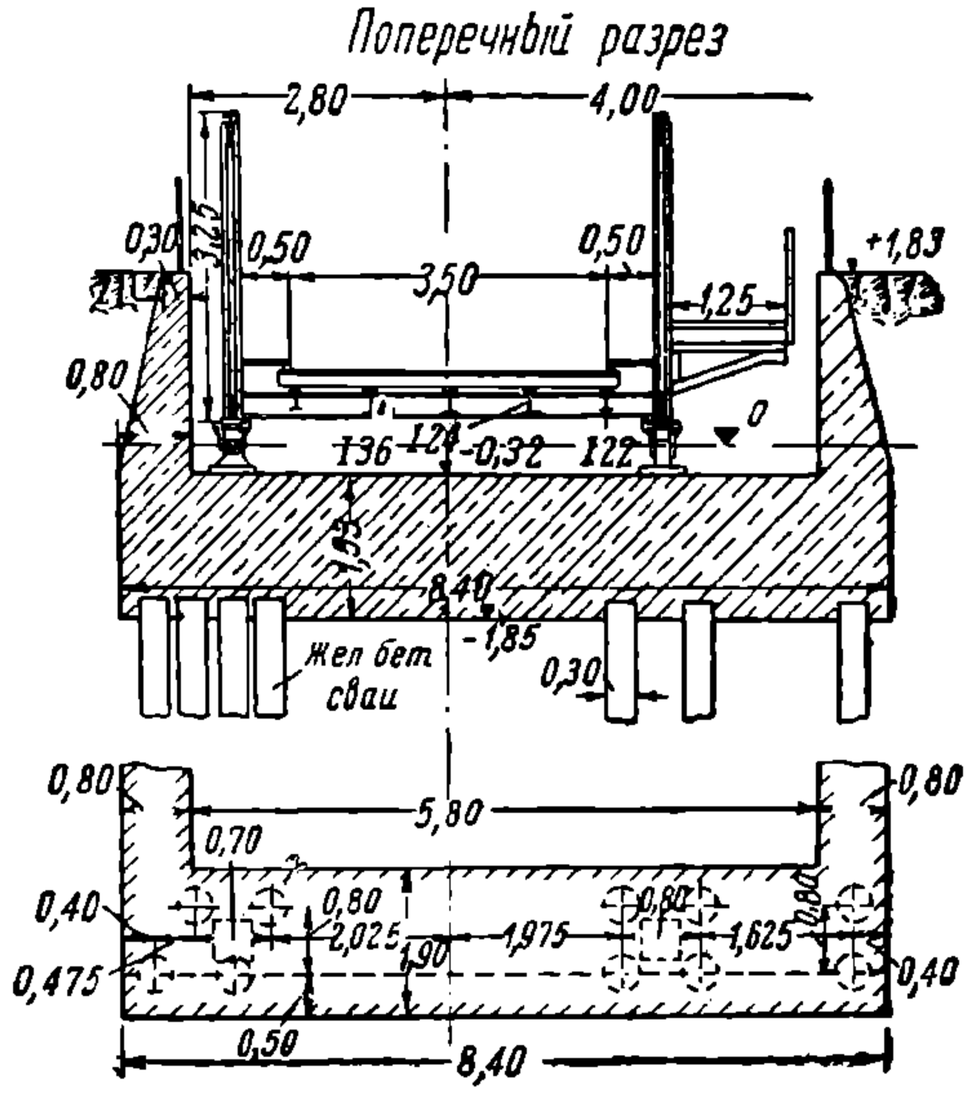
ных стрингеров (фиг. 158, слева). Понтон окрашен снаружи в два слоя гудроном, а внутри во избежание образования взрывчатых газовых смесей применена масляная краска специального состава. Из трех соединительных мостиков между паромом и причальным понтоном и между понтоном и качающимся мостиком один — съемный и два — качающихся на шарнире (фиг. 189, деталь на фиг. 190). Мостик парома ложится в специальную выемку на палубе понтона.



Фиг. 191.



Фиг. 192.



Фиг. 193.

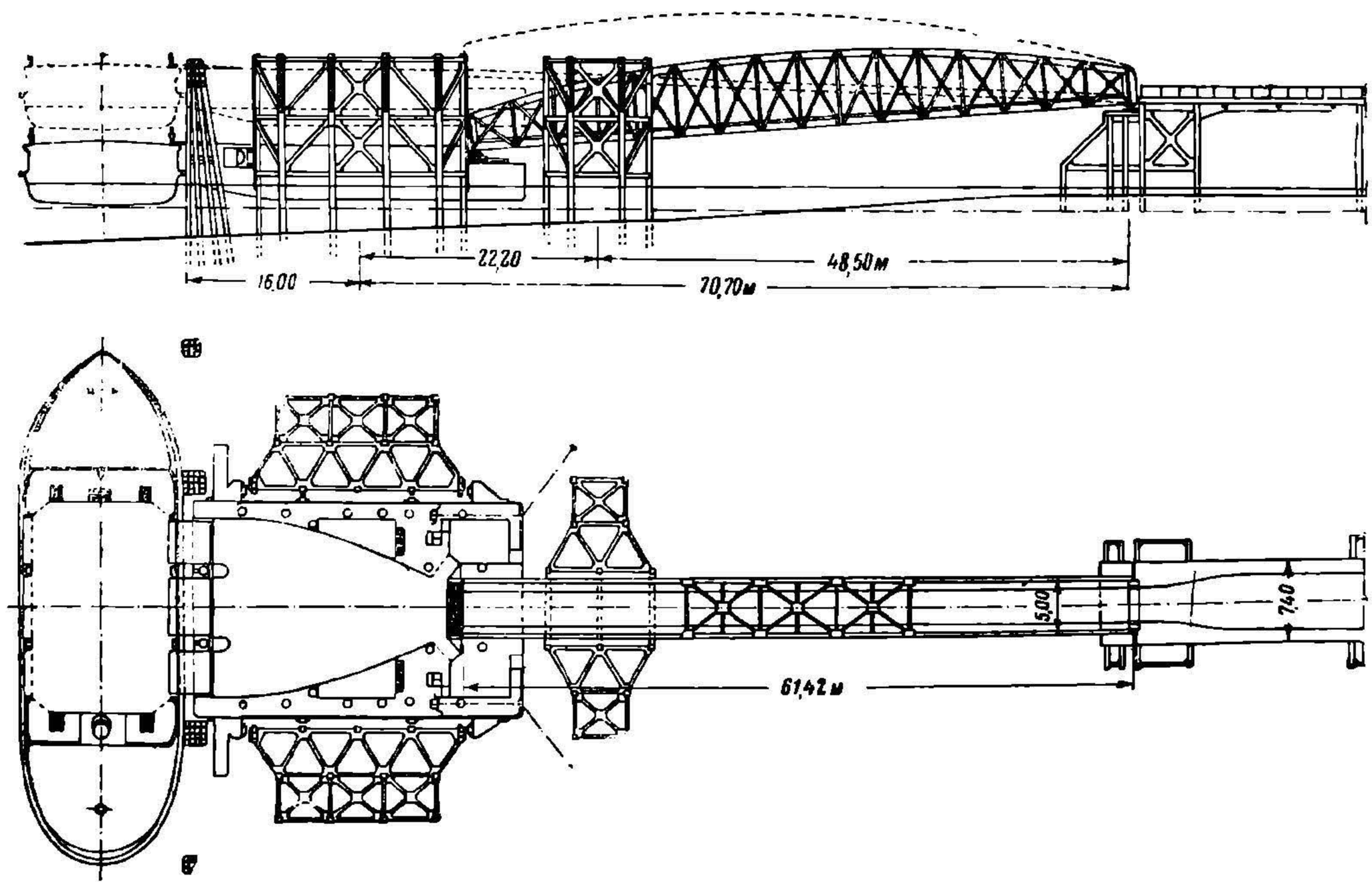
Решетчатый металлический портал служит для понтона направляющей конструкцией, воспринимающей все боковые усилия, испытываемые понтоном от внешних воздействий волн, ветра, навала парома, неравномерной загрузки, прилива и отлива (фиг. 191). Направляющие двутавры № 24 укреплены на стойках портала. Находящиеся с боков понтона две пары роликов — вертикальные и горизонтальные (фиг. 190, слева и фиг. 192) — скользят по полкам и стенкам двутавров, удерживая понтон от всяких горизонтальных перемещений. Во время ремонта понтона конец моста может быть подвешен к ригелю портала на цепях, которые во время эксплуатации моста снимаются. Особенностью в конструкции портала является отсутствие фундамента: стойки портала непосредственно погружены в грунт (фиг. 191) на 5,5 *м*.

Сопрягающий мост (фиг. 193) пролетом 31 *м* рассчитан на одновременное действие равномерно распределенной нагрузки 500 *кг/м²* и сосредоточенного груза 12 *т*. Несущие фермы моста — неравной мощности, так как с одной стороны имеется тротуар на консолях; асимметрия вызвала смещение оси моста относительно оси понтона примерно на 50 *см* (фиг. 157). Мост опирается на одну шаровую и три

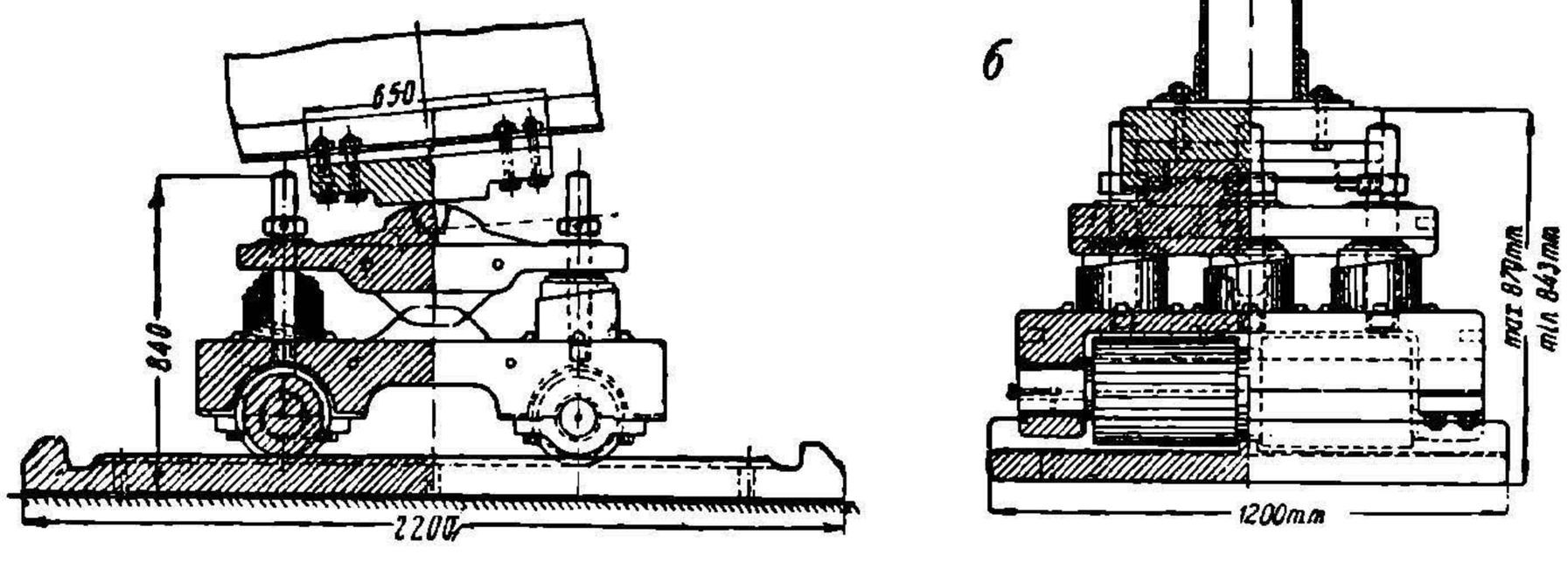
НТБ ДИИЖТ

катковых опоры. Такой способ опирания допускает, помимо качания, некоторые повороты моста в горизонтальном направлении.

Пловучая пристань на Сене у Гавра (фиг. 194). Понтон длиной 30 *м*, шириной 19 *м* и высотой 4,8 *м* с глубиной осадки 1,15 *м*, расположенный поперек потока, является пловучей опорой сопрягающего моста. Понтон огражден сверху и снизу по течению направляющими железобетонными каркасами, состоящими из стоек сечением 50 × 50 *см* ($h = 18$ *м*) и решетки. Между каркасом и понтоном оставлен зазор в целях предупреждения заедания понтона при погружении. Деревянные отбойные брусья поставлены для смягчения ударов на рессорах (из нержавеющей стали) в специальных чугунных отливках.



Фиг. 194.



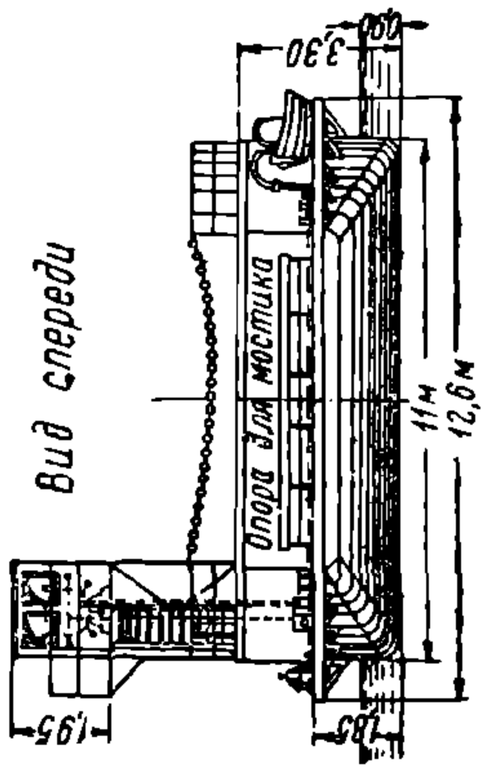
Фиг. 195.

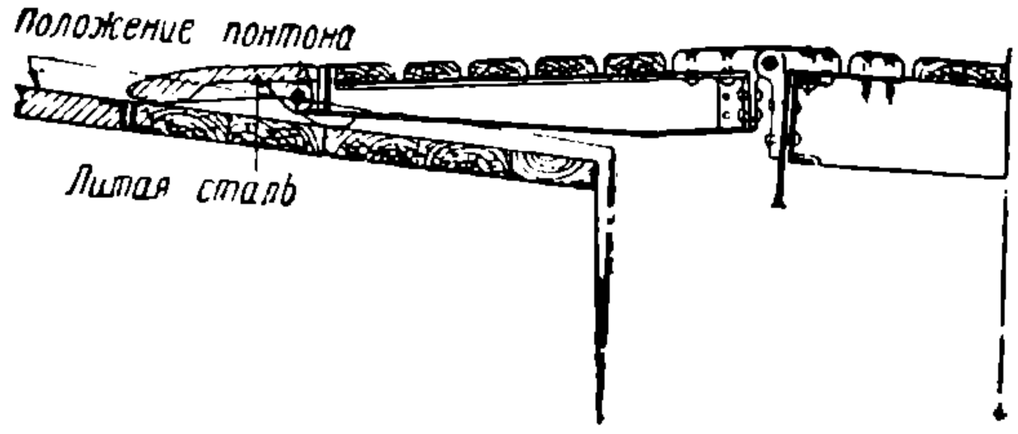
Понтон в целях безопасности разделен на восемь отсеков водонепроницаемыми переборками.

Общий вес понтона с полным оборудованием — около 600 *т*, поэтому его крены при въезде даже тяжелых грузовиков очень незначительны. Величины кренов колеблются от +0,0053 до —0,0071.

На речной стороне понтона устроены три электрических подъемных фартука (мостки), опускаемых на палубу парома или судна, ошвартованного возле понтона.

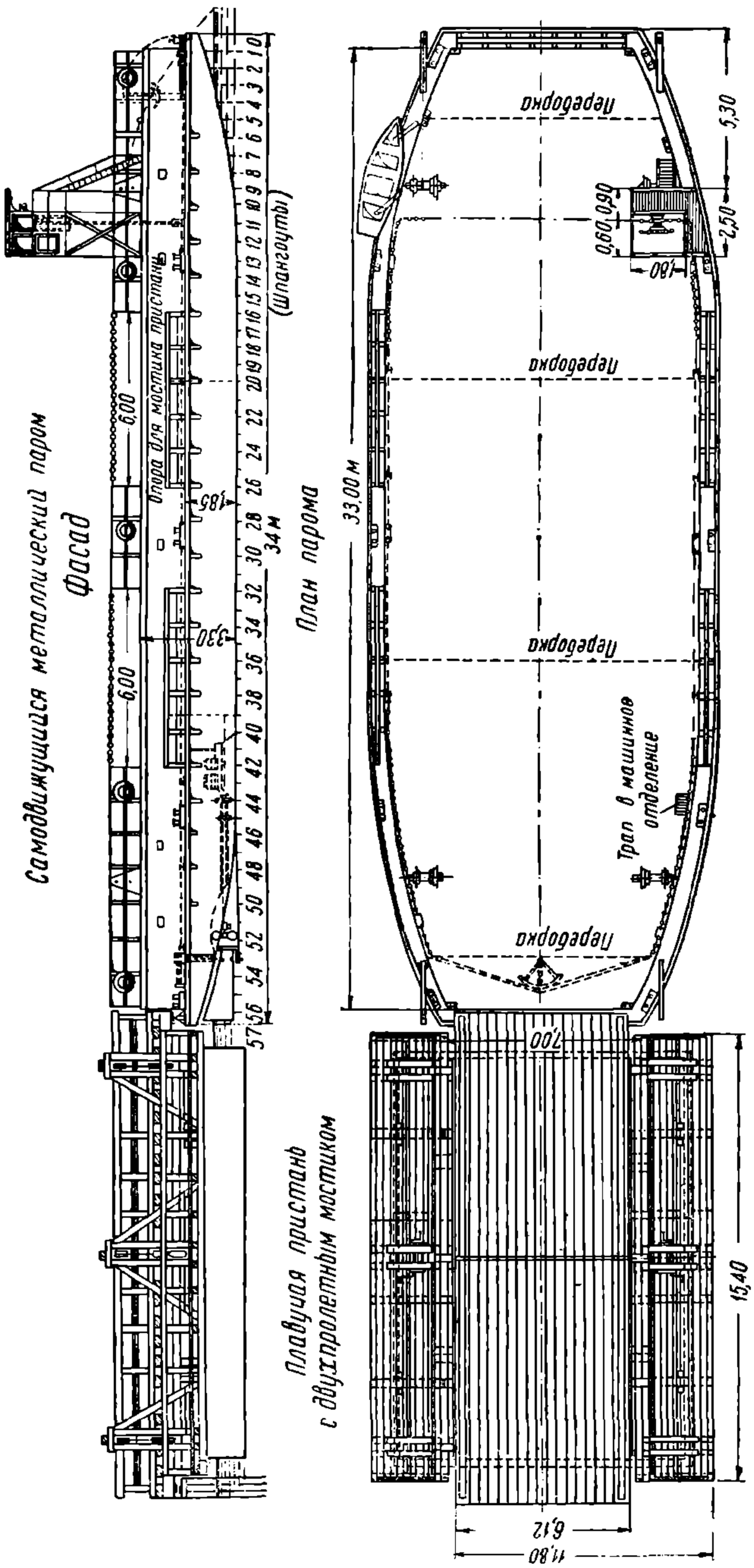
НТБ ДНУЖТ





Фиг. 196.

Мост шириной 5,7 *м*, соединяющий понтон с берегом, опирается на понтон в расстоянии 5 *м* от его края. Максимальное давление, передаваемое на понтон от моста, составляет 200 *т*. Опирание осуществляется посредством катковых опор (фиг. 195, *а* и *б*), снабженных с боков рессорами (ввиду постоянных подвижек понтона). На береговом устое имеются два катка и один неподвижный шаровой шарнир, исключающий возможность поступательных перемещений моста. Сход с моста на понтон перекрыт качающимся фартуком (фиг. 196). По бокам моста устроены направляющие железобетонные решетчатые башни, подобные описанному выше направляющему каркасу у понтона, но значительно меньше его. Против навала парома (или судов) на понтон у причального борта последнего по бокам его имеются солидные кусты свай (по 16 свай в каждом).



Фиг. 197.

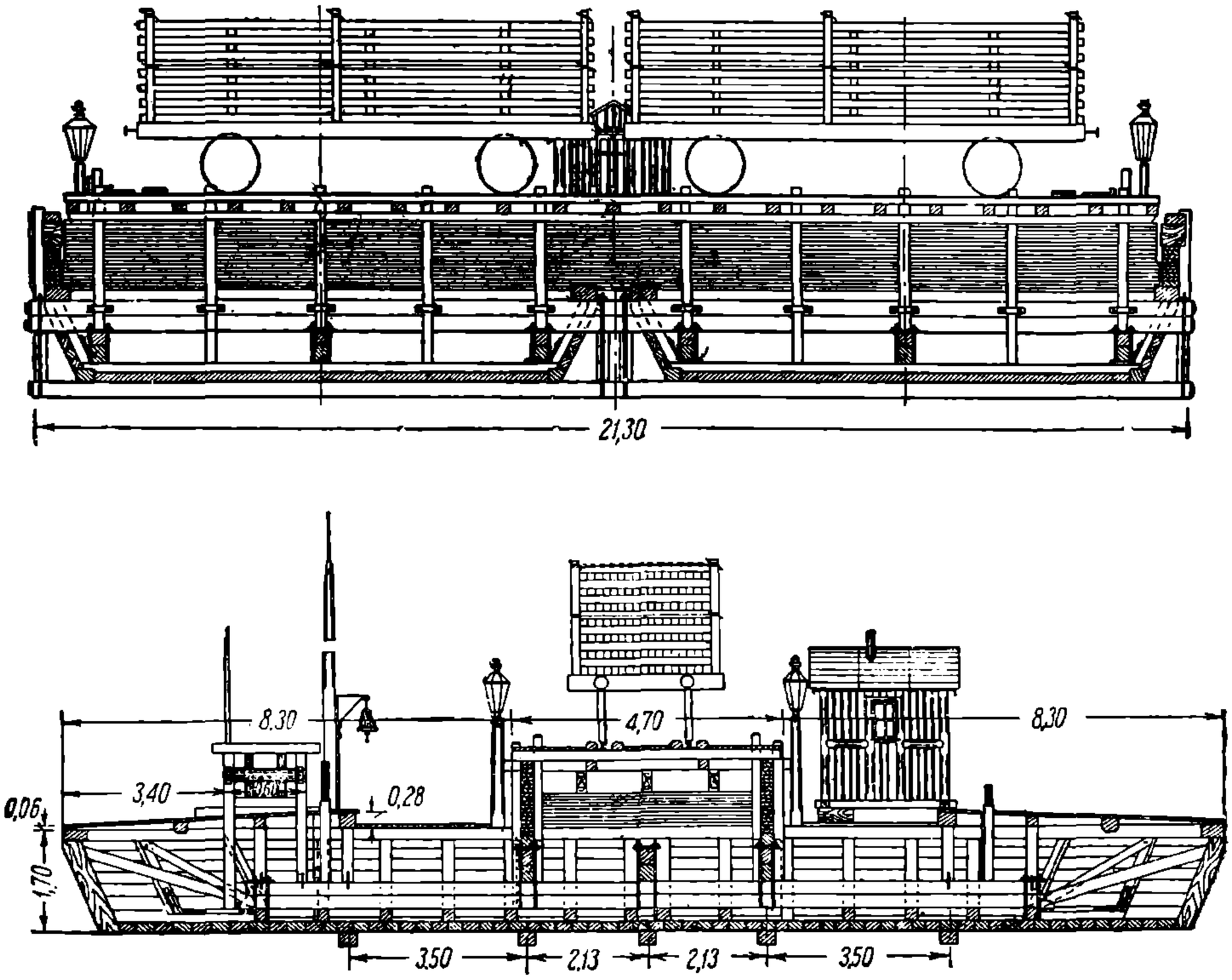
Проект паромной переправы для перевозки автомобилей. На фиг. 197 показаны деревянная плавучая пристань с двумя подъемными мостиками и металлический паром размерами 33,0 × 11,0 ×3,30 *м*, предназначенный для перевозки 12 автомашин. Особенность конструкции состоит в том, что паром может швартоваться как кормой и носом, так и бортами. Подъемка мостиков пристани осуществляется талями.

НТБ ДНУЖТ

§ 30. Железнодорожные паромные переправы временного типа

Переправа для переброски вагонов[1]. В качестве примера переправы сравнительно небольшого масштаба опишем переправу на подъездном пути нормальной колеи, построенную в 1906 г. Ширина реки составляет здесь 105 *м*, колебания горизонта воды 2,15 *м*. Паром первоначально состоял из пары берлин грузоподъемностью по 131 *т* и был предназначен для одновременной перевозки шести вагонов, устанавливавшихся по два на трех параллельных путях.

Впоследствии паром был заменен новым (фиг. 198) на специальных плашкоутах, поднимавших одновременно только два вагона. Каждый плашкоут имеет три двойных кильсона, по которым уложены три двойных главных прогона, поддерживающих рельсовый путь. Эти прогоны проходят без перерыва под бортовыми брусьями плашкоутов и соединены с такими же длинными брусьями, проходящими под днищем плашкоутов при помощи боковых стоек и хомутов. Кроме указанных трех обвязок, имеются еще две по бокам. Непосредственно на прогоны между направляющими укладываются продольные и поперечные ряды досок, количество которых изменяется в зависимости от необходимого возвышения пути. Погрузка и выгрузка вагонов производились вручную. Передвижение парома производилось также вручную при помощи четырех воротов. Для направления движения парома служил главный канат, перекинутый с одного берега на другой и пропущенный через ролики на паромы.



Фиг. 198.

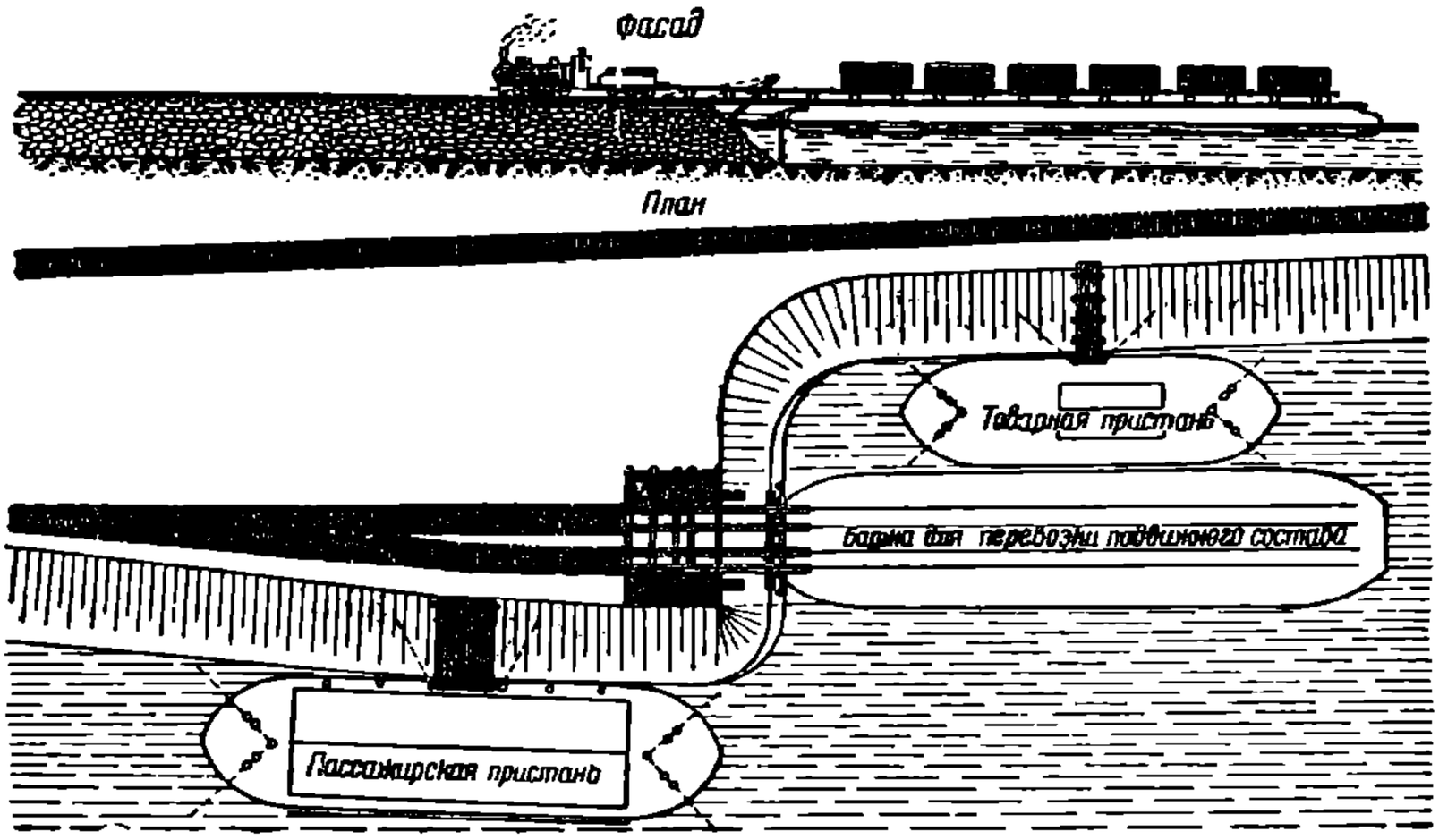
На фиг. 75 показаны детали качающегося мостика. Вследствие незначительной разности горизонтов воды (2,15 *м*) уравнивание отметок рельсов на пароме и на пристани достигалось поднятием пути на пристани и пароме. На пристани вводились подкладки под мостовые брусья или производилось удаление подкладок и даже поперечин, причем рельсы укладывались непосредственно на прогоны.

---

[1] В. А. Гастев, Восстановление разрушенных мостов, 1932, § 2.

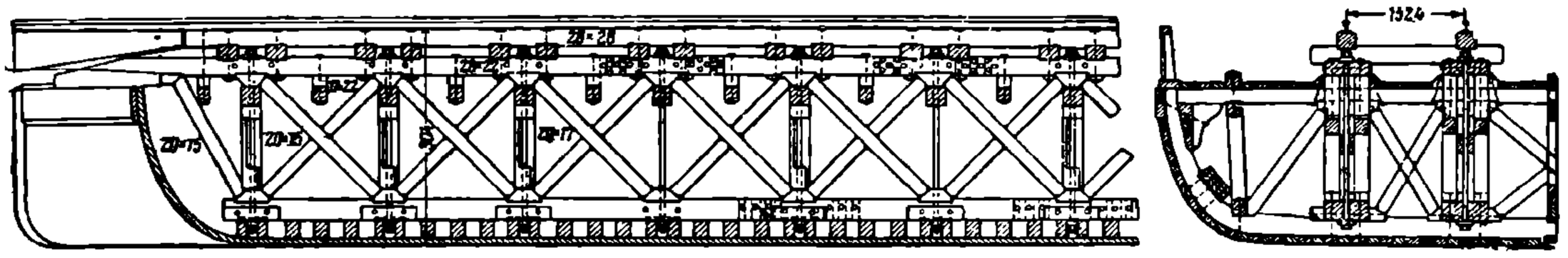
НТБ ДНУЖТ

Мостик состоял из двух двутавров № 38, соединенных связями из уголков. Длина мостика 4,5 *м*. Со стороны пристани мостик имел шарнирную опору, состоящую из подшипника и стального шарнира $d = 102$ *мм*. Шарнир пропускался через отверстия в двух шестивершковых сваях пристани. По высоте сваи имели три отверстия для перестановки мостика. Речной конец в рабочем состоянии опирался на бортовой брус парома, захватывая его специальным крюком, склепанным из уголков и фасонных листов. Опускание мостика и подъем производились при помощи реечных домкратов. Рельсы на мостике соединялись с рельсами на пристани накладками с овальными дырами, через которые пропускались штыри.



Фиг. 199.

Свияжская переправа через Волгу[1]**.** План одной из пристаней показан на фиг. 199. Переправа предназначена для перевозки вагонов. Подходный путь уложен на дамбе, оканчивающейся свайной головой, выступающей в реку в достаточно глубоком месте. Двухпутные паромы (фиг. 199) представляют собой деревянные баржи, усиленные в продольном направлении четырьмя фермами Гау, связанными в поперечном направлении рамами.



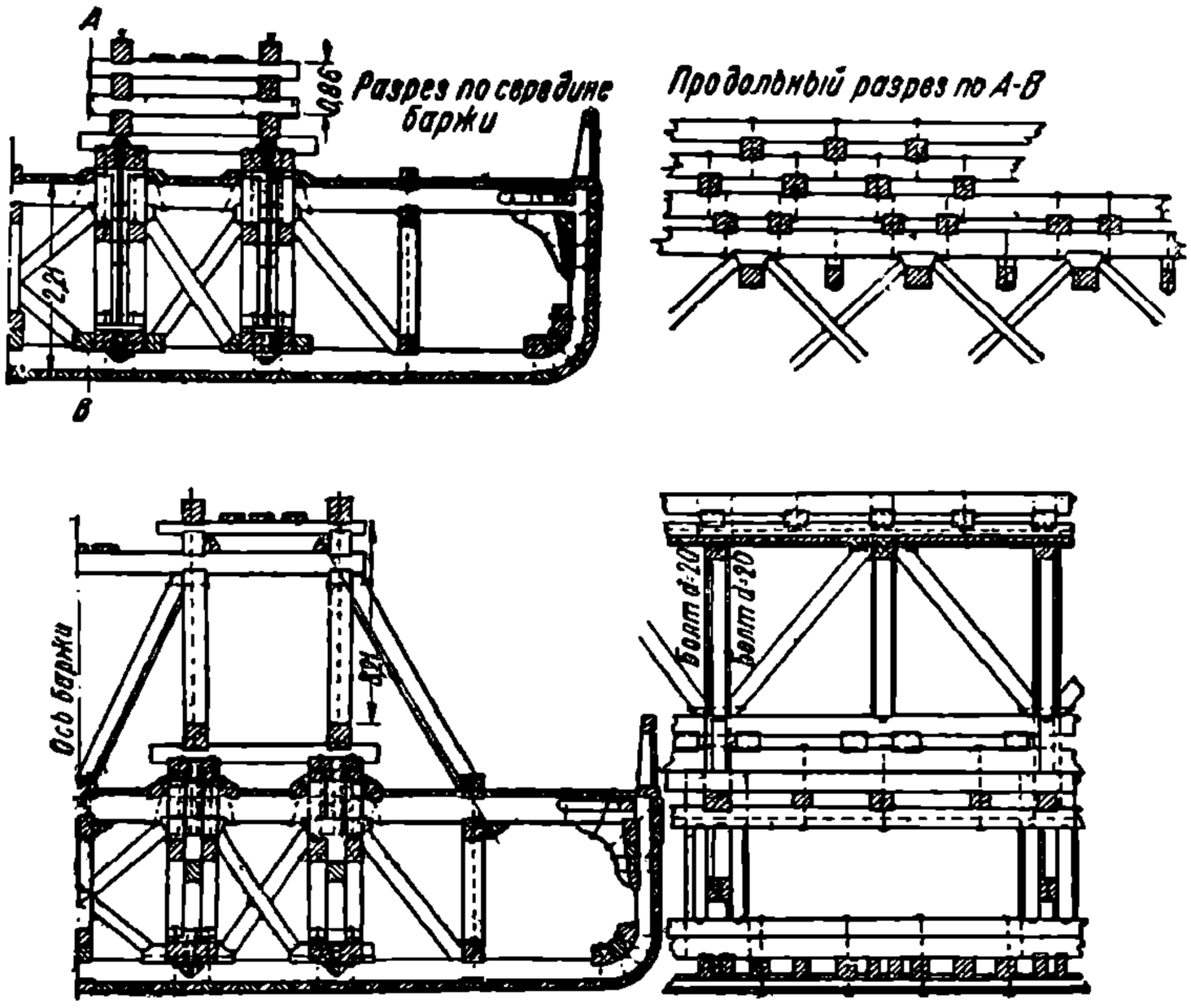
Фиг. 200.

Повышение уровня пути на барже достигается либо укладкой шпальных клеток, либо установкой рамной надстройки (фиг. 201). Паром буксируется пароходом, причем к обеим пристаням подводится против течения во избежание толчков. Сопряжение парома с пристанью производится при помощи двух качающихся стальных мостиков (по числу путей). Подъемка речного конца мостика делается журавлевым краном (фиг. 202), причем концы тросов для уменьшения усилия уравновешены противовесом. Пята укосины края затопляется при г. в. в., и это следует считать недостатком этой конструкции. Ферма мостика показана в фасаде и поперечном разрезе на фиг. 203.

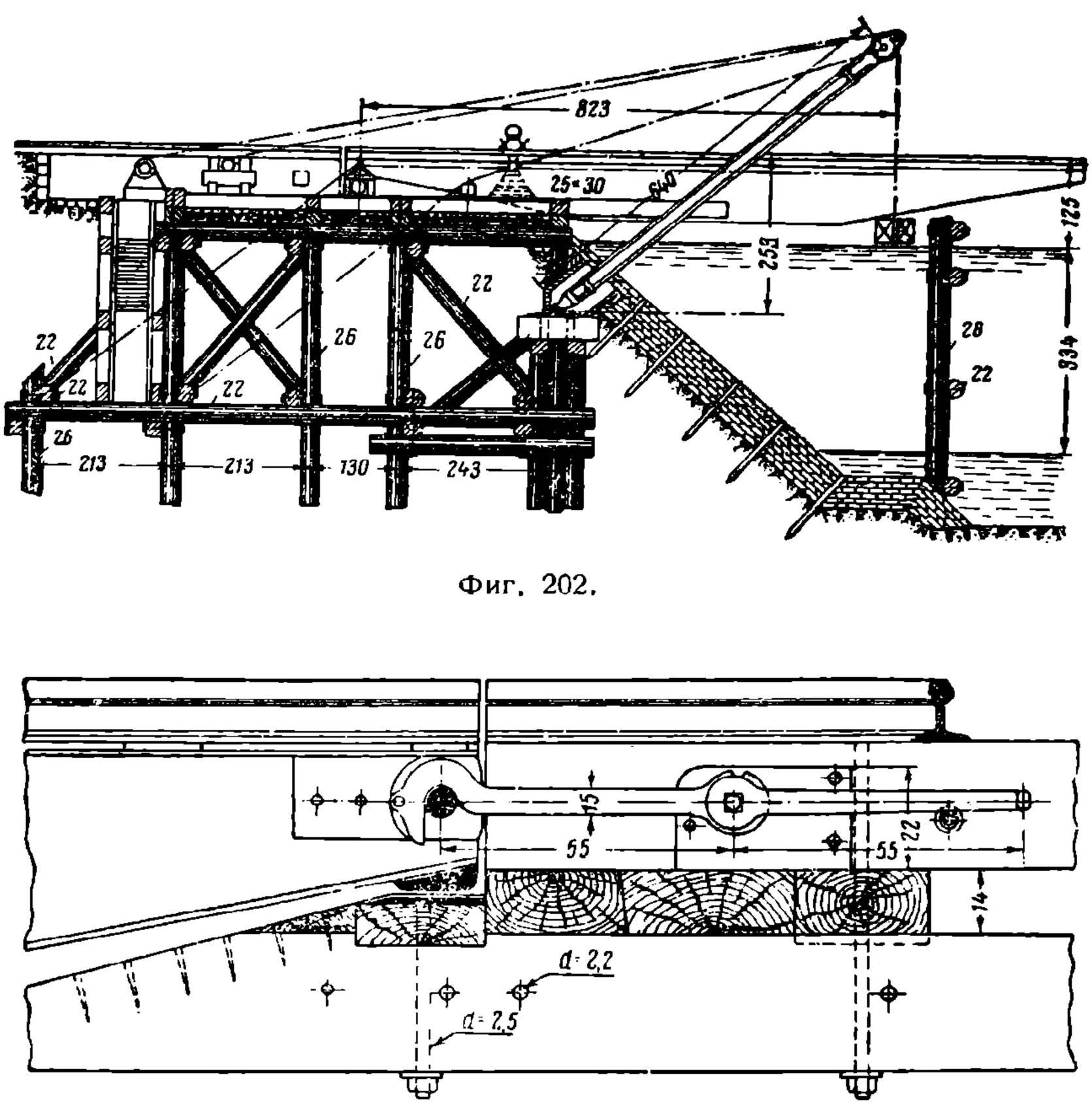
---

[1] Е. О. Патон, Восстановление разрушенных мостов, Киев 1924; Н. М. Митрополь ский, Восстановление разрушенных мостов.

НТБ ДНУЖТ

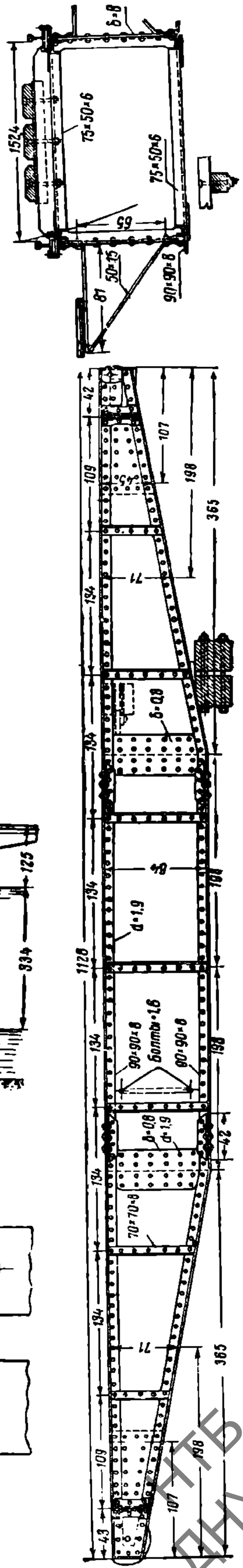


Фиг. 201.



Фиг. 202.

Фиг. 204.

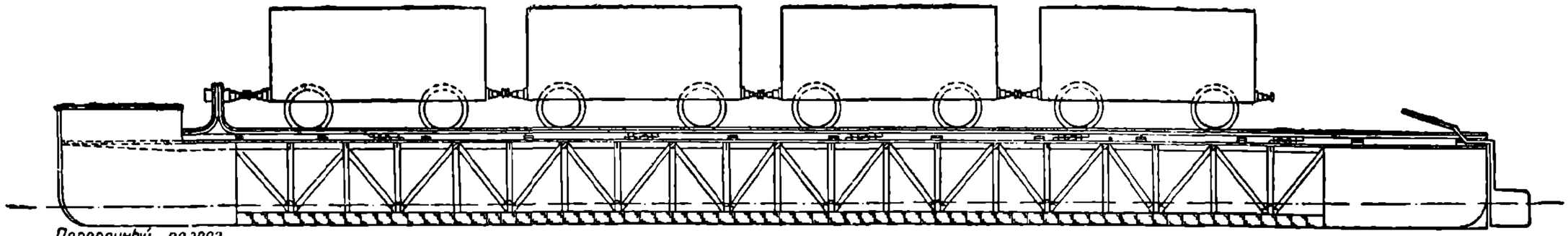


Фиг. 203.

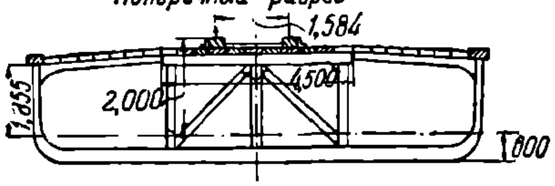
РТБ ДНУЖТ

Барже́вая перепра́ва

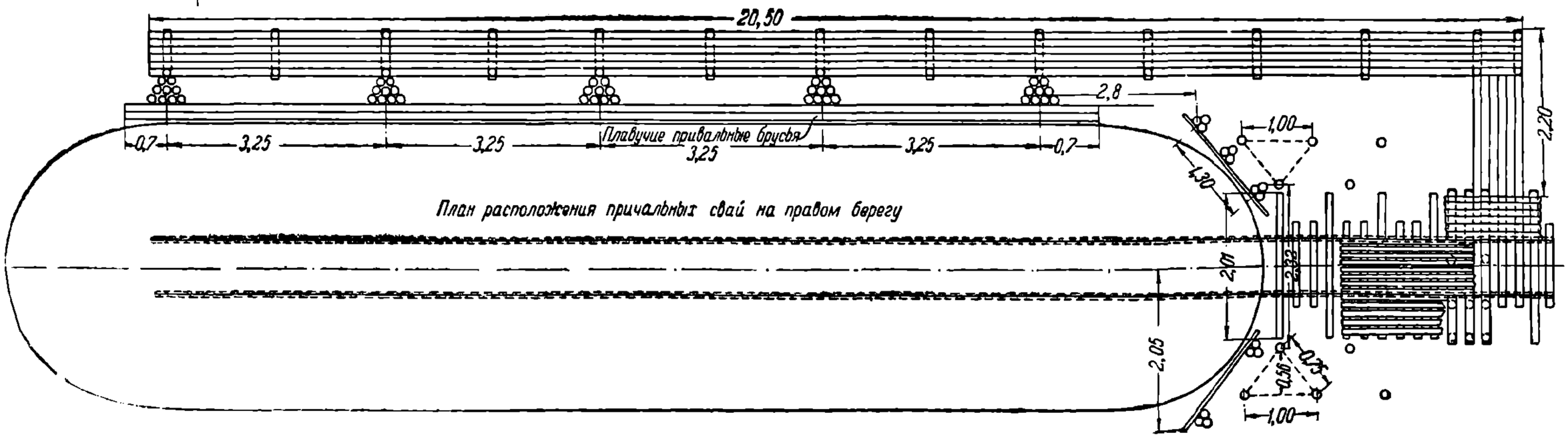
Продольный разрез железной баржи для 4 вагонов



Поперечный разрез



Размеры баржи { *Длина полная 42,4 м.*
Ширина 9,5 м.
Грузоподъёмность 25,000 пудов.



План расположения причальных свай на правом берегу

Фиг. 205.

НТБ ДНУЖТ

На фиг. 204 показан поворотный двойной крюк, укрепленный на пароме и закидываемый на стержень на конце мостика. Крюк снабжен поперечными рукоятками.

Переправа вагонов на баржах[1]**.** Эта паромная переправа построена в 1920 г. для переброски вагонов. Паромом служила железная баржа водоизмещением около 400 *т*; длина баржи 42,4 *м*, ширина 9,5 *м* (фиг. 205)[2]. Баржа подкреплена в продольном направлении двумя фермами, соединенными поперечными связями. На барже уложен один жел.-дор. путь, на котором помещаются четыре вагона. При перемещении от пристани до пристани баржа буксируется пароходами. Спуски к пристаням — разной крутости. С крутого спуска на высоком левом берегу вагоны подаются в одиночку паровозом или при помощи троса. На правом берегу уклон спуска 0,035. Здесь предельный состав при спуске — восемь товарных вагонов. Спуск на обоих берегах переходит в невысокую свайную эстакаду, оканчивающуюся порталом с качающимся причальным мостиком пролетом около 6,5 *м* из двух парных, усиленных шпренгелем, прогонов (фиг. 206). Береговой конец мостика шарнирно оперт на свайную опору при помощи подшипников с вагонной осью (цапфой). Речной конец мостика подвешен в нерабочем состоянии при помощи тросов к портальной раме (фиг. 207). Каждый трос огибает два блока и направляется вниз к противовесу. Противовес во избежание неравномерного натяжения тросов подвешивается на уравнительных блоках. Поднятие и опускание мостика осуществляются при помощи лебедки, установленной на верху портала. Для обслуживания лебедки на портале устроена площадка, огражденная перилами. Сопряжение мостика с эстакадной частью показано на фиг. 206. Двум концевым поперечным брусьям придана цилиндрическая поверхность. К концу рельса эстакадной части прикреплена изогнутая по дуге круга с центром, совпадающим с центром шарнира, фасонная рельсовая накладка с ребордой (см. разрез справа, фиг. 208). При проходе этого стыка колесо опирается ребордой на накладку. Стык рельсов между паромом и мостиком осуществлен, как показано на фиг. 209, при помощи откидного короткого рельса с шарниром на мостике. Установку пары коротких рельсов фиксируют боковые «фартуки», приболченные к рельсам парома с наружной стороны (фиг. 209, слева). Пропускная способность парома — 48 вагонов в сутки при переброске с правого берега на левый и 72 вагона — при переброске в обратном направлении.



Фиг. 206.

Подход с реки к причалу огражден от навалов парома пятью свайными кустами (по 10 свай в каждом), связанными с берегом и между собой служебным мостиком.

Приводим некоторые ориентировочные данные по расчету времени операций с паромами рассмотренного выше типа, т. е. с переходными мостиками.

Причаливание и ошвартовка парома	5 — 7 мин.
Погрузка вагонов, на каждый вагон в среднем . .	3 »
Маневры по перестановке парома при наличии на нем нескольких путей	5 »
Приподнятие мостика и отчаливание	5 »
Буксировка парома в зависимости от длины пути из расчета средней скорости	1 —2 *км/час*

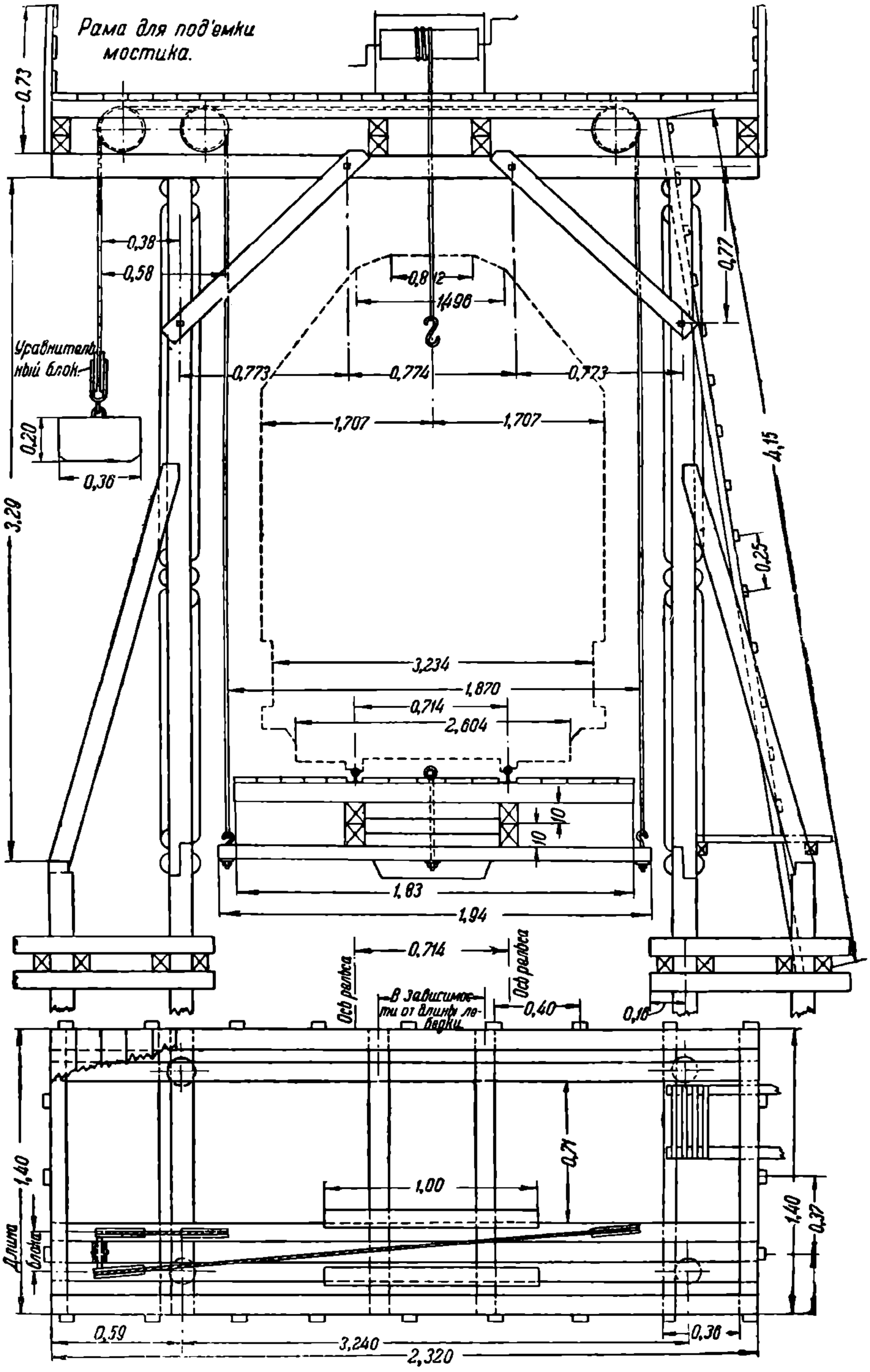
Причаливание и ошвартовка парома на другом берегу и все последующие операции рассчитывают, исходя из приведенных выше цифр.

---

[1] Е. О. Патон, Восстановление разрушенных мостов, Киев 1924, стр. 84.
[2] На фиг. 205—207 размеры даны в саженях.

НТБ ДНУЖТ

Баржевая переправа

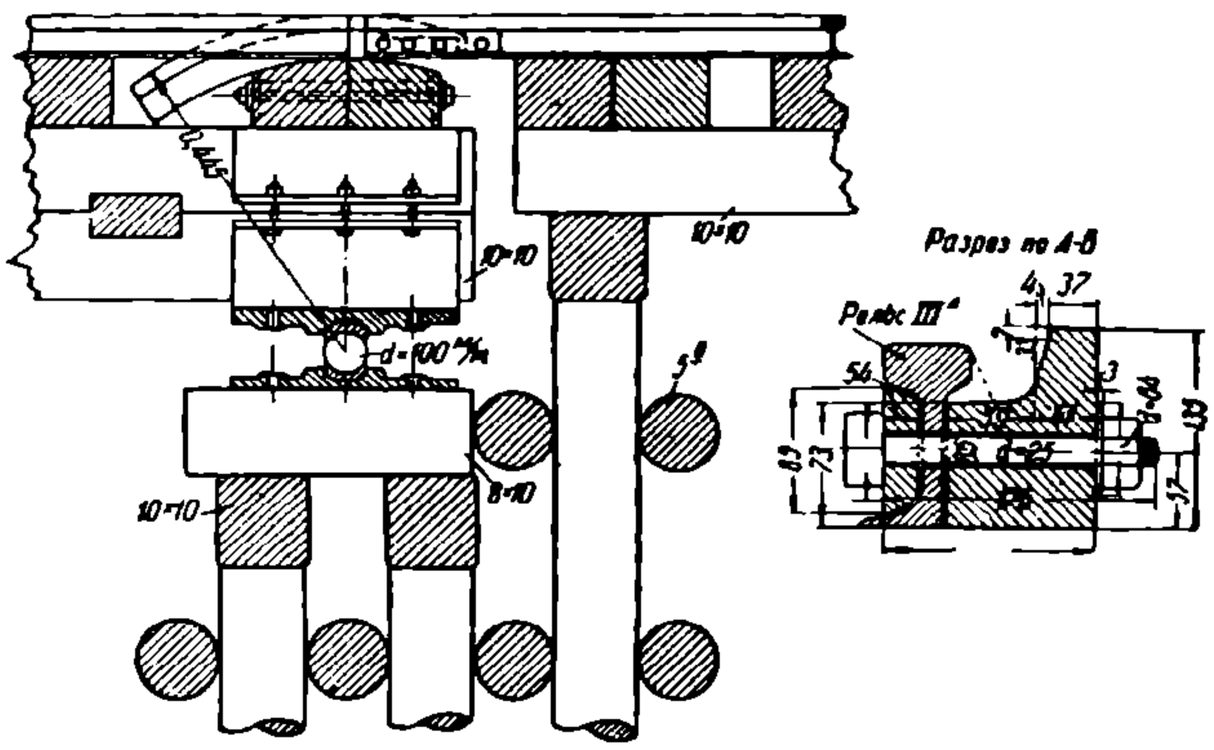


Фиг. 207.

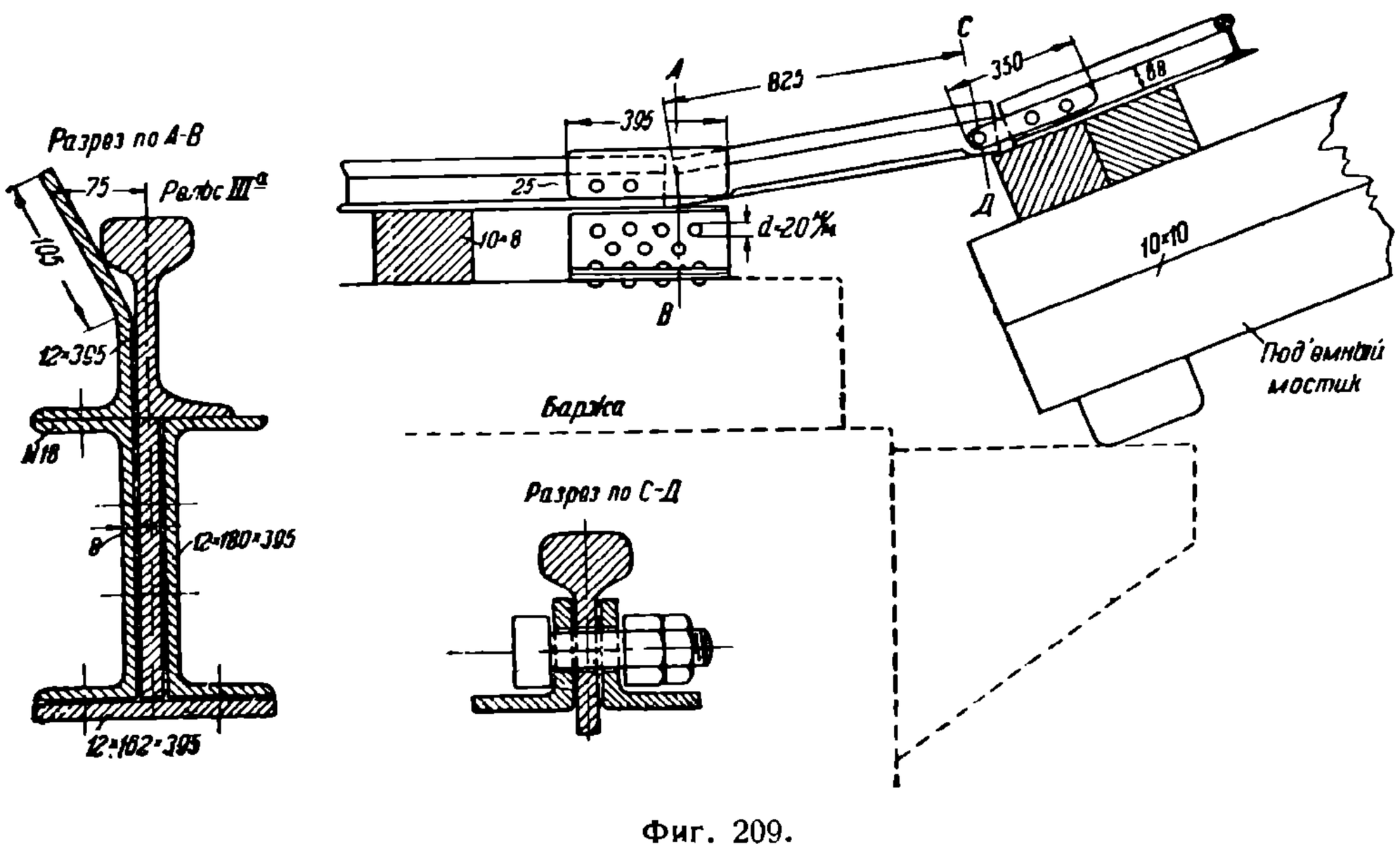
НТБ ДНУЖТ

Рассмотрим еще два примера паромных переправ, характерных отсутствием переходных мостиков на берегу.

Переправа через Западную Двину[1]. Паром состоит из трех счаленных бортами лайб. Водоизмещение парома 121 *т*. Грузовая площадка имеет три пути и принимает пять вагонов. Оригинальными в этой конструкции являются консоли, выступающие над бортами крайних лайб (фиг. 210). Эти выступы опираются на домкраты, установленные на свайной пристани, благодаря чему необходимость в переходном мостике отпадает.



Паромная переправа через Суэцкий канал у Кантара[2] была сооружена во время мировой войны в 1916 г. и функционировала до мая 1918 г., когда был введен в эксплуатацию постоянный разводной мост (§ 22). Постройка ее продолжалась 3,5 месяца. Переправа состояла из парома и причалов (гнезд) на африканском и азиатском берегах (фиг. 211 и 112). Паром передвигался по канатам при помощи кабестанов. Амплитуды колебаний горизонта воды в канале (суточная 20 — 25 *см*, годовая 60 *см*) весьма невелики, что и позволило обойтись без причальных мостиков, сосредоточив подъемные приспособления на пароме. Причальные стенки обхватывают паром с трех сторон.



Фиг. 209.

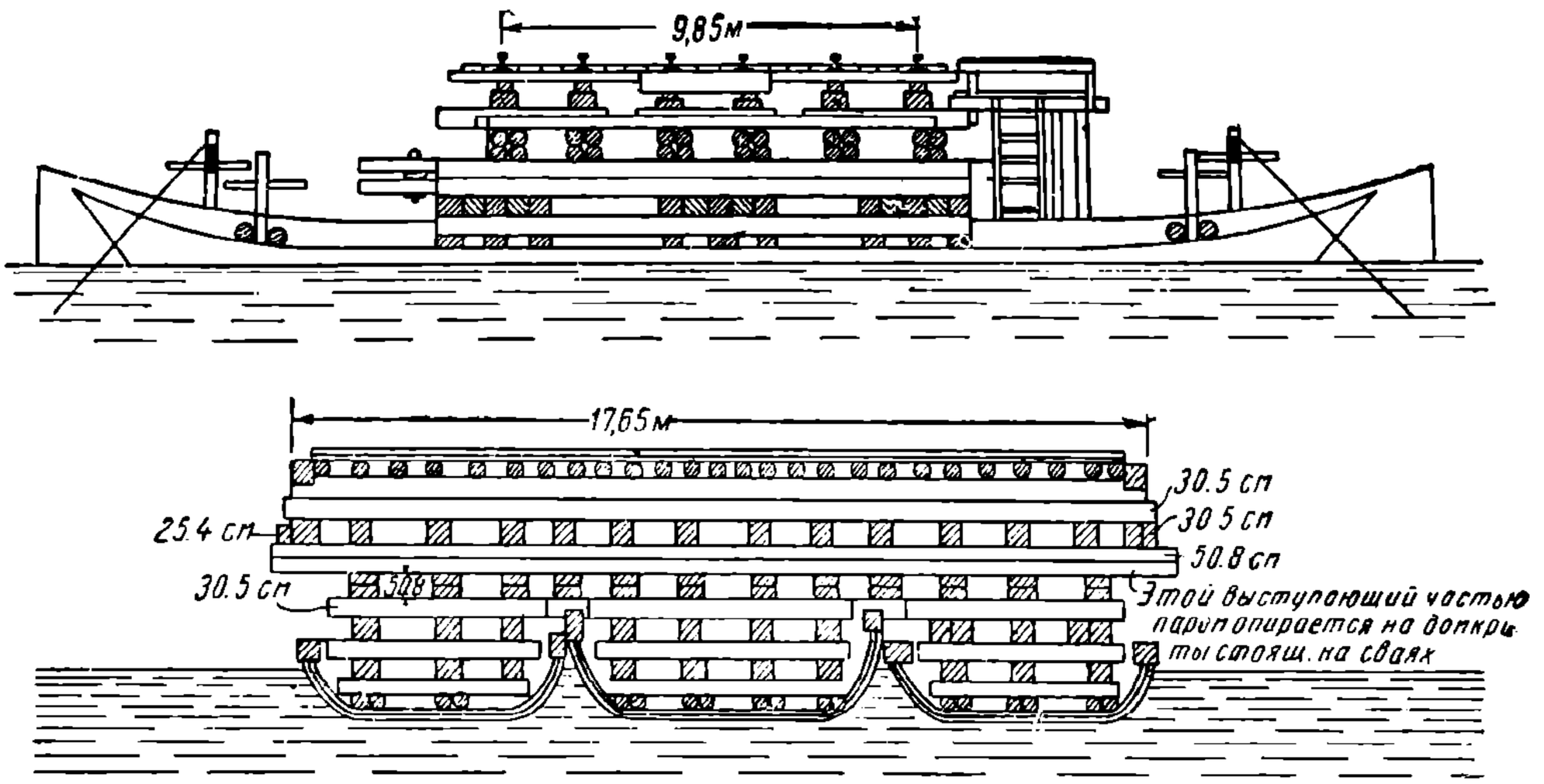
Паром был рассчитан на нагрузку 100 *т*; часто, однако, грузился 90-тонный паровоз одновременно с 45-тонным вагоном. Нижняя часть парома образована тремя поставленными рядом стальными понтонами. Понтоны перекрыты десятью двутавровыми балками № 50: по три по концам и четыре посредине. На двутавровых балках

[1] Тренке, Нагродский, Головко, Переброска материалов и подвижного состава через водные преграды, «Война и техника», 1925, № 22 — 23.

[2] «Genie civil» от 15 марта 1919 г., статья Raymondi.

НТБ ДНУЖТ

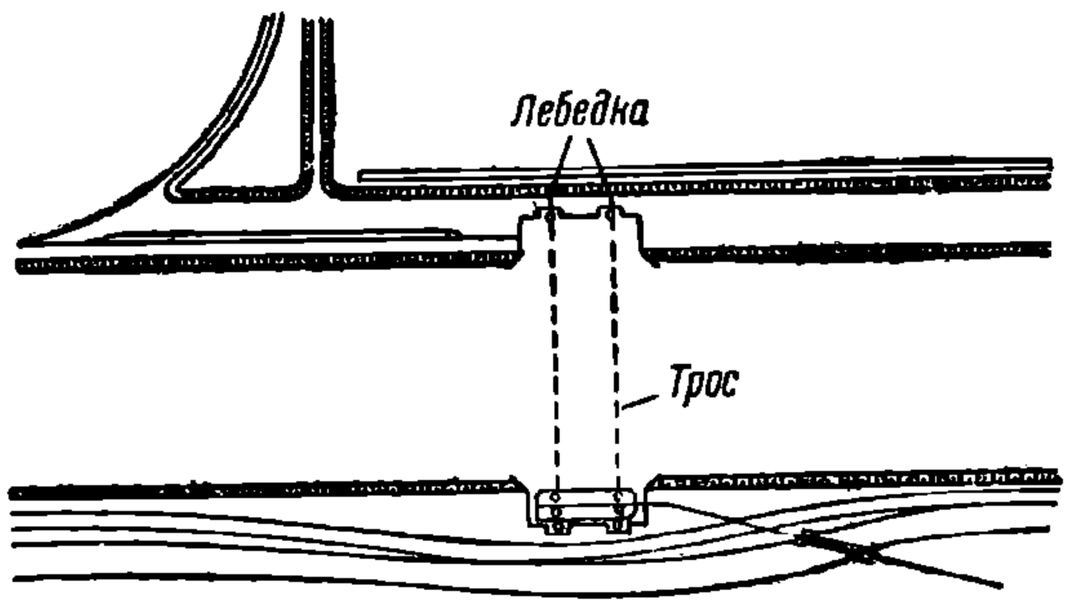
устанавливались винтовые и гидравлические домкраты, а также клетки[1] для поддержания пары свободно лежащих пролетных строений со сплошными фермами длиной 16 *м*. Понтоны, двутавры, домкраты и фермы представляют собой основные части парома. На схематическом чертеже фиг. 213 понтоны обозначены *B*, балки — *P*, фермы — *T*, винтовые домкраты — *V*, гидравлические — *W*, буферы — *L*, сцепные крюки — *R*. Пролетные строения *T* соединены шарниром, допускающим поворот в вертикальной плоскости (фиг. 214, *а*). Разрезы пролетного строения посредине и домкраты показаны на фиг. 214. На фиг. 214, *в* дан вид парома с торца. Длина парома по верху 32,06 *м*, полная ширина 13,40 *м*.



Фиг. 210.

Эксплуатация переправы состоит из следующих операций.

1. Паром отшвартовывается у одного из берегов. Рельсы на пролетных строениях *T* совмещаются с рельсами причала. В плане это достигается стяжками R_1, R_1', R_2, R'_2, по вертикали — винтовыми домкратами *V* На фиг. 215 показано положение, в которое паром приводится перед принятием нагрузки. Конец одного пролетного строения опирается на каменный устой причала; внутренние концы пролетных строений поднимаются так, чтобы рельсы над ними были выше рельсов причала на величину осадки от временной нагрузки *E* (фиг. 215). Внешний конец второго пролетного строения поднимается еще выше, чем средние концы. Обычно он поднимался на 5 *см* выше середины.



Фиг. 211.

2. На паром въезжает и устанавливается посредине паровоз (фиг. 215,*в* и *с*) или вагоны.

3. Левый конец первого пролетного строения снимается при помощи гидравлических домкратов *W* с устоя. Паром приводится в положение, показанное на фиг. 215, *d*, где наружные концы ферм подняты на $H = H' = 5$ *см* по сравнению с внутренними во избежание скатывания подвижного состава с парома при случайных ударах или наклонах его. В таком виде паром готов к движению.

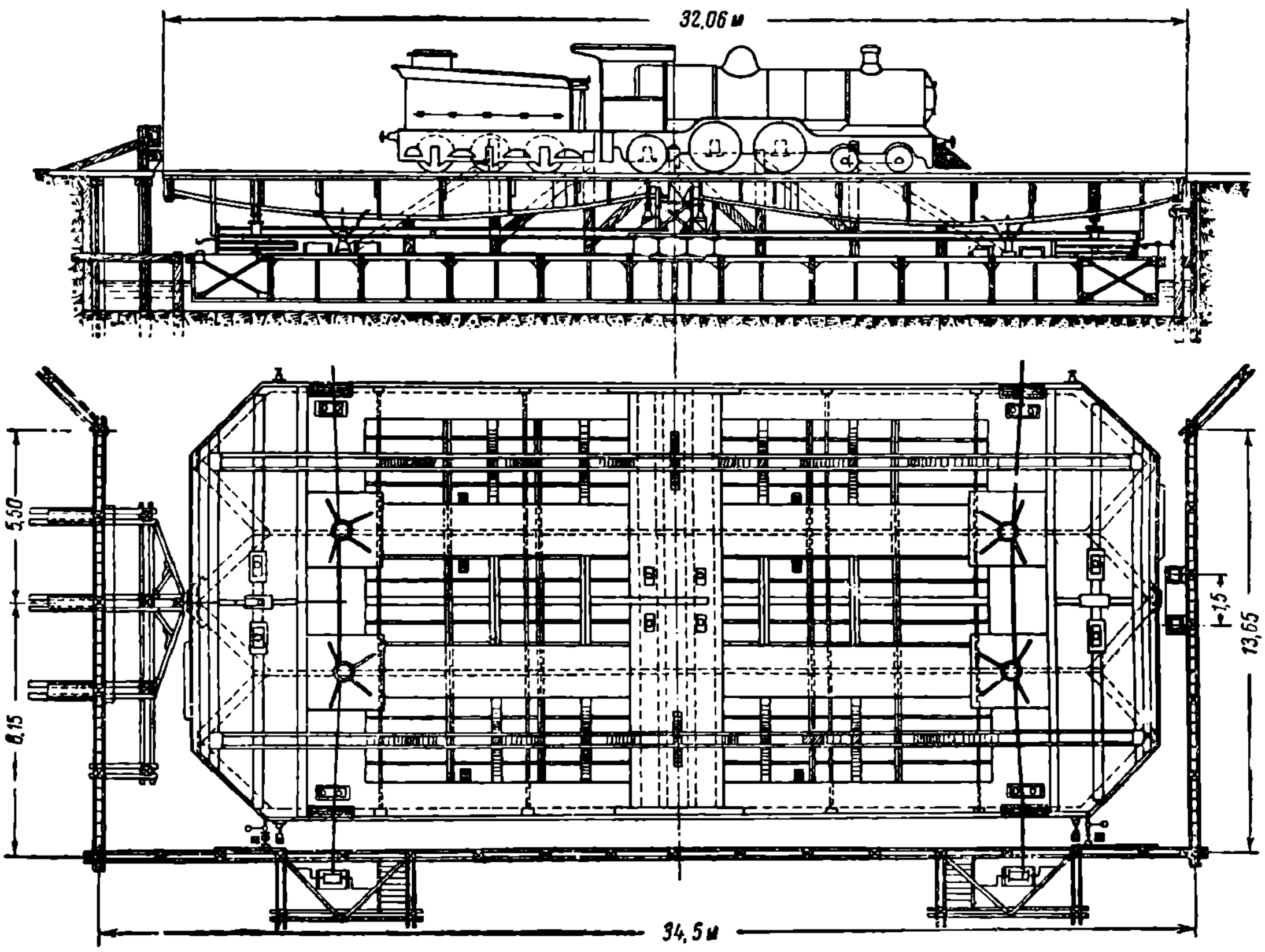
4. Со дна канала поднимаются тросы (во избежание ржавления тросы обильно

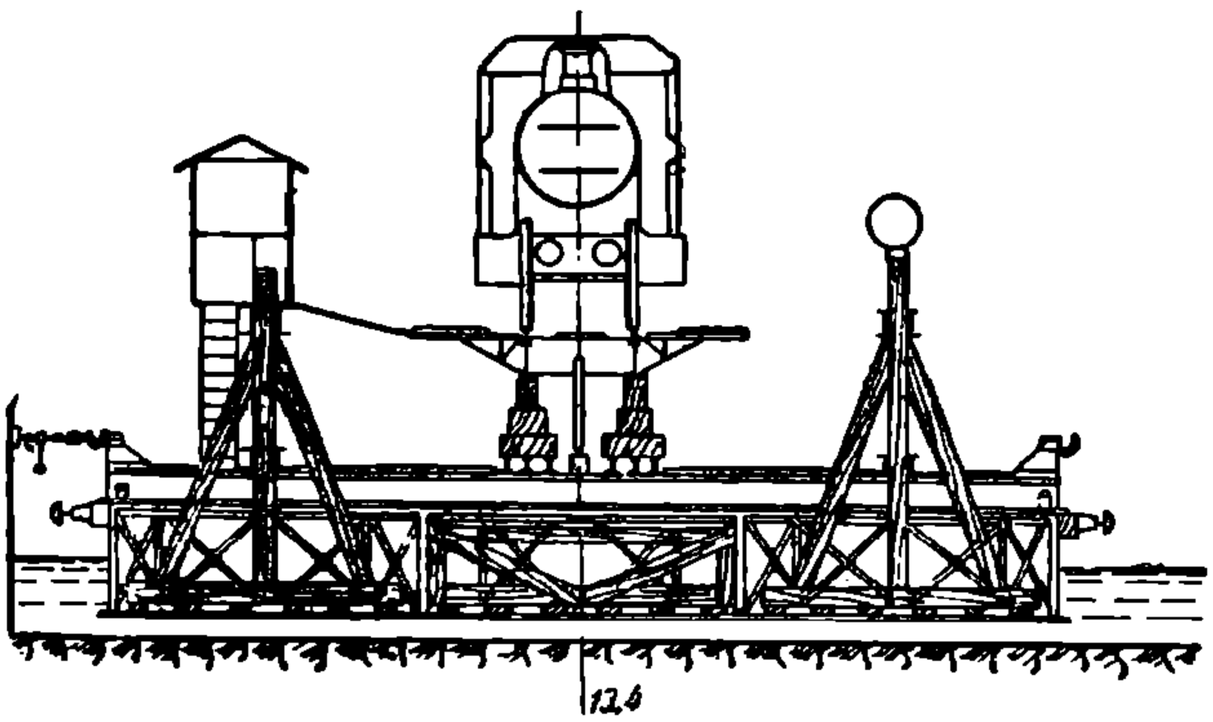
[1] Клетки подводились под внутренние концы фермы, на которые приходились большие реакции. На фиг. 213 клетки обозначены *S*.

НТБ ДНУЖТ

смазывались жиром и за 9 месяцев интенсивной работы были сменены один раз). При помощи двух кабестанов паром перемещается через канал.

5. У противоположного берега тросы опускаются на дно канала. Паром снова ошвартовывается у специального причала. Конец второго пролетного строения опускается при помощи гидравлического домкрата на устой причала, после чего локомотив



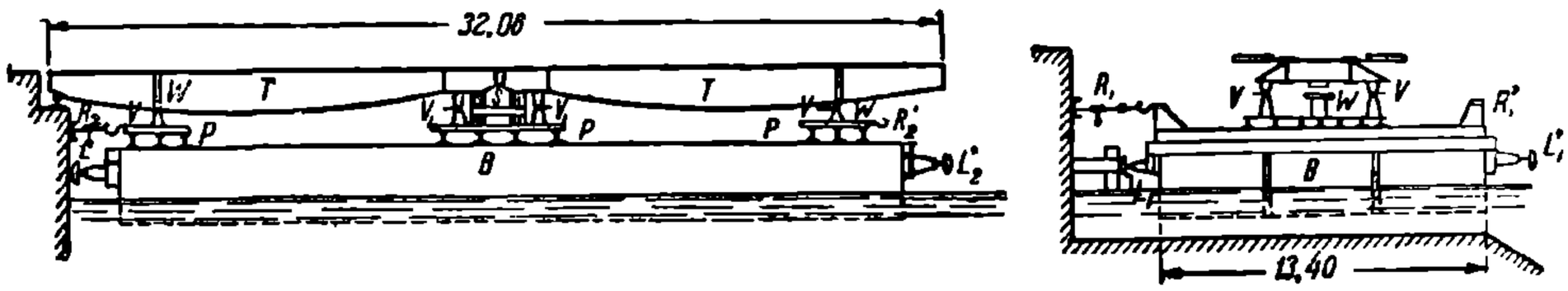


Фиг. 212.

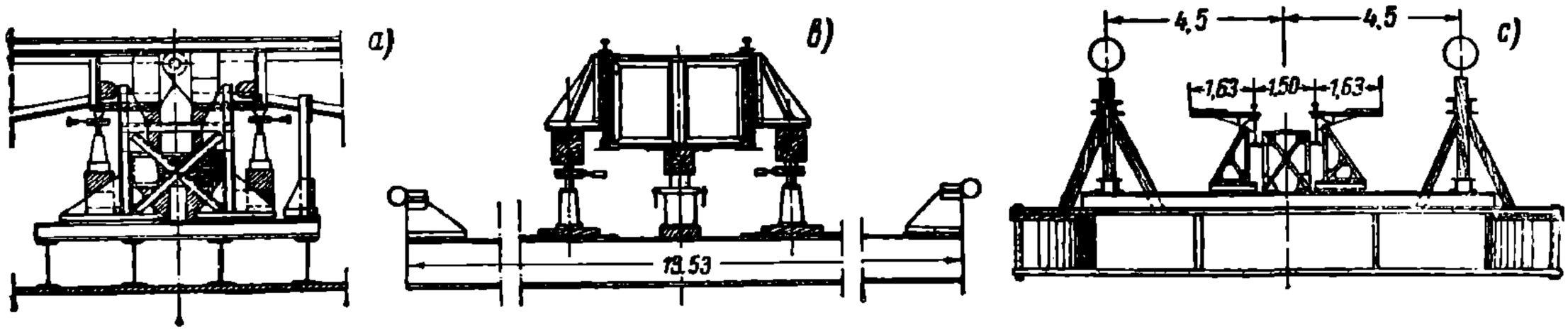
(вагоны) съезжает с парома.

Кабестаны с пятью расположенными радиально рукоятками окружены подмостями (в плане квадратные) для рабочих. Опорой кабестанов служат счаленные борты понтонов (фиг. 212, план). Паром движется без виляний благодаря тому, что подтягивание производится к двум тросам одновременно. На той же фиг. 212 можно видеть в плане контуры причального моста, обнесенного шпунтовой вертикальной стенкой. Тесная конструкция причала требует осторожности при вводе парома, но зато обеспечивает устойчивость его при погрузке. Паромная переправа обслуживалась партией, состоящей из 20 рабочих, десятника и начальника партии. Одновременно работали 10 чел. по 5 на каждом кабестане. Продолжительность одного переезда парома через канал составляла в среднем 28 мин., из них: а) погрузка паровоза или вагонов и расчалка парома занимала 15 мин., б) собственно переезд через канал 9 мин. и в) причаливание и

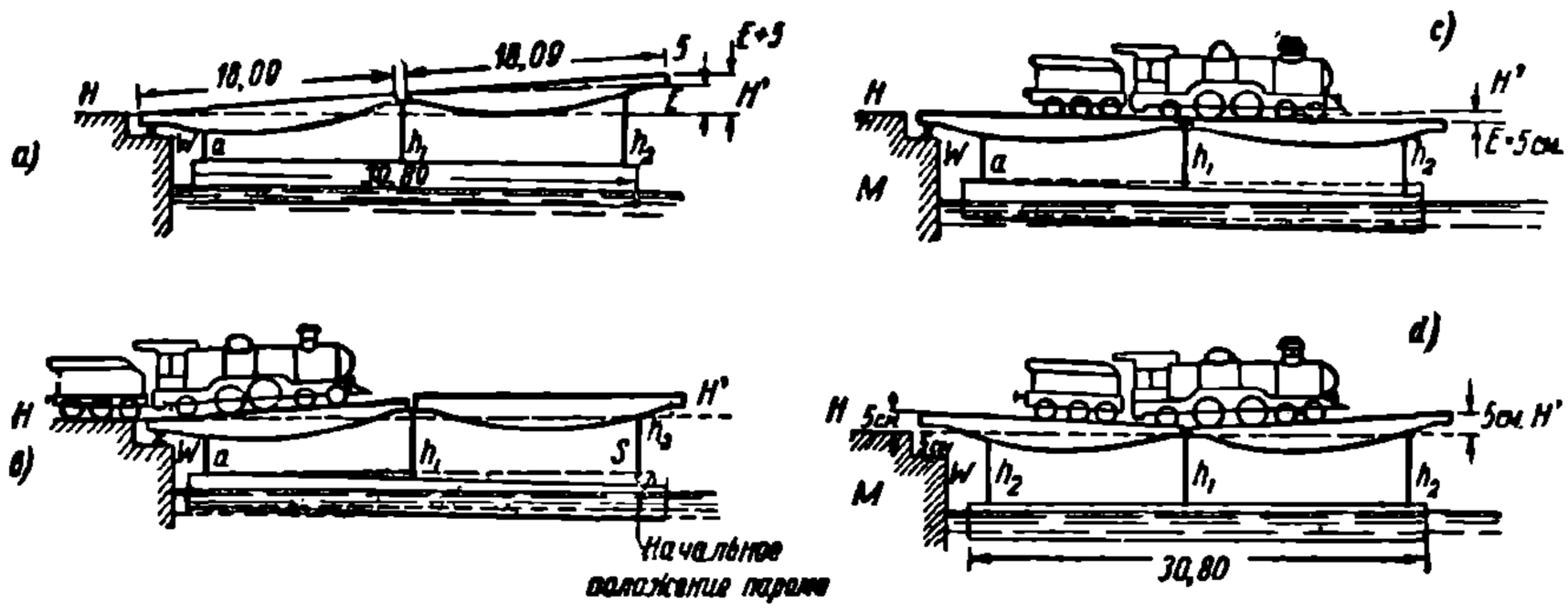
НТБ ДНУЖТ



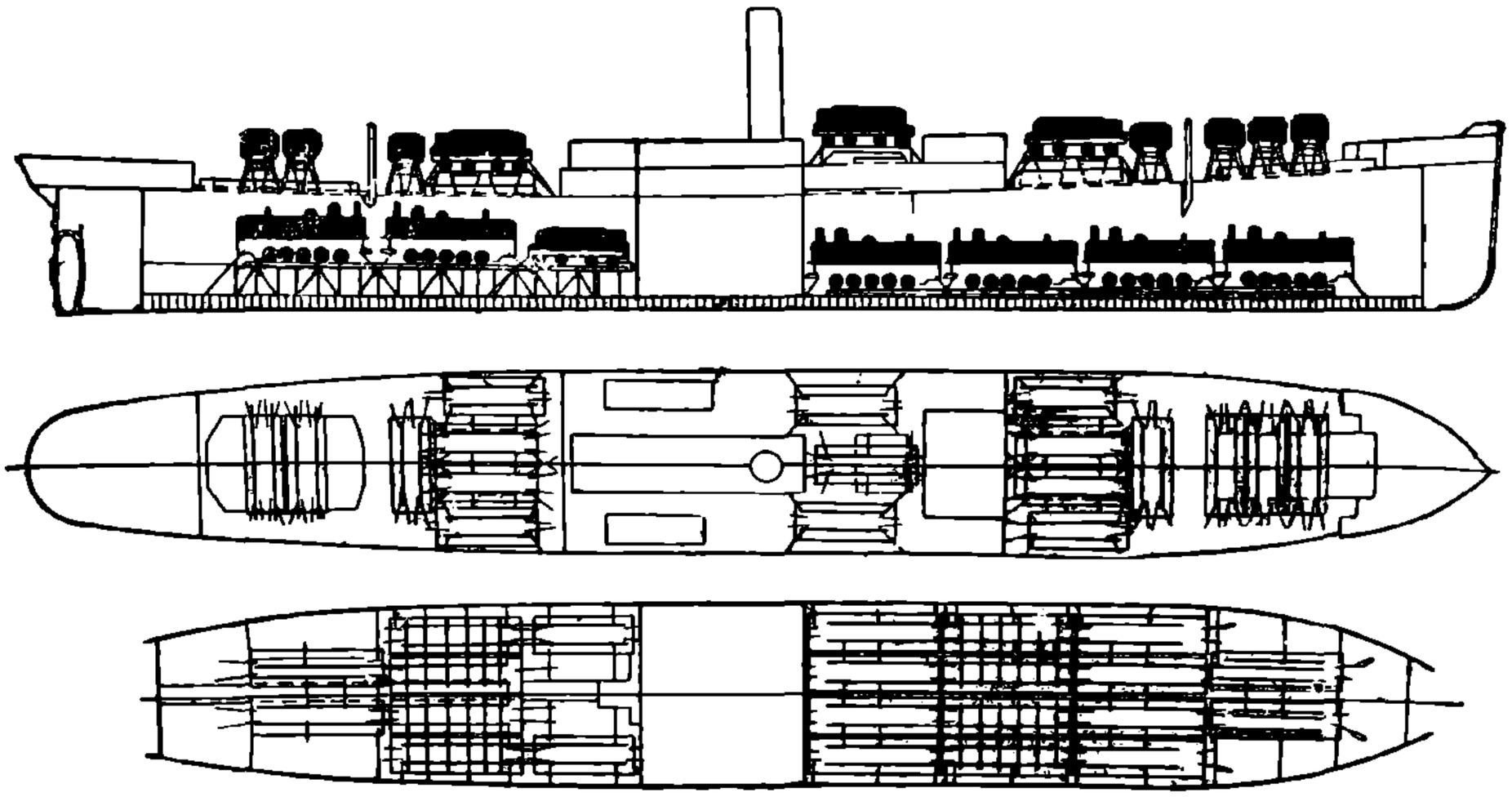
Фиг. 213.



Фиг. 214.



Фиг. 215.



Фиг. 216.

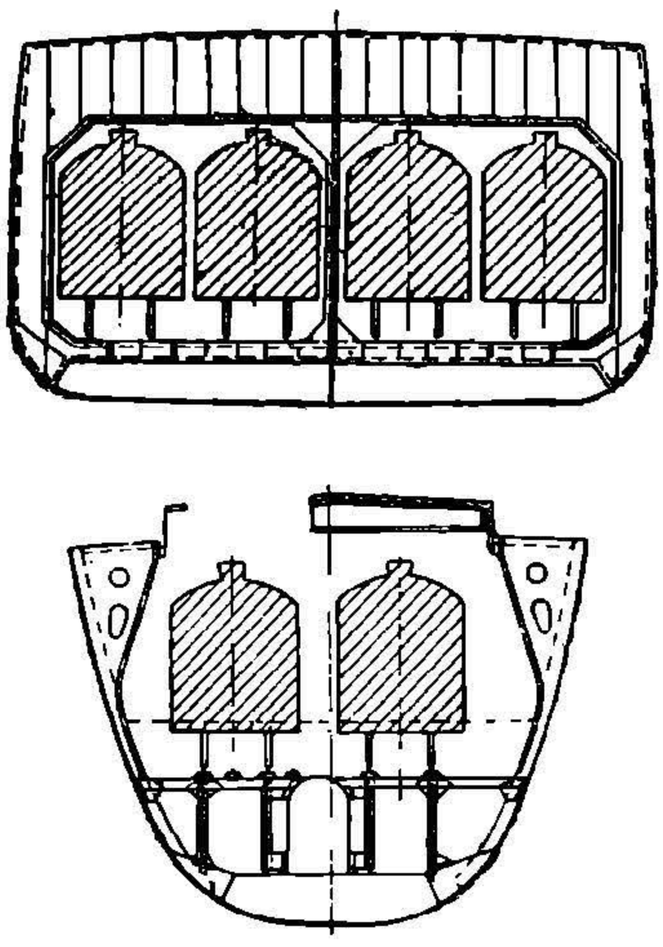
НТБ ДНУЖТ

разгрузка 4 мин. Перерыв в движении судов по каналу (время натяжения тросов) составлял при этом около 11 мин. в среднем.

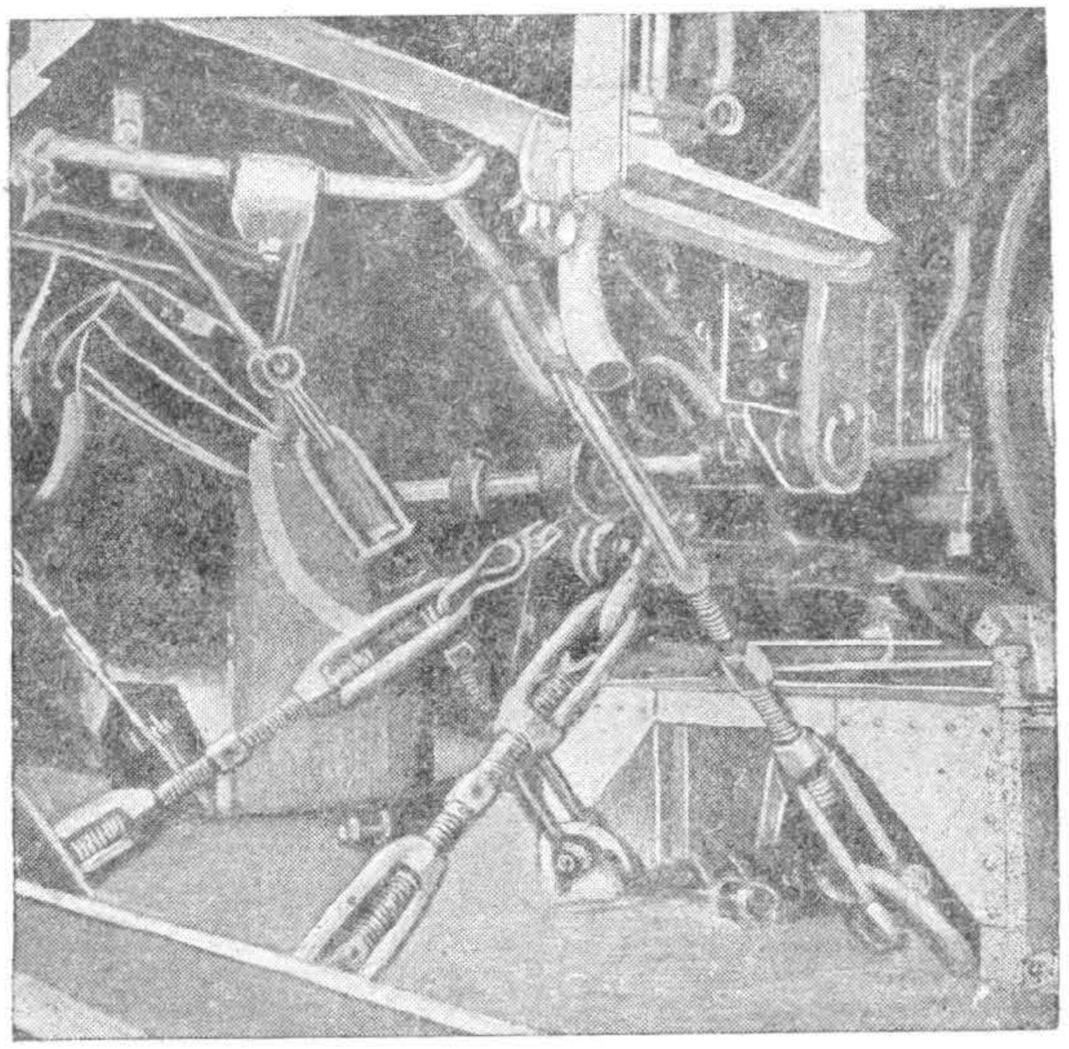
О работе переправы имеются такие сведения:

Среднее количество переездов парома через канал в сутки	22
То же максимальное	32
Наибольшее количество вагонов и паровозов, перевезенное в течение дня	70
В том числе паровозов . . .	250
Общее количество перевезенных единиц за $1^1/_2$ года	24 600

Перевозка паровозов на морских судах. В 1921—1922 гг. из Швеции и Германии в СССР было перевезено 900 паровозов морским путем на приспособленных соответствующим образом судах. Подробное описание этой операции, представляющей выдаю-



Фиг. 217.



Фиг. 218.

щийся технический интерес, можно найти в специально изданной книге [1]. Здесь мы остановимся в самых кратких чертах на некоторых деталях, относящихся к подкреплению конструкции судов и установке паровозов, выполненных по указаниям и по расчетам акад. А. Н. Крылова.

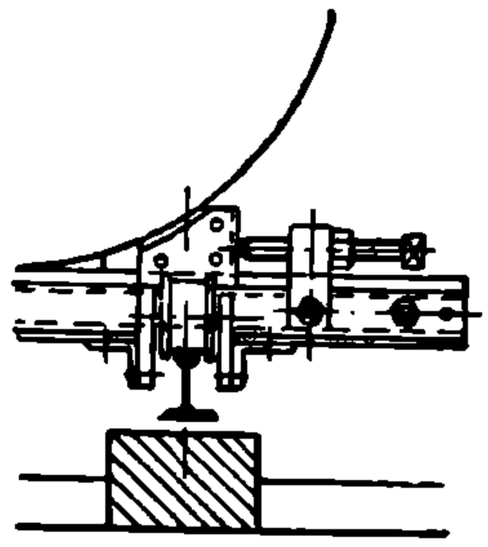
На грузовых пароходах водоизмещением 7 000 — 8 000 *т* устанавливалось около 20 паровозов (в трюме) и столько же тендеров на палубе (фиг. 216). Чтобы не терялось место по длине, оба носовых трюма соединялись в один, для чего часть поперечной переборки вырубалась по габариту четырех стоящих рядом паровозов (фиг. 217). Остающаяся часть переборки усиливалась уголками, образуя мощный рамный шпангоут. Аналогично поступали и с переборкой между кормовыми трюмами, в которых паровозы устанавливались не по четыре, а по два в ряд. Крайний носовой и крайний кормовой люки удлинялись до 14 *м*, а палуба в этом районе соответствующим образом усиливалась наклепкой профилей и листов. Под люком прокладывались пути поперек судна, и по ним катались передаточные платформы. По днищу в носовом трюме укладывались четыре жел.-дор. пути, по которым паровозы продвигались до своего места в трюме. При погрузке паровоз опускается краном на передаточную платформу. Последняя со стоящим на ней паровозом перекатывается, пока рельсы платформы не станут в створ рельсов соответствующего пути, после чего паровоз передается на свой путь. Рельсы укладывались на продольные лежни сечением 30 × 30 *см*, распертые брусьями через 2,4 *м*. Чтобы не нарушать чеканки, лежни к дну не крепятся. Рельсы связывались между собой стяжными болтами через 2,4 *м*.

---

[1] «Перевозка паровозов Э^{Ш} и Э^{Г} из-за границы», изд. Российской жел.-дор. миссии, 1923.

НТБ ДНУЖТ

Для укрепления паровозов на своих местах к днищу приклепаны рамы (кольца) по 8 штук на каждый паровоз (фиг. 218). За эти рамы закладывались гайки двухдюймовых винтовых талрепов (стяжек), туго натягивающих проволочные стропы, укрепленные на раме паровоза в передней и задней частях. Кроме этого, под колеса паровоза кладутся стопоры (фиг. 219), укрепляемые болтом к рельсу. Отдельные паровозы одного поперечного ряда скреплялись тросами с винтовыми стяжками, крайние притягивались к специальным проушинам, приклепанным к бортам. Вместе с башмачками и ребордами колес указанная система стяжек скрепляла паровоз намертво с корпусом корабля. Чтобы натяжение стяжек не передавалось на рессоры, они замертвлялись стальными прокладками толщиной 5 *см* между рамой и буксовой коробкой. Прокладки закладывались в то время, когда паровоз был подвешен к крану. Таким образом, надрессорная часть паровоза не имела никакой игры во время качки. По расчету акад. А. Н. Крылова дополнительные инерционные силы, которые могли развиться во время качки при незаклиненных рессорах, составляют до $^2/_3$ веса паровоза.



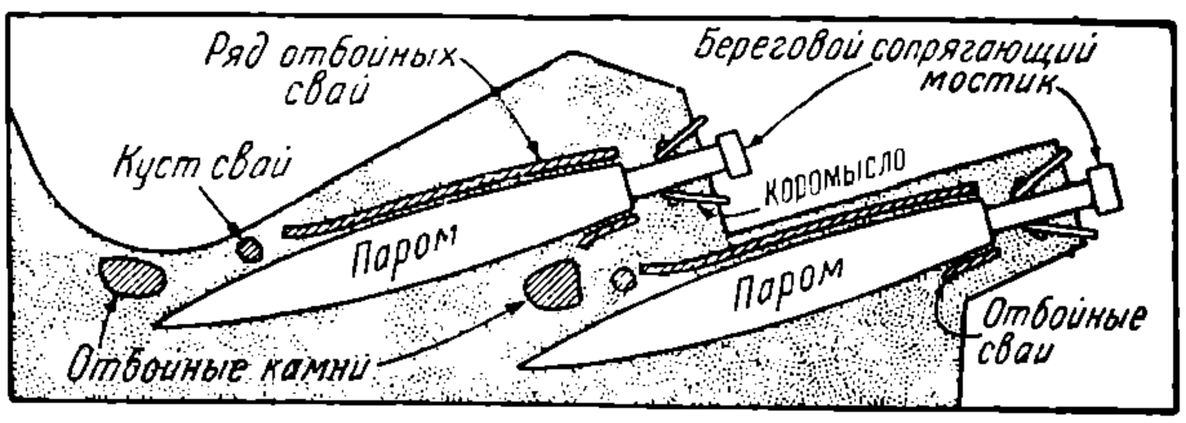
Фиг. 219.

Для установки тендеров на палубе применялись клепаные козлы, расположенные поперек палубы (в виде стола), опиравшиеся на швеллеры, приклепанные вдоль бортов. Козлы несут рельсовый путь, на котором устанавливается тендер. Для закрепления тендеров применялись стропы с винтовыми стяжками, одним концом укрепленные на раме тендера, а другим — на бортовом швеллере.

§ 31. Железнодорожные паромные переправы постоянного типа

Рассматриваемые нами в кратких чертах примеры жел.-дор. паромных переправ расположены в порядке возрастающей сложности устройства для согласования уровня пути на пароме и на берегу. Та или иная конструкция обусловлена в первую очередь величиной расчетной амплитуды колебаний горизонтов воды.

Паромы озера Мичиган (США)[1]. Амплитуда колебаний горизонта воды в озере — около 0,9 *м*. Схема пристани, типичная для всех переправ озера Мичиган, показана на фиг. 220. Длина однопролетного качающегося мостика составляет на разных станциях от 50 до 80′ (от 15 до 24 *м*). На фиг. 221 и 222 дана конструкция корпуса одного из паромов — ледокольного парохода «Вабах». Нижняя часть корпуса (до грузовой палубы) разделена поперечными переборками на восемь отсеков. Двойного дна нет. По бортам имеются цистерны вместимостью по 60 *т* для выпрямления кренов при односторонней нагрузке. Палуба несет четыре рельсовых пути, заканчивающихся стальными упорами, скрепленными с набором. Рельсы приболчены к выгнутым из листовой стали подкладкам различной высоты в зависимости от выпуклости палубы. Сбоку каждого рельса уложен такой же вспомогательный рельс. Между нижней рамой вагонов и этими рельсами в наклонном положении устанавливаются упоры — домкраты, при помощи которых устраняются колебания надрессорной части вагонов, возникающие во время хода судна.



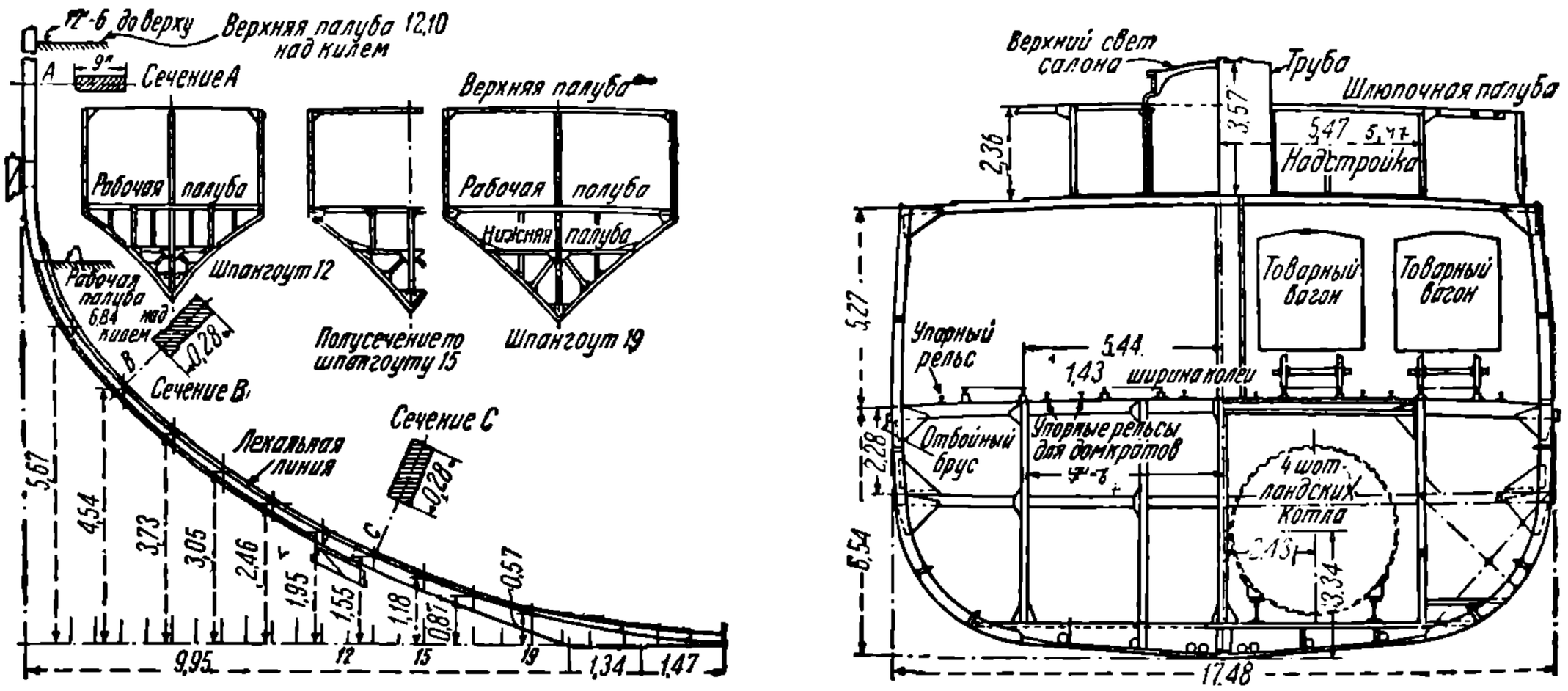
Фиг. 220.

Мостик причала в Ладингтоне (фиг. 223), построенный в 1930 г., имеет длину 80′ (24 *м*). Паром пристает кормой; мостик опирается на корму парома, где имеется специальная ниша. Для соединения служат ригели (щеколды), задвигаемые в особые пазы на судне и на мосту. Другим концом мостик опирается на устой, причем рельсы устоя перепущены на 1′ на мост, где и устроен стык с накладками. Пролетное строение состоит из пяти сплошных клепаных балок, причем продольные связи имеются только в пло-

[1] Tratman, American Sea Going Train Ferry Steamers, «The Engineer», 8 April, 1932.

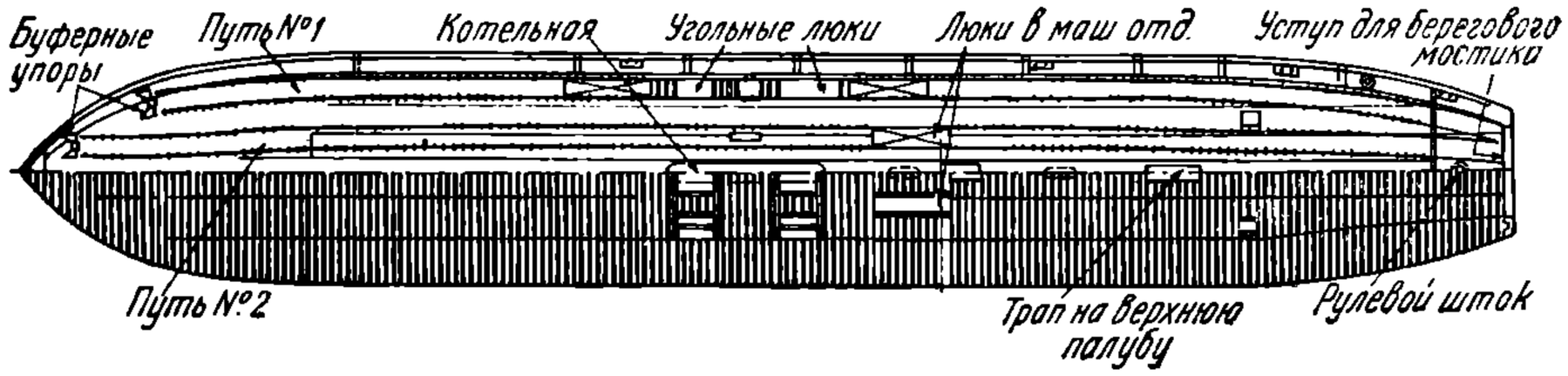
НТБ ДИУЖТ

скости верхнего пояса (для облегчения некоторого перекашивания при качаниях парома). Неподвижные шарниры на устое образованы цапфами (шипами) лежащими в опорных балансирах. На фиг. 192 показано закрепление берегового конца мостика при помощи тяжей и анкеров. К крайним балкам прикреплены тротуары.

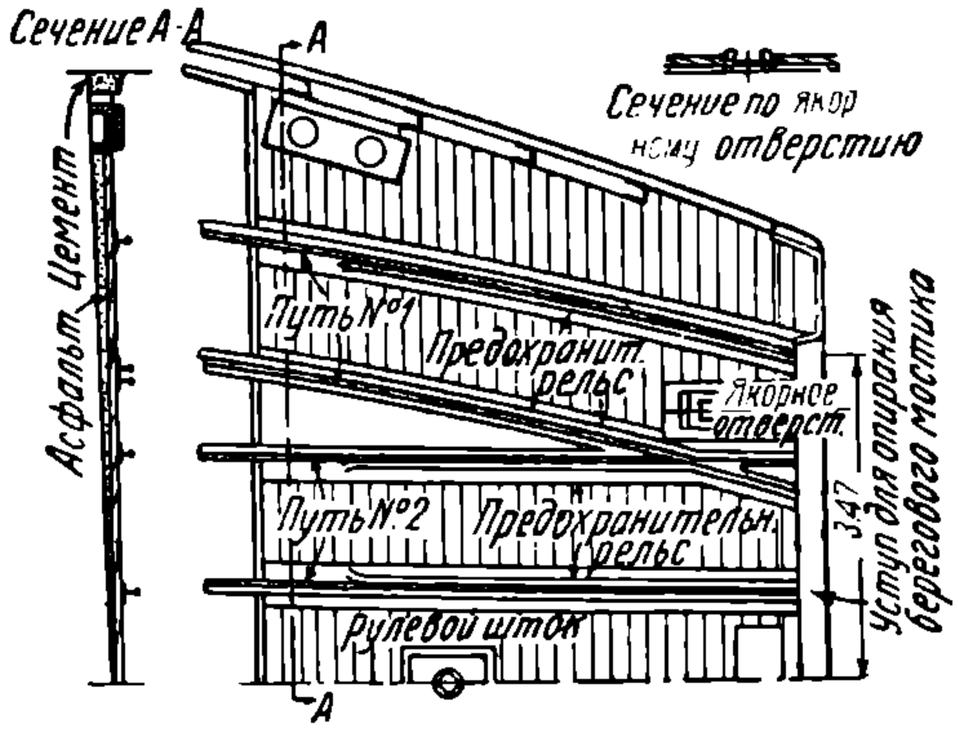


Фиг. 221.

Все пять балок соединены между собой поперечной подъемной балкой такой же высоты, как и продольные, т. е. 6′ (1,8 *м*). Поперечная балка подвешена к двум наклоненным к оси моста (в плане) коромыслам, к длинному концу которых подвешен противовес. Опорами коромысел служат подшипники, помещенные на верху двух башен высотой



6,7 *м*. Длина коромысла 54′ (16,2 *м*). Сечение балки - коромысла двустенчатое, высотой 4′ (1,2 *м*). Подъемная поперечная балка имеет на концах отливки с шипами $d = 9''$ (230 *мм*), которые захватываются проушинами подъемных тяг. Мост поднимается при помощи пары трехтонных электролебедок, помещенных на противовесах. На случай обрыва тяг под консоль моста забит ряд свай, перекрытых насадкой (ниже нормального положения низа фермы). Ограждающие свайные стенки при подходе к мосту имеют длину 260′ (78 *м*). Ряды свай обшиты горизонтальными брусьями, поверх которых поставлены еще вертикальные брусья с металлическими полосами через три бруса. Аналогичная система причалов применена и на многих других пристанях[1].



Фиг. 222.

Описанная конструкция с отнесенными в сторону башнями и косым расположением коромысла оказывается неприемлемой при недостатке места, например когда рядом

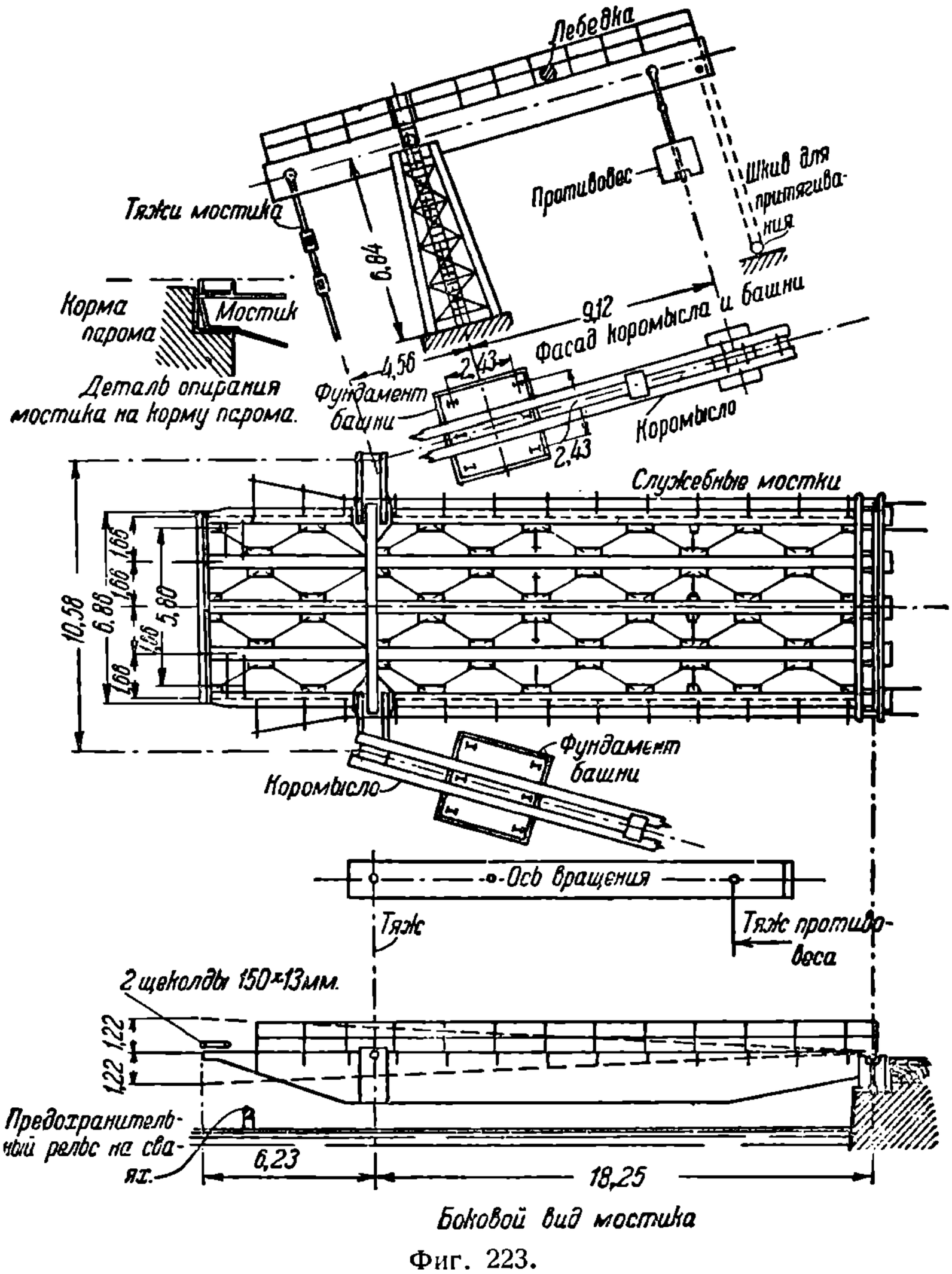
[1] «Engineering News Record», T. 98, 1927/I, p. 807.

НТБ ДНУЖТ

необходимо поместить несколько причалов. В этом случае для уменьшения противовеса применяется канатная передача (полиспаст). На фиг. 224 показан вид на группу причалов со стороны парома в Джерсей-Сити (озеро Эри).

Переправа через пролив Штральзунд между островом Рюген и материком (Германия)[1] принадлежит к числу старых и интенсивно работающих переправ. В 1926 г. причалы были реконструированы в связи со значительным увеличением размеров судов. Конструкция нового берегового моста показана на фиг. 225.

Мост рассчитан на амплитуду колебаний горизонтов воды 2,45 *м*; при этом амплитуда колебаний внешнего конца моста принята с учетом разности осадок в порожнем



Боковой вид мостика

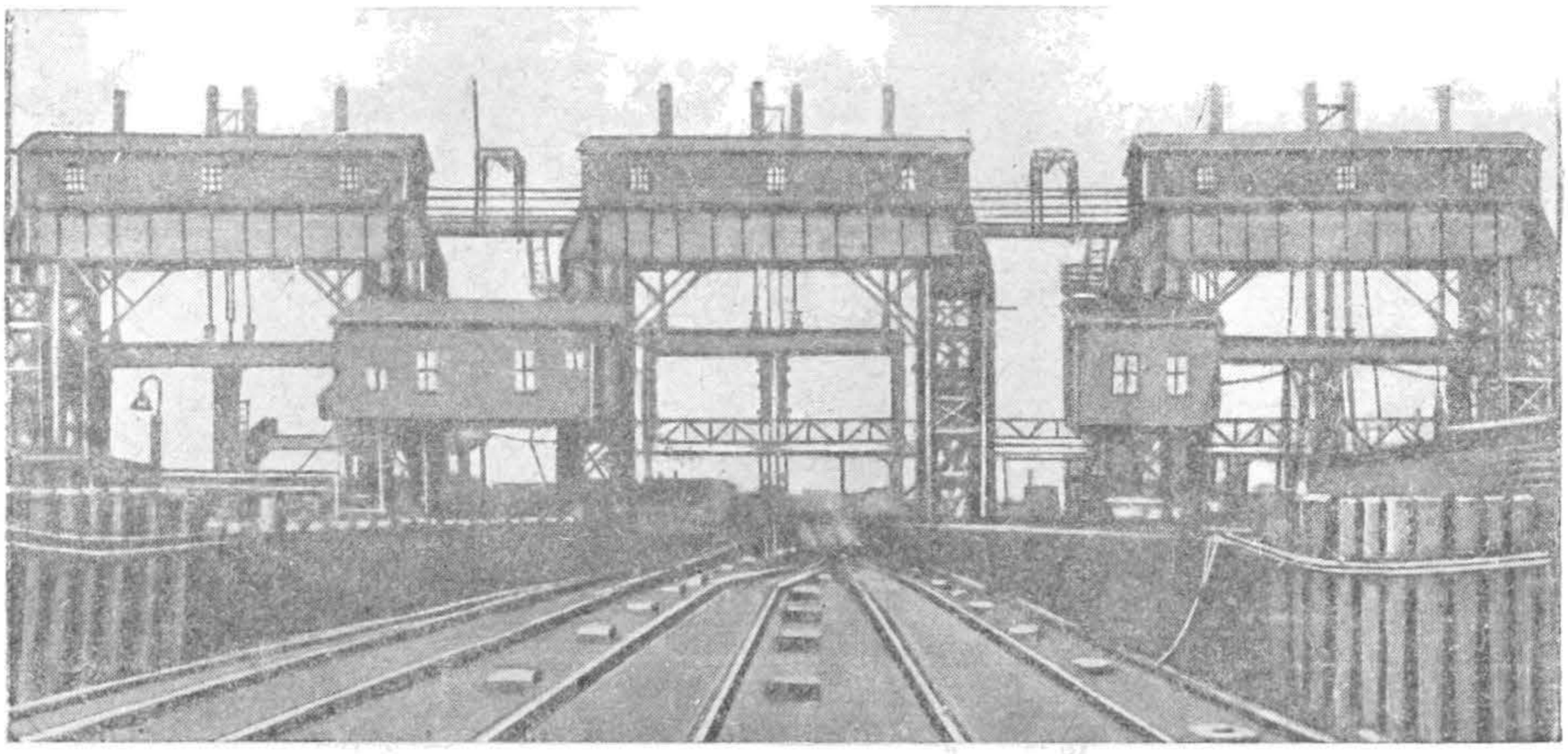
Фиг. 223.

и груженом состоянии (в 1,1 *м*) 3,55 *м*. Полная амплитуда вертикальных перемещений средней опоры моста составляет 1,45 *м*. Максимальный допускаемый уклон моста 1 41 для автогужевого транспорта и 1 20,5 — для паровозов. Верхнее строение пути (головка рельса) на неподвижной опоре поднято на 0,76 *м* над горизонтом высоких вод. Мост состоит из двух пролетов по 25,0 *м*. Расстояние между осями ферм 5,0 *м*. Средний шарнир, служащий опорой одновременно обоим пролетным строениям, подвешен на железных полосах, снабженных вверху роликами для несущих тросов. Последние укреплены одними концами на ригеле портала, а на

[1] «Bauingenieur», 1926, статья Köhler.

НТБ ДНУЖТ

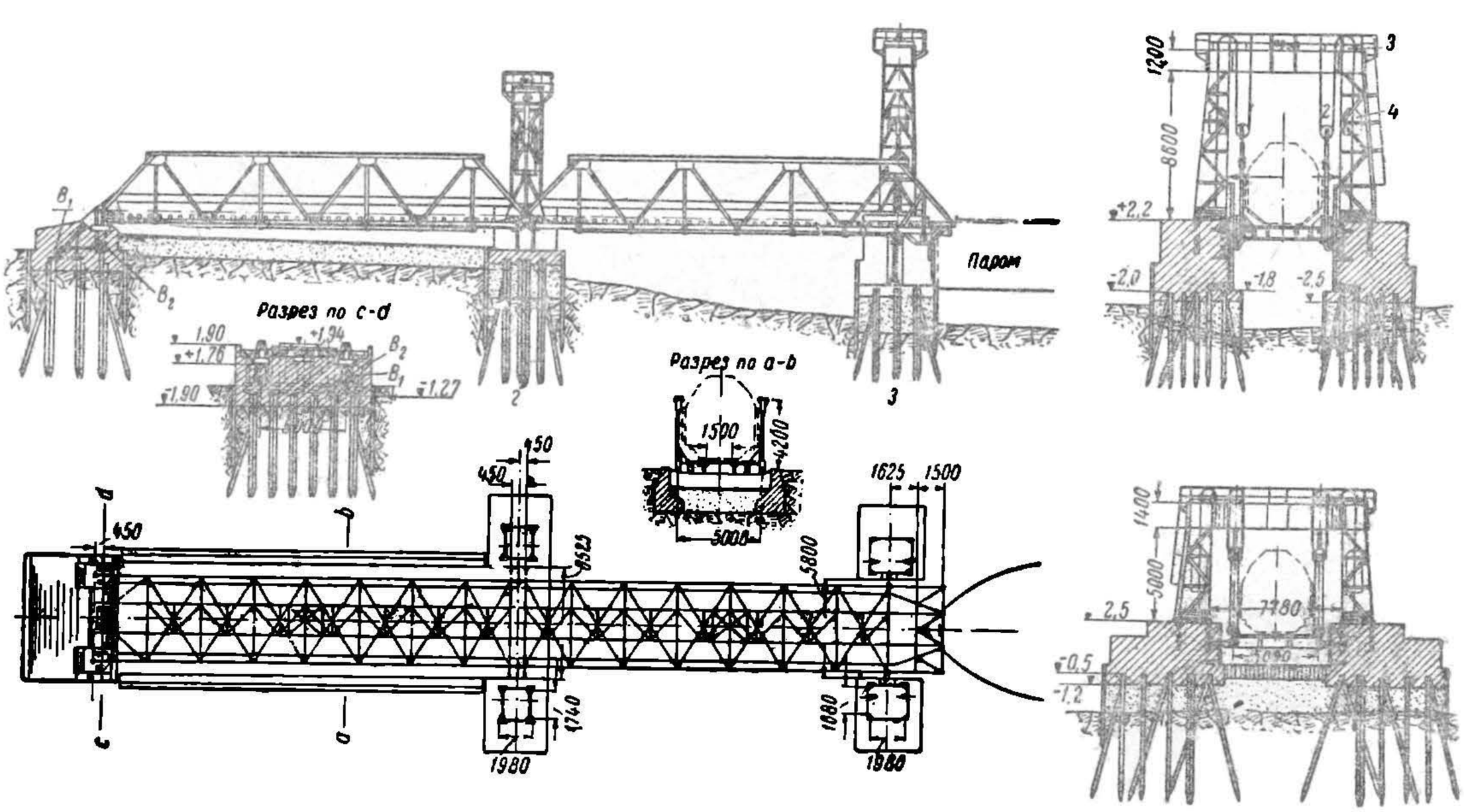
свободных концах имеют противовесы. Средний портал изображен на фиг. 225, справа вверху, а крайний портал справа внизу. Здесь фермы подвешены за верхние узлы, к которым непосредственно прикреплены ролики. Противовесы на внешнем портале остав-



Фиг. 224.

ляют неуравновешенными 3 *т*. Этот избыток, а также временная нагрузка ложатся при опускании конца пролетного строения целиком на борт судна или парома, стоящего под погрузкой.

Возможный удар судна при причаливании передается специальной горизонтальной фермой на устой (через восемь буферов). Ход пружин буферов составляет 60 *мм*,



Фиг. 225.

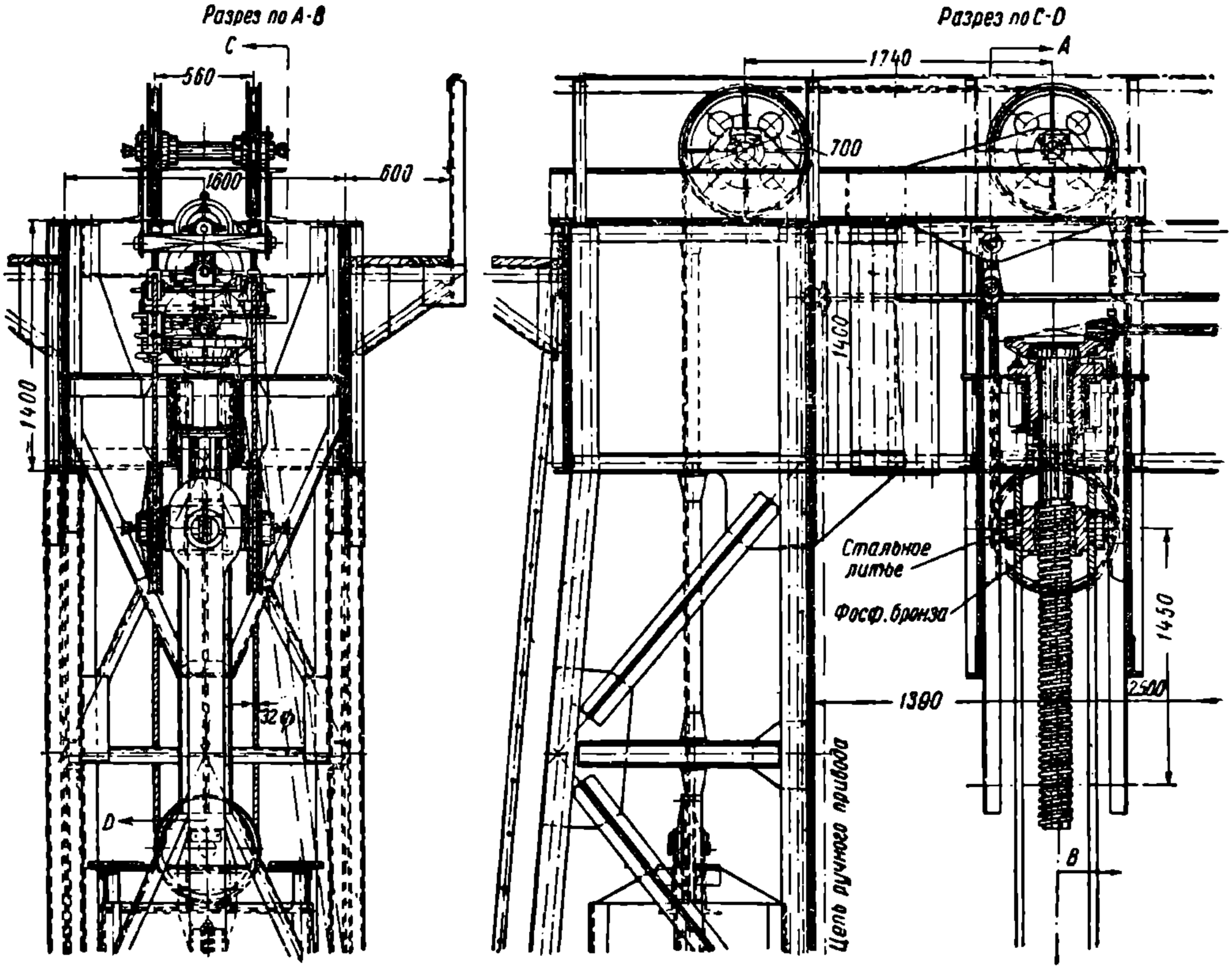
поэтому береговая опора устроена продольно подвижной, а рельсы имеют уравнительный прибор. Горизонтальные силы, перпендикулярные оси моста, воспринимаются береговой опорой (центральной) и бычками порталов (через направляющие ролики).

Пролетное строение было рассчитано по нормам жел.-дор. мостов, но ввиду малых скоростей движения динамические прибавки были уменьшены на 20 — 50%. Основными расчетными случаями были собственный вес плюс временная нагрузка и собственный вес плюс навал судна.

НТБ ДНУЖТ

Приспособление для подъема и опускания в каждом портале действуют независимо друг от друга. Помещаются они на ригелях порталов, причем защищены от атмосферных воздействий кожухами из железных листов толщиной 3 *мм*. Для осмотра механизмов в кожухах имеются окна.

Подъемные приспособления приводятся в действие либо при помощи электромотора, либо вручную (через цепь Галля). На фиг. 226 показаны подъемные устройства на среднем портале. Противовесы ходят внутри решетчатых стоек портала. Подвешен каждый из них посредством ролика (уравновешивающего натяжения в обоих канатах). Оба каната проходят параллельно друг другу через ролики и прикрепляются к ригелю. Ролики поддерживают их общую стальную литую ось, несущую на себе (вместе с другой такой же осью, расположенной симметрично) всю нагрузку, приходящуюся от пролетных строений моста на среднюю опору. Нагрузка передается через тяжи, надетые своими верхними проушинами на оси. Избыток веса моста, не

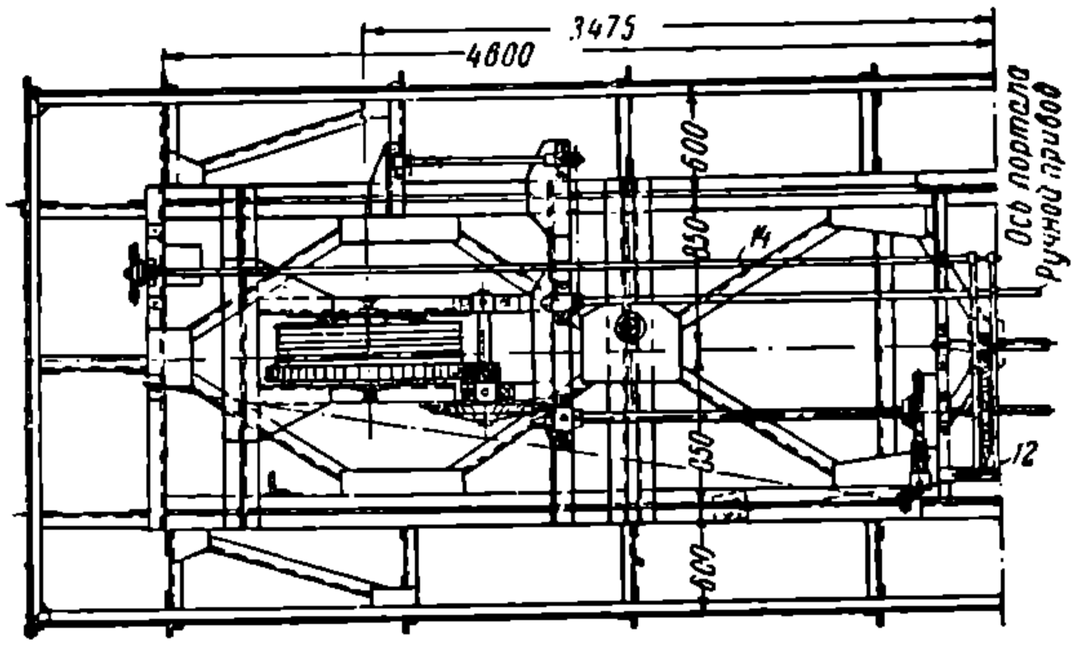


Фиг. 226.

уравновешиваемый противовесом, воспринимается винтовым устройством, служащим непосредственно для подъема и опускания моста. Вертикальный винт, лишенный возможности собственного поступательного перемещения, проходит сквозь ось и при вращении может изменять ее положение по вертикали, а следовательно, и положение подвешенного к ней на жестких тяжах шарнира моста. Вращательное движение подъемному винту сообщается конической зубчатой передачей; горизонтальная шестерня этой передачи наглухо надета на голову винта, другая шестерня находится на конце горизонтального вала, соединенного с системой передач от расположенного в середине портала мотора либо от вала ручного привода. Ось при своих перемещениях вверх и вниз ходит в пазах между двумя уголками, жестко соединенными с решеткой стоек. Поэтому ни тяжи, ни подъемный винт не испытывают иных усилий, кроме чистого растяжения. Головка подъемного винта опирается на прикрепленную к ригелю портала стальную отливку, причем последняя, кроме функций опоры винта, исполняет также роль его подшипника во время вращения. Максимальная расчетная нагрузка для одного винта в предположении внезапного

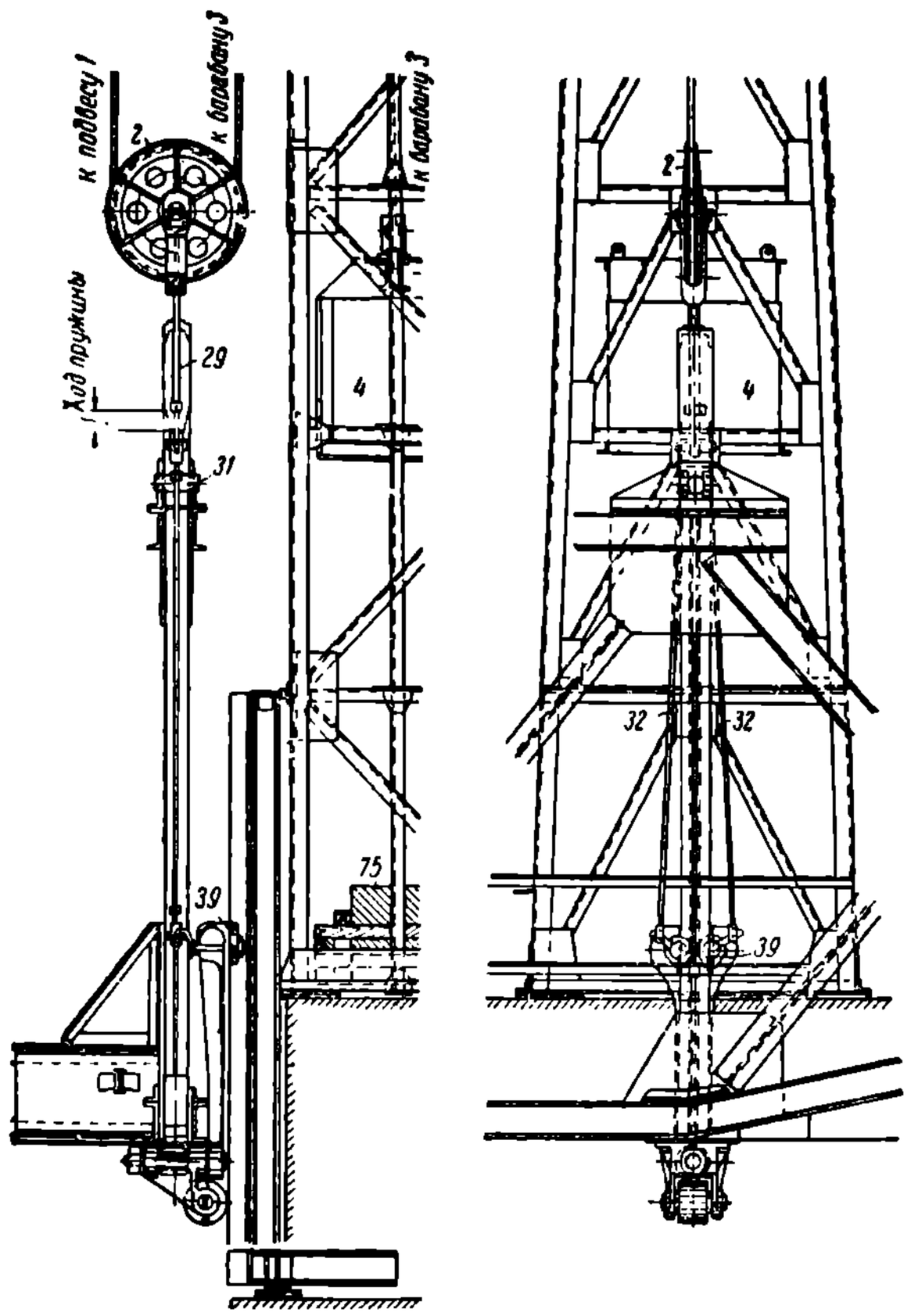
НТБ ДНУЖТ

обрыва тросов противовесов во время движения временной нагрузки на мосту составляет 220 *m*; при таких условиях вращение винта не предполагается. Расчетная нагрузка винта при подъеме 3 *m*. Небольшая величина нагрузки позволила применить в качестве опорной поверхности под закраинами головки винта плоскую бронзовую шайбу. Тормозного устройства винт не требует, так как мост вполне удерживается на нем силой трения, достаточной для самоторможения.



Фиг. 227.

Крайний портал несколько отличается от описанного среднего портала по конструкции. Здесь нет подъемного винта, и трос, укрепленный на ригеле портала в точке *1* (фиг. 227 и 228), обертывающий несущий блок *2* и далее барабан *3*, является одновременно подъемным и несущим. Поэтому на случай обрыва троса предусмотрено автоматически действующее захватывающее приспособление (см. далее). Обойдя барабан *3* полутора обхватами, трос принимает на себя противовес *4*. Точно так же, как и в среднем портале, ход противовеса вдвое больше хода конца моста; он составляет 7,10 *м*. Соответственно противовесом уравновешивается часть веса моста, равная двойному весу противовеса. Общий избыток веса моста над противовесами составляет также около 3 *m*. Для подъема моста барабаны *3* приводятся во вращение лебедками посредством зубчатых колес, имеющихся на барабанах. Опускание происходит за счет действия неуравновешенной части моста. Для того чтобы при погрузке конец моста мог следовать за осадками парома, предусмотрено следующее устройство. В системе передачи в одном месте, а именно между валом *55* и шестерней *12*, допущена раздельность. Шестерня *12*, приводимая в движение электромотором или вручную, передает свое усилие валу *55* (для дальнейшей передачи его через систему шестерен барабану *3*) через фрикционные, передвигающиеся в продольном направлении диски. Эти диски, поверхности трения которых покрыты ферродоасбестом, полностью обеспечивают передачу нормальной нагрузки. Фрикционные диски прижаты двумя парами железных полос *16*, управляемых валом *14* с правой и левой резьбой. Вал *14* находится в механической связи с контрольным валом; при включении последнего фрикционные диски зажаты, и наоборот, при выключении вал *55* и шестерня *12* могут свободно вращаться независимо друг от друга. На валу *55* имеется также тормоз *23*, автоматически регулирующий скорость опускания моста в пределах 90 *мм/сек*.

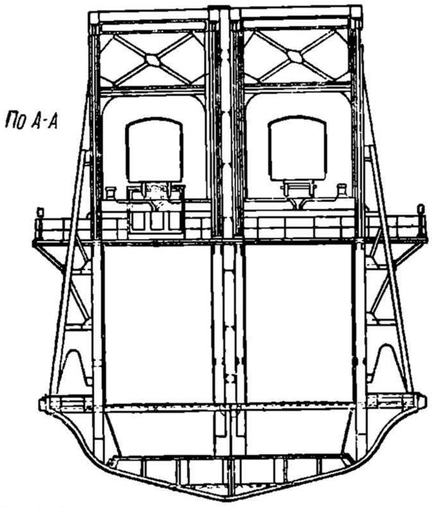


Фиг. 228.

Захватывающее приспособление на случай обрыва несущего троса сконструировано следующим образом. К тросу между блоком *2* и несущим шипом (цапфой) узла

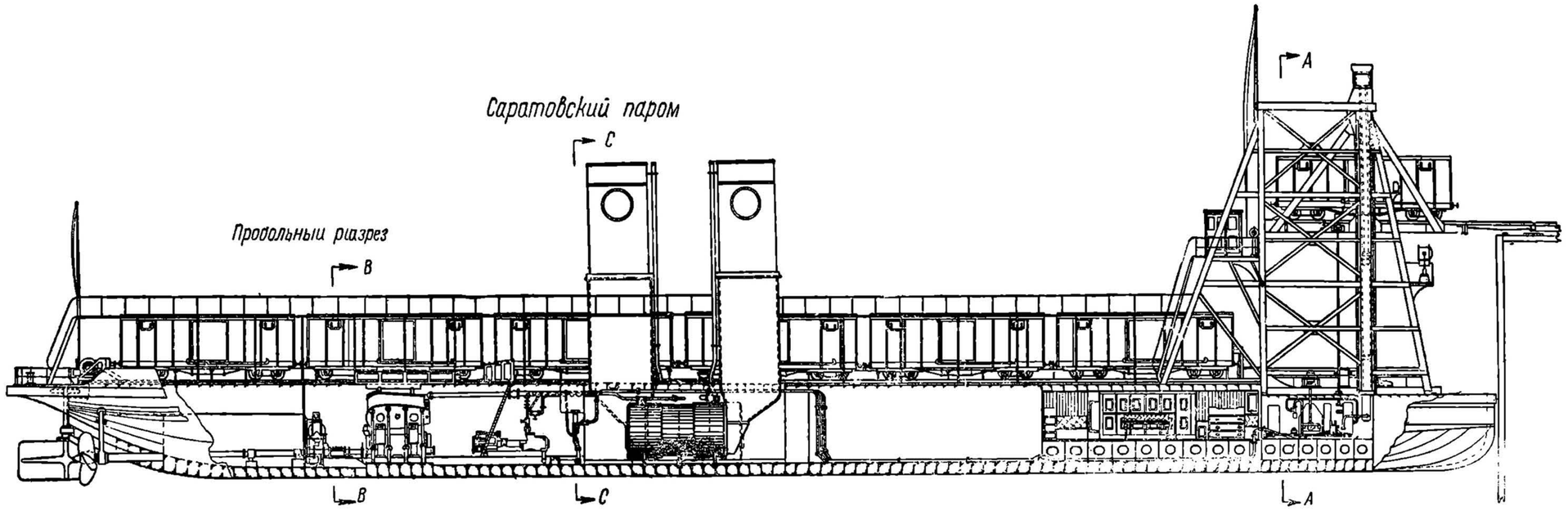
НТБ ДНУЖТ

По А-А

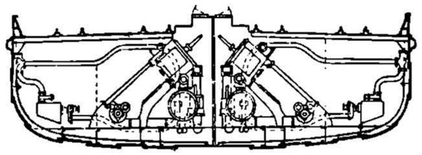


Саратовский паром

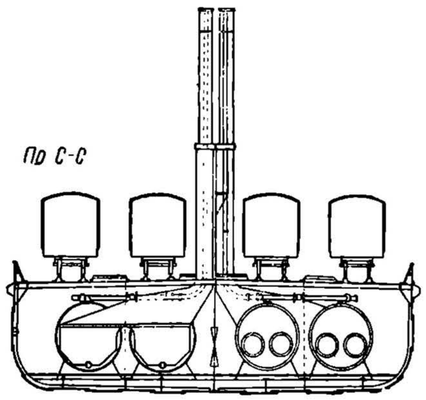
Продольный разрез



По В-В

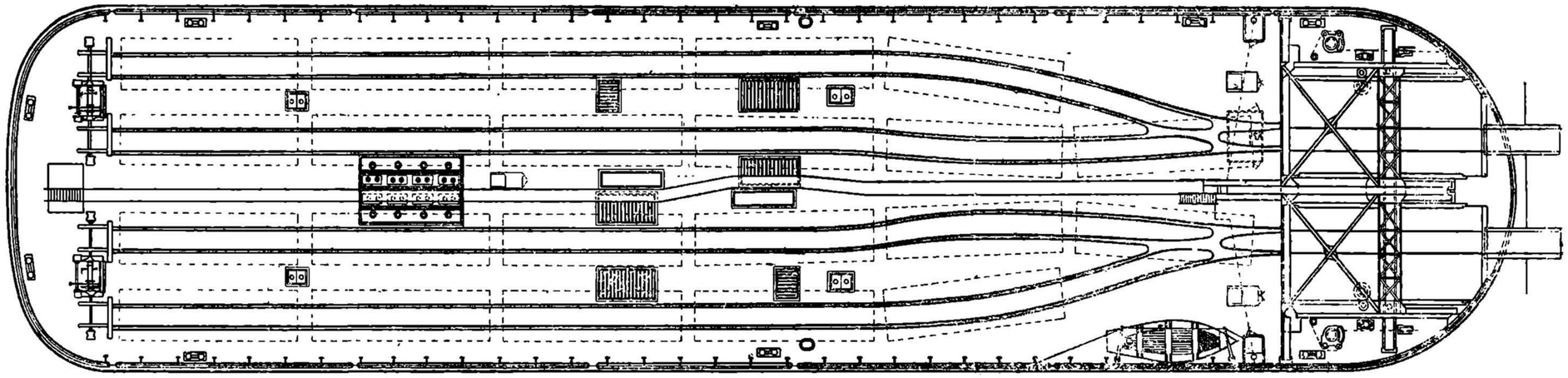


По С-С

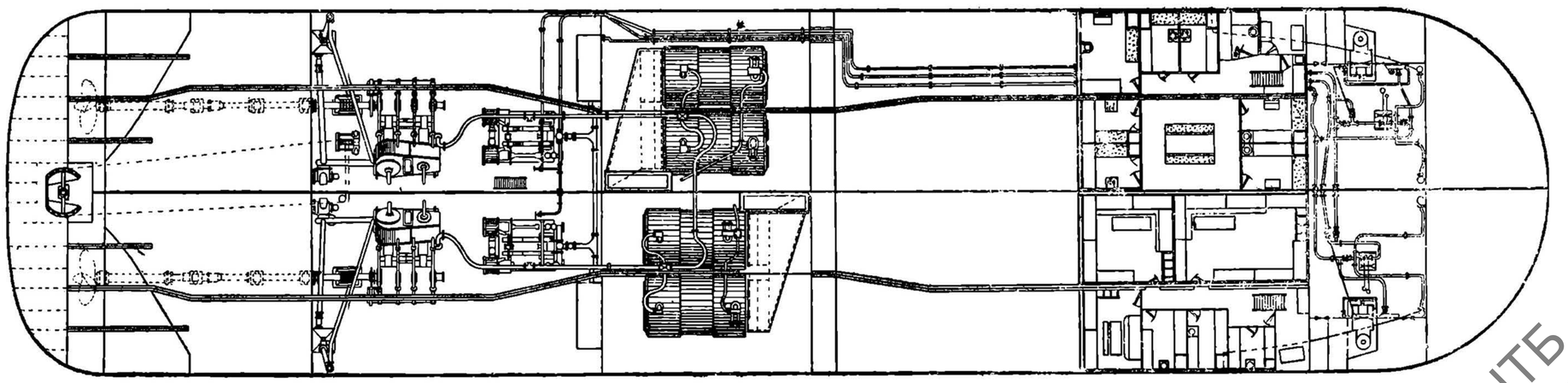


Поперечные разрезы

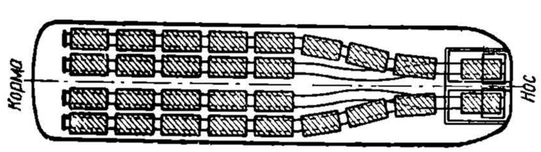
План палубы



План машинного отделения



Расположение вагонов



НТБ ДНУЖТ

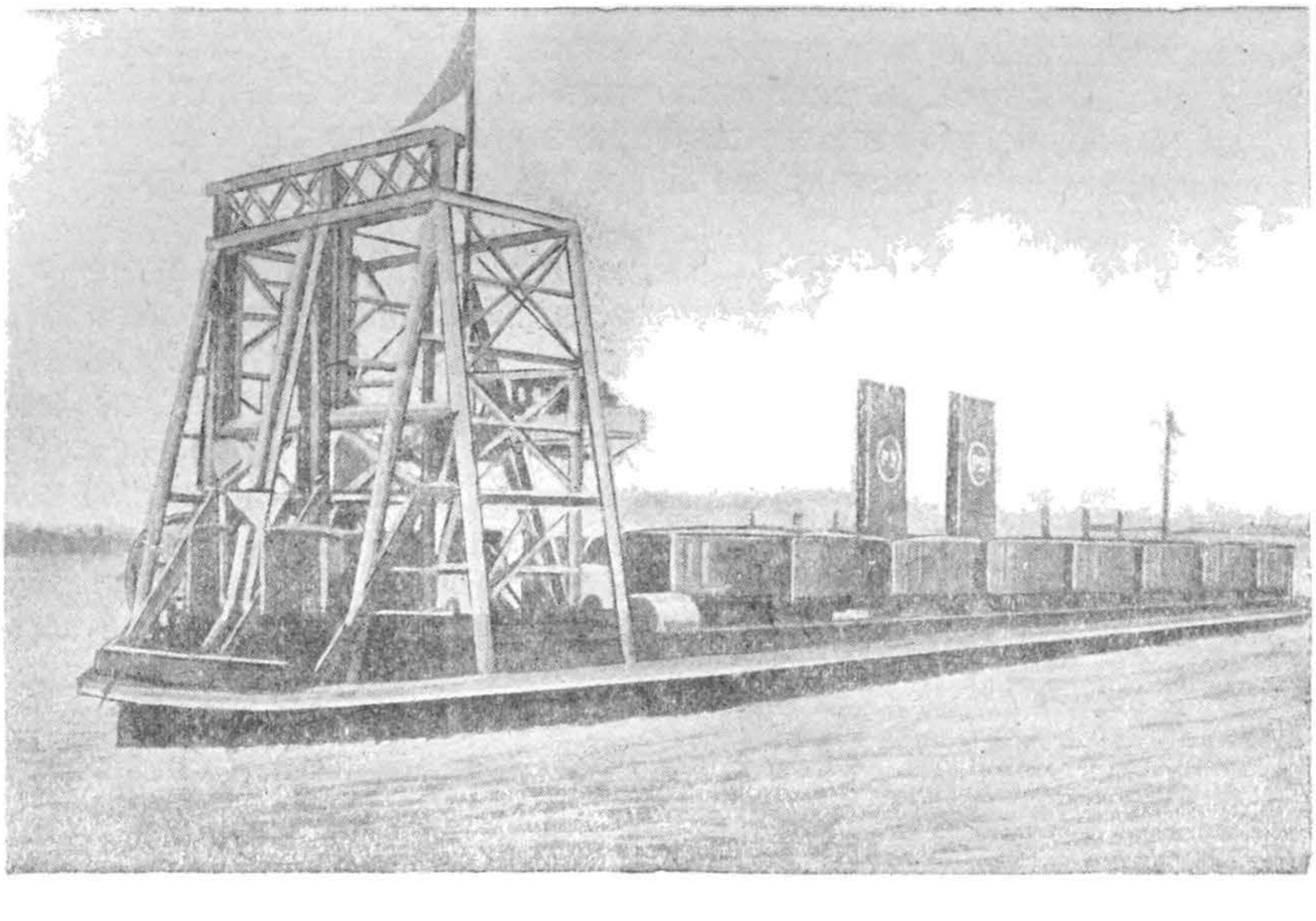
Зак. 1583.

Фиг. 230

верхнего пояса *3* вставляется пружина, которая при обрыве троса вызывает движение эксцентриков *39*, захватывающих шины *42*. Мощная отливка *37* захватного устройства прикреплена внизу к нижнему поясу фермы (*56* и *38*). Во избежание повреждения фундаментов при обрыве троса уложены деревянные подушки *75*.

Волжские паромные переправы[1]. Саратовская переправа характерна своим паромом с подъемником на судне (фиг. 229).

Максимальная расчетная амплитуда колебания горизонтов воды составляет 14,1 *м*. Подъемное устройство на пароме обслуживает несколько более половины этой высоты. Соответственно этому имеется по две пристани разных уровней на каждом



Фиг. 229.

берегу. Переправа была построена в 1896 г. и работала долгое время. Производительность переправы составляла при одном лишь пароме в среднем 160 вагонов в сутки летом и 100 — 120 вагонов зимой. Переправа состояла из жел.-дор. парома (с 1908 г. из двух и с 1925 г. из трех), пассажирского колесного парохода и буксира-ледокола, исполняющего одновременно функции пассажирского судна; кроме того, имелись следующие вспомогательные суда: а) служебный пароход, б) плавучий склад горючего, в) железный плавучий док с мастерскими и г) землечерпательный снаряд.

Паром «Саратовская переправа» (фиг. 230) — железное самоходное судно водоизмещением 2 000 *т*. Длина его корпуса 76,8 *м*, длина по ватерлинии 74 *м*, ширина 17,0 *м*, высота борта 4,40 *м*, грузовая осадка 2,75 *м*. Двигатели парома — две паровые машины по 700 *ЛС*. Каждая машина обслуживала отдельный винт. Машины питались паром от четырех котлов с поверхностью нагрева 5 400 кв. фут. и рабочим давлением 100 фунтов на 1 кв. фут. Судно имело семь поперечных сплошных водонепроницаемых переборок и одну продольную, что образует 14 взаимно изолированных отсеков. Для усиления продольного крепления помимо переборки поставлены две раскосные продольные фермы. Шпангоуты из уголков $100 \times 75 \times 12$ отстоят друг от друга на 45 *см* в носовой части и на 60 *см* на всем остальном протяжении. Обшивка имеет толщину: верхнего пояса 14 *мм* (в носовой и средней части корпуса) и 12,5 *мм* (у кормы); в «ледовом» поясе 19 *мм*; в остальной части бортовой обшивки и в днище 12 *мм*. Толщина обшивки палубы 10 *мм*.

На палубе парома были уложены четыре пути (уложенные вначале узкоколейные

---

[1] И. Е. Ададуров, Паровой паром для переправы поездов через Волгу на Рязано-Уральской ж. д., «Железнодорожное дело» за 1906 г.; Н. А. Виноградов, Непрерывные паромные переправы в применении к железным дорогам, «Железнодорожное дело» за 1912 г., № 1—2 и 7—8.

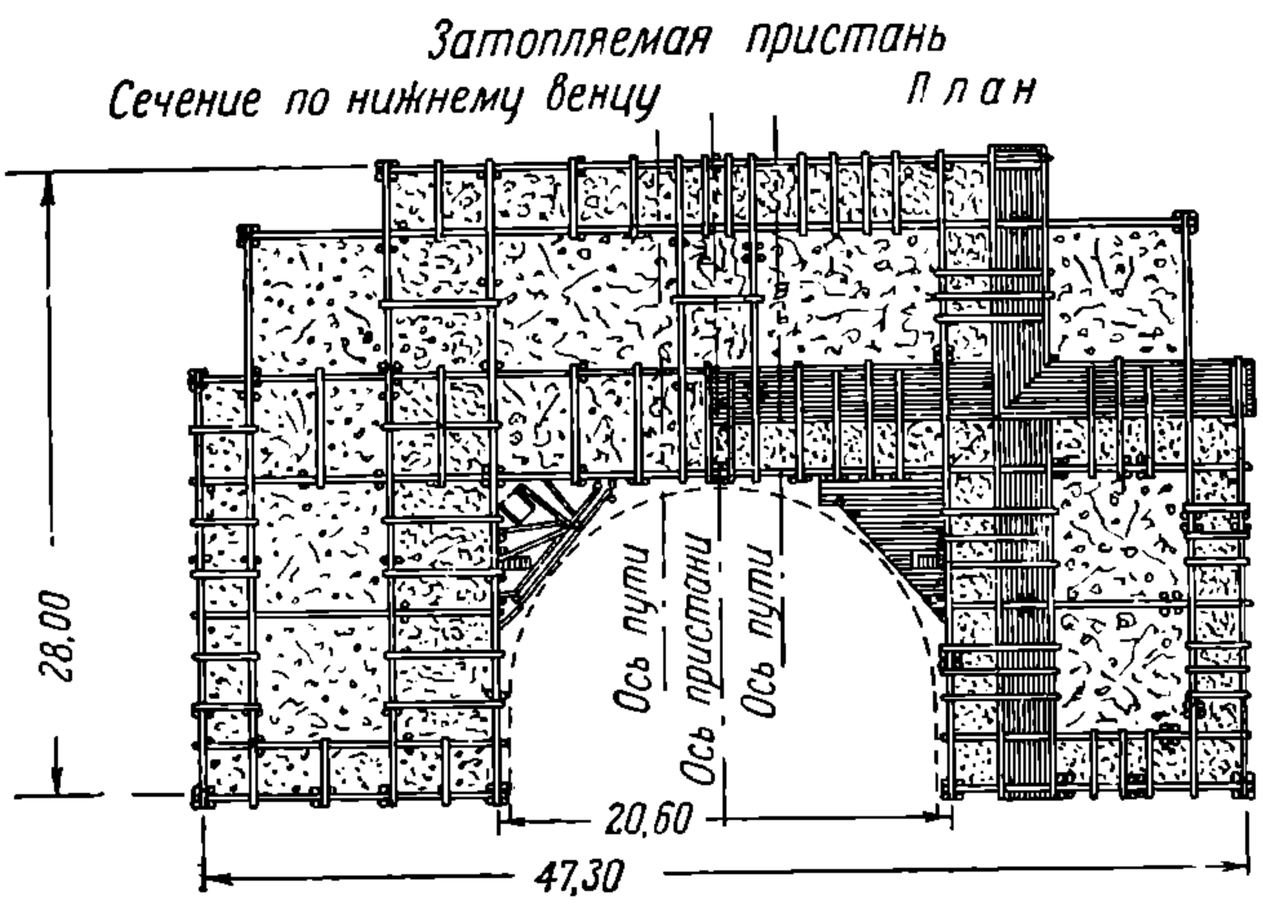
НТБ ДНУЖТ

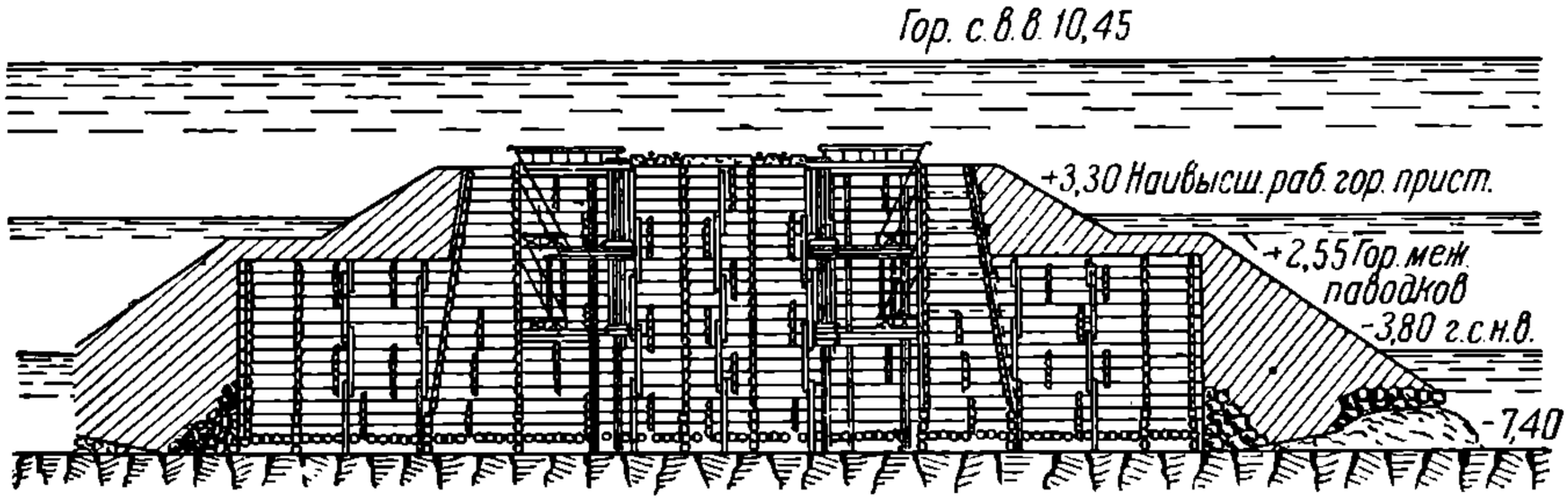
пути были заменены затем нормальными). Общая вместимость парома — 28 товарных вагонов нормального типа. Нос парома закруглен. На нем имелась решетчатая башня с двумя платформами, поднимаемыми гидравлическими подъемниками. Вертикальный ход платформ (высота между наинизшим и наивысшим положением платформы) 7,5 *м*. Поднятие платформы осуществлялось при помощи двух насосов, помещенных в общем машинном отделении с давлением на поршень в 60 *ат*. Вес поднимаемой платформы составлял брутто 20 *т*. Время подъема — не более 1 мин. Жидкостью в подъемниках является вода; от замерзания зимой она предохраняется локальным прогревом стенок пресса. Второй паром, курсировавший на той же переправе («Переправа вторая»), построенный в 1908 г., устройством корпуса мало отличается от первого. Значительно бóльшая мощность его подъемника (подъемная сила каждой платформы 45 *т*) вызвала лишь соответственное повышение мощности машинных устройств и некоторое увеличение размеров корпуса. «Переправа вторая» имела также пассажирские отделения. Третий паром («Сталин») той же переправы был построен в 1925 г. Размеры его почти не отличаются от размеров парома «Переправа вторая», мощность машины значительно больше (2 200 *ЛС*).

Ледокол («Саратовский ледокол») — также паровое винтовое судно с железным корпусом и той же мощностью машин, что и у парома. Водоизмещение его вдвое меньше по сравнению с паромом, форма корпуса килевая, и нос заострен. Длина корпуса 46 *м*, ширина 7,3 *м*, высота борта 5 *м*, осадка 3,8 *м*. Шпангоуты на носу того же сечения, что и у парома, но величина шпации меньше, именно 38 *см*. В остальной части корпуса толщина полок шпангоутов уменьшена до 10 *мм* при шпации 45 *см*. Толщина листовой обшивки: а) в верхнем поясе борта 13 *мм*, б) в «ледовом» поясе — 25 *мм* (у носа), 19 *мм* (в средней части) и 16 *мм* (у кормы) и в) в нижнем поясе 13 *мм*. Назначение ледокола — буксировать паром в период ледостава. Кроме того, ледокол имеет на себе пассажирские помещения; во время буксировки машины парома также работают.

Длина переправы около 3 *км*. Время перехода 15 — 20 мин. Продолжительность всей переправы туда и обратно со всеми операциями погрузки и выгрузки: зимой $5^1/_2$ час., летом 4 ч. 10 м.

Пристани были устроены двух родов: затопляемые (фиг. 231) и незатопляемые. Ряжевые, срубленные из пластин в виде устоев, они конструктивно мало отличаются друг от друга. Не-





Фиг. 231.

затопляемые пристани имеют в плане вид буквы Г, затопляемые — буквы П. Форма причала в обоих случаях была подогнана к форме обвода парома в плане. Обе затопляемые пристани укреплены вокруг устоев тюфяками, незатопляемые — земляными

НТБ ДНУЖТ

Таблица 36

Название судна	Район плавания	Водоизмещение в *т*	Грузоподъемность в *т*		Главные размеры в *м*				Мощность главных механизмов в *ЛС* (инд.)	Скорость в узлах	Год постройки	Примечание
			общая	количество вагонов	*L*	*B*	*H*	*T*				
«Солано»	Пролив Коркинец у Сан-Франциско	—	—	48	123,7	35,4	—	3,23	2 200	14	1870	
«Саратовская переправа»	Волга у Саратова	2000	540	28	76,8	17,0	4,40	2,75	1 400	—	1894	
«Байкал»	Озеро Байкал	4200	—	27	88,2	17,4	—	6,10	3 750	12	1899	150 пассажиров
«Пер Маркет № 17»	Озеро Мичиган	—	—	—	106,7	17,1	—	5,00	3 500	14	1901	
«Переправа вторая»	Волга у Саратова	—	520	28	82,0	16,9	4,20	2,88	1 600	—	1908	
«Прейссен»	Засниц—Траллеборг	4200	—	18	113,8	16,3	—	4,90	5 400	16,5	1909	
«Копенгаген»	Копенгаген—Мальме	—	—	18	86,0	18,0	—	—	1 600	14,5	—	
Паромы военного ведомства Англии	Англия—континент	—	—	—	107,0	17,9	—	1,45	—	—	1914	
«Пер Маркет № 21»	Озеро Мичиган	—	—	26	110,0	17,1	6,55	4,87	2800	13,0	1924	
«Анн Арбор № 7»	» »	—	2 600	26	109,7	17,1	6,55	—	2800	13,0	1924	
«Мессина»	Мессинский пролив	2200	530	30	94,3	15,4	4,70	3,00	—	12,0	1924	
«Шохо Мару»	» »	3 461	575	25	109,7	15,8	6,71	4,57	5 730	17,0	1924	Около 900 пассажиров
Паромы Северного моря	Норвич—Зеебрюгге	—	650	54	106,6	17,6	—	2,90	—	12	—	
«Сталин»	Волга у Саратова	—	900	30	83,8	17,2	4,40	2,85	2 200	—	1925	
«Долорес де Урквиза»	Река Парана	2 218	—	—	108,3	18,2	6,07	3,65	1 800	12,5	1926	
«Георг Волькер»	—	—	1 200	23	105,5	17,1	3,35	1,83	1 200	12,0	1926	
«Корсар»	Зееланд — Фюнен	—	500	—	96,0	17,7	—	4,00	4000	15,5	1926	
«Шверин»	—	3 725	800	—	106,0	16,0	6,95	4,00	4500	15,5	1926	1 500 пассажиров
«Вабах»	Озеро Мичиган	—	—	—	115,8	17,5	6,55	4,57	2 750	11,7	1927	500 пассажиров
«Ситрайн»	Новый Орлеан—Куба—Гаванна	12 070	5 185	95	130,3	18,9	11,5	6,26	3 000	11	1928	

НТБ ДНУЖТ

отсыпями с камнем в клетках. В углах устоев имеются лестницы для пешеходного сообщения между паромом и верхом устоя. Перед устоями на причальной линии имеются отбойные свайные кусты. Непосредственно к устоям сзади примыкают земляные жел.-дор. насыпи. Назначение незатопляемых пристаней — обслуживать период половодья. Затопляемые пристани находятся на значительно более близком расстоянии одна от другой и предназначены для эксплуатации на протяжении большей части года, соответствующей меженнему стоянию горизонта воды. Пристань ледокола — обычный пловучий дебаркадер.

Погрузка вагонов на паром совершается следующим образом. Паром прочно ошвартовывается у причала, после чего подъемники приводятся в действие. Платформы, поднимаясь, захватывают концы мостиков, шарнирно закрепленных на верху устоя. По установке платформ на уровне устоев вагоны, подготовленные на путях насыпи к погрузке, подаются при помощи паровоза или парового шпиля через мостики на платформы по одному или по два на каждую. Затем платформы опускаются, и при помощи тех же шпилей вагоны выводятся на палубные пути.

Переправа через Волгу у Горького интересна своим железобетонным паромом. Переправа обслуживает линию Котельнич — Горький — Москва, перебрасывая через Волгу вагоны. Время постройки переправы — 1926 и 1927 гг. Железобетонный корпус парома имеет ледокольные очертания оконечностей. Расстояние между шпангоутами 0,75 *м*, толщина днища 5 — 8 *см*, борта — 4,5 *см*, арматура днища и бортов двойная — 4,76 *мм*. Состав бетона 1 : 1 : 1,25. Корпус разделен в целях безопасности пятью поперечными и двумя продольными водонепроницаемыми переборками на взаимно изолированные отсеки. Часть отсеков при этом используется в качестве балластных цистерн. Балластом является вода, изменение количества которой в отсеках позволяет регулировать положение парома по высоте. Максимальное изменение осадки, которого можно достигнуть при помощи водяного балласта, составляет 0,9 *м*. Помимо переборок в восприятии изгиба участвуют безраскосные фермы, поясами которых являются кильсоны и карленгсы, а стойками — пиллерсы. Значительную роль в продольном креплении играют стрингеры высотой 0,6 *м*.

Движители парома — два гребных винта, помещенные в особых тоннелях. Винты приводятся в движение двумя нефтяными двухтактными четырехцилиндровыми двигателями мощностью по 275 *ЛС* при числе оборотов в минуту 280. Нормальная скорость хода парома 6,5 узла. Палуба парома деревянная. На палубе имеются три рельсовых пути, на которых одновременно помещается 21 вагон нормального размера. Пропускная способность парома в день — 300 вагонов. Береговые устройства на переправе состоят из шести эстакад в разных уровнях с амплитудой обслуживания 2,33 *мм* каждая (общая амплитуда колебания горизонтов воды 12,65 *м*). Качающийся мостик у каждого причала обслуживает амплитуду 1,1 *м*. В остальной части расчетной амплитуды регулирование по высоте осуществляется на самом пароме путем укладки съемных стеллажей на палубе и балластировки отсеков.

Таблица 37

Данные о статьях нагрузки парома «Ситрайн»
(в тоннах)

Статьи нагрузки	При перевозке	
	вагонов	генерального груза
Вес груза в вагонах	3 120	10 115
Вес вагонов	2 065	
Крепление вагонов	80	
Водяной балласт	1 460	
Топливо (приблизительно на 1½ рейса)	200	230
Питательная вода	75	85
Пресная вода, запасы	70	70
Вес корпуса	4 350	4 350
Вес механической части	700	700
Водоизмещение	12 070	15 550
Отношение полезного груза к водоизмещению	25,9%	65,2%

В заключение заметим, что проектирование большого морского или озерного само-

НТБ ДНУЖТ

Таблица 38

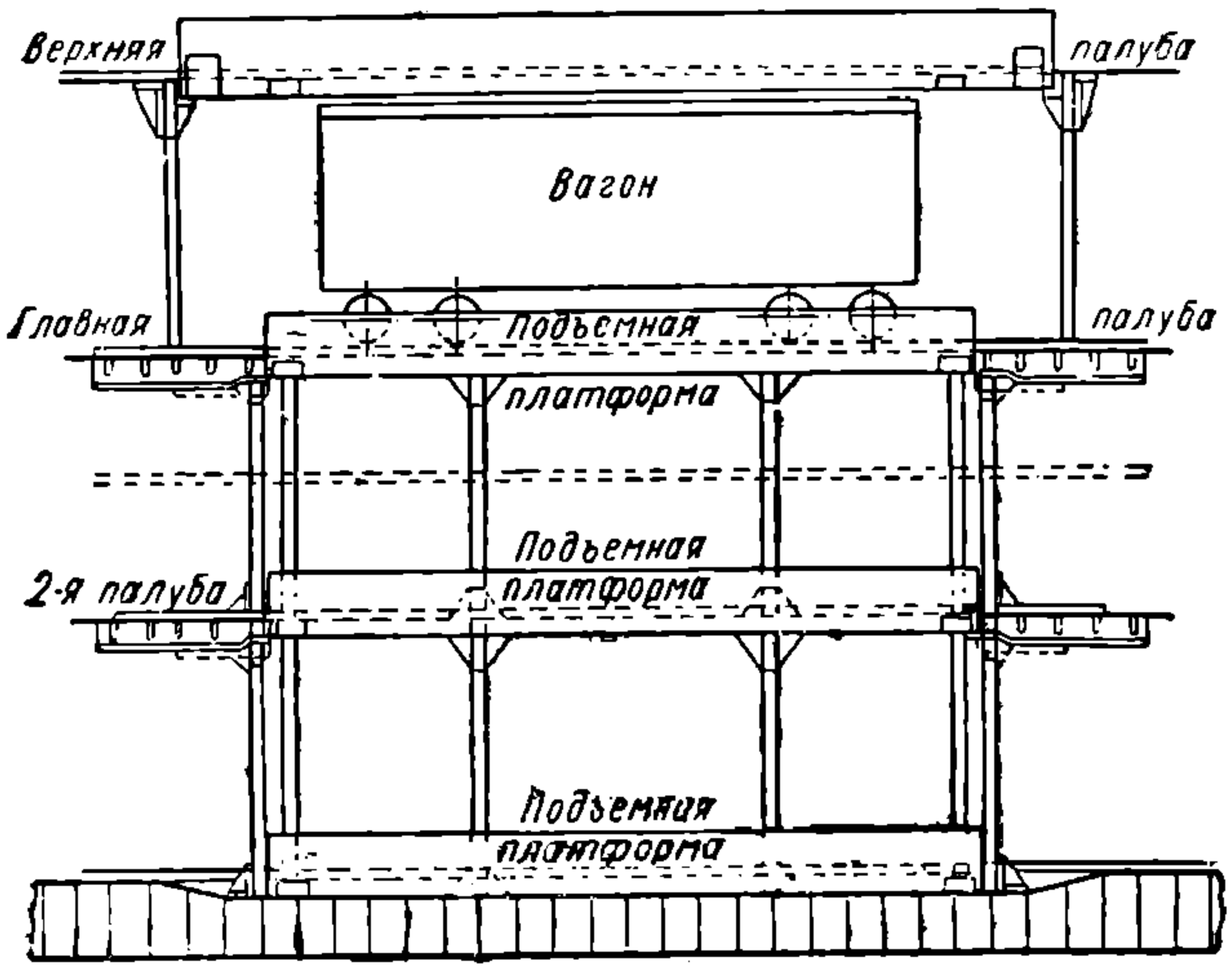
Варианты судов для морских линий СССР

(Скорость 11 узлов)

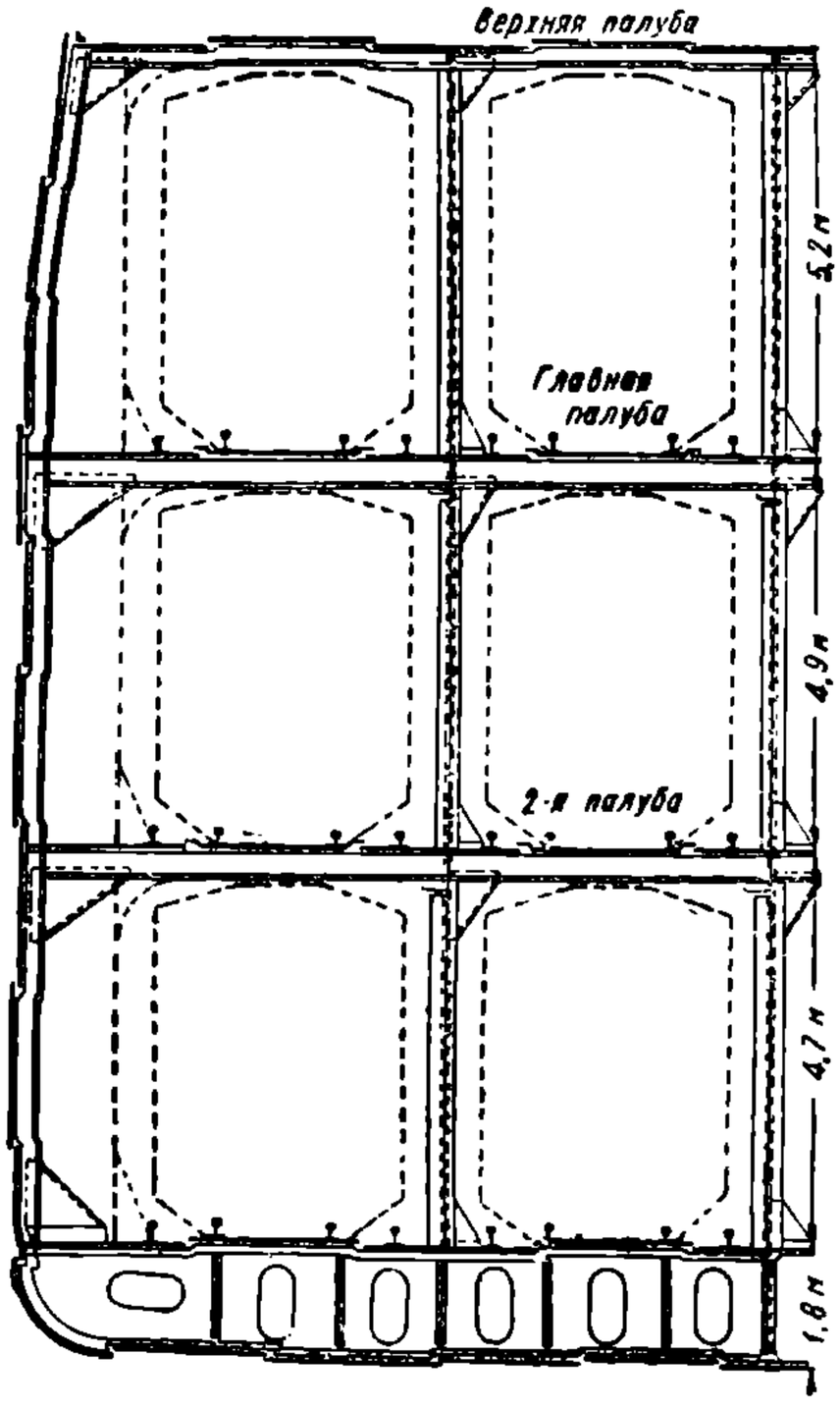
Наименование элементов	30 нормальных вагонов		60 нормальных вагонов		90 нормальных вагонов		20 вагонов тяжелого типа		40 вагонов тяжелого типа		60 вагонов тяжелого типа	
	паром	обычное судно	паром	обычное судно	паром	обычное судно	паром	обычное судно	паром	обычное судно	паром	обычное судно
Число этажей парома .	2	—	3	—	3	—	2	—	2	—	3	—
Число рядов вагонов в этаже .	3	—	3	—	4	—	3	—	4	—	4	—
Чистая грузоподъемность в *т* .	480	480	960	960	1 450	1 450	1 000	1 000	2 000	2 000	3 000	3 000
Вагоны и крепление их в *т* .	210	—	420	—	630	—	440	—	880	—	1 320	—
Корпус, снабжение и пр. в *т* .	850	360	1 845	620	2 500	830	1 520	630	2 440	1 050	4 270	1 380
Вес механизмов в *т* .	250	185	350	230	410	290	330	245	440	325	560	390
Топливо в *т* .	90	65	125	90	140	100	120	85	160	115	200	140
Балласт в *т*	100	—	300	—	400	—	200	—	500	—	800	—
Водоизмещение в *т*	1 980	1 090	4 000	1 900	5 530	2 670	3 610	1 960	6 420	3 490	10 150	4 910
Длина по ГВЛ в *м* .	68,0	—	95,0	—	104	—	80	—	106	—	145	—
Ширина в *м* .	13,8	—	13,9	—	17,5	—	15,0	—	19,7	20	20,0	—
Высота борта в *м*	5,6	—	9,8	—	10,0	—	7,2	—	7,3	—	13,0	—
Осадка в *м* .	3,02	—	4,22	—	4,0	—	4,07	—	4,10	—	4,5	—
Коэфициент полноты .	0,682	—	0,700	—	0,742	—	0,721	—	0,733	—	0,758	—
Мощность главных механизмов в *ЛС*	1 070	790	1 520	1 050	1 790	1 240	1 440	1 060	1 920	1 420	2 420	1 680

НТБ ДНУЖТ

ходного жел.-дор. парома, имеющего иногда несколько этажей грузовых палуб с соответствующими подъемными приспособлениями, представляет собой сложную задачу корабельной архитектуры, которую мы здесь осветить не имеем возможности, отсылая читателя к специальной, главным образом журнальной, литературе[1]. Основные трудности возникают в связи с необходимостью придать судну мореходные качества, а следовательно, и надлежащую метацентрическую высоту при различных нагрузках, что достигается как рациональным выбором генеральных



Фиг. 232.



Фиг. 233.

размеров, так и соответствующим размещением грузов (механизмов и полезного груза — вагонов) и балластных цистерн. Для ориентировки в вопросах, относящихся к размерам судов, грузоподъемности, весу корпуса, мощности механизмов и пр., приводим три таблицы, заимствованные из статьи В. В. Давыдова, цитированной в сноске.

В табл. 36 приведены данные о некоторых отечественных и заграничных жел.-дор. паромах, в табл. 37 — данные о статьях нагрузки крупнейшего жел.-дор. парома «Ситрайн» (фиг. 232 и 233) и, наконец, в табл. 38 весовые и другие результаты эскизной проектировки шести вариантов парома для рейсов по советским морям. Для сравнения по каждому варианту рядом приведены данные об обычном судне того же водоизмещения.

---

[1] П. Ф. Папкович, Доклад Техническому совету Регистра СССР, 1929; В. В. Давыдов, Каспийские паромы, пятый сборник Института судостроения и судоремонта, Транспечать, М. 1930; «Mar. Eng. and Ship. Age», июль 1927, статья «The New Danisch Motor Ferry «Körsar»; Burrill, The Design and Construction of the Rail Car Carriying Steamship «Seatrain», «Shipb. and Ship. Rec.», 16/I, 1930; см. также цитированные выше статьи.

НТБ
ДНУЖТ

ЧАСТЬ II

РАСЧЕТ НАПЛАВНЫХ МОСТОВ

ГЛАВА I

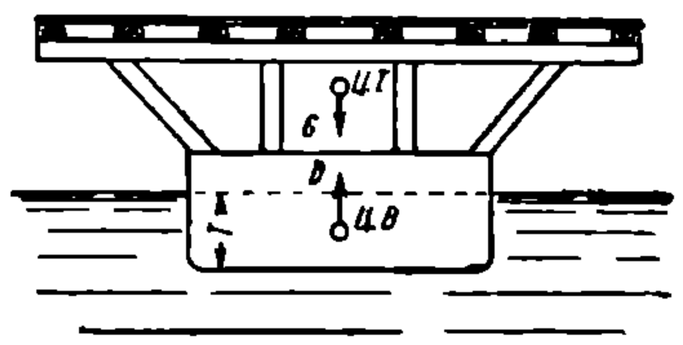
СТАТИКА ПЛАВАЮЩЕЙ БАЛКИ

§ 1. Пловучесть и остойчивость

Пловучесть. Основное свойство твердого тела, плавающего в достаточно глубокой воде, состоит в способности уравновешивать вертикальную нагрузку. Нагрузка уравновешивается давлением воды. Ввиду подвижности воды горизонтальные силы, если они имеются (например, давление ветра), должны быть уравновешены независимо от реакции воды специальными опорами, в частности якорным закреплением.

Равнодействующая G заданных внешних сил (вес сооружения) приложена в центре тяжести системы (ц. т.) и действует по вертикали в направлении сверху вниз (фиг. 234). Давление воды на тело направлено в каждой точке нормально к поверхности его и равно весу столба жидкости высотой, равной глубине погружения данной точки (закон Паскаля).

Равнодействующая D всех элементарных давлений равна весу воды в объеме, вытесняемом телом, приложена в центре тяжести этого объема и направлена вертикально вверх (закон Архимеда). Центр тяжести погруженного объема носит название центра водоизмещения, или центра величины (ц. в.).



Фиг. 234.

Обозначая удельный вес воды через γ и объем, вытесняемый погруженной частью тела, через V, найдем равнодействующую реактивных сил $D = \gamma V$. По условиям равновесия очевидно:

$$G = \gamma V,$$

т. е. вес воды в объеме, вытесняемом погруженной частью тела, равен сумме внешних нагрузок, или весу тела. Для пресной воды $\gamma = 1\ т/м^3$ и нагрузка G, выраженная в тоннах, дает непосредственно водоизмещение в кубических метрах. Для соленой воды $\gamma = 1{,}025\ т/м^3$.

Для равновесия необходимо также, чтобы вертикальные силы G и D были направлены по одной прямой. Следовательно, центр тяжести (ц. т.) и центр водоизмещения (ц. в.) должны находиться на одной вертикали. Эта прямая носит название оси плавания.

Из сказанного ясно, что для обеспечения пловучести судна, понтона или иной пловучей опоры необходимо в достаточной мере развить объем погруженной в воду части судна. Высота бортов должна превышать наибольшую среднюю осадку судна, чтобы иметь известный запас пловучести на случай неравномерной осадки (крена) и волнения.

Зависимости осадки T от нагрузки G или водоизмещения V определяются формой судна. Если судно прямостенное, т. е. имеет призматическую форму (призма

НТБ ДНУЖТ

с вертикальной осью), то осадка, очевидно, будет пропорциональна нагрузке. Обозначая через F площадь ватерлинии, получим:

$$V = TF,$$

откуда

$$T = \frac{V}{F} \tag{1}$$

Если судно непрямостенное, то площадь F является величиной переменной. Для малого приращения водоизмещения получим:

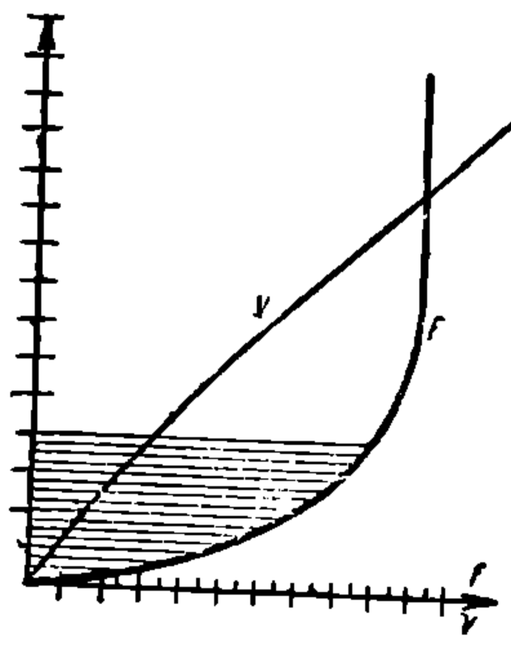
$$dV = FdT$$

Полное водоизмещение при данной осадке T_1 выражается интегралом

$$V_1 = \int_0^{T_1} FdT.$$

Величину dT мы часто будем обозначать δ.

Зависимость между V и T удобнее всего выражается графически (фиг. 235). Откладывая вдоль оси ординат последовательные осадки, например через 5 *см*, а по абсциссам соответствующие площади ватерлинии, получим кривую площадей ватерлинии, или так называемую строевую по ватерлиниям (кривая F на фиг. 235).



Фиг. 235.

Очевидно, заштрихованная площадь, заключенная между этой кривой и осью ординат, дает объем, соответствующий данной осадке. Интегральная кривая от строевой по ватерлиниям, которая получится, если против каждой осадки отложить параллельно оси абсцисс площадь предыдущей части строевой по ватерлиниям, дает нам кривую зависимости водоизмещения от осадки, или так называемый грузовой размер (кривая V на фиг. 235). Зная водоизмещение, можно по этой кривой определить соответствующую осадку и, наоборот, по осадке определить действующую ватерлинию. Кривая водоизмещения (грузовой размер) позволяет также определить положение ц. в. по высоте судна: достаточно найти положение ц. т. площади кривой водоизмещения по высоте.

Рассмотрим, при каких условиях ось плавания сохраняет свое положение при увеличении или убывании нагрузки (осадка происходит равномерно, без наклонений). При не слишком большом добавочном грузе дополнительная осадка будет невелика. Площадь ватерлинии можно в пределах данной осадки считать постоянной. В таком случае добавочный погруженный объем

$$dV = FdT$$

Ц. т. этого добавочного слоя, очевидно, совпадает с центром тяжести площади ватерлинии. Ясно, что если добавочный груз P будет приложен по вертикали, проходящей через ц. т. площади ватерлинии, то действующие силы смогут уравновеситься без отклонения оси плавания.

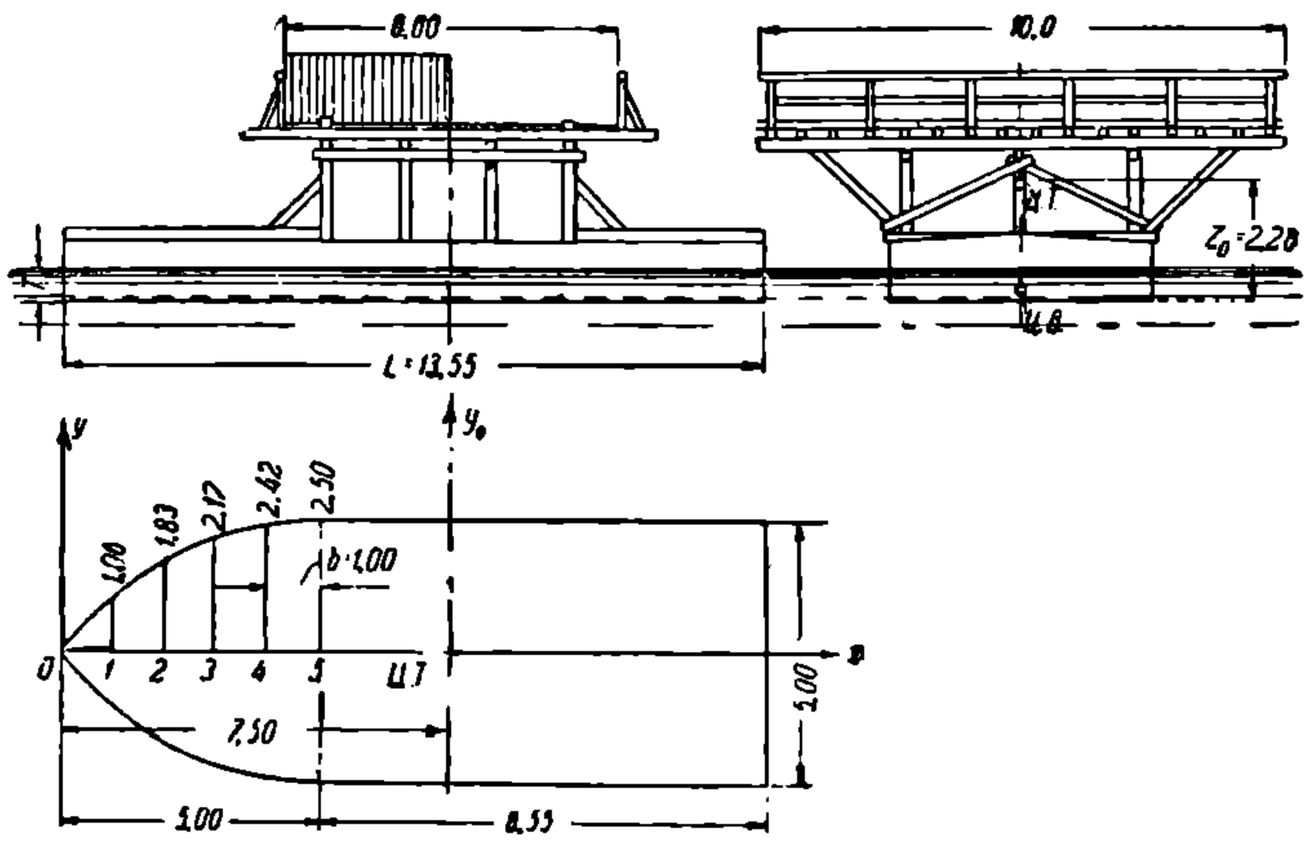
Очертание понтонов наплавного моста, испытывающих переменную нагрузку, колеблющуюся в широких пределах, желательно подбирать таким, чтобы ось плавания при центрально приложенной нагрузке постоянно сохраняла свое положение. Для этого необходимо, чтобы при всевозможных осадках (без наклонения) ц. в. находился всегда на одной вертикали с ц. т. соответствующей ватерлинии. При прямостенном понтоне (вертикальная призма или цилиндр) это условие выполняется независимо от очертания в плане, так как центр призматического объема всегда будет находиться на одной вертикали с ц. т. основания (ватерлинии).

Если стенки понтона не представляют собой отвесных плоскостей, постоянство оси плавания достигается симметричным очертанием — в плане,

НТБ ДНУЖТ

фасаде и профиле. Ц. т. всех ватерлиний в этом случае также располагаются на одной вертикали.

Рассматривая явление осадки плавающего тела под действием силы, можно подметить полную аналогию с явлением упругого сжатия призматического стержня центрально приложенной силой. Как мы увидим ниже, крен плавающего тела при некоторых условиях аналогичен явлению изгиба.



Фиг. 236.

Пример вычисления площади и центра тяжести ватерлинии плашкоута. Основные размеры: $L = 13{,}55$ *м*, $B = 5{,}00$ *м*, $H = 1{,}10$ *м*. Очертание плана образовано криволинейной частью и прямоугольником (фиг. 236).

Площадь и статический момент носовой оконечности относительно форштевня находим по правилу трапеций:

$$F = \int y\,dx = 2b\left[\sum_{i=o}^{n} y_i - \frac{y_0 + y_n}{2}\right],$$

$$S = \int xy\,dx = 2b\left[\sum_{i=o}^{n} x_i y_i - \frac{x_0 y_0 + x_n y_n}{2}\right]$$

Здесь x — абцисса,

y — ордината, измеренная от оси площади ватерлинии,

b — ширина отдельных трапеций, или расстояние между ординатами.

Вычисления приведены в табл. 39. Здесь Σ — сумма всех чисел данного столбца. $\Delta\Sigma$ — полусумма первого и последнего числа.

Таблица 39

i	x	y	xy
0	0	0	0
1	1,00	1,06	0,06
2	2,00	1,83	3,66
3	3,00	2,17	6,51
4	4,00	2,42	9,64
5	5,00	2,50	12,50
	Σ	9,98	33,37
	$\Delta\Sigma$	1,25	6,25
	Σ	8,73	27,12

Полная площадь ватерлинии:

$$F = 21{,}00 \cdot 8{,}73 + 5{,}00 \cdot 8{,}55 = 60{,}21\ м^3.$$

Коэфициент полноты площади ватерлинии, или отношение действительной площади к площади объемлющего прямоугольника,

$$c = \frac{F}{LB} = \frac{60{,}21}{13{,}55 \cdot 5{,}00} = 0{,}89.$$

Статический момент всей площади относительно оси Y:

$$S = 2 \cdot 1{,}00 \cdot 27{,}12 + 5{,}00 \cdot 8{,}55\left(13{,}55 - \frac{8{,}55}{2}\right) = 450{,}75\ м^3.$$

Расстояние ц. т. от форштевня (оси Y):

$$a = \frac{S}{F} = \frac{450{,}75}{60{,}21} = 7{,}50\ м.$$

Ось надстройки плашкоута должна совпадать с найденным ц. т. площади ватерлинии.

Остойчивость. Под остойчивостью подразумевается свойство плавающего тела уравновешивать на себе действие кренящих сил, моментов. Рассмотрим случай,

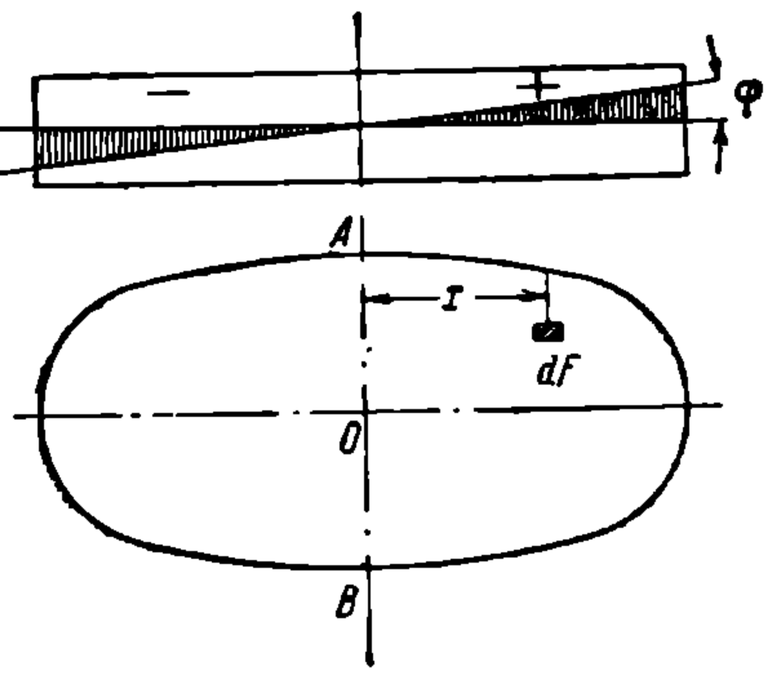
НТБ ДНУЖТ

когда плавающее (в уравновешенном состоянии) тело подвергается действию пары сил, причем общая величина нагрузки, а следовательно, и действующее водоизмещение V остаются неизменны. Дополнительную нагрузку парой сил можно представить себе таким образом: груз P, действующий вертикально, переносится параллельно самому себе на расстоянии x. Это эквивалентно добавлению пары сил с моментом Px.

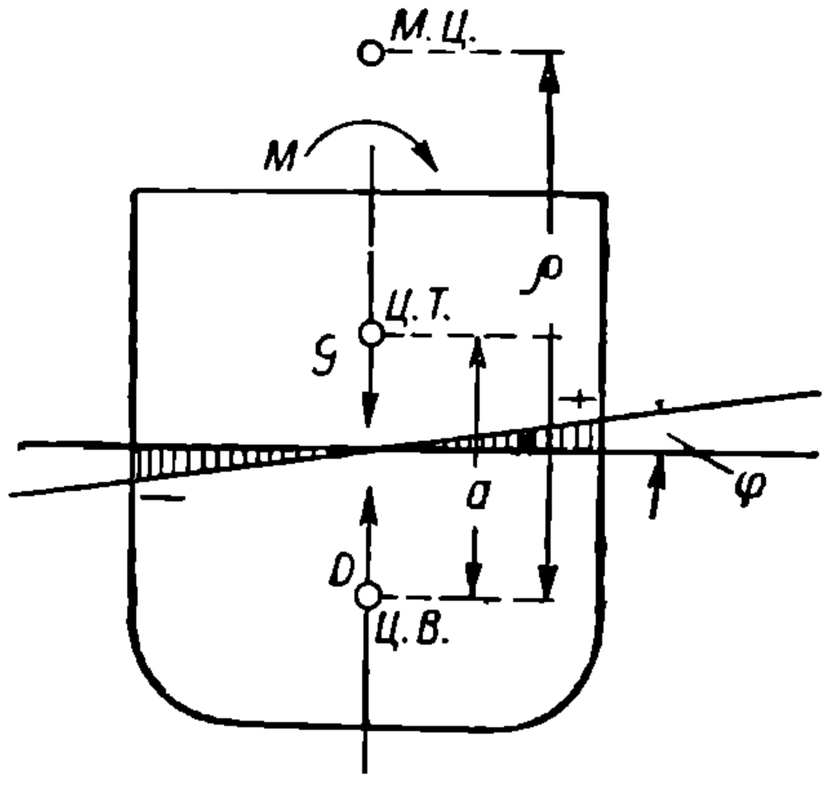
Под действием пары сил плавающее тело начинает наклоняться и при известной величине момента может потерять равновесие и опрокинуться. По существу дела при изучении наплавных мостов приходится иметь дело с весьма малыми наклонениями, так как основные размеры всегда назначаются таким образом, чтобы при любом расположении нагрузки уклоны не превосходили заданных величин, обычно 3 — 7%. Поэтому можно вовсе оставить в стороне вопрос о больших наклонениях плавающего тела, ограничившись рассмотрением лишь м а л ы х наклонений. Из этого вытекает то удобство, что с б о л ь ш о й т о ч н о с т ь ю м о ж н о п р и м е н и т ь з а в и с и м о с т и, в ы в е д е н н ы е д л я б е с к о н е ч н о м а л ы х н а к л о н е н и й.

Прежде всего покажем, что малое наклонение с неизменным водоизмещением происходит около оси, проходящей через центр тяжести ватерлинии. Пусть тело наклоняется относительно оси AB на малый угол $\varphi = \operatorname{tg}\varphi$. При этом один клин выходит из воды, другой входит в воду [1]. Элементарная сила водоизмещения для столбика, находящегося на расстоянии x от оси AB, будет (фиг. 237):

$$\gamma\, dV = \gamma\, x\varphi\, dF.$$



Фиг. 237.



Фиг. 238.

Проекция всех сил на вертикаль должна быть равна нолю (так как наклонение происходит без добавления нагрузки и, следовательно, при постоянном водоизмещении):

$$\gamma \int_F dV = \gamma\varphi \int_F x\, dF = 0,$$

откуда

$$\int_F x\, dF = 0,$$

т. е. статический момент площади F относительно оси наклонения равен нолю. Ось AB проходит через ц. т. площади ватерлинии и является, таким образом, центральной осью этой площади. Отметим тотчас аналогию с явлением изгиба призматического бруса: прямая пересечения двух бесконечно близких ватерлиний AB эквивалентна центральной оси поперечного сечения изгибаемого бруса.

[1] Наклонение изображается как поворот ватерлинии в обратном направлении на угол φ.

НТБ ДНУЖТ

Перейдем к определению угла φ. По аналогии с теорией изгиба, внецентренного сжатия, рассмотрим сперва случай, когда плоскость действия внешней пары совпадает с одной из двух главных осей инерции площади ватерлинии. Действие произвольно направленной пары легко приводится к наклонению относительно обеих главных осей. Однако в отличие от внецентренного сжатия здесь нельзя не считаться с дополнительными моментами, создаваемыми весом тела при отклонении центра тяжести.

Обозначим расстояние между ц. т. и ц. в. через a (фиг. 238).

Можно отметить три случая взаимного расположения центра тяжести и центра водоизмещения: а) ц. т. выше ц. в. ($a>0$) — этот случай имеет наибольшее практическое значение при исследовании крена судов; б) ц. т. ниже ц. в. ($a<0$), что бывает у барж с преобладающим весом днища и низко расположенным грузом; в) ц. т. совпадает с ц. в. ($a = 0$).

При наклонении плавающего тела на угол φ меняются точки приложения действующих сил, что эквивалентно добавлению некоторых пар. В конечном счете силы веса и водоизмещения расположатся по одной прямой — новой оси плавания. Это состояние можно представить таким образом: будем считать силы действующими в их прежних точках приложения, но зато добавим соответствующие пары.

Пусть внешний приложенный момент M вращает плавающее тело по часовой стрелке. Вошедший в воду (правый) и вышедший из воды (левый) клинья дадут пару сил, вращающуюся против часовой стрелки. Момент этой пары при наклонении на малый угол φ

$$M' = -\int_F \gamma\, x\, \varphi\, dFx = -\gamma\varphi \int_F x^2 dF = -\gamma\varphi\, I,$$

где I — момент инерции площади ватерлинии относительно оси наклонения.

Вес тела и реакция воды также дадут пару сил. Легко видеть, принимая $\sin\varphi = \operatorname{tg}\varphi = \varphi$, что момент этой пары будет:

$$M'' = \gamma V a \varphi.$$

Знак момента определяется знаком расстояния a.

При $a > 0$ момент этой пары вращает по часовой стрелке, т. е. создает добавочный крен; при $a = 0$, $M'' = 0$; при $a < 0$ оказывает выпрямляющее действие.

По условиям равновесия $M' + M'' + M = 0$, откуда, произведя подстановку и приведение, получим:

$$M = \gamma\varphi (I - Va) \tag{2}$$

В таком виде формула выражает равенство кренящей и восстанавливающей пар. Из формулы (2) находим:

$$\varphi = \frac{M}{\gamma V\left(\frac{I}{V} - a\right)} = \frac{M}{\gamma V (\rho - a)}. \tag{3}$$

Формула (3) носит название метацентрической формулы остойчивости[1]. Геометрически она может быть истолкована следующим образом. Величина $\frac{I}{V}$ имеет размерность длины и называется метацентрическим радиусом:

$$\frac{I}{V} = \rho. \tag{4}$$

Точка, лежащая выше ц. в. на ρ, носит название метацентра (м. ц.). Величина $\rho - a$, т. е. расстояние между ц. т. и метацентром, называется метацентрической высотой. Формула (3) позволяет судить о характере равновесия плавающего тела.

---

[1] Вместо φ часто пишут $d\varphi$ или $\operatorname{tg}\varphi$. Мы будем помнить, что речь идет о малых углах наклонения. Для прямостенных судов ошибка, даваемая метацентрической формулой, не превосходит 1%, когда $\varphi < 3{,}8^\circ$ или $\operatorname{tg}\varphi < 0{,}063$.

НТБ ДНУЖТ

Необходимым условием остойчивости будет

$$\rho - a > 0,$$

т. е. метацентр должен быть выше центра тяжести тела.

Если $\rho - a = 0$, то момент конечной величины может вызвать бесконечно большой крен.

При $\rho - a < 0$ равновесие является неустойчивым: достаточно малейшего толчка, чтобы под действием собственного веса плавающее тело опрокинулось; поэтому при всех расчетах пловучих сооружений наряду с поверкой пловучести поверка остойчивости **является первоочередной задачей.**

Заметим, что в наплавных мостах и паромах временная нагрузка располагается на настиле, т. е. выше центра водоизмещения и центра тяжести. Поэтому в этих сооружениях при увеличении нагрузки коэфициент α убывает и остойчивость падает; поверку их остойчивости следует производить при наибольшей нагрузке. Вообще следует стремиться к всемерному понижению высоты надстройки, так как вес настила и нагрузка поднимают ц. т. системы, **уменьшая остойчивость.** В обыкновенных судах, принимающих груз в трюмы, остойчивость может возрасти с увеличением нагрузки.

Во всех дальнейших выводах мы будем считать пловучее сооружение заведомо остойчивым. Как мы увидим ниже, обычно нам придется иметь дело со случаями, когда a мало по сравнению с ρ, особенно при наплавных мостах с низкой надстройкой.

Наклонение судна около поперечной оси носит название дифферента. Наклонение около продольной оси называют креном. Исследуя наклонения около двух главных осей, придется отличать продольный и поперечный метацентры. Для судна продолговатой формы продольный, или большой, метацентрический радиус R во много раз больше поперечного ρ соответственно разнице в моментах инерции площади ватерлинии. Для широких судов и плашкоутов наплавных мостов разница между метацентрическими радиусами не столь значительна.

Перепишем метацентрическую формулу (3) следующим образом:

$$\varphi = \frac{M}{\gamma I \alpha}, \tag{5}$$

где

$$\alpha = 1 - \frac{aV}{I}. \tag{6}$$

Формула (5) вновь подчеркивает аналогию условий наклонения плавающего тела с явлением изгиба призматического бруса (линейное распределение напряжений и деформаций по площади поперечного сечения). Осадка на расстоянии x от оси наклонения при $\gamma = 1$ выражается формулой

$$T = \frac{Mx}{\alpha I}.$$

Таблица 40

i	x	y	y^3	x^2y
0	0	0	0	0
1	1,00	1,06	1,19	1,06
2	2,00	1,83	6,11	7,32
3	3,00	2,17	10,21	19,53
4	4,00	2,42	14,20	38,72
5	5,00	2,50	15,63	62,50
	Σ	9,98	47,34	129,13
	$\Delta\Sigma$	1,25	7,82	31,25
	Σ	8,73	39,52	97,88

Точно так же выражается и нормальное напряжение при изгибе, причем α можно считать коэфициентом ослабления сечения. Аналогия, очевидно, распространяется и на случай пары, действующей под углом к главным осям (косой изгиб).

Пример вычисления наклонений плашкоута с надстройкой. Обратимся к плашкоуту, рассмотренному выше (фиг. 236). Рассчитаем наклонение плашкоута относительно его поперечной оси (т. е. продольной оси моста) от односторонней загрузки проезжей части толпой 250 *кг/м²* при одновременном действии ветра интенсивностью 150 *кг/м²*.

НТБ ДНУЖТ

Моменты инерции носовой оконечности

$$I_x = \frac{2}{3}\int y^3\,dx$$

и

$$I_y = 2\int yx^2dx$$

определим по правилу трапеций. Вычисление интегралов для $b = dx = 1$ *м* приведено в табл. 40.

Моменты инерции всей площади:

$$I_x = \frac{2}{3}\cdot 1{,}00\cdot 39{,}52 + \frac{8{,}55\cdot 5{,}00^3}{12} = 115{,}5\ м^4.$$

$$I_y = 2\cdot 1{,}00\cdot 97{,}88 + \frac{5{,}00}{3}(13{,}55^3 - 5{,}00^3) - 60{,}21\cdot 7{,}50^2 = 747{,}21\ м^4.$$

Высоту ц. т. системы над днищем определим по формуле

$$z_0 = \frac{\Sigma Pz}{\Sigma P}.$$

Таблица 41

Наименование груза	Вес P в m	Плечо от днища z в *м*	Момент Pz в *тм*
Временная нагрузка 0,25×10,0×3,30	8,25	3,75	30,90
Проезжая часть согласно исчислению веса .	8,50	3,00	25,50
Надстройка .	5,50	2,25	12,38
Плашкоут .	9,00	0,30	2,70
	$\Sigma P = 31{,}25$		$\Sigma Pz = 71{,}48$

$$z_0 = \frac{71{,}48}{31{,}25} = 2{,}28\ м.$$

Средняя осадка

$$T = \frac{\Sigma P}{\gamma F} = \frac{31{,}25}{1\cdot 60{,}21} = 0{,}52\ м.$$

Ввиду призматичности корпуса плашкоута возвышение ц. в. над днищем равно половине средней осадки:

$$\frac{T}{2} = 0{,}26\ м.$$

Возвышение ц. т. над ц. в.

$$a = 2{,}28 - 0{,}26 = 2{,}02\ м.$$

Метацентрический радиус

$$R = \frac{I_y}{V} = \frac{747{,}21}{31{,}25} = 23{,}90\ м.$$

Метацентрическая высота

$$R - a = 23{,}90 - 2{,}02 = 21{,}88\ м.$$

Диферентирующий момент от вертикальной временной нагрузки

$$M_q = 8{,}25\cdot\frac{3{,}30}{2} = 13{,}60\ тм.$$

Момент от давления ветра на площади фасада проезжей части и надстройки относительно ц. в. равен

$$M_w = 0{,}150\cdot 11{,}31\cdot 2{,}0 = 3{,}40\ тм.$$

[1] Этот момент соответствует статическому давлению ветра 150 *кг/м²*. Если вести расчет на порыв ветра (динамическое действие), то угол крена от ветра удваивается.

НТБ ДНУЖТ

Здесь 0,150 — интенсивность давления ветра; 11,31 — предварительно подсчитанная площадь, подверженная действию ветра; 2,0 — высота ц. т. этой площади над ц. в.

Полный момент

$$M = 13{,}60 + 3{,}40 = 17{,}00 \ тм.$$

Угол диферента

$$\varphi = \frac{M}{\gamma V (R - a)} = \frac{17{,}00}{1{,}00 \cdot 31{,}25 \cdot 21{,}88} = 0{,}025.$$

Дополнительное погружение носа

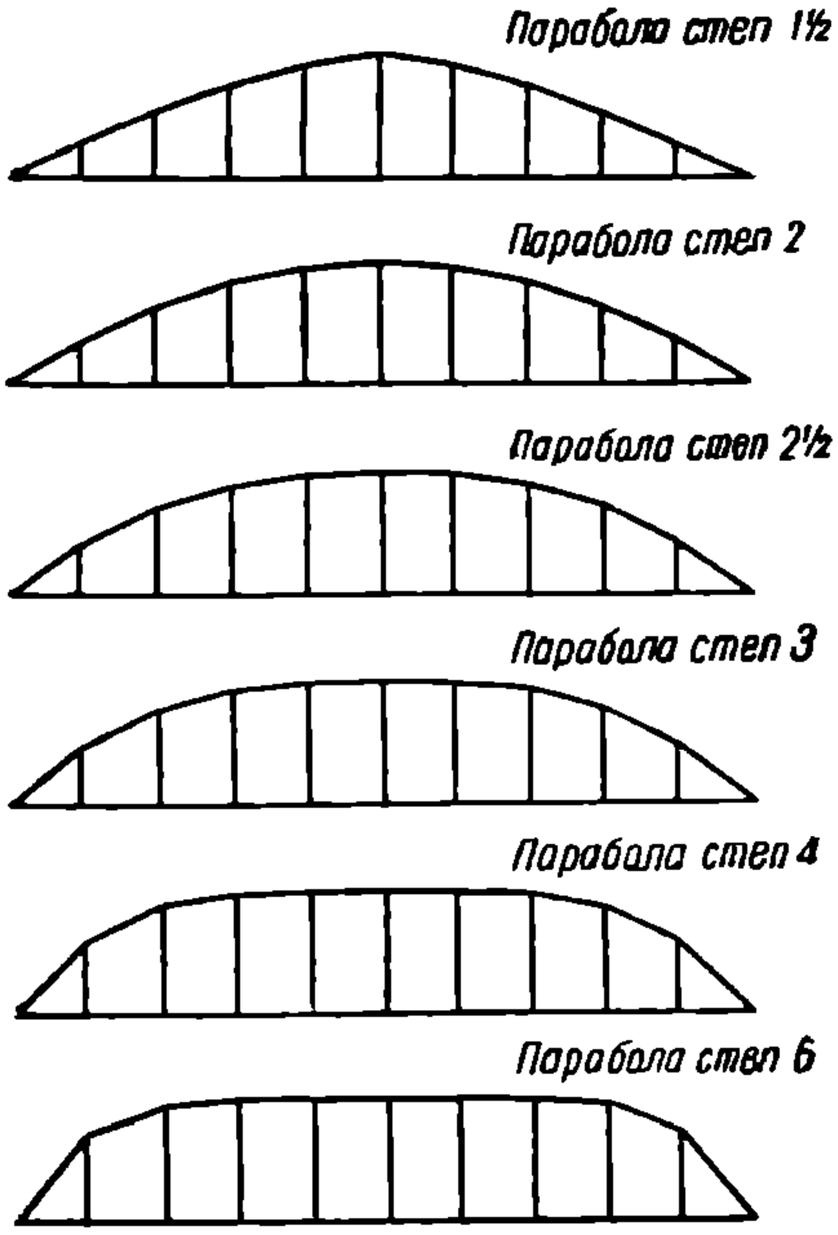
$$7{,}50 \cdot 0{,}025 = 0{,}19 \ м.$$

Наибольшая осадка носа

$$T_{max} = 0{,}52 + 0{,}19 = 0{,}71 < 1{,}10 \ м.$$

Поперечный крен плашкоута (продольный уклон мостового настила) непосредственно зависит от системы сопряжений между звеньями. Расчет продольного уклона рассмотрен ниже при изучении работы цепи звеньев.

Формулы для вычисления элементов площади ватерлинии. Вычисление геометрических элементов криволинейных ватерлиний можно упростить, заменяя отдельные части обвода подходящими отрезками парабол. На фиг. 239 даны очертания парабол различных степеней.



Фиг. 239.

Нижеследующие формулы дают основные величины для параболического треугольника OAB (фиг. 240).

Уравнение кривой

$$y = h \frac{x^n}{a^n}.$$

Площадь

$$F = \frac{1}{n+1} ah.$$

Статические моменты относительно осей Oy и Ox:

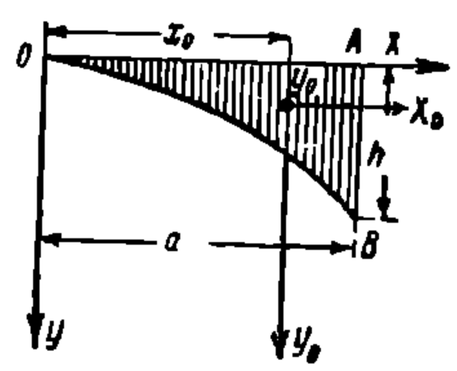
$$S_y = \frac{1}{n+2} a^2 h;$$

$$S_x = \frac{1}{2(2n+1)} ah^2.$$

Координаты центра тяжести:

$$x_0 = \frac{n+1}{n+2} a;$$

$$y_0 = \frac{n+1}{2(2n+1)} h.$$



Фиг. 240.

Моменты инерции:

$$I_y = \frac{1}{n+3} a^3 h; \quad I_x = \frac{1}{3(3n+1)} ah^3.$$

Моменты инерции относительно центральных осей:

$$I_{y_0} = \frac{1}{(n+3)(n+2)^2} a^3 h; \quad I_{x_0} = \frac{7n^2 + 4n + 1}{12(3n+1)(2n+1)^2} ah^3.$$

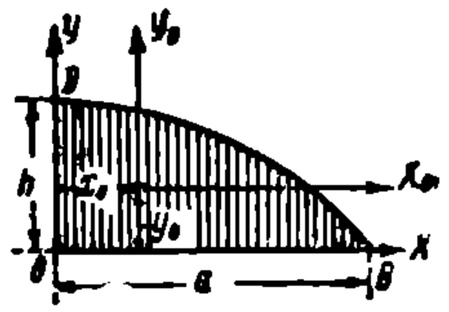
Для площади ODB будем иметь следующие выражения (фиг. 241).
Уравнение параболы

$$y = h \left(1 - \frac{x^n}{a^n} \right).$$

НТБ ДНУЖТ

Площадь

$$F = \frac{n}{n+1} ah.$$



Фиг. 241.

Статические моменты:

$$S_y = \frac{n}{2(n+2)} a^2 h; \qquad S_x = \frac{n^2}{(n+1)(2n+1)} ah^2.$$

Координаты центра тяжести:

$$x_0 = \frac{n+1}{2(n+2)} a; \qquad y_0 = \frac{n}{2n+1} h.$$

Моменты инерции:

$$I_y = \frac{n}{3(n+3)} a^3 h; \qquad I_x = \frac{2n^3}{(n+1)(2n+1)(3n+1)} ah^3.$$

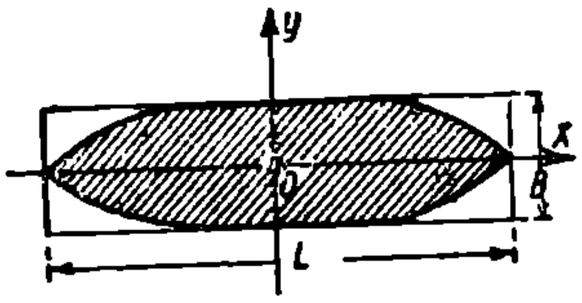
Моменты инерции относительно центральных осей:

$$I_{y_0} = \frac{n(n^2+4n+7)}{12(n+2)^2(n+3)} a^3 h; \qquad I_{x_0} = \frac{n^3}{(2n+1)^2(3n+1)} ah^3.$$

Между прочим, при $n = 1$ приведенные формулы дают соответственные величины для обыкновенного треугольника.

Воспользуемся данными о площадях, ограниченных отрезком параболы и координатными осями, для вывода приближенных формул для моментов инерции симметричной ватерлинии (фиг. 242). Подберем степень уравнения параболы n из того условия, чтобы площадь ватерлинии, составленная из четырех параболических треугольников, имела заданный коэфициент полноты c:

$$c = \frac{F}{LB}.$$



Фиг. 242.

Так как мы имеем

$$F = 4\frac{n}{n+1} ah = \frac{n}{n+1} LB,$$

то $c = \frac{n}{n+1}$ и, следовательно, $n = \frac{c}{1-c}$.

Вставляя это значение n в формулу для момента инерции относительно оси Ox и принимая во внимание, что $L = 2a$, $B = 2h$, получим:

$$I_x = \frac{LB^3}{2} \cdot \frac{c^3}{(1+c)(1+2c)} = \frac{c^2}{2(1+c)\left(2+\frac{1}{c}\right)} LB^3.$$

Так выражается момент инерции параболической ватерлинии через коэфициент полноты. Эта формула допускает дальнейшее упрощение. При употребительных в практике значениях c от 0,65 до 0,85 значение знаменателя изменяется весьма мало, именно в пределах от 11,68 до 11,75, а в среднем равно 11,7. Отсюда приближенная формула для I_x будет

$$I_x = \frac{c^2}{11,7} LB^3 \qquad (7)$$

или более грубо

$$I_x = \frac{c^2}{12} LB^3.$$

НТБ ДНУЖТ

Последняя формула подчеркивает тот очевидный факт, что момент инерции относительно оси x может быть приближенно получен как момент инерции объемлющего прямоугольника, измененный пропорционально квадрату коэфициента полноты.

Аналогичным образом для момента инерции относительно поперечной оси y найдем:

$$I_y = \frac{c}{3-2c} \cdot \frac{L^3 B}{12}.$$

Эта формула может быть представлена в таком виде:

$$I_y = \frac{L^3 B}{m} c^2, \tag{8}$$

где $m = 12c(3-2c)$.

В табл. 42 приведены значения m в функции наиболее употребительных величин коэфициента полноты c.

Таблица 42

c	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
m	13,5	13,5	13,4	13,3	13,0	12,5	12,0

Для радиусов инерции получим следующие приближенные формулы:

$$r_x = 0{,}31\ cB; \qquad r_y = 0{,}33\,cL \div 0{,}31\,cL$$

при изменении коэфициента полноты c от 0,70 до 1.

§ 2. Эпюры перерезывающих сил и изгибающих моментов в поперечных сечениях плавающей балки

Пловучая опора рассматривается как балка, нагруженная сверху вниз заданными нагрузками, а снизу вверх распределенным давлением воды — силами поддержания. В состоянии покоя внешняя нагрузка уравновешивается давлением воды. Вес вытесненного объема воды равен внешней нагрузке, и центр давления воды (ц. в.) находится на одной вертикали с центром тяжести системы (ц. т.). Однако в каждой отдельной точке внешняя нагрузка сопровождается работой судна на срез (поперечную силу Q) и изгиб (изгибающие моменты M).

Построение эпюры поперечных сил и изгибающих моментов производится путем интегрирования эпюры внешних нагрузок и эпюры давления воды. Предполагается, что положение судна в воде заранее определено, т. е. известно очертание подводного объема судна. В случае сложного очертания обводов и шпангоутов отыскание средней осадки, соответствующей данной нагрузке, производится по кривой водоизмещения, а наклонение находится по формуле остойчивости. Порядок расчета представляется в следующем виде (фиг. 243).

1. Разбиваем длину судна (пловучей опоры) на отрезки, желательно равные, положим, 2,00 *м*. Границы участков (сечения) отмечаем номерами.

2. Строим эпюру нагрузок, для чего против каждого сечения откладываем (или вписываем в таблицу) ординату, равную погонной интенсивности внешней нагрузки. По соображениям однообразия расчета сосредоточенные силы также распределяются на короткие участки.

3. Находим площади участков эпюры нагрузок между каждыми двумя сечениями (полусумма ординат, умноженная на длину участка).

4. Строим эпюру перерезывающих сил от внешней нагрузки, рассматривая балку как консоль, заделанную правым концом. Эпюра Q является интегральной кривой от эпюры нагрузок. Последовательные ординаты эпюры Q равны площадям части эпюры нагрузок, лежащей позади данного сечения,

$$Q_{xp} = \int_0^x p\,dx.$$

НТБ ДНУЖТ

Последняя ордината эпюры равна полной нагрузке

$$Q_{lp} = \int_0^l p\,dx = D.$$

5. Строим эпюру реакции воды, соответствующую погружению (осадке), при котором водоизмещение равно $V = \frac{D}{\gamma}$. Ординаты эпюры, очевидно, равны $\gamma\omega$, где γ — удельный вес воды, ω — площади поперечных сечений судна соответственно данной осадке.

6. Находим площади последовательных участков эпюры давления воды.

7. Строим эпюру перерезывающих сил Q_w от давления воды. Ординаты ее равны площади позади лежащей части эпюры давления воды. Последняя ордината равна полной нагрузке и, следовательно, равна последней ординате эпюры Q_p.

8. Разность (точнее алгебраическая сумма) ординат эпюры Q_w и Q_p дает суммарную эпюру перерезывающих сил вдоль судна:

$$Q = Q_w - Q_p.$$

Результирующую эпюру Q можно было бы получить и другим путем, интегрируя суммарную эпюру нагрузок. Однако этот способ уступает приведенному выше в точности, так как разность между ординатами Q_w и Q_p будет резче, чем между соответствующими ординатами w и p.

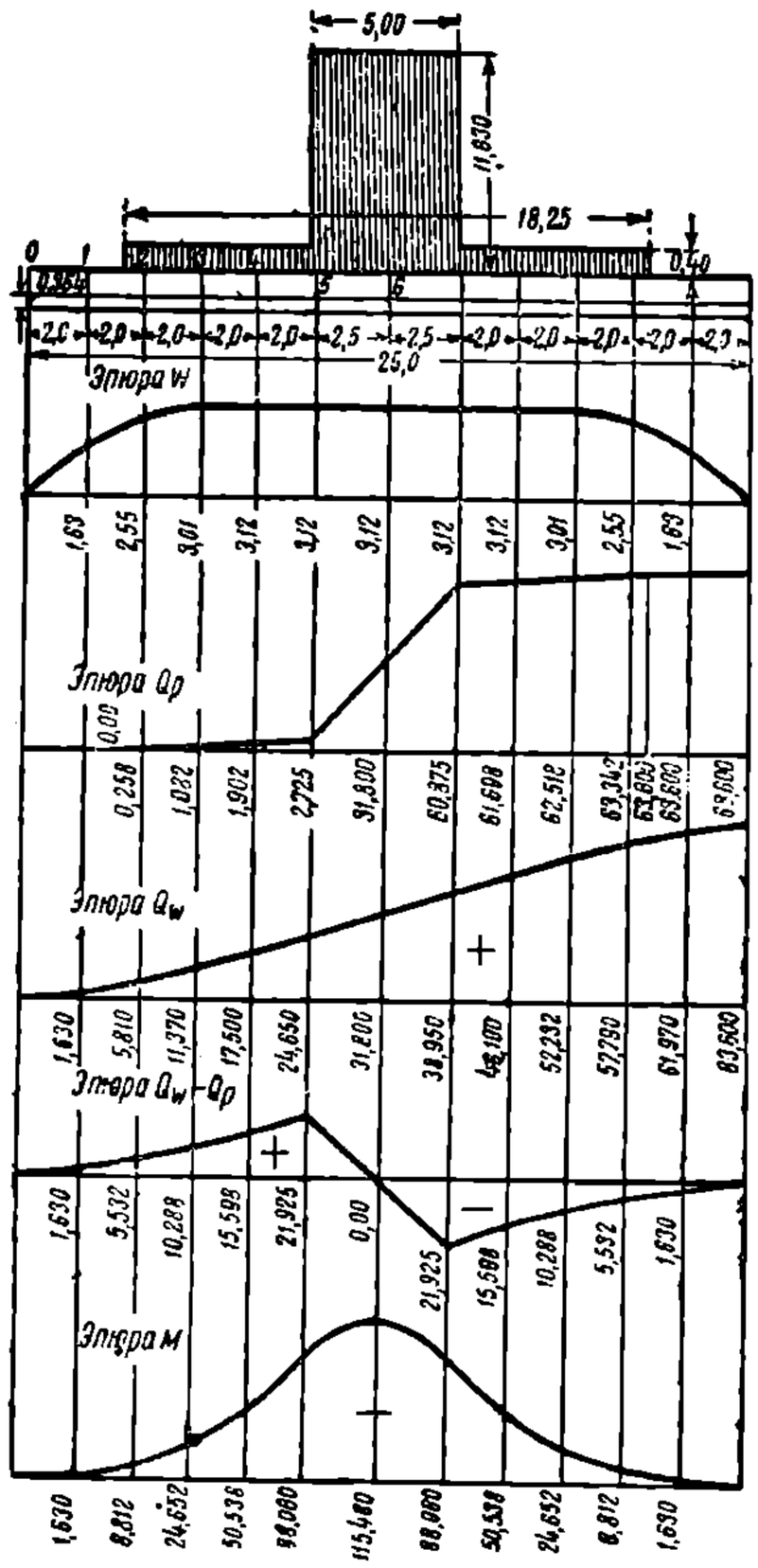
9. Находим площади последовательных участков эпюры Q.

10. Приращение момента

$$dM_x = Q\,dx,$$

откуда

$$M_x = \int_0^x Q\,dx.$$



Фиг. 243.

Эпюру моментов M получим, интегрируя эпюру Q. Последовательные ординаты ее равны площадям позади лежащей части эпюры Q. В случае необходимости достигнуть большей точности ординаты эпюры M вычисляют путем раздельного интегрирования эпюр Q_w и Q_p.

Пример 1. Деревянное плоскодонное судно (фиг. 243) размерами 25,00×8,80×1,60 *м* обстроено пятью продольными распределительными фермами длиной 18,25 *м*, весом 7,50 *т*, поперечной надстройкой с проезжей частью длиной 5,00 *м* (вдоль судна) и весом 24,50 *т*. Кроме того, на проезжей части имеется симметрично расположенная временная нагрузка весом 31,6 *т*. Собственный вес судна считается распределенным равномерно по площади ватерлинии и уравновешивается реакцией воды, также равномерно распределенной, без изгиба; поэтому осадка судна от собственного веса считается равной нолю.

Погонная нагрузка от продольных ферм

$$\frac{7,50}{18,25} = 0,410 \text{ } т/пог.м.$$

Погонная нагрузка на протяжении средних 5 *м*

$$0,410 + \frac{24,50 + 31,60}{5,00} = 11,63 \text{ } т/пог.м.$$

Расчетная нагрузка $7,50 + 24,50 + 31,60 = 62,60$ *т*.

Площадь ватерлинии $F = 179,60$ *м*^{2}.

Расчетная осадка (без собственного веса)

$$T = \frac{62,60}{179\ 60} = 0,354 \text{ } м.$$

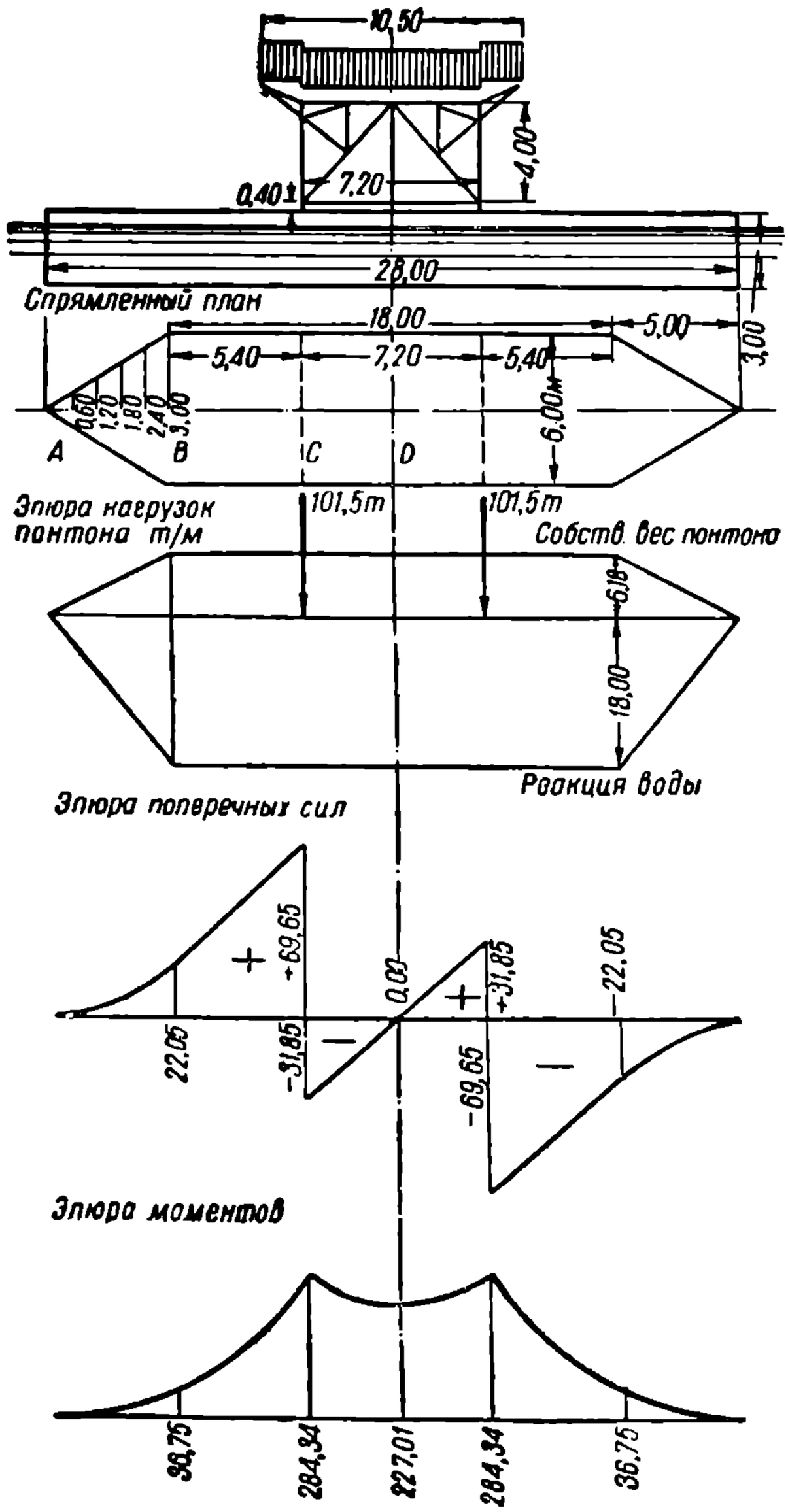
НТБ ДНУЖТ

Ординаты эпюры нагрузок от давления воды получим, умножив ширину ватерлинии в каждой точке на 0,354. Эти ординаты выписаны на фиг. 243. В табл. 43 приведены ординаты эпюр Q_p, Q_w, Q и M для половины длины судна (ввиду симметрии), полученные путем последовательного суммирования позади лежащих площадей.

Ввиду простоты подсчета ординаты p и w, а также площади отдельных участков эпюр p, w и Q в таблицу не выписаны.

Таблица 43

n	Q_p	Q_w	$Q=Q_w-Q_p$	M
0	0	0	0	0
1	0	1,630	1,630	1,630
2	0,258	5,810	5,652	8,812
3	1,082	11,370	10,283	24,652
4	1,902	17,500	15,598	50,538
5	2,725	24,650	21,925	88,060
6	31,800	31,800	0	115,460



Фиг. 244.

Пример 2. Железобетонный понтон размерами 28,0×6,0×3,0 *м* (фиг. 244) нагружен двумя сосредоточенными силами от пролетного строения по 101,5 *т*. Вес понтона 142,14 *т*. Для упрощения расчета пользуемся несколько спрямленным планом понтона в виде двух треугольников 5,0×6,0 *м* и прямоугольника 18,0×5,0 *м*.

Площадь ватерлинии

$$F = 138{,}0\ м^2.$$

Расчетная осадка, не учитывая собственного веса понтона:

$$T = \frac{2}{1}\frac{101{,}5}{138{,}0} = 1{,}47\ м.$$

В данном случае легко получить уравнения эпюр Q и M.

Уравнение эпюры поперечных сил (в тоннах) при начале координат в точке A:

На участке AB

$$Q_x = 1{,}47\,\frac{5{,}0\cdot 6{,}0}{2}\cdot\frac{x^2}{5{,}0^2} = 0{,}882\,x^2.$$

На участке BC

$$Q_x = 0{,}882\cdot 5{,}0^2 + 1{,}47\cdot 6{,}0\ \ (x-5{,}0) = 8{,}82\,x - 22{,}10.$$

На участке CD

$$Q_x = 8{,}82\,x - 22{,}10 - 101{,}5 = 8{,}82\,x - 123{,}60.$$

Уравнение эпюры изгибающих моментов (в тоннометрах):

На участке AB

$$M_x = 0{,}882\,x^3\ \frac{x}{3} = 0{,}294\,x^3.$$

На участке BC

$$M_x = 0{,}882\cdot 5{,}0^2\left(x - \frac{2}{3}\,5{,}0\right) + 1{,}47\cdot 6{,}0\,\frac{(x-5{,}0)^2}{2} = 22{,}10\,(x-3{,}33) + 4{,}41\,(x-5{,}0)^2.$$

НТБ ДНУЖТ

На участке CD

$$M_x = 22{,}10\,(x - 3{,}33) + 4{,}41\,(x - 5{,}0)^2 - 101{,}5\,(x - 10{,}4).$$

Пользуясь этими уравнениями, легко получаем ординаты Q и M для характерных точек, выписанные на фиг. 244.

Пример 3. В некоторых случаях, а именно при весьма длинных понтонах, широкой и глубокой реке или лимане приходится рассчитывать Q и M при волнении.

Последовательность расчета проследим на примере указанного выше понтона 28,0×6,0×3,0 *м* при постановке его на симметричную синусоидальную волну[1] длиной $\lambda = \frac{L}{2} = 14{,}0$ *м* и высотой $h = 2{,}0$ *м* (фиг. 245).

Ординаты волнового профиля подчиняются уравнению

$$y = \frac{h}{2} \sin\left(\frac{\pi}{2} - \frac{2\pi x}{\lambda}\right)$$

или в данном случае

$$y = \sin\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\pi x}{7}\right).$$

Эти ординаты выписываются в таблицу через 1 *м*. Затем подсчитываются площади сечений и объемы вошедших в воду (+) и вышедших из воды (—) частей понтона (путем помножения ординат волны на среднюю ширину понтона в каждом сечении). Водоизмещение не должно измениться, поэтому алгебраическая сумма этих объемов $\Sigma V = 0$; так как это условие не удовлетворяется ($\Sigma V = -9{,}848$ *м*³ на половину длины судна), то следует сообщить понтону дополнительную осадку

$$T' = \frac{2\Sigma V}{F} = \frac{9{,}848 \cdot 2}{138{,}0} = 0{,}143\ м.$$

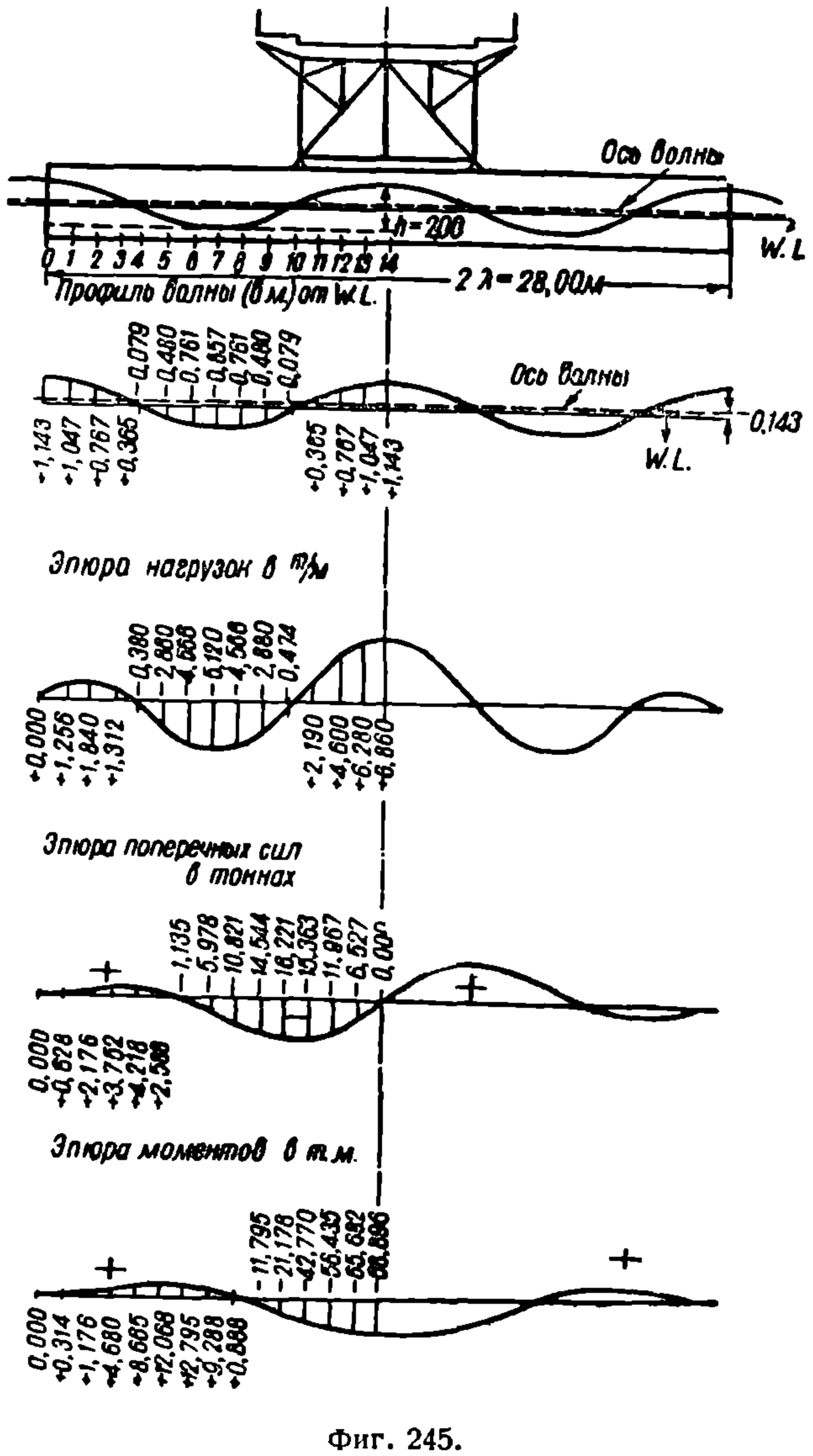
После этого находим новые ординаты волнового профиля $y' = y + 0{,}143$. новые площади шпангоутов и новые объемы вошедших в воду и вышедших из воды частей понтона. Последние числа дают ординаты эпюры нагрузок. Интегрируя дважды эпюру нагрузок, находим ординаты Q и M.

При постановке понтона на ту же волну, но смещенную на $\frac{\lambda}{2}$ (фиг. 246), пришлось бы взамен дополнительной осадки ввести диферент, определяемый из того условия, что момент сил водоизмещения M, создаваемый волной, уравновешивается моментом сил водоизмещения при наклонении понтона около средней оси:

$$M = I\varphi$$

Здесь I — момент инерции площади ватерлинии, φ — угол диферента.

Иногда необходимо выяснить величины реактивных сил (компонентов реактивной пары) в том предположении, что понтон не может получить диферента, и момент, создаваемый асим-



Фиг. 245.

---

[1] Действительная форма профиля волны точнее определяется так называемой трохоидой. Для упрощения можно пользоваться синусоидой. По расчетам инж. В. А. Марьина, производившего в 1934 — 1935 гг. наблюдения на озере Ленина (Днепрогэс), максимальные размеры волн (при ветре 20 *м/сек*) составляют там $\lambda = 20$ *м*, $h = 2$ *м*.

НТБ ДНУЖТ

метричной волной, уравновешивается сопротивлением пролетного строения, работающего на кручение. В этом случае

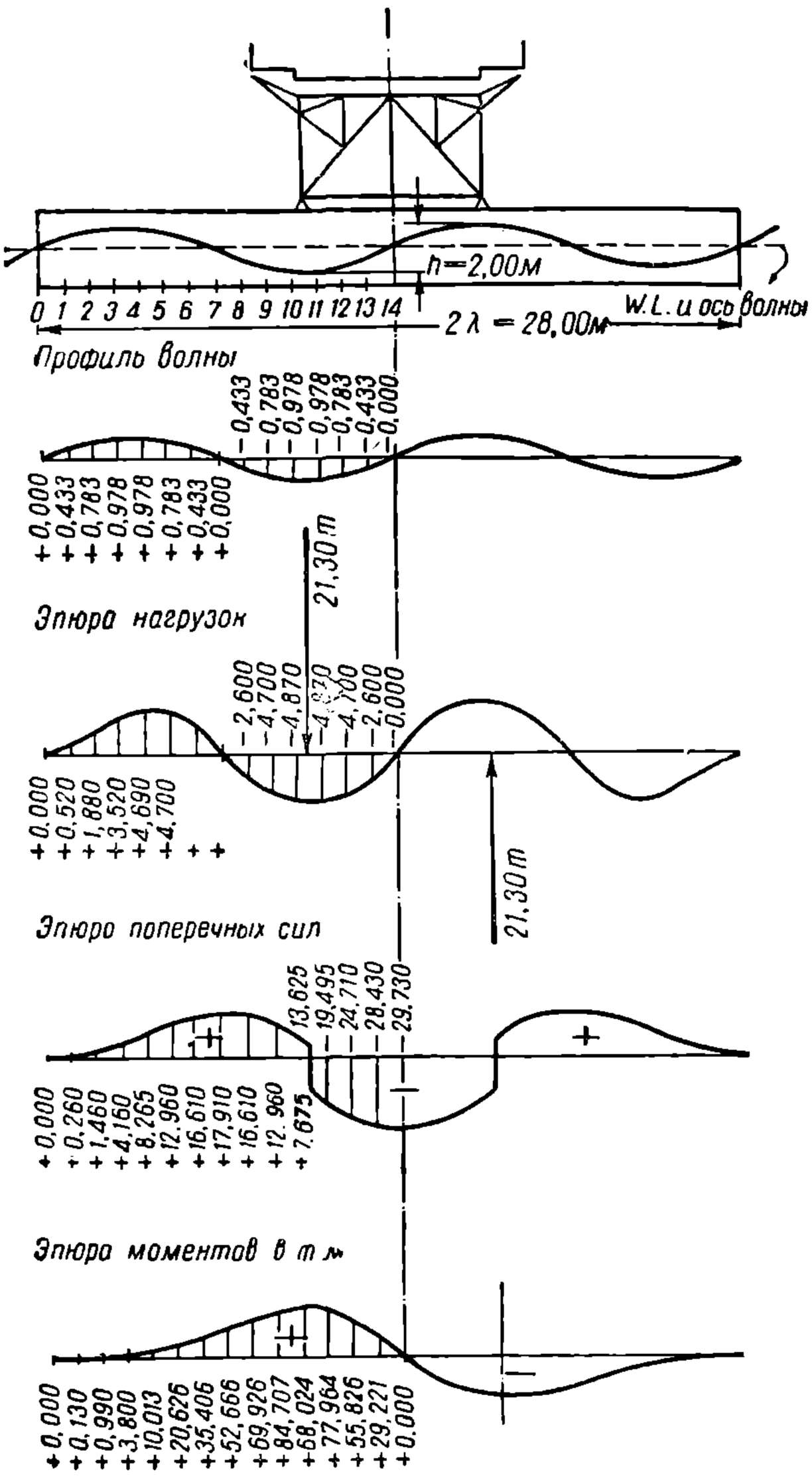
$$Rb = M,$$

где R — величина каждой реактивной силы, b — расстояние между ними, M — момент, создаваемый волной.

Для рассмотренного выше понтона и волны оказалось $M = 76{,}841$ $м^4$ (на половину длины понтона),

$$R = \frac{76{,}841}{0{,}5 \cdot 7{,}20} = \pm 21{,}30 \text{ } m.$$

Эпюры Q и M для этого случая приведены на фиг. 246.



Фиг. 246.

При построении эпюр Q и M следует обратить внимание на точность вычислений в отдельных операциях. Дело в том, что построение эпюр представляет собой не что иное, как приближенное интегрирование с переменным верхним пределом. При этом постоянные интегрирования, характеризующие положение судна в воде, а именно средняя осадка T и угол наклонения φ, могут быть определены из условий на концах судна: $Q = 0$ и $M = 0$. Обычно указанные величины T и φ определяются заранее и притом независимо от процесса интегрирования. Так, для призматического судна T определяется путем деления нагрузки на площадь ватерлинии. Очевидно, вычисление F должно быть произведено с той же степенью точности, что и построение эпюры Q, в противном случае последняя ордината результирующей эпюры Q не обратится в ноль. Так как построение эпюры Q ведется по правилу трапеций, то и вычисление величины F следует произвести по тому же правилу с тем же числом ординат. Если угол φ вычисляется по метацентрической формуле, то при построении эпюры внешней нагрузки следует учесть смещение всех грузов в сторону наклонения на величину

$$\Delta x = h_x \operatorname{tg} \varphi,$$

где h_x — высота груза над ц. в., в противном случае последняя ордината результирующей эпюры M не обратится в ноль. При расчетах диферента удлиненного судна можно пользоваться упрощенной формулой

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{M}{\gamma I};$$

в этом случае указанной выше поправки вводить не следует. Момент инерции I определяется по правилу трапеций. Обычно расчет прочности корпуса производится при нормальном положении судна на воде, и поэтому угол $\varphi = 0$, как в рассмотренных выше примерах 1 и 2.

НТБ ДНУЖТ

§ 3. Осадка и наклонение плавающей балки под действием подвижной нагрузки

Линия влияния осадки. Пусть требуется определить осадку точки C плавающего тела под действием некоторой дополнительной силы P, приложенной в точке D. Предположим, что точки C и D лежат на одной и той же главной оси площади ватерлинии. Эту ось совместим с плоскостью чертежа и примем за ось X. Начало координат поместим в ц. т. площади ватерлинии (фиг. 247).

Дополнительные осадки отдельных точек обозначаем δ с двумя индексами. Первый индекс указывает точку, осадка которой изучается, второй — причину осадки или местоположение силы P. Вместо наименований точек в индексах иногда будем указывать их абсциссы. Так, δ_{CD} или δ_{ux} обозначает осадку точки C (абсцисса u) от силы P, приложенной к точке D (абсцисса x).

Осадка любой точки может быть представлена как сумма двух осадок: от центрально действующей силы и от крена, вызванного моментом:

$$\delta = \frac{P}{\gamma F} + \frac{M}{\gamma \alpha I} u.$$

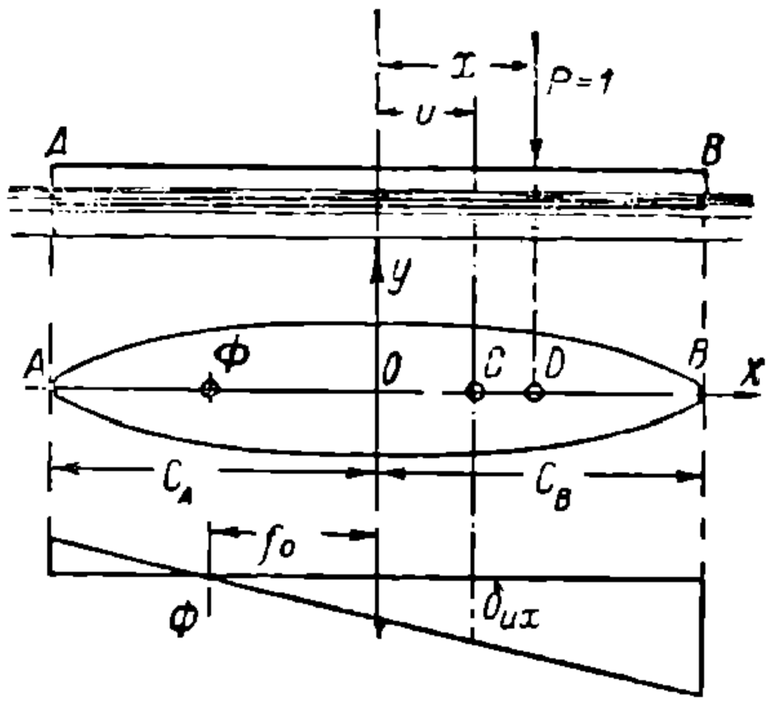
Подставляя $M = P_x$; $I = Fr^2$, найдем

$$\delta_{ux} = \frac{1}{\gamma}\left(\frac{P}{F} + \frac{Pux}{\alpha I}\right) = \frac{P}{\gamma F}\left(1 + \frac{ux}{\alpha r^2}\right). \qquad (9)$$

Формула (9) вполне симметрична относитесь но абсцисс u и x, отсюда

$$\delta_{ux} = \delta_{xu}, \qquad (10)$$

т. е. осадка точки C от силы P в точке D равна осадке точки D от силы P в точке C. Эт т результат, разумеется, можно было предвидеть, так как он непосредственно вытекает из теоремы взаимности перемещений. Малые осадки и крены плавающего тела пропорциональны действующим силам и потому могут считаться у п р у г и м и перемещениями. Теорема взаимности перемещений и выведена для малых упругих перемещений.



Фиг. 247.

Из формул (9) и (10) непосредственно вытекает, что и н ф л ю е н т н а я л и н и я осадки точки C при перемещении силы $P = 1$ вдоль оси X представляет собой э п ю р у п е р е м е щ е н и й всех точек при установке силы $P=1$ в течение C, т. е. прямую линию.

Ордината под центром тяжести ватерлинии в инфлюентных линиях осадки для различных точек будет постоянной. Полагая в формуле (9) $P = 1$, $x = 0$, найдем:

$$\delta_{u0} = \frac{1}{\gamma F}.$$

Точка Φ, в которой ордината инфлюентной линии равна нолю, называется фокусом. Положение нолевой точки (фокуса) будет различным в зависимости от u. Абсциссу фокуса найдем из условия

$$1 + \frac{ux}{\alpha r^2} = 0,$$

откуда

$$x = f_0 = -\frac{\alpha r^2}{u} \qquad (11)$$

Обычно практическое значение имеют средняя осадка и осадки крайних точек (у бортов).

При построении инфлюентных линий осадки надо иметь в виду следующее обстоятельство: входящий в формулы (9) и (11) коэфициент $\alpha = 1 - \frac{aV}{I}$ зависит от полной (постоянная + временная) нагрузки и соответствующего ей полного водоизмещения

НТБ ДНУЖТ

V, а также от расстояния a между ц. т. и ц. в. при полном водоизмещении. Поэтому, строго говоря, для каждой величины временной нагрузки ΣP будут существовать особые инфлюентные линии осадок.

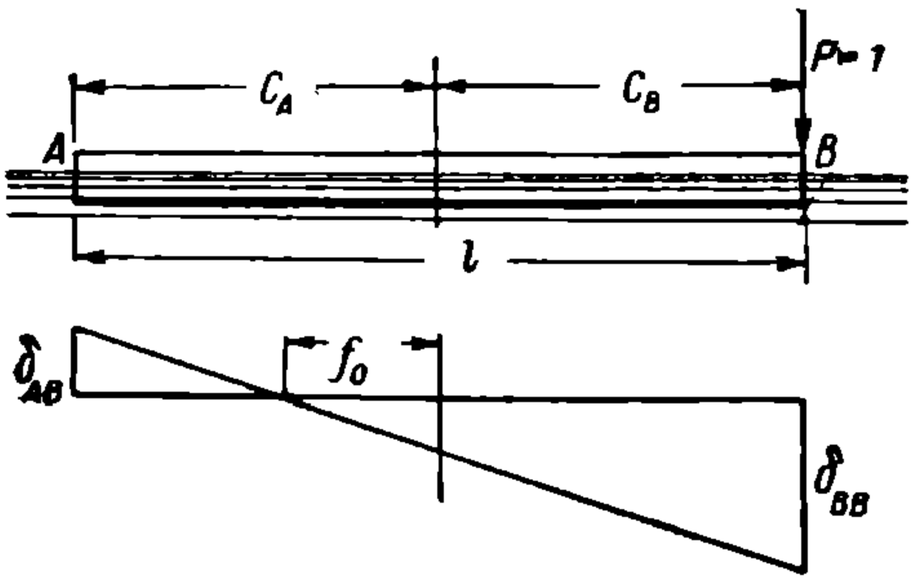
В тех случаях, когда полный вес временной нагрузки заранее известен (например, один сосредоточенный груз), предварительное нахождение величины α и построение инфлюентных линий осадок крайних точек не представляют затруднений.

Для получения невыгоднейшего эффекта от сплошной распределенной нагрузки можно поступить следующим образом. Задавшись положением фокуса и полным весом временной нагрузки, определяем положение ц. т. и ц. в., а затем и α и строим инфлюентную линию; загружая ее невыгоднейшим образом, находим новый исправленный вес временной нагрузки. По исправленному весу вновь находим значение α и вносим поправку в положение фокуса инфлюентной линии. Обычно вторая поправка уже близка к нолю.

Если величина α мала по сравнению с метацентрическим радиусом, то для построения инфлюентных линий можно принять с р е д н е е з н а ч е н и е α, вычисленное для различных водоизмещений.

Часто расстоянием a можно пренебречь по сравнению с ρ. Тогда $\alpha = 1$. Расчет при этом упрощается, так как требует лишь вычисления геометрических элементов площади ватерлинии.

Установим зависимость между концевыми ординатами эпюры смещений плавающего тела, нагруженного силой $P = 1$ на конце. Как уже было сказано, эта же эпюра смещений является инфлюентной линией осадки нагруженного конца. Расстояние от ц. т. ватерлинии до левого и правого концов обозначаем c_A и c_B (фиг. 248). Положительными считаются осадки, направленные вниз.



Фиг. 248.

Осадка нагруженного конца

$$\delta_{BB} = \frac{1}{\gamma}\left(\frac{1}{F} + \frac{c_B^2}{\alpha I}\right). \qquad (12)$$

Величину δ_{BB} мы иногда будем называть податливостью конца B.

Осадка ненагруженного конца[1]

$$\delta_{AB} = \frac{1}{\gamma}\left(\frac{1}{F} - \frac{c_A c_B}{\alpha I}\right). \qquad (13)$$

Если нагружен конец A, то

$$\delta_{AA} = \frac{1}{\gamma}\left(\frac{1}{F} + \frac{c_A^2}{\alpha I}\right). \qquad (14)$$

На основании теоремы взаимности перемещений

$$\delta_{AB} = \delta_{BA}.$$

В дальнейшем придется встретиться с выражением

$$D = \delta_{AA} \cdot \delta_{BB} - \delta_{AB}^2. \qquad (15)$$

Подставляя сюда формулы (12), (13) и (14) и принимая во внимание, что $c_A + c_B = l$, найдем

$$D = \frac{l^2}{\gamma^2 F I \alpha}. \qquad (16)$$

---

[1] Эта величина обычно получается отрицательной, т. е. δ_{AB} направлено вверх. Очевидно, формулы имеют смысл только в том случае, когда п о л н а я осадка (от постоянной и временной нагрузок) остается положительной.

НТБ ДНУЖТ

В случае симметрии формулы упрощаются. Подставляя $c_A = c_B = \frac{l}{2}$ и вводя обозначение $4\frac{I}{F} = d^2$ (где d — диаметр инерции), получим:

$$\delta_{BB} = \delta_{AA} = \frac{1}{\gamma F}\left(1 + \frac{l^2}{\alpha d^2}\right), \tag{17}$$

$$\delta_{AB} = \delta_{BA} = \frac{1}{\gamma F}\left(1 - \frac{l^2}{\alpha d^2}\right). \tag{18}$$

Расстояние от фокуса эпюры перемещений до оси симметрии на основании формулы (11) по абсолютной величине равно:

$$f_0 = \frac{\alpha d^2}{2l}. \tag{19}$$

Если ватерлиния имеет форму прямоугольника, то

$$d^2 = \frac{l^2}{3}$$

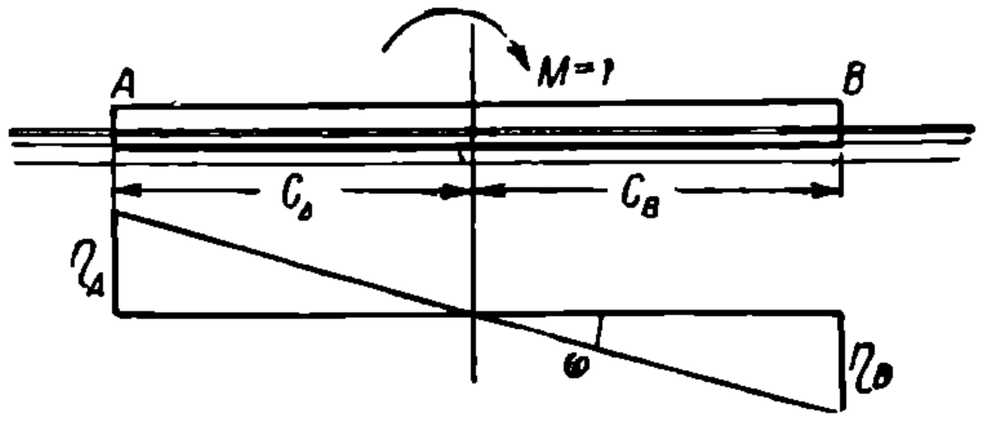
и

$$f_0 = \frac{\alpha l}{6}.$$

Фокусы эпюр перемещений и инфлюент играют ту же роль, что и ядровые точки при внецентренном сжатии.

Линия влияния угла наклонения (крена). На основании теоремы взаимности перемещений инфлюентная линия угла наклонения тела совпадает с эпюрой осадок от момента, равного единице. Эту же линию можно получить как разность линий осадок двух каких-либо точек, поделенную на расстояние между точками. Очевидно, это будет прямая, имеющая уклон к горизонту (фиг. 249):

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{1}{\gamma\alpha I} = \frac{4}{\gamma F \alpha d^2} \tag{20}$$



Фиг. 249.

и проходящая через ц. т. площади ватерлинии.

Концевые ординаты этой инфлюентной линии равны соответственно:

$$\eta_A = -\frac{4c_A}{\gamma\alpha F a^2}; \quad \eta_B = \frac{4c_B}{\gamma\alpha F d^2}, \tag{21}$$

а в случае симметрии

$$-\eta_A = \eta_B = \frac{2l}{\gamma\alpha F d^2}. \tag{21'}$$

Поверхность влияния осадки. Инфлюентная линия осадки точки, лежащей на одной из главных осей для грузов, движущихся вдоль этой оси, легко обобщается для произвольной точки и грузов, расположенных в любом месте плавающего тела. Вместо линии влияния будем иметь поверхность влияния, в данном случае плоскость, пересекающую горизонтальную плоскость по нолевой линии; эта прямая играет для поверхности влияния ту же роль, что фокус для линии влияния. Действительно, на основании теоремы взаимности перемещений ординаты поверхности влияния совпадают с осадками плавающего тела от силы $P = 1$, приложенной в той точке, осадка которой изучается.

Осадка точки $m\,(u,\ v)$ (фиг. 250) под действием силы $P=1$ в точке $n\,(x,\ y)$ выражается такой формулой:

$$\delta_{mn} = \frac{ux}{I_y} + \frac{vy}{I_x} + \frac{1}{F}.$$

НТБ ДНУЖТ

Уравнение нолевой, или нейтральной, линии

$$\frac{ux}{I_y}+\frac{vy}{I_x}+\frac{1}{F}=0$$

или

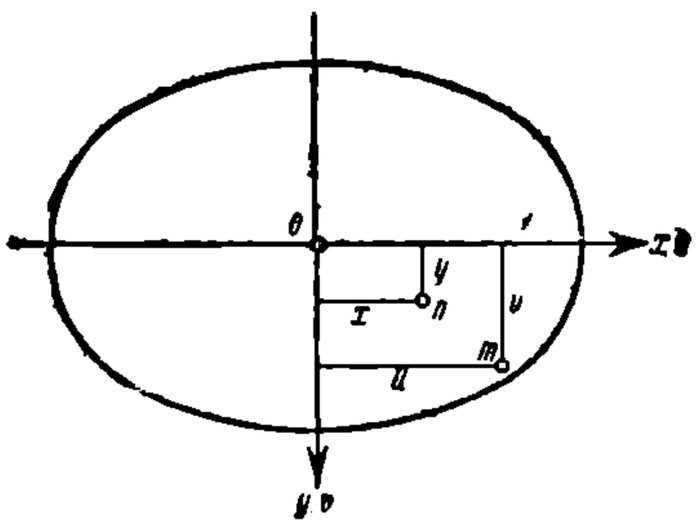
$$\frac{ux}{r_y^2}+\frac{vy}{r_x^2}+1=0. \tag{22}$$

Нолевая линия для точки m разделяет площадь ватерлинии плавающего тела на две зоны. Грузы, расположенные по одну сторону от нейтральной линии, вызывают опускание точки m, грузы, расположенные по другую сторону, — поднятие. Система нолевых линий, построенных для всех точек наружного контура, образует замкнутую фугуру, аналогичную ядру сечения при исследовании внецентренного сжатия бруса.

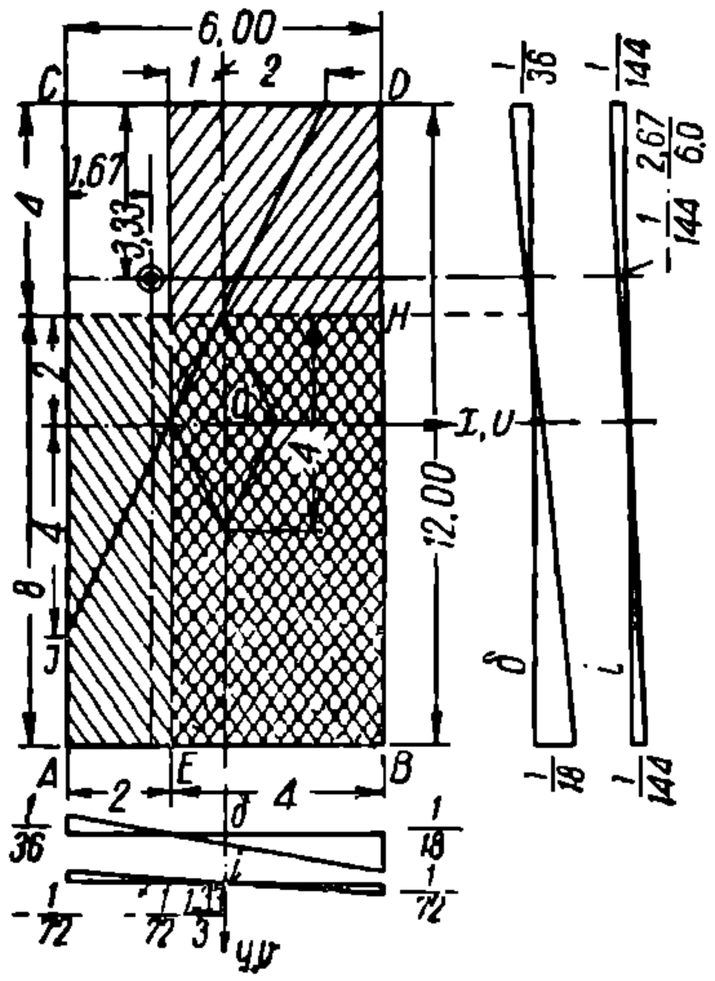
Числовой пример. Прямоугольный паром размерами в плане 6×12 *м* загружается равномерно распределенной нагрузкой 0,5 $т/м^2$. Определить наибольшую осадку борта при невыгоднейшем загружении. Площадь парома $F=72$ $м^2$ (фиг. 251). Прежде всего строим инфлюентные линии осадки и крена для грузов, движущихся вдоль осей Ox и Oy. Концевые ординаты линии осадки борта DB при движении грузов вдоль оси Ox соответственно будут (при $\alpha=1$, $\gamma=1$):

$$\delta_{BB}=\frac{1}{F}\left(1+\frac{l^2}{d^2}\right)=\frac{1}{F}(1+3)=\frac{4}{F}=\frac{1}{18};$$

$$\delta_{AB}=\frac{1}{F}\left(1-\frac{l^2}{d^2}\right)=-\frac{2}{F}=-\frac{1}{36}.$$



Фиг. 250.



Фиг. 251.

Концевые ординаты инфлюентной линии крена

$$\eta_A=-\eta_B=\frac{2\cdot6}{1\cdot1\cdot72\cdot12}=\pm\frac{1}{72}.$$

Аналогичным путем находим ординаты инфлюентных линий осадки и крена при движении груза вдоль оси Oy. Наибольшая равномерная осадка борта BD получается при загрузке прямоугольника $EFDB$:

$$\delta=(0{,}5\cdot12{,}0)\frac{4{,}0}{2}\cdot\frac{1}{18}=0{,}667\ м.$$

Наибольшая равномерная осадка борта AB при загрузке прямоугольника $AGHB$

$$\delta=(0{,}5\cdot6{,}0)\frac{8{,}0}{2}\cdot\frac{1}{18}=0{,}667\ м.$$

Чтобы определить наибольшую осадку точки B, найдем положение нолевой линии (или, что то же, границы ядра) соответствующей точке B. Подставляя в уравнение (22)

$$u=3{,}0;\quad v=6{,}0;\quad r_y^2=\frac{12\cdot6^3}{12\ (12\cdot6)}=3;\quad r_x^2=\frac{6\cdot12^3}{12\ (12\cdot6)}=12,$$

найдем

$$x+0{,}5y+1=0.$$

При $x=0$, $y=2$; при $y=0$, $x=-1$. Нолевая линия IK для точки B проходит через трети главных осей плана понтона.

Площадь $\Lambda IKDB=\omega$.

$$\omega=6{,}0\cdot12{,}0-\frac{10{,}0\cdot5{,}0}{2}=47{,}0\ м^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Чтобы получить наибольшую осадку точки B, необходимо загрузить площадь ω. Средняя осадка понтона при загрузке площади ω

$$\delta_{ср} = \frac{q\omega}{F} = \frac{0{,}5 \cdot 47{,}0}{72{,}0} = 0{,}327 \text{ м}.$$

Поворот относительно оси Oy (эпюра нагрузки рассматривается как разность между прямоугольником и треугольником)

$$i_y = 0{,}5\,\frac{1}{72}\;0 - 0{,}5\;\;\frac{5 \cdot 10}{2}\left(-\frac{1}{72} \cdot \frac{1{,}33}{3}\right) = 0{,}077.$$

Поворот относительно оси Ox

$$i_x = 0{,}5\,\frac{1}{72}\;\;0 - 0{,}5\;\;\frac{5 \cdot 10}{2}\left(-\frac{1}{144} \cdot \frac{2{,}67}{6{,}0}\right) = 0{,}0385.$$

Наибольшая осадка точки B

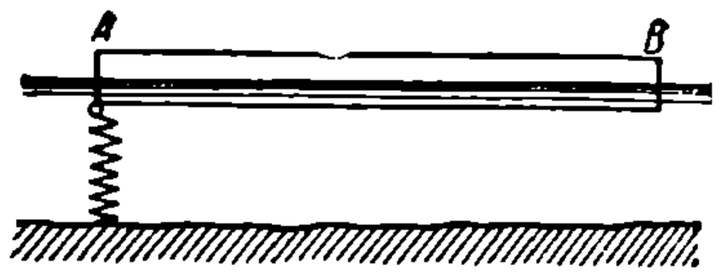
$$\delta_{max} = 0{,}327 + 3{,}0 \cdot 0{,}077 + 6{,}0 \cdot 0{,}0385 = 0{,}791 \text{ м}.$$

Таким образом, осадка точки B при невыгодной нагрузке на $\frac{0{,}791 - 0{,}667}{0{,}667} = 18{,}6\%$ превышает среднюю равномерную осадку борта.

§ 4. Плавающая балка, опертая в одной и в двух точках

Формулами § 3 можно воспользоваться и в том случае, когда плавающее тело имеет один свободный конец, а другим опирается на упругую опору (фиг. 252). Упругую опору можно рассматривать как сосредоточенную площадь ватерлинии или как поплавок, обладающий самостоятельной площадью ватерлинии, равной

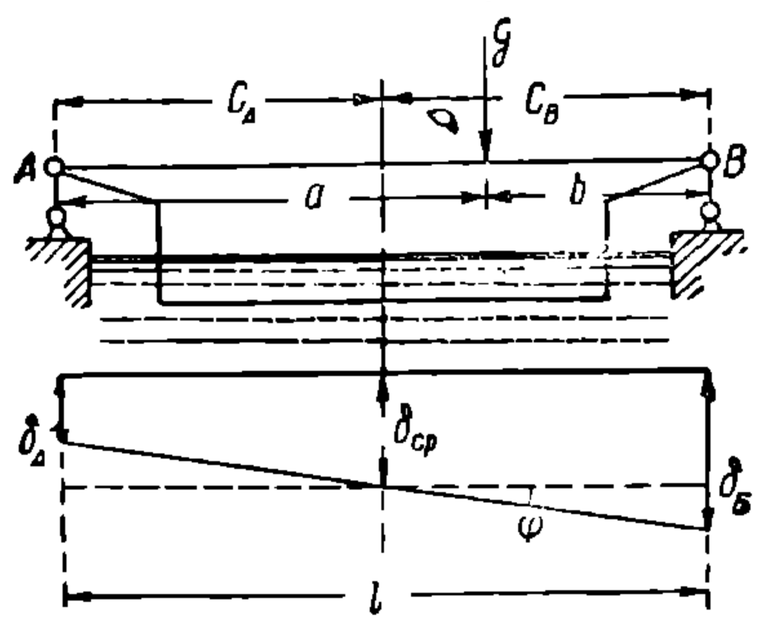
$$f = \frac{1}{\gamma\delta},$$



Фиг. 252.

где δ — осадка упругой опоры от силы единицы, приложенной к опоре непосредственно.

Присоединяя площадь f к основной площади ватерлинии F_1 и определяя новое положение ц. т. и новый момент инерции I, будем иметь все данные для пользования формулами (9) и дальнейшими. Формулы (9) сохраняют силу и в предельном случае, когда опора будет не упругая, а абсолютно жесткая, иначе говоря, при $\delta \to 0$. Уменьшение δ эквивалентно возрастанию добавочной сосредоточенной площади f, и по мере увеличения f ц. т. суммарной ватерлинии будет приближаться к опоре, а суммарная площадь $F_1 + f$ будет возрастать. В пределе при $\delta = 0$, $f = \infty$ ц. т. ватерлинии сольется с жесткой опорой, а величина $F_1 + f$ станет равной бесконечности. В формулах (9) — (14) в этом случае достаточно положить $F = \infty$, а момент инерции вычислить относительно жесткой опоры. К тому же результату легко притти, составляя уравнение моментов относительно опоры. Этими соображениями приходится пользоваться при рассмотрении берегового звена наплавного моста, опертого одним концом на неподвижную, а другим — на пловучую опору.



Фиг. 253.

Случай двух добавочных упругих опор никаких особенностей по сравнению со случаем одной упругой опоры не представляет. К основной площади ватерлинии присоединяются площади двух поплавков, определяются новое положение ц. т., новый момент инерции и т. д. При двух жестких опорах все эти рассуждения неприменимы, так как плавающее тело делается неподвижным. Особо должны быть рассмотрены случаи, когда две опоры получают наперед заданные принужденные осадки. Приводимый ниже вывод будет использован при рассмотрении цепи пловучих звеньев.

Допустим, что под концы твердого плавающего тела, плавающей балки, подведены две неподвижные опоры A и B (фиг. 253). Если высота опор в точности соответствует

НТБ ДНУЖТ

осадкам опорных точек, то никаких реакций не возникает. Всякая добавочная нагрузка будет целиком передаваться опорам, причем опорные реакции определяются как для простой балки, пролетом l. Предположим далее, что опоры шарнирно неподвижно связаны с плавающим телом и получают некоторую принужденную осадку δ_A и δ_B. Величины δ_A и δ_B, как всегда, будем считать положительными при осадке вниз. Очевидно, что в опорных точках возникнут реакции, которые уравновесят добавочные силы водоизмещения, соответствующие смещенному положению тела. Эти реакции обозначим через R_A и R_B и будем считать их положительными, когда они действуют на тело в направлении снизу вверх, как и силы водоизмещения.

Поставим себе задачей выяснить полную величину реакций R_A и R_B в результате действия добавочной нагрузки G и осадок опорных точек. Трапецоидальную эпюру осадок заменяем прямоугольником, высота которого равна средней осадке:

$$\delta_{cp} = \frac{\delta_A c_B + \delta_B c_A}{l},$$

и двойным треугольником с вершиной в ц. т. площади ватерлинии и уклоном

$$\varphi = \frac{\delta_B - \delta_A}{l}.$$

Силы водоизмещения сведутся к равнодействующей в ц. т. ватерлинии и равной $\gamma\delta_{cp}F$ и паре с моментом $\gamma\varphi I\alpha$, вращающимся против часовой стрелки[1]. Составим уравнения моментов относительно левой и правой опор:

$$Ga - \gamma F\frac{\delta_A c_B + \delta_B c_A}{l}c_A - \gamma I\alpha\frac{\delta_B - \delta_A}{l} - R_B l = 0;$$

$$Gb - \gamma F\frac{\delta_A c_B + \delta_B c_A}{l}c_B + \gamma I\alpha\frac{\delta_B - \delta_A}{l} - R_A l = 0;$$

откуда

$$R_B = R_B^0 - \delta_B\frac{\gamma}{l^2}(Fc_A^2 + I\alpha) - \delta_A\frac{\gamma}{l^2}(Fc_A c_B - I\alpha); \qquad (23)$$

$$R_A = R_A^0 - \delta_A\frac{\gamma}{l^2}(Fc_B^2 + I\alpha) - \delta_B\frac{\gamma}{l^2}(Fc_A c_B - I\alpha). \qquad (24)$$

Здесь $R_B^0 = \frac{Gb}{l}$ и $R_A^0 = \frac{Ga}{l}$ — реакции простой балки. Сокращенно эти формулы записываются следующим образом:

$$R_B = R_B^0 - \delta_B R_{BB} - \delta_A R_{BA}; \qquad (23')$$

$$R_A = R_A^0 - \delta_A R_{AA} - \delta_B R_{AB}. \qquad (24')$$

Для симметричного плавающего тела формулы несколько упрощаются. Подставляя $I = \frac{Fd^2}{4}$, где $d = 2r$ (диаметр инерции) и $c_A = c_B = \frac{l}{2}$, получим:

$$R_B = R_B^0 - \delta_B\frac{\gamma F}{4}\left(1 + \frac{\alpha d^2}{l^2}\right) - \delta_B\frac{\gamma F}{4}\left(1 - \frac{\alpha d^2}{l^2}\right); \qquad (23'')$$

$$R_A = R_A^0 - \delta_B\frac{\gamma F}{4}\left(1 - \frac{\alpha d^2}{l^2}\right) - \delta_A\frac{\gamma F}{4}\left(1 + \frac{\alpha d^2}{l^2}\right). \qquad (24'')$$

Остановимся на случае, когда площадь ватерлинии представляет собой прямоугольник LB и $\alpha = 1$. Тогда, подставляя в формулы (23) и (24) $l = L$, $c_A = c_B = \frac{L}{2}$, $F = LB$; $I = \frac{LB^3}{12}$, найдем:

$$R_B = R_B^0 - \delta_B\frac{\gamma LB}{3} - \delta_A\frac{\gamma LB}{6}; \qquad (23''')$$

$$R_A = R_A^0 - \delta_A\frac{\gamma LB}{3} - \delta_B\frac{\gamma LB}{6}. \qquad (24''')$$

[1] Коэфициент α введен для учета «уменьшения» момента инерции площади ватерлинии вследствие смещения грузов, расположенных выше ц. в.

НТБ ДНУЖТ

Отметим аналогию формул (23‴) и (24‴) с известными выражениями концевых углов поворота (фиктивных реакций) обыкновенной балки на двух опорах, нагруженной местной нагрузкой и опорными моментами:

$$\tau_B = \tau_B^0 + \frac{M_B l}{3EI} + \frac{M_A l}{6EI}; \qquad \text{(а)}$$

$$\tau_A = \tau_A^0 + \frac{M_A l}{3EI} + \frac{M_B l}{6EI}. \qquad \text{(в)}$$

Эту аналогию можно формулировать следующим образом: опорные реакции абсолютно жесткой, опертой по концам, плавающей балки, несущей местную нагрузку и испытывающей действие принужденных осадок концов на δ_A и δ_B, совпадают с фиктивными реакциями (концевыми углами поворота) обыкновенной балки на двух опорах, несущей фиктивную нагрузку и нагруженной опорными моментами

$$M_A = -\delta_A \text{ и } M_B = -\delta_B,$$

при условии, что между шириной ватерлинии плавающей балки B и жесткостью обыкновенной балки существует соотношение

$$\gamma B = \frac{1}{EI}.$$

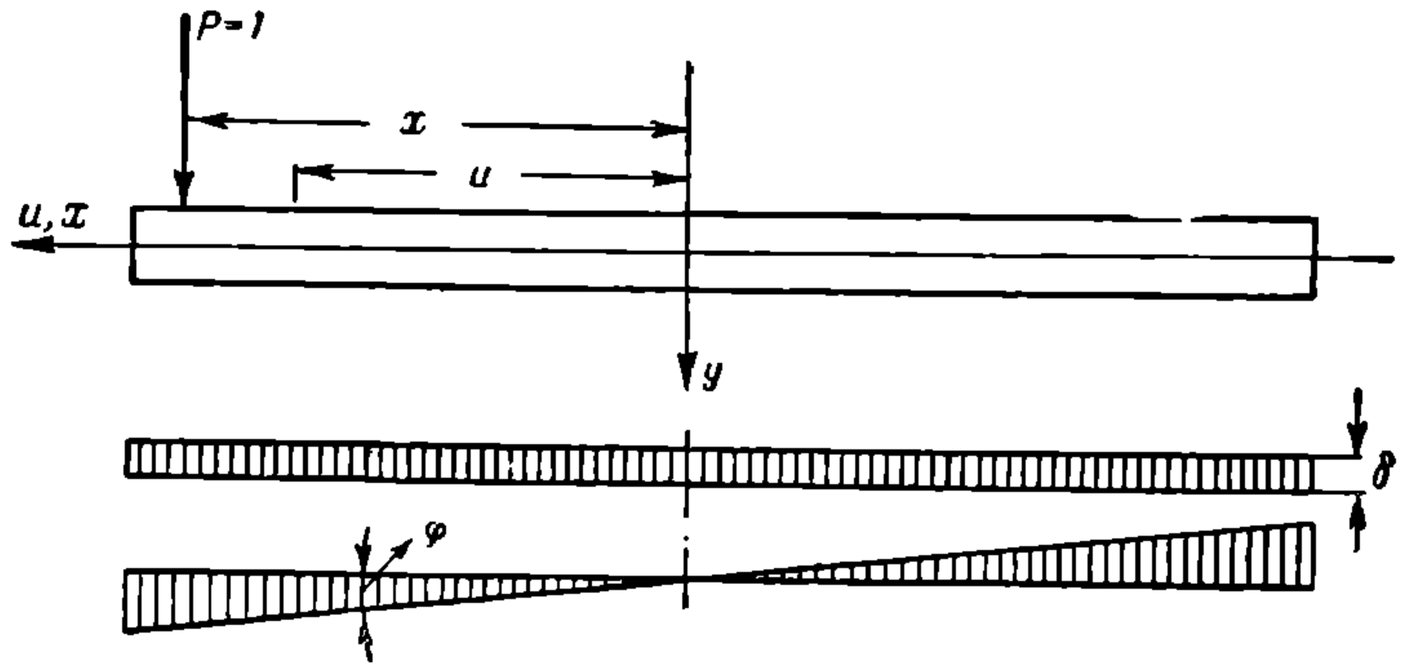
Эта аналогия является частным случаем о б о б щ е н н о й а н а л о г и и М о р а, устанавливающей соответствие между работой так называемых в з а и м н ы х балок, в том числе упругой балки и абсолютно жесткой балки на упругом основании (например, плавающей балки, судна). Аналогия распространяется также на балки с переменным EI и переменной жесткостью основания γB, а также на балки, имеющие особые точки (шарниры, упругие и жесткие опоры и т. п.) [1].

§ 5. Инфлюентные линии перерезывающих сил и изгибающих моментов в поперечных сечениях плавающей балки

Если есть необходимость выяснить работу продольных креплений пловучей опоры или парома для большого числа случаев расположения временной нагрузки, целесообразно взамен построения эпюр Q и M для отдельных случаев найти инфлюентные линии Q и M для ряда сечений; по ним определить Q_{max} и M_{max} в каждом сечении и затем построить объемлющие эпюры Q_{max} и M_{max}. Мы рассмотрим два способа построения инфлюентных линий: статический, или способ сложения инфлюент, и кинематический.

Статический способ построения инфлюентных линий. Средняя осадка при передвижении груза $P = 1$ остается постоянной:

$$\delta = \frac{1}{\gamma F}.$$



Фиг. 254.

Наклонение относительно поперечной оси (диферент) пропорционально расстоянию груза от центра тяжести площади ватерлинии [2] (фиг. 254):

$$\varphi = \frac{1 \cdot x}{\gamma I}.$$

---

[1] См. А. А. У м а н с к и й, Специальный курс строительной механики, ч. I, § 5, 6 и 11. Б. Н. Ж е м о ч к и н, Некоторые гидростатические аналогии, Труды МИИТ, вып. VI, 1928.

[2] Коэфициент $\alpha = 1$, так как расстояние a между ц. т. и ц. в. всегда мало по сравнению с большим метацентрическим радиусом. В настоящем выводе считаем положительными угол и внешний момент, направленные против часовой стрелки.

НТБ ДНУЖТ

Поперечная сила Q и изгибающий момент M в каждом сечении a складываются из трех величин:

Q_{u0} или M_{u0}, непосредственно зависящей от силы $P = 1$;

$Q_{u\delta}$ или $M_{u\delta}$, зависящей от давления воды при равномерной осадке;

$Q_{u\varphi}$ или $M_{u\varphi}$, зависящей от давления воды при наклонении судна на угол φ.

Предварительно следует построить эпюры M и Q отдельно от давления воды при $\delta = \frac{1}{\gamma F}$ и $\varphi = \frac{1}{\gamma I}$ (или при $\delta = 1$ и $\varphi = 1$).

Ординату инфлюентной линии Q_u в сечении a при нахождении груза $P = 1$ в сечении x найдем по следующей формуле:

а) когда груз $P = 1$ левее сечения u, т. е. $x > a$,

$$Q_{ux} = -1 + Q_{u\delta} + xQ_{u\varphi};$$

б) когда груз $P = 1$ правее сечения u, т. е. $x < a$,

$$Q_{ux} = Q_{u\delta} + xQ_{u\varphi}.$$

Здесь $Q_{u\delta}$ и $Q_{u\varphi}$ — постоянные для данного сечения величины, которые берутся из эпюр Q, построенных для $\delta = \frac{1}{\gamma F}$ и $\varphi = \frac{1}{\gamma I}$.

Ординату инфлюентной линии M_a для момента в сечении a при нахождении груза в сечении x найдем по аналогичным формулам:

а) при $x > a$

$$M_{ux} = -1 \cdot (x - u) + M_{u\delta} + x M_{u\varphi};$$

б) при $x < a$

$$M_{ux} = M_{u\delta} + x M_{u\varphi}.$$

Из этих формул усматривается следующее. Линия Q_u состоит из двух параллельных прямолинейных ветвей, наклоненных к горизонту, причем наклон

$$\operatorname{tg} \alpha = Q_{u\varphi}.$$

В отличие от балки на двух опорах наклон линий, построенных для разных a, будет различным. Ординаты линий над концами судна имеют конечное значение, как в случае консольной балки. Скачок над сечением u (расстояние между ветвями по вертикали) равен 1. Линии M напоминают линии момента для двухконсольной балки с переменной длиной консолей. Каждая линия легко может быть построена по трем ординатам: первой (левой) ординате, главной ординате ($x = u$) и последней (правой) ординате. Порядок расчета проследим на следующем числовом примере.

Числовой пример. Плоскодонное деревянное судно размерами в плане 44×15 *м* обстроено под паром, приспособленный для перевозки тяжелых грузов. Для расчета продольных креплений судна, предположенных в виде шести ферм Гау, строим инфлюентные линии Q и M в поперечных сечениях судна (фиг. 255).

Очертание плана образовано прямой частью длиной 20 *м* и двумя закругленными оконечностями. Площадь ватерлинии и момент инерции оконечностей находим по правилу трапеций. Для средней прямоугольной части пользуемся обычными формулами.

Таблица 44

Номер	y			yx^2
0	0	22,0	484,0	0
1	3,0	20,0	400,0	1 200,0
2	4,8	18,0	324,0	1 555,0
3	6,0	16,0	256,0	1 536,0
4	6,9	14,0	196,0	1 352,4
5	7,3	12,0	144,0	1 051,2
6	7,5	10,0	100,0	750,0
Σ	35,5		Σ	7 444,6
$\Delta\Sigma$	3,75		$\Delta\Sigma$	375,0
Σ	31,25		Σ	7069,6

$$F = 4 \cdot 2{,}0 \cdot 31{,}25 + 20{,}0 \cdot 15{,}0 = 550 \text{ м}^2;$$

$$I = 4 \cdot 2{,}0 \cdot 7069{,}6 + \frac{15{,}0 \cdot 20{,}0^3}{12} = 66\,556{,}8 \text{ м}^4.$$

НТБ ДНУЖТ

Средняя осадка от груза $P = 1$ *м* при $= 1$

$$\delta = \frac{1}{1 \cdot 550{,}0} = 0{,}001819 \text{ м}.$$

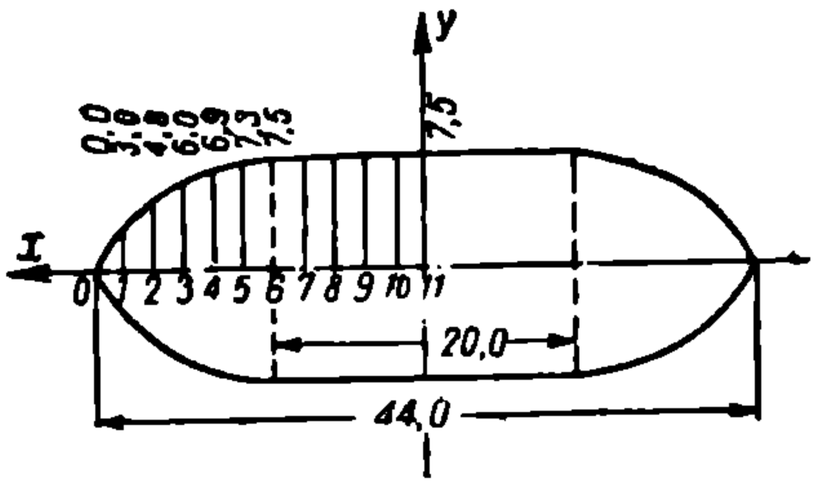
Диферент от момента $M = 1$

$$\operatorname{tg}\varphi = \varphi = \frac{1}{1 \cdot 66\,556{,}8} = 0{,}000015024.$$

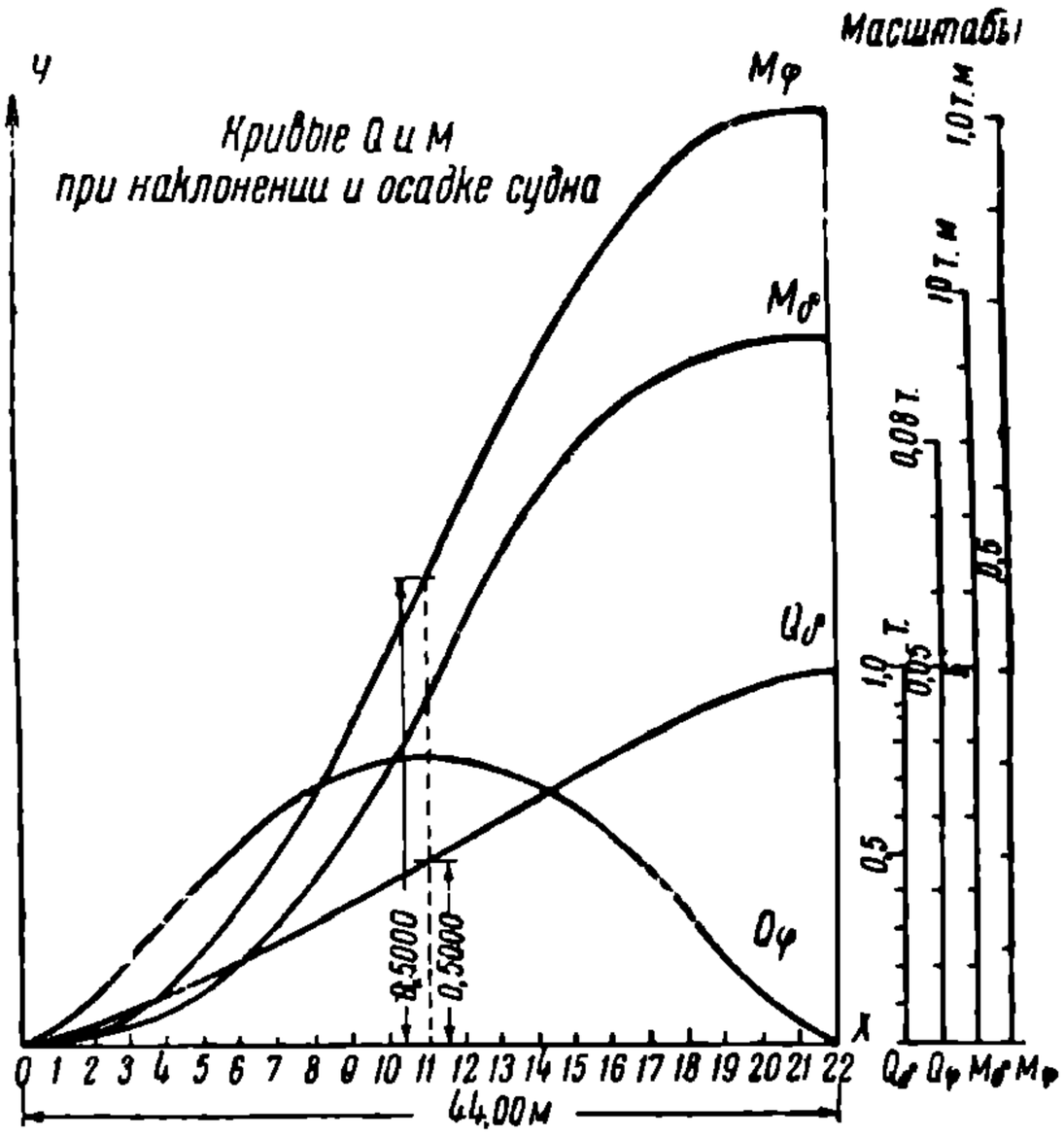
Ординаты эпюры давления воды w_δ (площади шпангутов) равны удвоенным ординатам плана ватерлинии, помноженным на осадку и γ [1]. Интегрирование кривой давления воды для получения эпюр Q_δ и M_δ приведено в табл. 45. Ввиду симметрии ватерлинии вычисление доведено только до оси; вид эпюры справа от оси симметрии получаем добавлением соответствующей полуволны (фиг. 256).

Как и следовало ожидать, ордината эпюры Q_δ по оси судна

$$Q_{11\delta} = 0{,}5002 \approx 0{,}5000.$$



Фиг. 255.



Фиг. 256

Таблица 45

Номер	w_δ	Площади II	Q_δ	Площади IV	M_δ
I	II	III	IV	V	VI
0	0		0		0
1	0,0109	0,0109	0,0109	0,0109	0,0109
2	0,0174	0,0283	0,0392	0,0501	0,0610
3	0,0218	0,0392	0,0784	0,1176	0,1786
4	0,0250	0,0468	0,1252	0,2036	0,3822
5	0,0265	0,0515	0,1767	0,3019	0,6841
6	0,0270	0,0535	0,2302	0,4069	1,0910
7	0,0270	0,0540	0,2842	0,5144	1,6054
8	0,0270	0,0540	0,3382	0,6224	2,2278
9	0,0270	0,0540	0,3922	0,7304	2,9582
10	0,0270	0,0540	0,4462	0,8384	3,7966
11	0,0270	0,0540	0,5002	0,9462	4,7428

Ординаты эпюры давления воды при диференте, равные площадям последовательных шпангоутов, получим, умножая удвоенные ординаты плана ватерлинии на переменную осадку:

$$w_\varphi = 2yx \operatorname{tg}\varphi = 0{,}000030048\, yx.$$

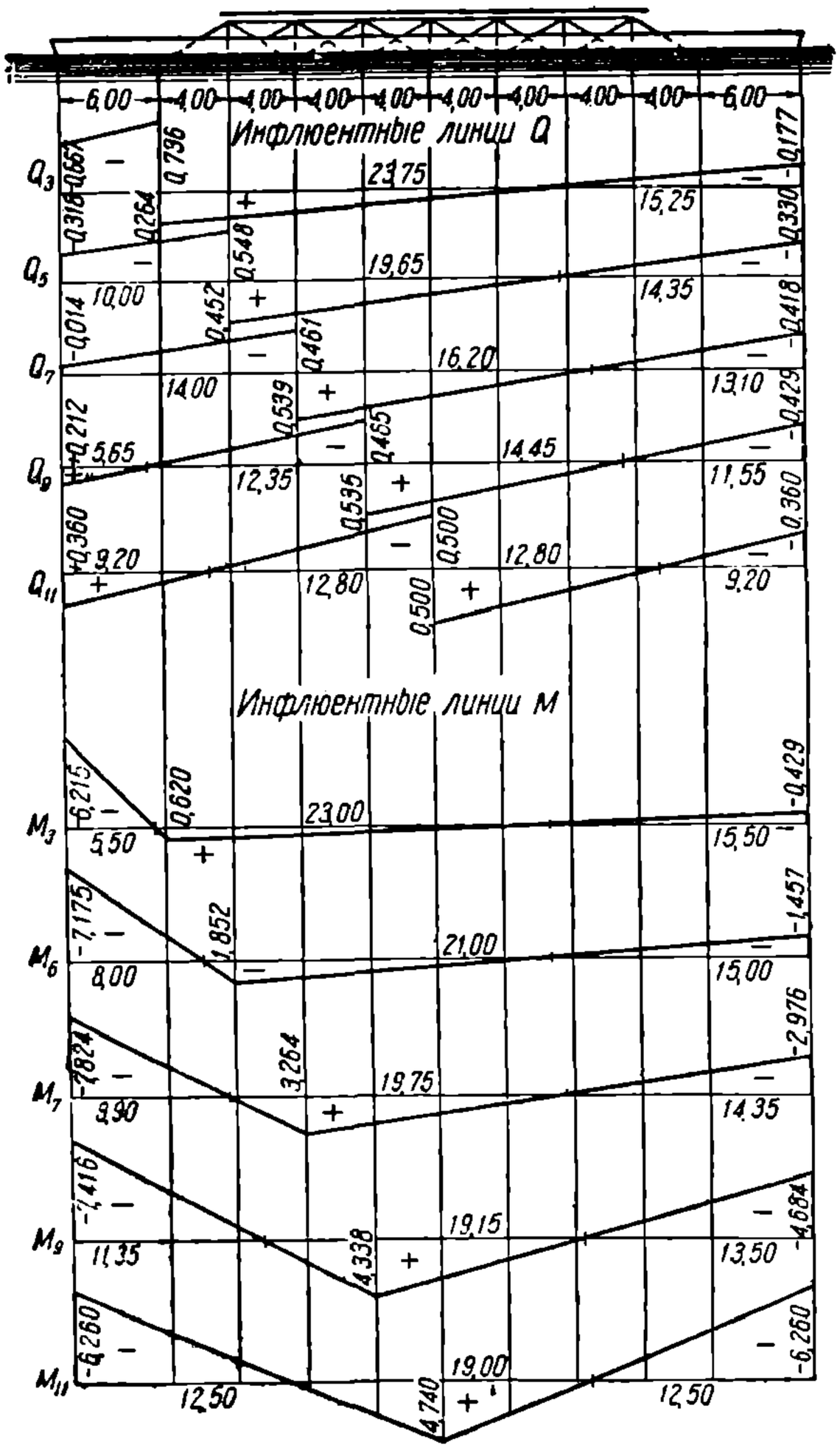
В табл. 46 приведено интегрирование эпюры давления воды, причем для удобства все числа увеличены в 10^4 раз.

[1] Легко сообразить, что величина γ роли не играет и может быть принята равной 1 (в выражения δ и φ она входит в знаменатель, а w — в числитель).

НТБ ДНУЖТ

Таблица 46

Номер	w_φ 10^4	Площади II	$Q_\varphi \cdot 10^4$	Площади IV	M_φ 10^4
I	II	III	IV	V	VI
0	0		0		0
1	18,03	18,03	18,03	18,03	18,03
2	25,96	43,09	62,02	80,05	98,08
3	28,85	54,81	116,83	178,85	276,93
4	29,03	57,88	174,71	291,54	568,47
5	26,32	55,35	230,06	404,77	973,94
6	22,54	48,86	278,92	508,98	1 482,92
7	18,03	40,57	319,49	598,41	2 081,33
8	13,52	31,55	351,04	670,53	2 751,86
9	9,14	22,66	373,70	724,74	3 476,60
10	4,57	13,71	387,41	761,11	4 237,11
11	0	4,57	391,98	779,39	5 017,10



Фиг. 257.

Точное значение $M_{11\varphi}$ $10^4 = 0{,}5 \cdot 10^4 = 5\,000{,}00$. Незначительная ошибка в 0,3% объясняется различной степенью точности при определении I и M_φ [1]. Для дальнейших расчетов сохранены три знака, причем округление произведено в меньшую сторону.

Инфлюентные линии Q и M строим для сечений № 3, 5, 7, 9 и 11 (u=16, 12, 8, 4 и 0). Для каждой линии вычисляем три ординаты: левую концевую, главную и правую концевую (фиг. 257).

Линия Q_3 ($u = 16{,}0$):

$$Q_{3\cdot0} = -1 + 0{,}0784 + 0{,}0116 \cdot 22{,}0 = -0{,}667;$$
$$Q_{3\cdot3} = 0{,}0784 + 0{,}0116 \cdot 16{,}0 = 0{,}264;$$
$$Q_{3\cdot22} = 0{,}0784 - 0{,}0116 \cdot 22{,}0 = -0{,}177.$$

Линия Q_5 ($u = 12{,}0$):

$$Q_{5\cdot0} = -1 + 0{,}176 + 0{,}0230 \cdot 22{,}0 = -0{,}318;$$
$$Q_{5\cdot5} = 0{,}176 + 0{,}0230 \cdot 12{,}0 = 0{,}452;$$
$$Q_{5\cdot22} = 0{,}176 - 0{,}0230 \cdot 22{,}0 = -0{,}330.$$

Линия Q_7 ($u = 8{,}0$):

$$Q_{7\cdot0} = -1 + 0{,}284 + 0{,}0319 \cdot 22{,}0 = -0{,}014;$$
$$Q_{7\cdot7} = 0{,}284 + 0{,}0319 \cdot 8{,}0 = 0{,}539;$$
$$Q_{7\cdot22} = 0{,}284 - 0{,}0319 \cdot 22{,}0 = -0{,}418.$$

Линия Q_9 ($u = 4{,}0$):

$$Q_{9\cdot0} = -1 + 0{,}392 + 0{,}0373 \cdot 22{,}0 = 0{,}212;$$
$$Q_{9\cdot9} = 0{,}392 + 0{,}0373 \cdot 4{,}0 = 0{,}535;$$
$$Q_{9\cdot22} = 0{,}392 - 0{,}0373 \cdot 22{,}0 = -0{,}429.$$

Линия Q_{11} ($u = 0$):

$$Q_{11\cdot0} = -1 + 0{,}50 + 0{,}0391 \cdot 22{,}0 = -0{,}360;$$
$$Q_{11\cdot11} = 0{,}50 + 0{,}0391 \cdot 0 = 0{,}50;$$
$$Q_{11\cdot22} = 0{,}50 - 0{,}0391 \cdot 22{,}0 = -0{,}360.$$

[1] Легко видеть, что можно было бы обойтись без предварительного вычисления F и I, так как эти величины непосредственно получаются путем интегрирования для осадки $\delta=1$ и угла наклонения $\varphi=1$. В настоящем примере раздельное вычисление приведено для полноты.

НТБ ДНУЖТ

Линия M_3 ($u = 16{,}0$):

$$M_{3\cdot 0} = -1\,(22{,}0 - 16{,}0) + 0{,}178 + 0{,}0276 \cdot 22{,}0 = -6{,}215;$$
$$M_{3\cdot 3} = 0{,}178 + 0{,}0276 \cdot 16{,}0 = 0{,}620;$$
$$M_{3\cdot 22} = 0{,}178 - 0{,}0276 \cdot 22{,}0 = -0{,}429.$$

Линия M_5 ($u = 12{,}0$):

$$M_{5\cdot 0} = -1\,(22{,}0 - 12{,}0) + 0{,}684 + 0{,}0973 \cdot 22{,}0 = -7{,}17;$$
$$M_{5\cdot 5} = 0{,}684 + 0{,}0973 \cdot 12{,}0 = 1{,}85;$$
$$M_{5\cdot 22} = 0{,}684 - 0{,}0973 \cdot 22{,}0 = -1{,}45.$$

Линия M_7 ($u = 8{,}0$):

$$M_{7\cdot 0} = -1\,(22{,}0 - 8{,}0) + 1{,}60 + 0{,}208 \cdot 22{,}0 = -7{,}82;$$
$$M_{7\cdot 7} = 1{,}60 + 0{,}208 \cdot 8{,}0 = 3{,}26;$$
$$M_{7\cdot 22} = 1{,}60 - 0{,}208 \cdot 22{,}0 = -2{,}97;$$

Линия M_9 ($u = 4{,}0$):

$$M_{9\cdot 0} = -1\,(22{,}0 - 4{,}0) + 2{,}95 + 0{,}347 \cdot 22{,}0 = -7{,}41;$$
$$M_{9\cdot 9} = 2{,}95 + 0{,}347 \cdot 4{,}0 = 4{,}33;$$
$$M_{9\cdot 22} = 2{,}95 - 0{,}347 \cdot 22{,}0 = -4{,}68.$$

Линия M_{11} ($u = 0$):

$$M_{11\cdot 0} = -1\,(22{,}0 - 0) + 4{,}74 + 0{,}50 \cdot 22{,}0 = -6{,}26;$$
$$M_{11\cdot 11} = 4{,}74 + 0{,}50 \cdot 0 = 4{,}74;$$
$$M_{11\cdot 22} = 4{,}74 - 0{,}50 \cdot 22{,}0 = -6{,}26.$$

Таблица 47

Ординаты инфлюентных линий Q и M

Q	Ординаты			M	Ординаты		
	левая	главная	правая		левая	главная	правая
Q_3	—0,667	0,264	—0,177	M_3	—6,21	0,62	—0,42
Q_5	—0,318	0,452	—0,330	M_5	—7,17	1,85	—1,45
Q_7	—0,014	0,539	—0,418	M_7	—7,82	3,26	—2,97
Q_9	0,212	0,535	—0,429	M_9	—7,41	4,33	—4,68
Q_{11}	0,360	0,500	—0,360	M_{11}	—6,26	4,74	—6,26

Пользуясь построенными инфлюентными линиями, определяем расчетные моменты и поперечные силы в сечениях и по ним находим усилия в поясах, раскосах и тяжах ферм креплений.

Кинематический метод построения инфлюентных линий. Как известно, каждая инфлюентная линия усилия стержневой системы может быть представлена в виде эпюры перемещений для системы, освобожденной от той связи, усилие которой разыскивается. При этом по направлению удаленной связи системе дается малая деформация, численно принимаемая равной отвлеченной единице. Иначе говоря, все ординаты эпюры перемещений измеряются масштабом, выбранным так, чтобы указанная деформация оказалась равной единице.

Инфлюентные линии Q и M любой балки или балочной системы (а в том числе и абсолютно жесткой балки на упругом основании, каковой является рассматриваемое нами судно, понтон) для действия вертикальных сил представляются эпюрами вертикальных перемещений, обусловленных в первом случае сосредоточенным сдвигом $\Delta = 1$, во втором сосредоточенным изменением угла $\theta = 1$ в том сечении, где разыскивается Q или M. Заметим, что Δ и θ должны быть направлены в стороны, противоположные принятым положительным направлениям усилий Q и M. Тогда осадки вниз будут давать положительные ординаты для сил, направленных сверху вниз, а перемещения вверх — отрицательные ординаты.

При построении инфлюенты Q в сечении C с абсциссой u пользуемся моделью, показанной на фиг. 258, *а*. Совмещаем ось балки с условным нолевым горизонтом воды, рассекаем ее в C и даем правой части относительно левой сдвиг вниз на $\Delta = 1$.

НТБ ДНУЖТ

Деформированную модель считаем отвердевшей и устанавливаем новое положение равновесия. Дополнительные силы водоизмещения сведутся к равнодействующей P, направленной снизу вверх и равной

$$P = -1 \cdot F',$$

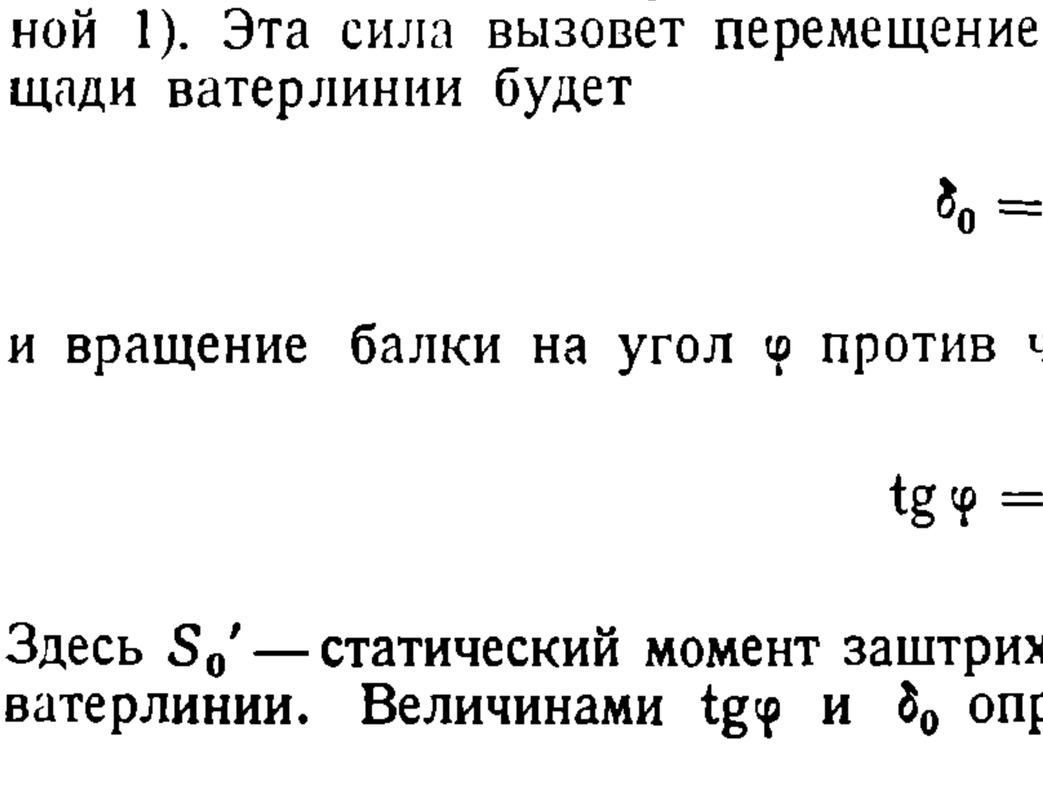
где F' — площадь, заштрихованная на фиг. 258, *b* (плотность в ды γ полагаем равной 1). Эта сила вызовет перемещение балки вверх, причем ордината в ц. т. площади ватерлинии будет

$$\delta_0 = \frac{P}{F} = -\frac{F'}{F} \tag{25}$$

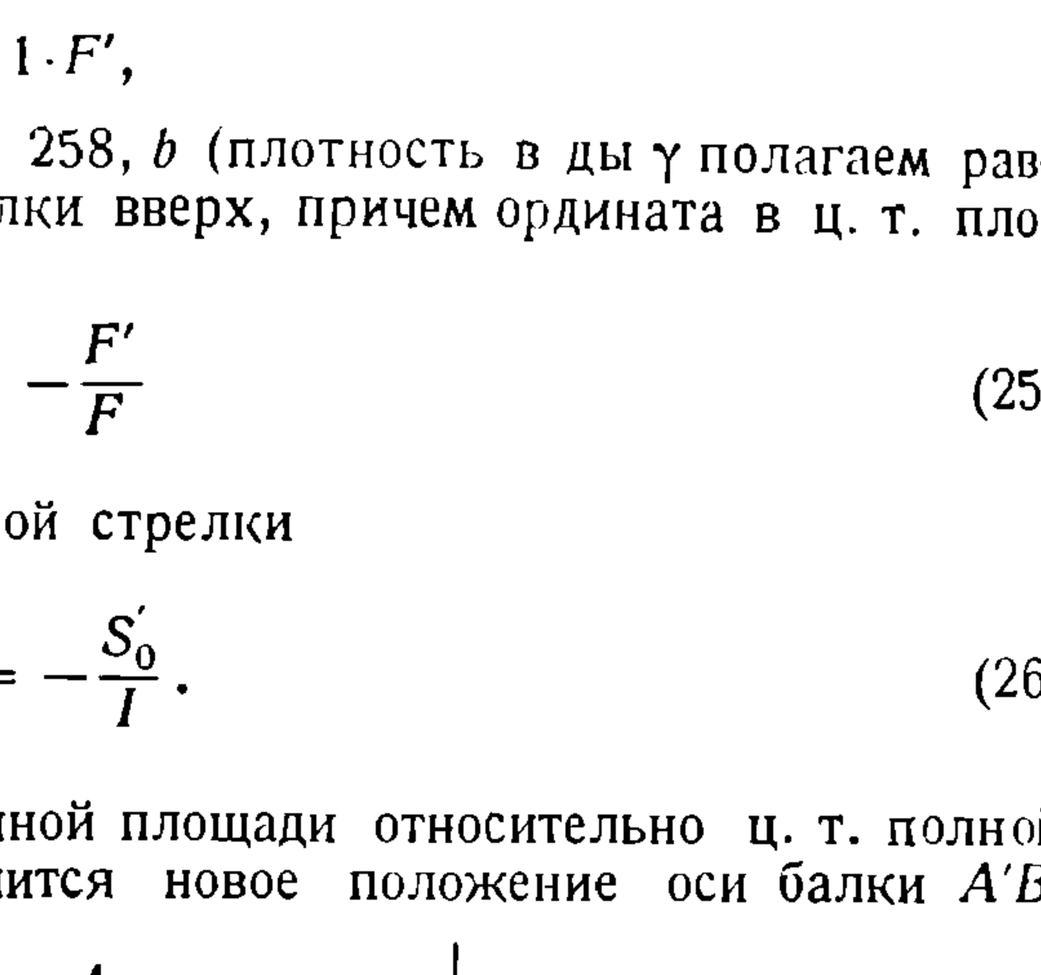
и вращение балки на угол φ против часовой стрелки

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{M}{I} = -\frac{S_0'}{I}. \tag{26}$$

Здесь S_0' — статический момент заштрихованной площади относительно ц. т. полной ватерлинии. Величинами $\operatorname{tg}\varphi$ и δ_0 определится новое положение оси балки $A'B'$



Фиг. 258.



Фиг. 259.

(фиг. 258, *c*). От этой оси необходимо в точках C' и B' отложить вниз ординаты $C'C'' = 1$ и $B'B'' = 1$ и соединить точки C'' и B'' прямой. Окончательный вид эпюры перемещений и инфлюенты Q будет $A'C'C''B''$. На участках ниже горизонтальной оси ставится знак (+), выше оси (—).

Для построения инфлюентной линии M включаем в сечение C шарнир и даем правой части поворот на малый угол против часовой стрелки (фиг. 259). Этот угол принимаем равным 1. Если желательно, чтобы на эпюре перемещений вертикальный масштаб совпадал с горизонтальным, то уклон части CB к горизонту должен быть 1 1, как и показано на фиг. 259, *b*. Дополнительная сила водоизмещения будет приложена в ц. т. клина CBB', направлена вниз и равна

$$P = \int^{F'} (x - u) \cdot 1 \cdot dF = S_C,$$

где S'_C — статический момент заштрихованной площади относительно сечения C.

Момент сил водоизмещения относительно центра тяжести площади ватерлинии вращает по часовой стрелке и равен

$$M = \int^{F'} (x - u) \cdot 1 \cdot x dF = \int^{F'} x^2 dF - u \int^{F'} x dF = I'_0 - u S'_0,$$

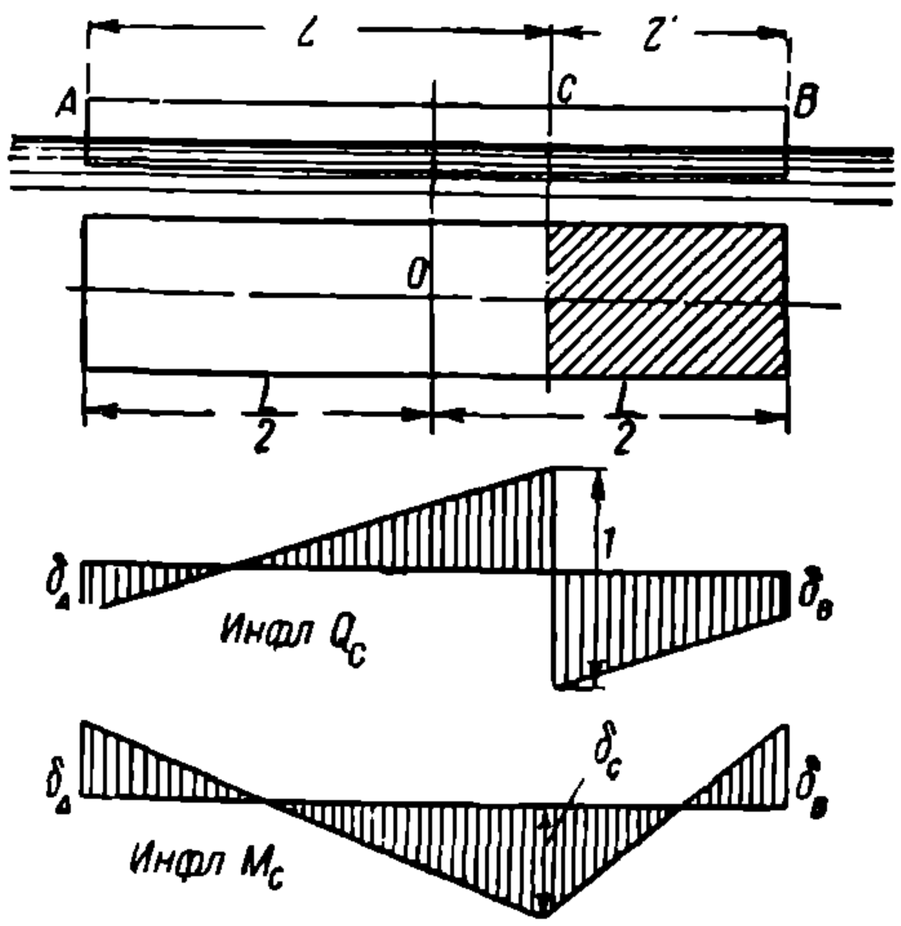
НТБ ДНУЖТ

т. е. равен моменту инерции заштрихованной площади относительно ц. т. ватерлинии минус произведение из статического момента той же площади на абсциссу сечения C.

В таком случае средняя осадка и поворот будут:

$$\delta_0 = \frac{S_C'}{F}; \qquad \operatorname{tg}\varphi = \frac{I_0' - u S_0'}{I} \qquad (27),\ (28)$$

Для построения инфлюентной линии необходимо сперва по найденным δ_0 и $\operatorname{tg}\varphi$ провести прямую $A'B'$, затем отложить $B'B'' = CB$ и соединить точку C' с B''. Искомая инфлюента изобразится площадью $AA'C'B''B$.



Фиг. 260.

Расчетные формулы для прямоугольного судна. Геометрические элементы площади ватерлинии для прямоугольного судна с размерами в плане $L \times B$ приобретают очень простое выражение (фиг. 260):

$$F = LB;\ I = \frac{BL^3}{12} \qquad F' = z'B;$$

$$S_0' = z'B\left(\frac{l - z'}{2}\right) = \frac{Bzz'}{2};\ S_C' = \frac{Bz'^2}{2};$$

$$I_0' = \frac{Bz'^3}{12} + \frac{Bz'z^2}{4}; \qquad I_0' - u S_0' =$$

$$= \frac{Bz'^3}{12} + \frac{Bz'z^2}{4} - \frac{z - z'}{2} \cdot \frac{Bzz'}{2} = \frac{B}{4}\left(\frac{z'^3}{3} + z'^2 z\right)$$

Поэтому при построении инфлюентной линии Q:

$$\delta_0 = -\frac{F'}{F} = -\frac{z'}{L}; \quad \operatorname{tg}\varphi = -\frac{S_0'}{I} = -\frac{6zz'}{L^3}$$

Найдем концевые ординаты этой инфлюентной линии:

$$\delta_A = \delta_0 - \frac{L}{2}\operatorname{tg}\varphi = -\frac{z'}{L} + \frac{3zz'}{L^2} = -\frac{z'}{L}\left(1 - 3\frac{z}{L}\right); \qquad (29)$$

$$\delta_B = \delta_0 + \frac{L}{2}\operatorname{tg}\varphi + 1 = -\frac{z'}{L} - \frac{3zz'}{L^2} + 1 = \frac{z}{L}\left(1 - 3\frac{z'}{L}\right) \qquad (30)$$

Для инфлюентной линии M имеем:

$$\delta_0 = \frac{S_C'}{F} = \frac{z'^2}{2L}; \quad \operatorname{tg}\varphi = \frac{I_0' - u S_0'}{I} = \frac{z'^3}{L^3} + 3\frac{z'^2 z}{L^3}$$

Концевые ординаты:

$$\delta_A = \delta_0 - \frac{L}{2}\operatorname{tg}\varphi = \frac{z'^2}{2L} - \frac{z'^3}{2L^2} - \frac{3}{2}\cdot\frac{z'^2 z}{L^2} = -\frac{z'^2 z}{L^2}; \qquad (31)$$

$$\delta_B = \delta_0 + \frac{L}{2}\operatorname{tg}\varphi = -\frac{z^2 z'}{L^2}. \qquad (32)$$

Главная ордината (в сечении C):

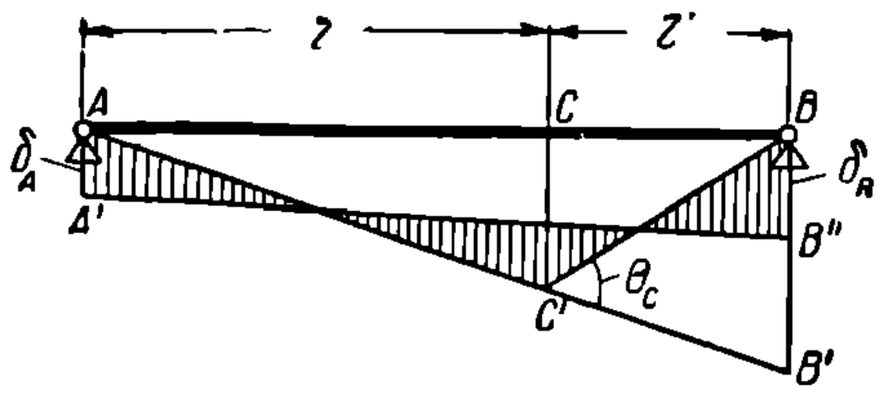
$$\delta_C = \frac{z'z}{L} - \left(\frac{z'^2 z}{L^2}\cdot\frac{z'}{L} + \frac{z^2 z'}{L^2}\cdot\frac{z}{L}\right) = \frac{z'z}{L}\left(1 - \frac{z'^2 + z^2}{L^2}\right). \qquad (33)$$

НТБ ДНУЖТ

Нельзя не обратить внимания на то, что формулы (29) — (33) совпадают с известными формулами концевых моментов для упругой балки постоянного сечения с заделанными концами. Так, формулы (29) и (30) дают моменты M_A и M_B для балки, нагруженной в сечении C сосредоточенным внешним моментом $M_C = 1$, формулы (31) и (32) соответствуют концевым моментам балки, нагруженной сосредоточенной силой $P = 1$ в сечении C.

Мало того, инфлюентные линии Q и M целиком совпадают с эпюрами изгибающих моментов балки с заделанными концами, нагруженной в первом случае моментом $M = 1$, во втором — силой $P = 1$. Эти свойства инфлюентных линий плавающей балки с прямоугольной ватерлинией представляют удобное мнемоническое правило, облегчающее построение [1].

Можно указать такой способ построения инфлюентных линий, при котором не только окончательный результат, но и все промежуточные операции соответствуют общепринятому способу построения эпюр моментов для балки с заделанными концами. Покажем это на примере построения инфлюенты M. Примем за «основную систему» балку с опертыми концами (§ 4). Включим в C шарнир и дадим балке угловую деформацию $\theta_C = 1$ (фиг. 261), а затем шарнир закрепим. При этом появляются дополнительные силы водоизмещения, которые вызовут на опорах реакции $R^0{}_A$ и $R^0{}_B$. В действительности на концах балки сосредоточенных сил не имеется. Подберем принужденные осадки опор δ_A и δ_B так, чтобы окончательная величина реакций была равна нолю. На основании формул (23‴) и (24‴) § 4 и полагая $\gamma = 1$, получим:



Фиг. 261.

$$R^0_A - \delta_A \frac{LB}{3} - \delta_B \cdot \frac{LB}{6} = 0;$$

$$R^0_B - \delta_B \frac{LB}{3} - \delta_A \frac{LB}{6} = 0.$$

Сюда необходимо подставить значения $R^0{}_A$ и $R^0{}_B$. Эти величины равны реакциям от водяной призмы, имеющей по фасаду форму треугольника $AC'B$, в точности совпадающего с эпюрой моментов от $P = 1$ для простой балки. При вычислении реакций необходимо площадь этого треугольника умножить на γB (или на B, так как $\gamma = 1$) (при определении фиктивных реакций эпюра M умножается на $\frac{1}{EI}$, таким образом γB играет ту же роль, что $\frac{1}{EI}$).

Опорные реакции будут:

$$R^0_A = -\frac{L^2 B}{6}\left(\frac{z'}{L} - \frac{z'^3}{L^3}\right); \quad R^0_B = -\frac{L^2 B}{6}\left(\frac{z}{L} - \frac{z^3}{L^3}\right)$$

(знак минус соответствует направлению силы водоизмещения снизу вверх; формулы получаются из уравнений моментов вокруг опор, если наш треугольник заменить разностью треугольников ABB' и $C'BB'$).

Подставив значения R^0 в написанные выше два уравнения с двумя неизвестными и решив эти уравнения относительно δ_A и δ_B, придем к формулам (31) и (32). Окончательный вид инфлюенты совпадает с эпюрой моментов балки с заделанными концами, нагруженной сосредоточенной силой $P = 1$. Можно показать, что и в случае плавающей балки с переменной шириной ватерлинии B инфлюенты M и Q также совпадают с эпюрами моментов упругой балки переменного сечения с заделанными концами. Жесткость этой балки в каждом сечении должна подчиняться зависимости

$$\gamma B = \frac{1}{EI}.$$

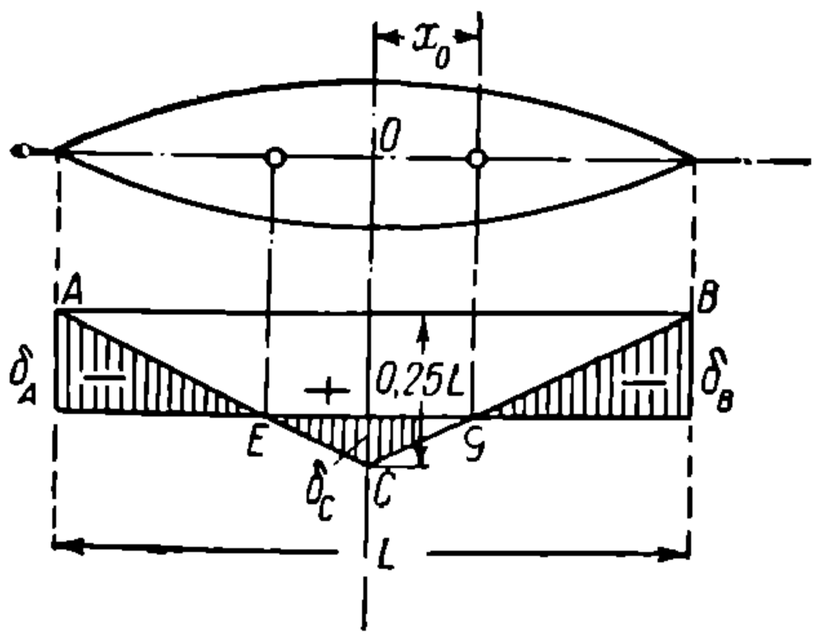
Особенность инфлюентной линии изгибающего момента в среднем сечении симметричного судна ($M_{ср}$). В большинстве случаев решающее значение для определения

[1] А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, ч. 1, § 6, задача 9. Там же рассмотрен случай переменной жесткости и переменной ширины ватерлинии.

НТБ ДНУЖТ

прочных размеров креплений имеет изгибающий момент в среднем сечении судна. Если ватерлиния симметрична, то построение этой инфлюенты значительно упрощается благодаря следующему интересному свойству: оказывается, что нолевые точки инфлюенты (фиг. 262) совпадают с центрами тяжести левой и правой половин площади ватерлинии. Это положение легко обосновать, пользуясь кинематическим представлением инфлюентной линии как эпюры перемещений от $\theta = 1$. Мы воспользуемся, однако, другой формулировкой кинематического метода, обычно применяемой для построения инфлюент при помощи так называемой статически неопределимой основной системы. Инфлюента M в среднем сечении может быть получена как эпюра перемещений системы, у которой в C включен шарнир и к торцам смежных сечений, сходящихся в шарнире, приложены одинаковые и взаимно противоположные моменты (пары), равные —1. Все ординаты эпюры должны быть разделены на угол взаимного поворота смежных сечений. Очевидно, что в случае полной симметрии от действия этих моментов в шарнире поперечной силы не возникает (концы перемещаются одинаково). Поэтому левая и правая части балки будут находиться в условиях плавающего тела, нагруженного только моментом (парой). Как известно, эпюра перемещений представляет собой в этом случае прямую, проходящую через ц. т. площади ватерлинии этого тела. В данном случае эта площадь представляет собой половину площади всей ватерлинии.

Для построения инфлюенты проще всего поступить следующим образом. Чертим треугольник ACB, представляющий инфлюенту для простой балки на двух опорах. Высота его равна $\frac{L}{4}$. Затем проектируем на стороны этого треугольника ц. т. левой и правой полуплощадей ватерлинии и через точки E и G прочерчиваем горизонтальную прямую.



Фиг. 262.

Если обозначить через x_0 абсциссу ц. т. полуплощади ватерлинии, то характерные ординаты инфлюенты выразятся через x_0 следующим образом:

главная ордината:

$$\delta_C = \frac{x_0}{2};$$

концевые ординаты:

$$\delta_A = \delta_B = -\frac{1}{2}\left(\frac{L}{2} - x_0\right).$$

При параболическом очертании полуплощади ватерлинии (§ 1, фиг. 241)

$$x_0 = \frac{n+1}{2(n+2)} \cdot \frac{L}{2},$$

где n — степень параболы.

Степень параболы n связана с коэфициентом полноты площади ватерлинии:

$$n = \frac{c}{1-c}.$$

Подставляя эти значения, получим для ординат инфлюенты следующие выражения:

$$\delta_C = \frac{L}{8(2-c)};$$

$$\delta_A = \delta_B = -\frac{L}{8} \cdot \frac{3-2c}{2-c}.$$

НТБ ДНУЖТ

При среднем значении $c = 0{,}75$ получим простые формулы для ординат:

$$\delta_C = 0{,}1L; \quad \delta_A = \delta_B = -0{,}15\,L.$$

Эти формулы дают во многих случаях достаточно надежные результаты и ими можно пользоваться для ориентировочных подсчетов.

Другое доказательство рассмотренного свойства инфлюенты $M_{ср}$. Если загрузить прямостенное судно равномерно по площади ватерлинии, то очевидно, что никаких изгибающих моментов и перерезывающих сил не будет, судно осядет равномерно и в каждой точке днища нагрузка будет уравновешена давлением воды. Эпюра нагрузок в рассматриваемом случае совпадает по форме с площадью ватерлинии (точнее, ординаты эпюры пропорциональны ширине ватерлинии в каждом сечении). Равнодействующие нагрузки левой и правой половин судна приложены в сечениях, совпадающих с ц. т. левой и правой полуплощадей ватерлинии. С другой стороны, известно, что на протяжении прямолинейного участка инфлюентной линии всякую нагрузку можно заменить ее равнодействующей. Так как окончательный эффект рассматриваемой нами нагрузки должен быть равен нолю, то, учитывая симметрию, мы должны притти к выводу, что ординаты инфлюенты под нашими равнодействующими (т. е. в ц. т. полуплощади) должны быть нолевые.

* * *

Во всех предыдущих выводах мы считали плавающую балку абсолютно твердым телом, которое не деформируется под влиянием приложенных сил. В действительности же пловучие опоры испытывают деформации изгиба. Однако в случае металлических или хорошо подкрепленных деревянных понтонов эти деформации настолько малы, что ими можно пренебречь по сравнению с осадками и принятое допущение полностью оправдывается. Необходимость уточнения может возникнуть только в виде исключения при весьма длинной и слабой пловучей опоре. Точный расчет делается по правилам для упругой балки на упругом основании (см. гл. IV, § 24).

НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА II

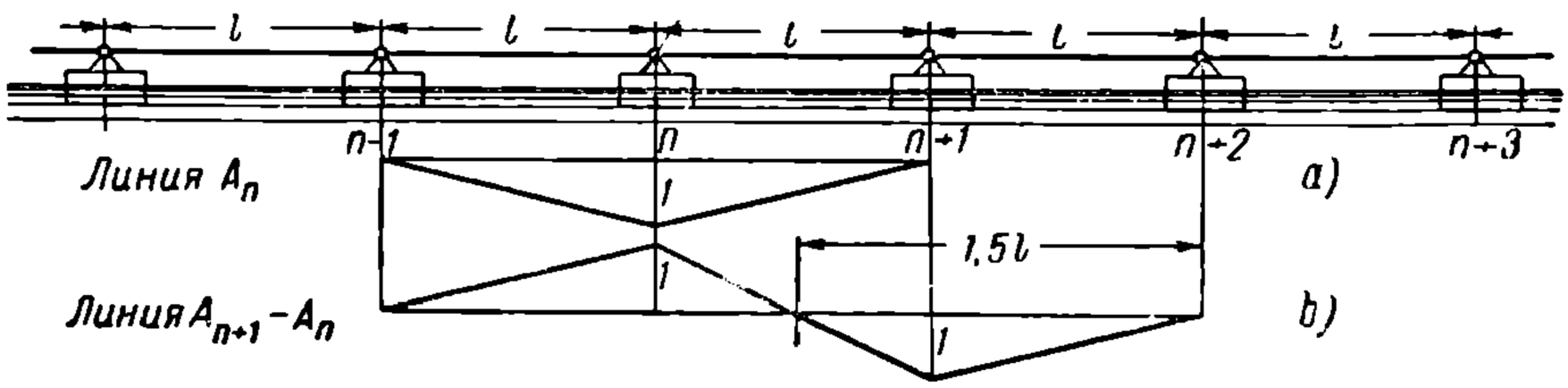
СТАТИЧЕСКИ ОПРЕДЕЛИМАЯ ЦЕПЬ

§ 6. Система с центральным опиранием разрезных прогонов на понтоны

Расчет наплавного моста всегда начинается с ориентировочной проверки основных размеров: величины и разбивки отдельных пролетов, длины, ширины и высоты пловучих опор. Размеры понтонов в плане определяют собой величину осадок от постоянной и временной нагрузок и, что часто является особенно важным, величину продольных уклонов проезжей части при прохождении временной нагрузки, а также поперечные крены моста от одностороннего действия временной нагрузки и ветра. Высоту понтонов также необходимо ориентировочно определить заранее, чтобы сообразовать систему надстройки с конструкцией сопрягающей части.

Простейший способ устройства моста из отдельных пловучих звеньев состоит во взаимном соединении обстроенных судов при помощи свободных перекидных прогонов, балок, поддерживающих настил. Опирание этих балок может быть центральное (по оси судна) или внецентренное, т. е. на борты или специально выпущенные консоли.

Центральное опирание применяется для постоянных мостов при сравнительно небольшой ширине пловучих опор, а также в случае необходимости получить минимальные уклоны при прохождении временной нагрузки. При большой ширине пловучих опор (деревянные плашкоуты, баржи) перекидные прогоны опирают на консоли, чем достигается уменьшение расчетного пролета прогонов с одновременным увеличением просветов между отдельными понтонами. Последнее важно в отношении судоходства.



Фиг. 263.

В случае центрального опирания прогонов на пловучие опоры, по своей форме не слишком отличающиеся от прямостенных, проверка основных размеров на действие вертикальной нагрузки может быть произведена по двум инфлюентным линиям: линии давления на понтон (реакции понтона) A и линии разности давлений на смежные понтоны (фиг. 263). Если понтоны прямостенные, то указанные две линии в силу пропорциональности осадок давлению на понтон одновременно дают линию осадки понтона и линию продольного уклона (по разделению ординат первой на F и второй на l).

Загружая линию A временной нагрузкой и добавляя постоянную нагрузку, а также собственный вес понтона, найдем полную нагрузку понтона.

Наибольшую осадку найдем либо по кривой водоизмещения, либо непосредственно (в случае призматической формы):

$$T_{max} = \frac{A_{max}}{\gamma F}.$$

НТБ ДНУЖТ

Полученная осадка с добавлением известного запаса непосредственно указывает необходимую высоту борта пловучей опоры.

Линия $A_{n+1} — A_n$ позволяет проверить достаточность принятой площади ватерлинии в отношении продольного уклона на мосту. При прямостенных одинаковых понтонах и равных пролетах уклон

$$i = \frac{A_{n+1} - A_n}{\gamma F l}.$$

Загрузив полтора пролета временной нагрузкой, определим наибольший уклон. Площадь одного участка инфлюентной линии $\omega = \frac{0{,}75}{\gamma F}$ не зависит от l. Наибольший уклон от равномерно распределенной нагрузки не зависит от пролета, а лишь от интенсивности нагрузки и площади ватерлинии:

$$i = q\omega = \frac{0{,}75q}{\gamma F}.$$

Зная q и задаваясь предельным уклоном i_{max}, можно определить наименьшую допустимую площадь ватерлинии:

$$F_{min} = \frac{0{,}75q}{\gamma i_{max}}.$$

Наоборот, уклон от сосредоточенного груза непосредственно зависит не только от величины самого груза и площади ватерлинии, но и от пролета между пловучими опорами:

$$i = \frac{P}{\gamma F l}.$$

откуда

$$F_{min} = \frac{P}{\gamma l i_{max}}.$$

Следует заметить, что величина F, определенная из условий для промежуточных пролетов наплавного моста, может оказаться недостаточной для первого пролета. Предположим, что точка n — 1 неподвижна (береговая опора). В таком случае линия i_n имеет вид линии A_n с ординатами, уменьшенными в γFl раз. Площадь этой инфлюентной линии

$$\omega' = \frac{1}{\gamma F}$$

т. е. на 33% больше, чем для промежуточных пролетов. Обращаем внимание на то, что на уклоны первого пролета оказывает влияние также колебание горизонта воды в реке. Этот вопрос рассмотрен в главе I части I.

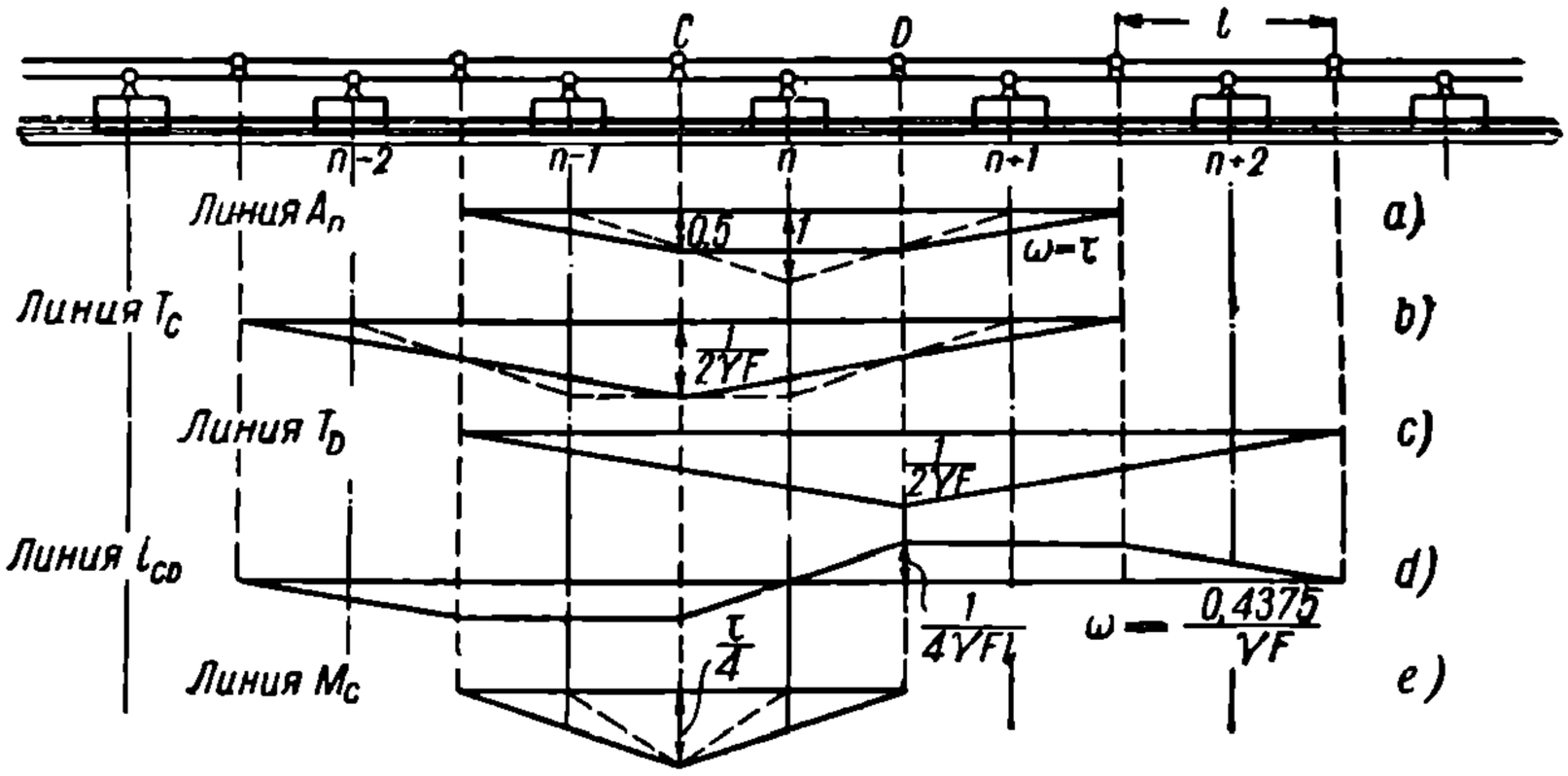
При непрямостенных понтонах нарушается пропорциональность между нагрузкой и осадками. Однако обычно отступления от призматической формы бывают невелики, и с достаточной степенью точности можно допустить, что наибольший уклон соответствует наибольшей разности давлений на смежные понтоны. Поэтому устанавливаем временную нагрузку на протяжении 1,5 l (основание треугольного участка инфлюентной линии), затем по линиям A_{n+1} и A_n определяем давления на понтоны и по кривой водоизмещения соответствующие осадки T_{n+1} и T_n. Наибольший уклон

$$i = \frac{T_{n+1} - T_n}{l}$$

В случае необходимости повысить жесткость существующего моста, т. е. уменьшить уклоны при прохождении сосредоточенных грузов, можно применить укладку второго яруса прогонов, назначение которого — распределить нагрузку на большее число пловучих опор. Линия давления на понтон строится, как обычно, но с учетом узлового действия нагрузки, выражающемся в спрямлении линии между точками опирания второстепенных прогонов (фиг. 264).

НТБ ДНУЖТ

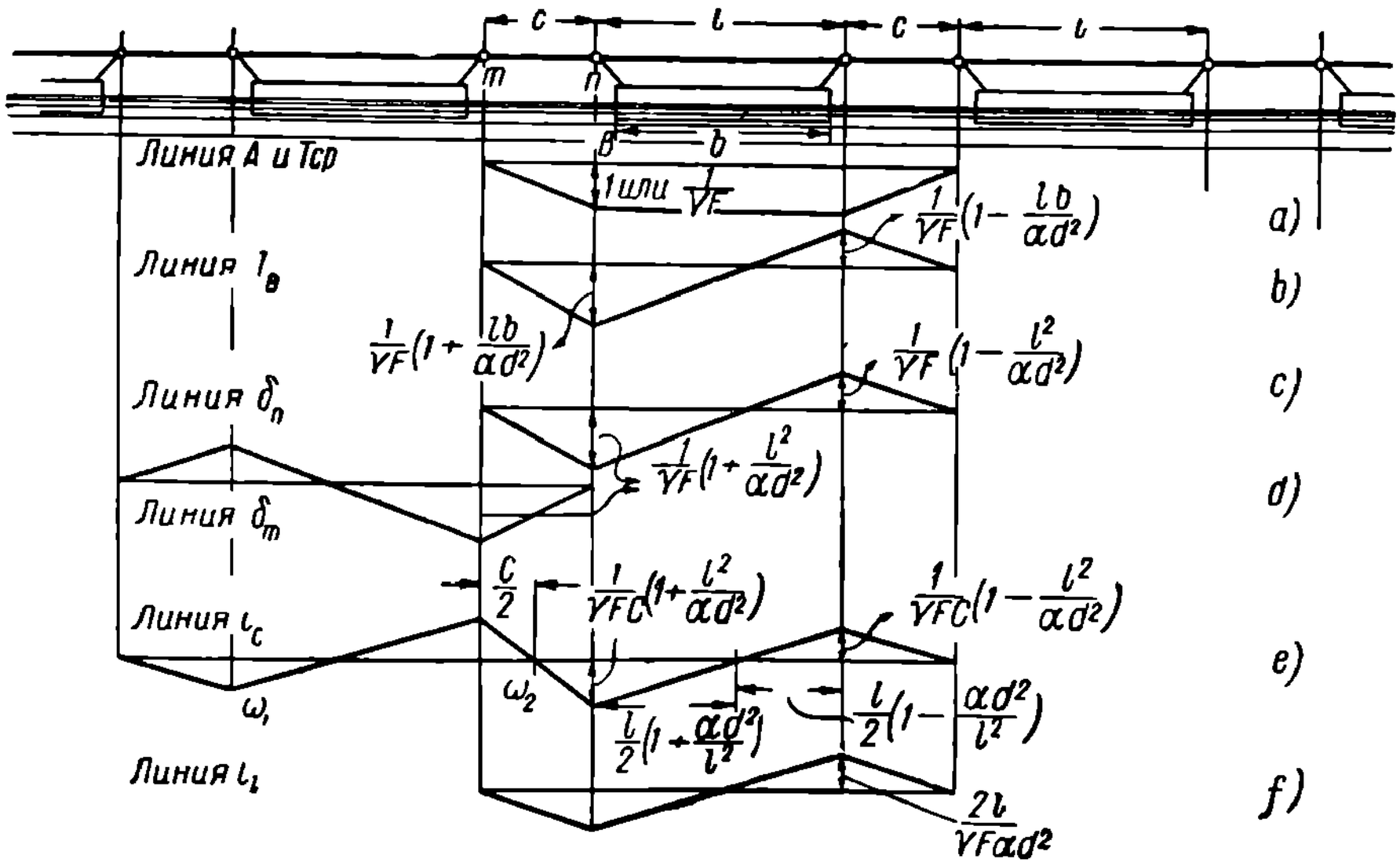
Для построения инфлюентной линии уклона мостового настила следует сперва построить линии осадок точек опирания второстепенных прогонов (линия T_C и T_D). Линия разности этих осадок, поделенная на пролет второстепенного прогона, дает линию уклона (фиг. 264, *d*). Введение второго яруса уменьшает уклон от сосредоточенного груза в чытыре раза. Что касается уклона от распределенной нагрузки, то он понижается в меньшей степени (на 32%). Второй ярус оказывает невыгодное влияние на работу основных прогонов. Так, площадь линии M_C увеличивается вдвое (фиг. 264, *e*).



Фиг. 264.

§ 7. Двухконсольная система с подвесными прогонами

Основные размеры пловучих опор — высота борта и площадь ватерлинии, а также величины отдельных пролетов—-проверяются из условий наибольших осадок и уклонов полотна моста. Рассмотрим для простоты случай прямостенных понтонов.



Фиг. 265.

Построение линии давления на понтон A и пропорциональной ей линии средней осадки T ясно из фигуры (фиг. 265, *a*). На протяжении звена она представляет собой прямоугольник высотой, равной единице (для линии A) или $\frac{1}{\gamma F}$ (для линии $T_{ср}$). На протяжении подвесных прогонов линия спрямляется по треугольнику. Эта линия,

РТБ ДНУЖТ

позволяя установить наибольшее потребное водоизмещение понтона, не дает достаточных данных о необходимой высоте борта, так как понтон, кроме осадки, испытывает еще и крен. Необходимо иметь линию осадки у края понтона. Эта линия совпадает с эпюрой осадок полотна моста от нагрузки борта силой, равной единице. Ее можно получить, лишь задавшись значением a расстояния между ц. в. и ц. т., как указано в § 3 [1]. С достаточной точностью можно вычислить $\alpha = 1 - \frac{aV}{I}$, предполагая понтон загруженным (по линии A) половиной временной нагрузки. Во многих случаях можно положить $a = 0$, $\alpha = 1$, и тогда построение упрощается.

Инфлюентную линию уклона i_c подвесной балки получим из линии разности перемещений (осадок) концевых шарниров n и m, поделив все ординаты на пролет подвесной балки c (фиг. 265, c, d, e). Линию уклона i_e консольного звена получим, поделив на l линию разности смещений шарниров.

Обычно решающее значения для проверки основных размеров имеет уклон полотна на протяжении подвесной балки [2]. Нетрудно установить следующее выражение для суммы площадей одноименных участков инфлюентной линии уклона подвесной балки (фиг. 265, e):

$$\omega_{max} = \omega_1 + \omega_2 = \frac{1}{2\gamma Fc}\left\{\left(1 + \frac{l^2}{\alpha d^2}\right)\left[\frac{c}{2} + \frac{l}{2}\left(1 + \frac{\alpha d^2}{l^2}\right)\right] + \right.$$

$$\left. + \left(\frac{l^2}{\alpha d^2} - 1\right)\left[c + \frac{l}{2}\left(1 - \frac{\alpha d^2}{l^2}\right)\right]\right\} = \frac{1}{4F\gamma}\left[\left(3\frac{l^2}{\alpha d^2} - 1\right) + 2\frac{l}{c}\left(\frac{l^2}{\alpha d^2} + \frac{\alpha d^2}{l^2}\right)\right].$$

Здесь l — длина двухконсольного звена, c — длина подвесного прогона, $d = 2r$ — величина удвоенного радиуса инерции, или диаметр инерции, F — площадь ватерлинии.

Приводимая ниже табл. 48 дает изменение величины $F\omega_{max}$ в зависимости от $\frac{l}{d\sqrt{\alpha}}$ и $\frac{l}{c}$.

Таблица 48

Величины $F\,\omega_{max}$ для проверки продольного уклона подвесной балки от равномерно распределенной временной нагрузки

$\frac{l}{c}$ \ $\frac{l}{d\sqrt{\alpha}}$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
1	1,50	1,90	2,48	3,15	3,96	5,00	7.48	10,95	14,66	19,43
1,5	2,00	2,43	3,10	3,89	4,85	6,125	8,99	13,16	17,52	23,27
2,0	2,50	2,97	3,72	4,53	5,73	7,25	10,52	15,39	20,38	27,11
2,5	3,00	3,50	4,34	5,27	6,62	8,375	12,04	17,61	23,24	30,95
3,0	3,50	4,04	4,96	6,00	7,50	9,50	13,57	19,83	26,10	34,79
3,5	4,00	4,57	5,58	6,74	8,39	10,625	15,80	22,05	28,96	38,62
4,0	4,50	5,10	6,20	7,48	9,27	11,750	16,62	24,27	31,82	42,46

Пример (фиг. 266). Наплавной мост составлен из плоскодонных судов размерами 25,0×8,8×1,6 *м*, обстроенных в виде двухконсольной системы с подвесными прогонами. Ширина проезжей части 5,00 *м*. Расчетные нагрузки: два ряда автомобилей весом 3 *т* брутто с давлением на ось 2,0 и 1,0 *т* при базе 3,80 *т* и габаритной длине 7,60 *м*, или толпа интенсивностью 200 *кг/м²*, что дает 1,00 *т/пог. м* моста. Характеристика судов: площадь ватерлинии $F = 179{,}60$ *м²*. Коэфициент полноты площади ватерлинии $\frac{179{,}60}{25{,}0 \cdot 8{,}8} = 0{,}815$. Момент инерции

[1] Ординаты этой линии под шарнирами выписаны на фиг. 265, *в*.

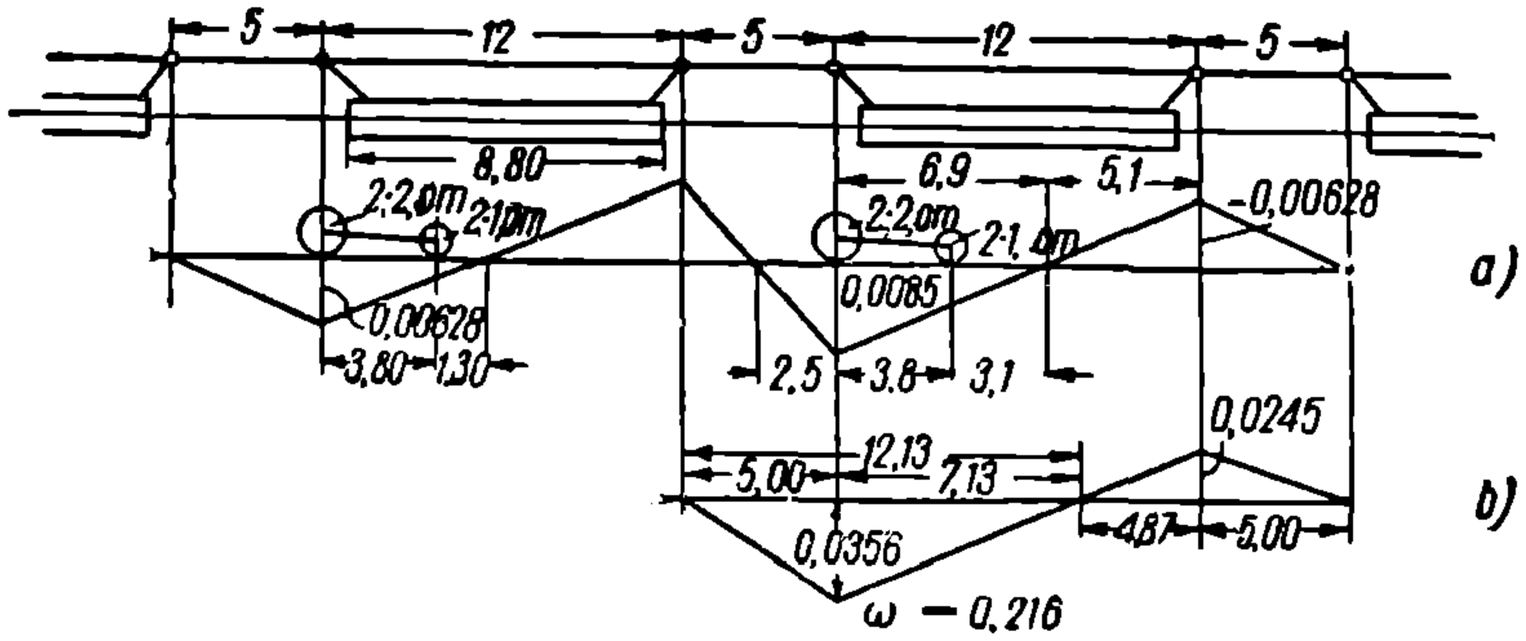
[2] Особенно в том случае, если подвесная балка коротка по сравнению с двухконсольным пролетом. Если подвесная балка длиннее двухконсольного пролета, то имеет место обратное явление: уклон на протяжении пловучей опоры получается больше, чем на подвесной балке.

НТБ ДИУКТ

относительно продольной оси судна $I = 975\ м^4$; радиус инерции $r = \sqrt{\frac{975}{179,6}} = 2,33\ м$. Диаметр инерции $d = 2 \cdot 2,33 = 4,66\ м$. Длина звеньев $l = 12,0\ м$. Длина подвесных балок (по конструктивным соображениям) $c = 5,0\ м$. Наибольший допустимый уклон $i_{max} = 8\%$; наибольшая осадка по условиям глубин 0,75 *м*. Предварительный расчет ведем, полагая $a = 0$, $\alpha = 1$. Прежде всего проверяем продольный уклон подвесной балки при невыгодном расположении временной нагрузки. Ординаты инфлюентной линии i_e (фиг. 266, *а*):

$$\mu = \frac{1}{\gamma F c}\left(\frac{l^2}{\alpha d^2} + 1\right) = \frac{1}{1 \cdot 179,6 \cdot 5,0}\left(\frac{12,0^2}{1 \cdot 4,66^2} + 1\right) = 0,0085;$$

$$\eta_1 = -\frac{1}{\gamma F c}\left(\frac{l^2}{\alpha d^2} - 1\right) = -0,00628.$$



Фиг. 266.

Уклон при грузовиках (фиг. 266)

$$i = \frac{0,0085}{6,90}(2 \cdot 2,00 \cdot 6,9 + 21,0 \cdot 3,1) + \frac{0,00628}{5,1}(2 \cdot 2,00 \cdot 5,1 + 2 \cdot 1,0 \cdot 1,3) =$$

$$= 0,042 + 0,028 = 0,07 < 8\%.$$

Уклон при нагрузке толпой $q = 1,0\ т/пог.\ м$.
При

$$\frac{l}{d\sqrt{\alpha}} = \frac{12,00}{4,66} = 2,58 \quad \text{и} \quad \frac{l}{c} = \frac{12,00}{5,00} = 2,4$$

по табл. 48 найдем

$$F\omega_{max} \approx 13,$$

$$i = q\omega_{max} = \frac{1,0 \cdot 13}{1,0 \cdot 179,6} = 0,073 < 8\%.$$

Установив приемлемость основных размеров в отношении уклонов, переходим к проверке наибольшей осадки и точному расчету уклонов. Ограничимся проверкой в случае загрузки толпой 1 *т/пог.м* моста. Наибольшая временная нагрузка баржи $A_q = 1,00\ (12,00+5,0) = 17\ т$. Данные о собственном весе приведены в табл. 49.

Таблица 49

Нагрузка на баржу	Вес в *т*	Плечо над днищем в *м*	Момент относительно днища в *т м*
Проезжая часть и прогоны .	16,0	3,20	51,20
Надстройка .	6,0	1,86	11,16
Корпус баржи .	61,5	0,288	17,73
	83,5		80,09
Наибольшая временная нагрузка	17,0	4,00	68,00
Всего .	100,5		148,09

НТБ ДНУЖТ

Возвышение ц. т. системы над днищем:
а) при постоянной нагрузке:

$$z_p = \frac{80,09}{83,5} = 0,96 \text{ м};$$

б) при полной нагрузке

$$z_{p+q} = \frac{148,09}{100,5} = 1,48 \text{ м}.$$

Средняя осадка и возвышение ц. в. над днищем:

$$T_p = \frac{83,5}{1 \quad 179,6} = 0,465 \text{ м}; \qquad h_p = \frac{0,465}{2} = 0,233 \text{ м};$$

$$T_{p+q} = \frac{100,5}{179,6} = 0,56 \text{ м}; \qquad h_{p+q} = \frac{0,56}{2} = 0,28 \text{ м}$$

Расстояние между ц. т. и ц. в.:

$$a_p = 0,96 - 0,233 = 0,727 \text{ м}; \qquad a_{p+q} = 1,48 - 0,28 = 1,20 \text{ м}.$$

Метацентрические радиусы:

$$\rho_p = \frac{975}{83,5} = 11,68 \text{ м}; \qquad \rho_{p+q} = \frac{975}{100,5} = 9,70 \text{ м}.$$

Коэфициенты уменьшения момента инерции площади ватерлинии:

$$\alpha_p = 1 - \frac{a_p}{\rho_p} = 1 - \frac{0,727}{11,68} = 0,938; \qquad \alpha_{p+q} = 1 - \frac{1,20}{9,70} = 0,876.$$

Для расчета принимаем промежуточное значение $\alpha = 0,90$.
Строим инфлюентную линию осадки борта (фиг. 266, *b*).
Ордината левого пика

$$\eta_n = \frac{1}{1,0 \cdot 179,6}\left(1 + \frac{12,0 \cdot 8,80}{2 \cdot 0,90 \cdot 4,66^2}\right) = 0,0356.$$

Ордината правого пика

$$\eta_{n+1} = \frac{1}{1,0 \cdot 179,6}\left(1 - \frac{12,0 \cdot 8,80}{2 \cdot 0,90 \cdot 4,66^2}\right) = -0,0245.$$

Наибольшая осадка борта от временной нагрузки

$$T_q = q\omega_{\max} = 1,00 \cdot 0,216 = 0,216 \text{ м}.$$

Полная осадка борта

$$\max T_{p+q} = 0,465 + 0,216 = 0,68 \text{ м} < 0,75 \text{ м}.$$

Проверим продольный уклон подвесной балки.

По аргументам $\frac{l}{c} = 2,4$ и $\frac{l}{d\sqrt{\alpha}} = \frac{12,0}{\sqrt{0,9 \quad 4,66}} = 2,72$, интерполируя данные таблицы 48, находим $\omega_{\max} F = 14,3$.

Наибольший уклон

$$i_{\max} = q\omega_{\max} = \frac{1,0 \cdot 14,3}{1,0 \cdot 179,6} = 0,0796 < 8\%.$$

Относительно б о л ь ш а я з ы б к о с т ь двухконсольной системы в сильной степени ограничивает сферу ее применения. Стремясь уменьшить отношение $\frac{l}{d}$, приходится уменьшать консоли или итти на уширение пловучих опор, что вызывает нарушение рациональных пропорций судов. В рассмотренном нами примере удалось достигнуть удовлетворительного результата лишь благодаря избыточным, по отношению к общей нагрузке, размерам пловучих опор и малой временной нагрузке. Наиболее действительной мерой для уменьшения зыбкости системы, в особенности по отношению к сосредоточенным грузам, является п е р е х о д к д в о й н ы м п л о в у ч и м о п о р а м — соединению обстроенных судов попарно в одно жесткое целое и уменьшение длины консолей. Одновременно следует увеличить пролет подвесной балки. Чтобы воспользоваться выведенными формулами для двухконсольной системы со спаренными звеньями, достаточно под F подразумевать площадь ватерлинии пары понтонов и вместо l вставить полную длину двухпонтонного звена. Что касается величины диаметра инерции $d = 2r$, то при достаточно большом расстоянии между понтонами можно взамен точного значения взять несколько меньшую величину, именно расстояние между центрами спаренных судов, другими словами считать водоизмещение каждой из пловучих опор сосредоточенным в ее центре. Это допущение идет в запас остойчивости.

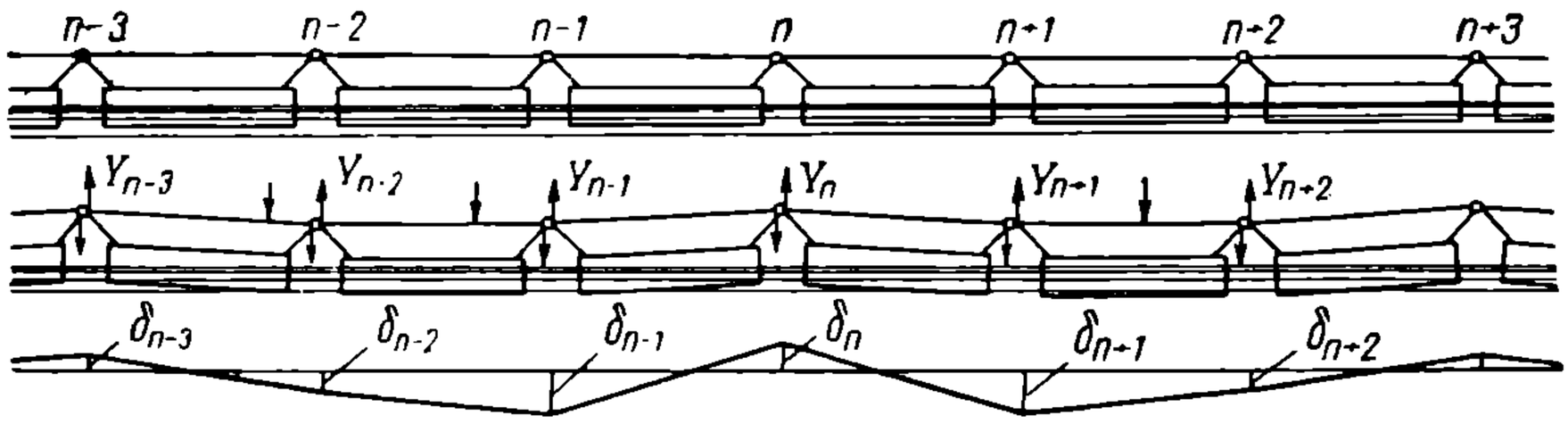
НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА III

ЦЕПЬ ШАРНИРНО СОЕДИНЕННЫХ ПЛОВУЧИХ ЗВЕНЬЕВ

§ 8. Расчет при неподвижной нагрузке

Основные данные. Если консоли отдельных и самостоятельно плавающих звеньев соединить при помощи шарниров, т. е. без подвесных балок, то мы получим статически неопределимую цепь (фиг. 267). Нагрузка, приложенная в каком-либо месте этой цепи, заставляет работать все звенья. Степень статической неопределимости такой системы в случае свободных (неопертых) концов, соединенных с берегом при помощи подвесных прогонов (фиг. 269), равна числу промежуточных шарниров или на единицу меньше числа звеньев. При этом предполагается, что только один конец цепи закреплен в горизонтальном направлении.



Фиг. 267.

При расчете шарнирных цепей на действие неподвижной нагрузки приходится решать две основные задачи:

1. Определить все силы, действующие на каждое звено в отдельности.
2. Определить смещенное положение каждого звена.

Эти две задачи не являются независимыми. Зная силы, легко определить и смещенное положение, и наоборот, по положению равновесия звена можно судить о действующих на него силах. Будем отличать два способа расчета цепи: способ сил и способ перемещений. По первому способу в качестве неизвестных, определяемых в первую очередь, принимаются вертикальные перерезывающие силы, действующие в шарнирах, или так называемые шарнирные давления. По второму способу расчет начинается с определения вертикальных перемещений шарниров.

Правило знаков. Шарнирное давление считается положительным, если оно действует на левый конец звена в направлении снизу вверх, а на правый конец звена — сверху вниз. Перемещение шарнира считается положительным, если шарнир смещается вниз.

Примем следующие обозначения:

$\delta^{л}_{nn}$ — перемещение точки n звена $n-1$, n под действием силы в 1 m, приложенной к точке n, и предполагая это звено изолированным;

$\delta^{пр}_{nn}$ — перемещение точки n звена n, $n+1$ от силы в 1 m в точке n;

НТБ ДНУЖТ

$\delta_{л,\ n-1}$ — перемещение точки n звена $n-1, n$ от силы в 1 m, приложенной в точке $n-1$ того же звена;

$\delta_{n,\ n+1}$ — то же для звена $n, n+1$ от силы в 1 m в точке $n+1$;

$\delta^{л}_{ng}$ — перемещение точки n под действием местной загрузки звена $n-1, n$;

$\delta^{пр}_{ng}$ — перемещение точки n звена $n, n+1$ от местной загрузки этого же звена [1];

$\delta^{л}_{n}$ — полное перемещение точки n звена $n-1, n$;

$\delta^{пр}_{n}$ — полное перемещение точки n правого звена $n, n+1$;

$Y^{пр}_{n-1}$ — шарнирное давление в точке $n-1$ звена $n-1, n$;

$Y^{л}_{n}$ — шарнирное давление в точке $n+1$ звена $n-1, n$;

$Y^{пр}_{n}$ — шарнирное давление в точке $n-1$ звена $n, n+1$;

$Y^{л}_{n+1}$ — шарнирное давление в точке $n+1$ звена $n, n+1$.

Условие равенства перемещений точки n, отнесенной сперва к левому звену, а затем к правому, дает

$$\delta^{пр}_{n} - \delta^{л}_{n} = 0; \tag{1}$$

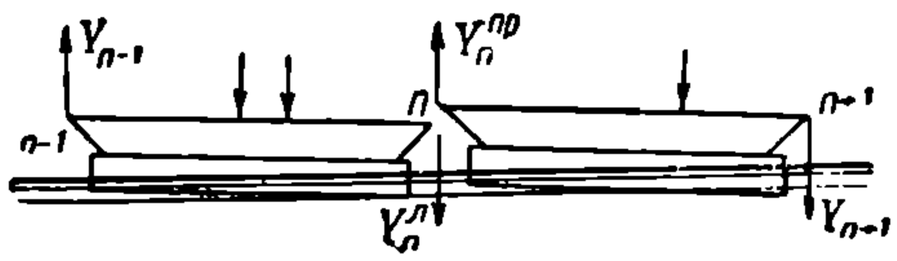
это же уравнение выражает, что расхождение (сдвиг Δ_n) концов смежных звеньев в шарнире n равно нолю.

Одновременно из того условия, что шарнир n находится в равновесии, будем иметь:

$$Y^{пр}_{n} - Y^{л}_{n} = 0. \tag{2}$$

Из уравнений (1) и (2) следует, что обозначения δ^{i}_{i} и $\delta^{пр}_{n}$ могут быть заменены одним общим δ_n, а $Y^{л}_{n}$ и $Y^{пр}_{n}$ можно заменить Y_n, подразумевая две по величине равные и по направлению взаимно противоположные силы, из которых одна представляет действие левого звена на правое, а другая — действие правого звена на левое.

Итак, шарнирное давление — это поперечная сила, которая обнаруживается, если произвести разрез по шарниру и этим разделить цепь на две части. Если выделить какое-либо звено двумя разрезами, проведенными через левый и правый шарниры, то нам, кроме заданных сил, действующих на звено, придется иметь дело еще с его левым и правым шарнирными давлениями.



Фиг. 268.

Расчет по методу сил. Проведя разрезы через шарниры $n-1$, n и $n+1$, отделим два звена $n-1$, n и n, $n+1$ (фиг. 268). Задаваясь положительным направлением неизвестных сил Y_{n-1}, Y_n и Y_{n+1} и беря коэфициент δ по абсолютной величине, получим для перемещений точки n такие выражения (фиг. 268):

а) исходя из звена $n-1$, n:

$$\delta^{л}_{n} = \delta^{л}_{ng} + Y_{n-1}\,\delta_{n,n-1} + Y_n\,\delta^{л}_{nn}; \tag{3}$$

б) то же, рассматривая звено $n, n+1$:

$$\delta^{пр}_{n} = \delta^{пр}_{ng} - Y_{n+1}\,\delta_{n,n+1} - Y_n\,\delta^{пр}_{nn}. \tag{4}$$

Подставляя в уравнение (1) эти значения, получим:

$$Y_{n-1}\,\delta_{n,n-1} + Y_n\,(\delta^{л}_{nn} + \delta^{пр}_{nn}) + Y_{n+1}\,\delta_{n,n+1} = \delta^{пр}_{ng} - \delta^{л}_{ng}. \tag{5}$$

Уравнение получилось трехчленного вида.

Если деформация надстройки мала по сравнению с осадкой пловучих опор и звено

---

[1] Верхние индексы *л* и *пр* отмечают, что речь идет о некоторой величине, измеряемой слева и справа от шарнира *n*.

НТБ ДНУЖТ

в целом можно рассматривать как твердое тело, вычисление коэфициентов δ производится по формулам (12) — (13) § 3. Типовое уравнение принимает вид:

$$Y_{n-1}\frac{1}{F_n}\left(\frac{c_A c_B}{\alpha r_n^2}-1\right)+Y_n\left[\frac{1}{F_n}\left(1+\frac{c_B^2}{\alpha r_n^2}\right)+\frac{1}{F_{n+1}}\left(1+\frac{c_A^2}{\alpha r_{n+1}^2}\right)\right]+$$

$$+Y_{n+1}\frac{1}{F_{n+1}}\left(\frac{c_A c_B}{\alpha r_{n+1}^2}+1\right)=\gamma\left(\delta_{ng}^{np}-\delta_{ng}^{л}\right). \qquad (6)$$

В этом уравнении c_A и c_B относятся соответственно к n-му и $n+1$ звену (см. § 3).

Если все звенья симметричны, типовое уравнение упрощается:

$$Y_{n-1}\cdot\frac{1}{F_n}\left(\frac{l^2}{\alpha d_n^2}-1\right)+Y_n\left[\frac{1}{F_n}\left(1+\frac{l_n^2}{\alpha d_n^2}\right)+\frac{1}{F_{n+1}}\left(1+\frac{l_{n+1}^2}{\alpha d_{n+1}^2}\right)\right]+$$

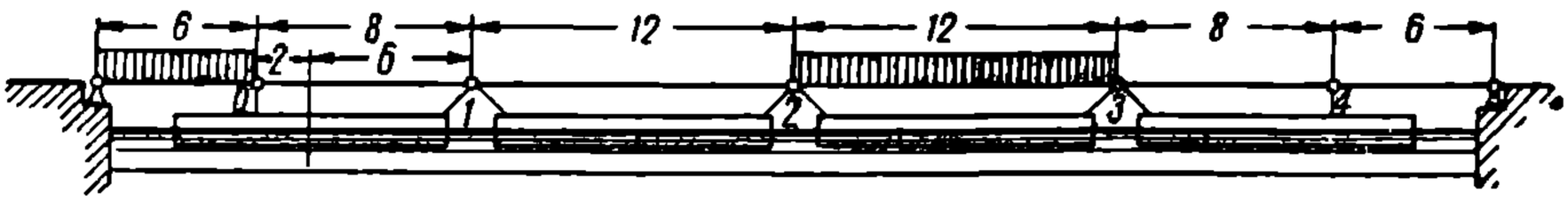
$$+Y_{n+1}\cdot\frac{1}{F_{n+1}}\left(\frac{l_{n+1}^2}{\alpha d_{n+1}^2}-1\right)=\gamma\left(\delta_{ng}^{np}-\delta_{ng}^{л}\right). \qquad (6')$$

Наконец, при равных симметричных звеньях будем иметь:

$$Y_{n-1}\left(\frac{l^2}{\alpha d^2}-1\right)+Y_n\cdot 2\left(1+\frac{l^2}{\alpha d^2}\right)+Y_{n+1}\left(\frac{l^2}{\alpha d^2}-1\right)=\gamma F\left(\delta_{ng}^{np}-\delta_{ng}^{л}\right). \qquad (6'')$$

Ввиду того что шарнирные давления по концам цепи равны нолю или заранее известны, первое и последнее уравнения системы трехчленных уравнений содержат всегда не три, а два неизвестных. Это обстоятельство существенно упрощает решение уравнений, позволяя легко провести его по методу последовательного исключения.

Пример. Рассчитаем шарнирные давления от равномерно распределенной нагрузки $q=2{,}5$ *т/пог. м*, расположенной, как показано на фиг. 269.



Фиг. 269.

Характеристика пловучих опор. Площадь ватерлинии: $F_1=F_4=144\ м^2$; $F_2=F_3=108\ м^2$. Радиусы инерции $r_1=r_2=r_3=r_4=3{,}0\ м$. Ввиду небольшой высоты надстройки принимаем $\alpha=1$.

$$\delta_{21}=\delta_{12}=\delta_{23}=\delta_{32}=\frac{1}{1{,}0\cdot 108}\left(\frac{12^2}{1{,}6^2}-1\right)=\frac{1}{36};$$

$$\delta_{11}^{л}=\delta_{33}^{пр}=\frac{1}{1{,}0\cdot 144}\left(1+\frac{12^2}{1{,}0\cdot 6^2}\right)=\frac{5}{144};$$

$$\delta_{11}^{пр}=\delta_{22}^{л}=\delta_{22}^{пр}=\delta_{33}^{л}=\frac{1}{1{,}0\cdot 108}\left(1+\frac{12^2}{1{,}0\cdot 6^2}\right)=\frac{5}{108};$$

$$\delta_{1g}^{л}=\frac{P}{\gamma F}\left(1+\frac{ux}{\alpha r^2}\right)=\frac{3{,}0\cdot 2{,}5}{1{,}0\cdot 144}\left(1+\frac{-2{,}0\cdot 6{,}0}{3{,}0^2}\right)=-\frac{5}{288};$$

$$\delta_{2g}^{пр}=\delta_{3g}^{л}=\frac{2{,}5\cdot 12{,}0}{1{,}0\cdot 108}=\frac{5}{18}.$$

Система трехчленных уравнений.
Шарнир *1*:

$$Y_1\left(\frac{5}{144}+\frac{5}{108}\right)+Y_2\frac{1}{36}=\frac{5}{288}.$$

НТБ ДНУЖТ

Шарнир z:

$$Y_1 \frac{1}{36} + Y_2 \left(\frac{5}{108} + \frac{5}{108} \right) + Y_3 \frac{1}{36} = \frac{5}{18}.$$

Шарнир 3:

$$Y_2 \frac{1}{36} + Y_3 \left(\frac{5}{144} + \frac{5}{108} \right) = -\frac{5}{18}.$$

После умножения на $3 \cdot 144$ и приведения получим:

$$35 Y_1 + 12 Y_2 = 7{,}5;$$
$$12 Y_1 + 40 Y_2 + 12 Y_3 = 120;$$
$$12 Y_2 + 35 Y_3 = -120.$$

Исключение неизвестных ведем в такой последовательности. Пользуясь первым уравнением, выражаем Y_1 через Y_2 и подставляем во второе уравнение. При помощи второго уравнения выражаем Y_2 через Y_3 и подставляем в третье уравнение (и т. д. в случае большого числа уравнений). Последнее содержит теперь только одно неизвестное Y_3. Найдя Y_3 путем обратной подстановки, получим последовательно Y_2 и Y_1. Можно также итти от концов системы уравнений к середине. Решив указанным способом уравнения, найдем:

$$Y_1 = -1{,}375\ m;\ Y_2 = 4{,}95\ m;\ Y_3 = 5{,}520\ m.$$

Перемещения шарниров:

$$\delta_1 = -\frac{5}{288} - 1{,}375 \frac{5}{144} = -0{,}0652\ м;$$

$$\delta_2 = 4{,}95 \cdot \frac{5}{108} - 1{,}375 \cdot \frac{1}{36} = 0{,}191\ м;$$

$$\delta_3 = \frac{5}{18} + 4{,}95 \cdot \frac{1}{36} - 5{,}125 \cdot \frac{5}{108} = 0{,}177\ м.$$

Расчет по методу перемещений. Следуя обычному ходу рассуждений при обосновании расчета статически неопределимой конструкции по методу перемещений, закрепим мысленно каждый шарнир в вертикальном направлении, введя соответствующие опоры. Затем дадим опорам такие перемещения, чтобы суммарная реакция каждой опоры была равна нолю. Ограничимся случаем абсолютно жестких звеньев, так как при гибкой надстройке обычно целесообразнее пользоваться методом сил. Связь между реакциями опор твердого плавающего тела и перемещениями опорных точек дается формулами (23) и (24) § 4.

Из рассмотрения звена $n-1$, n получаем реакцию опоры n.

$$R_n^{\text{л}} = R_{ng}^{\text{л}} - \delta_{n-1} \frac{\gamma F_n}{l_n^2} (c_A c_B - \alpha r_n^2) - \delta_n \frac{\gamma F_n}{l_n^2} (c_A^2 + \alpha r_n^2).$$

Рассматривая звено $n, n+1$, будем для реакции опоры n иметь:

$$R_n^{np} = R_{ng}^{np} - \delta_n \frac{\gamma F_{n+1}}{l_{n+1}^2} (c_B^2 + \alpha r_n^2) - \delta_{n+1} \frac{\gamma F_{n+1}}{l_n^2} (c_A c_B - \alpha r_n^2).$$

Складывая выражения реакций и приравнивая результат нолю, получим:

$$\delta_{n-1} \frac{\gamma F_n}{l_n^2} (c_A c_B - \alpha r_n^2) + \delta_n \left[\frac{\gamma F_n}{l_n^2} (c_A^2 + \alpha r_n^2) + \frac{\gamma F_{n+1}}{l_{n+1}^2} (c_B^2 + \alpha r_{n+1}^2) \right] +$$
$$+ \delta_{n+1} \frac{\gamma F_{n+1}}{l_{n+1}^2} (c_A c_B - \alpha r_{n+1}^2) = R_{ng}^{\text{л}} + R_{ng}^{np}, \qquad (7)$$

или в более общей записи:

$$\delta_{n-1} R_{n,n-1} + \delta_n (R_{nn}^{\text{л}} + R_{nn}^{np}) + \delta_{n+1} R_{n,n+1} = R_{ng}^{\text{л}} + R_{ng}^{np}. \qquad (7')$$

Это уравнение связывает три последовательные осадки δ_{n-1}, δ_n и δ_{n+1}. То же уравнение можно получить, составляя непосредственно условие равновесия шарнира при помощи равенства (2). На формулы (23) и (24) § 4 можно смотреть, как на общее выражение связи между поперечными силами на концах звена и перемещениями концов. Очевидно:

$$R_A = Y_A; \quad R_B = -Y_B.$$

НТБ ДНУЖТ

Выражая при помощи формул (23) и (24) § 4 величины $Y_n^л$ и $Y_n^{пр}$ и подставляя их в уравнение (2), непосредственно получим уравнение (7).

В случае симметричных звеньев типовое уравнение будет:

$$\delta_{n-1} F_n \left(1 - \frac{\alpha d_n^2}{l_n^2}\right) + \delta_n \left[F_n \left(1 + \frac{\alpha d_n^2}{l_n^2}\right) + F_{n+1} \left(1 + \frac{\alpha d_{n+1}^2}{l_{i+1}^2}\right)\right] +$$

$$+ \delta_{n+1} F_{n+1} \left(1 - \frac{\alpha d_{n+1}^2}{l_{n+1}^2}\right) = \frac{4}{\gamma} (R_{ng}^л + R_{ng}^{пр}). \qquad (7'')$$

При одинаковых симметричных звеньях получим

$$\delta_{n-1} \left(1 - \frac{\alpha d^2}{l^2}\right) + \delta_n \cdot 2 \left(1 + \frac{\alpha d^2}{l^2}\right) + \delta_{n+1} \left(1 - \frac{\alpha d^2}{l^2}\right) = \frac{4}{\gamma F} (R_{ng}^л + R_{ng}^{пр}). \qquad (7''')$$

Таким образом, расчет по методу перемещений также приводит к решению системы трехчленных уравнений. По методу сил мы имели уравнение трех шарнирных давлений (или трех поперечных сил), здесь же — уравнение трех перемещений шарниров.

Сравнение методов и решение уравнений. При абсолютно жестких звеньях оба метода являются равноценными. В отдельных случаях предпочтение тому или другому следует отдавать в зависимости от того, какие величины интересуют в первую очередь — шарнирные давления Y или осадки δ. При построении инфлюентных линий, представляющих собой упругие линии (эпюры осадок), целесообразно пользоваться методом перемещений. Для расчета прочности при неподвижной нагрузке предпочтения заслуживает метод сил.

Если звено нельзя считать твердым телом (т. е. деформациями надстройки нельзя пренебречь по сравнению с осадками пловучих опор), то лучше пользоваться методом сил, так как для вычисления основных коэфициентов метода перемещений R_{AA}, R_{BB}, R_{AB} пришлось бы проделать дополнительную работу (для всех различных звеньев) в виде решения двух уравнений с двумя неизвестными, коэфициентами которых являются величины δ_{AA}, δ_{BB} и δ_{AB}, непосредственно входящие в трехчленные уравнения метода сил [1].

При большом числе неизвестных решение трехчленных уравнений рекомендуется вести по методу встречного исключения [2]. При этом попутно вычисляются так называемые делители c или фокальные отношения $к$, необходимые и при построении инфлюентных линий.

При проектировании редко приходится решать уравнения для расчета на постоянную нагрузку, распределенную по всей длине моста. Обычно в этом случае осадка всего моста близка к равномерной, а шарнирные давления весьма малы, так что каждое звено можно рассматривать как изолированное. Следует, однако, иметь в виду, что всякое отступление от регулярности цепи (например у концов) вызывает неравномерность осадки, а при сборке моста приходится уравнивать высоту отдельных звеньев балластировкой. В этом случае точный расчет на постоянную нагрузку может оказаться необходимым.

§ 9. Действие загрузки одного пролета. Фокальные свойства цепи

Решение системы уравнений. При проектировании очень часто приходится обследовать действие временной нагрузки, расположенной на одном каком-либо пролете.

В случае загрузки одного пролета все свободные члены в системе трехчленных

---

[1] Рассмотрим звено AB. Нагрузим его по концам силами R_A и R_B, направленными вверх, и местной нагрузкой. Осадки концов выразятся следующими формулами:

$$\delta_A = \delta'_{Ag} - R_A \delta_{AA} - R_B \delta_{AB};$$
$$\delta_B = \delta_{Bg} - R_A \delta_{BA} - R_B \delta_{BB}.$$

Решив эти два уравнения относительно R_A и R_B и собрав коэфициенты при осадках δ_A и δ_B, получим интересующие нас коэфициенты при R_{AA}, R_{BB}, R_{AB}.

[2] А. А. Уманский, Специальный курс строительный механики, ч. I, § 27.

НТБ ДНУЖТ

уравнений обращаются в ноль; исключение составляют уравнения, написанные для шарниров по концам загруженного пролета. Для упрощения обозначений рассмотрим систему восьми уравнений, полагая

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_6 = N_7 = N_8 = 0 \text{ и } N_4 \neq 0;\ N_5 \neq 0.$$

Под неизвестными X подразумеваются либо шарнирные давления Y, либо перемещения δ.

При этом в первом случае концы цепи предполагаются свободными ($Y_0 = Y_9 = 0$), во втором — неподвижно опертыми ($\delta_0 = \delta_9 = 0$).

$$\left.\begin{aligned}
&1) \quad a_{11}X_1 + a_{12}X_2 = 0;\\
&2) \quad a_{21}X_1 + a_{22}X_2 + a_{23}X_3 = 0;\\
&3) \quad a_{32}X_2 + a_{33}X_3 + a_{34}X_4 = 0;\\
&4) \quad a_{43}X_3 + a_{44}X_4 + a_{45}X_5 = N_4;\\
&5) \quad a_{54}X_4 + a_{55}X_5 + a_{56}X_6 = N_5;\\
&6) \quad a_{65}X_5 + a_{66}X_6 + a_{67}X_7 = 0;\\
&7) \quad a_{76}X_6 + a_{77}X_7 + a_{78}X_8 = 0;\\
&8) \quad a_{87}X_7 + a_{88}X_8 = 0.
\end{aligned}\right\} \qquad (8)$$

Последовательное исключение неизвестных ведем от обоих концов системы к уравнениям 4-му и 5-му, содержащим свободные члены, отличные от ноля. Пользуясь уравнением 1-м, выражаем X_1 через X_2 и подставляем в уравнение 2-е; из уравнения 2-го определяем X_2 в функции X_3 и подставляем в уравнение 3-е и т. д. до уравнения 4-го. В уравнении 4-м остаются два неизвестных X_4 и X_5. Затем проводим тот же процесс в направлении от конца системы к середине, пока не придем к уравнению 5-му, в котором останутся неизвестные X_4 и X_5; решая совместно уравнения 4-е и 5-е, получим неизвестные по концам загруженного пролета. Для получения прочих неизвестных пользуемся обратной подстановкой, для чего послужат выражения, найденные в процессе последовательного исключения. Вычисление располагается в следующем порядке:

$$1) \quad X_1 = -\frac{X_2}{\frac{a_{11}}{a_{12}}} = -\frac{X_2}{k_2},$$

где $k_2 = \frac{a_{11}}{a_{12}}$;

$$2) \quad X_2 = -\frac{X_3}{\frac{1}{a_{23}}\left(a_{22} - \frac{a_{21}}{k_2}\right)} = -\frac{X_3}{k_3},$$

где $k_3 = \frac{1}{a_{23}}\left(a_{22} - \frac{a_{21}}{k_2}\right)$;

$$3) \quad X_3 = -\frac{X_4}{\frac{1}{a_{34}}\left(a_{33} - \frac{a_{32}}{k_3}\right)} = -\frac{X_4}{k_4},$$

где $k_4 = \frac{1}{a_{34}}\left(a_{33} - \frac{a_{32}}{k_3}\right)$;

$$4) \quad X_4 = -\frac{X_5}{k_5} + \frac{N_4}{k_5 a_{45}},$$

где $k_5 = \frac{1}{a_{45}}\left(a_{44} - \frac{a_{43}}{k_4}\right)$.

НТБ ДНУЖТ

Затем идем от уравнения 8-го к уравнению 5-му. Строчки составляются снизу вверх:

$$5)\quad X_5 = -\frac{X_4}{k'_5} + \frac{N_5}{k_5 a_{54}},$$

где $k_5 = \frac{1}{a_{54}}\left(a_{55} - \frac{a_{56}}{k'_6}\right)$;

$$6)\quad X_6 = -\frac{X_5}{k'_6},$$

где $k'_6 = \frac{1}{a_{65}}\left(a_{66} - \frac{a_{67}}{k'_7}\right)$;

$$7)\quad X_7 = -\frac{X_6}{k'_7},$$

где $k'_7 = \frac{1}{a_{76}}\left(a_{77} - \frac{a_{78}}{k'_8}\right)$;

$$8)\quad X_8 = -\frac{X_7}{k'_8},$$

где $k'_8 = \frac{a_{88}}{a_{87}}$.

Остается решить уравнения 4-е и 5-е; получим:

$$X_4 = \frac{\frac{N_4}{a_{45}} - \frac{N_5}{a_{54} k'_5}}{k_5 - \frac{1}{k'_5}}; \qquad (9)$$

$$X_5 = \frac{\frac{N_5}{a_{54}} - \frac{N_4}{a_{45} k_5}}{k'_5 - \frac{1}{k_5}} \qquad (10)$$

Имея X_4 и X_5, находим прочие неизвестные в таком порядке: сначала от 4-го к 1-му, затем от 5-го к 8-му.

$$X_3 = -\frac{X_4}{k_4}; \qquad X_6 = -\frac{X_5}{k'_6};$$

$$X_2 = -\frac{X_3}{k_3} = \frac{X_4}{k_3 k_4}; \qquad X_7 = -\frac{X_6}{k'_7} = \frac{X_5}{k'_6 k'_7};$$

$$X_1 = -\frac{X_2}{k_2} = -\frac{X_4}{k_2 k_3 k_4}; \qquad X_8 = -\frac{X_7}{k'_8} = -\frac{X_5}{k'_6 k'_7 k'_8}.$$

Так как все $k > 1$, то величины X затухают по мере удаления от концов загруженного пролета. Таким образом, вопрос сводится к последовательному вычислению величин k. Закон образования k_{n+1} через k_n выражается следующими формулами.

1. При ходе слева направо

$$k_{n+1} = \frac{1}{a_{n,n+1}}\left(a_{nn} - \frac{a_{n,n-1}}{k_n}\right). \qquad (11)$$

Это выражение остается в силе также для k_2, если учесть, что

$$k_1 = -\frac{X_1}{X_0} = -\frac{X_1}{0} = \infty.$$

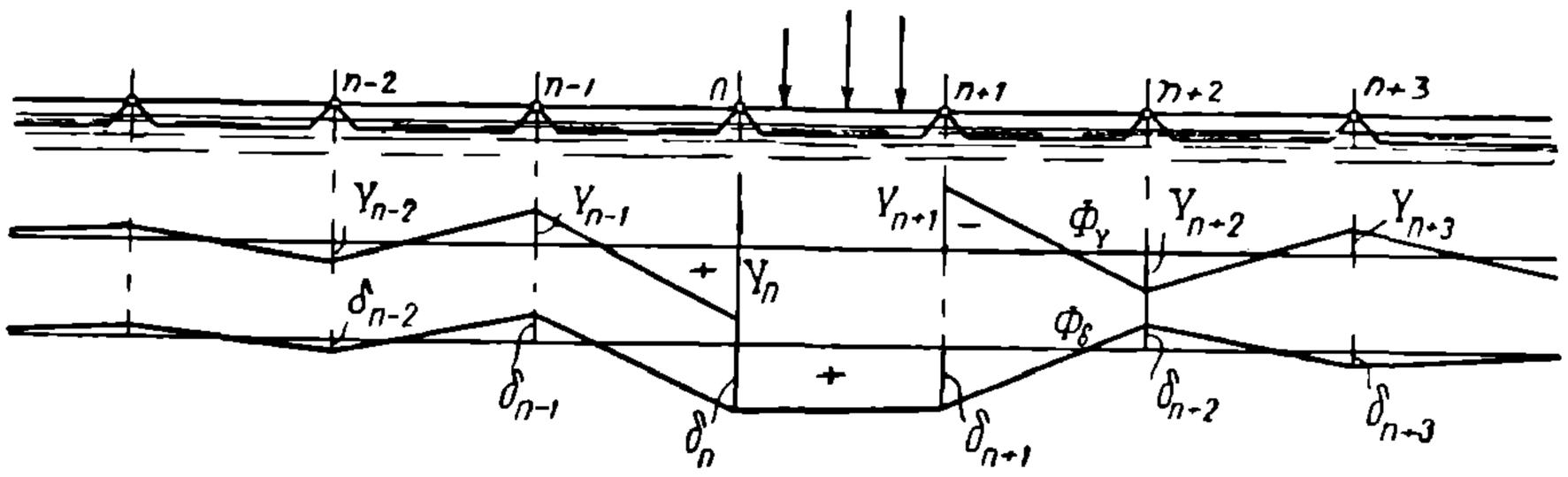
НТБ ДНУЖТ

2. При ходе справа налево:

$$k'_{n-1} = \frac{1}{a_{n-1,\,n-2}} \left(a_{n-1,\,n-1} - \frac{a_{n-1,\,n}}{k'_n} \right). \qquad (12)$$

Если необходимо исследовать влияние загрузки не одного, а всех или нескольких пролетов, то величины k должны быть определены не только от начала и конца до данного пролета (включительно); в этом случае следует провести вычисление величин k от начала к концу цепи, а величин k' — от конца к началу. Для каждого пролета найдем свою величину k и k'. Числа k и k' имеют определенный математический смысл. Рассмотрим пролет n — 1, n; тогда k_n представляет собой отношение величин $\frac{X_n}{X_{n-1}}$ в предположении, что ни одно из звеньев л е в е е шарнира n не загружено. Число k'_n равно отношению величин $\frac{X_{n-1}}{X_n}$ при условии, что ни одно из звеньев п р а в е е шарнира n — 1 не загружено.

Последовательный ряд значений k влево и вправо от загруженного пролета можно интерпретировать графически. Если в каждом шарнире отложить значение X в виде отрезка (положительные X — вниз от оси, а отрицательные — вверх), то ломаная линия, соединяющая концы этих отрезков, будет пересекать ось в постоянных точках, которые делят пролет звена на две части в отношении $\frac{k}{1}$; эти точки называются н о л е в ы м и т о ч к а м и, или ф о к у с а м и[1]. Поэтому величины k называют фокальными отношениями. Следует отличать фокусы для величин Y и для величин δ.



Фиг. 270.

Поэтому фокальные отношения для шарнирных давлений мы будем обозначать k, а для перемещений — $\varkappa$. Фокусы шарнирных давлений имеют значение определенных геометрических характеристик лишь в связи с графическим изображением величин Y и проведением ломаной линии между концами ординат Y (фиг. 270). Фокусы перемещений при а б с о л ю т н о ж е с т к и х з в е н ь я х имеют р е а л ь н о е значение: это те точки, вокруг которых вращается ватерлиния каждого звена при соответствующем расположении нагрузки цепи (левее или правее данного звена). Имея фокусы перемещений и перемещение одного какого-либо шарнира, легко построить положение плавающей цепи.

Здесь уместно будет вновь отметить аналогию между обыкновенной упругой балкой и плавающей абсолютно жесткой балкой. Оказывается, что цепь шарнирно соединенных абсолютно жестких звеньев аналогична неразрезной упругой балке на жестких опорах, именно такой балке, у которой гибкость $\frac{1}{EI}$ на всем протяжении меняется по тому же закону, что и величина B ширины ватерлинии цепи. Осадки шарниров соответствуют опорным моментам (с обратным знаком), шарнирные давления — углам поворота неразрезной балки над опорами. Расчет цепи по методу сил по сути совпадает с расчетом неразрезной балки по методу углов поворота (уравнение трех Y соответствует

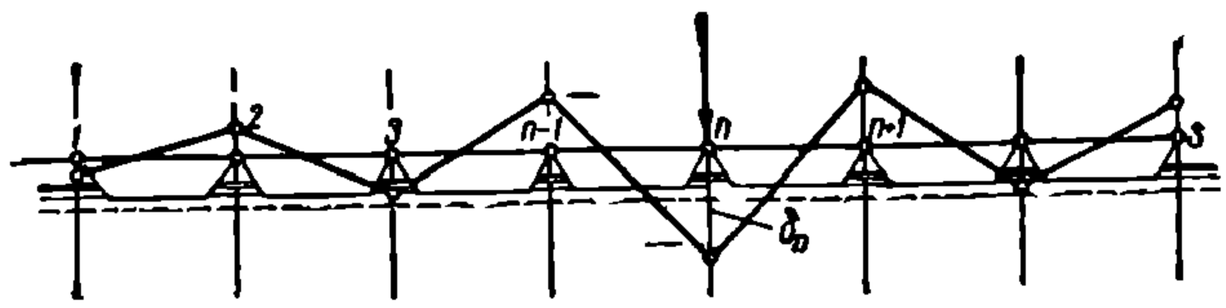
[1] С понятием о фокусах приходится сталкиваться во всех случаях решения системы трехчленных уравнений, независимо от природы неизвестных (А. А. У м а н с к и й, Специальный курс строительной механики, ч. I, § 27 и 30).

НТБ ДНУЖТ

уравнению трех φ); расчет цепи по методу перемещений совпадает с расчетом неразрезной балки по методу сил (теореме трех моментов). Если цепь наплавного моста образована звеньями с прямоугольным планом ватерлинии, причем длина звена между шарнирами l и длина ватерлинии вдоль моста L совпадают, то, как легко убедиться, вспоминая формулы в конце § 4, уравнение трех осадок будет совпадать с уравнением трех моментов неразрезной балки постоянного сечения (при условии изменения знака свободного члена). Отсюда можно заключить, что моментные фокусы неразрезной балки соответствуют фокусам перемещений цепи, угловые фокусы — фокусам шарнирных давлений.

§ 10. Инфлюентные линии

Инфлюентная линия осадки шарнира δ_n. Как известно, инфлюентная линия перемещения совпадает с эпюрой прогибов системы, нагруженной по направлению интересующего нас перемещения силой, численно равной отвлеченной единице. Для построения инфлюенты осадки n-го шарнира достаточно нагрузить цепь в шарнире n вертикальной силой $P = 1$ и определить осадки n-го и остальных шарниров. В случае абсолютно жестких звеньев ломаная линия, соединяющая ординаты осадок, и будет искомой инфлюентой (фиг. 271). Расчет ведется в таком порядке. Идя от левого и правого концов цепи к шарниру n, последовательно находим левые, а затем и правые фокальные отношения:



Фиг. 271.

$$\varkappa_1,\ \varkappa_2,\ \varkappa_3,\ \ldots\ \varkappa_n \quad \text{и} \quad \varkappa_s,\ \varkappa'_{s-1},\ \ldots\ \varkappa'_{n+2},\ \varkappa'_{n+1}.$$

Осадки шарниров выражаются через главную осадку δ_n следующим образом:

влево от n

$$\delta_{n-1} = -\frac{\delta_n}{\varkappa_n};\quad \delta_{n-2} = \frac{\delta_n}{\varkappa_n\varkappa_{n-1}};\quad \delta_{n-3} = -\frac{\delta_n}{\varkappa_n\varkappa_{n-1}\varkappa_{n-2}} \quad \text{и т. д.;}$$

вправо от n (13)

$$\delta_{n+1} = -\frac{\delta_n}{\varkappa'_{n+1}};\quad \delta_{n+2} = \frac{\delta_n}{\varkappa'_{n+1}\varkappa'_{n+2}};\quad \delta_{n+3} = -\frac{\delta_n}{\varkappa'_{n+1}\varkappa'_{n+2}\varkappa'_{n+3}} \quad \text{и т. д.}$$

Остается найти главную осадку δ_n. Для этого воспользуемся типовым уравнением (7′) метода перемещений, написанным для n-й опоры:

$$\delta_{n-1}R_{n,\,n-1} + \delta_n\left(R'_{nn} + R^{пр}_{nn}\right) + \delta_{n+1}R_{n,\,n+1} = R^0_n;$$

положив

$$\delta_{n-1} = -\frac{\delta_n}{\varkappa_n};\quad \delta_{n+1} = -\frac{\delta_n}{\varkappa'_{n+1}}$$

и заменив правую часть единицей, получим

$$\delta_n = \frac{1}{-\dfrac{R_{n,n-1}}{\varkappa_n} + \left(R'_{nn} + R^{пр}_{nn}\right) - \dfrac{R_{n,n+1}}{\varkappa'_{n+1}}}. \qquad (14)$$

Имея δ_n, найдем и все остальные ординаты инфлюентной линии осадки шарнира.

Инфлюентная линия шарнирного давления Y_n. Эта линия совпадает с эпюрой осадок системы, разрезанной по шарниру n, причем смежным сечениям дано принудительное расхождение (сдвиг), численно равное единице и направленное в сторону, противоположную положительному направлению Y (фиг. 272).

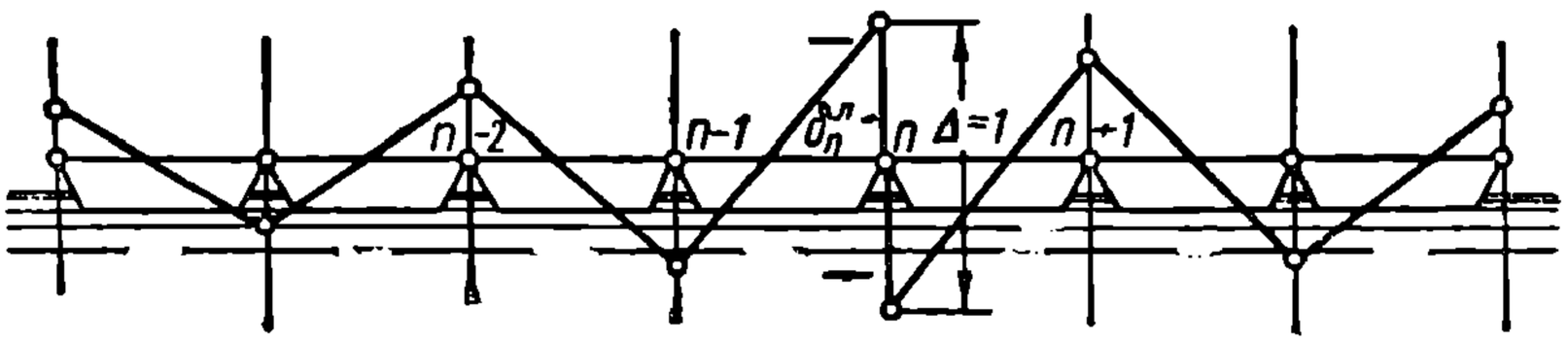
НТБ ДНУЖТ

Расчет по методу перемещений. Если перемещение шарнира n, отнесенного к левому звену, обозначить $\delta_n^л$, то правый шарнир переместится на $\delta_n^л + 1$. Уравнение для n-го шарнира по методу перемещений запишется так:

$$\delta_{n-1} R_{n,\ n-1} + \delta_n^л R_{nn}^л + (\delta_n + 1) \cdot R_{nn}^{пр} + \delta_{nn} R_{n,\ n+1} = 0$$

или

$$\delta_{n-1} R_{n,\ n-1} + \delta_n^л \left(R_{nn}^л + R_{nn}^{пр}\right) + \delta_{n+1} R_{n,\ n+1} = - R_{nn}^{пр}.$$



Фиг. 272.

Свободные члены всех остальных уравнений слева от n равны нолю. Уравнение для шарнира $n + 1$ будет

$$\left(\delta_n^л + 1\right) R_{n+1,\ n} + \delta_{n+1} \left(R_{n+1,\ n+1}^л + R_{n+1,\ n+1}^{пр}\right) + \delta_{n+2} R_{n+1,\ n+2} = 0$$

или

$$\delta_n^л R_{n+1,n} + \delta_{n+1} \left(R_{n+1,\ n+1}^л + R_{n+1,\ n+1}^{пр}\right) + \delta_{n+1} R_{n+1,\ n+2} = - R_{n+1,n}.$$

Справа от $n + 1$ все свободные члены равны нолю. Следовательно, можно применить формулу (8). После небольших преобразований получим:

$$\delta_n^л = - \frac{R_{nn}^{пр} - \dfrac{R_{n+1,n}}{\varkappa_{n+1}}}{R_{n,n+1}\left(\varkappa_{n+1} - \dfrac{1}{\varkappa_{n+1}}\right)} = - \frac{R_{nn}^{пр} - \dfrac{R_{n+1,\ n}}{\varkappa_{n+1}}}{-\dfrac{R_{n,\ n-1}}{\varkappa_n} + R_{nn}^л + R_{nn}^{пр} - \dfrac{R_{n,\ n+1}}{\varkappa_{n+1}}}. \qquad (15)$$

Аналогично найдем правую ординату:

$$\delta_n^{пр} = \delta_n^л + 1 = \frac{R_{nn}^л - \dfrac{R_{n,\ n-1}}{\varkappa_n}}{R_{n,\ n-1}\left(\varkappa_n - \dfrac{1}{\varkappa_n}\right)} = \frac{R_{nn}^л - \dfrac{R_{n,\ n-1}}{\varkappa_n}}{-\dfrac{R_{n,\ n-1}}{\varkappa_n} + R_{nn}^л + R_{nn}^{пр} - \dfrac{R_{n,\ n+1}}{\varkappa_{n+1}}}. \qquad (15')$$

Остальные ординаты найдутся прочерчиванием ломаной через фокусы перемещений.

Расчет по методу сил. Если расчет ведется по методу сил и, следовательно, определяются фокальные отношения шарнирных давлений k, то при построении инфлюент лучше всего исходить из понятия п о д а т л и в о с т и о т р е з к а ц е п и. Податливостью мы будем называть величину осадки крайнего шарнира n отрезка цепи от силы $P = 1$, приложенной к этому крайнему шарниру. Если отрезок цепи представляет собой одно звено, то величина податливости совпадает с δ_{AA} или δ_{BB}.

Податливость левого отрезка от начала цепи до шарнира n будем обозначать $\delta_{nn}^л$. Очевидно,

$$\delta_{nn}^л = \delta_{BB} - \frac{\delta_{BA}}{k_n} \qquad (16)$$

Точно так же податливость правого отрезка от шарнира n до конца цепи

$$\delta_{nn}^{пр} = \delta_{AA} - \frac{\delta_{AB}}{k'_{n+1}}. \qquad (17)$$

Если известны все фокальные отношения k и k', то можно вычислить податливости левых отрезков, состоящих из одного, двух, трех, . . . звеньев и точно так же подат-

НТБ ДНУЖТ

ливости правых отрезков из одного, двух, трех, и т. д. звеньев. Имея величину шарнирного давления и величину податливости незагруженного отрезка, можно получить осадку данного шарнира; например, если нагрузка находится справа от шарнира i, то

$$\delta_i = Y_i \delta_{ii}^{л}.$$

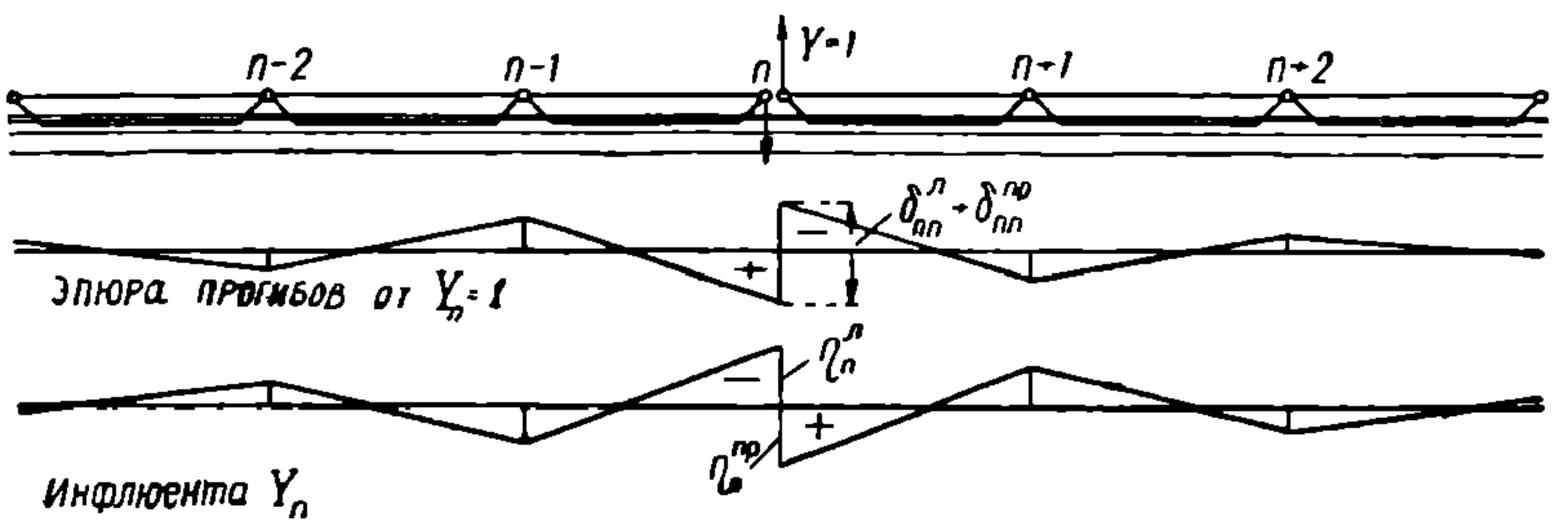
Покажем теперь, как вычисляются главные ординаты инфлюентных линий — осадки δ_n и шарнирного давления Y_n. Если сила $P = 1$ приложена к шарниру n, в котором сходятся левый и правый отрезки цепи, то она, очевидно, распределится на эти отрезки обратно пропорционально податливостям $\delta_{nn}^{л}$ и $\delta_{nn}^{пр}$. Поэтому перемещение шарнира и вместе с тем главная ордината инфлюентной линии δ_n будут:

$$\delta_n = \frac{1 \cdot \delta_{nn}^{пр}}{\delta_{nn}^{л} + \delta_{nn}^{пр}} \quad \delta_{nn}^{л} = \frac{\delta_{nn}^{л} \cdot \delta_{nn}^{пр}}{\delta_{nn}^{л} + \delta_{nn}^{пр}}. \tag{18}$$

В случае симметрии, когда левый и правый отрезки одинаковы,

$$\delta_n = \frac{\delta_{nn}^{л}}{2} = \frac{\delta_{nn}^{пр}}{2}. \tag{18'}$$

Переходим к определению главных ординат (левой и правой) инфлюентной линии шарнирного давления Y_n. Выше мы пользовались представлением этой инфлюенты как эпюры перемещений от действия сдвига $\Delta = 1$ в шарнире n. Теперь будем рассматривать ту же инфлюенту как эпюру перемещений цепи, разрезанной по шарниру n и нагруженной в разрезе двумя равными противоположными силами (шарнирным давлением) $Y_n = 1$, но с ординатами, уменьшенными в $\delta_{nn}^{л} + \delta_{nn}^{пр}$ раз, и знаком, измененным на обратный (фиг. 273). Здесь величина $\delta_{nn}^{л} + \delta_{nn}^{пр}$ представляет собой



Фиг. 273.

расхождение (сдвиг) точек приложения сил $Y = 1$. Очевидно, что главные ординаты указанных эпюр перемещений обоих отрезков цепи равны податливостям $\delta_{nn}^{л}$ и $\delta_{nn}^{пр}$. Отсюда непосредственно вытекает, что искомые главные ординаты инфлюенты будут:

левая

$$\eta_n^{л} = -\frac{\delta_{nn}^{л}}{\delta_{nn}^{л} + \delta_{nn}^{пр}}; \tag{19}$$

правая

$$\eta_n^{пр} = \frac{\delta_{nn}^{пр}}{\delta_{nn}^{л} + \delta_{nn}^{пр}}. \tag{20}$$

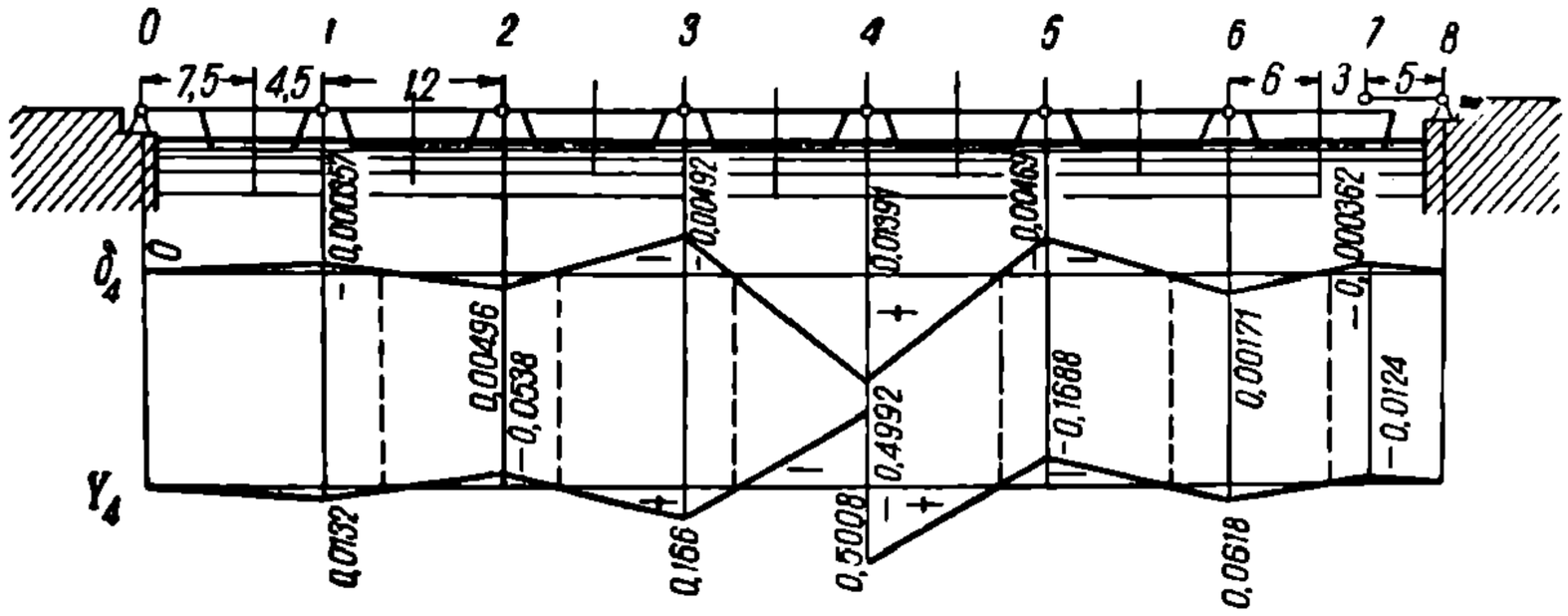
В случае симметрии имеем:

$$\eta^{л} = -0{,}5; \tag{19'}$$
$$\eta^{пр} = +0{,}5. \tag{20'}$$

Таким образом, понятие податливости отрезка цепи играет существенную роль при построении инфлюент методом сил (в сущности при пользовании методом перемещений аналогичную роль играла величина отпорности $R_n - \frac{R_{n+1}}{x'_{n+1}}$).

НТБ ДНУЖТ

Числовой пример. Проследим порядок расчета ординат инфлюентных линий для семизвенной цепи (фиг. 274). Звенья от шарнира *1* до шарнира *6* предполагаем одинаковыми и симметричными, причем $l = 12$ *м*, $F = 144$ *м*^{2}, $I = 1\,300$ *м*^{4}, $\alpha = 1$ ввиду небольшой высоты надстройки и γ принимается равной 1 *т*/*м*^{3}. Звено *0—1* имеет плашкоут тех же размеров, но сдвинутую надстройку, непосредственно опертую на береговую опору. Плашкоут звена *6—7* тех же размеров. Сопряжение с берегом—при помощи мостика, опертого на звено *6—7* с эксцентриситетом 3 *м* относительно ц. т. площади ватерлинии.



Фиг. 274.

Составляем систему уравнений методом перемещений.

Шарнир *1*:

$$\delta_1\left[\frac{\gamma F_1}{l_1^2}\left(c_A^2+\alpha r_1^2\right)+\frac{\gamma F_2}{l_2^2}\left(c_B^2+\alpha r_2^2\right)\right]+\delta_2\frac{\gamma F_2}{l_2^2}\left(c_A c_B-\alpha r_2^2\right)=R_1.$$

В данном случае $\gamma = 1$; $F_1 = F_2 = 144$;

для звена $0-1$, $c_A = 7{,}5$ *м*; для звена $1-2$, $c_A = c_B = 6$ *м*;

$$r_1 = r_2 = \sqrt{\frac{1\,300}{144}} = 3 \text{ м}.$$

Следовательно, уравнение будет

$$\delta_1\left[\frac{1\cdot 144}{12^2}(7{,}5^2+1\cdot 3^2)+\frac{1\quad 144}{12^2}(6^2+1\cdot 3^2)\right]+\delta_2\frac{1\quad 144}{12^2}(6\cdot 6-1\cdot 3^2)=R_1,$$

или

$$1)\ \delta_1\cdot 110{,}25+\delta_2\cdot 27=R_1.$$

Шарнир *2*:

$$\delta_1\frac{1\cdot 144}{12^2}(6\cdot 6-1\cdot 3^2)+\delta_2\left[\frac{1\cdot 144}{12^2}(6\cdot 6+1\cdot 3^2)+\frac{1\quad 144}{12^2}(6\cdot 6+1\cdot 3^2)\right]+$$

$$+\delta_3\frac{1\quad 144}{12^2}(6\cdot 6-1\cdot 3^2)=R_2,$$

или

$$2)\ \delta_1\cdot 27+\delta_2\cdot 90+\delta_3\cdot 27=R_2.$$

Шарниры *3*, *4*, *5*. Аналогично находим:

$$3)\ \delta_2\cdot 27+\delta_3\cdot 90+\delta_4\cdot 27=R_3;$$

$$4)\ \delta_3\cdot 27+\delta_4\cdot 90+\delta_5\cdot 27=R_4;$$

$$5)\ \delta_4\cdot 27+\delta_5\cdot 90+\delta_6\cdot 27=R_5.$$

Шарнир *6*:

$$\delta_5\cdot 27+\delta_6\left[45+\frac{144}{9^2}(3^2+1\cdot 3^2)\right]+\delta_7\frac{144}{9^2}(6\cdot 3-3^2)=R_6,$$

или

$$6)\ \delta_5\cdot 27+\delta_6\cdot 77+\delta_7\cdot 16=R_6.$$

Шарнир *7*:

$$\delta_6\cdot 16+\delta_7\frac{144}{9^2}(6^2+1\cdot 3^2)=R_7,$$

НТБ ДНУЖТ

или

$$7)\ \delta_6 \cdot 16 + \delta_7 \cdot 80 = R_7.$$

Определяем левые фокальные отношения перемещений. Так как левый конец звена *0 — 1* оперт, то $\varkappa_1 = \infty$,

$$\varkappa_2 = \frac{110,25}{27} = 4,083;$$

$$\varkappa_3 = \frac{1}{27}\left(90 - \frac{27}{4,083}\right) = 3,088;$$

$$\varkappa_4 = \frac{1}{27}\left(90 - \frac{27}{3,088}\right) = 3,009.$$

Хотя значением $\varkappa_4$ для построения инфлюенты δ_4 можно и ограничиться, но мы продолжим процесс дальше:

$$\varkappa_5 = \frac{1}{27}\left(90 - \frac{27}{3,009}\right) = 3,0009;$$

$$\varkappa_6 = \frac{1}{27}\left(90 - \frac{27}{3,0009}\right) = 3,0000;$$

$$\varkappa_7 = \frac{1}{16}\left(77 - \frac{27}{3,0000}\right) = 4,25.$$

Переходим к определению правых фокальных отношений:

$$\varkappa_7' = \frac{80}{16} = 5;$$

$$\varkappa_6' = \frac{1}{27}\left(77 - \frac{16}{5}\right) = 2,733;$$

$$\varkappa_5' = \frac{1}{27}\left(90 - \frac{27}{2,733}\right) = 2,967;$$

$$\varkappa_4' = \frac{1}{27}\left(90 - \frac{27}{2,967}\right) = 2,9957;$$

$$\varkappa_3' = \varkappa_2' \approx 3.$$

Остается вычислить главную ординату δ_4 по формуле (14), а затем и все ординаты.

$$\delta_4 = \frac{1}{-\frac{27}{\varkappa_4} + 45 + 45 - \frac{27}{\varkappa_5'}} = \frac{1}{-\frac{27}{3,009} + 90 - \frac{27}{2,967}} = 0,01391.$$

Последовательно находим:

$$\delta_3 = -\frac{0,01391}{3,009} = -0,00462;$$

$$\delta_2 = \frac{0,00462}{3,088} = 0,001496;$$

$$\delta_1 = -\frac{0,001496}{4,083} = -0,000367;$$

$$\delta_0 = 0.$$

Аналогично:

$$\delta_5 = -\frac{0,01391}{2,967} = -0,00469;$$

$$\delta_6 = \frac{0,00469}{2,733} = 0,00171;$$

$$\delta_7 = -\frac{0,00171}{5} = -0,000342.$$

Нанеся эти ординаты на схему цепи (фиг. 274) и проведя ломаную линию, получим инфлюенту δ_4. Одновременно на оси будут отмечены левые фокусы перемещений отрезка *0 — 4* и правые фокусы перемещений отрезка *4 — 8*.

НТБ ДНУЖТ

Построим также инфлюентную линию шарнирного давления Y_4. Левая главная ордината на основании формулы (15) будет:

$$\delta_4^4 = -\frac{45 - \frac{27}{2,967}}{-\frac{27}{3,009} + 45 + 45 - \frac{27}{2,967}} = -0,4992;$$

правая ордината

$$\delta_4^{пр} = -0,4992 + 1 = 0,5008.$$

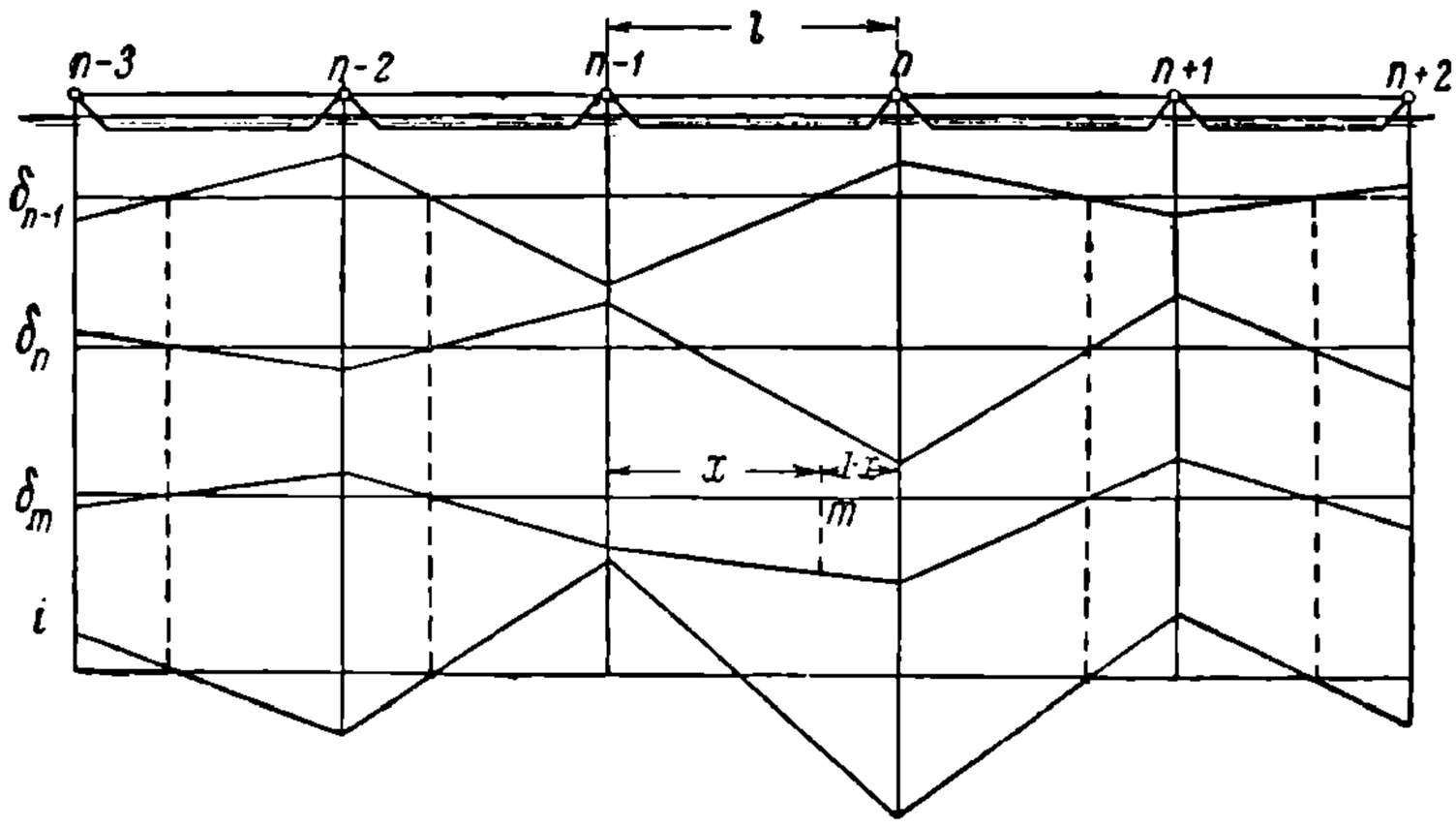
Последующие ординаты находим прочерчиванием ломаных линий через фокусы перемещений или аналитически:

$$\eta_3 = \frac{0,4992}{3,009} = 0,166; \qquad \eta_5 = -\frac{0,5008}{2,967} = -0,1688;$$

$$\eta_2 = -\frac{0,166}{3,088} = -0,0538; \qquad \eta_6 = \frac{0,1688}{2,733} = 0,0618;$$

$$\eta_1 = \frac{0,0538}{4,083} = 0,0132; \qquad \eta_7 = -\frac{0,0618}{5} = -0,0124.$$

Инфлюентные линии прочих расчетных величин. Имея инфлюентные линии смещений δ_{n-1} и δ_n двух шарниров по концам данного звена, легко получаем все линии, необходимые для проверки основных размеров (фиг. 275).



Фиг. 275.

Инфлюентную линию осадки какой-либо точки звена (например края борта) находим, пользуясь линейной зависимостью:

$$\delta_m = \delta_{n-1}\frac{l-x}{l} + \delta_n \cdot \frac{x}{l}, \tag{21}$$

где x и $l - x$ — расстояния исследуемой точки от левого и правого шарниров. Достаточно вычислить главные ординаты в шарнирах $n - 1$ и n; ординаты в остальных шарнирах находим путем прочерчивания затухающей ломаной линии через фокусы смещений шарниров.

При симметричном звене средняя осадка (в ц. т. ватерлинии)

$$\delta_{ср} = \frac{\delta_{n-1} + \delta_n}{2}.$$

Ординаты инфлюентной линии уклона звена $n - 1$, n вычисляются по формуле

$$i_n = \frac{\delta_n - \delta_{n-1}}{l_n}. \tag{22}$$

Инфлюентная линия давления на пловучую опору (реакция A) пропорциональна линии $\delta_{ср}$. Ординаты линии A получаем, умножая $\delta_{ср}$ на γF.

НТБ ДНУЖТ

Для построения инфлюентных линий, необходимых для расчета надстройки, а именно линий Q_u и M_u в последовательных сечениях u надстройки можно поступить по одному из двух способов. При расчете по способу сил мы рассматриваем сперва самостоятельно плавающее звено со свободными концами и строим для него линии Q_u^0 и M_u^0, полагая шарнирные давления Y_{n-1} и Y_n равными нолю. Пусть от $Y_{n-1}=1$ в точке u возникает момент $M_{u,n-1}$ и от $Y_n=1$ соответственно M_{un}. Тогда полный момент будет

$$M_u = M_u^0 + Y_{n-1} M_{u,n-1} + Y_n M_{un}. \tag{23}$$

Линия M_u получается путем суммирования линии M_u^0 с линиями Y_{n-1} и Y_n, умноженными на коэфициенты влияния $M_{u,n-1}$ и M_{un}. Сказанное относится также к линии поперечной силы.

Ведя расчет по способу перемещений, мы сперва рассматриваем звено как неподвижно опертое в шарнирах $n-1$ и n и строим линию M_u'. Затем рассчитываем коэфициенты влияния осадок. Пусть при $\delta_{n-1}=1$ и $\delta_n=0$ момент в сечении u будет $M_{u,n-1}'$. При $\delta_n=1$, $\delta_{n-1}=0$ соответственно M_{un}. Тогда

$$M_u = M_u' + \delta_{n-1} M_{u,n-1}' + \delta_n M_{un}'. \tag{24}$$

Аналогично находим линию Q_u.

Вновь приходим к суммированию трех инфлюентных линий. Практически вопрос сводится к вычислению лишь двух ординат над шарнирами $n-1$ и n. Имея η_{n-1} и η_n, найдем все ординаты в шарнирах вне звена $n-1$, n путем прочерчивания ломаной линии через фокусы перемещений шарниров. На протяжении звена $n-1$, n придется алгебраически просуммировать линию M_u^0 или M_u' с трапецией, образованной ординатами η_{n-1} и η_n. Подробности выяснены на примере, рассмотренном в § 12.

§ 11. Фокальные свойства бесконечной регулярной цепи абсолютно жестких звеньев. Переход к конечной цепи

Цепь шарнирно соединенных одинаковых и симметричных звеньев мы будем называть регулярной цепью. Для такой цепи обозначим коэфициенты типового трехчленного уравнения метода сил или метода перемещений следующим образом:

$$a_{nn}=a; \quad a_{n,n-1}=a_{n,n+1}=b.$$

Типовое уравнение приобретает вид:

$$X_{n-1}b + X_n a + X_{n+1}\cdot b = N_n.$$

Разделим это уравнение на b:

$$X_{n-1} + X_n\omega + X_{n+1} = \overline{N}_n.$$

Здесь $\omega=\frac{a}{b}$, $\overline{N}=\frac{N}{b}$.

Уравнение (11), связывающее последовательные фокальные отношения, переходит в такое:

$$k_n = \omega - \frac{1}{k_{n-1}}. \tag{25}$$

Легко убедиться, что величина ω в типовом уравнении трех шарнирных давлений и трех перемещений для всякой регулярной цепи будет одинаковой. Для случая абсолютно жестких звеньев из уравнений (6″) и (7‴) непосредственно имеем:

$$\omega = \frac{2\left(\frac{l^2}{\alpha d^2}+1\right)}{\left(\frac{l^2}{\alpha d^2}-1\right)} = 2\,\frac{l^2+\alpha d^2}{l^2-\alpha d^2}. \tag{26}$$

НТБ ДНУКТ

Таким образом, закон последовательного определения величин k и $\varkappa$ будет один и тот же:

$$k_{n+1} = \omega - \frac{1}{k_n}; \quad \varkappa_{n+1} = \omega - \frac{1}{\varkappa_n}.$$

Отсюда, однако, еще не следует, что при одинаковых звеньях положение фокусов шарнирных давлений и шарнирных перемещений будет совпадать. Это зависит от условий в начале цепи. Если начальный шарнир цепи свободен, то $Y_0 = 0$; $k_1 = \infty$; в то же время у такой цепи $\delta_0 \neq 0$, $\varkappa_1 \neq \infty$. Наоборот, если начальный шарнир цепи оперт, то $\varkappa_1 = \infty$, $k_1 \neq \infty$.

Рассмотрим, при каких условиях имеет место совпадение левых фокусов шарнирных давлений и перемещений. Легко убедиться, что для двух цепей из тождественно равных звеньев это будет в том случае, если левый конец одной из цепей свободен, а левый конец другой цепи оперт. При этих условиях, кроме совпадения закона образования последовательных фокальных отношений, имеет место также совпадение начальных условий.

Для одной и той же цепи разных звеньев левые фокусы совпадают, если цепь влево продолжается до бесконечности. Хотя бесконечная цепь является своего рода фикцией, но пользование ею целесообразно ввиду значительных упрощений расчета. Изучая конечную цепь из ряда звеньев, мы убеждаемся в том, что по мере удаления от загруженного звена величины последовательные Y или δ быстро уменьшаются, следуя закону, близкому к знакопеременной геометрической прогрессии. При достаточно длинной цепи ближайшие к загрузке Y или δ почти не зависят от числа звеньев в незагруженных отрезках. Поэтому при большом числе равных звеньев можно рассматривать цепь по обе стороны от загрузки как состоящую из бесконечно большого числа звеньев.

В бесконечной цепи каждый отрезок ее от любого шарнира n до ∞ находится в одинаковых условиях. Поэтому

$$k_n = k_{n-1} = k_{n-2} = \ldots = k \text{ и } \varkappa_n = \varkappa_{n-1} = \varkappa_{n-2} = \ldots = \varkappa = k.$$

Величины $k = \varkappa$ определяются из одного и того же уравнения

$$k = \omega - \frac{1}{k},$$

откуда

$$k^2 - \omega k + 1 = 0;$$

$$k = -\frac{\omega}{2} \pm \sqrt{\frac{\omega^2}{4} - 1}.$$

Подставляя сюда значение ω, получим

$$k_1 = \frac{l + d\sqrt{\alpha}}{l - d\sqrt{\alpha}}; \quad k_2 = \frac{1}{k_1}. \tag{27}$$

Второе значение отбрасываем, так как заведомо $k > 1$.

Нагрузим отрезок цепи, тянущийся в одну сторону до бесконечности силой $P = 1$ на свободном конце. Тогда перемещение этой точки или так называемая податливость полубесконечного отрезка цепи будет равна

$$\delta_{AA}^{\infty} = \delta_{BB} - \frac{\delta_{BA}}{k} = \frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{2l}{d\sqrt{\alpha}}. \tag{28}$$

Фокус делит пролет между шарнирами в отношении $\frac{k}{1}$; поэтому расстояние от фокуса до середины звена будет

$$f = \frac{l}{2} - \frac{l \cdot 1}{1 + k} = \frac{d\sqrt{\alpha}}{2} = r\sqrt{\alpha}. \tag{29}$$

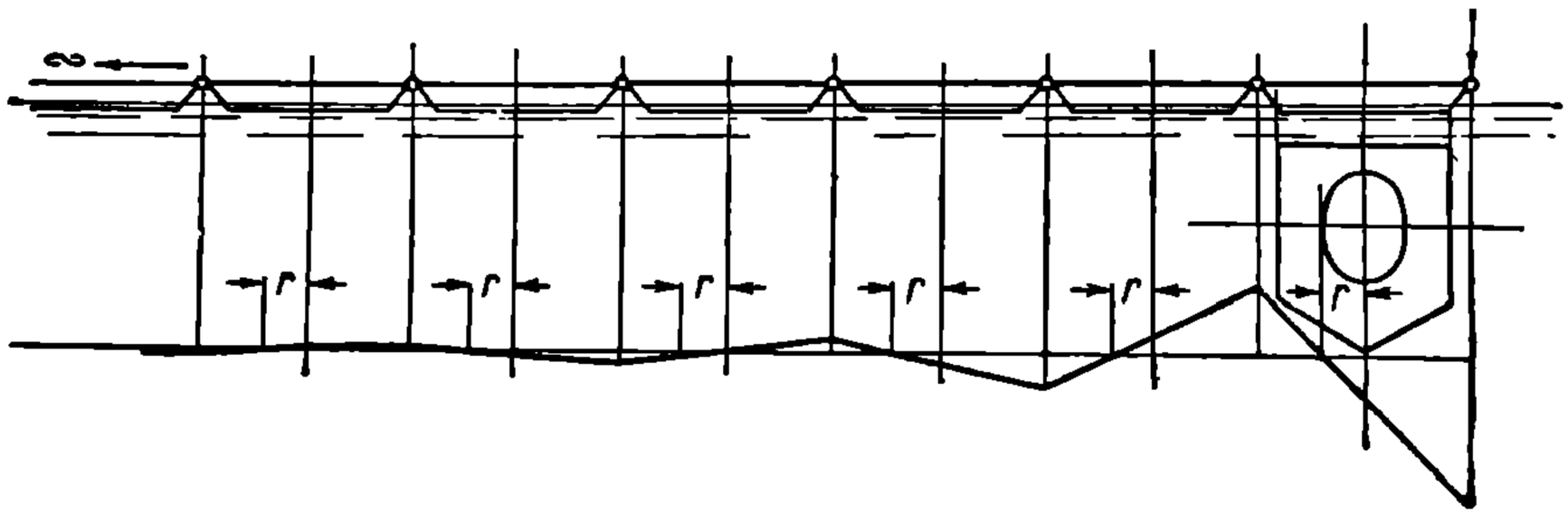
При низкой надстройке допустимо принять $\alpha = 1$; следовательно,

$$f = r. \tag{29'}$$

НТБ ДНУЖТ

Этот случай показан на фиг. 276.

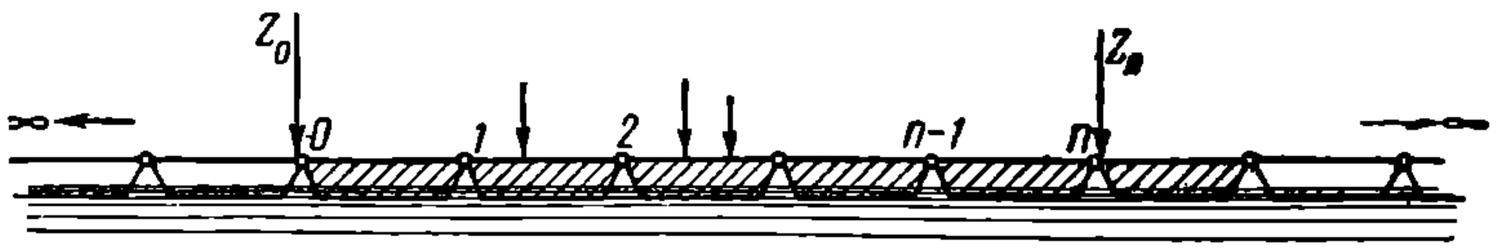
Итак, расстояние от левого фокуса до оси звена в тянушейся влево до бесконечности регулярной цепи есть для всех звеньев величина постоянная и равная радиусу инерции площади ватерлинии r, умноженному на $\sqrt{\alpha}$. То же относится и к правым фокусам цепи, тянущейся вправо до бесконечности. Наконец, если регулярная цепь продолжается до бесконечности как влево, так и вправо, то левые и правые фокусы располагаются в



Фиг. 276.

каждом звене симметрично относительно середины на расстоянии, равном $r\sqrt{\alpha}$. Этот результат существенно облегчает приближенный расчет наплавных мостов из большого числа звеньев, позволяя свести его к самым несложным операциям.

Мало того, пользуясь бесконечной цепью как «основной системой», можно дать точный расчет регулярной цепи из конечного числа звеньев при любых условиях на концах, причем для определения «лишних неизвестных» придется решить всего два уравнения с двумя неизвестными. Точно так же бесконечную цепь можно привести к полубесконечной, решая всего одно уравнение с одним неизвестным.



Фиг. 277.

Сущность этого приема сводится к следующему. Рассмотрим цепь из n звеньев, несущую на всех или на некоторых звеньях определенную нагрузку (фиг. 277). Предположим, что концы этой цепи свободные, т. е.

$$Y_0 = Y_n = 0.$$

Продолжим цепь до бесконечности влево и вправо. Фокальные отношения будут иметь постоянное значение (для левых и правых фокусов перемещений и шарнирных давлений), определяемое формулой (27). Нетрудно найти все шарнирные давления в $n+1$ интересующих нас шарнирах, в том числе Y_0^{∞} и Y_n^{∞}. Эти шарнирные давления лучше всего найти по методу загрузки одного пролета, суммируя затем влияние загрузок всех n пролетов.

Нагрузим теперь бесконечную цепь в шарнирах 0 и n[1] неизвестными пока силами Z_0 и Z_n и подберем эти силы так, чтобы результирующие величины Y_0 и Y_n обратились в ноль. Эти условия выражаются такими двумя уравнениями:

1) шарнир 0:

$$-\frac{Z}{2}+\frac{Z_n}{2}\left(-\frac{1}{k}\right)^n+Y_0^{\infty}=0; \qquad (30)$$

2) шарнир n:

$$+\frac{Z_n}{2}-\frac{Z_0}{2}\left(-\frac{1}{k}\right)^n+Y_n^{\infty}=0. \qquad (31)$$

[1] Точнее, на бесконечно малом расстоянии слева от шарнира 0 и на бесконечно малом расстоянии справа от шарнира n.

НТБ ДНУЖТ

Решая эти уравнения, найдем

$$Z_0 = 2\,\frac{Y_0^{\infty} - Y_n^{\infty}\,\eta}{1-\eta^2}\,; \tag{32}$$

$$Z_n = -2\,\frac{Y_n^{\infty} - Y_0^{\infty}\,\eta}{1-\eta^2}\,, \tag{33}$$

где

$$\eta = \left(-\frac{1}{k}\right)^n \tag{34}$$

Чем больше число звеньев n, тем величина Z_0 ближе к $2\,Y_0^{\infty}$, а величина Z_n ближе к $-2\,Y_n^{\infty}$.

Если исследуемая цепь является полубесконечной, т. е. шарнир n удаляется на бесконечность, то достаточно найти одну корректирующую силу Z_0. Из формулы (30) сразу находим

$$Z_0 = 2Y_0^{\infty}, \tag{35}$$

так как Z_n, очевидно, равно нолю.

При других граничных условиях определение Z_0 и Z_n принципиально не отличается от приведенного выше. Если, например, шарниры 0 и n неподвижно оперты, то необходимо вновь составить два уравнения, выражающие равенство нолю результирующих осадок шарниров 0 и n бесконечной цепи. В случае полубесконечной цепи достаточно составить одно уравнение.

Вспоминая неоднократно подчеркнутую нами аналогию шарнирной пловучей цепи с неразрезной балкой на жестких опорах, мы можем установить два интересных следствия:

1. В бесконечной неразрезной балке с равными пролетами угловые и моментные фокусы совпадают и расположены на расстоянии r от оси пролета, где r равно радиусу инерции «эпюры гибкости» пролета.

2. Расчет любой конечной неразрезной балки с равными пролетами можно свести к расчету бесконечной, нагруженной, кроме заданной нагрузки, еще двумя корректирующими силовыми факторами над опорами 0 и n (например, сосредоточенными моментами) [1].

§ 12. Инфлюентные линии и расчетные формулы для регулярной цепи

Предварительный расчет звена наплавного моста из равных звеньев (а очень часто и окончательный расчет) можно произвести, предполагая звено входящим в бесконечную цепь. Если при этом надстройка может считаться весьма жесткой (т. е. деформация ее невелика по сравнению с осадками пловучих опор), то весь расчет приобретает особую простоту и наглядность. Мы рассмотрим в последовательном порядке построение инфлюентных линий, иллюстрируя его на примерах наиболее часто применяемых одноплашкоутных (тип временного деревянного моста) и двухпонтонных (тип постоянного металлического моста) звеньев с жесткой надстройкой (фиг. 278, a и b). Расчет моста в случае гибкой надстройки, а также другие типы звеньев рассмотрены ниже.

Расстояние от середины каждого звена до левого и правого фокусов равно

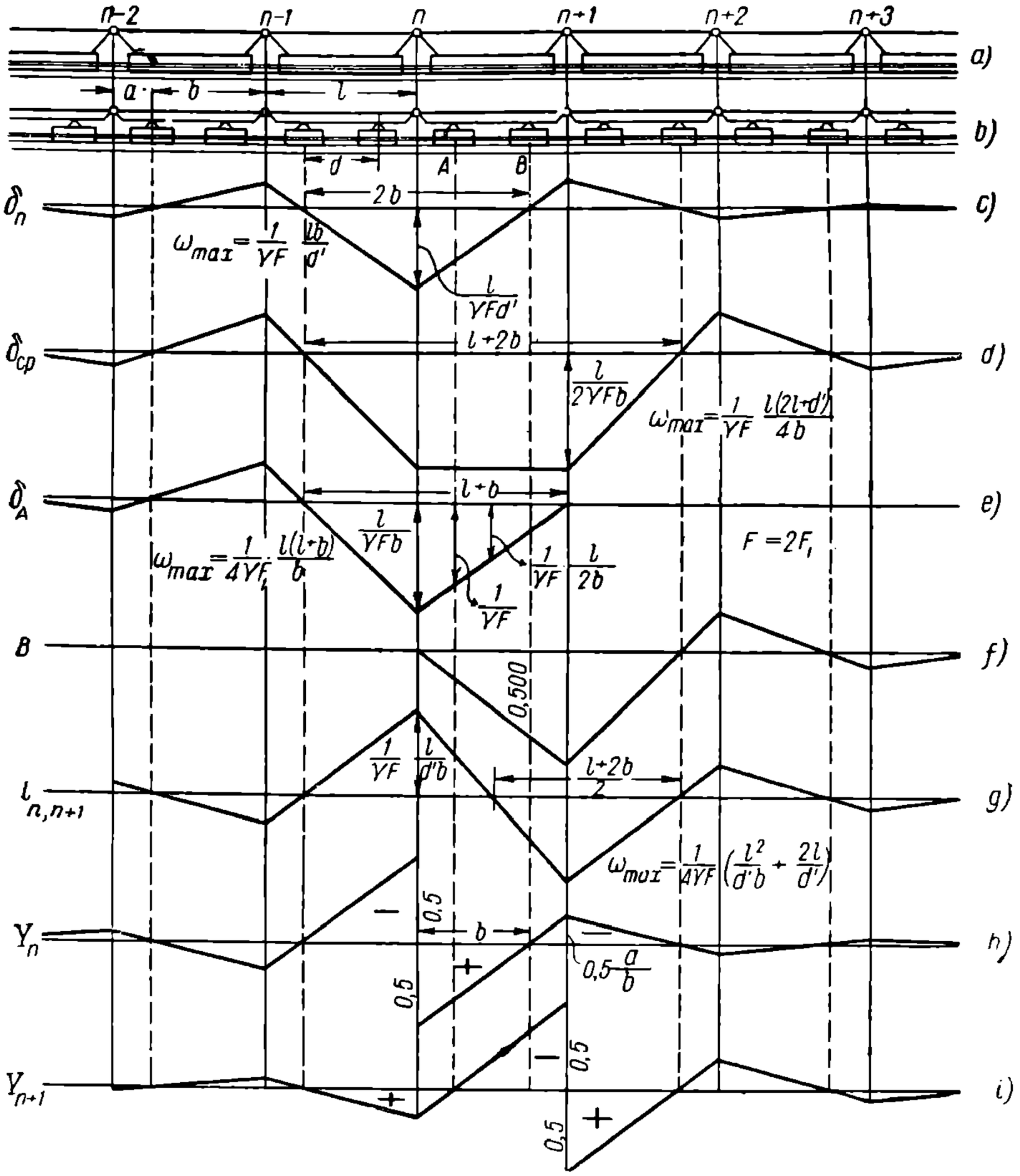
$$r' = r\sqrt{\alpha},$$

где r — радиус инерции площади ватерлинии; коэфициент α определяется в зависимости от размеров и нагрузки звена, как указано в формуле (6) § 1. При низкой надстройке и, в особенности, для двухпонтонных звеньев можно принять $\alpha = 1$; тогда $r' = r$, расстояние между фокусами $d' = d = 2r$. В двухпонтонном звене с узкими понтонами можно без большой погрешности считать водоизмещение сосредоточенным в ц. т. ва-

[1] А. А. Уманский, О расчете систем с большим числом одинаковых пролетов, «Сборник исследований по теории сооружений», Госстройиздат, М. 1939.

НТБ ДНУЖТ

терлинии каждого из понтонов. Тогда левый и правый фокусы совпадают с осями понтонов и весь расчет может быть выполнен без предварительного определения площади ватерлинии, т. е. как для статически определимой системы.



Фиг. 278.

Расстояния фокуса от левого и правого шарниров (фокальные отрезки) для бесконечной цепи:

$$a=\frac{l}{2}-r'=\frac{l-d'}{2};\qquad b=\frac{l}{2}+r'=\frac{l+d'}{2}.$$

Постоянное для всех звеньев фокальное отношение

$$k=\varkappa=\frac{b}{a}=\frac{l+d'}{l-d'}. \tag{36}$$

Инфлюентная линия осадки (перемещения) шарнира n (фиг. 278, *c*). Главная ордината линии на основании формулы (28) § 10

$$\eta_n=\frac{\delta_{AA}^{\infty}}{2}=\frac{1}{\gamma F}\cdot\frac{l}{d'}, \tag{37}$$

где F — площадь ватерлинии одного плашкоута или пары понтонов.

НТБ ДНУЖТ

Алгебраическая сумма площадей всех участков инфлюентной линии, очевидно, равна средней осадке одного изолированного звена от равномерно распределенной нагрузки $q = 1$ *т/пог. м*;

$$\sum \omega = \frac{l}{\gamma F}. \tag{38}$$

Найдем значение суммы убывающей геометрической прогрессии:

$$\sigma = \frac{1}{k} + \frac{1}{k^3} + \frac{1}{k^5} + \ldots = \frac{1}{k\left(1 - \frac{1}{k^2}\right)} =$$

$$= \frac{1}{4}\left(\frac{l}{d'} - \frac{d'}{l}\right) = \frac{ab}{ld'}. \tag{39}$$

Сумма площадей отрицательных участков инфлюентной линии

$$\sum (-\omega) = -2 \cdot \frac{l}{2}\eta_n\sigma = -\frac{l}{\gamma F} \cdot \frac{ab}{d'^2}. \tag{40}$$

Сумма площадей положительных участков

$$\sum (+\omega) = \sum \omega + \sum (-\omega) = \frac{l}{\gamma F}\left(1 + \frac{ab}{d'^2}\right). \tag{41}$$

Площадь наибольшего положительного участка

$$+\omega_{max} = \frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{lb}{d'}. \tag{42}$$

Полученная линия служит для определения наинизшей точки пролетного строения под действием временной нагрузки, а также для построения всех остальных инфлюентных линий.

Инфлюентная линия средней осадки и реакции плашкоута n, $n+1$ (фиг. 278, *d*). В пределах звена эта линия горизонтальна.

Главная ордината линии осадки

$$\eta = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{l}{d'}\left(1 - \frac{1}{k}\right) = \frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{l}{2b}. \tag{43}$$

Сумма площадей всех участков

$$\sum \omega = \frac{l}{\gamma F}. \tag{44}$$

Сумма отрицательных площадей

$$\sum (-\omega) = -2\eta \frac{l}{2} \sigma = -\frac{l}{\gamma F} \cdot \frac{a}{2d'}. \tag{45}$$

Сумма положительных площадей

$$\sum (+\omega) = \frac{l}{\gamma F}\left(1 + \frac{l}{2d'}\right) \tag{46}$$

Площадь наибольшего участка

$$\omega_{max} = \frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{l(2l + d')}{4b}. \tag{47}$$

Умножив ординаты инфлюентной линии средней осадки плашкоута на γF, получим линию реакции (давления на плашкоут).

Инфлюентная линия осадки борта плашкоута $n - 1$, n строится путем линейной интерполяции линий осадки шарниров $n - 1$ и n.

Инфлюентная линия осадки понтона двухпонтонного звена (фиг. 278, *e*). При установке груза над шарниром $n + 1$ и правее осадка понтона A равна нолю. Это вытекает из того, что точка A является левым фокусом эпюры пере-

НТБ ДНУЖТ

мещений (осадок) при нагрузке справа. Зная среднюю ординату инфлюентной линии (по оси звена), равную по предыдущему $\frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{l}{2b}$, интерполируя, находим и другие ординаты:

$$\eta_A = \frac{1}{\gamma F}; \quad \eta_{n-1} = \frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{l}{b}. \tag{48}$$

Здесь F — площадь ватерлинии пары понтонов. Данные для линии реакции понтона A находим, умножая все ординаты на γF_1, где F_1 — площадь одного понтона, т. е. половина площади F.

Заметим, что ордината линии реакции A в точке A равна 0,5. Точно так же ордината линии B в точке B (фиг. 278, *f*) равна 0,5. Следовательно, только 50% груза, установленного над понтоном, воспринимается этим последним, остальные 50% передаются прочим пловучим опорам. В этом состоит одно из преимуществ системы шарнирно соединенных звеньев: осадки от сосредоточенной нагрузки при определенной площади F_1 меньше, чем в случае балочно-разрезной системы с центральным опиранием балок на понтоны. При равномерно распределенной нагрузке это преимущество отпадает.

Сумма площадей всех участков инфлюентной линии осадки понтона

$$\sum \omega = \frac{l}{2\gamma F_1}. \tag{49}$$

Сумма отрицательных площадей

$$\sum (-\omega) = \frac{1}{2\gamma F_1} \cdot \frac{l}{b} \cdot \frac{l}{2} \sigma = \frac{l}{4\gamma F_1} \cdot \frac{a}{d'}. \tag{50}$$

Сумма положительных площадей

$$\sum (+\omega) = \frac{l}{2\gamma F_1} \left(1 + \frac{a}{2d'}\right). \tag{51}$$

Площадь наибольшего положительного участка

$$\omega_{max} = \frac{1}{2}(l+b) \cdot \frac{1}{2\gamma F_1} \cdot \frac{l}{b} = \frac{1}{4\gamma F_1} \cdot \frac{l(l+b)}{b}. \tag{52}$$

Инфлюентная линия продольного уклона (фиг. 278, *g*). Эта линия получена путем вычитания из ординат инфлюенты δ_{n+1} ординат инфлюенты δ_n с последующим делением на длину звена l.

Главные ординаты

$$\eta_{n-1} = -\eta_n = \frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{l}{d'b}. \tag{53}$$

Сумма бесконечной убывающей прогрессии

$$\sigma' = 1 + \frac{1}{k} + \frac{1}{k^2} + \ldots = \frac{1}{1 - \frac{1}{k}} = \frac{b}{b-a} = \frac{b}{d'}.$$

Сумма площадей одноименных участков инфлюентной линии

$$\sum (+\omega) = -\sum (-\omega) = \frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{l}{d'b} \left(\frac{l}{2}\sigma' + \frac{d'}{4}\right) =$$

$$= \frac{1}{2\gamma F} \left(\frac{l^2}{d'^2} + \frac{l}{2b}\right) \tag{54}$$

Площадь наибольшего участка

$$\omega_{max} = \frac{1}{4\gamma F} \cdot \frac{l(2b+l)}{d'b} = \frac{1}{4\gamma F} \left(\frac{l^2}{d'b} + \frac{2l}{d'}\right). \tag{55}$$

НТБ ДНУЖКТ

Для примера подсчитаем уклон звена плашкоутного поста, рассмотренного в § 7, предполагая все звенья шарнирно соединенными, т. е. без подвесных прогонов:

$$F = 179{,}6\ м^2; \quad \gamma = 1\ т/м^3; \quad l = 12{,}00\ м; \quad d = 4{,}66\ м;$$
$$\alpha = 0{,}9;$$

$$d' = d\sqrt{\alpha} = 4{,}42\ м; \quad b = \frac{12{,}0+4{,}42}{2} = 8{,}21\ м;$$

$$\sum(+\omega) = \frac{1}{2 \cdot 1{,}0 \cdot 179{,}6}\left(\frac{12{,}0^2}{4{,}42^2} + \frac{12{,}0}{2 \cdot 8{,}21}\right) = 0{,}023;$$

$$\omega_{max} = \frac{1}{4 \cdot 1{,}0 \cdot 179{,}6}\left(\frac{12{,}0^2}{4{,}42 \cdot 8{,}21} + \frac{2 \cdot 12{,}0}{4{,}42}\right) = 0{,}0132.$$

При загрузке всей цепи невыгоднейшим образом толпой 1 *т/пог. м* моста будет иметь уклон $i = 1 \cdot 0{,}023 = 2{,}3\%$.

При загрузке только наибольшего участка $i = 1 \cdot 0{,}0132 = 1{,}32\%$.

Отметим, что продольный уклон звена при равномерно распределенной нагрузке явно зависит не от длины l, а только от отношений геометрических элементов (формулы 54 и 55). Отсюда следует, что при данной интенсивности нагрузки все цепи с одним и тем же отношением $\frac{l}{d'}$ будут иметь одинаковый уклон.

Что касается уклона от сосредоточенной нагрузки, то он зависит от размеров звена: при определенном значении $\frac{l}{d'}$ уклон обратно пропорционален длине $b = \frac{l+d'}{2}$.

Инфлюентная линия шарнирного давления Y_n (поперечной силы в шарнире). Главные ординаты $\eta = \pm 0{,}5$.

Площадь одноименных участков (см. формулу 54)

$$\sum(+\omega) = -\sum(-\omega) = \frac{0{,}5}{2}(l\sigma' - a) = \frac{l}{4}\left(\frac{b}{d'} - \frac{a}{l}\right). \tag{56}$$

Площадь наибольшего участка

$$\omega_{max} = \pm 0{,}5\,\frac{b}{2} = \pm\frac{b}{4}. \tag{57}$$

Сумма всех участков инфлюентной линии $\sum\omega = 0$.

Инфлюентная линия Y_{n-1} имеет такой же вид, как и линия Y_n, но смещенная влево на длину l. Линия Y позволяет установить расчетную нагрузку шарнира. Кроме того, пользуясь линиями Y_{n-1} и Y_n, можно построить все инфлюентные линии, необходимые для расчета надстройки звена.

Инфлюентные линии изгибающих моментов в сечениях надстройки. На основании принципа сложения действия сил ординаты инфлюентных линий изгибающих моментов в сечениях u могут быть получены по следующей формуле:

$$M_u = M_u^0 + Y_{n-1}\,M_{u,n-1} + Y_n\,M_{un}. \tag{58}$$

Здесь M_u^0 — изгибающий момент, соответствующий изолированному звену; $M_{u,n-1}$ и M_{un} — значения момента в данном сечении изолированного звена соответственно от $Y_{n-1} = 1$ и $Y_n = 1$; Y_{n-1} и Y_n — текущие ординаты линий левого и правого шарнирных давлений. Прежде всего вычисляются ординаты линий M_u над левым и правым шарнирами η_{n-1} и η_n.

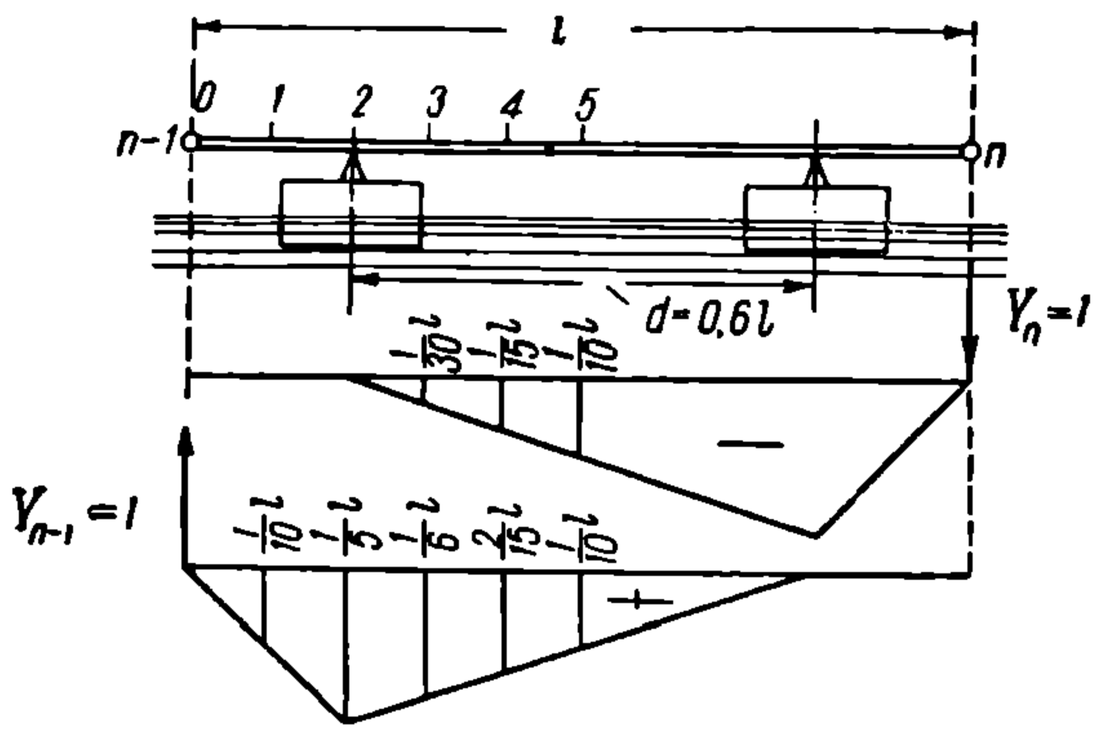
Линия M_u вне звена легко определяется прочерчиванием через фокусы ломаных линий, начиная от ординат в шарнирах. Для получения линии в пределах звена следует подсчитать главную ординату в сечении u по формуле (58). Кроме того, она может быть получена по формуле

$$M_u = M_u + \left(\eta_{n-1}\frac{l-u}{l} + \eta_n\frac{u}{l}\right). \tag{59}$$

НТБ ДНУЖКТ

Здесь $M'_u = \frac{u(l-u)}{l}$ —момент в сечении u от силы $P=1$ для простой балки пролетом l; η_{n-1} и η_n—вычисленные ординаты результирующих линий в шарнирах $n-1$ и n.

В качестве примера рассмотрим построение линий M для двухконсольного звена длиной l при отношении длины консоли к длине звена $\frac{a}{l}=\frac{1}{5}$ для сечений через 0,1 l.



Фиг. 279.

Строим эпюры моментов для изолированного звена отдельно для нагрузки $Y_n = 1$ и $Y_{n-1} = 1$ (фиг. 279).

Значения ординат этих эпюр, обозначенных выше $M_{u,n}$ $M_{u,n-1}$ для сечений u через 0,1 l, выписаны на фиг. 279. Затем, пользуясь фиг. 278, h и i, устанавливаем вид линий влияния Y_{n-1} и Y_n и их ординаты непосредственно слева от шарнира $n-1$ и справа от шарнира n. Далее переходим к построению линий M_u сперва на протяжении звена $n-1$, n.

Вычисление будем вести параллельно для всех пяти линий (табл. 50—52).

Таблица 50

Ординаты над левым шарниром

Номер линии	Y_{n-1}	$M_{u,\ n-1}$	$Y_{n-1}\ M_{u,\ n-1}$	Y_n	M_{un}	$Y_n\ M_{un}$	η_{n-1}
M_5		$\frac{1}{10}l$	$-\frac{1}{20}l$		$-\frac{1}{10}l$	$-\frac{1}{80}l$	$-0,0625\ l$
M_4		$\frac{2}{15}l$	$-\frac{1}{15}l$		$-\frac{1}{15}l$	$-\frac{1}{120}l$	$-0,0750\ l$
M_3	$-0,5$	$\frac{1}{6}l$	$-\frac{1}{12}l$	0,125	$-\frac{1}{30}l$	$-\frac{1}{240}l$	$-0,0875\ l$
M_2		$\frac{1}{5}l$	$-\frac{1}{10}l$		0	0	$-0,100\ l$
M_1		$\frac{1}{10}l$	$-\frac{1}{20}l$		0	0	$-0,050\ l$

Таблица 51

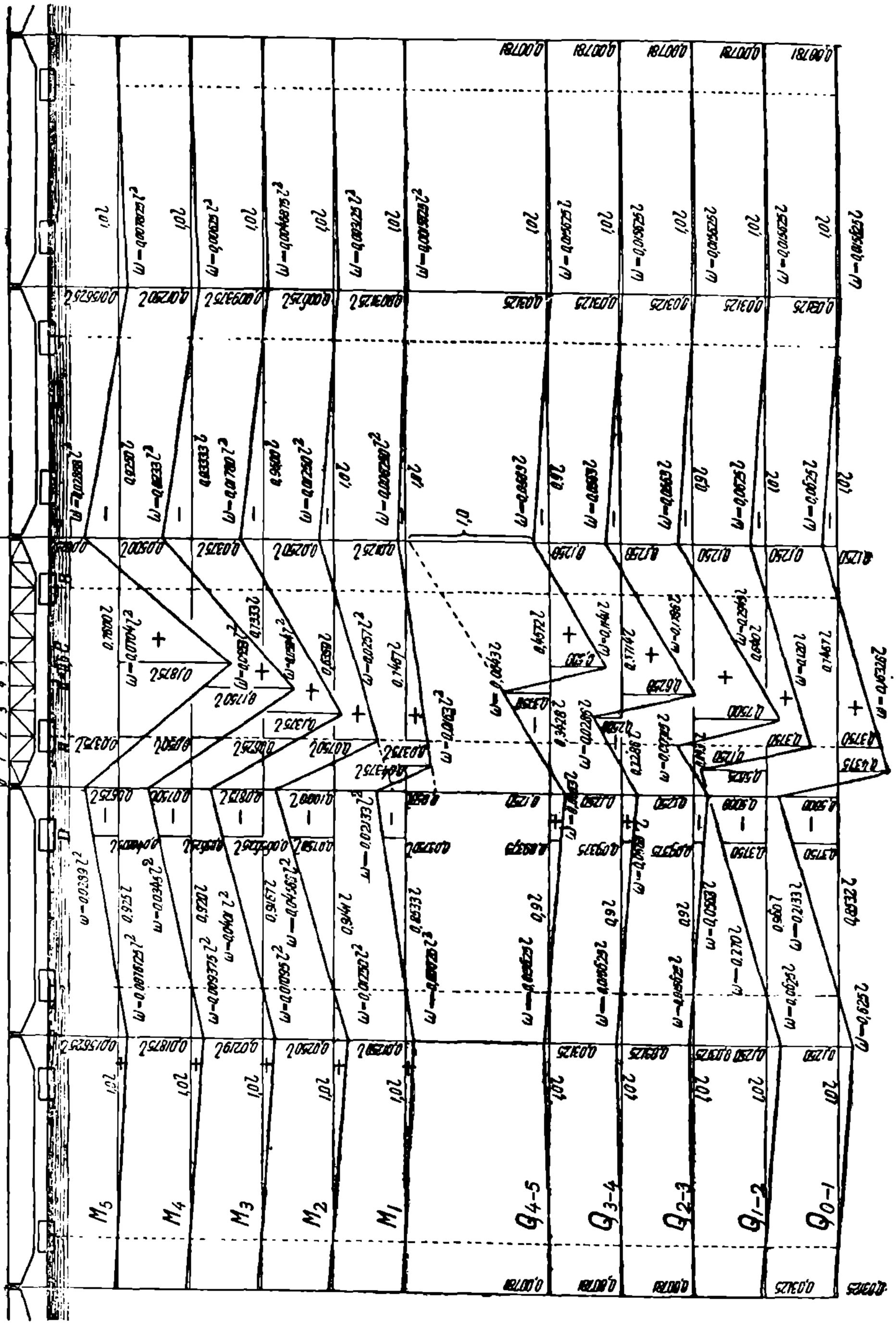
Ординаты над правым шарниром

Номер линии	Y_{n-1}	$M_{u,\ n-1}$	$Y_{n-1}\ M_{u,\ n-1}$	Y_n	M_{un}	$Y_n\ M_{un}$	η_n
M_5		$\frac{1}{10}l$	$-\frac{1}{80}l$,		$-\frac{1}{10}l$	$-\frac{1}{20}l$	$-0,0625\ l$
M_4		$\frac{2}{15}l$	$-\frac{1}{60}l$		$-\frac{1}{15}l$	$-\frac{1}{30}l$	$-0,0500\ l$
M_3	$-0,125$	$\frac{1}{6}l$	$-\frac{1}{48}l$	0,500	$-\frac{1}{30}l$	$-\frac{1}{60}l$	$-0,0375\ l$
M_2		$\frac{1}{5}l$	$-\frac{1}{40}l$		0	0	$-0,0250\ l$
M_1		$\frac{1}{10}l$	$-\frac{1}{80}l$		0	0	$-0,0125\ l$

НТБ ДНУЖТ

Ординаты вне звена $n-1$, n получены прочерчиванием ломаной линии через фокусы, совпадающие с осями понтонов (фиг. 280).

Инфлюентные линии поперечных сил. 1. Сечение между понтонами. Когда груз справа от сечения, то $Q = A + Y_{n-1}$ (алгебраическая сумма), причем когда груз $P = 1$ станет над шарниром n, то $A = 0$ и линия Q совпадает с линией



Фиг. 280.

Y_{n-1}. Отсюда следует, что ордината линии Q_n в сечении n равна ординате линии Y_{n-1} в той же точке, в данном случае —0,125. На основании тех же соображений получим ординату линии Q_n в точке $n-1$ равной ординате линии Y_n, т. е. +0,125. Затем строим основной параллелограм, откладывая в шарнире $n-1$ единицу вниз и в шарнире n — единицу вверх.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 52

Главные ординаты

(по формуле 59)

Номер	Абсцисса	M'_u	η_{n-1}		$\eta_{n-1}\frac{l-u}{l}+\eta_n\frac{u}{l}$	Главная M_u
M_5	0,5 l	0,25	—0,0625	—0,0625	—0,0625	0,1875
M_4	0,4 l	0,24	—0,0750	—0,0500	—0,0650	0,1750
M_3	0,3 l	0,21	—0,0875	—0,0375	—0,0725	0,1375
M_2	0,2 l	0,16	—0,100	—0,0250	—0,0850	0,0750
M_1	0,1 l	0,09	—0,050	—0,0125	—0,04625	0,04375

Проектируя на стороны параллелограма изучаемое сечение или концы разрезанной панели (при узловой передаче нагрузки), строим инфлюентную линию в пределах $n-1$, n. Вне звена $n-1$, n инфлюентную линию получаем путем прочерчивания ломаных через фокусы, совпадающие с осями понтонов.

2. Сечение u в консоли (левой). Когда груз $P=1$ левее шарнира $n-1$ или правее сечения u, линия Q совпадает с линией Y_{n-1}. Из этой линии вычитается единица, когда груз $P=1$ переходит на левую консоль. Инфлюенты показаны на фиг. 280 внизу.

§ 13. Метод исследования работы моста в исключительных условиях

Построенные инфлюентные линии позволяют осветить работу моста в зависимости от величины и расположения постоянной и временной нагрузок. В этой части расчет по существу не отличается от расчета моста на незыблемых опорах. Изменение наступает с того момента, когда мы введем в расчет возможные отклонения от нормальной работы пловучих опор. Выясним, как отражаются на работе моста двухпонтонной системы: а) удаление одного понтона; б) потеря пловучести одним понтоном и в) волнение, т. е. независимое от нагрузки изменение горизонта воды по отношению к понтонам.

При выводе понтона вся его нагрузка передается остальным понтонам. Нагрузка понтона численно равна опорной реакции, приложенной к пролетному строению. Удаление понтона эквивалентно введению в старую систему (с понтоном) новой внешней силы Z в сечении понтона, уравновешивающей реакцию A. Мы уже знаем, что ордината инфлюентной линии реакции A по оси понтона равна 0,5. Следовательно, сила Z вызывает реакцию $0{,}5\,Z$, направленную противоположно силе.

Подберем силу Z такой, чтобы результирующее давление на ферму было равно нолю, т. е.

$$Z = A + 0{,}5\,Z,$$

где A — опорная реакция от заданных нагрузок, не считая веса понтона.

Отсюда

$$Z = 2\,A\,^{1}. \tag{60}$$

При этих условиях на мост в сечении понтона действуют две равные и взаимно противоположные силы $Z=2A$ и состояние моста эквивалентно случаю удаления понтона (фиг. 281). Таким образом, удаление понтона равносильно нагрузке моста силой $Z=2A$. Осадка опорной точки (над понтоном) увеличивается в случае вывода понтона вдвое.

---

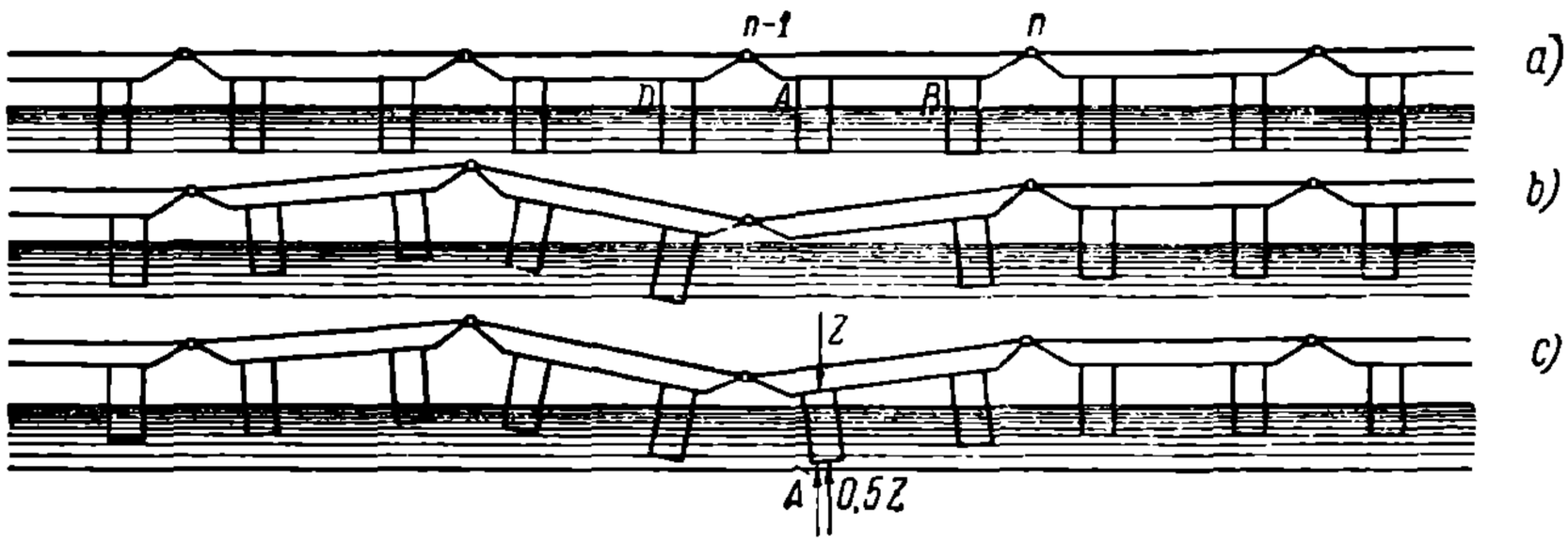
[1] Вообще $Z=\frac{A}{1-\eta}$, где η — ордината линии A под выводимым понтоном.

НТБ ДНУЖТ

Дополнительные статические величины (моменты, поперечные силы, осадки и пр.) могут быть найдены из имеющихся инфлюентных линий путем установки силы Z.

Нетрудно убедиться, что эпюра осадок при удалении понтона A имеет вид линии осадки понтона A. Следовательно, вправо от шарнира n смещение не распространяется.

Рассмотрим, как осуществить на деле вывод понтона. Нужно уничтожить силу ваимодействия между понтоном и пролетным строением. Для этого нагружаем понтон балластом до тех пор, пока осадка понтона не сравняется с расчетной осадкой пролетного строения без понтона. Вес потребного балласта $Z = 2A$. Расчет балластировки приведен в § 14.



Фиг. 281.

Полная потеря плавучести одним понтоном может быть представлена как: а) удаление понтона и б) нагрузка моста весом понтона. Отсюда дополнительная сила

$$Z = 2(A + p), \tag{61}$$

где A — давление на понтон (опорная реакция), p — вес понтона.

Неполная потеря плавучести. Допустим, что вследствие пробоины один из отсеков затоплен. Это равносильно уменьшению площади ватерлинии от первоначальной F_1 до $F_1 - f$, где f — площадь ватерлинии отсека.

Поставим себе задачей предварительно найти новую инфлюентную линию реакции понтона A.

Реакцию понтона можно представить как обобщенную силу, состоящую из двух равных и взаимно противоположных вертикальных сил, одна из которых действует на пролетное строение, а другая — на понтон.

В таком случае, исходя из теоремы взаимности перемещений (Максвелла), легко убедиться в том, что инфлюентная линия реакции представляет собой не что иное, как эпюру осадок системы, в которой проведен разрез, отделяющий пролетное строение от понтона, от сил $A = 1$; ординаты этой эпюры должны быть поделены на взаимное расхождение точек приложения сил A, т. е. увеличение расстояния по вертикали между пролетным строением и отсеченным понтоном (с обратным знаком). Обозначим осадку системы в точке A от силы $A = 1$ через μ. По вышенайденному ордината линии A в точке A равна 0,5. Итак

$$\eta = \frac{\mu}{\mu + \dfrac{1}{\gamma F_1}} = 0{,}5,$$

отсюда

$$\mu = \frac{1}{\gamma F_1}.$$

Если площадь ватерлинии станет $F_1 - f = mF_1$, где $m < 1$, то форма линии реакции сохранится, но ордината в точке A будет

$$\eta' = \frac{\dfrac{1}{\gamma F_1}}{\dfrac{1}{\gamma F_1} + \dfrac{1}{\gamma m F_1}} = \frac{1}{1 + \dfrac{1}{m}}.$$

НТБ ДНУЖТ

Пусть реакция от заданных нагрузок при неповрежденном понтоне равна A. Тогда новая реакция

$$A' = A\frac{\eta'}{\eta} = A\,\frac{2}{1+\frac{1}{m}} < A.$$

Новая осадка

$$\delta' = \frac{A'}{\gamma m F_1} = \frac{A}{\gamma F_1}\cdot\frac{2}{(1+m)} > \delta.$$

Уменьшение реакции

$$A - A' = A\left(1 - \frac{2}{1+\frac{1}{m}}\right) = A\,\frac{1-m}{1+m}.$$

Сила, направленная сверху вниз, эквивалентна изменению реакции:

$$Z = 2(A - A') = A\,\frac{2(1-m)}{1+m}. \qquad (62)$$

Чтобы учесть собственный вес понтона, следует вместо A подставить $A + p$.

Изменение уровня воды, не сопровождаемое свободным всплыванием понтона, приводится к силе, равной весу воды в объеме покрытой или обнаженной части понтона:

$$U = \gamma F \Delta.$$

В рассматриваемой нами системе изменение уровня воды в пределах одного понтона на Δ повлечет за собой осадку этого понтона на величину $\pm 0{,}5\ \Delta$. Дополнительная сила, приложенная к пролетному строению, равна $\pm 0{,}5\ U$.

Таким образом, при волнении, когда может обнажиться или покрыться водой часть понтона, могут возникнуть довольно значительные усилия в элементах надстройки. Фактором, умеряющим влияние волнения, является то обстоятельство, что волны направлены обычно перпендикулярно мосту и воздействию их подвергается одновременно более или менее значительное число пловучих опор.

Теоретически свободным от дополнительных усилий, вызываемых волнением, является лишь мост, допускающий независимую осадку пловучих опор, например балочно-разрезной или двухконсольной системы с подвесными прогонами. Однако такой мост при тех же пловучих опорах будет более зыбким, а случай потери плавучести хотя бы одним понтоном влечет за собой крушение части моста.

Примечание. Формула (62) может быть получена как частный случай решения такой задачи: рядом с имеющейся пловучей опорой подводится другой понтон; определить, какой распор надо создать между пролетным строением и новым понтоном, чтобы осадка его сравнялась с осадкой имеющегося понтона. Обозначим существующую осадку через δ, осадку моста от силы 1 через δ_1, осадку нового понтона от силы 1 через δ_2. Искомое усилие (распор) обозначим S. Выразим условие равенства осадок:

$$\delta - S\delta_1 = S\delta_2.$$

Отсюда

$$S = \frac{\delta}{\delta_1 + \delta_2}. \qquad (62')$$

Пусть F_1 — площадь ватерлинии старого понтона, F_2 — нового, η — ордината инфлюентной линии опорной реакции. Тогда

$$\delta = \frac{A}{\gamma F_1};\quad \delta_1 = \frac{\eta}{\gamma F_1};\quad \delta_2 = \frac{1}{\gamma F_2}.$$

Следовательно,

$$S = \frac{A}{\eta + \frac{F_1}{F_2}}.$$

F_2 можно считать и положительной и отрицательной величиной. Второй случай как раз и соответствует уменьшению действующей площади ватерлинии F_1. Пусть

$$F_1 + F_2 = mF_1, \text{ причем } m < 1;$$

$$\frac{F_1}{F_2} = \frac{1}{m-1}.$$

Тогда

$$S = -Z = \frac{A}{\eta + \frac{1}{m-1}}. \qquad (62'')$$

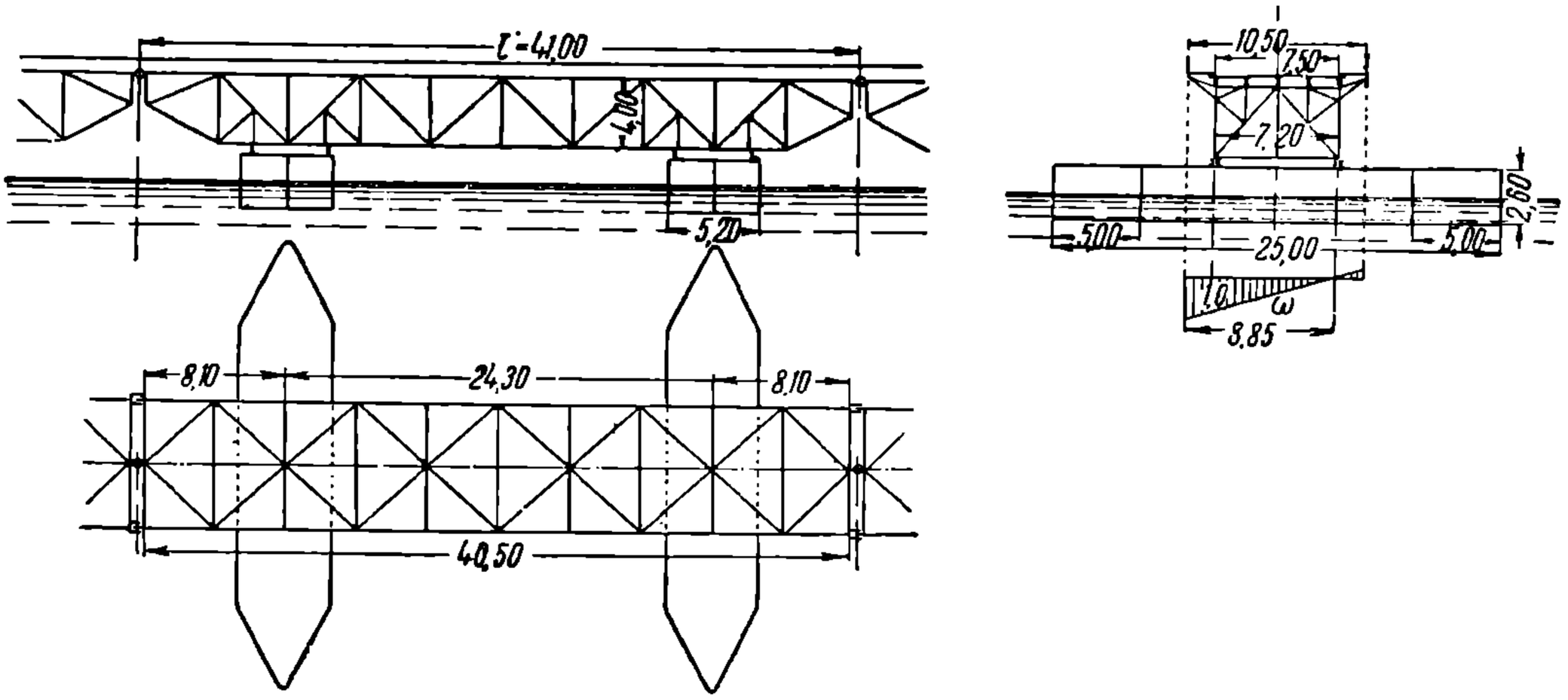
Полагая $\eta = 0{,}5$, придем к формуле (62). Само собой разумеется, что формулы (62′) и (62″) применимы для любой статически неопределимой системы при центральной передаче нагрузки на понтоны, например в случае неразрезной балки на пловучих опорах.

НТБ ДНУЖТ

§ 14. Ход расчета двухпонтонного звена со стальным пролетным строением

Последовательность расчета проследим на примере двухпонтонного звена, входящего в состав цепи пятнадцати равных симметричных и двух береговых несимметричных звеньев (фиг. 282).

Пролетное строение состоит из двух десятипанельных ферм с параллельными поясами $l = 41{,}00$ *м*, $d = 24{,}30$ *м*, $h = 4{,}00$ *м*. Расстояние между фермами $b = 7{,}20$ *м*. Фермы соединены по верху и по низу продольными связями. Кроме того, жесткость пролетного строения обеспечивается сквозными поперечными балками высотой 4,00 *м* во всех панелях. Ездовое полотно имеет ширину 7,50 *м* между колесоотбойными брусьями, два тротуара на консолях — по 1,50 *м*. Полная ширина между перилами 10,50 *м*. Настил проезжей части — двойной дощатый на поперечинах. На тротуарах — одиночный настил. Поперечины ездового полотна опираются на три продольные балки и, кроме того, на верхние пояса ферм, работающие на местный изгиб. Поперечины тротуаров опираются на специальную продольную



Фиг. 282.

балочку и на концы поперечин проезжей части. Фермы крепятся при помощи болтов к парным швеллерам, уложенным поперек понтонов над переборками. Связь между отдельными звеньями осуществляется стальными болтовыми шарнирами по оси ферм, допускающими продольную подвижность, с тем чтобы при ослаблении цепей и действии ветра мост мог принять дугообразную форму. Давление ветра, дующего перпендикулярно оси моста, воспринимается якорным закреплением. Продольные силы от ветра, действующего под углом к мосту, воспринимаются верхними поясами ферм, для чего между звеньями по оси концевых поперечных балок проектированы особые шарниры с вертикальной осью. Ветровые усилия поясами ферм передаются от середины моста, где расположен температурный компенсатор, на левый и правый береговые устои.

Расчет проезжей части. Произведя для всех элементов невыгодную установку колес автомобилей, находим расчетные моменты для досок настила, поперечин, продольных балок, а также моменты от местного изгиба верхнего пояса. Точно так же находим усилия в элементах сквозных поперечных балок и затем производим подбор сечений.

Расчет ферм на вертикальную нагрузку. Постоянная нагрузка на обе фермы складывается из следующих частей:

Деревянный настил . .	1 407	*кг/пог.м*
Металл проезжей части	667	»
Продольные связи	155	»
Фермы . . .	920	»
Итого кругло $p = 3\,150$ *кг/пог. м*		

или на одну ферму 1 575 *кг/пог.м*.

НТБ ДНУЖТ

Для вычисления моментов и поперечных сил от постоянной нагрузки удобнее всего воспользоваться инфлюентными линиями для изолированного звена — двухконсольной балки, так как при равномерной загрузке всех пролетов давления в шарнирах

$$Y_{n-1} = Y_n = 0.$$

Временная нагрузка. Рассмотрим случай загрузки сплошной толпой 400 *кг/м²*. Наибольшее погонное давление на одну ферму найдем, загружая мост по ширине невыгодным образом (фиг. 282):

$$q = 0{,}4\,\omega = \frac{0{,}4 \cdot 1{,}23 \cdot 8{,}85}{2} = 2{,}180\ т/пог.\ м.$$

Для определения моментов и поперечных сил от временной нагрузки строим инфлюентные линии, как указано в § 12. Так как в данном случае $\frac{a}{l} = \frac{8{,}35}{41{,}00} = 0{,}204$, что весьма близко к $\frac{1}{5}$, то можно непосредственно воспользоваться линиями § 12, подставив $l = 41{,}00$ *м* (фиг. 280).

Из бесконечной цепи выделяем пятизвенный отрезок, в пределах которого устанавливаем временную нагрузку. Больше чем по два звена с каждой стороны рассматриваемого пролета вводить в расчет нерационально ввиду незначительного влияния удаленных звеньев и малой вероятности сложного распределения временной нагрузки по длине моста. В табл. 53 и 54 приведены поперечные силы в панелях и изгибающие моменты в сечениях узлов от постоянной и временной нагрузок.

Таблица 53

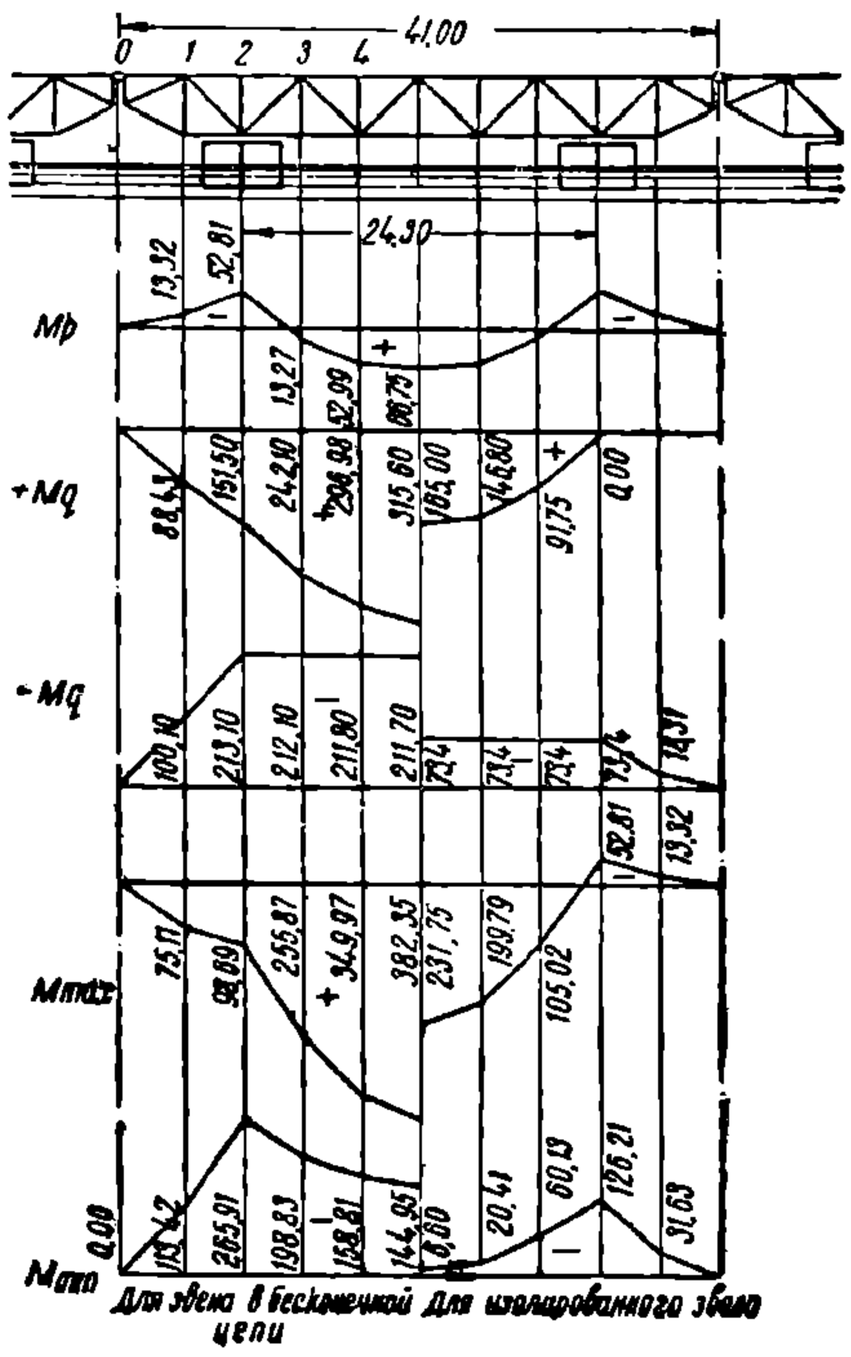
Поперечные силы (в тоннах)

Панель	От постоянной нагрузки Q_p	От временной нагрузки		Расчетные	
		$+Q_q$	$-Q_q$	Q_{max}	Q_{min}
4—5	+ 3,23	16,64	12,76	+19,86	— 9,54
3—4	+ 9,69	22,40	8,99	+32,09	+ 0,70
2—3	+16,49	29,40	6,59	+45,89	+ 9,90
1—2	— 9,69	17,72	29,71	+ 8,03	—39,40
0—1	— 3,26	21,58	24,68	+18,32	—27,94

Таблица 54

Изгибающие моменты (в тонно-метрах)

Сечение	От постоянной нагрузки M_p	От временной нагрузки		Расчетные	
		$+M_q$	$-M_q$	M_{max}	M_{min}
5	+66,75	315,60	211,70	382,35	—144,95
4	+52,99	296,98	211,70	349,97	—158,71
3	+13,27	242,10	212,10	255,37	—198,83
2	—52,81	151,50	212,10	98,69	—264,91
1	—13,32	88,43	100,10	75,11	—113,42
0	0	0	0	0	0



Фиг. 283.

На фиг. 283 представлены эпюры изгибающих моментов. Для сравнения рядом даны эпюры для изолированного звена. Как видно из эпюр, положительный момент по середине пролета от временной нагрузки для звена, помещенного в бесконечную цепь, возрос на 90%, отрицательный — на 188%. Таким образом, ряд преимуществ двух-

НТБ ДНУЖТ

шарнирной системы при распределенной временной нагрузке оплачивается увеличением веса надстройки.

Имея изгибающие моменты и поперечные силы, определим усилия в элементах поясов и раскосах.

Работа пролетного строения при выводе понтона. Переходим к расчету дополнительных моментов и поперечных сил, которые возникают при выводе одного понтона для ремонта. Как было выяснено в § 13, удаление понтона эквивалентно нагрузке моста в его нормальном состоянии силой Z, равной удвоенному давлению на выводимый понтон. Предполагая, что в момент вывода понтона до замены его запасным временной загрузки вблизи не будет, найдем полное давление

$$A = \frac{pl}{2} = \frac{3{,}150 \cdot 41{,}00}{2} = 64{,}80\ m.$$

Заменяющая сила, отнесенная к одной ферме,

$$Z = 2\frac{A}{2} = 64{,}80\ m.$$

Пролетное строение n — 1, n будет находиться в существенно различных условиях в зависимости от того, выводится ли понтон A или D (фиг. 281). Поэтому дополнительные моменты и поперечные силы следует определить отдельно для этих двух случаев [1].

В табл. 55 даны ординаты инфлюентных линий M и Q над понтонами A и D (фиг. 280) и величины дополнительных M и Q от действия силы $Z = 64{,}80\ m$, приложенной в сечении A или D.

Дополнительные величины M и Q следует просуммировать с M_p и Q_p и затем сопоставить с расчетными моментами и поперечными силами. При проверке сечений на работу в случае вывода понтона можно допустить несколько повышенные напряжения.

Таблица 55

Дополнительные моменты и поперечные силы, возникающие при постоянной нагрузке моста при выводе одного понтона

Дополнительные усилия	Ординаты инфлюентной линии над понтонами		Дополнительные M и Q при выводе понтона	
	A	D	+	—
M_5	+1,537	—1,921	99,39	124,10
M_4	+2,050	—2,308	132,45	149,05
M_3	+2,561	—2,691	165,50	173,90
M_2	+3,075	—3,075	198,60	198,60
M_1	+1,537	—1,537	99,39	99,39
$Q_{4\text{-}5}$	—0,1250	+0,09375	6,06	8,08
$Q_{3\text{-}4}$	—0,1250	+0,09375	6,06	8,08
$Q_{2\text{-}3}$	—0,1250	+0,09375	6,06	8,08
$Q_{1\text{-}2}$	+0,3750	—0,3750	24,22	24,22
$Q_{0\text{-}1}$	+0,3750	—0,3750	24,22	24,22

Не представляет затруднений также исследование работы моста с удаленным понтоном при пропуске какой-либо временной нагрузки, например автомобиля. Для получения наивыгоднейшего эффекта здесь приходится обследовать не только отдельно вывод понтонов A и D, но также и две различные установки временной нагрузки, именно над наибольшими пиками соответствующей инфлюентной линии (обычно в рассматриваемом сечении и над ближайшим шарниром).

Другие расчеты, связанные с отступлениями от нормальной работы плавучих опор, например затопление одного из отсеков (асимметричная нагрузка понтона), производятся редко и требуют предварительного определения размеров понтона.

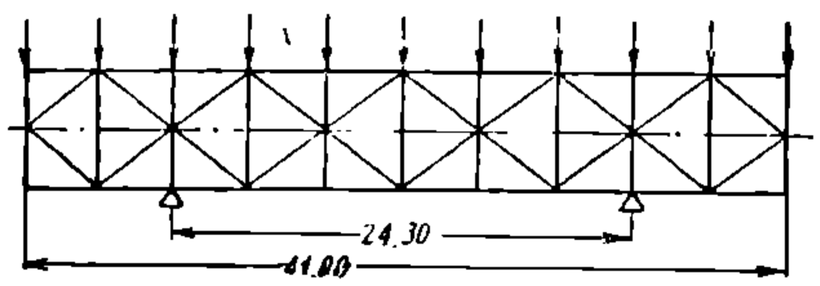
Работа пролетного строения от ветра. Рассматриваем два случая действия ветра на наплавной мост: а) перпендикулярно мосту и б) под углом к мосту. Предполагая, что весь мост подвергается действию лобового ветра, придем к расчетной схеме, показанной на фиг. 284. По обычным правилам определяем усилия в элементах верх-

[1] Вывод понтона B оказывает меньшее влияние на моменты и поперечные силы левой части звена.

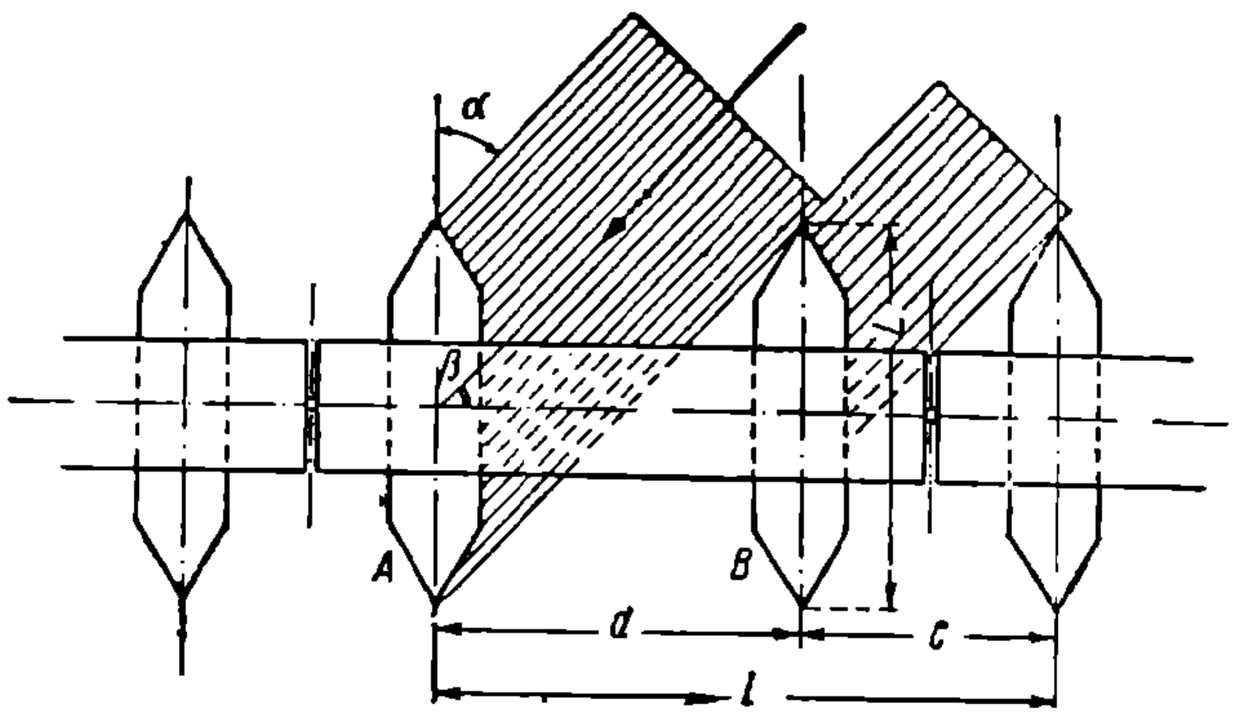
НТБ ДНУЖТ

ней и нижней горизонтальной двухконсольной ветровой фермы, образованной поясами главных ферм и решеткой связей. Поперечные рамы по оси понтонов рассчитываются на передачу ветровых реакций верхних связей вниз на понтоны. Таким образом, предполагается, что ветровые реакции передаются цепями якорному закреплению понтонов. Иногда, кроме указанной основной проверки, производят еще дополнительную, предполагая, что цепи одного звена ослабли и полная ветровая реакция передается концевым шарнирам звена.

При косом ветре (фиг. 285), кроме составляющей, перпендикулярной мосту и воспринимаемой якорным закреплением, придется принять во внимание силу давления ветра на надводную часть понтонов, направленную вдоль моста. Эта сила передается через средний шарнир от звена к звену при помощи верхних поясов на концевые опоры моста. Очевидно, усилия поясов бу-
дут возрастать в направлении от расширительного шва в средней части моста к опорам. Подсчитаем продольное усилие S в паре верхних поясов последующего звена от ветра на понтоны предыдущего звена.



Фиг. 284.



Фиг. 285.

Обозначим через w $m/м^2$ интенсивность давления ветра на плоскость, перпендикулярную его направлению, β — угол между направлением ветра и осью моста, S m — продольную составляющую давления ветра и H_1 $м$ — высоту надводного борта.

Для упрощения расчета заменим боковую поверхность понтона пластинкой, совпадающей с его диаметральной плоскостью.

Нормальное давление ветра на эту плоскость по формуле Уайта

$$w_a = w \sin \alpha = w \cos \beta \; m/м^2.$$

Пока ветер не перекроет наискось понтона A, составляющая давления ветра на оба понтона, направленная вдоль моста, будет

$$S_1 = w \cos \beta (d \operatorname{tg} \beta + c \operatorname{ctg} \beta) H_1 = wlH_1 \sin \beta.$$

Следовательно, S_1 возрастает с увеличением угла β. Если ветер перекроет понтон A, будем иметь:

$$\sin \beta = \frac{L}{\sqrt{L^2 + d^2}}; \tag{63}$$

$$\max S_1 = \frac{wLlH_1}{\sqrt{L^2 + d^2}}.$$

При дальнейшем увеличении угла β величина S выражается формулой

$$S_2 = w \cos \beta (L + c \operatorname{ctg} \beta) H_1 = w (L \cos \beta + c \sin \beta) H_1.$$

Когда ветер перекроет и правый понтон B, то

$$\sin \beta = \frac{L}{\sqrt{L^2 + c^2}}; \quad \cos \beta = \frac{c}{\sqrt{L^2 + c^2}}$$

и

$$S_2 = \frac{2\, wLcH_1}{\sqrt{L^2 + c^2}} < \max S_1. \tag{64}$$

НТБ ДНУЖКТ

При дальнейшем увеличении угла β

$$S_3 = 2\,wLH_1 \cos\beta, \tag{65}$$

что явно убывает.

Расчетное значение вычисляется по формуле (63). Подставляя численные значения, найдем

$$\max S = \frac{0{,}25 \cdot 25{,}0 \cdot 41{,}0 \cdot 1{,}60}{\sqrt{25{,}0^2 + 24{,}3^2}} = 11{,}7\ m.$$

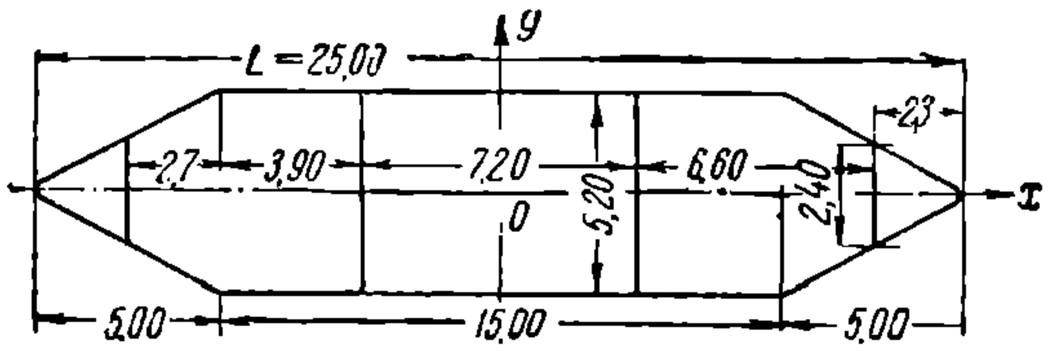
Так как эта сила приложена ниже шарниров, то в шарнирах возникают вертикальные реакции от перегрузки, вызывающие дополнительные усилия в поясах ферм. При невысокой надстройке эти усилия невелики и ими можно пренебречь. При перемене направления ветра меняют свой знак и все усилия. Имея усилия от продольной составляющей ветра и присоединяя к ним усилия от ветра на лобовую поверхность ферм ($w \sin\beta$), получим полные усилия при косом ветре. Усилия от косого ветра возрастают к концам моста. Следует заметить, что если косой ветер действует сразу на все звенья, то перегрузки понтонов не возникает, т. е. мост остается горизонтальным.

Допустим, что от неподвижного закрепления моста на одном из берегов до разводного устройства имеется всего 8 звеньев. В таком случае расчетные усилия в обоих поясах первого звена равны:

$$2O = 8 \cdot 11{,}7 = 93{,}6\ m.$$

На эту же силу придется рассчитать и береговое закрепление (анкеры).

Стальные понтоны звена предположены закрытые, в плане — заостренной формы, в поперечном сечении — прямоугольные со сглаженными углами. Корпус разделен четырьмя водонепроницаемыми переборками на пять отсеков. Боковые отсеки (между главными и таранными переборками) балластные, наполняются водой при выводе понтона для ремонта.



Фиг. 286.

Полный расчет понтона распадается на две части: а) поверка основных размеров и б) расчет прочности. Здесь рассмотрен первый вопрос.

Основные размеры понтона: длина $L = 25{,}00$ *м*, ширина $B = 5{,}20$ *м*, высота $H = 2{,}60$ *м*. Геометрические элементы определяем приближенно, пренебрегая небольшими закруглениями в плане и поперечном разрезе (фиг. 286).

Площадь всей ватерлинии

$$F_1 = 5{,}20\,(15{,}00 + 5{,}00) = 104{,}00\ \ м^2.$$

Площадь двух балластных отсеков:

$$f = 2\,(5{,}20 \cdot 6{,}60 - 1{,}40 \cdot 2{,}70) = 60{,}74\ \ м^2.$$

Коэфициент полноты площади ватерлинии

$$c = \frac{104{,}00}{25{,}00 \cdot 5{,}20} = 0{,}80.$$

Момент инерции площади ватерлинии относительно продольной оси понтона

$$I_x = \frac{15{,}00 \cdot 5{,}20^3}{12} + \frac{4 \cdot 5{,}00}{12}\left(\frac{5{,}20}{2}\right) = 205\ \ м^4.$$

То же за вычетом двух балластных отсеков:

$$I'_x = \frac{7{,}20 \cdot 5{,}20^3}{12} + \frac{4 \cdot 2{,}30}{12}\left(\frac{2{,}40}{2}\right)^3 = 85{,}6\ м^4.$$

Момент инерции ватерлинии относительно поперечной оси понтона

$$I_y = \frac{5{,}20 \cdot 15{,}00^3}{12} + 2\,\frac{5{,}20 \cdot 5{,}00}{2}\left(7{,}50 + \frac{5{,}00}{3}\right)^2 + 2 \cdot \frac{5{,}20 \cdot 5{,}00^3}{36} = 3\,684\ м^4.$$

НТБ ДНУЖТ

То же за вычетом балластных отсеков:

$$I_y' = \frac{5{,}20 \cdot 7{,}20^3}{12} + \frac{2 \cdot 2{,}40 \cdot 2{,}30}{2}\left(12{,}50 - \frac{2\ \ 2{,}30}{3}\right)^2 + \frac{2 \cdot 2{,}40 \cdot 2{,}30^3}{36} = 839\ м^4.$$

Поверка продольного уклона моста. Площадь одноименных участков инфлюентной линии продольного уклона (формула 54) (фиг. 278, *g*)

$$\Sigma(+\omega) = \frac{1}{2\gamma(2F_1)}\left(\frac{l^2}{d^2} + \frac{l}{2b}\right) = \frac{1}{4 \cdot 1{,}0 \cdot 104{,}0}\left(\frac{5^2}{3^2} + \frac{5}{8}\right) = 0{,}00816.$$

Наибольший уклон при невыгодном вдоль моста расположении временной нагрузки 0,4 *т/м²* или $q = 0{,}4 \cdot 10{,}50 = 4{,}20$ *т/пог. м* моста

$$i_{max} = 4{,}20 \cdot 0{,}00816 = 3{,}44\% < 4\%.$$

Уклон при проходе катка весом $P = 15$ *т* (формула 53)

$$i = \frac{P}{\gamma 2F_1} \cdot \frac{l}{db} = \frac{15{,}0 \cdot 41{,}0}{1{,}0 \cdot 104{,}0 \cdot 2 \cdot 24{,}30 \cdot 32{,}80} = 0{,}37\%.$$

Поверка грузоподъемности понтона. Постоянная нагрузка понтона складывается из:

Давления, передаваемого пролетным строением,	$\frac{3{,}150 \cdot 41{,}0}{2} = 64{,}80$ *т*
Веса понтона с оборудованием	. . . . . 40,00 »
	Всего $A_p = 104{,}80$ *т*

Погонная интенсивность временной нагрузки при ширине между перилами 10,50 *м*

$$q = 0{,}4 \cdot 10{,}50 = 4{,}20\ т/пог.\ м.$$

Площадь одноименных участков инфлюентной линии давления на понтон [см. формулу (51) после умножения ее на γF_1]

$$\Sigma(+\omega) = 0{,}5\,l\left(1 + \frac{a}{2d}\right) = 0{,}5 \cdot 41{,}00\,\frac{7}{6} = 24\ м.$$

Наибольшее давление от толпы при невыгоднейшем расположении временной нагрузки

$$A_q = 4{,}20 \cdot 24 = 100{,}1\ т.$$

При сплошной загрузке толпой давление будет несколько меньше, именно:

$$A_q' = \frac{4{,}20 \cdot 41{,}0}{2} = 86{,}1\ т.$$

Осадка от постоянной нагрузки

$$T_p = \frac{104{,}8}{1{,}0 \cdot 104{,}0} = 1{,}005\ м.$$

Осадка от наибольшей временной нагрузки

$$T_q = \frac{100{,}1}{1{,}0 \cdot 104{,}0} = 0{,}965\ м.$$

Наибольшая осадка

$$T_{max} = T_p + T_q = 1{,}97\ м.$$

Наименьшая высота надводного борта при центральной нагрузке

$$2{,}60 - 1{,}97 = 0{,}63\ м.$$

Запас пловучести, или отношение избытка водоизмещения к полному водоизмещению,

$$k \approx \frac{0{,}63}{2{,}60} = 23{,}6\%.$$

НТБ ДНУЖТ

Поверка грузоподъемности понтона A при выводе понтона D для ремонта. Вывод понтона D эквивалентен нагрузке моста в точке D силой Z, равной удвоенному давлению на понтон:

$$Z = 2D = 2 \cdot 64{,}80 = 129{,}6 \ m.$$

Ордината инфлюентной линии реакции A над точкой D

$$\eta = 0{,}5 \frac{l}{b} \cdot \frac{d}{b} = 0{,}5 \cdot \frac{5}{4} \cdot \frac{3}{4} = 0{,}46875.$$

Следовательно, дополнительная нагрузка понтона A при выводе понтона D будет

$$A_{доп} = 129{,}6 \cdot 0{,}46875 = 61{,}0 \ m.$$

Полная нагрузка понтона

$$A_{max} = 64{,}8 + 40{,}0 + 61{,}0 = 165{,}8 \ m.$$

Осадка

$$T = \frac{165{,}8}{1{,}00 \quad 104{,}0} = 1{,}59 < 2{,}60 \ м.$$

Расчет операции по выводу понтона. Чтобы осуществить вывод понтона, нужно уравновесить давление между понтоном и пролетным строением. Как мы видели, для этого понтон надо нагрузить силой Z. Достигается это водяным балластом, который принимается в балластные отсеки.

Наименьший вес водяного балласта

$$Z = 129{,}60 \ m.$$

Дополнительный балласт для погружения понтона еще на 10 *см* во избежание зацепления

$$\gamma F_1 \cdot 0{,}10 = 1{,}00 \cdot 104{,}0 \cdot 0{,}10 = 10{,}4 \ m.$$

Полный потребный балласт

$$B = 129{,}60 + 10{,}40 = 140{,}0 \ m.$$

Высота уровня балластной воды в отсеках

$$h = \frac{B}{\gamma f} = \frac{140{,}0}{1{,}0 \cdot 60{,}74} = 2{,}30 < 2{,}60 \ м.$$

Осадка понтона D от наименьшего потребного балласта, равная осадке пролетного строения в месте выведенного понтона,

$$T_B = \frac{129{,}60}{1{,}00 \cdot 104{,}0} = 1{,}24 \ м.$$

Полная осадка балластированного понтона

$$T = \frac{140{,}0 + 40{,}0}{1{,}00 \cdot 104{,}0} = 1{,}73 < 2{,}60 \ м.$$

Балласт нет необходимости подавать в полном объеме насосом. Бóльшая часть его может быть влита самотеком. Очевидно, вода будет поступать самотеком до тех пор, пока уровень воды в отсеках не сравняется с уровнем воды в реке, т. е. не станет равным осадке понтона (вынужденной остатком давления пролетного строения и весом влитой воды).

Мы знаем, что груз-балласт γfz уменьшает давление между понтоном и пролетным строением на $0{,}5\gamma fz$. Отсюда, упомянутый остаток давления

$$P = A_p - 0{,}5 \gamma fz,$$

где A_p — реакция понтона при постоянной нагрузке, равная 64,80 m.

Для определения z составляем уравнение, выражающее равенство осадки понтона и горизонта воды в реке:

$$z = \frac{p + A_p + 0{,}5 \gamma fz}{\gamma F_1},$$

НТБ ДНУЖТ

откуда

$$z = \frac{p + A_p}{\gamma(F_1 - 0{,}5f)} = \frac{40{,}0 + 64{,}8}{1{,}0\,(104{,}0 - 0{,}5 \quad 60{,}74)} = 1{,}44 \ м.$$

Балласт, идущий самотеком,

$$B_c = \gamma f z = 1{,}00 \cdot 60{,}74 \cdot 1{,}44 = 87{,}5 \ т.$$

Балласт, дополняемый насосом,

$$B_н = 140{,}0 - 87{,}5 = 52{,}5 \ т.$$

Проверим начальную поперечную остойчивость понтона с балластом, учитывая влияние свободной поверхности воды в отсеках. Легко убедиться, что восстанавливающий момент при крене на угол φ будет не $I_y \varphi$, а $I'\varphi$, где I' — момент инерции площади ватерлинии, за вычетом площади балластных отсеков. Поэтому забалластированный понтон обычно менее остойчив, чем порожний.

Найдем возвышение ц. т. понтона над днищем (табл. 56).

Таблица 56

Наименование	Вес в $т$	Плечо от днища в $м$	Момент в $тм$
Понтон .	40,0	1,25	50,0
Балласт .	140,0	1,15	161,0
	$\Sigma P = 180{,}0$		$\Sigma M = 211{,}0$

$$z_0 = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{211{,}0}{180{,}0} = 1{,}17 \ м; \qquad T = \frac{180{,}0}{104{,}0} = 1{,}73.$$

Высота ц. в. над днищем

$$h = \frac{T}{2} = \frac{1{,}73}{2} = 0{,}87 \ м.$$

Превышение ц. т. над ц. в.

$$a = 1{,}17 - 0{,}87 = 0{,}30 \ м.$$

Действующий момент инерции

$$I'_x = 85{,}6 \ м^4.$$

Начальный метацентрический радиус

$$\rho = \frac{I'_x}{V} = \frac{85{,}6}{180{,}0} = 0{,}47 \ м.$$

Начальная метацентрическая высота — положительная:

$$\rho - a = 0{,}47 - 0{,}30 = 0{,}17 \ м > 0.$$

Остойчивость понтона обеспечена.

В качестве меры, увеличивающей остойчивость понтона, можно рекомендовать балластировку отсеков доверху[1]. Балласт, не имеющий свободной поверхности жидкости, играет роль твердого груза. В метацентрическую формулу войдет неуменьшенный момент инерции I_x, откуда видно, что остойчивость резко возрастает.

Затопление одного из отсеков понтона. Сила, действующая на мост при затоплении одного из отсеков понтона (вследствие пробоины), определяется по формуле (62). Так например, при затоплении балластного (бокового) отсека:

$$m = \frac{104{,}0 - 30{,}37}{104{,}0} = 0{,}71; \quad Z = (64{,}80 + 40{,}0) \quad \frac{2(1 - 0{,}71)}{1 + 0{,}71} = 35{,}6 \ т.$$

Точка приложения силы Z совпадает с центром водоизмещения затопляемого отсека. Распределив эту силу по закону рычага между обеими фермами пролетного строения, найдем дополнительные нагрузки ферм при затоплении отсека[2]. Для расчета дополнительных M и Q следует воспользоваться построенными инфлюентными линиями.

[1] Отсеки при этом должны быть снабжены специальными горловинами.

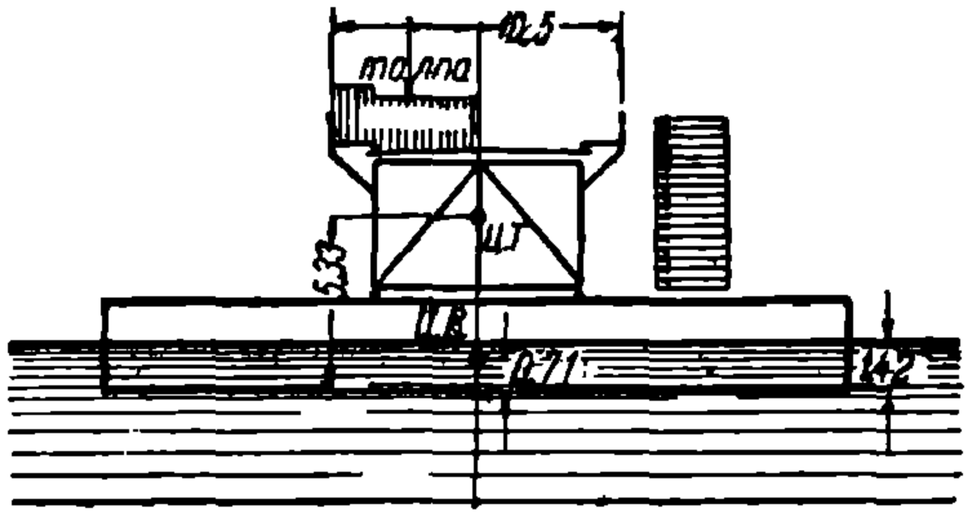
[2] При этом предполагается, что длинный мост не получает крена при затоплении одного отсека.

НТБ ДНУЖТ

Расчет поперечного крена моста. Поперечный крен моста возникает при несимметричном относительно оси моста расположении временной нагрузки, при ветре и волнении. При расчете в запас остойчивости пренебрегаем удерживающим действием якорных закреплений и сопротивлением соседних звеньев, т. е. предполагаем весь мост подверженным действию кренящих сил. Вес односторонней толпы 0,400 $т/м^2$ на один понтон (фиг. 287)

$$P = 0{,}400 \cdot \frac{10{,}50}{2} \cdot \frac{41{,}00}{2} = 43{,}0 \ т.$$

Прочие весовые данные должны быть взяты из предварительно составленного, хотя бы и приближенного, исчисления веса. Определим возвышение ц. т. системы над днищем (табл. 57).



Фиг. 287.

Таблица 57

Нагрузка	Вес в $т$	Плечо в $м$	Момент в $тм$
Толпа .	43,00	8,15	351,0
Проезжая часть .	34,20	7,00	240,0
Фермы и связи .	30,60	4,80	147,0
Понтон .	40,00	1,25	50,0
	$\Sigma P = 147{,}80$	$\Sigma M = 788{,}0$	

Возвышение ц. т.

$$z_0 = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{788{,}0}{147{,}8} = 5{,}33 \ м.$$

Возвышение ц. в. над днищем

$$z_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{147{,}80}{1{,}00 \cdot 104{,}0} = 0{,}71 \ м.$$

Расстояние между ц. т. и ц. в.

$$a = 5{,}33 - 0{,}71 = 4{,}62 \ м.$$

Метацентрический радиус

$$R = \frac{I_y}{V} = \frac{3\,684{,}1}{147{,}8} = 25{,}00 \ м.$$

Метацентрическая высота

$$R - a = 25{,}00 - 4{,}62 = 20{,}38 \ м.$$

Диферентирующий момент понтона

$$M_d = \frac{43{,}0 \cdot 5{,}25}{2} = 113{,}0 \ тм.$$

Угол крена моста или диферента понтона

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{M_d}{V(R-a)} = \frac{113{,}00}{147{,}80 \quad 20{,}38} = 0{,}0376 < 4\%.$$

Дополнительное погружение носа понтона

$$\Delta = \frac{L}{2} \operatorname{tg} \varphi = 0{,}0376 \cdot 12{,}50 = 0{,}48 \ м.$$

Средняя осадка

$$T = \frac{147{,}80}{1{,}0 \cdot 104{,}0} = 1{,}42 \ м.$$

НТБ ДНУЖТ

Высота надводного борта при рассматриваемой нагрузке

$$H_2 = 2{,}60 - 1{,}42 - 0{,}48 = 0{,}80 \ м.$$

Аналогично определяется крен моста при ветре, причем кренящий момент ветра берется относительно ц. в. Подсчет для крена при постоянной нагрузке и ветре 0,25 $т/м^2$ (ураган) дал величину $\operatorname{tg} \varphi = 0{,}015$. При порыве ветра эта величина удваивается.

Крен от волнения является результатом килевой (продольной) качки понтонов. Качка судна представляет собой совокупность собственных и вынужденных качаний судна. Собственные (свободные) качания оказывают на килевую качку ничтожное влияние, так как весьма быстро погашаются большим сопротивлением судна наклонению около поперечной оси (диференту). Остаются лишь вынужденные качания. Амплитуда (наибольший угол наклонения) вынужденных килевых качаний симметричного судна выражается такой приближенной формулой [1]:

$$\psi = k_1 N_1 \alpha.$$

Здесь α — наибольший угол волнового склона:

$$\alpha = 180° \frac{h}{\lambda},$$

где h — высота волны от гребня до впадины,

λ — длина волны (расстояние между гребнями двух смежных волн),

k_1 — коэфициент, зависящий от отношения длины судна к длине волны.

Значения k_1 берутся из табл. 58.

Коэфициент N_1 зависит от отношения периода волны τ к периоду свободных качаний судна T.

Для периодов имеем следующие формулы:

$$\tau = \sqrt{\frac{2\pi\lambda}{g}},$$

где g — ускорение силы тяжести.

В секундах $\tau = 0{,}796 \sqrt{\lambda}$, если λ взята в метрах.

Таблица 58

$\frac{L}{\lambda}$	k_1	$\frac{L}{\lambda}$	k_1
3,0	0,04	1,00	0,40
2,5	0,08	0,75	0,50
2,0	0,13	0,50	0,70
1,5	0,22	0,25	0,95
1,25	0,30	0	1,00

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{K_1}{D(R-a)}} = \frac{2\pi r_1}{\sqrt{R-a}}.$$

Здесь D — водоизмещение в тоннах,

K_1 и r_1 — момент инерции и радиус инерции всей системы, в данном случае половины пловучего звена с одним понтоном,

$R - a$ — высота продольного метацентра понтона.

Значения N_1 приведены в табл. 59.

Таблица 59

$\frac{\tau}{T_1}$	N_1	$\frac{\tau}{T_1}$	N_1
3,0	1,10	0,90	1,65
2,5	1,15	0,80	1,19
2,0	1,26	0,70	0,80
1,8	1,35	0,60	0,51
1,6	1,46	0,50	0,32
1,4	1,65	0,40	0,18
1,2	1,94	0,30	0,10
1,0	2,00	0,20	0,04

В рассматриваемом нами случае для речной волны можно принять

$$\lambda = 10{,}0 \ м; \quad h = 1{,}0 \ м;$$

$$\alpha = 180° \frac{1{,}0}{10{,}0} = 18°; \ \frac{L}{\lambda} = \frac{25{,}0}{10{,}0} = 2{,}5,$$

откуда $k_1 = 0{,}08$;

$$\tau = 0{,}796 \sqrt{10{,}0} = 2{,}5 \text{ сек.}$$

[1] Ю. А. Шиманский, Справочная книга для корабельных инженеров, 1916, III отд., стр. 65.

НТБ ДНУЖТ

Результаты подсчета для ненагруженного моста дают:

$$r_1 = 4{,}0 \text{ м}; \quad R - a = 31{,}35 \text{ м};$$

$$T_1 = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 4{,}0}{\sqrt{31{,}35}} = 4{,}5 \text{ сек.}; \quad \frac{\tau}{T_1} = \frac{2{,}5}{4{,}5} = 0{,}55;$$

$$N_1 = \frac{0{,}51 \cdot 0{,}32}{2} = 0{,}415.$$

Следовательно,

$$\psi_{max} = 0{,}08 \cdot 0{,}415 \cdot 18^\circ = 0{,}60^\circ.$$

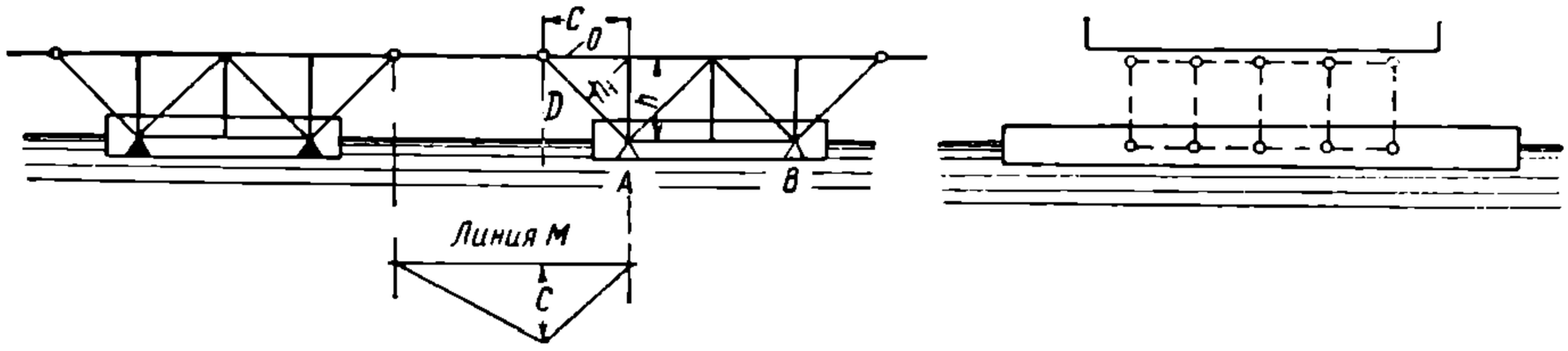
Крен моста

$$i = \operatorname{tg} \psi = 0{,}0105 = 1{,}05\%.$$

§ 15. Расчет консолей надстройки деревянных звеньев. Распределение нагрузки между прогонами

Для деревянных мостов чаще всего применяются одноплашкоутные звенья. После ориентировочной поверки основных размеров по линиям продольного уклона и осадки приступают к расчету надстройки. Надстройка состоит из нескольких параллельных ферм, по верхнему поясу которых (прогонам) уложены поперечины проезжей части. Расчет настила и поперечин производится по общим правилам. Второстепенные элементы (стойки) рассчитываются на местную нагрузку.

Для подбора сечения прогонов и раскосов надстройки необходимо иметь изгибающие моменты в прогонах (местный изгиб) и продольные усилия в стержнях. Расчет моментов от местного изгиба не вызывает затруднений. Если отдельные звенья соединены между собой при помощи подвесных прогонов (фиг. 288), то для



Фиг. 288.

определения продольных усилий достаточно рассмотреть каждую ферму в отдельности, учтя приходящиеся на нее постоянную и временную нагрузки. При построении инфлюентных линий усилий фермы можно приближенно считать опертыми в двух точках A и B. Более точный расчет, не вызываемый в данном случае необходимостью, требует построения линий Q и M для отдельных сечений по способу, изложенному в § 5.

Усилия в элементах ферм зависят главным образом от нагрузки консолей и подвесных прогонов. Нагрузка, расположенная между A и B, принимается во внимание только в том случае, если плашкоут обладает малой жесткостью. Обычно жесткость плашкоута обеспечивается продольными фермами, которые и передают бо́льшую часть нагрузки проезжей части вертикально на днище, не привлекая к работе консольные фермы. Можно ограничиться построением инфлюентной линии изгибающего момента в сечении A. Эта линия показана на фиг. 288.

Ординаты инфлюентной линии усилия верхнего пояса O и подкоса D получим, разделив ординаты линии момента в первом случае на h, во втором — на h_1. По растягивающему усилию O рассчитываем стык брусьев верхнего пояса (если он имеется). Кроме того, напряжение от O добавляется к напряжениям в прогонах от местного изгиба. По сжимающему усилию D подбираем сечение подкоса и рассчитываем врубки верхнего и нижнего концов подкоса.

Если консоли отдельных звеньев соединены между собой ригельными брусьями, расположенными в плоскости каждой фермы, то расчет ведется, как для цепи шар-

НТБ ДНУЖТ

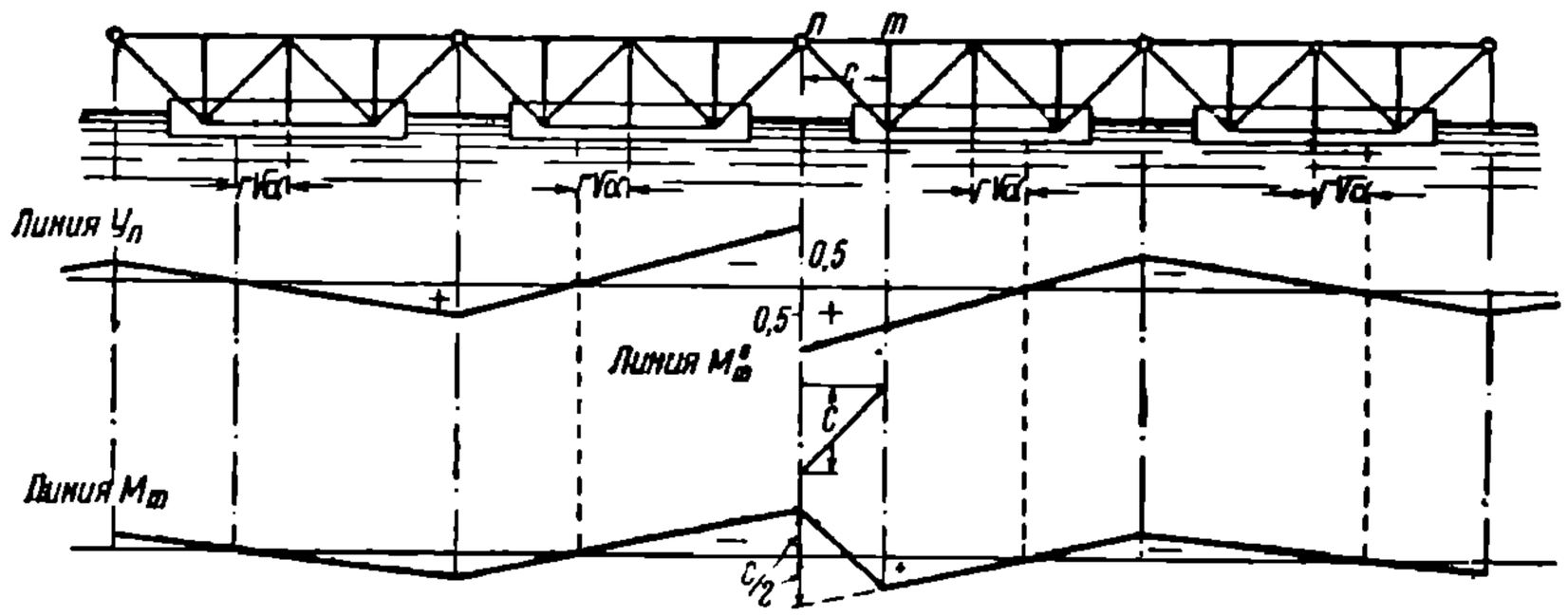
нирно соединенных звеньев, по правилам, изложенным в § 12. Каждая ферма рассчитывается независимо на передаваемую ей проезжей частью долю полной нагрузки. Инфлюентная линия поперечной силы по оси ригельного бруса (шарнирное давление) строится путем прочерчивания ломаной линии через фокусы, отстоящие от оси звена на $r\sqrt{\alpha}$, где r — радиус инерции площади ватерлинии, α — коэфициент, близкий к единице. Для определения величины r можно воспользоваться формулой в конце § 1, коэфициент α можно принять равным 0,8 — 0,9. Имея линию Y_n, без затруднений получим линию момента в узле m путем суммирования линии момента в точке m в предположении, что $Y_n = 0$, с линией Y_n, умноженной на вылет консоли c:

$$M_m = M_m^0 + Y_n c.$$

Пояс O и подкос D получаются сжато-вытянутыми. Поэтому иногда параллельно деревянному подкосу, воспринимающему сжимающее усилие, пропускают железный тяж, работающий на растяжение.

Очень часто ригельные брусья не удается расположить по оси каждой фермы и приходится ограничиться двумя брусьями по осям крайних ферм. Шарнирное давление Y передается на крайние фермы. Вовлечение промежуточных ферм в работу от Y зависит от относительной жесткости поперечин, ферм и плашкоута. Вообще же промежуточные фермы от Y работают в незначительной степени. Рекомендуется нижеследующий метод расчета.

Промежуточные фермы рассчитывают только на приходящуюся на каждую из них постоянную и временную нагрузки данного звена, не принимая во внимание шарнирных давлений (линия M_m^0 на фиг. 289).



Фиг. 289.

Крайние фермы. Продольные усилия и местный изгиб от постоянной нагрузки, а также местный изгиб от временной нагрузки учитываются, как и для промежуточных ферм, т. е. принимая во внимание лишь приходящуюся на каждую из ферм нагрузку. Продольные усилия от временной нагрузки вычисляются в предположении, что имеются только крайние фермы, а промежуточные отсутствуют [1].

Пример расчета консолей надстройки. Надстройка звена состоит из трех ферм. Ригельные брусья расположены по линии крайних ферм. Временная нагрузка — грузовые автомобили весом 6 m с давлением на ось 4,2 и 1,8 m.

1. Средняя ферма. Прогонная постоянная нагрузка верхнего пояса по предварительному подсчету $P = 0{,}36$ *т/пог. м*. Момент по середине панели, пренебрегая разгружающим действием консоли,

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{0{,}36 \cdot 3 \quad 27^2}{8} = 0{,}512\ тм.$$

Коэфициент поперечной установки временной нагрузки для средней фермы, отнесенный к весу одной оси (фиг. 290),

$$k = \frac{2 \cdot 1{,}25}{2{,}60} = 0{,}963.$$

[1] Указанный способ дает результат в запас прочности. Точный расчет требует установки нагрузки отдельно по линиям M^0 и $M_y = Yc$, причем коэфициент поперечной установки для каждой из этих двух линий будет различным.

НТБ ДНУЖКТ

Изгибающий момент от временной нагрузки при установке задней оси над серединой панели

$$M_q = \frac{kPl}{4} = \frac{0{,}963 \cdot 4{,}20 \cdot 3{,}37}{4} = 3{,}40 \ тм.$$

Расчетный момент от местного изгиба

$$M = M_p + M_q = 0{,}512 + 3{,}40 = 3{,}912 \ тм.$$

Переходим к расчету продольных усилий.
Момент в сечении m от постоянной нагрузки

$$M_p = p\omega = 0{,}36 \cdot 9{,}04 = 3{,}27 \ тм.$$

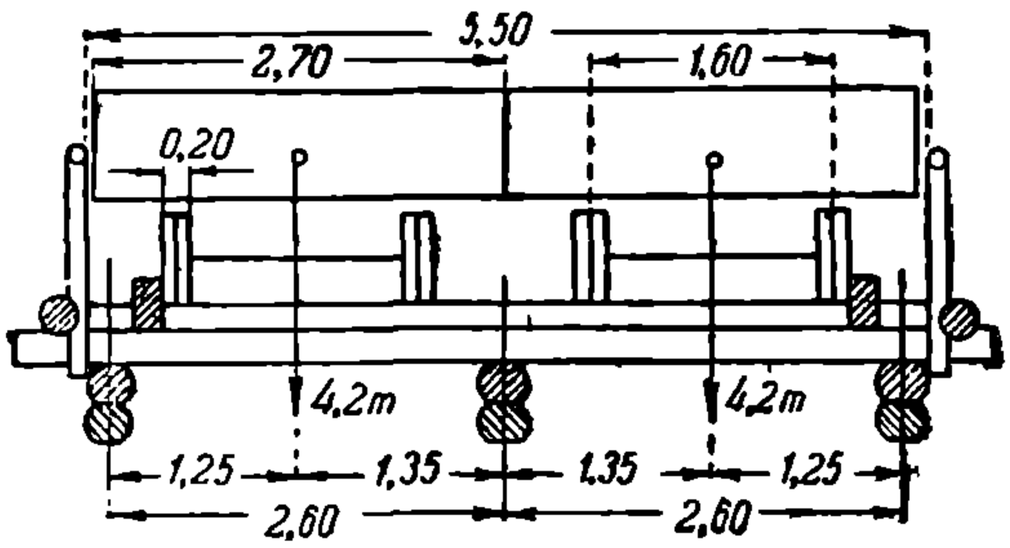
Плечо усилия

$$h = 3{,}00 \ м.$$

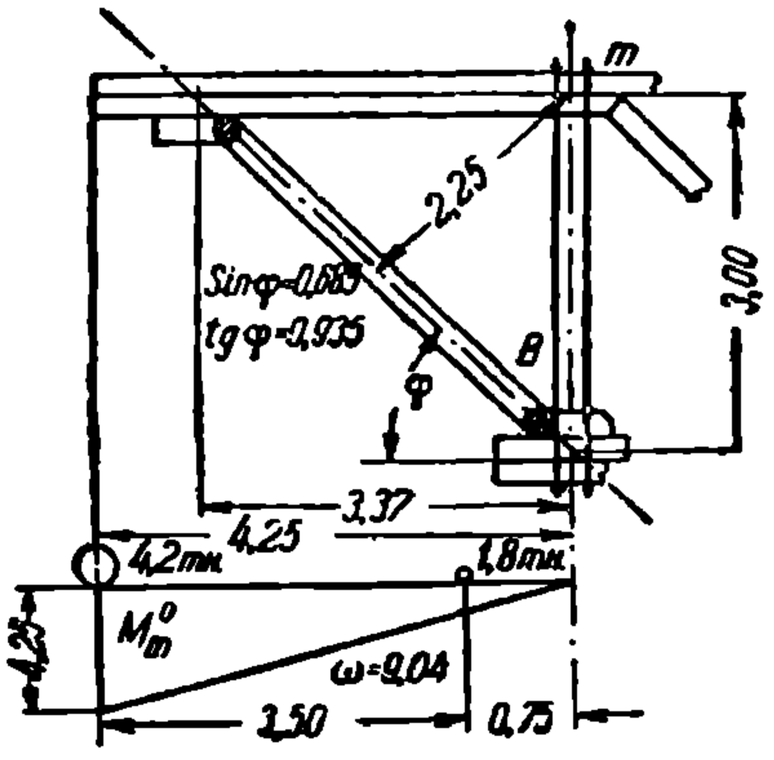
Усилие

$$O_p = \frac{3{,}27}{3{,}00} = 1{,}08 \ т.$$

Момент от грузовых автомобилей (фиг. 291)



Фиг. 290.



Фиг. 291.

$$M_q = 0{,}963 \ (4{,}20 \cdot 4{,}25 + 1{,}80 \cdot 0{,}75) = 18{,}50 \ тм.$$

Усилие

$$O_q = \frac{18{,}50}{3{,}00} = 6{,}16 \ т.$$

Расчетное усилие

$$O = O_p + O_q = 1{,}08 + 6{,}16 = 7{,}24 \ т = 7\,240 \ кг.$$

Прогон (пояс) проектирован из двух бревен $d = 28$ *см* ($6^1/_4$ вершков), отесанных на два канта.

Площадь и момент сопротивления одного бревна, ослабленного в опасном сечении одним болтом $d = 2$ *см*:

$$\omega_{net} = 522 \ см^2; \quad W_{net} = 1\,758 \ см^3.$$

Принимая, что продольное усилие воспринимается одним нижним бревном, получим наибольшее растягивающее напряжение

$$n = \frac{M}{W_{net}} + \frac{O}{\omega_{net}} = \frac{391\,200}{2 \cdot 1\,758} + \frac{7\,240}{522} = 111 + 14 = 125 \ кг/см^2.$$

Сжимающее усилие в подкосе найдем, разделив момент в сечении m на плечо h_1:

$$D = -\frac{3{,}27 + 18{,}50}{2{,}25} = -9{,}65 \ т.$$

Подкос проектирован из бревна $d = 22$ *см*, $\omega = 381 \ см^2$. Расчетная длина между подбабками:

$$l = 3{,}80 \ м; \qquad \frac{l}{d} = \frac{3{,}80}{22} = 17{,}3; \quad \varphi = 0{,}532.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{D}{\varphi\omega} = \frac{9\,650}{0{,}532 \cdot 381} = 46 \ кг/см^2.$$

Торцы подкоса, упирающиеся в подбабки, должны быть рассчитаны на смятие силой 9,65 $т$, то же и упорные площадки подбабков зубья подбабков рассчитываются на смятие и скалывание горизонтальной силой 7,24 $т$.

НТБ ДНУЖКТ

2. Крайняя ферма. Погонная постоянная нагрузка прогона крайней фермы составляет 0,30 *т/пог.м*.

Изменив пропорционально нагрузке найденные выше значения, получим:

$$M_p = 0{,}512\,\frac{0{,}30}{0{,}36} = 0{,}426\ т;$$

$$O_p = 1{,}08\,\frac{0.30}{0{,}36} = 0{,}900\ т;.$$

$$D_p = \frac{3{,}27}{2{,}25}\cdot\frac{0{,}30}{0{,}36} = -1{,}21\ т.$$

Коэфициент поперечной установки временной нагрузки:

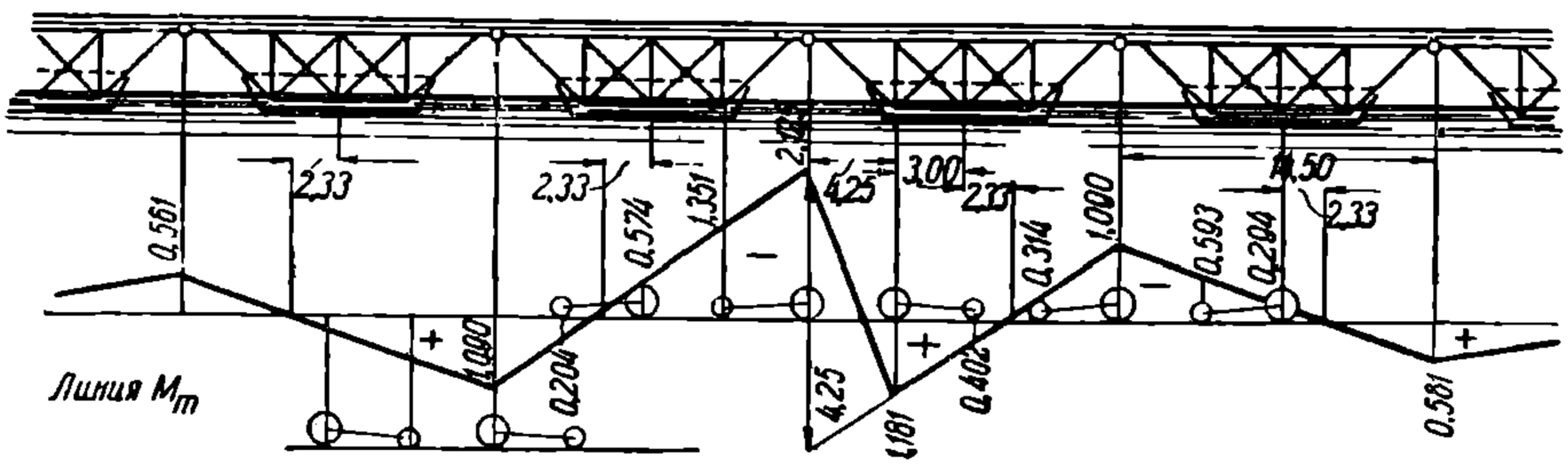
$$k = \frac{1{,}35}{2{,}60} = 0{,}520;$$

$$M_q = 3{,}40\,\frac{0{,}520}{0{,}963} = 1{,}83\ тм.$$

Расчетный момент от местного изгиба

$$M = M_p + M_q = 0{,}426 + 1{,}83 = 2{,}256\ тм.$$

Для определения продольных усилий от временной нагрузки строим инфлюентную линию момента в сечении *m* (фиг. 292).



Фиг. 292.

Расстояние от оси звена до фокуса, принимая $\alpha = 1$, равно радиусу инерции площади ватерлинии:

$$r = \sqrt{\frac{975}{179{,}6}} = 2{,}33\ м.$$

Ордината линии M_m над левым шарниром:

$$\eta = 0{,}5\ c = 0{,}5\cdot 4{,}25 = 2{,}125.$$

Ордината в сечении *m* (главная)

$$\eta_m = 2{,}125\,\frac{5\cdot 33}{5{,}33 + 4{,}25} = 1{,}181.$$

Коэфициент поперечной установки грузовиков в предположении, что работают только крайние фермы и отнесенный к весу одной оси: $k = 1$.

Установка грузовиков показана на фиг. 292.

Отрицательный момент

$$\min M_q = -1\cdot 4{,}20\ (0{,}574 + 2{,}125 + 1{,}090 + 0{,}294) - 1\cdot 1{,}80 - (0{,}204 + 1{,}351 + 0{,}314 + 0{,}593) =$$
$$= -17{,}15 - 4{,}24 = -21{,}39\ тм.$$

Положительный момент

$$\max M_q = 1\cdot 4{,}20\cdot(1{,}090 + 0{,}294 + 1{,}181) + 1\cdot 1{,}80\ (0{,}314 + 0{,}593 + 0{,}402) =$$
$$= 10{,}70 + 2{,}54 = 13{,}24\ тм.$$

Усилия верхнего пояса от временной нагрузки:

$$\max O_q = \frac{21{,}39}{3{,}00} = 7{,}13\ т;$$

$$\min O_q = -\frac{13{,}24}{3{,}00} = -4{,}41\ т.$$

НТБ ДНУЖТ

Усилия подкоса

$$\min D_q = -\frac{21,39}{2,25} = -9,49\ m;$$

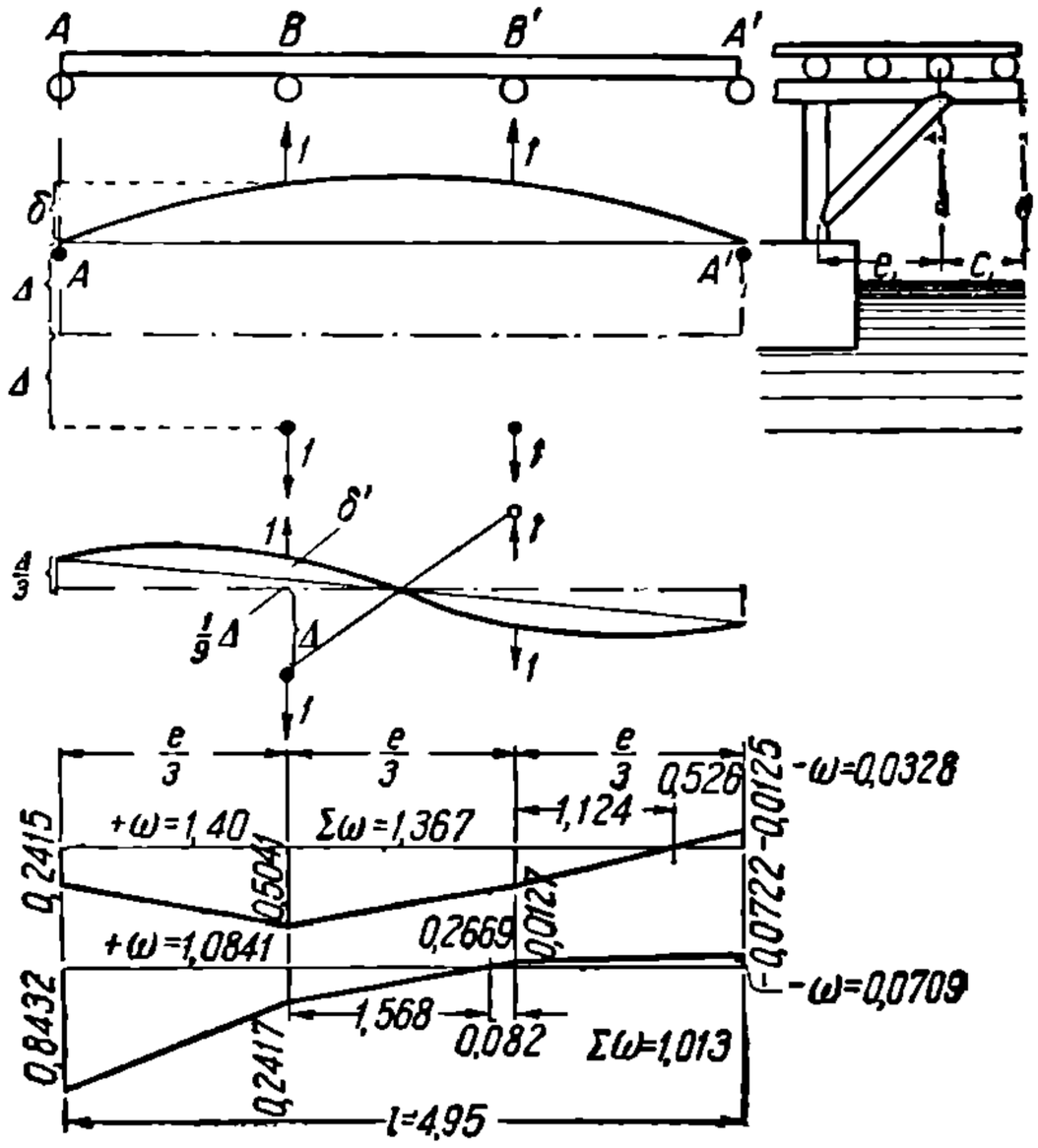
$$\max D_q = \frac{13,28}{2,25} = 5,89\ m.$$

Расчетные усилия:

$$\max O = 0,90 + 7,13 = 8,03\ m;$$
$$\min O = 0,90 - 4,41 = -3,51\ m;$$
$$\min D = -1,21 - 9,49 = -10,70\ m;$$
$$\max D = -1,21 + 5,89 = 4,68\ m.$$

Сечения элементов, подобранные для средней фермы, удовлетворяют и для крайней. Независимо от этого необходимо обеспечить передачу растягивающего усилия подкоса 4,68 *m*. Это может быть достигнуто либо постановкой тяжа параллельно подкосу, либо применением хомутов, связывающих верхний и нижний концы подкоса с поясами.

Распределение нагрузки между прогонами. В некоторых случаях для увеличения вылета консоли продолжают прогон за врубку подкоса на большее расстояние, чем это требуется по условиям скалывания. Для большей равномерности распределения нагрузки между прогонами следует концевую поперечину проектировать по возможности более жесткой. В невыгодных условиях находятся крайние прогоны, которые менее других разгружаются смежными прогонами.



Фиг. 293.

Рассмотрим, как распределяется нагрузка, расположенная на конце консоли звена между четырьмя прогонами. Задача сводится к нахождению ординат инфлюентных линий давления на прогон A и B при установке груза на концевой поперечной балке. Последняя, очевидно, является неразрезной балкой на четырех упругих опорах (прогонах) (фиг. 293).

Для построения инфлюентных линий давления (реакции) прогона B заменим эту реакцию двумя равными симметричными силами в B и B' и двумя равными и обратно симметричными силами в тех же точках. Сумма линий влияния для этих двух групп сил даст искомую линию влияния реакции B. Линии влияния строим, освобождая закрепление и прикладывая силы $B = 1$. Разделив упругую линию на полное взаимное расхождение точек приложения неизвестной [1], получаем инфлюентную линию.

Обозначим через: Δ — опускание каждой из упругих опор (прогонов) под действием силы, равной 1, приложенной к ней непосредственно; δ — прогиб балки AA' в точках приложения симметричных сил, равных 1, предполагая опоры A и A' незыблемыми; δ_1 — то же для обратно симметричной загрузки.

Полагая для простоты, что бревна всех прогонов и концевой поперечной балки будут одного сечения, величину EI принимаем равной 1; $P = 1$.

Тогда

$$\Delta = \frac{Pc_1^2(l_1 + c_1)}{3\ EI} = \frac{1,2^2(2,1 + 1,2)}{3} = 1,583 \text{ условных единиц;}$$

$$\delta = \frac{Pc^2(3l - 4c)}{6\,EI} = \frac{1,65^2(3 \cdot 4,95 - 4 \cdot 1,65)}{6} = 3,741;\ \delta_1 = \frac{P\left(\frac{l}{2}\right)^3}{48\,EI} = \frac{2,475^3}{48} = 0,316.$$

[1] Знаменатель инфлюентной линии равен, очевидно, удвоенной величине расхождения между поперечиной и прогоном (так как мы имеем две силы в точках B и B').

НТБ ДНУЖТ

Ординаты инфлюентных линий симметричных реакций будут:

$$\mu_A = \mu_{A'} = \frac{\Delta}{2(2\Delta + \delta)} = 0{,}1145;$$

$$\mu_B = \mu_{B'} = \frac{\Delta + \delta}{2(2\Delta + \delta)} = 0{,}3855.$$

Ординаты инфлюентных линий обратно симметричных реакций:

$$\eta_A = \eta_{A'} = \frac{\frac{1}{3}\Delta}{2\left(\Delta + \frac{1}{9}\Delta + \delta_1\right)} = 0{,}1270;$$

$$\eta_B = \eta_{B'} = \frac{\frac{1}{9}\Delta + \delta_1}{2\left(\Delta + \frac{1}{9}\Delta + \delta'\right)} = 0{,}1186.$$

Отсюда находим интересующие нас ординаты инфлюентной линии B:

$$\beta_A = 0{,}1145 + 0{,}1270 = 0{,}2415;$$

$$\beta_B = 0{,}3855 + 0{,}1186 = 0{,}5041;$$

$$\beta_{B'} = 0{,}3855 - 0{,}1186 = 0{,}2669;$$

$$\beta_{A'} = 0{,}1145 - 0{,}1270 = -0{,}0125.$$

Ординаты инфлюентной линии A находим по формуле:

$$\alpha = A^0 - \mu - \frac{1}{3}\eta,$$

где A^0—ординаты линии влияния реакции простой балки AA' на двух опорах, (-1) и $\left(-\frac{1}{3}\right)$—коэфициенты влияния симметричной и обратно симметричной реакций B, найденных выше, на величину A.

$$\alpha_A = 1 - 0{,}1145 - \frac{1}{3}0{,}127 = 0{,}8432; \quad \alpha_B = 0{,}6677 - 0{,}3855 - \frac{1}{3}0{,}1186 = 0{,}2417;$$

$$\alpha_{B'} = 0{,}3333 - 0{,}3855 + \frac{1}{3}0{,}1186 = -0{,}0127; \quad \alpha_{A'} = 0 - 0{,}1145 + \frac{1}{3}0{,}127 = -0{,}0722.$$

По найденным инфлюентным линиям нетрудно определить давление на конец каждого из прогонов от местной нагрузки и шарнирных давлений, а затем рассчитать изгибающий момент в ослабленном сечении у врубки подкосов.

§ 16. Расчет многопонтонных звеньев с жесткой надстройкой

Общий метод расчета цепи, состоящей из шарнирно соединенных звеньев с жесткой надстройкой и одним плашкоутом или двумя понтонами, распространяется и на случай многопонтонных звеньев. Такое звено можно рассматривать как плавающую балку, ватерлиния которой подразделена на отдельные участки. При этом, если надстройка оперта центрально или ширина понтонов невелика, следует считать водоизмещение каждого понтона сосредоточенным по оси, т. е. не учитывать момента инерции ватерлинии понтона относительно собственной центральной оси. В качестве примера рассмотрим построение инфлюентных линий для четырехпонтонного звена, показанного на фиг. 294.

Полная площадь ватерлинии

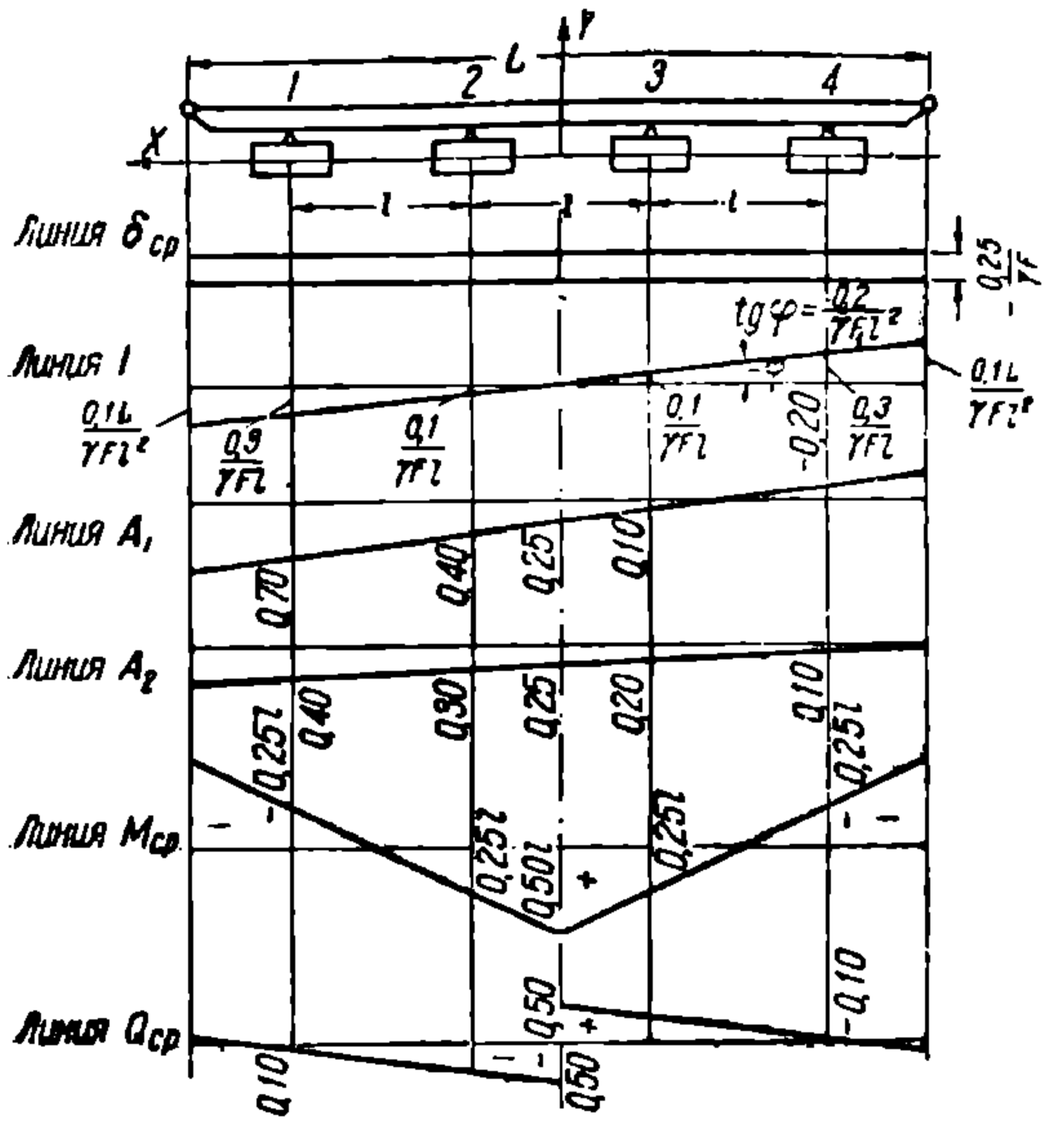
$$\sum F = 4F.$$

НТБ ДНУЖТ

Момент инерции

$$I = 2F\left(\frac{3}{2}l\right)^2 + 2F\left(\frac{l}{2}\right)^2 = 5Fl^2.$$

Начинаем с построения линии средней осадки $\delta_{ср}$ и уклона i. Первая представляет собой прямую, параллельную оси:



Фиг. 294.

$$\delta_{ср} = \frac{1}{\gamma\sum F} = \frac{1}{4\gamma F}.$$

Вторая пересекает ось по середине ее длины. Уклон ее к горизонту

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{1}{\gamma l} = \frac{1}{5\gamma Fl^2}$$

Ординаты линии i пропорциональны плечам от оси звена. Ординаты линии осадки δ_1 понтона *1* получим по формуле

$$\delta_1 = \delta_{ср} + ix = \frac{0{,}25}{\gamma F} + i \cdot 1{,}5\,l.$$

Здесь i — последовательные ординаты линии уклона,

$x = 1{,}5\,l$ — абсцисса понтона *1*.

Линию реакции A_1 (давления на понтон *1*) найдем, умножив ординаты линии осадки δ_1 на γF. Аналогично получим линию реакции A_2 и симметричные A_3 и A_4. Имея линии реакций, нетрудно получить линии изгибающих моментов и поперечных сил в любом сечении. Ограничимся построением линии $M_{ср}$ и $Q_{ср}$ по оси звена.

Линия $M_{ср}$:

а) главная ордината по середине звена

$$\mu_{ср} = A_1 \cdot 1{,}5\,l + A_2 \cdot 0{,}5\,l = 0{,}25 \cdot 1{,}5\,l + 0{,}25 \cdot 0{,}5\,l = 0{,}5\,l;$$

б) ординаты в точках *1* и *4* (по симметрии)

$$\mu_1 = \mu_4 = -1 \cdot 1{,}5\,l + 0{,}70 \cdot 1{,}5\,l + 0{,}40 \cdot 0{,}5\,l = -0{,}25\,l.$$

Линия $Q_{ср}$:

а) главные ординаты равны $\pm 0{,}5$;

б) ордината $\eta_1 = -1 + 0{,}70 + 0{,}40 = 0{,}10$.

Прочие ординаты, если они нужны, определяются по прямолинейной интерполяции.

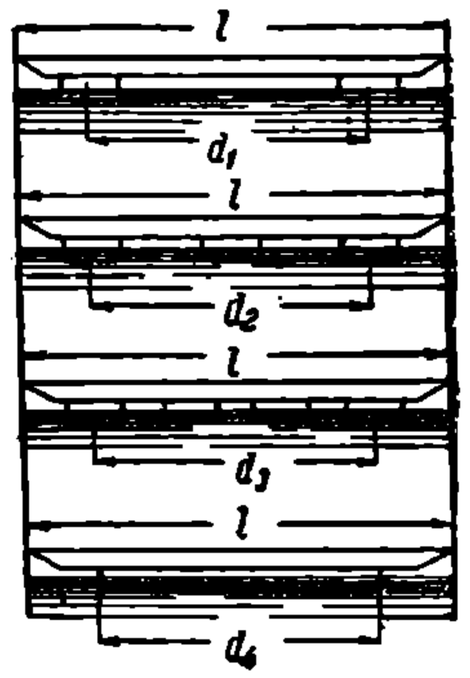
Осветим вопрос о рациональности применения многопонтонных звеньев. Сопоставим двух-, трех-, четырех- и многопонтонные звенья одной и той же длины и при одинаковой общей площади ватерлинии в отношении изгибающих моментов и уклонов. Первое характеризуется величиной главной ординаты $\mu_{гл}$ инфлюентной линии изгибающего момента по середине пролета, второе — величиной радиуса инерции площади ватерлинии r относительно средней оси. Очевидно, желательно получить наименьшее значение $\mu_{гл}$ при наибольшем r. Многопонтонное звено представим в виде понтона со сплошной ватерлинией длиной d_4 (d — расстояние между осями крайних понтонов) (фиг. 295). В табл. 60 даны величины $\mu_{гл}$ и r для четырех звеньев.

Таблица 60

Номер	r	$\mu_{гл}$
1	$0{,}500\,d_1$	$0{,}250\,d_1$
2	$0{,}409\,d_2$	$0{,}1667\,d_2$
3	$0{,}373\,d_3$	$0{,}1667\,d_3$
4	$0{,}289\,d_4$	$0{,}125\,d_1$

НТБ ДНУЖТ

Мы видим, что при одинаковой общей площади ватерлинии двухпонтонное звено рациональнее трехпонтонного, так как при равенстве изгибающих моментов посредине дает больший момент инерции. Двухпонтонное звено при $d_1 = 0{,}75\ d_2$ будет в отношении уклонов и момента почти тождественно с трехпонтонным. Наконец, при $d_1 = 0{,}5\ d_4$ двухпонтонное звено будет иметь ту же величину $\mu_{гл}$, что и многопонтонное, уступая лишь немного в отношении радиуса инерции ватерлинии. Эти данные показывают, что двухпонтонные звенья с балочной надстройкой вообще рациональнее, чем трех- и многопонтонные. Применение последних может быть оправдано лишь в случае затруднительности размещения требуемой площади ватерлинии в двух точках, а также при заранее определенных размерах понтонов, например в случае применения в качестве пловучих опор готовых суден.

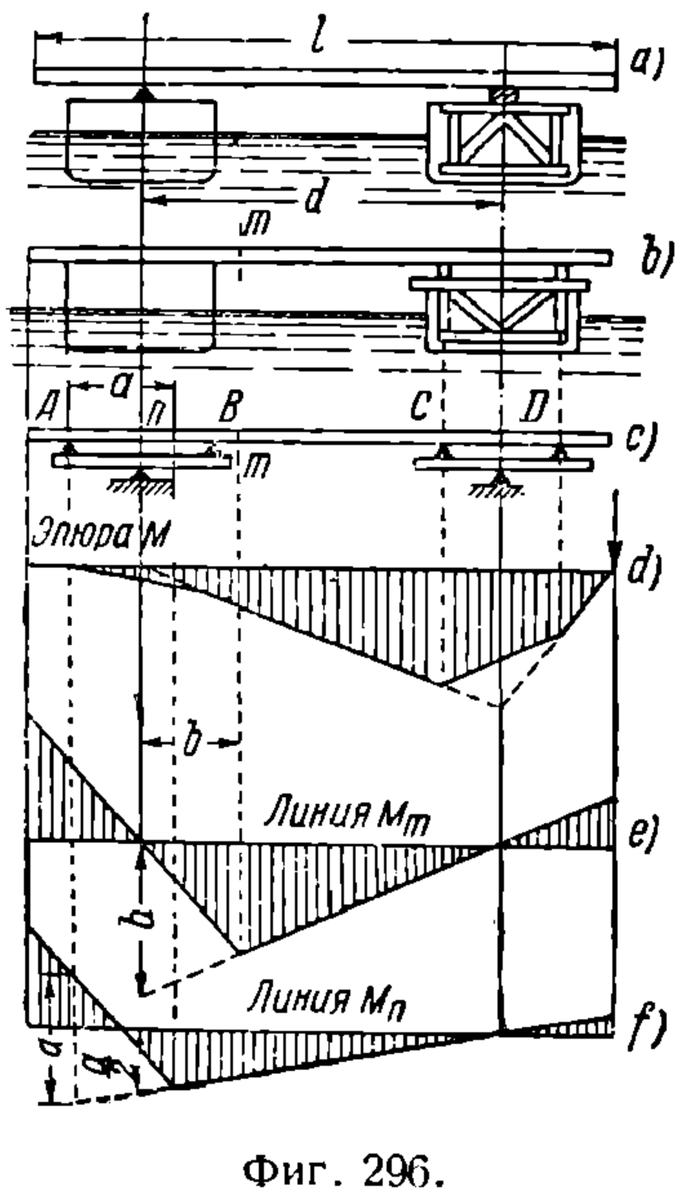


Фиг. 295.

§ 17. Значение подбалок и опирания понтонов на борты пловучих опор

Балочная надстройка (прогоны) может опираться на пловучие опоры либо в одной точке, центрально (фиг. 296, *a*), либо в двух точках — на борты или подбалки (фиг. 296, *b*). Во втором случае реакция понтона распределяется на две точки по закону рычага (фиг. 296, *c*) и, следовательно, участки эпюр, расположенные в промежутке между бортами, должны быть срезаны прямолинейным участком по аналогии с учетом узлового действия внешней нагрузки (фиг. 296, *d*).

Следует заметить, что при центральном опирании понтоны плавают всегда в вертикальном положении. Если же понтоны связаны с надстройкой в двух точках, то при асимметричном расположении временной нагрузки они кренят вместе со всем звеном и равнодействующая сил водоизмещения смещается от оси понтона в сторону крена. При двух и большем количестве понтонов и особенно, если они не слишком широки, этим обстоятельством обычно пренебрегают и считают водоизмещение понтона сосредоточенным по оси. Это допущение равносильно пренебрежению собственным моментом инерции ватерлинии понтонов по сравнению с моментом инерции $\frac{F_1 d^2}{2}$ всей ватерлинии звена. В этом предположении инфлюентные линии изгибающих моментов и поперечных сил для сечений, лежащих в междуопорной части BC, в случае опирания прогона в двух точках ничем не будут отличаться от линий, построенных при центральном опирании (фиг. 296, *e*). К этому выводу легко притти, составляя выражение для момента или суммы сил, лежащих по одну сторону от рассматриваемого сечения.



Фиг. 296.

Таким образом, устройством подбалок или бортового опирания (без шарниров) невозможно достигнуть уменьшения изгибающих моментов в средней части прогона двухпонтонного звена.

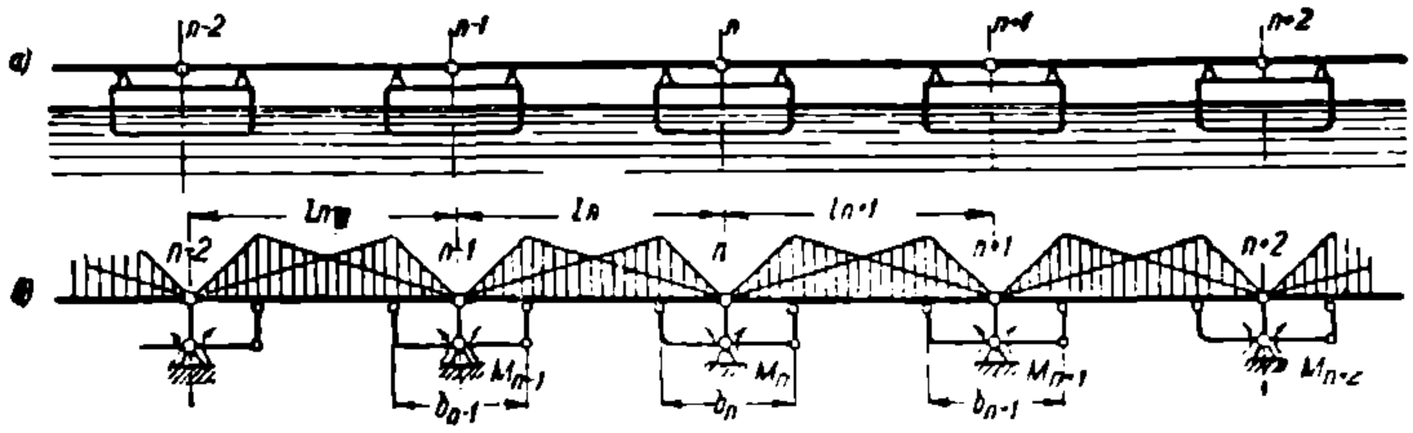
Изгибающий момент в точке n участка AB будет

$$M_n = M_n^0 + Aa.$$

Инфлюентную линию M_n получим, алгебраически суммируя линию момента M_n^0, построенную, как для консоли nA с линией реакции опоры A, помноженной на a. Линия реакции опоры A совпадает с линией реакции левого понтона, но ординаты ее уменьшены вдвое. Окончательный вид линии M_n показан на фиг. 296, *f*. Для построения ее по оси левого понтона отложен отрезок $\frac{a}{2}$ и конец его соединен с проекцией оси правого понтона. От этой прямой в сечении A отложен отрезок a.

НТБ ДНУЖТ

Статически определимая цепь с шарнирами между бортами. Система, показанная на фиг. 297, *а*, статически определима, хотя обладает многими свойствами, сближающими ее со статически неопределимыми. Легко убедиться, что нагрузка, приложенная в каком-либо месте цепи, привлекает к работе все пролеты. Достоинство системы — некоторое уменьшение изгибающих моментов. Недостаток — затруднительность сборки и разводки моста и значительные уклоны от временной нагрузки. Ввиду небольшого практического значения этой системы ограничимся указанием лишь основных принципов расчета, представляющих теоретический интерес.



Фиг. 297.

Расчет будем вести по методу замены стержней. Теоретическая схема системы показана на фиг. 297, *b*. Понтон заменен жесткой подбалкой, подпертой по середине своей длины. Включаем по оси подбалки шарниры и изгибающие моменты в шарнирах принимаем за неизвестные. Вводим возмещающие опорные стержни, соединяющие шарниры в прогоне с шарнирами в подбалке. Неизвестные определим из того условия, что усилия во всех возмещающих стержнях (которых фактически нет) от совместного действия заданной нагрузки и неизвестных моментов обращаются в ноль. В данном случае на усилие *n*-го возмещающего стержня влияют только три момента: M_{n-1}, M_n и M_{n+1}.

Обозначим S_{ng} усилие *n*-го возмещающего стержня *n* от заданной нагрузки балок $n-1$, n и $n+1$; $S_{n,\,n-1}$, S_{nn} и $S_{n,\,n+1}$ — величины усилий *n*-го стержня соответственно от $M_{n-1}=1$, $M_n=1$ и $M_{n+1}=1$.

Типовое уравнение имеет вид

$$M_{n-1}\,S_{n,\,n-1}+M_n\,S_{nn}+M_{n+1}\,S_{n,\,n+1}+S_{ng}=0. \tag{66}$$

Таких уравнений будет столько, сколько имеется промежуточных пловучих опор. Первое и последнее уравнения содержат два неизвестных, так как моменты над береговыми опорами обращаются в ноль.

Коэфициенты *S* нетрудно выразить алгебрически.

Для этого нужно учесть, что каждый момент, например M_n, вызывает в опорных стержнях подбалки усилия, равные $M_n:\frac{b_n}{2}=\frac{2M_n}{b}$. Эта сосредоточенная сила, приложенная к балке $n-1$, n, вызывает в возмещающем стержне $n-1$ усилие $S_{n-1,\,n}=\frac{2M_n}{b_n}\cdot\frac{b_n}{2}\cdot\frac{1}{l_n}$. Усилие *n*-го возмещающего стержня равно сумме реакций двух смежных пролетов $n-1$, n и n, $n+1$.

Таким образом найдем:

$$S_{n,\,n-1}=\frac{1}{l_n}; \tag{67}$$

$$S_{n,\,n}=\frac{2}{b_n}\cdot\frac{l_n-\frac{b_n}{2}}{l_n}+\frac{2}{b_n}\cdot\frac{l_{n+1}-\frac{b_n}{2}}{l_{n+1}}=\frac{4}{b_n}-\frac{1}{l_n}-\frac{1}{l_{n+1}}; \tag{68}$$

$$S_{n,\,n+1}=\frac{1}{l_{n+1}}. \tag{69}$$

Подставляем эти значения в уравнение (66):

$$M_{n-1}\frac{1}{l_n}+M_n\left(\frac{4}{b_n}-\frac{1}{l_n}-\frac{1}{l_{n+1}}\right)+M_{n\ 1}\frac{1}{l_{n+1}}=-\,S_{ng} \tag{70}$$

При равных пролетах $l=l_{n+1}=l$; тогда

$$M_{n-1}+M_n\cdot 2\left(\frac{2l}{b}-1\right)+M_{n+1}=-\,S_{ng}l_o\,. \tag{71}$$

НТБ ДНУЖТ

Решение системы трехчленных уравнений никаких затруднений не представляет. Выяснив неизвестные моменты, получим полное представление о работе системы; необходимо просуммировать эпюры моментов от заданной нагрузки, построенные для отдельных разрезных балок, с эпюрами от неизвестных.

Инфлюентные линии неизвестных имеют вид ломаных с точками перелома над шарнирами. Ординаты их получим, устанавливая последовательно груз $P = 1$ над шарнирами и разрешая систему уравнений; вычислительная работа резко сокращается, если учесть фокальные свойства трехчленных уравнений или, что то же, кинематические свойства данной цепи.

Линии моментов и поперечных сил в промежуточных сечениях получим, суммируя линию, построенную для разрезной балки $n - 1$, n, с двумя линиями неизвестных M_{n-1} и M_n, помноженными на соответствующие коэфициенты влияния.

Пример. Требуется построить инфлюентные линии для трехпролетного моста, показанного на фиг. 298. Начинаем с построения линий неизвестных M_1 и M_2. Ввиду симметрии системы достаточно установить груз $P = 1$ один раз над опорой 1.

Система уравнений:

$$\text{а)} \quad M_1\left(\frac{4}{5} - \frac{1}{10} - \frac{1}{12,5}\right) + \frac{M_2}{12,5} = -1;$$

$$\text{б)} \quad \frac{M_1}{12,5} + M_2\left(\frac{4}{5} - \frac{1}{10} - \frac{1}{12,5}\right) = 0.$$

Разрешая уравнения, находим:

$$M_1 = -1,639; \quad M_2 = 0,2115.$$

Эти величины откладываем в виде ординат линий влияния на фиг. 298, *b* и *c*.

Линия влияния реакции понтона A_1. Из условия равновесия понтона находим

$$M_1 = -\frac{A_1 b}{4},$$

откуда

$$A_1 = -\frac{4M_1}{5}.$$

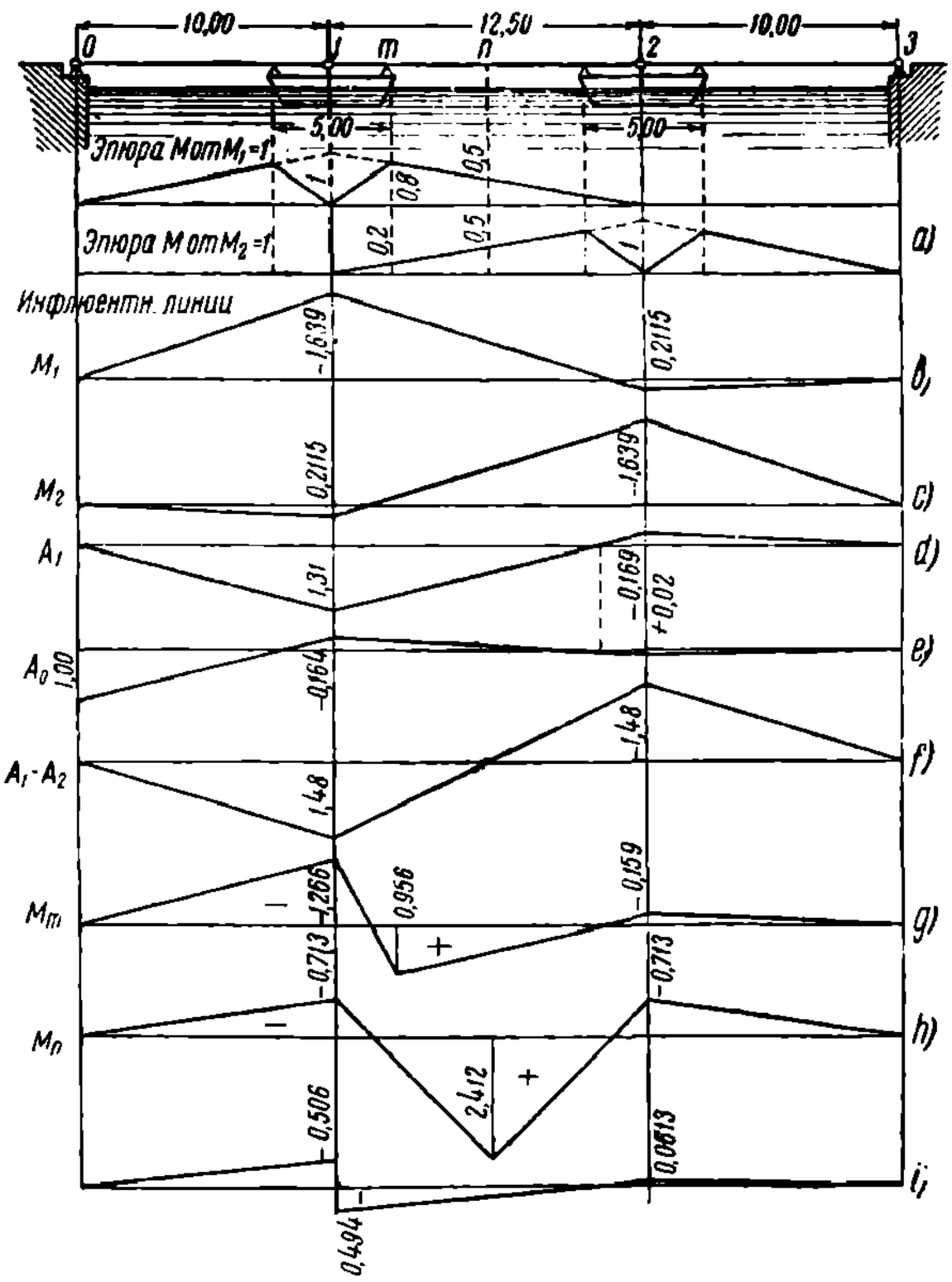
Ординаты линии A_1:

$$\eta_1 = 0,80 \cdot 1,639 = 1,31; \quad \eta_2 = -0,80 \cdot 0,2115 = -0,169.$$

Линия влияния реакции опоры A_0. Ординаты

$$\eta_0 = 1; \quad \eta_1 = \frac{M_1}{10,0} = -\frac{1,639}{10,0} = -0,164;$$

η_2 находим прочерчиванием через прямой фокус линии M_1.



Фиг. 298.

Линия разности давлений на понтоны $A_1 - A_2$. Эта линия получена путем непосредственного вычитания ординат линии A_1 и симметричной ей линии A_2. Поделив ординаты этой линии на $\gamma F l_2$, получим линию уклона пролета *1 — 2*. Легко убедиться, что ординаты и площади этой линии будут значительно больше, чем для линии i в случае центрального опирания прогонов.

Линия изгибающего момента M_m. Ординаты:

$$\eta_1 = -1,639 \cdot 0,8 + 0,2115 \cdot 0,2 = -1,266;$$

$$\eta_2 = 0,2115 \cdot 0,8 - 1,639 \cdot 0,2 = -0,159;$$

$$\eta_m = \frac{1 \quad 2.5 \cdot 10,0}{12,5} - 1,266 \cdot 0,8 - 0,159 \cdot 0,2 = 0,956.$$

Линия M_n (середина пролета). Ординаты:

$$\eta_1 = \eta_2 = -1,639 \cdot 0,5 \quad 0,2115 \cdot 0,5 = -0,713;$$

$$\eta_m = \frac{1 \cdot 12,5}{4} - 0,713 = 2,412.$$

НТБ ДНУЖТ

Линия перерезывающей силы в шарнире Y_1. Так как линия M_m уже построена, то линию Y_1 получим проще всего, поделив ординаты M_m на $\frac{b}{2} = 2{,}5$ и продлив правую ветвь пролета *1 — 2* до вертикали *1*.

§ 18. Учет деформации надстройки звеньев шарнирной цепи

Во всех предыдущих расчетах надстройка звеньев предполагалась абсолютно жесткой. В действительности надстройка деформируется и упругая линия звеньев является не прямой линией, определяемой осадкой опор, а слегка изогнутой. Так как инфлюентные линии по существу являются упругими линиями, построенными в некотором масштабе, то и они будут иметь вид многоугольников с криволинейными сторонами и точками перелома над шарнирами.

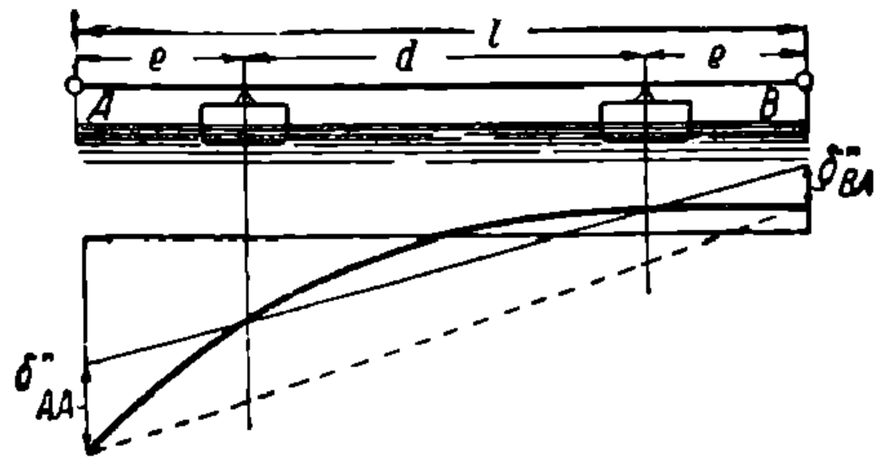
Расчет шарнирной цепи из звеньев с упругой надстройкой обычно ведется методом сил, причем неизвестными являются шарнирные давления Y. Типовое трехчленное уравнение будет:

$$Y_{n-1}\delta_{n,n-1} + Y_n\left(\delta^{A}_{nn} + \delta^{np}_{nn}\right) + Y_{n+1}\delta_{n,n+1} + \delta_{ny} = 0.$$

Покажем, каким образом вычисляются коэфициенты этого уравнения — упругие характеристики звеньев. В случае двухпонтонного звена с центральным опиранием прогона (фиг. 299) упругая линия может быть получена путем суммирования ординат прямой линии, зависящей от осадки опор и определяемой по правилам, изложенным выше,— с кривой линией или эпюрой прогибов балки (надстройки) на жестких опорах:

$$\delta = \delta' + \delta''.$$

Вычисление ординат упругой линии балки на двух жестких опорах производится по известным правилам строительной механики. Если балка сплошная, то следует применить графо-аналитический способ определений прогибов. При сквозной (решетчатой) балке можно построить диаграмму Виллио или воспользоваться способом Мора или методом фиктивных грузов.



Фиг. 299.

Напомним выражения для прогибов концов двухконсольной балки, нагруженной на конце A силой *1*.

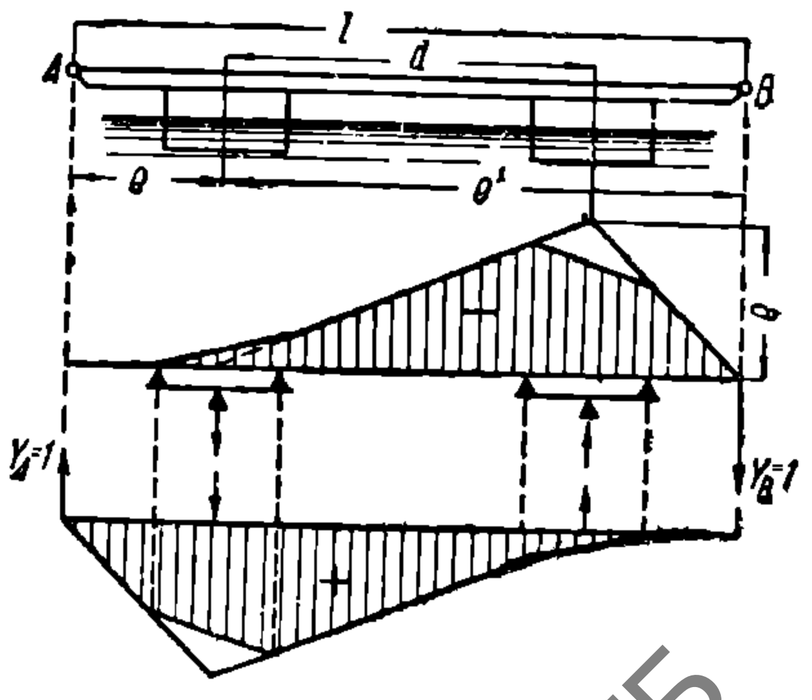
Прогиб нагруженного конца

$$\delta''_{AA} = \frac{e^2(e+d)}{3EI}.$$

Прогиб ненагруженного конца

$$\delta''_{BA} = \frac{e^2 d}{6EI}.$$

Если прогоны оперты на подбалки или на борты, вычисление перемещений проще всего производится при помощи интегралов Мора. При этом реакция понтона считается действующей по оси с распределением на борты по правилам узловой передачи нагрузки. На фиг. 300 показаны эпюры моментов от $Y_A = 1$ и $Y_B = 1$. Понтон рассматривается как упругая опора с податливостью $\frac{1}{\gamma F}$ от силы $S = 1$.



Фиг. 300.

$$EI\delta_{AA} = EI\delta_{BB} = \int \frac{M_A^2\,dx}{EI} + \frac{EI}{\gamma F}\sum S_A^2;$$

$$EI\delta_{AB} = EI\delta_{BA} = \int \frac{M_A M_B\,dx}{EI} + \frac{EI}{\gamma F}\sum S_A S_B.$$

НТБ ДНУЖТ

В данном случае:

$$S'_A = \frac{e'}{d};\ \ S'_B = -\frac{e}{d};$$

$$\sum S_A^2 = \frac{e'^2 + e^2}{d^2};$$

$$\sum S_A S_B = -\frac{ee'}{d^2}.$$

Что касается интеграла, зависящего от изгиба, то он легко вычисляется по известным формулам после разделения эпюры на ряд трапеций:

$$\int M_i^2\, dx = \frac{s}{3}\left(M_i'^2 + M_i' M_i'' + M_i''^2\right):$$

$$\int M_i M_k\, dx = \frac{s}{6}\left[M_i'\left(2M_k' + M_k''\right) + M_i''\left(2M_k'' + M_k'\right)\right].$$

Чтобы дать представление об относительном значении перемещений, зависящих от осадки опор и от прогиба, приведем несколько примеров.

Для двухпонтонного звена при $l = 20$ *м*, $d = 12$ *м*, $e = 4$ *м*, $F_1 = 100$ *м*^{2} и суммарном моменте инерции балок надстройки $I = 0{,}00628$ *м*^{4} модуль упругости $E = 21{,}5 \cdot 10^6$ *т*/*м*^{2}. Мюллер-Бреслау[1] находит:

$$EI\delta_{AA} = 5\,100 + 69 = 5\,169 \text{ (вниз)};$$

$$EI\delta_{BA} = 2\,400 - 35 = 2\,365 \text{ (вверх)}.$$

Большее число представляет смещение шарнира, зависящее от осадки опор, меньшее — от изгиба балок надстройки. При этом учтено влияние опирания на борты, отстоящие один от другого на 4 *м*; если пренебречь им, получим:

$$EI\delta_{AA} = 5\,100 + 85 = 5\,185;$$

$$EI\delta_{BA} = 2\,400 - 32 = 2\,368.$$

Ординаты упругой линии надстройки, увеличенные в EI раз, отсчитанные от пунктирной прямой (фиг. 299) в сечениях, отстоящих одно от другого на 2,0 *м*, оказались равными 0; 21: 62; 79; 91; 94; 87; 68; 37.

В подавляющем большинстве случаев деформация надстройки двухпонтонных звеньев, особенно если она высокая, настолько мала по сравнению с осадками опор, что ею можно пренебречь и вести расчет, считая надстройку бесконечно жесткой.

Ниднер[2] приводит следующие результаты расчета прогибов двухконсольного звена со сквозными фермами в миллиметрах:

Таблица 61

Узлы	*A*	1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	*B*
От осадки опор	94,4	87,5	73,6	59,7	45,8	31,9	18,1	4,2	—9,7	—23,6	—37.5	—44.4
От деформации надстройки	1,53	1,04	0,23	—0,41	—0,79	—0,89	—0,79	—0,55	—0,20	0,17	0,57	0,75

Пример. Рассчитаем точное значение упругих характеристик двухконсольного звена со сквозными фермами, рассмотренного в § 14.

Момент инерции площади ватерлинии пары понтонов относительно поперечной оси звена:

$$I = \frac{Fd^2}{2} + 2I_x = \frac{104{,}0 \cdot 24{,}30^2}{2} + 2 \cdot 205 = 31\,110 \text{ } м^4.$$

---

[1] Мюллер-Бреслау, Графическая статика сооружений, т. II, 2-я половина. Перевод Кривошеина, 1913, стр. 165.

[2] Dr.-Ing. F. Niedner, Beitrag zur Theorie von Schiffbrücken, 1904, S. 50.

НТБ ДНУЖТ

Радиус инерции

$$r = \sqrt{\frac{I}{F}} = \sqrt{\frac{31\,110}{208}} = 12{,}22 \text{ м}.$$

Коэфициент α по формуле (6) § 1:

$$\alpha = 1 - \frac{aV}{I} = 1 - \frac{4{,}67 \cdot 147{,}80}{31\,110} = 0{,}978.$$

(Водоизмещение взято для случая загружения звена половинной временной нагрузкой)
Нагрузим звено силой 1 m на конце.
Осадка нагруженного конца

$$\delta'_{AA} = \frac{1}{1{,}0 \cdot 208{,}0}\left[1 + \frac{41{,}0^2}{0{,}978\,(2 \cdot 12{,}22)^2}\right] = 0{,}0187 \text{ м}.$$

Осадка ненагруженного конца

$$\delta'_{BA} = \frac{1}{1{,}0 \cdot 208{,}0}\left[1 - \frac{41{,}0^2}{0{,}978\,(2 \cdot 12{,}22)^2}\right] = -0{,}00904 \text{ м}.$$

Сюда следует добавить упругие прогибы концевых шарнирных ферм. Расчет, произведенный по Мору, считая фермы центрально опертыми на понтоны, дал следующие результаты:

$$\delta''_{AA} = \sum \frac{Sl^2}{EF} = 0{,}00033 \text{ м};$$

$$\delta''_{AB} = 0{,}00003 \text{ м}.$$

Полные величины перемещений концов:

$$\delta_{AA} = 0{,}0187 + 0{,}00033 = 0{,}01903 \text{ м};$$

$$\delta_{BA} = -0{,}00904 + 0{,}00003 = -0{,}00901 \text{ м}.$$

Предположим, что мост состоит из большого числа одинаковых звеньев. Тогда типовое трехчленное уравнение будет:

$$X_{n-1} \cdot \delta_{BA} + X \cdot 2 \cdot \delta_{AA} + X_{n+1} \cdot \delta_{AB} = N_n$$

или

$$X_{n-1} \cdot 0{,}00901 + X_n \cdot 2 \cdot 0{,}01903 + X_{n+1} \cdot 0{,}00901 = N_n.$$

Предполагая цепь бесконечной, найдем для определения фокального отношения шарнирных давлений[1] такое уравнение:

$$k = 2\frac{\delta_{AA}}{\delta_{AB}} - \frac{1}{k},$$

откуда

$$k = \frac{\delta_{AA} + \sqrt{\delta_{AA}^2 - \delta_{AB}^2}}{\delta_{AB}},$$

или

$$k = \frac{0{,}01903 + \sqrt{0{,}01903^2 - 0{,}00901^2}}{0{,}00901} = 3{,}98 \text{ м}.$$

Расстояние от середины звена до фокуса

$$f = \frac{l}{2} - \frac{l \cdot 1}{1 + k} = \frac{41{,}0}{2} - \frac{41{,}0 \cdot 1}{1 + 3{,}98} = 12{,}27 \text{ м}.$$

Если бы мы считали звено абсолютно жестким, положили бы $\alpha = 1$, но в то же время не пренебрегали собственным моментом инерции площади ватерлинии, то получили бы (см. выше)

$$r = 12{,}22 \text{ м},$$

что весьма мало отличается от точного значения 12,27 м. Если считать звено абсолютно жестким и водоизмещение понтона сосредоточенным по оси, т. е. пренебречь собственным моментом инерции ватерлинии, то получим

$$r = \frac{d}{2} = \frac{24{,}30}{2} = 12{,}15 \text{ м},$$

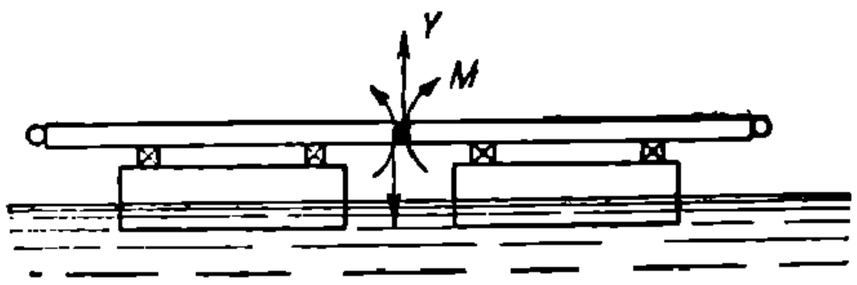
что также может быть признано достаточно надежной величиной. Таким образом, в данном случае приближенный расчет оправдан.

---

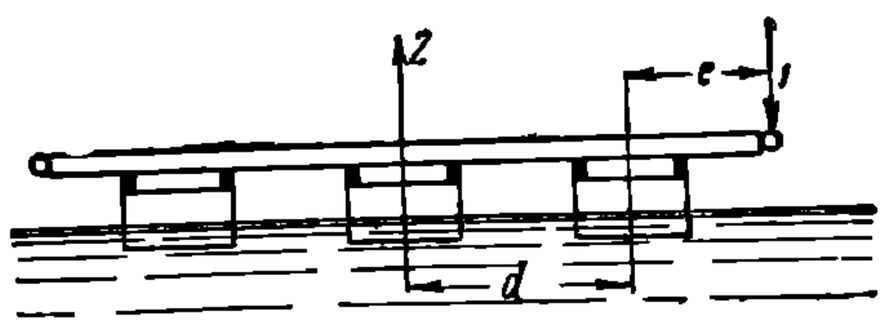
[1] Такую же величину имеет и фокальное отношение перемещений. Выше было доказано для абсолютно жестких звеньев, но это положение справедливо вообще для бесконечной цепи одинаковых симметричных звеньев.

НТБ ДНУЖТ

Итак, подчеркнем, что необходимость точного расчета может возникнуть только при весьма малой жесткости прогонов, например в военных понтонных мостах в случае применения стали повышенного качества или легких сплавов [1]. Если при этом прогоны опираются на борты сравнительно широких понтонов, то целесообразно учесть не только деформацию прогонов, но и крен пловучих опор. Двухпонтонное звено при учете крена опор является системой дважды статически неопределимой (фиг. 301); для расчета целесообразно провести разрез по середине пролета, отделив друг от друга две самостоятельно плавающие половинки, и принять за неизвестные поперечную силу Y и момент M в разрезе. Расчет такого звена полностью совпадает с рассматриваемым в гл. VI; заметим, что учет крена приводит к некоторой экономии в сечении прогонов [2].



Фиг. 301.



Фиг. 302.

Многопонтонные звенья. Пловучее звено на трех, четырех и большем количестве понтонов представляет собой систему, статически неопределимую. Величины перемещений при гибкой надстройке не могут быть получены путем суммирования членов, зависящих от осадки опор при абсолютно жесткой надстройке с прогибами надстройки при жестких опорах.

Для определения величин δ_{AA} и δ_{AB} необходимо в первую очередь найти лишние неизвестные: реакцию среднего понтона Z (фиг. 302), момент M и поперечную силу Y по середине пролета (фиг. 303), возникающие при нагружении звена на конце силой, равной единице. Мюллер-Бреслау выводит следующие формулы для этих величин.

Реакция среднего понтона трехпонтонного звена (фиг. 302)

$$Z = \frac{\frac{EI}{\gamma F} - \frac{d^2 e}{2} + \frac{b^3}{24}}{\frac{3EI}{\gamma F} + \frac{d^3}{3} + \frac{b^3}{8} - \frac{b^2 d}{4}}. \qquad (72)$$

Фиг. 303.

Момент по середине среднего пролета четырехпонтонного звена (фиг. 303)

$$M = \frac{\frac{de}{6} + \frac{d + 2e}{d^2} \cdot \frac{EI}{\gamma F}}{\frac{5d}{3} + \frac{4EI}{d^2 \gamma F}}. \qquad (73)$$

Перерезывающая сила по середине среднего пролета

$$Y = \frac{\frac{d^2 e}{12} - \frac{d + 4e}{2d} \cdot \frac{EI}{\gamma F}}{\frac{d^3}{4} + 5\,\frac{EI}{\gamma F}} \qquad (74)$$

Здесь F — площадь ватерлинии одного понтона, d — расстояние между смежными понтонами, I — момент инерции балок надстройки.

При большем числе понтонов для определения упругих характеристик звена приходится обратиться к теории неразрезной балки на упругих опорах.

---

[1] Числовые примеры читатель найдет в курсе Мюллер-Бреслау, т. II, 2-я половина § 12.

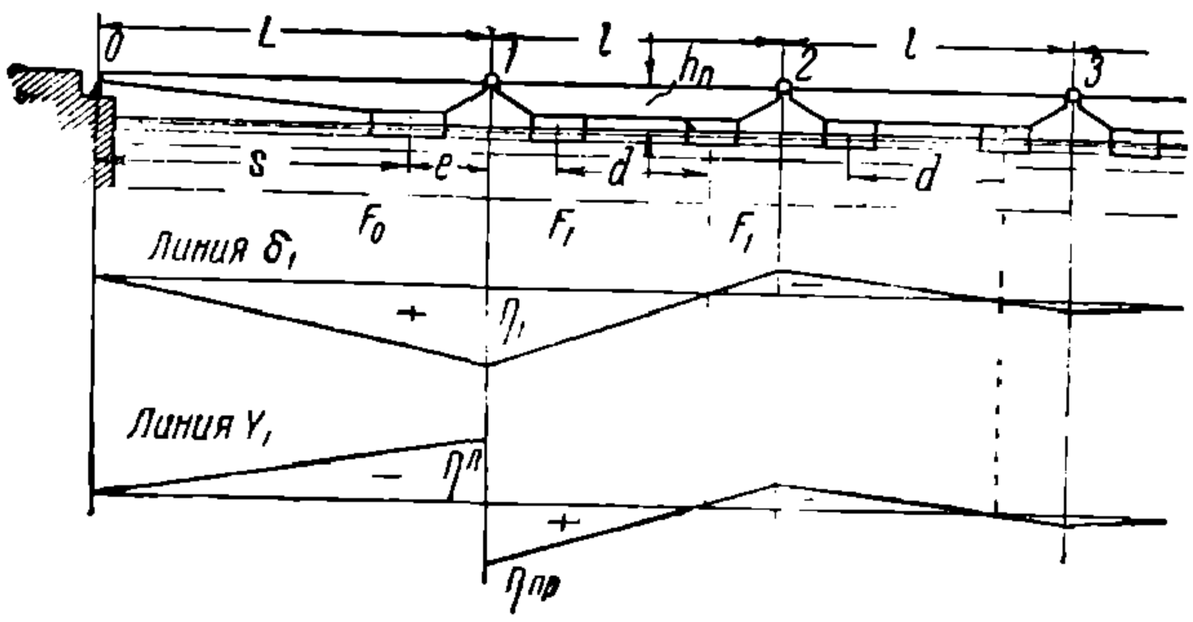
[2] А. И. Угличинин, Расчет прогонов, укрепленных на бортах понтонов, на действие сосредоточенных сил, «Вестник ВИА РККА», переправочно-мостовой сборник № 1, 1934. Там же рассмотрен вопрос о распределении нагрузки настилом.

НТБ ДНУЖКТ

§ 19. Расчет берегового звена

Рассмотрим асимметричное звено, соединяющее мост из большого числа шарнирно соединенных звеньев с берегом (фиг. 304).

Для расчета уклона звена от временной нагрузки строим инфлюентную линию осадки шарнира *1*. Эта линия совпадает с эпюрой осадки всей цепи от груза $P = 1$, установленного в точке *1*. Предполагая цепь разрезанной по шарниру *1*, определим осадки сечений *1* левого звена и правой цепи от силы $P = 1$, приложенной непосредственно к точке *1* в левой и правой частях. Пусть эти осадки, или так называемые податливости, будут $\delta_{11}^{л}$ и $\delta_{11}^{пр}$.



Фиг. 304.

Главная ордината линии осадки δ_1 в шарнире *1* будет (см. § 10, формула 18)

$$\eta_1 = \frac{\delta_{11}^{л} \cdot \delta_{11}^{пр}}{\delta_{11}^{л} + \delta_{11}^{пр}}. \qquad (75)$$

Прочие ординаты находим прочерчиванием ломаной через фокусы, совпадающие при весьма длинной цепи и жестких звеньях с осями пловучих опор. По этой линии определим наибольшую осадку δ_q точки *1* от временной нагрузки. Переходим к определению влияния изменения горизонта воды на осадки. Предположим, что г. в. в. превышает начальный (нолевой) горизонт на A_0; г. н. в. ниже начального горизонта на $A_и$. Полная амплитуда

$$A_0 + A_и = A.$$

Допустим, что в точке *1* цепь разрезана. Тогда при г. в. в. точка $1^{л}$ всплывает выше, чем точка $1^{пр}$, на

$$m = A_0 \frac{e}{s}.$$

При г. н. в., наоборот, точка $1^{л}$ будет ниже точки $1^{пр}$ на

$$n = A_и \frac{e}{s}.$$

Так как в действительности расхождения между точками $1^{л}$ и $1^{пр}$ нет, то возникает шарнирное давление Y_1. При г. в. в. мы его определим из уравнения

$$Y_{1.0}\left(\delta_{1.1}^{л} + \delta_{11}^{пр}\right) = A_0 \frac{e}{s},$$

откуда

$$Y_{1.0} = A_0 \frac{e}{s\left(\delta_{11}^{л} + \delta_{11}^{пр}\right)}; \qquad (76)$$

при г. н. в. найдем

$$Y_{1.и} = -A_и \frac{e}{s\left(\delta_{11}^{л} + \delta_{11}^{пр}\right)}. \qquad (77)$$

Влияние шарнирного давления скажется в том, что при г. в. в. шарнир *1* будет ниже, чем точка $1^{л}$ разрезанной цепи, а при г. н. в. будет выше. Шарнирное давление смягчает уклоны при изменении уровня воды. Найдем эти добавки.

Понижение при г. в. в.

$$\delta_0 = -Y_{1.0}\,\delta_1^{л} = A_0 \frac{e}{s} \cdot \frac{\delta_{11}^{л}}{\delta_{11}^{л} + \delta_{11}^{пр}} \qquad (78)$$

НТБ ДНУЖКТ

Повышение при г. н. в.

$$\delta_u = A_u \frac{e}{s} \cdot \frac{\delta_{11}^{л}}{\delta_{11}^{л} + \delta_{11}^{пр}}. \tag{79}$$

Для поверки продольных уклонов звена $0 - 1$ будем иметь следующие расчетные формулы:

$$\frac{h_n - h_b}{s} - \frac{\delta_0}{L} \leqslant i_0; \tag{80}$$

$$\frac{A - (h_n - h_b)}{s} + \frac{\delta_q}{L} - \frac{\delta_u}{L} \leqslant i_u. \tag{81}$$

Здесь h_n — высота настила речной части, h_b — высота устоя над горизонтом воды.

Для предварительных расчетов следует пренебречь членами $\frac{\delta_0}{L}$ и $\frac{\delta_u}{L}$, зависящими от шарнирных давлений, вызванных изменением горизонта воды.

Величины $\delta_{11}^{л}$ и $\delta_{11}^{пр}$, необходимые для построения линии δ_1 и определения δ_0 и δ_u, вычисляются следующим образом. Осадка понтона берегового звена от силы $P = 1$ будет $\frac{L}{\gamma F_0 s}$. Податливость шарнира *1*

$$\delta_{11}^{л} = \frac{L^2}{\gamma F_0 s^2}. \tag{82}$$

То же для правого отрезка цепи в предположении, что все звенья равные и симметричные по формуле (37) § 12, полагая $\alpha = 1$,

$$\delta_{11}^{пр} = \frac{l}{\gamma F_1 d}. \tag{83}$$

Здесь F_0 и F_1 — площади одного понтона соответственно берегового и речного звена.

Числовой пример. Основные размеры звеньев:

$$L = 40{,}0 \text{ м}; \; s = 32{,}0 \text{ м}; \quad l = 36{,}0 \text{ м}; \; d = 22{,}5 \text{ м};$$

$$F_0 = 125 \text{ м}^2; \; F_1 = 100 \text{ м}^2; \quad h_n = 7{,}2 \text{ м}; \; h_b = 4{,}8 \text{ м}.$$

Временная нагрузка $q = 2{,}4$ *т/пог. м* моста;

$$A_0 = 2{,}8 \text{ м}; \quad A_u = 2{,}2 \text{ м}; \quad A = 5{,}0 \text{ м}.$$

Рассчитаем наибольшие уклоны при г. в. в. и г. н. в.

По формулам (82) и (83) находим:

$$\delta_{11}^{л} = \frac{40{,}0^2}{1{,}0 \cdot 125{,}0 \cdot 32{,}0^2} = 0{,}0125 \text{ м}; \qquad \delta_{11}^{пр} = \frac{36{,}0}{1{,}0 \cdot 100{,}0 \cdot 22{,}5} = 0{,}016 \text{ м}.$$

Главная ордината линии δ_1 по формуле (75):

$$\eta_1 = \frac{0{,}0125 \cdot 0{,}016}{0{,}0125 + 0{,}016} = 0{,}007.$$

Основание наибольшего участка линии δ_1

$$L + \frac{l + d}{2} = 40{,}0 + \frac{36{,}0 + 22{,}5}{2} = 69{,}25 \text{ м}.$$

Площадь наибольшего участка

$$\omega = \frac{0{,}007 \cdot 69{,}25}{2} = 0{,}243 \text{ м}.$$

Осадка шарнира *1* от временной нагрузки

$$\delta_q = q\omega = 2{,}40 \cdot 0{,}243 = 0{,}58 \text{ м}.$$

Шарнирное давление при изменении горизонта воды по формулам (76) и (77):

$$Y_{1,0} = 2{,}8 \frac{8{,}0}{32{,}0 \; (0{,}0125 + 0{,}016)} = 24{,}6 \text{ т};$$

$$Y_{1,u} = -2{,}20 \frac{8{,}0}{32{,}0 \cdot 0{,}0285} = -19{,}3 \text{ т}.$$

Понижение при г. в. в. и повышение при г. н. в. по формулам (78) и (79):

$$\delta_0 = 24{,}6 \cdot 0{,}125 = 0{,}36 \text{ м}; \; \delta_u = 19{,}3 \cdot 0{,}125 = 0{,}24 \text{ м}.$$

Наибольший уклон при г. в. в. в отсутствии временной нагрузки по формуле (80)

$$i_0 = \frac{7{,}2 - 4{,}4}{32{,}0} - \frac{0{,}36}{40{,}0} = 0{,}088 - 0{,}009 = 7{,}9\%$$

НТБ ДНУЖТ

То же при г. п. в., но с временной нагрузкой по формуле (81)

$$i_u = \frac{5{,}0 - 2{,}8}{32{,}0} + \frac{0{,}58}{40{,}0} - \frac{0{,}24}{40{,}0} \cdot 0{,}069 + 0{,}014 - 0{,}006 = 7{,}7\%.$$

Подсчитаем еще сокращение проекции звена *0 — 1* для обоих уклонов:

$$\lambda_0 = Li_0^2 = 40{,}0 \cdot 0{,}079^2 = 0{,}250 \text{ м};$$

$$\lambda_u = Li_u^2 = 40{,}0 \cdot 0{,}077^2 = 0{,}236 \text{ м}.$$

Продольные зазоры моста должны допускать сокращение на 0,25 *м*, не считая укорочения от понижения температуры.

Для расчета прочности берегового звена необходимо прежде всего построить инфлюентную линию шарнирного давления.

Главные ординаты этой линии получим по формулам (19) и (20) § 10. Имея линию Y_1, все остальные получим, суммируя линии для одноконсольной фермы *0 — 1* с линией Y_1, умноженной на соответствующий коэфициент влияния.

Для расчета звена *1 — 2* необходимо воспользоваться линией Y_1 и, кроме того, линией Y_2. Последняя строится по правилам, указанным в § 11, в предположении, что цепь вправо от шарнира *1* продолжается до бесконечности. Все прочие звенья рассчитывают по правилам § 12, т. е. считают их входящими в бесконечную цепь. Для ближайших к берегу звеньев *0 — 1* и *1 — 2* следует учесть дополнительные напряжения, которые возникают при изменении горизонта воды. Определив, как указано выше, шарнирные давления $Y_{1,0}$ и $Y_{1,u}$ и умножив их на коэфициенты влияния, получим интересующие нас дополнительные моменты и поперечные силы.

Нетрудно определить также силу P, которая может быть установлена над шарниром *1* и вызовет то же действие, что шарнирное давление от изменения горизонта воды. Эта сила будет различной для звена *0 — 1* и цепи *1 — 2 — 3*...

Определим в качестве примера силы, которые вызовут шарнирное давление $Y_{1,0} = 24{,}60$ *т*. Главные ординаты линии Y_1 будут:

$$\eta_1^{пр} = \frac{\delta_{11}^{пр}}{\delta_{11}^{л} + \delta_{11}^{пр}} = \frac{0{,}016}{0{,}0125 + 0{,}016} = 0{,}56; \qquad \eta_1' = -0{,}44.$$

Силу P для звена *0 — 1* найдем из условия

$$\eta_1^{пр} P = 24{,}6 \text{ т},$$

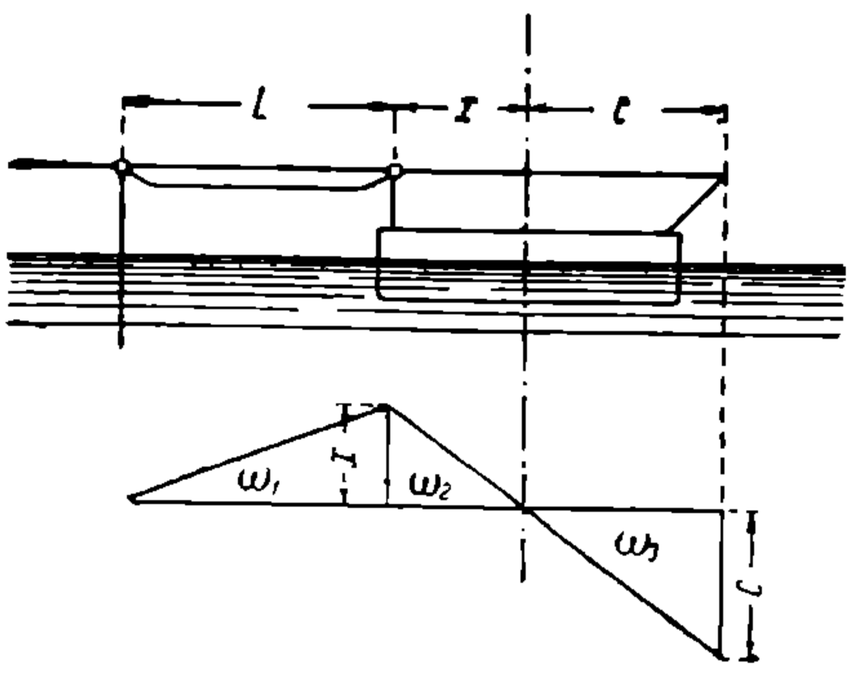
откуда

$$P = \frac{24{,}6}{0{,}56} \approx 44{,}0 \text{ т}.$$

Точно так же найдем силу Y_1 для цепи *1 — 2 — 3*

$$P' = -\frac{24{,}6}{0{,}44} \approx -56{,}0 \text{ т}.$$

Положение опорной точки сопрягающего пролета на береговом звене. Расстояние опорной точки от диаметральной плоскости ватерлинии берегового звена определится из того условия, чтобы при постоянной нагрузке звено не имело уклона вдоль моста. Это условие, очевидно, будет соблюдено, если суммарный кренящий момент звена будет равен нолю. Вопрос весьма просто разрешается при помощи инфлюентной линии кренящего момента. При этом, если мост состоит из шарнирно соединенных звеньев, береговое звено можно рассматривать как изолированное, так как при постоянной нагрузке шарнирные давления равны нолю (фиг. 305). Очевидно, уклон к горизонту инфлюентной линии кренящего момента равен единице.



Фиг. 305.

Обозначим погонные веса соответственно качающегося мостика и надстройки звена через p_1 и p_2.

Уравнение для определения x будет

$$\omega_1 p_1 - (\omega_3 - \omega_2)\, p_2 = 0$$

НТБ ДНУЖКТ

или

$$\frac{Lx}{2}p_1 - \left(\frac{c^2}{2} - \frac{x^2}{2}\right) p_2 = 0;$$

$$x^2 + L\,\frac{p_1}{p_2}\,x - c^2 = 0;$$

отсюда

$$x = -L\,\frac{p_1}{p_2} + \sqrt{L^2\left(\frac{p_1}{p_2}\right)^2 + c^2}\,. \tag{84}$$

Пример. $L = 6{,}00$ *м*; $c = 5{,}00$ *м*; $p_1 = 1{,}2$ *т/пог. м*; $p_2 = 1{,}5$ *т/пог. м*;

$$x = -6{,}00\,\frac{1{,}2}{1{,}5} + \sqrt{\left(6{,}00\,\frac{1{,}2}{1{,}5}\right)^2 + 5{,}00^2} = 2{,}12\ м.$$

Если по конструктивным соображениям расстояние x не удается назначить в соответствии с расчетом, то крен может быть выравнен при помощи балласта.

Поперечную конструкцию берегового пролетного строения следует проектировать нежесткой, учитывая те большие деформации скручивания, которые возникают при диференте ближайшей к берегу пловучей опоры благодаря тому, что один конец береговой фермы оперт на неподвижные опоры. В связи с этим при расчете береговых опор необходимо учитывать возможность появления отрицательных опорных реакций. О передаче ветровых усилий на опоры (косой ветер) было сказано выше (§ 14).

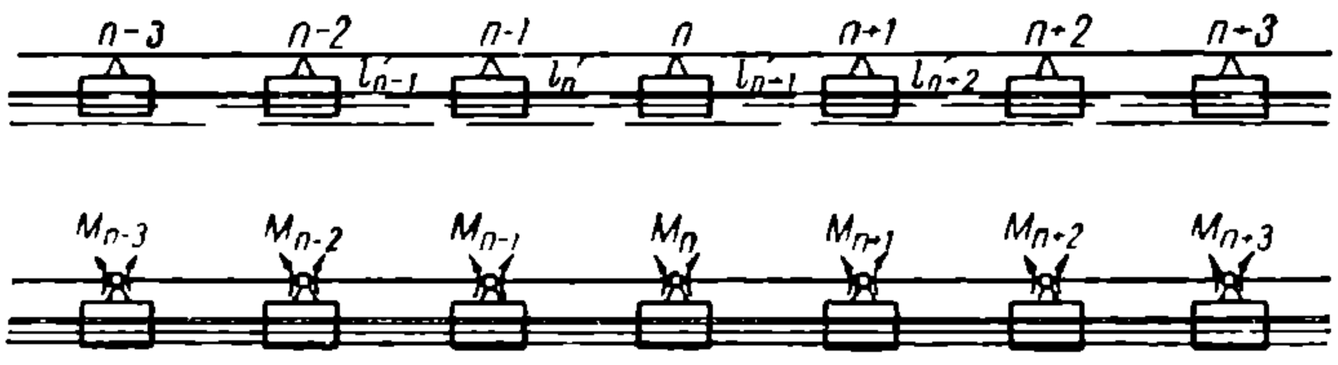
НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА IV

НЕРАЗРЕЗНАЯ БАЛКА НА ПЛОВУЧИХ ОПОРАХ

§ 20. Уравнение пяти моментов для системы с центральным опиранием неразрезного прогона на понтоны

При центральном опирании пловучая опора может рассматриваться как частный случай упругой опоры, реакция которой приложена в определенной точке. Связь между перемещением (осадкой) и реакцией (давлением на опору) выражается так:



Фиг. 306.

$$\delta_n = \varepsilon_n A_n . \qquad (1)$$

Здесь ε_n — так называемая податливость упругой опоры, или осадка ее от силы 1 m, приложенной к ней непосредственно. В случае пловучей прямостенной опоры

$$\varepsilon_n = \frac{1}{\gamma F_n} , \qquad (2)$$

где γ — плотность воды, F_n — площадь ватерлинии. Неразрезные балки на упругих опорах обычно рассчитываются методом сил, причем в качестве неизвестных принимаются опорные моменты (фиг. 306). Напомним вывод уравнения пяти моментов для балки на упругих опорах. Пишем уравнение трех моментов неразрезной балки с учетом осадки опор:

$$M_{n-1}\,\tau_{n,\,n-1} + M_n\,(\tau'_{n,\,n} + \tau''_{n,\,n}) + M_{n+1}\,\tau_{n,\,n+1} + \frac{\delta_{n+1} - \delta_n}{l_{n+1}} - \frac{\delta_n - \delta_{n-1}}{l_n} + (\tau_n^{o.\,л} + \tau_n^{o.\,пр}) = 0 \qquad (3)$$

(значение коэфициентов τ приведено ниже).

Реакция n-й опоры складывается из реакции от заданной нагрузки, действующей на основную систему (балку с шарнирами в опорных сечениях), и реакции от опорных моментов

$$A_n = A_n^0 + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_{n+1}} - \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n} . \qquad (4)$$

Следовательно, на основании формулы (1)

$$\delta_n = \varepsilon_n \left[A_n^0 + \frac{M_{n+1} - M_n}{l_{n+1}} - \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n} \right] . \qquad (5)$$

Аналогично выражаются осадки δ_{n-1} и δ_{n+1}: достаточно уменьшить все индексы формулы (5) на единицу, затем увеличить их на единицу.

НТБ ДНУЖТ

Подставляя значения δ_{n-1}, δ_n, δ_{n+1} в уравнение (3), приведем его к виду уравнения пяти моментов:

$$M_{n-2}\theta_{n,n-2} + M_{n-1}\theta_{n,n-1} + M_n\theta_{n,n} + M_{n+1}\theta_{n,n+1} + M_{n+2}\theta_{n,n+2} + \theta_{n,p} = 0. \tag{6}$$

Вместо часто применяемого обозначения коэфициентов через δ мы пишем θ, чтобы подчеркнуть геометрическое значение коэфициента. Уравнение (6) выражает равенство нолю угла взаимного поворота смежных сечений над n-й опорой в основной системе, угла, обусловленного действием заданной нагрузки и вообще заданными факторами $\theta_{n,p}$ и лишними неизвестными M.

Коэфициенты θ имеют следующее значение

$$\theta_{n,n-2} = \frac{\varepsilon_{n-1}}{l_{n-1}\,l_n}$$

$$\theta_{n,n-1} = \tau_{n,n-1} - \left[\frac{\varepsilon_{n-1}}{l_n}\left(\frac{1}{l_{n-1}} + \frac{1}{l_n}\right) + \frac{\varepsilon_n}{l_n}\left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n+1}}\right)\right]; \tag{7}$$

$$\theta_{n,n} = \tau^{л}_{nn} + \tau^{пр}_{nn} + \left[\frac{\varepsilon_{n-1}}{l_n^2} + \varepsilon_n\left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n+1}}\right)^2 + \frac{\varepsilon_{n+1}}{l_{n+1}^2}\right];$$

$$\theta_{n,n+1} = \tau_{n,n+1} - \left[\frac{\varepsilon_n}{l_{n+1}}\left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n+1}}\right) + \frac{\varepsilon_{n+1}}{l_{n+1}}\left(\frac{1}{l_{n+1}} + \frac{1}{l_{n+2}}\right)\right];$$

$$\theta_{n,n+2} = \frac{\varepsilon_{n+1}}{l_{n+1}\,l_{n+2}};$$

$$\theta_{n,p} = \left(\tau^{о.л}_n + \tau^{о,пр}_n\right) + A^0_{n-1}\frac{\varepsilon_{n-1}}{l_n} - A^0_n\varepsilon_n\left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n+1}}\right) + A^0_{n+1}\frac{\varepsilon_{n+1}}{l_{n+1}}.$$

Что касается величин τ, то они выражаются следующим образом. При постоянной жесткости в пределах одного пролета

$$\tau_{n,n-1} = \frac{l_n}{6EI_n};\quad \tau^{л}_{nn} = \frac{l_n}{3EI_n};\quad \tau^{пр}_{nn} = \frac{l_{n+1}}{3EI_{n+1}};\quad \tau_{n,n+1} = \frac{l_{n+1}}{6EI_{n+1}} \tag{8}$$

Если жесткость в пределах пролета переменная (например при обрыве поясных листов клепаных прогонов), то величины выражаются через определенные интегралы от площади, так называемые эпюры гибкостей[1].

Эпюра гибкостей представляет собой диаграмму длиной l, ординаты которой в каждом сечении равны $\frac{1}{EI}$. Площадь эпюры гибкостей обозначается F, статические моменты относительно концов — S_A и S_B, расстояния центра тяжести эпюры гибкости от концов балки — c_A и c_B, центральный момент инерции — I, моменты инерции относительно концов — I_A и I_B. Тогда

$$\tau_{AB} = \tau_{BA} = \frac{1}{l^2}(Fc_A c_B - J);\qquad \tau_{AA} = \frac{1}{l^2}(Fc_B^2 + J); \tag{9}$$

$$\tau_{BB} = \frac{1}{l^2}(Fc_A^2 + J).$$

Легко убедиться, что при постоянной жесткости формулы (9) переходят в формулы (8), так как в этом случае

$$F = \frac{l}{EI};\quad J = \frac{l^3}{12EI};\qquad c_A = c_B = \frac{l}{2}.$$

[1] А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, ч. I, § 17.

НТБ ДНУЖТ

Что касается величин, входящих в свободный член $\theta_{n.o}$, то при $EI = \text{const}$ на протяжении пролета $\tau_n^{o.л}$ и $\tau_n^{o.пр}$ вычисляются по известным формулам для концевых углов поворота как фиктивные реакции:

$$\tau_n^{o.л} + \tau_n^{o.пр} = \frac{\Omega_n a_n}{l_n EI_n} + \frac{\Omega_{n+1} b_{n+1}}{l_{n+1} EI_{n+1}}. \qquad (10)$$

При переменной жесткости эти углы вычисляются как реакции от приведенной моментной нагрузки или выражаются через интегралы эпюры гибкостей.

Следует заметить, что с переменной жесткостью прогонов приходится иметь дело скорее в качестве исключения. Для постоянной на всем протяжении жесткости коэфициенты уравнений упрощаются. Мюллер-Бреслау рекомендует такую схему вычисления коэфициентов. Введем обозначения

$$6EI\theta_{n,\,n-2} = a_n; \quad 6EI\theta_{n,\,n-1} = b_n; \quad 6EI\theta_{n,\,n} = c_n;$$

$$6EI\theta_{n,\,n+1} = b'_n; \quad 6EI\theta_{n,\,n+2} = a'_n; \quad -6EI\theta_{np,} = N_n.$$

Кроме того, пусть

$$6\,\frac{EI\varepsilon_n}{l_n l_{n+1}} = K_n,$$

где n — переменный номер опоры.

Тогда

$$a_n = K'_{n-1}; \quad a'_n = K_{n+1};$$

$$b_n = l_n - K_{n-1}\,\frac{l_{n-1} + l_n}{l_n} - K_n\,\frac{l_n + l_{n+1}}{l_n}; \quad b'_n = b_{n+1}; \qquad (11)$$

$$c_n = 3\,(l_n + l_{n+1})\,a_n - b_n - b'_n - a_n;$$

$$N_n = -\frac{6\Omega_n a_n}{l_n} - \frac{6\,\Omega_{n+1} b_{n+1}}{l_{n+1}} -$$

$$-6\,EI\left[A^0_{n-1}\,\frac{\varepsilon_{n-1}}{l_n} - A^0_n \varepsilon_n\left(\frac{1}{l_n} + \frac{1}{l_{n+1}}\right) + A^0_{n+1}\,\frac{\varepsilon_{n+1}}{l_{n+1}}\right].$$

Наконец, наиболее простой и вместе с тем наиболее распространенный случай — балка постоянной жесткости при равных пролетах и одинаковых податливостях опор (регулярная неразрезная балка на упругих опорах). Типовое уравнение приобретает следующий вид:

$$M_{n-2}\,\alpha + M_{n-1}\,(1 - 4\alpha) + M_n\,(4 + 6\alpha) + M_{n+1}\,(1 - 4\alpha) + M_{n+2}\,\alpha =$$

$$= -\frac{6\Omega_n a_n}{l^2} - \frac{6\Omega_{n+1} b_{n+1}}{l^2} - \alpha\,(A^0_{n-1} - 2A^0_n + A^0_{n+1})\,l. \qquad (12)$$

Здесь

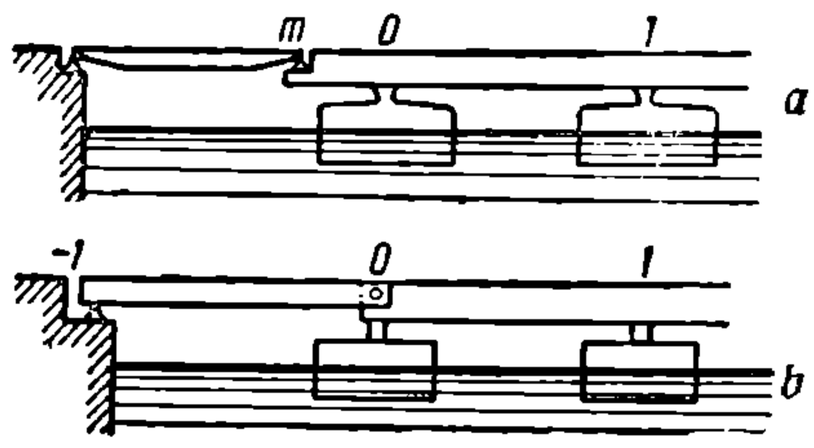
$$\alpha = \frac{6EI\varepsilon}{l^3} = \frac{6EI}{\gamma F l^3}.$$

Заметим, что эта форма уравнения отличается от «естественной» (6) тем, что все члены этого уравнения увеличены в $\frac{6EI}{l}$ раз.

Переходя к составлению системы пятичленных уравнений, следует обратить внимание на особенности в начале и конце моста (фиг. 307, *a* и *b*). Сопряжение моста с берегом устраивается чаще всего в виде перекидного прогона, опирающегося одним концом на берег, а другим концом — на консоль прогона. В частном случае длина консоли может быть равна нолю (фиг. 307, *b*). Первое уравнение следует составить для опоры $n = 1$. При этом моменты M_{n-2} и M_{n-1}, т. е. M_{-1} и M_0, следует положить равными нолю; при вычислении θ_{np} необходимо помнить, что нагрузка в пределах консоли и подвесной балки вызовет эпюру моментов в основной системе на протяжении

НТБ ДНУЖТ

$m - 0$ и $0 - 1$. Короче говоря, основная система в начале моста представляет собой не разрезную, а одноконсольную балку, на которую оперт еще подвесной пролет. Можно поступить и иначе, а именно: при определении свободного члена рассматривать пролет $0 - 1$ как разрезной, а момент M_0 ввести в уравнение в качестве известной величины; так или иначе, первое уравнение будет содержать всего три неизвестных: M_1, M_2 и M_3. Точно так же убеждаемся, что второе уравнение содержит четыре неизвестных. Начиная от опоры 3, уравнения будут уже пятичленные. Предпоследнее уравнение имеет вновь четыре, а последнее — три неизвестных. Таким образом, система уравнений для определения семи неизвестных моментов при восьми пролетах имеет вид:



Фиг. 307.

$$\left.\begin{aligned}
&1) && M_1\theta_{11} + M_2\theta_{12} + M_3\theta_{13} + \theta_{1p} = 0;\\
&2) && M_1\theta_{21} + M_2\theta_{22} + M_3\theta_{23} + M_4\theta_{24} + \theta_{2p} = 0:\\
&3) && M_1\theta_{31} + M_2\theta_{32} + M_3\theta_{33} + M_4\theta_{34} + M_5\theta_{35} + \theta_{3p} = 0;\\
&4) && M_2\theta_{42} + M_3\theta_{43} + M_4\theta_{44} + M_5\theta_{45} + M_6\theta_{46} + \theta_{4p} = 0;\\
&5) && M_3\theta_{53} + M_4\theta_{54} + M_5\theta_{55} + M_6\theta_{56} + M_7\theta_{57} + \theta_{5p} = 0;\\
&6) && M_4\theta_{64} + M_5\theta_{65} + M_6\theta_{66} + M_7\theta_{67} + \theta_{6p} = 0;\\
&7) && M_5\theta_{75} + M_6\theta_{76} + M_7\theta_{77} + \theta_{7p} = 0.
\end{aligned}\right\} \quad (13)$$

При составлении системы уравнений следует помнить о равенстве сопряженных коэфициентов $\theta_{ik} = \theta_{ki}$.

Решение пятичленных уравнений целесообразно выполнять по сокращенной схеме Гаусса [1]. Для построения инфлюентных линий, а также для обследования действия различных нагрузок без инфлюентных линий приходится определять так называемые числа влияния [2]. Числом влияния β_{ik} называется значение i-той неизвестной, определяемое из системы уравнений при условии, что свободный член $\theta_{ip} = 1$, а все остальные свободные члены равны нолю. Полное количество чисел влияния равно n^2, где n — число уравнений. Однако при канонических уравнениях ($\theta_{ik} = \theta_{ki}$) числа влияния также подчиняются закону взаимности, т. е.

$$\beta_{ik} = \beta_{ki} \text{ (при } i \neq k)$$

и число различных β уменьшается до $\frac{n(n+1)}{2}$. На первый взгляд для определения всех чисел влияния необходимо n раз решить систему уравнений, полагая последовательно один свободный член равным единице, а все остальные равными нолю. В действительности при канонических уравнениях достаточно провести решение один раз по Гауссу и все числа влияния определятся затем при помощи несложных операций с результатами промежуточных преобразований схемы Гаусса [3].

Имея все числа влияния, можно любое неизвестное выразить в виде линейной однородной функции свободных членов; например, при семи уравнениях:

$$\left.\begin{aligned}
M_1 &= \theta_{1p}\beta_{11} + \theta_{2p}\beta_{12} + \theta_{3p}\beta_{13} + \theta_{4p}\beta_{14} + \theta_{5p}\beta_{15} + \theta_{6p}\beta_{16} + \theta_{7p}\beta_{17};\\
M_2 &= \theta_{1p}\beta_{21} + \theta_{2p}\beta_{22} + \theta_{3p}\beta_{23} + \theta_{4p}\beta_{24} + \theta_{5p}\beta_{25} + \theta_{6p}\beta_{26} + \theta_{7p}\beta_{27};\\
M_3 &= \theta_{1p}\beta_{31} + \theta_{2p}\beta_{32} + \theta_{3p}\beta_{33} + \theta_{4p}\beta_{34} + \theta_{5p}\beta_{35} + \theta_{6p}\beta_{36} + \theta_{7p}\beta_{37}
\end{aligned}\right\} \quad (14)$$

и т. д.

Тем самым открывается возможность выяснить влияние различных нагрузок на величину неизвестных.

---

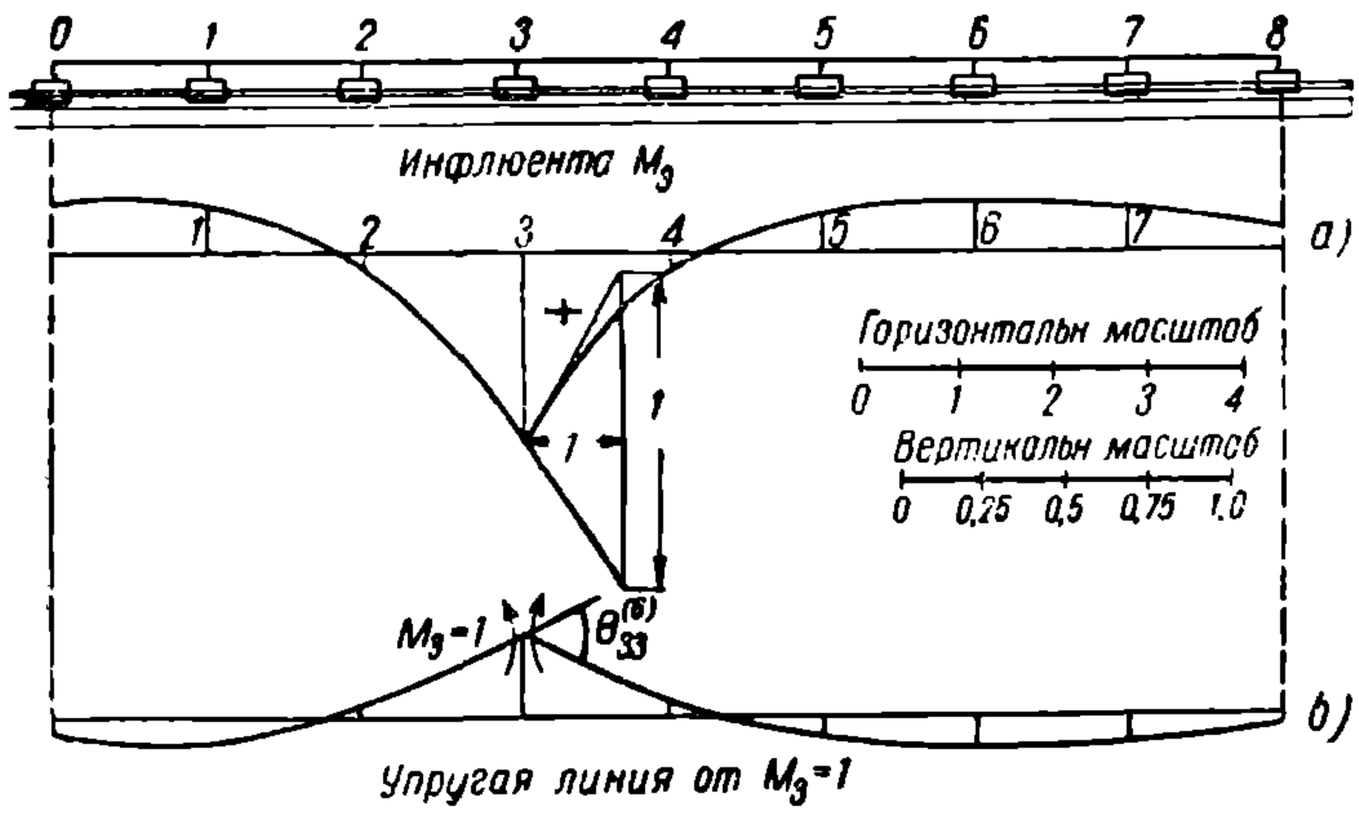
[1] А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, § 24, стр. 136.
Там же, § 25.
[3] Там же, стр. 140.

НТБ ДНУЖТ

§ 21. Построение инфлюентных линий

Для обоснования построения инфлюентных линий основных неизвестных — опорных моментов — можно пользоваться различными приемами [1].

Первая форма кинематического метода. Как известно, инфлюентная линия момента M_i совпадает с эпюрой прогибов системы, у которой смежным сечениям над опорой i дан малый принужденный угол взаимного поворота θ_i, численно принимаемый равным единице. Отсюда следует, что для построения, положим, инфлюенты M_3 для балки с семью неизвестными следует в системе уравнений (13′) положить $\theta_{3p} = 1$, все остальные свободные члены — равными нолю и, решив уравнения, определить семь опорных моментов. Нагрузив основную систему полученными моментами, строим упругую линию. Это и будет искомая инфлюента (фиг. 308, *a*).



Фиг. 308.

Заметим, что результат решения уравнений для нагрузки $\theta_{3p} = 1$ дает нам числа влияния третьей строки (см. формулу 14). Поэтому указанный способ построения можно кратко формулировать так: инфлюента M_3 есть упругая линия основной системы, загруженной неизвестными M, по величине равными числам влияния третьей строки.

Вторая форма кинематического метода. Включаем над опорой *3* шарнир и прикладываем момент $M_3 = 1$. Определив все остальные моменты, строим упругую линию системы. Все ординаты этой упругой линии следует поделить на $\theta_3^{(6)}$ — угол взаимного поворота 6 раз статически неопределимой основной системы и переменить знак на обратный (фиг. 308, *b*).

При помощи системы уравнений (13) определение моментов, загружающих основную систему, реализуется следующим образом. Строку третью вычеркиваем, так как она уже не удовлетворяется. В остальных уравнениях полагаем свободные члены равными нолю, а $M_3 = 1$. Решая полученную систему уравнений, найдем M_1, M_2, M_4, M_5, M_6 и M_7.

Интересующая нас, кроме того, величина знаменателя найдется из уравнения 3-го как результат постановки в левую часть этого уравнения (без свободного члена) значения $M_3 = 1$ и найденных значений остальных моментов:

$$M_1\theta_{31} + M_2\theta_{32} + 1\cdot\theta_{33} + M_4\theta_{34} + M_5\theta_{35} = \theta_{33}^{(6)}.$$

Это непосредственно следует из физического смысла 3-го уравнения. В конечном итоге расчет по второму способу сведется к почти тем же операциям, что и по первому.

Непосредственное пользование числами влияния. Из равенства 3-го формулы (14) следует, что инфлюентная линия M_3 представляет собой сумму инфлюентных линий свободных членов, умноженных на соответствующие числа влияния. Так как свободные члены θ_{ip} представляют собой угловые перемещения (именно, углы взаимного поворота), то вопрос сводится к построению инфлюентных линий этих перемещений. Как известно, инфлюентная линия перемещения есть в свою очередь упругая линия основной системы, загруженной соответствующей единичной обобщенной силой, в данном случае — двумя равными и противоположными парами $M_i = 1$. Так как эти упругие линии придется помножить на числа влияния и затем сложить, то можно поступить проще: сразу нагрузить основную систему моментами, по

[1] Мы считаем целесообразным обрисовать несколько приемов ввиду того, что в курсах строительной механики этот вопрос систематически обычно не излагается. В то же время этот параграф подводит некоторые итоги показанным выше приемам.

НТБ ДНУЖТ

величине равными числам влияния, и построить суммарную упругую линию. Мы вновь приходим к описанному выше построению — по первому варианту кинематического метода.

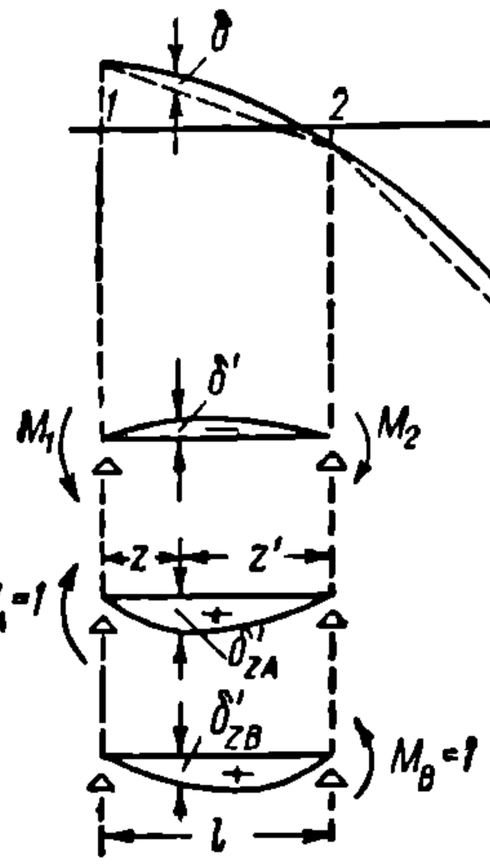
Замечания о построении упругих линий основной системы. Построение упругой линии для основной системы — ряда шарнирно опертых на пловучие опоры разрезных балок начинается с определения опорных ординат, равных осадкам пловучих опор. К полученной ломаной линии пристраиваются криволинейные упругие линии отдельных пролетов (фиг. 309). Прогибы балки постоянного сечения, нагруженной на левом конце единичным моментом, выражаются так:

$$\delta'_{ZA} = \frac{l^2}{6EI}\left(\frac{z'}{l} - \frac{z'^3}{l^3}\right). \qquad (15)$$

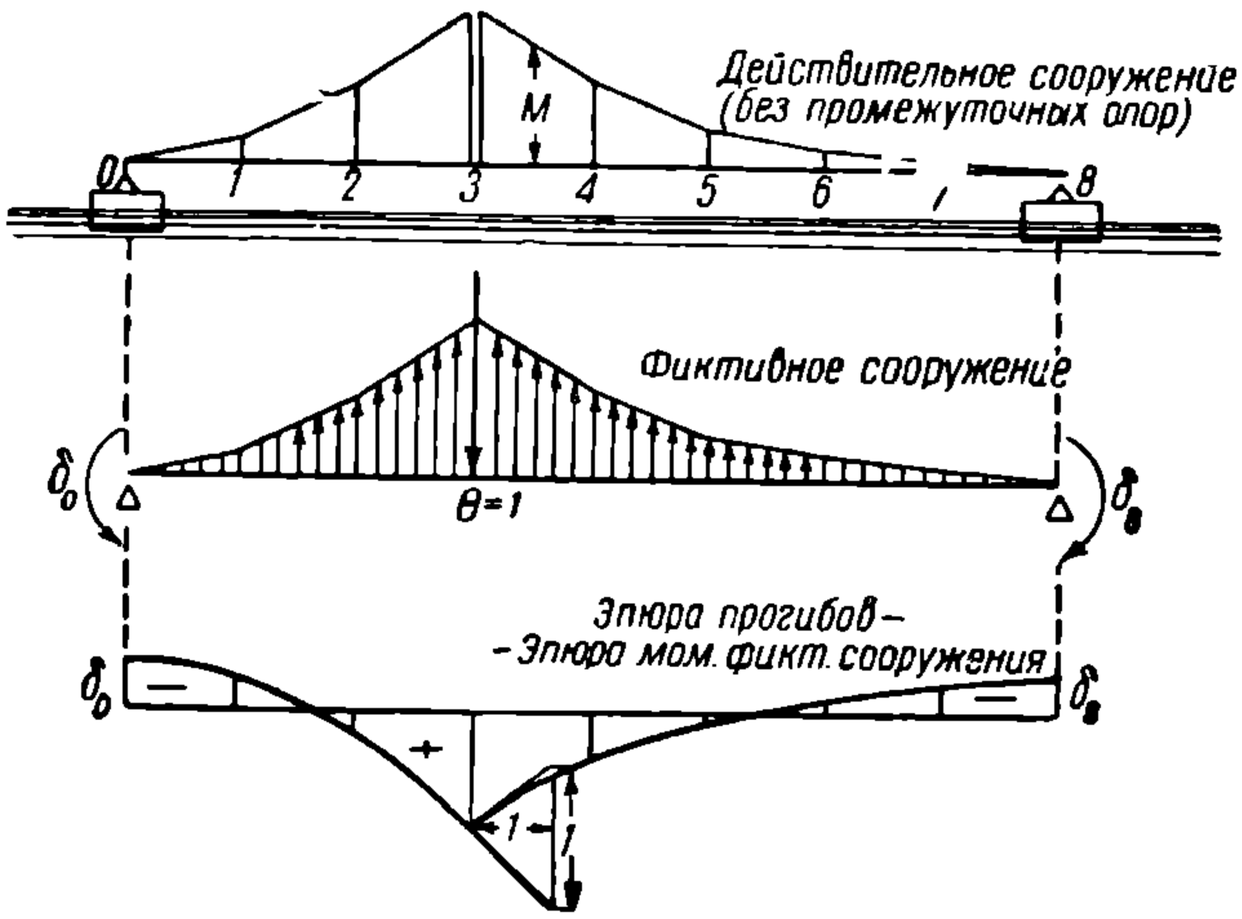
То же от момента на правой опоре:

$$\delta'_{ZB} = \frac{l^2}{6EI}\left(\frac{z}{l} - \frac{z^3}{l^3}\right). \qquad (15')$$

Здесь z—расстояние сечения от левой опоры, z'—расстояние сечения от правой опоры (этими же уравнениями выражаются инфлюентные линии угла поворота на



Фиг. 309.



Фиг. 310.

левой и правой опорах для движущегося единичного груза). Зная моменты по концам балки, нетрудно определить ординаты кривой прогибов во всех сечениях и пристроить эту кривую к заранее определенной наклонной прямой. При таком порядке построения в главном сечении (для которого строится инфлюента M) автоматически получается скачок кривизны, численно равный единице, характерный для инфлюенты M.

Если мы пожелали бы построить инфлюенту M_3 как упругую линию, рассматривая целиком всю балку на двух крайних опорах, загруженную найденными моментами в виде суммарной эпюры моментов (фиг. 310), то для получения правильного результата необходимо в главном сечении «приложить» изменение угла (фиктивный груз) $\theta_3 = 1$ и при построении упругой линии принимать во внимание как моменты, так и указанный фиктивный груз. Эпюра прогибов от такого единичного сосредоточенного фиктивного груза на основании аналогии Мора совпадает с эпюрой моментов простой балки, нагруженной силой $P = \theta = 1$, причем ордината под грузом θ, очевидно, будет

$$\delta = \frac{1 \cdot ab}{l},$$

где a и b — плечи относительно опор. При построении эпюры прогибов графо-аналитическим методом нам, таким образом, придется иметь дело одновременно и с распределенной фиктивной нагрузкой, интенсивностью $\frac{M}{EI}$ и с сосредоточенным фиктивным

НТБ ДНУЖТ

грузом $\theta = 1$. Ввиду того что концевые ординаты эпюры прогибов при крайних упругих опорах не равны нолю, фиктивное сооружение будет по концам нагружено еще фиктивными опорными моментами, равными осадкам крайних пловучих опор.

Инфлюентные линии прочих расчетных величин. После того как построены инфлюентные линии основных неизвестных, остальные линии строятся на основе принципа суперпозиции. Любая инфлюента получается как сумма инфлюенты, построенной для статически определимой основной системы и инфлюент всех неизвестных, помноженных на соответствующие коэфициенты влияния неизвестных на интересующую нас величину. На момент и поперечную силу влияют в пролете только два смежных опорных момента. Поэтому инфлюенты M и Q получаются в виде суммы трех инфлюент, точно так же как для обыкновенной неразрезной балки.

Построение инфлюент при помощи основных неизвестных (опорных моментов M) является, вообще говоря, рациональным только при построении целой серии инфлюент. Если же требуется построить одну-две инфлюенты, то всегда предпочтительнее пользоваться методом непосредственного построения инфлюент, не прибегая к предварительному построению линий опорных моментов. Инфлюентные линии:

а) прогиба (осадки) δ,
б) угла поворота φ,
в) изгибающего момента M и
г) поперечной силы Q

в любом сечении балки (а не только в опорных сечениях) могут быть построены как упругие линии (эпюры прогибов) от действия нагрузки:

а) силы $P = 1$, приложенной в сечении, где нас интересует δ,
б) сосредоточенного момента $M = 1$, приложенного там, где нас интересует φ,
в) изменения угла (фиктивного груза) $\theta = 1$, приложенного там, где нас интересует M, и
г) сосредоточенного сдвига $\Delta = 1$, приложенного там, где нас интересует Q.

Пусть, например, требуется построить инфлюенту изгибающего момента посредине между опорами *3* и *4*. Прикладываем к основной системе (ряд разрезных балок) фиктивный груз $\theta = 1$ в этом сечении. Фиктивные реакции на опорах *3* и *4* будут 0,5 и 0,5. Следовательно, свободные члены в системе уравнения (13′) будут такие:

$$\theta_{1p} = \theta_{2p} = \theta_{5p} = \theta_{6p} = \theta_{7p} = 0;$$

$$\theta_{3p} = 0{,}5; \quad \theta_{4p} = 0{,}5.$$

Решив систему уравнений (13′), определим моменты $M_1 \ldots M_7$, которые и составляют загрузку основной системы, для которой нужно строить упругую линию. При этом построении обязательно надо принять во внимание фиктивный груз $\theta = 1$ по середине пролета *3 — 4*.

§ 22. Числовые примеры

Пример 1. Надстройка понтонного моста состоит из пяти параллельных балок, сечение которых усиливается скачками к середине моста, как показано на фиг. 311. Наименьший момент инерции пяти балок в первой половине пролета *0 — 1* равен: $I = 5 \cdot 0{,}002 = 0{,}01$ *м*^{4}; площадь ватерлинии понтона $F = 100$ *м*^{2}. Требуется выяснить работу моста под действием силы 1 *т* в шарнире *m* и построить инфлюентную линию опорного момента M_1.

Модуль упругости стали $E = 2{,}15 \cdot 10^7$ *т/м*^{2}. Объемный вес воды $\gamma = 1$ *т/м*^{3}.

Сперва вычисляем коэфициенты, не зависящие от нагрузки.

Податливость пловучих опор:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_3 = \frac{1}{\gamma F} = 10 \cdot 10^{-3};$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \frac{1}{\gamma\, 1{,}25\, F} = 8 \cdot 10^{-3}.$$

Эпюры гибкости балок *0 — 1* и *1 — 2* показаны на фиг. 311.

---

[1] θ и Δ прикладываются в направлении, противоположном M и Q.

НТБ ДНУЖТ

Пролет *0 — 1* (несимметричный):

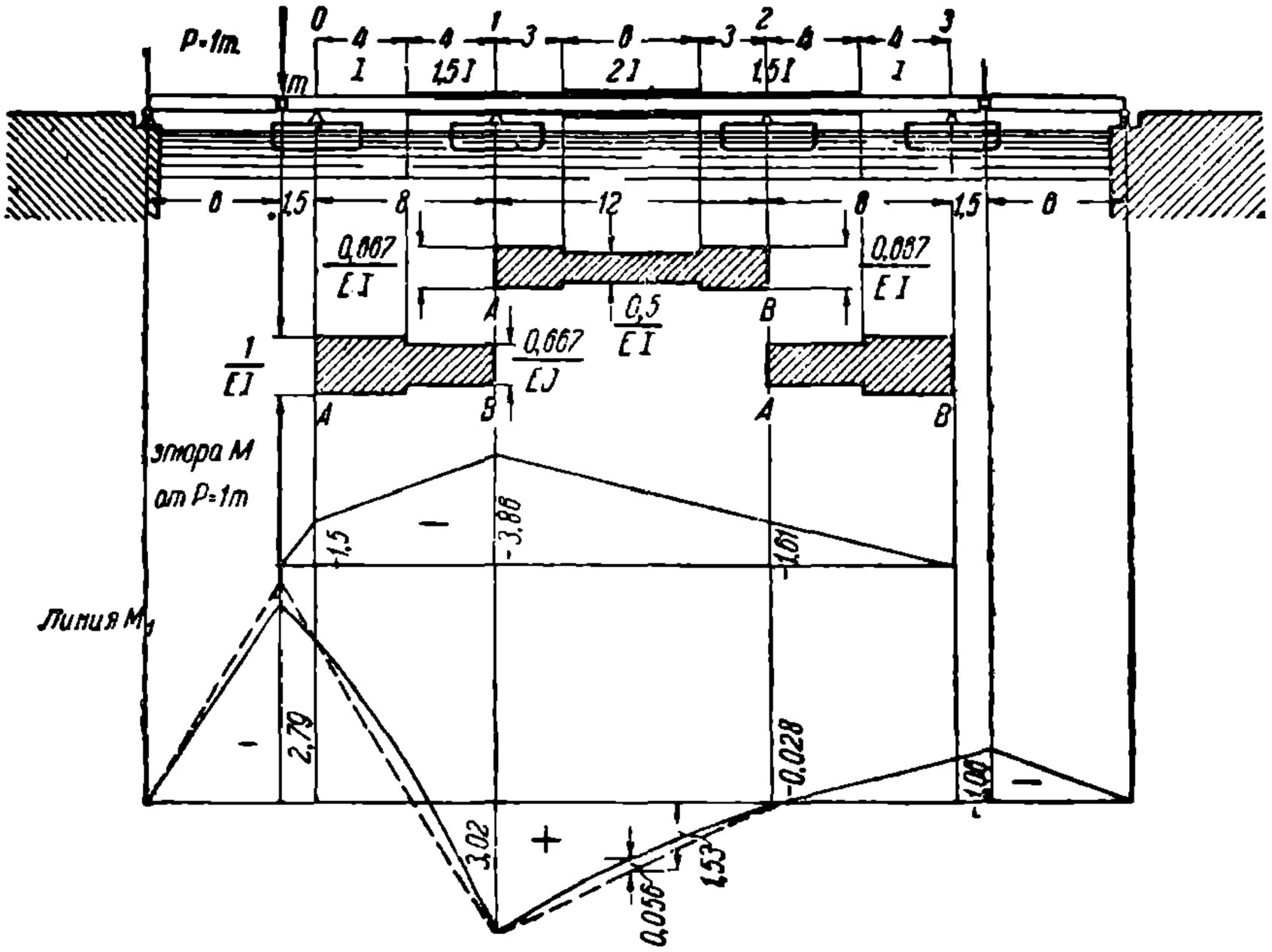
$$\frac{1}{l^2} J_A = \frac{1}{8{,}0^2 \cdot 2{,}15 \cdot 10 \cdot 0{,}01} \left(\frac{0{,}667 \cdot 8{,}0^3}{3} + \frac{0{,}333 \cdot 4{,}0^3}{3} \right) =$$

$$= 0{,}885 \cdot 10^{-5};$$

$$\frac{S_A}{l} = \frac{1}{8{,}0 \cdot 2{,}15 \cdot 10^7 \cdot 0{,}01} \left(\frac{0{,}667 \cdot 8{,}0^2 + 0{,}333 \cdot 4{,}0^2}{2} \right) = 1{,}395 \cdot 10^{-5};$$

$$\frac{1}{l^2} (S_A\, l - J_A) = 1{,}395 \cdot 10^3 - 0{,}885 \cdot 10^3 = 0{,}410 \cdot 10^{-5};$$

$$\frac{1}{l^2} J_B = \frac{1}{8{,}00^2 \cdot 2{,}15 \cdot 10^7 \cdot 0{,}01} \left(\frac{1{,}0 \cdot 8{,}0^{-5}}{3} - \frac{0{,}333 \cdot 4{,}0^{-5}}{3} \right) = 1{,}19 \cdot 10^{-5}.$$



Фиг. 311.

Пролет *1 — 2* (симметричный):

$$J = \frac{1}{12 \cdot 2{,}15 \cdot 10^7 \cdot 0{,}01} (0{,}667 \cdot 12{,}0^3 - 0{,}167 \cdot 6{,}0^3) = 43{,}2 \cdot 10^{-5};$$

$$F = \frac{1}{2{,}15 \cdot 10^7 \cdot 0{,}01} (0{,}667 \cdot 12{,}0 - 0{,}333 \cdot 6{,}0) = 2{,}79 \cdot 10^{-5};$$

$$\frac{1}{l^2} \left(J + \frac{Fl^2}{4} \right) = \frac{43{,}2 \cdot 10^{-5}}{12{,}0^2} + \frac{2{,}79 \cdot 10^{-5}}{4} = 1{,}00 \cdot 10^{-5};$$

$$\frac{1}{l^2} \left(\frac{Fl^2}{4} - J \right) = 0{,}70 \cdot 10^{-5} - 0{,}30 \cdot 10^{-5} = 0{,}40 \cdot 10^{-5}$$

Сила 1 *m* в начале консоли вызывает момент $M_0 = -1 \cdot 1{,}5 = -1{,}5$ *тм* и реакцию $A_0 = 1$ *т*. (часть реакции, зависящая от перегрузки, учитывается коэфициентом при M_0).

Первое уравнение для определения неизвестных моментов M_1 и M_2 после умножения на 10^7 будет

$$-1{,}5 \left\{ 0{,}410 - \left[\frac{10}{8^2} + \frac{8}{8} \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12} \right) \right] \right\} 10^2 +$$

$$+ M_1 \left\{ 0{,}885 + 1{,}00 + \left[\frac{10}{8^2} + 8 \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12} \right)^2 + \frac{8}{12^2} \right] \right\} 10^3 +$$

$$+ M_2 \left\{ 0{,}40 - \left[\frac{8}{12} \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12} \right) + \frac{8}{12} \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12} \right) \right] \right\} 10^2 =$$

$$= - \frac{1 \cdot 10 \cdot 10^2}{8}$$

НТБ ДНУЖТ

Отметим тотчас же, что члены зависящие от деформации балки, весьма малы по сравнению с членами, зависящими от осадки опор. После несложных преобразований получим

1) M_1 57,835 — $M_2$27,40 = — 179,00.

Второе уравнение отличается лишь переставленными коэфициентами при неизвестных и свободным членом $N_2 = 1{,}5\ \dfrac{8\cdot 10^2}{8{,}0\cdot 12{,}0} = 12{,}50$.

2) $-M_1 27{,}40 + M_2 57{,}835 = 12{,}50$.

Решая уравнения, найдем

$$M_1 = -3{,}86\ тм; \quad M_2 = -1{,}61\ тм.$$

Осадки понтонов

$$\delta_0 = 10\cdot 10^{-3}\left(1{,}00+\frac{-3{,}86+1{,}50}{8{,}0}\right) = 6{,}05\cdot 10^{-3}\ м;$$

$$\delta_1 = 8\cdot 10^{-3}\left(-\frac{-3{,}86+1{,}50}{8{,}0}+\frac{-1{,}61+3{,}86}{12{,}0}\right) = 4{,}66\cdot 10^{-3}\ м;$$

$$\delta_2 = 8\cdot 10^{-3}\left(-\frac{-1{,}61+3{,}86}{12{,}0}+\frac{1{,}61}{8{,}0}\right) = -0{,}104\cdot 10^{-3}\ м;$$

$$\delta_3 = 10\cdot 10^{-3}\left(-\frac{1{,}61}{8{,}0}\right) = -2{,}01\cdot 10^{-3}\ м.$$

Осадка шарнира m, если пренебречь деформацией изгиба балки, будет

$$\delta'_m = \left[6{,}05+\frac{1{,}5}{8{,}0}\left(6{,}05-4{,}66\right)\right]10^{-3} = 6{,}31\cdot 10^{-3}\ м.$$

Прогиб конца консоли

$$\delta''_m = M_0\frac{1}{l_2}J_B\ c + \frac{1\,c^3}{3\,EI} = 1{,}5^2\cdot 1{,}19\cdot 10^{-5} + \frac{1\cdot 1{,}5^3}{3\cdot 2{,}15\cdot 10^7\cdot 0{,}01} = 0{,}0321\cdot 10^{-3}.$$

Полная осадка шарнира m от силы 1 m

$$\delta_m = 6{,}31 + 0{,}03 = 6{,}34\cdot 10^{-3}$$

Разделив ординаты эпюры осадок на длину подвесной балки, получим инфлюентную линию уклона подвесной балки.

Для построения линии M_1 зачеркиваем в уравнениях свободные члены и подставляем $M_1 = 1$. Из уравнения (2) найдем

$$M_{21} = \frac{27{,}40}{51{,}835} = 0{,}474\ тм.$$

Затем из уравнения (1) получаем знаменатель инфлюентной линии:

$$\theta_{11} = (1\cdot 57{,}835 - 0{,}474\cdot 27{,}40)\,10^{-5} = 44{,}83\cdot 10^{-5}.$$

Определяем ординаты инфлюентной линии над опорами:

$$\eta_0 = -\frac{\delta_0}{\theta_{11}} = -\frac{M_1 F_0}{l_1} = -\frac{1\cdot 10\cdot 10^{-3}}{8{,}0\cdot 44{,}83\cdot 10^{-5}} = -2{,}79\ м;$$

$$\eta_1 = -\frac{\delta_1}{\theta_{11}} = -\frac{8{,}0\cdot 10^{-3}}{44{,}83\cdot 10^{-5}}\left(-\frac{1}{8{,}0}+\frac{0{,}474-1}{12{,}0}\right) = 3{,}02\ м;$$

$$\eta_2 = -\frac{\delta_2}{\theta_{11}} = -\frac{8{,}0\cdot 10^{-3}}{44{,}83\cdot 10^{-5}}\left(-\frac{0{,}474-1}{12}+\frac{-0{,}474}{8}\right) = 0{,}028\ м;$$

$$\eta_3 = -\frac{\delta_3}{\theta_{11}} = -\frac{10{,}0\cdot 10^{-3}}{44{,}83\cdot 10^{-5}}\left(\frac{0{,}474}{8{,}0}\right) = -1{,}06\ м.$$

Ординаты инфлюентной линии между опорами получим, вписывая поделенные на θ_{11} эпюры прогибов разрезных балочек, нагруженных по концам определенными выше моментами. Так как ординаты от изгиба малы по сравнению с ординатами от осадок опор, то достаточно определить по одной ординате по середине пролета каждой балочки, а также ординату на конце консоли.

Ограничимся вычислением дополнительной ординаты по середине более длинного пролета *1 — 2*. Легко сообразить, что прогиб по середине симметричной балки от трапецоидальной эпюры моментов с концевыми ординатами M_A и M_B совпадает с прогибом от прямоугольной эпюры высотой

$$M_{ср} = \frac{M_A + M_B}{2}.$$

НТБ ДНУЖТ

Вычислим прогиб, пользуясь интегралом Мора. Фиктивное состояние получим, нагрузив балку силой $P = 1$ по середине пролета. Изгибающий момент на расстоянии x от левой опоры

$$\overline{M} = \frac{1}{2}x.$$

Искомый прогиб

$$\delta'_{ор} = 2\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{M_{ср}\overline{M}dx}{EI} = 2M_{ср}\int_0^{\frac{l}{2}} \frac{xdx}{2EI} = M_{ср}\,S'_A,$$

где S'_A — статический момент полуплощади эпюры гибкостей относительно ближайшей опоры.

В данном случае:

$$M_{ср} = \frac{1 + 0{,}474}{2} = 0{,}737\ тм;$$

$$S'_A = \frac{0{,}667 \cdot 3 \cdot 1{,}5 + 0{,}5 \cdot 3 \quad 4{,}5}{2{,}15 \cdot 10^7 \cdot 0{,}01} = 4{,}53 \cdot 10^{-5};$$

$$\delta'_{ср} = -0{,}737 \cdot 4{,}53 \cdot 10^{-5} = 3{,}34 \cdot 10^{-5}.$$

Дополнительная ордината инфлюентной линии

$$\zeta_{ср} = \frac{\delta'_{ср}}{\theta_{11}} = -\frac{3{,}34 \cdot 10{-}5}{44{,}83 \cdot 10^{-5}} = -0{,}075м.$$

Средняя ордината ломаной

$$\frac{3{,}02 + 0{,}028}{2} = 1{,}53\ м.$$

Следовательно, дополнительная ордината составляет всего 5% от основной. Ординатами от изгиба балки можно было бы пренебречь по сравнению с ординатами от осадки опор.

Инфлюентная линия M_2 ввиду симметрии представляет собой зеркальное изображение линии M_1. Имея линии M_1 и M_2 по известным правилам для неразрезных балок, определим линии моментов и поперечных сил в промежуточных сечениях, а также линии реакций понтонов[1].

Рассмотрим тот же мост, предполагая надстройку абсолютно жесткой. В уравнениях следует положить члены, зависящие от деформации балки, равными нолю и решить уравнения обычным порядком. Однако результат может быть получен значительно быстрее, если воспользоваться общим методом расчета жесткой плавающей балки, считая ватерлинию подразделенной на отдельные сосредоточенные площади.

Полная площадь ватерлинии

$$F = 100 + 125 + 125 + 100 = 450\ м^2.$$

Момент инерции относительно середины

$$I = 2\ (100 \cdot 14^2 + 125 \cdot 6^2) = 48\,200\ м^4.$$

Нагрузка — сила $P = 1$ в шарнире m.

Реакции понтонов, равные осадке, умноженной на площадь ватерлинии (принимая $\gamma = 1$):

$$A_0 = 100\left(\frac{1}{450} + \frac{14{,}0 \cdot 15{,}50}{48\,200}\right) = 0{,}671\ m;$$

$$A_1 = 125\left(\frac{1}{450} + \frac{6{,}0 \cdot 15{,}50}{48\,200}\right) = 0{,}457\ m;$$

$$A_2 = 125\left(\frac{1}{450} - \frac{6.0 \cdot 15{,}50}{48\,200}\right) = 0{,}071\ m;$$

$$A_3 = 100\left(\frac{1}{450} - \frac{14{,}0 \cdot 15{,}50}{48\,200}\right) = -0{,}229\ m.$$

Опорные моменты

$$M_0 = -1{,}5\ тм;$$

$$M_1 = 1{,}0 \cdot 9{,}5 - 0{,}671 \cdot 8{,}0 = 4{,}13\ (3{,}86)\ тм;$$

$$M_2 = -0{,}229 \cdot 8{,}0 = 1{,}83\ (1{,}61)\ тм.$$

В скобках написаны значения моментов, полученные выше по точному способу с учетом деформации надстройки.

[1] Построение этих линий разобрано в примере 2.

НТБ ДНУЖТ

Подсчитаем ординаты инфлюентной линии M_1:

$$\eta_0 = 100\left(\frac{1}{450} + \frac{14{,}0^2}{48\,200}\right)8{,}0 - 1{,}0\cdot 8{,}0 = -2{,}98\ (-2{,}79)\ м;$$

$$\eta_1 = 100\left(\frac{1}{450} + \frac{6{,}0\cdot 14{,}0}{48\,200}\right)8{,}0 = 3{,}17\ (3{,}02)\ м;$$

$$\eta_2 = 100\left(\frac{1}{450} - \frac{6{,}0\cdot 14{,}0}{48\,200}\right)8{,}0 = 0{,}384\ (0{,}028)\ м;$$

$$\eta_3 = 100\left(\frac{1}{450} - \frac{14{,}0^2}{48\,200}\right)8{,}0 = -1{,}39\ (-1{,}06)\ м.$$

Сопоставляя результаты точного и приближенного расчетов, мы видим, что в данном случае относительно короткой и жесткой неразрезных балок пользование приближенным способом не ведет к значительной погрешности. Поэтому при небольшом количестве понтонов предварительный расчет следует вести в предположении абсолютно жесткой надстройки. Иначе обстоит дело в случае большого числа понтонов, например 6—8. Здесь уже нельзя пренебрегать гибкостью надстройки. Для весьма длинной неразрезной балки возможны значительные упрощения, основанные на том, что действие местной нагрузки постепенно затухает и отражается лишь на сравнительно коротком участке моста.

Пример 2. Подробности расчета при постоянном сечении проследим на примере семипролетного пешеходного мостика[1]. Ширина между перилами 6,0 *м*. Пролетное строение образовано четырьмя неразрезными клепаными балками. Проезжая часть деревянная. Все пролеты по 12 *м*.

Момент инерции брутто четырех прогонов $I = 4 \cdot 315\,260\ см^2 = 0{,}0126\ м^4$.

Модуль упругости $E = 2 \cdot 15 \cdot 10^7\ т/м^2$.

Площадь ватерлинии понтона $F = 100\ м^2$.

Плотность воды $\gamma = 1\ т/м^3$.

Типовое уравнение для регулярной балки имеет вид (см. формулу 12):

$$\alpha M_{n-2} + (1-4\alpha)M_{n-1} + M_n(4+6\alpha) + (1-4\alpha)M_{n+1} + \alpha M_{n+2} = N_n,$$

причем N_n представляет собой взятую с обратным знаком величину естественного свободного члена — угла взаимного поворота над опорой n для основной системы, увеличенную в $\frac{6EI}{l}$ раз, т. е. $N_n = -\frac{6EI}{l}\ \theta_n^0$.

Величина α по формуле (13) § 20:

$$\alpha = \frac{6EI}{\gamma F l^3} = \frac{6\cdot 2{,}15\cdot 10^7\ \ 126\cdot 10^{-4}}{1{,}0\cdot 100\cdot 12{,}0^3} = 9{,}4;$$

$$1-4\alpha = -36{,}6;\quad 4+6\alpha = 60{,}4.$$

Система основных уравнений:

$$\begin{aligned}
&1)\quad 60{,}4M_1 - 36{,}6M_2 + 9{,}4M_3 = N_1;\\
&2)\quad 36{,}6M_1 + 60{,}4M_2 - 36{,}6M_3 + 9{,}4M_4 = N_2;\\
&3)\quad 9{,}4M_1 - 36{,}6M_2 + 60{,}4M_3 - 36{,}6M_4 + 9{,}4M_5 = N_3;\\
&4)\quad 9{,}4M_2 - 36{,}6M_3 + 60{,}4M_4 - 36{,}6M_5 + 9{,}4M_6 = N_4;\\
&5)\quad 9{,}4M_3 - 36{,}6M_4 + 60{,}4M_5 - 36{,}6M_6 = N_5;\\
&6)\quad 9{,}4M_4 - 36{,}6M_5 + 60{,}4M_6 = N_6.
\end{aligned}$$

Для построения инфлюентных линий определим числа влияния. Ввиду симметрии достаточно решить систему только три раза, полагая последовательно $N_1 = 1$, $N_2 = 1$, $N_3 = 1$, а все остальные N равными нолю[2]. Результат решения дан в табл. 62.

Таблица 62

Числа влияния

i \ k	1	2	3	4	5	6
1	0,03004	0,02575	0,01360	0,00449	0,00029	0,000053
2	—	0,05210	0,03742	0,01753	0,00498	0,00029
3	—	—	0,05826	0,03941	0,01753	0,00449

[1] См. Мюллер-Breслау, Графическая статика сооружения, ч. II, вторая половина § 12.

[2] Об упрощениях при определении чисел влияния было сказано в § 20.

НТБ ДНУЖТ

Полученные числа влияния по сравнению с «естественными» являются, очевидно, уменьшенными в $-\frac{6EI}{l}$ раз. Следовательно, для получения инфлюенты, например M_2, необходимо загрузить основную систему опорными моментами, равными числам влияния из второй строки приведенной выше таблицы, и построить упругую линию. Ординаты ее необходимо затем умножить на $-\frac{6EI}{l}$. Сперва находим опорные ординаты наших инфлюент — эпюр прогибов (фиг. 312). Общая формула (5) для случая равных пролетов и податливостей принимает вид:

$$\delta_n = \frac{\varepsilon}{l}(M_{n-1} - 2M_n + M_{n+1}).$$

Заменяя M через β, умножая правую часть на $-\frac{6EI}{l}$ и принимая во внимание формулу (13), получим для опорных ординат инфлюентных линий следующую общую формулу:

$$\eta_{in} = \alpha l(-\beta_{i,\,n-1} + 2\beta_{in} - \beta_{i,\,n+1}).$$

Первый индекс показывает номер опорного момента, для которого строится инфлюента, второй — номер опорной ординаты.

Имеем $\alpha l = 9{,}4 \cdot 12{,}0 = 113$.

Линия M_1:

$\eta_{10} = 113(\quad -0{,}03004) = -3{,}39$ *м*;

$\eta_{11} = 113(\quad +2\cdot 0{,}03004 - 0{,}02575) = +3{,}88$ *м*;

$\eta_{12} = 113(-0{,}03004 + 2\cdot 0{,}02575 - 0{,}01360) = +0{,}89$ *м*;

$\eta_{13} = 113(-0{,}02575 + 2\cdot 0{,}01360 - 0{,}00449) = -0{,}34$ *м*;

$\eta_{14} = 113(-0{,}01360 + 2\cdot 0{,}00449 - 0{,}00029) = -0{,}55$ *м*;

$\eta_{15} = 113(-0{,}00449 + 2\cdot 0{,}00029 + 0{,}00053) = -0{,}38$ *м*;

$\eta_{16} = 113(-0{,}00029 - 2\cdot 0{,}00053) = -0{,}15$ *м*;

$\eta_{17} = 113(+0{,}00053) = +0{,}06$ *м*.

Линия M_2:

$\eta_{20} = 113(\quad -0{,}02575) = -2{,}91$ *м*;

$\eta_{21} = 113(\quad +2\cdot 0{,}02575 - 0{,}05210) = -0{,}07$ *м*;

$\eta_{22} = 113(-0{,}02575 + 2\cdot 0{,}05210 - 0{,}03742) = +4{,}64$ *м*;

$\eta_{23} = 113(-0{,}05210 + 2\cdot 0{,}03742 - 0{,}01753) = +0{,}59$ *м*;

$\eta_{24} = 113(-0{,}03742 + 2\cdot 0{,}01753 - 0{,}00498) = -0{,}83$ *м*;

$\eta_{25} = 113(-0{,}01753 + 2\cdot 0{,}00498 - 0{,}00029) = -0{,}89$ *м*;

$\eta_{26} = 113(-0{,}00498 + 2\cdot 0{,}00029) = -0{,}50$ *м*;

$\eta_{27} = 113(-0{,}00029) = -0{,}03$ *м*.

Линия M_3:

$\eta_{30} = 113(\quad -0{,}01360) = -1{,}54$ *м*;

$\eta_{31} = 113(\quad +2\ \ 0{,}01360 - 0{,}03742) = -1{,}15$ *м*;

$\eta_{32} = 113(-0{,}01360 + 2\cdot 0{,}03742 - 0{,}05826) = +0{,}34$ *м*;

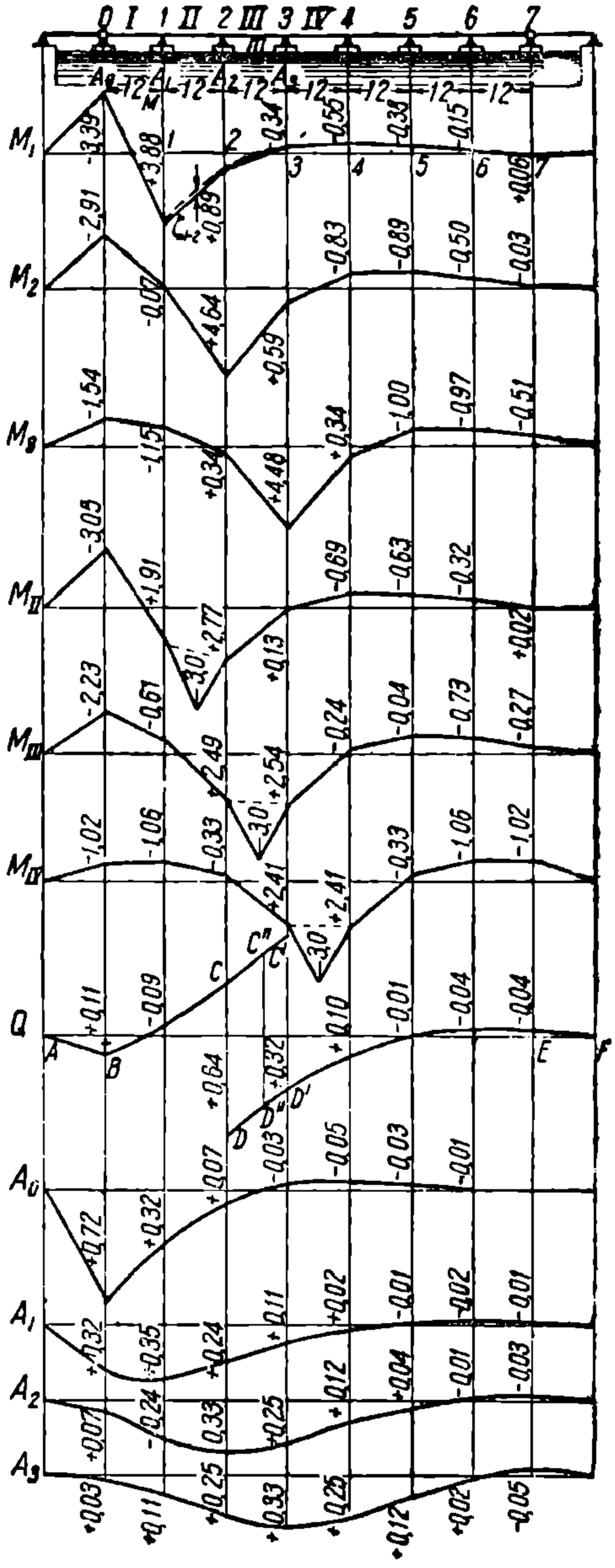
$\eta_{33} = 113(-0{,}03742 + 2\cdot 0{,}05826 - 0{,}03941) = +4{,}48$ *м*;

$\eta_{34} = 113(-0{,}05826 + 2\cdot 0{,}03941 - 0{,}01753) = +0{,}34$ *м*;

$\eta_{35} = 113(-0{,}03941 + 2\cdot 0{,}01753 - 0{,}00449) = -1{,}00$ *м*;

$\eta_{36} = 113(-0{,}01753 + 2\cdot 0{,}00449) = -0{,}97$ *м*;

$\eta_{37} = 113(-0{,}00449) = -0{,}51$ *м*.



Фиг. 312.

К ординатам ломаной линии, определяемой отрезками η, следует добавить ординаты ζ от изгиба.

Общая формула для прогиба балок от опорных моментов:

$$\delta = \frac{M_{n-1}\,l^2}{6EI}\left(\frac{z'}{l} - \frac{z'^3}{l^3}\right) + \frac{M_n\,l^2}{6EI}\left(\frac{z}{l} + \frac{z^3}{l^3}\right). \qquad (16)$$

НТБ ДНУЖТ

Заменяя M_{n-1} на $\beta_{i,\,n-1}$ и M_n на β_{in} и умножая правую часть на $-\frac{6EI}{l}$, получим

$$\zeta = -\left[\beta_{i,\,n-1}\left(\frac{z'}{l}-\frac{z'^3}{l^3}\right)+\beta_{i,\,n}\left(\frac{z}{l}-\frac{z^3}{l^3}\right)\right]l. \qquad (17)$$

Эти дополнительные ординаты при $\alpha = 9{,}4$ настолько малы[1], что вполне достаточно подсчитать только среднюю в каждом пролете, причем выражение в круглых скобках равно

$$\frac{3}{8} = 0{,}375.$$

Поэтому

$$\zeta = -12{,}0 \cdot 0{,}375\,(\beta_{i,\,n-1}+\beta_{in}).$$

Так, например, для момента M_1 находим:

$$\zeta_{11} = -4{,}5\,(\qquad\qquad + 0{,}03004) = -0{,}14\ м;$$

$$\zeta_{12} = -4{,}5\,(+0{,}03004 + 0{,}02575) = -0{,}25\ м;$$

$$\zeta_{13} = -4{,}5\,(+0{,}02575 + 0{,}01360) = -0{,}18\ м;$$

$$\zeta_{14} = -4{,}5\,(+0{,}01360 + 0{,}00449) = -0{,}08\ м;$$

$$\zeta_{15} = -4{,}5\,(+0{,}00449 + 0{,}00029) = -0{,}02\ м;$$

$$\zeta_{16} = -4{,}5\,(+0{,}00029 - 0{,}00053) = \quad 0{,}00\ м;$$

$$\zeta_{17} = -4{,}5\,(-0{,}00053) \qquad\qquad = \quad 0{,}00\ м.$$

Аналогично найдем для линий M_2 и M_3 такие значения дополнительных ординат:

$$\zeta_2 = -0{,}12;\ -0{,}35;\ -0{,}40;\ -0{,}25;\ -0{,}10;\ -0{,}03;\quad 0{,}00;$$

$$\zeta_3 = -0{,}06;\ -0{,}23;\ -0{,}43;\ -0{,}43;\ -0{,}26;\ -0{,}10;\ -0{,}02.$$

Ординаты инфлюентной линии момента в промежуточном сечении пролета $n-1, n$ получим по формуле

$$M = M^0 + \frac{M_{n-1}\,z'}{l_n} + \frac{M_n\,z}{l_n}$$

Здесь M^0 — ординаты инфлюентной линии момента разрезной балки, M_{n-1} и M_n — ординаты линий опорных моментов и z' и z—расстояния рассматриваемого сечения соответственно от правой и левой опоры. В данном случае можно ограничиться построением инфлюентных линий по середине каждого пролета

$$M = M^0 + \frac{M_{n-1}+M_n}{2}.$$

Линия M^0 представляет собой треугольник с высотой $\frac{l}{4} = 3{,}00\ м$.

На фиг. 312 даны линии M_{II}, M_{III} и M_{IV}, причем ввиду незначительного влияния дополнительных ординат последние в расчет не принимаются и определены лишь главная ордината и ордината над опорами.

Линии поперечных сил получаются по формуле

$$Q = Q^0 + \frac{M_n - M_{n-1}}{l}.$$

На фиг. 312 дана линия Q для сечения непосредственно вправо от опоры *2*: *ABCDEF*. При построении этой линии, так же как и для линий моментов, в промежуточных сечениях пользуемся только опорными ординатами линий M_2 и M_3.

Когда груз находится в точке *2*, величина $Q_2^0 = 1{,}00$, а для всех остальных точек $Q^0 = 0$. Полученные ординаты надо соединить прямыми или слегка изогнутыми плавными кривыми линиями. На протяжении подвесных прогонов инфлюентные линии, разумеется, имеют вид прямых. Линия Q непосредственно влево от опоры *3* имеет вид *ABC'D'EF*. Вертикальное расстояние между линиями *CC'* и *DD'* на всем протяжении равно единице. Линия поперечной силы в любом сечении между опорами *2* и *3* может быть получена путем проведения вертикальной прямой, например для точки *m* получим линию *ABC''D''EF*.

---

[1] При $\alpha = 0{,}1$ дополнительные ординаты будут уже одного порядка с основными и приходится производить подсчет их через $0{,}1l$. Этот случай соответствует балке на сравнительно жестких опорах.

НТБ ДНУЖТ

Инфлюентные линии реакции понтонов. Реакции опор выражаются через реакции разрезных балок и опорные моменты следующим образом:

$$A_0 = A_0^\circ + \frac{M_1}{l};$$

$$A_1 = A_1^\circ + \frac{M_2 - 2M_1}{l};$$

$$A_2 = A_2^\circ + \frac{M_1 - 2M_2 + M_3}{l};$$

$$A_3 = A_3^\circ = \frac{M_2 - 2M_3 + M_4}{l}.$$

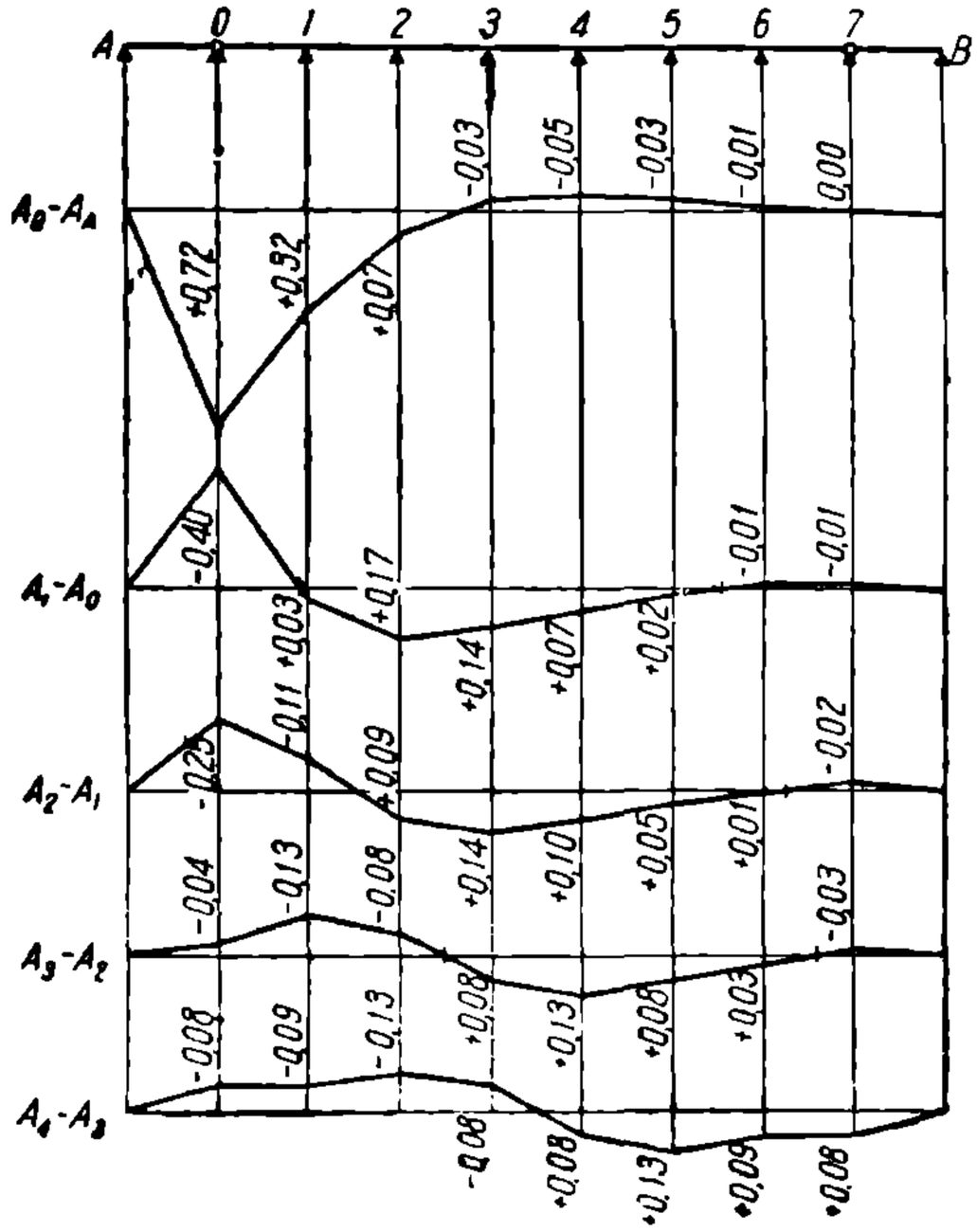
Линии A^0 имеют вид треугольника длиной $2l$ при высоте, равной единице. На фиг. 313 показаны линии реакций для всех понтонов.

Инфлюентные линии разностей реакций понтонов (фиг. 313). Назначение этих линий выяснить наибольший продольный уклон проезжей части при невыгодном расположении временной нагрузки. Линии получены путем непосредственного вычитания ординат линий реакции. Ординаты линии A_A приняты равными нолю, ввиду того что опора A неподвижна в вертикальном направлении.

Уклон найдем, поделив разность реакций на

$$\gamma Fl = 1{,}0 \cdot 100 \cdot 12{,}0 = 1\,200.$$

Поверка напряжений. Для расчета моментов от постоянной нагрузки по инфлюентным линиям пришлось бы определить суммы площадей положительных и отрицательных участков инфлюентных линий. Так как площади разного знака по абсолютной величине отличаются незначительно и, следовательно, ошибка в определении $\Sigma\omega$ может быть большой, то лучше найти моменты от постоянной нагрузки, решив систему уравнений. При этом можно считать, что опорные точки лежат на одной прямой, так как при сборке моста путем придания строительного подъема или подклинивания опор это условие будет выполнено. Моменты определяются, как для балки на жестких опорах, по теореме трех моментов. В данном случае при равных пролетах и постоянной жесткости и принимая во внимание симметрию ($M_3 = M_4$, $M_2 = M_5$, $M_1 = M_6$) получим такие уравнения:



Фиг. 313.

$$4M_1 + M_2 = -\frac{pl^2}{2};$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = -\frac{pl^2}{2};$$

$$M_2 + 5M_3 = -\frac{pl^2}{2}.$$

Решая уравнения, найдем:

$$M_1 = -\frac{15}{142} pl^2 = -15{,}2\,p;$$

$$M_2 = -\frac{11}{142} pl^2 = -11{,}2\,p;$$

$$M_3 = -\frac{12}{142} pl^2 = -12{,}2\,p.$$

Реакции понтонов от постоянной нагрузки:

$$A_0 = pl + \frac{M_1}{l} = 10{,}7\,p;$$

$$A_1 = pl + \frac{M_2 - 2M_1}{l} = 13{,}6\,p;$$

$$A_2 = pl + \frac{M_1 - 2M_2 + M_3}{l} = 11{,}6\,p;$$

$$A_3 = pl + \frac{M_2 - M_3}{l} = 12{,}1\,p.$$

НТБ ДНУЖТ

Наибольшую положительную площадь имеет линия влияния момента M_{III} по середине пролета *2 — 3*:

$$+\omega = 74\ м.$$

Изгибающий момент в этом сечении от собственного веса

$$M_p = \frac{pl^2}{8} + \frac{M_2 + M_3}{2} = 6{,}3\ p.$$

Расчетный момент (на четыре балки)

$$M_{max} = 74\ q + 6{,}3\ p = 74 \cdot 2{,}7 + 6{,}3 \cdot 1{,}8 = 211\ тм = 21\,100\,000\ кгсм.$$

Момент сопротивления сечения одной балки

$$W_{net} = 5\,990\ см^3.$$

Нормальное напряжение при изгибе

$$\eta_{max} = \frac{M_{max}}{W_{net}} = \frac{21\,100\,000}{4 \cdot 5\,990} = 880\ кг/см^2.$$

Расчет осадок и уклонов. Площади положительных участков линий влияния реакций понтонов равны:

$$\omega_0 = 13{,}0; \quad \omega_1 = 12{,}50; \quad \omega_2 = 12{,}50; \quad \omega_3 = 13{,}20.$$

Наибольшую осадку от временной нагрузки дает понтон *3*, $\omega = 13{,}20$. Осадка этого понтона

$$\delta_3 = \frac{A_3}{\gamma F} = \frac{13{,}20 \cdot 2{,}7}{1{,}0 \cdot 100} = 0{,}36\ м.$$

По линиям влияния разностей давления на понтоны находим наибольший уклон сопрягающего мостика *0 — A* ($\omega = 13{,}19$)

$$i_{max} = \frac{2{,}9 \cdot 13{,}0}{1{,}0 \cdot 100 \cdot 12} = 0{,}0295 \approx 3\%.$$

Уклон пролета *0 — 1* ($\omega = 4{,}66$)

$$i = \frac{2{,}7 \cdot 4{,}66}{1{,}0 \cdot 100 \cdot 12} = 0{,}0105 \approx 1\%.$$

Если бы над всеми понтонами балка имела шарниры, то мы нашли бы:
а) уклон сопрягающего мостика *A — 0*

$$i_{max} = \frac{2{,}7 \cdot 12}{1{,}0 \cdot 100 \cdot 12} = 2{,}7\% < 3\%;$$

б) уклон любого пролета

$$i = \frac{2{,}7 \cdot 0{,}75 \cdot 12}{1{,}0 \cdot 100 \cdot 12} = 2{,}02\% > 1\%.$$

Приведенный пример подчеркивает невыгодность применения многопролетной неразрезной балки для наплавного моста при распределенной нагрузке. При разрезной системе наибольший момент будет

$$M_{max} = \frac{(p+q)\,l^2}{8} = 18\ p + 18\ q = 18 \cdot 27 + 18 \cdot 2{,}8 = 99\ тм,$$

т. е. значительно меньше, чем найденный нами для неразрезной балки расчетный момент 211 *тм*.

§ 23. Расчет регулярной неразрезной балки на пловучих опорах по методу начальных параметров [1]

Вывод общей формулы для прогиба. Неразрезную балку постоянного сечения с одинаковыми пролетами и одинаковой податливостью пловучих опор условимся называть регулярной. При этом концы балки *A* и *B* могут быть закреплены как угодно: например, оперты на жесткие или упругие опоры, заделаны и т. п. Реакции промежу-

[1] Способ в несколько суженной трактовке был предложен В. В. Григорьевым (см. «Расчет рельсового пути», Труды НТК НКПС, № 85 и 105, а также «Расчет неразрезных наплавных мостов» в «Вестнике ВИА РККА», сборник по строительной механике № 1, 1934). Общая теория дана автором в работе «О расчете многопролетных упруго опертых балок», Труды ЦАГИ, № 247, 1936, где рассмотрены также балки переменного сечения с упругими опорами различных типов и различные варианты метода.

НТБ ДНУЖТ

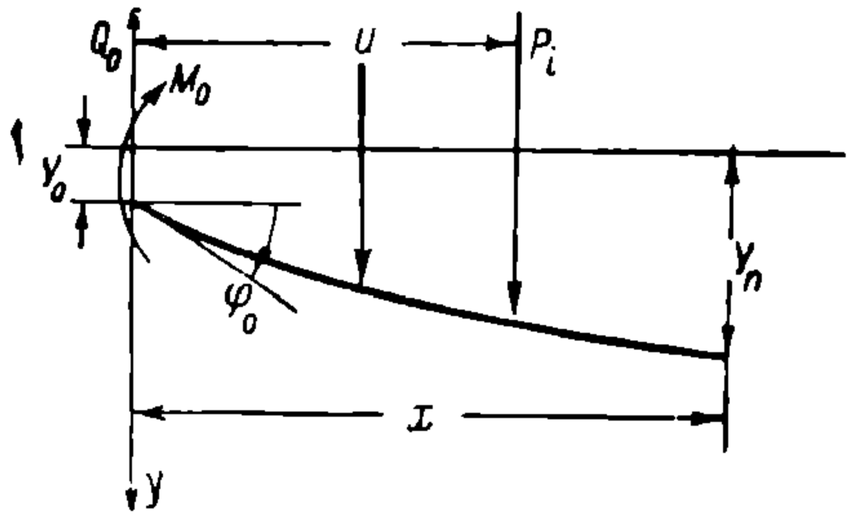
точных опор будем обозначать буквой Y и считать положительными, когда они действуют на балку снизу вверх, т. е. противоположно положительным силам P. Связь между реакцией Y_i и осадкой опоры [1] y_i выражается равенством

$$Y_i = \varkappa_i y_i. \tag{18}$$

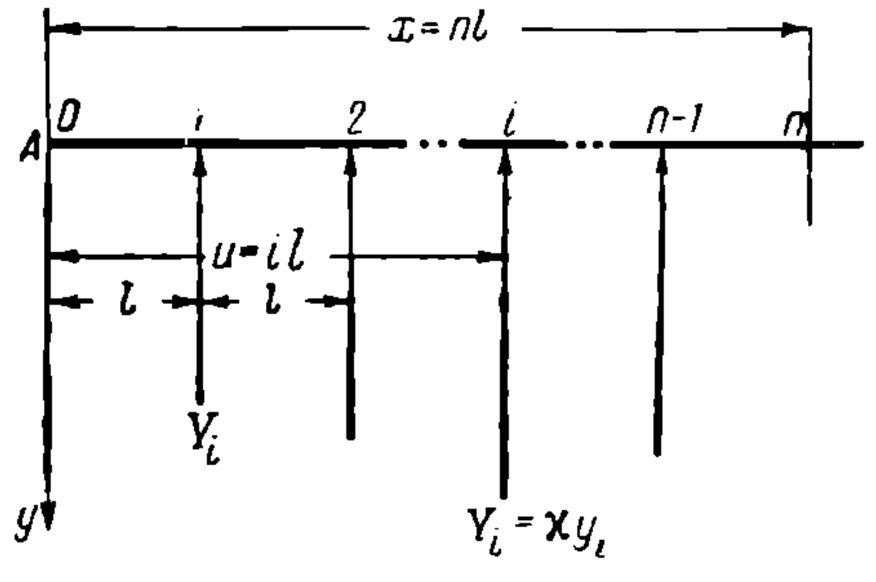
Величину $\varkappa$ будем называть отпорностью, или жесткостью, опоры. Отпорность равна числу тонн, развиваемых опорой при осадке на 1 *м*, измеряется в *т/м* или *кг/см* и представляет собой, очевидно, величину, обратную податливости ε. Через площадь ватерлинии и плотность воды отпорность выражается так:

$$\varkappa_i = \gamma F_i. \tag{19}$$

Поместим начало координат на бесконечно малом расстоянии справа от опоры A и обозначим соответственно через y_0, φ_0, M_0, Q_0 прогиб, угол поворота, изгибающий момент и поперечную силу в этом сечении (величины их нам пока не известны). Знак плюс приписываем прогибу, направленному вниз, углу поворота по часовой стрелке, моменту, вращающему впереди лежащую часть по часовой стрелке, и поперечной силе, действующей на правое сечение снизу вверх.



Фиг. 314.



Фиг. 315.

Поставим себе задачей вывести общую формулу для прогиба y_n в функции y_0, φ_0, M_0 и Q_0 при условии, что на участке $0 - n$ внешняя нагрузка отсутствует. Для этого предположим, что упругих опор нет, но зато балка загружена сосредоточенными силами P. В таком случае, обозначая через x расстояние от начала до опоры n и через u абсциссы сил P, будем иметь следующее выражение для прогиба, хорошо известное из теории расчета обыкновенной балки по методу начальных параметров [2]:

$$y_n = y_0 + \varphi_0 x - M_0 \frac{x^2}{2EI} - Q_0 \frac{x^3}{6EI} + \sum_0^x P_i \frac{(x-u_i)^3}{6EI}. \tag{20}$$

Предположим далее, что сосредоточенные силы P как раз и есть реакции упругих опор. Подставим в формулу (20)

$$P_i = -Y_i = -\varkappa y_i.$$

Кроме того, заменим x через nl и u через il, где n — число пролетов (номер опоры) от начала до опоры n; i — то же от начала до опоры i (фиг. 315).

Введем также обозначение

$$\frac{\varkappa l^3}{6EI} = c \tag{21}$$

$\left(\text{величина } c, \text{ очевидно, равна } \frac{1}{\alpha}, \text{ см. § 20}\right)$.

Тогда формула (20) примет вид:

$$y_n = y_0 + \varphi_0\, nl - M_0 \frac{n^2 l^2}{2EI} - Q_0 \frac{n^3 l^3}{6EI} - c \sum_{i=1}^{n-1} y_i (n-i)^3. \tag{20'}$$

---

[1] Обозначение δ заменено на y в соответствии с обычно применяемым для обозначения прогиба балки.

[2] А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, § 2, уравнение (28′).

НТБ ДНУКТ

Эта формула является рекурентной. Она позволяет получить y_n, когда уже известны y_1, y_2 y_3, . . . y_{n-2}, y_{n-1}.

Формуле (20′) можно придать такой вид:

$$y_n = y_0 A_n + \varphi_0 B_n - M_0 C_n - Q_0 D_n, \qquad (20'')$$

где коэфициенты A, B, C, D будут вычисляться по рекурентным формулам. Заменим в формуле (20″) n через i и подставим значение y_i в формулу (20′). Мы получим:

$$y_n = y_0 + \varphi_0 nl - M_0 \frac{n^2 l^2}{2EI} - Q \frac{n^3 l^3}{6EI} -$$

$$- cy_0 \sum_{i=1}^{n-1} A_i (n-i)^3 - c\varphi_0 \sum_{i=1}^{n-1} B_i (n-i)^3 + cM_0 \sum_{i=1}^{n-1} C_i (n-1)^3 + cQ_0 \sum_{i=1}^{n-1} D_i (n-i)^3.$$

Делая приведение подобных членов, содержащих множителями начальные параметры y_0, φ_0, M_0 и Q_0, получим для A_n, B_n, C_n, D_n такие выражения:

$$\left.\begin{aligned} A_n &= 1 - c \sum_{i=1}^{n-1} A_i (n-i)^3; \\ B_n &= nl - c \sum_{i=1}^{n-1} B_i (n-i)^3; \\ C_n &= \frac{n^2 l^2}{2EI} - c \sum_{i=1}^{n-1} C_i (n-i)^3; \\ D_n &= \frac{n^3 l^3}{6EI} - c \sum_{i=1}^{n-1} D_i (n-i)^3. \end{aligned}\right\} \qquad (22)$$

Покажем, каким образом рекурентные формулы (22) превращаются в замкнутые выражения. Сопоставляя формулы (20′) и (20″), мы видим, что

$$A_1 = 1;\ B_1 = l;\ C_1 = \frac{l^2}{2EI};\ D_1 = \frac{l^3}{6EI}.$$

Начнем с формулы для A_n. Сперва вычисляем A_2:

$$A_2 = 1 - c \quad 1 \quad 1^3 = 1 - c.$$

Имея A_1 и A_2, находим A_3:

$$A_3 = 1 - c \quad 1 \quad 2^3 - c\,(1-c) \quad 1^3 = 1 - 9c + c^2.$$

Этот процесс может быть продолжен и дальше; поступая таким образом, мы найдем:

$A_0 = 1$		1
$A_1 = 1$		1
$A_2 = 1 - c$	[отвлеченное число]	0,90
$A_3 = 1 - 9c + c^2$		0,11
$A_4 = 1 - 36c + 17c^2 - c^3$		— 2,431
$A_5 = 1 - 100c + 135c - 25c^3 + c^4$		— 7,6749
$A_6 = 1 - 225c + 695c^2 - 298c^3 + 33c^4 - c^5$		— 14,84471

(23)

Справа от вертикальной черты даны величины функций для конкретного значения $c = 0{,}1$. При помощи рекурентной формулы (22) можно продолжить таблицу. Аналогично из второй строки формулы (22) находим значения B.

$B_0 = 0$		0
$B_1 = l$		l
$B_2 = l(2 - c)$		1,9 l
$B_3 = l(3 - 10c + c^2)$	[см]	2,01l
$B_4 = l(4 - 46c + 18c^2 - c^3)$		— 0,421l
$B_5 = l(5 - 146c + 153c^2 - 26c^3 + c^4)$		—8,0959 l
$B_6 = l(6 - 371c + 848c^2 - 324c^3 + 34c^4 - c^5)$		— 22,94061 l

(24)

НТБ ДНУЖТ

Точно так же

$$
\begin{aligned}
C_0 &= 0 && 0\\
C_1 &= \frac{l^2}{2EI} && \frac{l^2}{2EI}\\
C_2 &= \frac{l^2}{2EI}(4-c) && 3{,}9\,\frac{l^2}{2EI}\\
C_3 &= \frac{l^2}{2EI}(9-12c+c^2) \qquad [1/кг] && 7{,}81\,\frac{l^2}{2EI}\\
C_4 &= \frac{l^2}{2EI}(16-68c+20c^2-c^3) && 9{,}399\,\frac{l^2}{2EI}\\
C_5 &= \frac{l^2}{2EI}(25-260c+191c^2-28c^3+c^4) && 0{,}8819\,\frac{l^2}{2EI}\\
C_6 &= \frac{l^2}{2EI}(36-777c+1\,192c^2-378c^3+36c^4-c^5) && -30{,}15441\,\frac{l^2}{2EI}
\end{aligned}
\qquad (25)
$$

И, наконец,

$$
\begin{aligned}
D_0 &= 0 && 0\\
D_1 &= \frac{l^3}{6EI} && \frac{c}{\varkappa}\\
D_2 &= \frac{l^3}{6EI}(8-c) && 7{,}9\,\frac{c}{\varkappa}\\
D_3 &= \frac{l^3}{6EI}(27-16c+c^2) \qquad [см/кг] && 25{,}41\,\frac{c}{\varkappa}\\
D_4 &= \frac{l^3}{6EI}(64-118c+24c^2-c^3) && 52{,}441\,\frac{c}{\varkappa}\\
D_5 &= \frac{l^3}{6EI}(125-560c+273c^2-32c^3+c^4) && 71{,}6981\,\frac{c}{\varkappa}\\
D_6 &= \frac{l^3}{6EI}(216-2\,003c+2\,000c^2-492c^3+40c^4-c^5) && 35{,}21199\,\frac{c}{\varkappa}
\end{aligned}
\qquad (26)
$$

При вычислениях целесообразно принять во внимание, что

$$\frac{l^3}{6EI}=\frac{c}{\varkappa}.$$

Выясним теперь, как ввести в решение для y_n внешнюю нагрузку. Мы будем отличать две категории нагрузки: а) сосредоточенные факторы, действующие в опорных сечениях, и б) все остальные виды местной нагрузки.

Сосредоточенные факторы могут быть четырех типов: а) силы P_i; б) моменты M_i; в) изменения угла (фиктивные грузы) θ_i; г) сдвиги Δ_i^{np} [1]. Последние два типа сосредоточенных воздействий приходится вводить при построении инфлюентных линий. Каждый сосредоточенный фактор можно рассматривать как скачок в соответствующей эпюре [2]. Так, сила P_i обусловливает отрицательный скачок в эпюре Q, равный P_i. Момент M равен положительному скачку эпюры моментов. Сосредоточенное изменение угла θ вызывает отрицательный скачок в эпюре φ. Сдвиг Δ дает положительный скачок в эпюре прогибов.

Нетрудно установить, исходя из принципа сложения действия сил и малых деформаций, что влияние сосредоточенных факторов на прогиб y_n выражается теми же функциями, что и влияние начальных параметров. При этом аргументом функций будет уже не число пролетов n от начала, а число пролетов от опоры i, где действует

---

[1] Сдвиг считается приложенным на бесконечно малом расстоянии справа от опоры.

[2] Знак скачка (приращения) обусловлен правилом знаков, принятым для сосредоточенных факторов.

НТБ ДНУЖТ

фактор, до опоры n, т. е. $n - i$. Таким образом, если над опорой i действует сосредоточенный момент $+ M_i$ (по часовой стрелке), то к формуле (20″) для прогиба следует добавить член $- M_i C_{n-i}$. Так, при $n = 5$, $i = 2$, $C_{n-i} = C_3$. Если предположить, что над всеми опорами от 1 до $n - 1$ могут быть приложены сосредоточенные факторы указанных четырех типов, то полная добавка к выражению (20″) будет

$$+ \sum_{i=1}^{n-1} \Delta_i^{np} A_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} \theta_i B_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} M_i C_{n-1} + \sum_{i=1}^{n-1} P_i D_{n-i}. \qquad (27)$$

Рассмотрим теперь, как выразить влияние местной нагрузки произвольного вида, приложенной на протяжении от 0 до n. Обратимся к исходному выражению (20). При наличии нагрузки к правой части формулы (20″) необходимо добавить слагаемое, которое мы обозначим $[y_n]$ и которое выражает влияние местной нагрузки на прогиб обыкновенной балки без упругих опор. Приведем выражение для $[y_n]$, когда эта произвольная нагрузка состоит из сосредоточенных факторов Δ^{np}, θ, $\dot{M}$, P и, кроме того, равномерно распределенной нагрузки интенсивностью q, расположенной на участке от $u = c$ до $u = d$, причем,[1] $d \leqslant x$; $c \geqslant 0$.

$$[y_n] = \sum_0^x \Delta_i^{np} - \sum_0^x \theta_i (x - u_i) - \sum_0^x \frac{\dot{M}_i (x - u_i)^2}{2EI} + \sum_0^x \frac{P_i (x - u_i)^3}{6EI} +$$

$$+ q \frac{(x-d)^4}{24EI} - q \frac{(x-c)^4}{24EI}. \qquad (28)$$

Если включим $[y_n]$ в выражение (20) и проделаем все дальнейшие операции, то окажется, что выражение (20″) приобретает новое слагаемое, равное

$$N_n = [y_n] - \varkappa \sum_{i=1}^{n-1} [y_i] D_{n-1}. \qquad (29)$$

Для вычисления N_n необходимо знать не только $[y_n]$, но и $[y_1]$, $[y_2]$, $[y_3]$... Все они определяются по одной и той же формуле (28). Нетрудно дать и механическое истолкование формулы (29), если обратить внимание на то, что коэфициент D в формуле (27) стоит при сосредоточенных силах P в опорных сечениях: члены $[y_{im}]$ (добавочные прогибы) возбуждают реакции опор $\varkappa y_{im}$, которые действуют как сосредоточенные силы P в опорных сечениях.

Общие формулы для y_n, φ_n, M_n и Q_n. Совершенно аналогично тому, как была построена общая формула для прогиба балки y_n (равного осадке n-й опоры), могут быть получены формулы для угла поворота φ_n, изгибающего момента M_n и поперечной силы Q_n^{Λ} [2]. Приводим общую сводку всех формул [3].

---

[1] См. А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, стр. 18, формула (28′). Для учета влияния q частично распределенная нагрузка заменена разностью двух прямоугольников: одного от c до x и другого от d до x. Вообще же заметим, что выражение для $[y_n]$ всегда может быть получено графо-аналитическим методом как момент от фиктивной нагрузки в сечении x для консоли, заделанной в x. При этом Δ играет роль сосредоточенного фиктивного момента, θ — роль сосредоточенного фиктивного груза; $\dot{M}$ вызывает постоянный момент и, следовательно, равномерно распределенную фиктивную нагрузку интенсивностью $\frac{\dot{M}}{EI}$; наконец, P дает треугольную эпюру моментов и фиктивную нагрузку, распределенную по закону треугольника с уклоном $\frac{P}{EI}$.

[2] Под Q_n^{Λ} подразумевается поперечная сила непосредственно слева от опоры n. Поперечная сила Q_n^{np} справа от опоры n равна $Q_n + \varkappa y_n$.

[3] А. А. Уманский, О расчете многопролетных упруго опертых балок, Труды ЦАГИ, № 247, 1936, § 3.

НТБ ДНУЖТ

Прогиб над опорой n и осадка n-й опоры (положительный прогиб вниз):

$$\left.\begin{aligned} y_n = y_0 A_n &+ \varphi_0 B_n - M_0 C_n - Q_0 D_n + \\ &+ \sum_{i=1}^{n-1} \Delta_i A_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} \theta_i B_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} \dot{M} C_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} P_i D_{n-i} + \\ &+ [y_n] - \varkappa_i \sum_{i=1}^{n-1} [y_i] D_{n-i}. \end{aligned}\right\} \quad (30)$$

Угол поворота над опорой n (положительный по часовой стрелке):

$$\left.\begin{aligned} \varphi_n = \varphi_0 A'_n &- M_0 B'_n - Q_0 C'_n - y_0 D'_n - \\ &- \sum_{i=1}^{n-1} \theta_i A'_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} \dot{M}_i B'_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} P_i C'_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} \Delta_i D'_{n-i} + \\ &+ [\varphi_n] - \varkappa_i \sum_{i=1}^{n-1} [y_i] C'_{n-i}. \end{aligned}\right\} \quad (31)$$

Изгибающий момент над опорой n (положительный при вращении правой части по часовой стрелке):

$$\left.\begin{aligned} M_n = M_0 A''_n &+ Q_0 B''_n + y_0 C''_n + \varphi_0 D''_n + \\ &+ \sum_{i=1}^{n-1} \dot{M}_i A''_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} P_i B''_{n-1} + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta_i C''_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} {}_i\theta D''_{n-i} + \\ &+ [M_n] + \varkappa_i \sum_{i=1}^{n-1} [y_i] B''_{n-i}. \end{aligned}\right\} \quad (32)$$

Поперечная сила непосредственно слева от опоры n (положительная при действии на правую часть снизу вверх):

$$\left.\begin{aligned} Q_n = Q_0 A'''_n &+ y_0 B'''_n + \varphi_0 C'''_n - M_0 D'''_n - \\ &- \sum_{i=1}^{n-1} P_i A'''_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \Delta_i B'''_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} \theta_i C'''_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} \dot{M}_i D'''_{n-i} + \\ &+ [Q_n] + \varkappa_i \sum_{i=1}^{n-1} [y_i] A'''_{n-i}. \end{aligned}\right\} \quad (33)$$

Порядок расположения отдельных членов в уравнениях (30)—(33) принят такой же, как и в общем решении для балки на сплошном упругом основании[1].

Первая строка каждого из развернутых уравнений (30) — (33) выражает влияние начальных параметров, вторая — сосредоточенных факторов, приложенных над опорами, и третья — произвольной нагрузки. При этом величины $[y]$, $[\varphi]$, $[M]$, $[Q]$ представляют собой части y_i, φ_i, M_i, Q_i, определяемые, так сказать, «для основной системы» — обыкновенной балки — в предположении, что начальные параметры равны нолю, а упругие опоры отсутствуют [2].

Функции влияния A, B, C, D для прогибов были даны выше (формулы 23 — 26). Приводим значения остальных функций, ограничиваясь значениями n от 0 до 6.

---

[1] См. А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, § 8, формулы (20) — (23).

Можно показать, что при определении свободных членов N, N', N'', N''', т. е. второй и третьей строк формул, могут быть взяты, вообще говоря, любые условия на левом конце. Для наших целей вполне достаточно предложенного выше способа определения $[y]$.

НТБ ДНУЖТ

Функции для угла поворота:

$$\left.\begin{array}{l|l} A'_0 = 1 & 1 \\ A'_1 = 1 \quad \text{[отвлеченное число]} & 1 \\ A'_2 = 1 - 3c & 0{,}7 \\ A'_3 = 1 - 18c + 3c^2 & -\ 0{,}77 \\ A'_4 = 1 - 60c + 42c^2 - 3c^3 & -\ 4{,}583 \\ A'_5 = 1 - 150c + 285c^2 - 66c^3 + 3c^4 & -11{,}2157 \\ A'_6 = 1 - 315c + 1308c^2 - 702c^3 + 90c^4 - 3c^5 & -18{,}11303 \end{array}\right\} \quad (34)$$

$$\left.\begin{array}{l|l} B'_0 = 0 & 0 \\ B'_1 = \dfrac{l}{EI} \quad \left[\dfrac{1}{кг/см}\right] & \dfrac{l}{EI} \\ B'_2 = \dfrac{l}{EI}(2 - 1{,}5c) & 1{,}85\dfrac{l}{EI} \\ B'_3 = \dfrac{l}{EI}(3 - 12c + 1{,}5c^2) & 1{,}815\dfrac{l}{EI} \\ B'_4 = \dfrac{l}{EI}(4 - 51c + 24c^2 - 1{,}5c^3) & -0{,}8615\dfrac{l}{EI} \\ B'_5 = \dfrac{l}{EI}(5 - 156c + 187{,}5c^2 - 36c^3 + 1{,}5c^4) & -9{,}76085\dfrac{l}{EI} \\ B'_6 = \dfrac{l}{EI}(6 - 388{,}5c + 984c^2 - 420c^3 + 48c^4 - 1{,}5c^5) & -23{,}425215\dfrac{l}{EI} \end{array}\right\} \quad (35)$$

Функции C' выражаются теми же формулами, что C:

$$C'_n = C_n \ (n = 0, 1, 2, 3\ldots). \quad (36)$$

Это свойство находится в связи с теоремой взаимности перемещений.

$$\left.\begin{array}{l|l} D'_0 = 0 & 0 \\ D'_1 = 0 & 0 \\ D'_2 = \dfrac{3c}{l} \quad [1/см] & 0{,}3\dfrac{1}{l} \\ D'_3 = \dfrac{3c}{l}(5 - c) & 1{,}47\dfrac{1}{l} \\ D'_4 = \dfrac{3c}{l}(14 - 13c + c^2) & 3{,}813\dfrac{1}{l} \\ D'_5 = \dfrac{3c}{l}(30 - 81c + 21c^2 - c^3) & 6{,}6327\dfrac{1}{l} \\ D'_6 = \dfrac{3c}{l}(55 - 341c + 212c^2 - 29c^3 + c^4) & 6{,}89757\dfrac{1}{l} \end{array}\right\} \quad (37)$$

Функции для изгибающего момента.

Значения функции A'' выражаются теми же формулами (23), что A':

$$A''_n = A'_n \ (n = 0, 1, 2, 3\ldots). \quad (38)$$

Функции B'' совпадают с функциями B формулы (24):

$$B''_n = B_n \ (n = 0, 1, 2, 3\ldots). \quad (39)$$

НТБ ДНУЖТ

Функции C'':

$$\left.\begin{array}{l} C_0'' = 0 \\ C_1'' = 0 \\ C_2'' = \varkappa l \\ C_3'' = \varkappa l\,(3 - c) \\ C_4'' = \varkappa l\,(6 - 11\,c + c^2) \\ C_5'' = \varkappa l\,(10 - 57\,c + 19\,c^2 - c^3) \\ C_6'' = \varkappa l\,(15 - 203\,c + 172\,c^2 - 27\,c^3 + c^4) \end{array}\right\} \quad [кг] \qquad \left.\begin{array}{r} 0 \\ 0 \\ \varkappa l \\ 2{,}9\,\varkappa l \\ 4{,}91\,\varkappa l \\ 4{,}489\,\varkappa l \\ -\,3{,}6069\,\varkappa l \end{array}\right\} \quad (40)$$

Функции D'':

$$\left.\begin{array}{l} D_0'' = 0 \\ D_1'' = 0 \\ D_2'' = \varkappa l^2 \\ D_3'' = \varkappa l^2\,(4 - c) \\ D_4'' = \varkappa l^2\,(10 - 12\,c + c^2) \\ D_5'' = \varkappa l^2\,(20 - 69\,c + 20\,c^2 - c^3) \\ D_6'' = \varkappa l^2\,(35 - 272\,c + 192\,c^2 - 28\,c^3 + c^4) \end{array}\right\} \quad [кг \cdot см] \qquad \left.\begin{array}{r} 0 \\ 0 \\ \varkappa l^2 \\ 3{,}9\,\varkappa l^2 \\ 8{,}81\,\varkappa l^2 \\ 13{,}299\,\varkappa l^2 \\ 9{,}6921\,\varkappa l^2 \end{array}\right\} \quad (41)$$

Функции для поперечной силы.

Здесь имеем еще больше повторений:

$$A_n''' = A_n \quad (n = 0,\ 1,\ 2,\ 3\ \ldots). \qquad (42)$$

$$\left.\begin{array}{l} B_0''' = 0 \\ B_1''' = 0 \\ B_2''' = \varkappa \\ B_3''' = \varkappa\,(2 - c) \\ B_4''' = \varkappa\,(3 - 10\,c + c^2) \\ B_5''' = \varkappa\,(4 - 46\,c + 18\,c^2 - c^3) \\ B_6''' = \varkappa\,(5 - 146\,c + 153\,c^2 - 26\,c^3 + c^4) \end{array}\right\} \quad [кг/см] \qquad \left.\begin{array}{r} 0 \\ 0 \\ \varkappa \\ 1{,}9\,\varkappa \\ 2{,}01\,\varkappa \\ -\,0{,}421\,\varkappa \\ -\,8{,}0959\,\varkappa \end{array}\right\} \quad (43)$$

$$C_n''' = C_n'' \quad (n = 0,\ 1,\ 2,\ 3,\ 4\ \ldots) \qquad (44)$$

$$D_n''' = D_n' \quad (n = 0,\ 1,\ 2,\ 3\ \ldots) \qquad (45)$$

Теперь в нашем распоряжении имеются все необходимые формулы для расчета. Остается выяснить, каким образом определяются начальные параметры y_0, φ_0, M_0 и Q_0. Две из четырех величин начальных параметров определяются из условий на левом конце (начальных условий). Например, если левый конец оперт на шарнирно неподвижную опору, то $M_0 = 0$, $y_0 = 0$ и остаются неизвестными φ_0 и Q_0. Два неизвестных определяются из условий на правом конце. Пусть, например, правый конец шарнирно оперт на упругую опору с жесткостью $\varkappa_n$. Составляем два уравнения, выражающие: 1) что момент над опорой n равен нолю и 2) что поперечная сила равна прогибу y_n, умноженному на $\varkappa_n$. Эти уравнения составляются при помощи формул (30) — (33). Подробности выясним на числовом примере.

Пример расчета неразрезного понтонного моста методом начальных параметров. На фиг. 316 показан четырехпролетный пешеходный мостик.

Прогон из двух стальных балок общим моментом инерции

$$I = 16 \cdot 10^{-5}\,м^4.$$

Крайние понтоны *0* и *4* имеют ватерлинию с площадью 50 $м^2$, промежуточные — по 30. Отсюда:

$$\varkappa_0 = \varkappa_4 = 50\ т/м;$$

$$\varkappa_1 = \varkappa_2 = \varkappa_3 = 30\ т/м.$$

НТБ ДНУЖТ

Модуль упругости прогона $E = 2 \cdot 10^7\ т/м^2$.

1. Решение для произвольной нагрузки. Начало поместим на левом конце. Неизвестные начальные параметры y_0 и φ_0. Кроме того, имеем $M_0 = 0$, $Q_0 = \varkappa_0 y_0$. Уравнения для определения неизвестных напишем из условий на правом конце: $M_4 = 0$; $Q_4 = -\varkappa_4 y_4$. Воспользуемся уравнениями (32) и (33):

$$1)\ \varkappa_0 y_0 B_4'' + y_0 C_4'' + \varphi_0 D_4'' + N_4'' = 0$$

или

$$y_0 (\varkappa_0 B_4' + C_4'') + \varphi_0 D_4'' + N_4'' = 0;$$

$$2)\ \varkappa_0 y_0 A_4''' + y_0 B_4''' + \varphi_0 C_4''' + N_4''' = -\varkappa_4 (y_0 A_4 + \varphi_0 B_4 - \varkappa_0 y_0 D_4 + N_4)$$

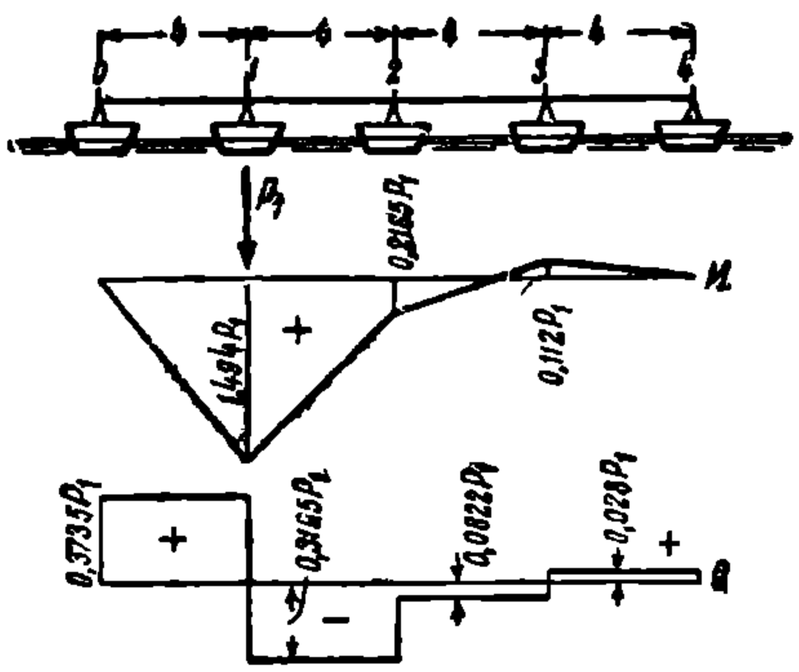
или

$$y_0 (\varkappa_0 A_4''' + B_4''' + \varkappa_4 A_4 - \varkappa_0 \varkappa_4 D_4) + \varphi_0 (C_4''' + \varkappa_4 B_4) + (N_4''' + \varkappa_4 N_4) = 0.$$

Вычисляем аргумент:

$$c = \frac{\varkappa l^3}{6EI} = \frac{30 \cdot 4^3}{6 \cdot 2 \cdot 10^7 \cdot 16 \cdot 10^{-5}} = 0{,}1.$$

Пользуясь подсчитанными выше значениями коэфициентов при функциях влияния для аргумента $c = 0{,}1$, находим:



Фиг. 316.

$$B_4'' = B_4 = -0{,}421 \cdot 4 = -1{,}684\ м;$$

$$C_4'' = 4{,}91 \cdot 30 \cdot 4 = 589{,}2\ т; \qquad A_4 = -2{,}431;$$

$$D_4'' = 8{,}81 \cdot 30 \cdot 4^2 = 4\,228{,}8\ т \cdot м; \quad D_4 = 52{,}441 \frac{0{,}1}{30} = 0{,}1748\ м/т;$$

$$A_4''' = A_4 = -2{,}431; \qquad C_4''' = C_4'' = 589{,}2\ т;$$

$$B_4''' = 30 \cdot 2{,}01 = 60{,}3\ т/м; \qquad B_4 = -1{,}684\ м.$$

Подстановка дает:

$$1)\ y_0 [50\ (-1{,}684) + 589{,}2] + \varphi_0 \cdot 4\,228{,}8 + N_4'' = 0$$

или

$$505{,}0\, y_0 + 4\,228{,}8\, \varphi_0 + N_4'' = 0;$$

$$2)\ y_0 [50\ (-2{,}431) + 60{,}3 + 50\ (-2{,}431) - 50 \cdot 50 \cdot 0{,}1748] + \varphi_0 [589{,}2 + 50\ (-1{,}684)] + N_4''' + \varkappa_4 N_4 = 0$$

или

$$-619{,}8\, y_0 + 505{,}0\, \varphi_0 + N_4''' + \varkappa_4 N_4 = 0.$$

Решая совместно эти уравнения, получим:

$$y_0 = -0{,}0001753 N_4'' + 0{,}00147 (N_4''' + \varkappa_4 N_4); \qquad (а)$$

$$\varphi_0 = -0{,}0002154\, N_4'' - 0{,}0001753 (N_4''' + \varkappa_4 N_4). \qquad (б)$$

2. Случаи сосредоточенной силы над опорой *1* (фиг. 316). Так как эта нагрузка узловая, воспользуемся вторыми строками основных уравнений (30) — (33).

$$N_4'' = -P_1 B_3'' = -P_1 \cdot 4 \cdot 2{,}01 = -8{,}04\, P_1\ тм;$$

$$N_4''' = -P_1 A_3''' = -0{,}11\, P_1\ т;$$

$$N_4 = P_1 D_3 = P_1 \cdot 25{,}41 \frac{0{,}1}{30} = 0{,}0847\, P_1\ м;$$

$$N_4''' + \varkappa_4 N_4 = (-0{,}11 + 50 \cdot 0{,}0847)\, P_1 = 4{,}125\ P_1\ т.$$

Подстановка в формулы (а) и (б) дает:

$$y_0 = -0{,}0001753\ (-8{,}04\, P_1) + 0{,}00147 \cdot 4{,}125\, P_1 = 0{,}00747\, P_1;$$

$$\varphi_0 = -0{,}0002154\ (-8{,}04\, P_1) - 0{,}0001753 \cdot 4{,}125\, P_1 = 0{,}001008\, P_1.$$

Кроме того:

$$Q_0 = \varkappa_0 y_0 = 50 \cdot 0{,}00741\, P_1 = 0{,}3735\, P_1; \quad M_0 = 0.$$

НТБ ДНУЖТ

Имея начальные параметры (начальные ординаты), можно построить любую из эпюр v, φ, M, Q. Построим эпюру моментов. В данном случае она представляет собой ломаную с точками перелома над опорами.

$$M_0 = 0;$$

$$M_1 = Q_0 l = 0{,}3735\, P_1 \cdot 4 = 1{,}494\, P_1\ тм;$$

$$M_2 = Q_0 B_2'' + y_0 C_2'' + \varphi_0 D_2'' - P_1 B_1'' = 0{,}3735\, P_1 \cdot 1{,}9 \cdot 4 + 0{,}00747\, P_1 \cdot 30 \cdot 4 +$$

$$+ 0{,}001008\, P_1 \cdot 30 \cdot 4^2 - P_1 \cdot 4 = 0{,}2165\, P_1\ тм;$$

$$M_3 = Q_0\ B_3'' + y_0 C_3'' + \varphi_0 D_3'' - P_1 B_2'' = 0{,}3735\, P_1 \cdot 2{,}01 \cdot 4 + 0{,}00747\, P_1 \cdot 2{,}9 \cdot 30 \cdot 4 +$$

$$+ 0{,}001008\, P_1 \cdot 3{,}9 \cdot 30 \cdot 4^2 - P_1 \cdot 1{,}9 \cdot 4 = -0{,}112\, P_1\ тм;$$

$$M_4 = 0.$$

Имея одну эпюру, можно получить все остальные, не прибегая к вычислениям по формулам (30) — (33). Из эпюры M легко найти эпюру Q, а по ней реакции всех опор. Разделив величины реакций на $\varkappa$, получим осадки опор, равные прогибам опорных сечений балки. Чтобы построить эпюру y на протяжении между опорами i и $i+1$, необходимо к ординатам трапеции, определяемой прогибами y_i и y_{i+1}, добавить ординаты упругой линии балочки i, $i+1$, предполагая ее шарнирно опертой по концам и нагруженной опорными моментами M_i и M_{i+1}. Эти дополнительные ординаты будут

$$\bar{y} = \frac{M_i l^2}{6\,EI}\left(\frac{z'}{l} - \frac{z'^3}{l^3}\right) + \frac{M_{i+1}\, l^2}{6\,EI}\left(\frac{z}{l} - \frac{z^3}{l}\right),$$

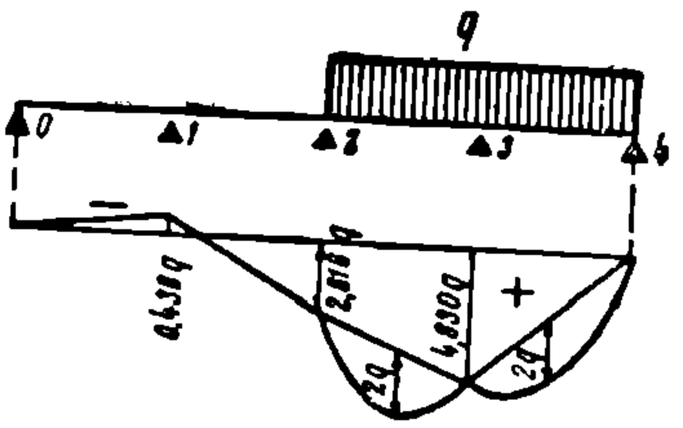
где z — расстояние сечения от опоры i; z' — то же от опоры $i+1$.

3. Равномерно распределенная нагрузка q *т/пог. м* на пролетах *2 — 3* и *3 — 4* (фиг. 317). Для определения свободных членов в этом случае приходится воспользоваться третьими строками уравнений (30) — (33).

$$N_4'' = [M_4] + \varkappa \sum_{i=1}^{i=3} [y_i]\ B_{4-i}''.$$

На основании формулы (32)

$$M_{4m} = -q\,\frac{(x-c)^2}{2} = -q\,\frac{(4l-2l)^2}{2} = -2\,l^2 q.$$



Фиг. 317.

На основании формулы (28′) § 2 «Специального курса строительной механики»

$$[y_1] = [y_2] = 0; \quad [y_3] = \frac{q\,(x-c)^4}{24\,EI} = \frac{q\,(3\,l - 2\,l)^4}{24\,EI} = \frac{ql^4}{24\,EI};$$

$$B_{4-3}'' = B_1'' = l.$$

Окончательно найдем:

$$N_4'' = -2\,l^2\,q + \varkappa\,\frac{ql^4}{24\,EI}\,l = -2 \cdot 4^2\,q + 30\ \ \frac{4^4 \cdot 4}{24 \cdot 32 \cdot 10^2}\,q = 31{,}6\,q.$$

Аналогично определяем:

$$N_4''' = \left[\ Q_4\ \right] + \varkappa \sum_{i=1}^{i=3} \left[\ y_i\ \right]\ A_{4-i}''' = -q \cdot 2l + \varkappa\,\frac{ql^4}{24\,EI}\,1 = -7{,}9\,q;$$

$$N_4 = [y_4] - \varkappa \sum_{i=1}^{i=3} \left[\ y_i\ \right]\ D_{4-i};$$

$$[y_4] = q\,\frac{(4l-2l)^4}{24\,EI} = \frac{2\,ql^4}{3\,EI}; \quad D_1 = \frac{l^3}{6\,EI} = \frac{c}{\varkappa};$$

$$N_4 = \frac{2\,ql^4}{3\,EI} - \varkappa\,\frac{ql^4}{24\,EI} \cdot \frac{c}{\varkappa} = \left(\frac{2 \cdot 4^4}{3 \cdot 32 \cdot 10^2} - \frac{4^4 \cdot 0{,}1}{24 \cdot 32 \cdot 10^2}\right) q = 0{,}053\,q;$$

$$N_4''' + \varkappa_4 N_4 = -7{,}9\,q + 50 \cdot 0{,}053\,q = -5{,}25\,q.$$

Отсюда:

$$y_0 = -0{,}0001753(-31{,}6\,q) + 0{,}00147(-5{,}25\,q) = -0{,}002178q;$$

$$\varphi_0 = -0{,}0002154(-31{,}6\,q) + 0{,}0001753(-5{,}25\,q) = -0{,}005886\,q;$$

$$Q_0 = \varkappa_0 y_0 = 50(-0{,}002178\,q) = -0{,}1089\,q.$$

НТБ ДНУЖТ

Определим опорные моменты:

$$M_0 = 0;$$

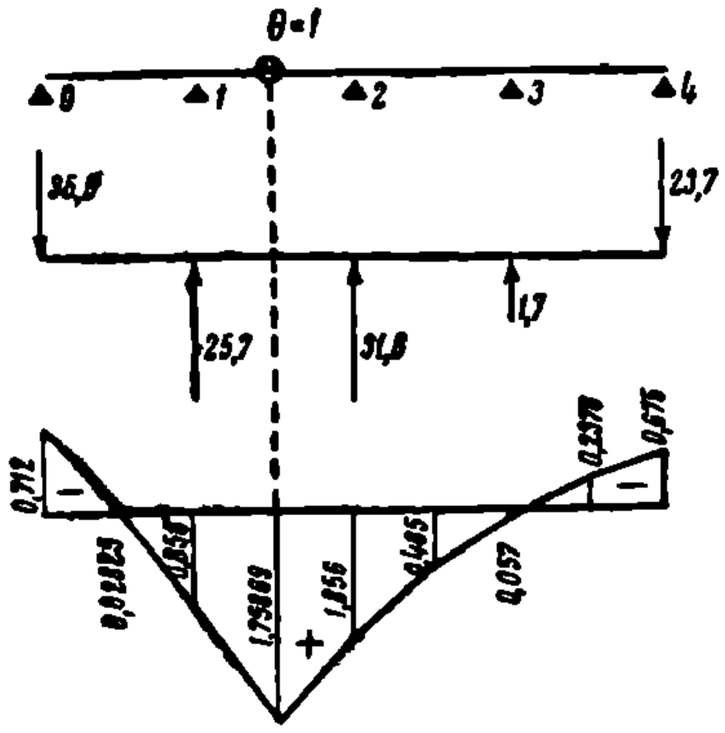
$$M_1 = -0{,}1089\,q \cdot 4 = -0{,}4356\,q \ \ тм;$$

$$M_2 = -0{,}1089\,q \cdot 1{,}9 \cdot 4 - 0{,}002178\,q \cdot 30 \cdot 4 + 0{,}005886\,q \cdot 30 \cdot 4^2 = 2{,}616\,q;$$

$$M_3 = -0{,}1089\,q \cdot 2{,}01 \cdot 4 - 0{,}002178\,q \cdot 2{,}9 \cdot 30 \cdot 4 + 0{,}005886\,q \cdot 3{,}9 \cdot 30 \cdot 4^2 - q\frac{4^2}{2} = 4{,}830\,q;$$

$$M_4 = 0.$$

Этими ординатами определяется ломаная эпюра, являющаяся окончательной в пролетах *0 — 1* и *1 — 2*. В пролетах *2 — 3* и *3 — 4* к ординатам трапеции следует прибавить еще ординаты параболических эпюр от местной равномерно распределенной нагрузки.



Фиг. 318.

Кроме того, очевидно:

4. Построение инфлюент. Особенно просто строятся инфлюенты реакций упругих опор. Для построения инфлюенты Y_i достаточно построить эпюру прогибов от нагрузки $P_i = 1$ и ординаты ее умножить на x_i, иначе говоря, построить эпюру прогибов от нагрузки $P_i = x_i$. Это правило вытекает из того, что реакция пропорциональна прогибу (осадке), а инфлюента прогиба Y_i, как известно, совпадает с эпюрой прогибов от нагрузки $P_i = 1$.

Инфлюента M_a строится как эпюра прогибов от $\theta_a = 1$; если речь идет об опорном моменте M_i, то при построении эпюры y можно воспользоваться второй строкой уравнения (30). Если a — промежуточное сечение, то приходится пользоваться третьей строкой уравнения (30). В качестве примера рассмотрим построение инфлюенты M по середине второго пролета нашей балки (фиг. 318). Нагружаем балку в сечении $x = 1{,}5\,l$ сосредоточенным изменением угла (фиктивным грузом) $\theta = 1$. Найдем свободные члены, входящие в уравнения (а) и (б). Предварительно находим на основании формулы (28):

$$[y_1] = 0; \quad [y_2] = -2\ м; \quad [y_3] = -6\ м; \quad y_4 = -10\ м.$$

$$[Q_i] = 0; \quad [M_i] = 0; \quad (i = 1, 2, 3 \ldots);$$

$$[N_4''] = [M_4] + \varkappa \sum_{i=1}^{i=3} [y_i]\, B''_{4-i} = 0 + 0 + 30\ (-2)\ 1{,}9 \cdot 4 + 30\ (-6)\ 4 = -1\,176\ тм;$$

$$N_4''' = [Q_4] + \varkappa \sum_{i=1}^{i=3} [y_i]\, A'''_{4-i} = 0 + 0 + 30\ (-2)\ 0{,}90 + 30\ (-6) \cdot 1 = -234\ т;$$

$$N_4 = [y_4] - \varkappa \sum_{i=1}^{i=3} [y_i]\, D_{4-i} = -10 - 30\,(-2)\,\frac{0{,}1 \quad 7{,}9}{30} - 30\,(-6)\,\frac{0{,}1}{30} = -7{,}82\ м;$$

$$N_4''' + \varkappa_4 N_4 = -234 - 7{,}82 \cdot 50 = -625\ т;$$

$$y_0 = -0{,}0001753\ (-1\,176) + 0{,}00147\ (-625) = -0{,}712\ м;$$

$$\varphi_0 = -0{,}0002154\ (-1\,176) - 0{,}0001753\ (-625) = 0{,}363;$$

$$Q_0 = \varkappa_0 y_0 = 50\,(-0{,}712) = -35{,}6\ т;$$

$$M_0 = 0.$$

Имея начальные параметры и нагрузку $\theta_a = 1$, определим ординаты упругой линии, являющейся одновременно инфлюентой. Прежде всего находим опорные ординаты (формула 30):

$$y_0 = -0{,}712\ м;$$

$$y_1 = -0{,}712 \cdot 1 + 0{,}363 \cdot 4 - (-35{,}6)\,\frac{0{,}1}{30} = 0{,}858\ м;$$

$$y_2 = -0{,}712 \cdot 0{,}90 + 0{,}363 \cdot 1{,}9 \cdot 4 - (-35{,}6)\,7{,}9\,\frac{0{,}1}{30} = 1{,}055\ м;$$

$$y_3 = -0{,}712 \cdot 0{,}11 + 0{,}363 \cdot 2{,}01 \cdot 4 - (-35{,}6)\ 25{,}41\,\frac{0{,}1}{30} = 0{,}0569\ м;$$

$$y_4 = -0{,}712\,(-2{,}431) + 0{,}363\,(-0{,}421)\,4 - (-35{,}6)\ \ 52{,}441\,\frac{0{,}1}{30} = -0{,}475\ м.$$

Для построения эпюры-инфлюенты на протяжении между опорами можно поступить различными способами. Например, определить опорные моменты, а затем, рассматривая каждую балочку отдельно, нагруженную опорными моментами (пролет *1 — 2*; кроме того, еще сосредоточенным изменением угла $\theta = 1$), найти дополнительные ординаты как прогибы этих балочек.

НТБ ДНУЖТ

Можно поступить и иначе: найти реакции опор, а затем, рассматривая всю балку в целом, найти прогибы в интересующих сечениях, пользуясь общим уравнением (20). Так мы и поступим:

$$Y_0 = Q_0 = 50 \cdot (-0{,}712) = -35{,}6 \ m;$$
$$Y_1 = 30 \cdot 0{,}858 = 25{,}7 \ m;$$
$$Y_2 = 30 \cdot 1{,}055 = 31{,}6 \ m;$$
$$Y_3 = 30 \cdot 0{,}0569 = 1{,}7 \ m;$$
$$Y_4 = 50 \cdot (-0{,}475) = -23{,}7 \ m.$$

Прогибы (ординаты) в опорных сечениях уже известны. Найдем ординаты по середине всех пролетов по формуле (20) с добавкой формулы (28).

Примем во внимание, что согласно правилам знаков $Pi = -Y_i$; кроме того,

$$\frac{1}{6EI} = \frac{1}{6 \cdot 3\,200} = \frac{1}{19\,200}.$$

Тогда

$$y_{x=2} = -0{,}712 + 0{,}363 \cdot 2 - (-35{,}6)\frac{2^3}{19\,200} = 0{,}02825 \ м.$$

Главная ордината:

$$y_{x=6} = -0{,}712 + 0{,}363 \cdot 6 - (-35{,}6) \ \frac{6^3}{19\,200} - 25{,}7\frac{2^3}{19\,200} = 1{,}759 \ м;$$

$$y_{x=10} = -0{,}712 + 0{,}363 \cdot 10 - (-35{,}6) \ \frac{10^3}{19\,200} - \ 1{,}4 - 25{,}7 \ \frac{6^3}{19\,200} -$$
$$- 31{,}6\frac{2^3}{19\,200} = 0{,}4895 \ м;$$

$$y_{x=14} = -0{,}712 + 0{,}363 \cdot 14 - (-35{,}6)\frac{14^3}{19\,200} - 1 \cdot 8 - 25{,}7 \ \frac{10^3}{19\,200} - 31{,}6\frac{6^3}{19\,200} -$$
$$- 1{,}7 \ \frac{2^3}{19\,200} = -0{,}2376 \ м.$$

Инфлюента показана на фиг. 318. Следует заметить, что при серийном построении инфлюент для большого числа сечений предпочтительно сперва построить инфлюенты опорных моментов, а затем, пользуясь известным соотношением

$$M_z = M_z^0 + \frac{M_i \ (l-z)}{l} + \frac{M_{i+1} \ z}{l}$$

(как при расчете обыкновенных неразрезных балок), построить остальные инфлюенты.

Если начальная опора не отличается от всех промежуточных, то расчет можно несколько упростить, добавив консоль длиной l и приняв за начало не опору, а конец консоли. В этом случае придется иметь дело только с начальными параметрами y_0 и φ_0, так как не только M_0, но и Q_0 равно нолю (выше мы брали $Q_0 = \varkappa_0 y_0$).

Следует заметить, что в вышеприведенном значении функций можно рассчитывать системы с числом пролетов большим шести. Для этого нужно поместить начало где-либо в средней части над одной из опор (точнее на бесконечно малом расстоянии слева или справа от опоры). Четыре начальных параметра определяются из четырех уравнений, выражающих условия на левом и на правом концах.

§ 24. Упрощенные методы расчета регулярной неразрезной балки с большим числом пролетов

Замена многопролетного моста шестипролетным. Подсчеты, произведенные для многопролетных понтонных мостов с различным числом пролетов, показывают, что удаленные пролеты в ничтожной степени влияют на величины чисел влияния β и опорных ординат инфлюентных линий моментов η. Причиной этого является то обстоятельство, что в системе канонических пятичленных уравнений главные коэфициенты значительно превосходят побочные.

Так, сопоставляя результаты расчета для рассмотренного в § 22 моста на восьми понтонах и моста на шести понтонах (числа в скобках), мы получим:

$\beta_{11} = 0{,}03004 \ (0{,}03001)$; $\beta_{12} = 0{,}02575 \ (0{,}02564)$;
$\beta_{13} = 0{,}01360 \ (0{,}01335)$; $\beta_{14} = 0{,}00449 \ (0{,}00410)$;
$\beta_{15} = 0{,}00029 \ (0)$; $\beta_{16} = 0{,}000053 \ (0)$;

$\beta_{21} = 0{,}02575 \ (0{,}02564)$; $\beta_{22} = 0{,}05210 \ (0{,}05136)$;
$\beta_{23} = 0{,}03742 \ (0{,}03472)$; $\beta_{24} = 0{,}01753 \ (0{,}01335)$;
$\beta_{25} = 0{,}00498 \ (0)$; $\beta_{26} = 0{,}00029 \ (0)$.

НТБ ДНУЖТ

В ординатах инфлюентных линий опорных моментов разница еще меньше:

$\eta_{10} = -3{,}39\,(-3{,}39)$; $\eta_{11} = +3{,}88\,(+3{,}88)$; $\eta_{12} = +0{,}89\,(+0{,}89)$;

$\eta_{13} = -0{,}34\,(-0{,}34)$; $\eta_{14} = -0{,}55\,(-0{,}58)$; $\eta_{15} = -0{,}38\,(-0{,}46)$;

$\eta_{16} = -0{,}15\,(0)$; $\eta_{17} = +0{,}06\,(0)$;

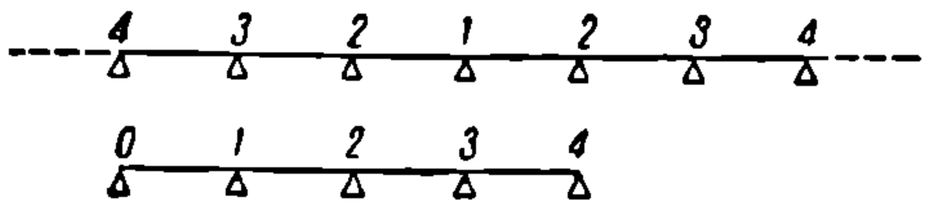
$\eta_{20} = -2{,}91\,(-2{,}90)$; $\eta_{21} = -0{,}07\,(-0{,}01)$; $\eta_{22} = +4{,}64\,(+4{,}79)$;

$\eta_{23} = +0{,}59\,(+0{,}53)$; $\eta_{24} = -0{,}83\,(-0{,}91)$; $\eta_{25} = -0{,}89\,(-1{,}51)$;

$\eta_{26} = -0{,}50\,(0)$; $\eta_{27} = -0{,}03\,(0)$.

Таким образом, величины β и η, ближайшие к рассматриваемым опорам *1* и *2*, весьма мало отличаются при восьми и шести понтонах. Влияние удаленных опор быстро падает. Следует заметить, что убывание идет тем медленнее, чем жестче прогон, т. е. чем больше величина α.

Мюллер-Бреслау [1] считает, что для многопролетных мостов можно принять влияния всего трех понтонов с каждой всех встречающихся в практике значений α β_5 равными нолю, т. е. ограничиться учетом стороны рассматриваемой опоры. Для расчета можно принять, что все опорные сечения многопролетного моста находятся в таких же условиях, как среднее сечение *1* шестипролетного симметричного моста (фиг. 319, *a*). Исключение будут составлять лишь ближайшие к концам моста пролеты. Так, величины β_{1i} и η_{1i} (фиг. 319, *b*) будут сильно отличаться от величин β_{1i} и η_{1i} для среднего сечения. Однако уже величины β_{2i} и η_{2i} будут отличаться от них незначительно [2].



Фиг. 319.

Приводим таблицы Мюллер-Бреслау, дающие величины чисел влияния β и ординат инфлюентных линий для момента над средней опорой симметричного шестипролетного моста и момента над опорой *1* для берегового отрезка моста [3].

При натуральных числах влияния зависимость между η и β будет такой:

$$\eta_n = \frac{\varepsilon}{l}\,[(\beta_{n+1} - \beta_n) - (\beta_n - \beta_{n-1})] = \frac{\varepsilon}{l}\,\Delta^2\beta.$$

В данном же случае необходимо обе части умножить на $\frac{\alpha l^2}{\varepsilon}$ и, следовательно,

$$\eta_n = \alpha l\,[(\beta_{n+1} - \beta_n) - (\beta_n - \beta_{n-1})] = \alpha\, l\, \Delta^2\beta,$$

где $\Delta^2\beta$ — вторая разность величин β.

Линия M_2 для берегового отрезка (случай *b*) предполагается совпадающей с линией M_1 для случая *a*. Отдельно приходится обследовать работу трех пролетов: промежуточного, вблизи середины моста, первого и второго. При построении по ординатам η линий моментов следует помнить о необходимости при малых значениях α учесть дополнительные ординаты ξ в промежуточных сечениях по формулам (17), § 22:

$$\zeta = -\left[\beta_{i,n-1}\left(\frac{z'}{l} - \frac{z'^3}{l^3}\right) + \beta_{i,n}\left(\frac{z}{l} - \frac{z^3}{l^3}\right)\right] l.$$

---

[1] «Графическая статика», т. II, 2-я половина, 1913.

[2] Предполагается, что крайние (береговые) понтоны не отличаются от всех остальных.

[3] Эти числа влияния β относятся к системе уравнений вида (13), § 20, т. е. получаются в результате решения этих уравнений при свободных членах этой системы, равных единице. Так как обе части уравнений (12), § 20 увеличены по сравнению с натуральными коэфициентами θ (см. формулу 7) в $\frac{6EI}{l} = \frac{\alpha l^2}{\varepsilon}$ раз, то числа влияния β получены уменьшенными в такое же число раз.

НТБ ДНУЖТ

а) Опорный момент M_1 по середине балки (фиг. 320)

$$\alpha = \frac{6\,EI\epsilon}{l^3},$$

где ϵ — осадка опоры при опорном давлении 1.

Таблица 63

$\frac{l}{\alpha}$	β_1	β_2	β_3	β_4	$\eta_1 : l$	$\eta_2 : l$	$\eta_3 : l$	$\eta_4 : l$	$\eta_5 : l$
25	+0,256	—0,052	+0,008	—0,001	+0,025	—0,015	+0,003	—0,000	+0,000
20	+0,250	—0,047	+0,006	—0,001	+0,030	—0,0175	+0,003	—0,000	+0,000
15	+0,241	—0,040	+0,003	+0,000	+0,037	—0,022	+0,003	—0,000	—0,000
12	+0,232	—0,034	+0,001	+0,0005	+0,044	—0,025	+0,003	+0,000	—0,000
10	+0,225	—0,029	—0,001	+0,001	+0,051	—0,028	+0,0025	+0,000	—0,000
9	+0,220	—0,025	—0,002	+0,001	+0,055	—0,030	+0,002	+0,0005	—0,000
8	+0,215	—0,022	—0,003	+0,001	+0,059	—0,032	+0,002	+0,001	—0,000
7	+0,209	—0,018	—0,005	+0,001	+0,065	—0,034	+0,001	+0,001	—0,000
6	+0,202	—0,013	—0,006	+0,001	+0,072	—0,037	—0,000	+0,001	—0,000
5	+0,193	—0,007	—0,007	+0,0005	+0,080	—0,040	—0,002	+0,002	—0,000
4	+0,183	0	—0,008	0	+0,091	—0,044	—0,004	+0,002	0
3,5	+0,176	+0,004	—0,009	—0,000	+0,098	—0,0455	—0,006	+0,002	+0,000
3	+0,169	+0,0085	—0,009	—0,001	+0,107	—0,048	—0,0085	+0,002	+0,000
2,6	+0,162	+0,0125	—0,009	—0,002	+0,115	—0,049	—0,011	+0,002	+0,001
2,2	+0,154	+0,017	—0,009	—0,002	+0,125	—0,051	—0,0145	+0,002	+0,001
2	+0,1495	+0,019	—0,008	—0,003	+0,1305	—0,052	—0,0165	+0,002	+0,001
1,8	+0,145	+0,021	—0,008	—0,003	+0,137	—0,052	—0,019	+0,001	+0,002
1,6	+0,1395	+0,024	—0,007	—0,003	+0,144	—0,053	—0,022	+0,000	+0,002
1,4	+0,134	+0,0265	—0,006	—0,004	+0,153	—0,053	—0,0255	—0,001	+0,003
1,2	+0,127	+0,029	—0,005	—0,004	+0,163	—0,053	—0,030	—0,002	+0,003
1	+0,120	+0,032	—0,004	—0,004	+0,176	—0,052	—0,035	—0,005	+0,004
0,9	+0,116	+0,034	—0,003	—0,004	+0,183	—0,051	—0,038	—0,007	+0,005
0,8	+0,112	+0,035	—0,0015	—0,004	+0,192	—0,050	—0,042	—0,009	+0,005
0,7	+0,107	+0,036	—0,000	—0,004	+0,202	—0,049	—0,046	—0,012	+0,006
0,6	+0,102	+0,038	+0,002	—0,004	+0,213	—0,046	—0,051	—0,0155	+0,006
0,55	+0,099	+0,038	+0,003	—0,004	+0,2195	—0,045	—0,054	—0,018	+0,0065
0,5	+0,096	+0,039	+0,004	—0,003	+0,227	—0,043	—0,057	—0,020	+0,0065
0,45	+0,0925	+0,040	+0,005	—0,003	+0,235	—0,040	—0,060	—0,0235	+0,006
0,4	+0,089	+0,040	+0,006	—0,002	+0,2445	—0,037	—0,0635	—0,027	+0,006
0,35	+0,085	+0,041	+0,008	—0,002	+0,255	—0,034	—0,067	—0,032	+0,005
0,3	+0,081	+0,041	+0,009	—0,001	+0,268	—0,029	—0,071	—0,037	+0,003
0,26	+0,0775	+0,041	+0,011	—0,000	+0,380	—0,0235	—0,075	—0,042	+0,0005
0,22	+0,074	+0,041	+0,012	+0,001	+0,295	—0,017	—0,078	—0,049	—0,004
0,2	+0,071	+0,041	+0,013	+0,001	+0,304	—0,0125	—0,080	—0,053	—0,007
0,18	+0,069	+0,041	+0,014	+0,002	+0,313	—0,0075	—0,082	—0,057	—0,0105
0,16	+0,067	+0,041	+0,015	+0,0025	+0,325	—0,0015	—0,083	—0,062	—0,016
0,14	+0,064	+0,040	+0,016	+0,003	+0,338	+0,006	—0,084	—0,068	—0,023
0,12	+0,061	+0,040	+0,017	+0,004	+0,3535	+0,016	—0,085	—0,075	—0,032
0,1	+0,058	+0,039	+0,018	+0,005	+1,373	+0,028	—0,085	—0,084	—0,046
0,09	+0,056	+0,039	+0,018	+0,005	+0,386	+0,036	—0,084	—0,089	—0,056
0,08	+0,054	+0,038	+0,018	+0,005	+0,400	+0,046	—0,083	—0,095	—0,067
0,07	+0,052	+0,037	+0,019	+0,006	+0,417	+0,058	—0,081	—0,103	—0,082
0,06	+0,0495	+0,036	+0,019	+0,006	+0,437	+0,073	—0,078	—0,1115	—0,101
0,055	+0,048	+0,036	+0,019	+0,006	+0,450	+0,082	—0,076	—0,117	—0,113
0,05	+0,047	+0,035	+0,019	+0,006	+0,464	+0,092	—0,074	—0,123	—0,127

НТБ ДНУЖТ

б) Опорный момент M_1 у конца пролета $O—l$ (фиг. 321)

$$\alpha = \frac{6EI\varepsilon}{l^3},$$

где ε — осадка опоры при опорном давлении 1.

Таблица 64

$\frac{1}{\alpha}$	β_1	β_2	β_3	β_4	$\eta_0 : l$	$\eta_1 : l$	$\eta_2 : l$	$\eta_3 : l$	$\eta_4 : l$	$\eta_5 : l$
25	+0,246	—0,050	+0,008	—0,001	—0,010	+0,022	—0,014	+0,003	—0,000	+0,000
20	+0,241	—0,046	+0,006	—0,001	—0,012	+0,026	—0,017	+0,003	—0,000	+0,000
15	+0,234	—0,0395	+0,003	+0,000	—0,016	+0,034	—0,021	+0,003	—0,000	—0,000
12	+0,227	—0,034	+0,001	+0,0005	—0,019	+0,041	—0,025	+0,003	+0,000	—0,000
10	+0,221	—0,029	—0,001	+0,001	—0,022	+0,048	—0,028	+0,003	+0,000	—0,000
9	+0,217	—0,026	—0,002	+0,001	—0,024	+0,051	—0,030	+0,002	+0,000	—0,000
8	+0,213	—0,022	—0,003	+0,001	—0,027	+0,056	—0,032	+0,002	+0,001	—0,000
7	+0,208	—0,018	—0,005	+0,001	—0,030	+0,062	—0,034	+0,001	+0,001	—0,000
6	+0,201	—0,013	—0,006	+0,001	—0,0335	+0,069	—0,037	+0,000	+0,001	—0,000
5	+0,193	—0,007	—0,007	+0,0005	—0,039	+0,079	—0,040	—0,0015	+0,002	—0,000
4	+0,182	0	—0,008	0	—0,0455	+0,091	—0,0435	—0,004	+0,002	0
3,5	+0,176	+0,004	—0,009	—0,000	—0,050	+0,099	—0,045	—0,006	+0,002	+0,000
3	+0,168	+0,009	—0,009	—0,001	—0,056	+0,109	—0,047	—0,0085	+0,002	+0,000
2,6	+0,160	+0,013	—0,009	—0,002	—0,062	+0,118	—0,048	—0,011	+0,002	+0,001
2,2	+0,151	+0,018	—0,008	—0,002	—0,069	+0,130	—0,049	—0,015	+0,002	+0,001
2	+0,146	+0,020	—0,008	—0,003	—0,073	+0,136	—0,049	—0,017	+0,001	+0,001
1,8	+0,141	+0,0225	—0,007	—0,003	—0,078	+0,144	—0,049	—0,010	+0,001	+0,002
1,6	+0,134	+0,025	—0,007	—0,003	—0,084	+0,152	—0,049	—0,022	+0,000	+0,002
1,4	+0,127	+0,028	—0,006	—0,004	—0,091	+0,162	—0,0475	—0,025	—0,001	+0,003
1,2	+0,119	+0,030	—0,004	—0,004	—0,099	+0,174	—0,046	—0,029	—0,003	+0,003
1	+0,110	+0,033	—0,002	—0,004	—0,110	+0,187	—0,042	—0,0335	—0,006	+0,004
0,9	+0,105	+0,034	—0,001	—0,004	—0,1165	+0,195	—0,040	—0,036	—0,007	+0,004
0,8	+0,099	+0,035	+0,000	—0,004	—0,124	+0,204	—0,037	—0,039	—0,0095	+0,005
0,7	+0,093	+0,036	+0,002	—0,0035	—0,133	+0,214	—0,032	—0,042	—0,012	+0,005
0,6	+0,086	+0,036	+0,003	—0,003	—0,143	+0,225	—0,027	—0,045	—0,0155	+0,005
0,55	+0,082	+0,037	+0,004	—0,003	—0,149	+0,231	—0,024	—0,046	—0,0175	+0,005
0,5	+0,078	+0,037	+0,005	—0,002	—0,156	+0,238	—0,020	—0,048	—0,020	+0,0045
0,45	+0,0735	+0,037	+0,006	—0,002	—0,163	+0,245	—0,015	—0,049	—0,022	+0,004
0,4	+0,069	+0,036	+0,008	—0,001	—0,172	+0,253	—0,009	—0,050	—0,025	+0,003
0,35	+0,064	+0,036	+0,009	—0,0005	—0,182	+0,262	—0,002	—0,051	—0,028	+0,001
0,3	+0,058	+0,035	+0,010	+0,000	—0,194	+0,272	+0,006	—0,051	—0,032	—0,001
0,26	+0,0535	+0,034	+0,011	+0,001	—0,206	+0,280	+0,014	—0,050	—0,035	—0,004
0,22	+0,048	+0,033	+0,012	+0,002	—0,220	+0,290	+0,025	—0,048	—0,038	—0,008
0,2	+0,0455	+0,032	+0,0125	+0,002	—0,2275	+0,295	+0,031	—0,047	—0,040	—0,011
0,18	+0,043	+0,031	+0,013	+0,003	—0,236	+0,300	+0,038	—0,044	—0,042	—0,015
0,16	+0,039	+0,030	+0,013	+0,003	—0,2465	+0,306	+0,046	—0,042	—0,0435	—0,0195
0,14	+0,036	+0,029	+0,013	+0,0035	—0,258	+0,312	+0,055	—0,038	—0,045	—0,025
0,12	+0,033	+0,027	+0,013	+0,004	—0,2715	+0,318	+0,066	—0,033	—0,047	—0,032
0,1	+0,029	+0,025	+0,013	+0,004	—0,288	+0,326	+0,079	—0,026	—0,049	—0,042
0,09	+0,027	+0,024	+0,013	+0,004	—0,297	+0,3295	+0,0865	—0,022	—0,050	—0,048
0,08	+0,025	+0,022	+0,013	+0,004	—0,307	+0,334	+0,095	—0,017	—0,0505	—0,054
0,07	+0,022	+0,021	+0,012	+0,004	—0,319	+0,338	+0,1045	—0,0105	—0,051	—0,062
0,06	+0,020	+0,019	+0,012	+0,004	—0,332	+0,3425	+0,115	—0,003	—0,052	—0,071
0,055	+0,019	+0,018	+0,011	+0,004	—0,339	+0,345	+0,121	+0,001	—0,052	—0,077
0,05	+0,017	+0,017	+0,011	+0,004	—0,3465	+0,347	+0,128	+0,0055	—0,052	—0,082

НТБ ДНУЖТ

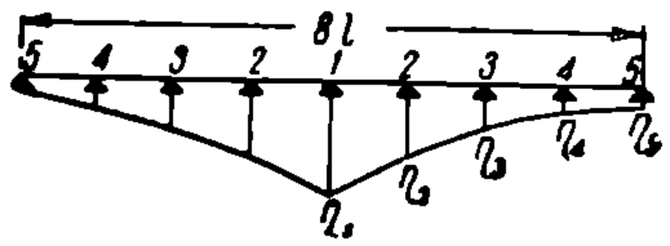
Замена многопролетного моста бесконечной и полубесконечной неразрезной балкой на пловучих опорах. При больших значениях α целесообразно пользоваться балкой с бесконечным числом пролетов для исследования средней части моста и полубесконечной балкой для расчета береговых пролетов. При $\alpha \approx 10$ данные, относящиеся к шестипролетному мосту и к бесконечной балке, почти не расходятся.

Приведем формулы Мюллер-Бреслау, позволяющие вычислить величины β для бесконечной и полубесконечной балки.

1. Бесконечная балка (номерация опор, как на фиг. 320). Сперва вычисляются вспомогательные величины γ' и γ'':

$$\gamma' = \sqrt{\frac{1+8\alpha}{3}}; \tag{46}$$

$$\gamma'' = \sqrt{\frac{4}{3}+2\gamma'}. \tag{47}$$



Фиг. 320.

Затем определяются вспомогательные величины ν и μ:

$$\nu = -\frac{1+\gamma'-\gamma''}{1+\gamma'+\gamma''}; \tag{48}$$

$$\mu = \frac{2(\gamma'-1)}{1+\gamma'+\gamma''}. \tag{49}$$

После этого можно найти β_1 и β_2:

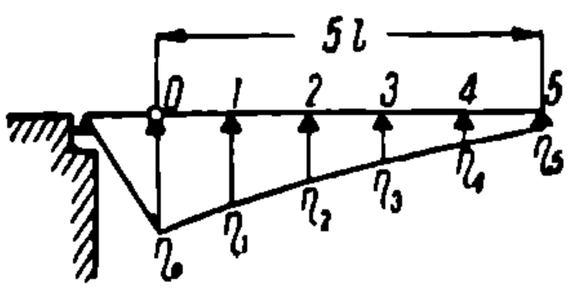
$$\beta_1 = \frac{1}{\alpha\left[6+\frac{4}{\alpha}+2\nu+2\left(\frac{1}{\alpha}-4+\mu\right)\frac{\mu}{1-\nu}\right]}; \tag{50}$$

$$\beta_2 = \beta_1\frac{\mu}{1-\nu}. \tag{51}$$

Последующие числа влияния находятся при помощи рекурентной зависимости.

$$\beta_{n+2} = \mu\beta_{n+1} + \nu\beta_n. \tag{52}$$

2. Полубесконечная балка (номерация опор, как на фиг. 321). Формулы для γ', γ'', ν и μ остаются прежние. Определение β_1 и β_2 значительно упрощается:



Фиг. 321.

$$\beta_1 = -\frac{\nu}{\alpha}; \tag{53}$$

$$\beta_2 = -\frac{\nu\mu}{\alpha}. \tag{54}$$

Дальнейшие β получаются из той же рекурентной зависимости (52).

Рассмотрим числовой пример. Пусть

$$\alpha = \frac{6EI}{Fl^3} = 10.$$

Тогда:

$$\gamma' = \sqrt{\frac{1+8\cdot 10}{2}} = 5{,}196152;$$

$$\gamma'' = \sqrt{\frac{4}{3}+2\cdot 5{,}196152} = 3{,}424272;$$

$$\nu = -\frac{1+5{,}196152-3{,}424272}{1+5{,}196152+3{,}424272} = -0{,}2881;$$

$$\mu = \frac{2\cdot(5{,}196152-1)}{1+5{,}196152+3{,}424272} = 0{,}8723;$$

$$\beta_1 = \frac{1}{10\left[6+\frac{4}{10}-2\cdot 0{,}2881+2\left(\frac{1}{10}-4+0{,}8723\right)\frac{0{,}8723}{1+0{,}2881}\right]} = 0{,}05803;$$

$$\beta_2 = 0{,}05803\,\frac{0{,}8723}{1{,}2881} = 0{,}0393;$$

НТБ ДНУЖКТ

$$\beta_3 = 0{,}8723 \cdot 0{,}0393 - 0{,}2881 \cdot 0{,}05803 = 0{,}0176;$$
$$\beta_4 = 0{,}8723 \cdot 0{,}0176 - 0{,}2881 \cdot 0{,}0393 = 0{,}0040;$$
$$\beta_5 = 0{,}8723 \cdot 0{,}0040 - 0{,}2881 \cdot 0{,}0176 = 0{,}0016.$$

Соответствующие значения β из таблицы 63 при $\alpha = 10$ будут:

$$\beta_1 = 0{,}058; \quad \beta_2 = 0{,}039; \quad \beta_3 = 0{,}018; \quad \beta_4 = 0{,}005.$$

Для полубесконечной балки находим:

$$\beta_1 = \frac{0{,}2881}{10} = 0{,}02881; \qquad \beta_2 = -\frac{(-0{,}2881)\ 0{,}8723}{10} = 0{,}0251;$$

$$\beta_3 = 0{,}0136; \quad \beta_4 = 0{,}0046.$$

Из таблицы 64 находим: $\beta_1 = 0{,}029$; $\beta_2 = 0{,}025$; $\beta_3 = 0{,}013$; $\beta_4 = 0{,}004$. Практически бесконечная и шестипролетная балки приводят в данном случае к одному и тому же результату.

Замена сосредоточенных пловучих опор многопролетного моста сплошным упругим основанием. Если представить себе площадь ватерлинии всех пловучих опор распределенной равномерно вдоль всего моста, то получим балку на сплошном упругом основании, причем жесткость этого основания будет равна

$$k = \frac{\gamma F}{l}\ m/м^2, \tag{55}$$

где F—площадь ватерлинии одной пловучей опоры и l—пролет между двумя опорами.

Если понтоны расположены достаточно часто и число их велико, то прогибы и изгибающие моменты заменяющей балки будут довольно близко совпадать с действительными осадками опор и опорными моментами неразрезного моста, причем более точные значения, как правило, будут получаться для средней части моста, вдали от концов. Следует заметить, что переход к балке на сплошном упругом основании оправдывается только в том случае, когда эта заменяющая балка относится к категории «длинных» [1] и расчет ее можно вести по наиболее простым правилам расчета двусторонних бесконечных балок.

На основании критерия, данного Фрейндом, балка может считаться длинной, если длина ее превосходит $4L$ или лучше $6L$, где

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k}} = \sqrt[4]{\frac{4EIl}{\gamma F}}. \tag{56}$$

Рассчитанный в § 22 мост имел $E = 2{,}15 \cdot 10^7\ m/м^2$; $I = 0{,}0126\ м^4$; $\gamma = 1\ m/м^3$; $l = 12\ м$; $F = 100\ м^2$ при общей длине $7 \quad 12 = 84\ м$. В данном случае

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2 \cdot 15 \cdot 10^7 \cdot 0{,}0126 \cdot 12}{1 \quad 100}} = 18{,}9\ м;$$

$$4L = 4 \cdot 18{,}9 = 75{,}6\ м;\ 84 > 75{,}6\ м;$$

следовательно, замена моста балкой на упругом основании должна для средней части дать удовлетворительные результаты.

1. Влияние сосредоточенных сил. Сосредоточенная сила P, расположенная на расстоянии x от среднего сечения бесконечной балки на упругом основании, вызывает в этом сечении:

прогиб

$$y = \frac{L^3}{8EI}\ PW_x; \tag{57}$$

угол поворота

$$\varphi = \frac{L^2}{4EI}\ PV_x; \tag{58}$$

изгибающий момент

$$M = \frac{L}{4}\ PU_x; \tag{59}$$

поперечную силу

$$Q = \frac{1}{2}\ PT_x. \tag{60}$$

---

[1] Балки на упругом основании подразделяются на жесткие, короткие и длинные в зависимости от соотношения длины балки и характеристики L, см. А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, § 13.

НТБ ДНУЖТ

В этих формулах W, V, U и T представляют собой так называемые циммермановские функции, определяемые по аргументу

$$\xi = \frac{x}{L}, \tag{61}$$

а именно:

$$W_x = W(\xi) = e^{-\xi}(\sin\xi + \cos\xi); \tag{62}$$

$$V_x = V(\xi) = e^{-\xi}\sin\xi; \tag{63}$$

$$U_x = U(\xi) = e^{-\xi}(\cos\xi - \sin\xi); \tag{64}$$

$$T_x = T(\xi) = e^{-\xi}\cos\xi. \tag{65}$$

График функций показан на фиг. 322.

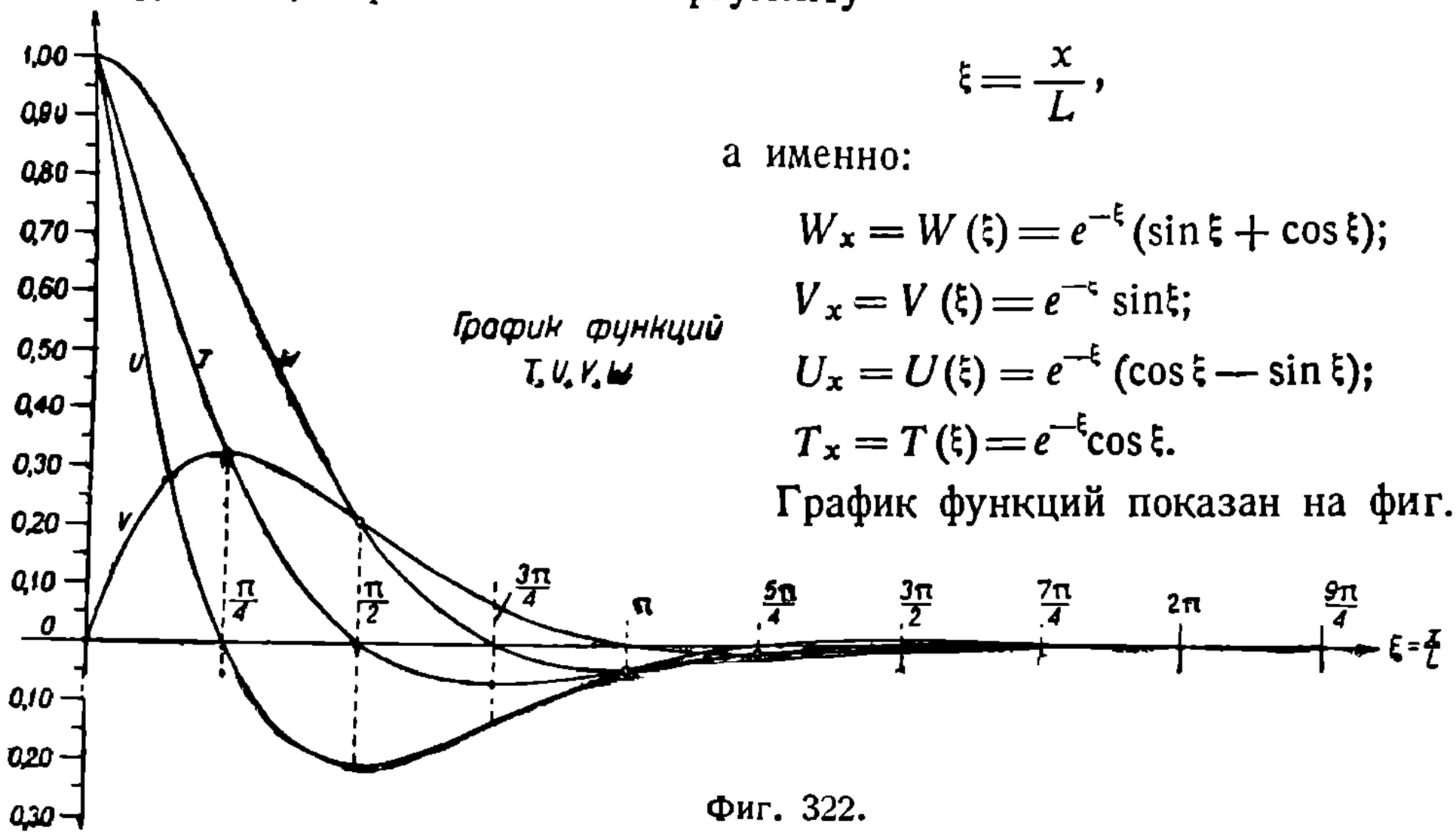
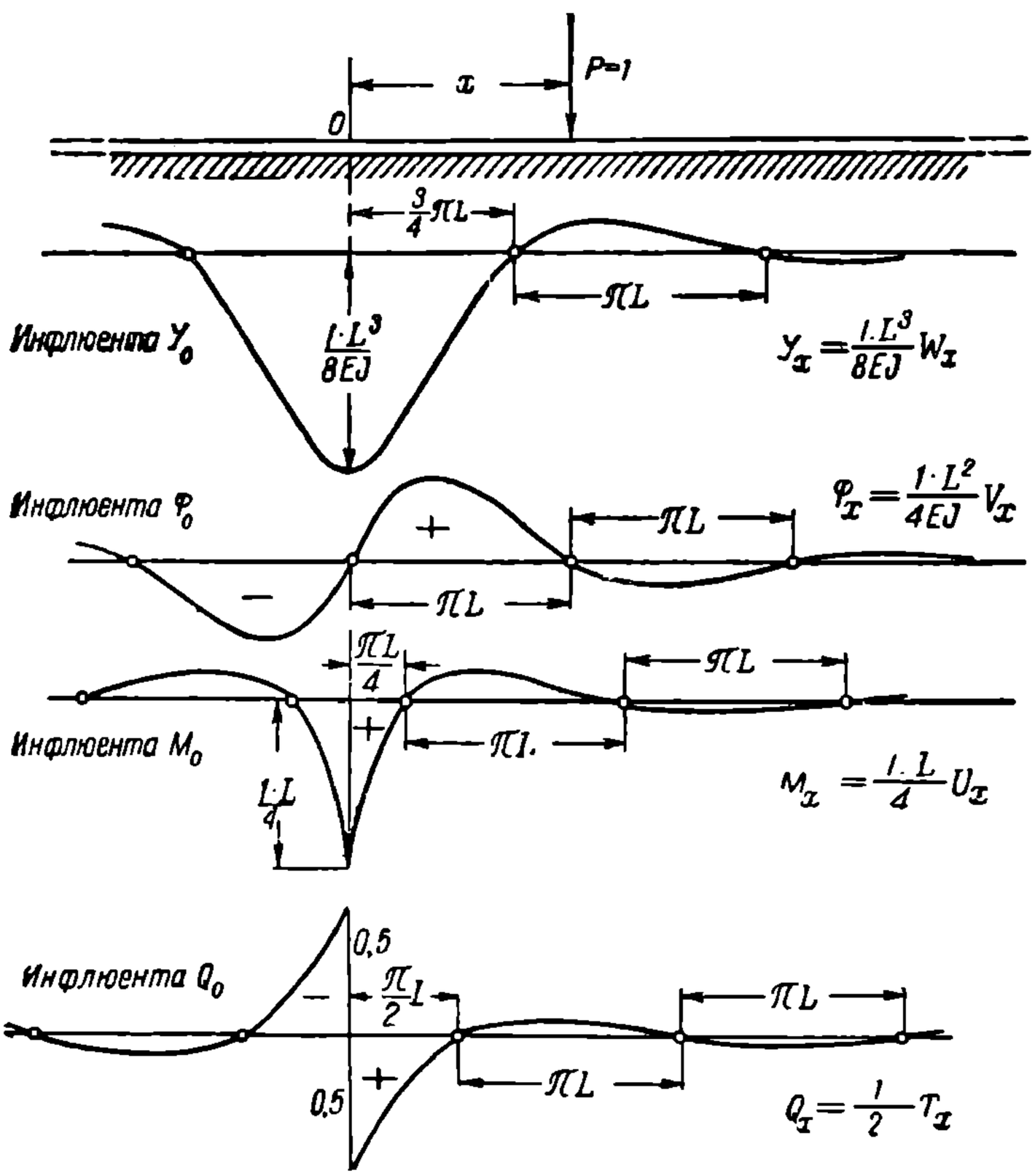


График функций T, U, V

Фиг. 322.

Ниже мы приводим сокращенную таблицу циммермановских функций (табл. 65). Формулы (57) — (60) при $P = 1$ являются уравнениями инфлюентных линий y, φ, M и Q (фиг. 323). Они показывают, что форма этих инфлюентных линий совпадает с точностью до постоянного множителя с графиками функций W, V, U и T. Если среднее сечение балки мысленно совместить с точкой приложения силы P, то окажется, что те же уравнения (57) — (60) дают эпюры прогибов, углов поворота, моментов и поперечных сил от силы P в сечении $x = 0$ [1].



Фиг. 323.

При $x = 0$ имеем:

$$W = 1;\ V = 0;\ U = 1;\ T = \pm 1.$$

Отсюда из формул (57) и (59) получаем расчетные формулы для прогиба и момента под сосредоточенным грузом:

$$y = \frac{PL^3}{8EI}; \tag{66}$$

$$M = \frac{PL}{4}. \tag{67}$$

В § 22 мы нашли главную ординату инфлюентной линии момента над опорой 2,

[1] Для φ и Q знак надо переменить на обратный.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 65

Циммермановские функции

$\frac{x}{L}$	U_x	T_x	W_x	V_x	$\frac{x}{L}$	U_x	T_x	W_x	V_x
0	1	1	1	0	4,0	0,0019	—0,0120	—0,0253	—0,0139
0,1	0,8100	0,9003	0,9906	0,0903	4,1	0,0040	—0,0096	—0,0231	—0,0136
0,2	0,6398	0,8024	0,9651	0,1627	4,2	—0,0057	—0,0074	—0,0204	—0,0131
0,3	0,4888	0,7078	0,9267	0,2189	4,3	—0,0070	—0,0055	—0,0179	—0,0125
0,4	0,3564	0,6174	0,8784	0,2610	4,4	0,0079	0,0038	—0,0155	—0,0117
0,5	0,2414	0,5323	0,8231	0,2908	4,5	0,0085	—0,0023	—0,0132	—0,0108
0,6	0,1430	0,4529	0,7628	0,3099	4,6	0,0089	—0,0012	—0,0111	—0,0100
0,7	0,0599	0,3798	0,6997	0,3199	4,7	0,0090	—0,0001	—0,0092	—0,0091
0,8	—0,0093	0,3131	0,6353	0,3223	4,8	0,0089	0,0007	—0,0075	—0,0082
0,9	—0,0658	0,2527	0,5712	0,3185	4,9	0,0087	0,0014	—0,0059	—0,0073
1,0	—0,1109	0,1974	0,5083	0,3096	5,0	0,0084	0,0019	—0,0046	—0,0065
1,1	—0,1458	0,1509	0,4476	0,2967	5,1	0,0080	0,0023	—0,0033	—0,0057
1,2	—0,1716	0,1091	0,3398	0,2803	5,2	0,0075	0,0026	—0,0023	—0,0049
1,3	—0,1897	0,0729	0,3355	0,2626	5,3	0,0069	0,0028	—0,0014	—0,0042
1,4	—0,2011	0,0419	0,2849	0,2430	5,4	0,0064	0,0029	—0,0006	—0,0035
1,5	—0,2068	0,0158	0,2384	0,2226	5,5	0,0058	0,0029	0,0000	—0,0029
1,6	—0,2077	—0,0059	0,1960	0,2018	5,6	0,0052	0,0029	0,0005	—0,0023
1,7	—0,2046	—0,0236	0,1576	0,1812	5,7	0,0046	0,0028	0,0009	—0,0018
1,8	—0,1985	—0,0376	0,1234	0,1610	5,8	0,0041	0,0027	0,0013	—0,0014
1,9	—0,1899	—0,0484	0,0932	0,1415	5,9	0,0036	0,0026	0,0015	—0,0010
2,0	—0,1793	—0,0563	0,0667	0,1230	6,0	0,0031	0,0024	0,0017	—0,0007
2,1	—0,1676	—0,0619	0,0438	0,1057	6,1	0,0026	0,0022	0,0018	—0,0004
2,2	—0,1547	—0,0652	0,0244	0,0895	6,2	0,0022	0,0020	0,0019	—0,0002
2,3	—0,1416	—0,0668	0,0080	0,0748	6,3	0,0018	0,0019	0,0019	0,0001
2,4	—0,1282	—0,0669	—0,0056	0,0613	6,4	0,0015	0,0017	0,0018	0,0002
2,5	—0,1149	—0,0658	—0,0166	0,0492	6,5	0,0012	0,0015	0,0018	0,0003
2,6	—0,1020	—0,0637	—0,0254	0,0383	6,6	0,0009	0,0013	0,0017	0,0004
2,7	—0,0895	—0,0608	—0,0320	0,0287	6,7	0,0006	0,0011	0,0016	0,0005
2,8	—0,0777	—0,0573	—0,0369	0,0204	6,8	0,0004	0,0010	0,0015	0,0006
2,9	—0,0666	—0,0534	—0,0403	0,0132	6,9	0,0002	0,0008	0,0014	0,0006
3,0	—0,0563	—0,0493	—0,0422	0,0021	7,0	0,0001	0,0007	0,0013	0,0006
3,1	—0,0469	—0,0450	—0,0431	0,0019	7,1	0,0000	0,0006	0,0012	0,0006
3,2	—0,0383	—0,0407	—0,0431	—0,0024	7,2	—0,0001	0,0005	0,0011	0,0006
3,3	—0,0306	—0,0365	—0,0422	—0,0058	7,3	—0,0002	0,0004	0,0009	0,0006
3,4	—0,0238	—0,0323	—0,0408	—0,0085	7,4	—0,0003	0,0003	0,0008	0,0006
3,5	—0,0177	—0,0283	—0,0388	—0,0108	7,5	—0,0003	0,0002	0,0007	0,0005
3,6	—0,0124	—0,0245	—0,0366	—0,0121	7,6	—0,0003	0,0002	0,0007	0,0005
3,7	—0,0079	—0,0210	—0,0341	—0,0131	7,7	—0,0004	0,0002	0,0006	0,0005
3,8	—0,0040	—0,0177	—0,0314	—0,0137	7,8	—0,0004	0,0001	0,0005	0,0005
3,9	—0,0008	—0,0147	—0,0286	—0,0140	7,9	—0,0004	0,0001	0,0004	0,0004
					8,0	—0,0004	0,0001	0,0003	0,0004

НТБ ДНУЖТ

равной 4,64, над опорой *3* — 4,48. Эта ордината равна, очевидно, моменту под единичным грузом. По формуле (67) мы получим:

$$M = \frac{1 \cdot 18{,}9}{4} = 4{,}72,$$

что сравнительно хорошо согласуется с 4,64 и 4,48.

2. Влияние распределенной нагрузки. Мюллер-Бреслау дает следующую формулу для максимального опорного момента от невыгодным образом расположенной временной нагрузки q *т/пог. м* из рассмотрения бесконечно длинной балки на упругом основании:

$$M_q^{\max} = +0{,}34q\sqrt{\frac{\overline{EIl}}{\gamma F}}. \qquad (68)$$

Ту же величину (приблизительно) имеет и смежный опорный момент, а следовательно, эпюра опорных моментов имеет форму прямоугольника. Чтобы получить максимальный момент посредине между двумя опорами, к этому моменту нужно добавить величину $\frac{ql^2}{8}$.

Что касается равномерно распределенной постоянной нагрузки, то она по середине пролета вызывает такой же момент, как в однопролетной балке с заделанными концами, т. е.

$$\frac{pl^2}{24}.$$

Таким образом, расчетный момент от постоянной и невыгодным образом расположенной распределенной временной нагрузки будет

$$M^{\max} = 0{,}34\,q\sqrt{\frac{\overline{EIl}}{\gamma F}} + \frac{ql^2}{8} + \frac{pl^2}{24}. \qquad (69)$$

Для максимальной нагрузки на понтон получается:

$$Y_{\max} = 1{,}1\ ql + pl. \qquad (70)$$

Применим эти формулы к рассчитанному в § 22 мосту:

$$\sqrt{\frac{\overline{EIl}}{\gamma F}} = \sqrt{\frac{2{,}15 \cdot 10^7 \cdot 0{,}0126 \cdot 12{,}0}{1{,}00 \cdot 100}} = 180\ м^3;$$

$$M_{\max} = \left(0{,}34 \cdot 180 + \frac{12{,}0^2}{8}\right) q + \frac{12{,}0^2}{24} p = 79\,q + 6\,p = 79 \cdot 2{,}7 + 6 \cdot 1{,}8 = 214\ тм;$$

$$Y_q = 1{,}1 \cdot 12{,}0 = 13{,}2\ т.$$

Выше мы получили

$$M_{\max} = 74\,q + 6{,}3\,p = 211\ тм;$$

$$Y_q = 13{,}2\ т.$$

Таким образом, приближенные формулы дают в данном случае вполне удовлетворительные результаты.

Соображения о применении теории конечных разностей. Упрощенные методы имеют целью обойти при расчете наиболее трудоемкую часть — решение линейных уравнений. Рассмотренные выше приемы, в том числе и метод начальных параметров, в той или иной степени связаны с решением регулярной неразрезной балки на плавучих опорах в конечных разностях. Не имея возможности войти здесь в детали этого вопроса, отметим лишь основные результаты.

Типовое уравнение

$$\alpha M_{n-2} + (1 - 4\alpha)\ M_{n-1} + (4 + 6\alpha)\ M_n + (1 - 4\alpha)\ M_{n+1} + \alpha M_{n+1} = N_n$$

можно рассматривать как разностное уравнение четвертого порядка.

Введя обозначения:

$$\frac{1 - 4\alpha}{\alpha} = a; \quad \frac{4 + 6\alpha}{\alpha} = b; \quad \frac{N}{\alpha} = N'_n,$$

перепишем его следующим образом:

$$M_{n-2} + aM_{x-1} + bM_n + aM_{n+1} + M_{n+2} = N'_n.$$

НТБ ДНУЖТ

Общее решение этого уравнения без правой части удается привести к виду:

$$M_n = \rho^n (C_1 \cos n\varphi + C_2 \sin n\varphi) + \rho^{-n} (C_3 \cos n\varphi + C_4 \sin n\varphi). \quad (71)$$

В соответствии с механической сущностью задачи вид этого решения имеет много общего с известным интегралом диференциального уравнения четвертого порядка для балки на сплошном упругом основании:

$$M_x = e^{\frac{x}{L}}\left(C_1 \cos \frac{x}{L} + C_2 \sin \frac{x}{L}\right) + e^{-\frac{x}{L}}\left(C_3 \cos \frac{x}{L} + C_4 \sin \frac{x}{L}\right).$$

В решении (71) приняты следующие обозначения:

$$\rho = \sqrt{X^2 + Y^2},$$

где $X = A + B$; $Y = A - B$,

причем:

$$A = \frac{a}{4};$$

$$B = \frac{1}{4}\sqrt{a^2 - 2b - 4 + 2\sqrt{b^2 + 4b - 4a^2 + 4}};$$

$$\varphi = \operatorname{arctg} \frac{Y}{X}.$$

Таким образом, в общем решении остаются неопределенными четыре постоянные C_1, C_2, C_3, C_4. В таком виде общий интеграл позволяет решить любую задачу, относящуюся к балке, не несущей местной нагрузки и загруженной только на обоих концах или на одном конце. Константы определяются обычным порядком из условий на концах. Если балка простирается в одну сторону до бесконечности, то $C_1 = C_2 = 0$; остаются две постоянные, которые определяются из условий на загруженном конце, совершенно аналогично балке бесконечной длины на сплошном упругом основании. Здесь открываются возможности для получения замкнутых формул для чисел влияния бесконечной регулярной балки и определения этих чисел без применения рекурентных зависимостей.

Если балка несет местную нагрузку, то наиболее удобной формой решения является та, при которой постоянные C заменены их линейными комбинациями, пропорциональными начальным параметрам y_0, φ_0, M_0, Q_0. Пользуясь решением в форме (71), можно получить готовые (хотя и сложные) формулы для функций влияния A, B, C, D при любом значении аргумента n и вычислить их, не пользуясь рекурентным процессом. С другой стороны, можно построить решение, аналогичное приему, показанному в § 11 для случая шарнирной цепи. Число корректирующих факторов в данном случае равно четырем, по два с каждой стороны фактического пролета неразрезной балки. В кратких чертах это решение описано в статье, цитированной в сноске на стр. 247.

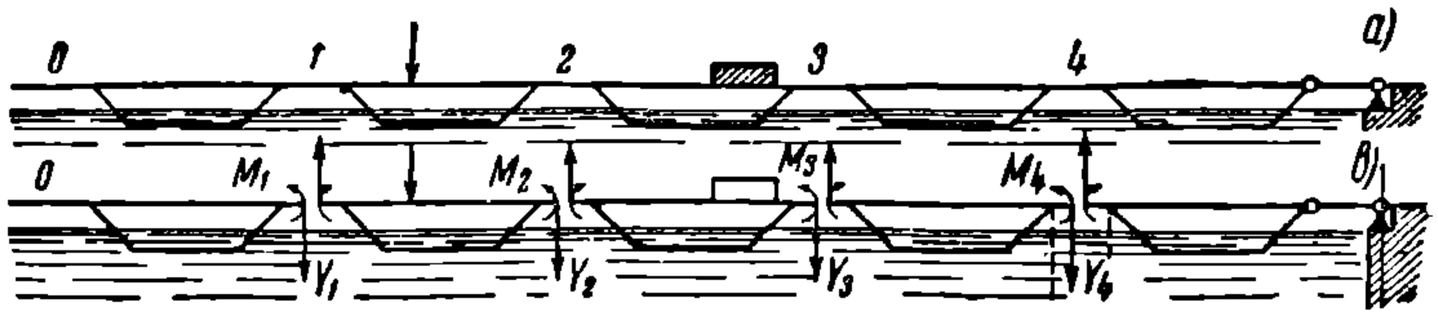
НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА V

ЦЕПЬ С УПРУГИМИ СОЕДИНЕНИЯМИ МЕЖДУ ЗВЕНЬЯМИ И НЕРАЗРЕЗНАЯ БАЛКА, ЖЕСТКО СВЯЗАННАЯ С ПЛОВУЧИМИ ОПОРАМИ

§ 25. Расчет по методу сил

Предположим, что смежные самостоятельно плавающие звенья соединены между собой не шарниром, а при помощи балки (ригельного бруса), укрепленной не менее чем в двух точках на каждом звене, — это будет цепь с у п р у г и м соединением между звеньями. Кроме неизвестных поперечных сил по оси соединений (как при шарнирах), будем иметь еще неизвестные изгибающие моменты в тех же сечениях (фиг. 324). Таким образом, если число соединений между звеньями равно n, то система будет $2n$ раз статически неопределима. Совершенно аналогично можно трактовать и неразрезную балку, опертую в двух или более точках на ш и р о к у ю пловучую опору (фиг. 332) или жестко связанную с пловучей опорой. Пловучая опора вместе с отрезком балки над ней и двумя смежными полупролетами образует звено, и в качестве неизвестных можно принять шарнирные давления и изгибающие моменты по оси пролетов. Следует подчеркнуть, что при узких пловучих опорах можно такую неразрезную балку считать центрально опертой и воспользоваться приемом, рассмотренным в § 18 (узловая передача опорной реакции). Рассматриваемая нами задача относится к случаю, когда ширина пловучих опор одного порядка с пролетами неразрезной балки, а поэтому креном опор пренебречь нельзя.



Фиг. 324.

Переходим к составлению системы канонических уравнений. Для обозначения перемещений примем двойную номерацию. Большие цифры относятся к моментам, малые — к поперечным силам. Систему обозначений поясним примером, относящимся к разрезу *3*.

δ_{33}, δ_{32}, δ_{34} — у г л ы в з а и м н о г о п о в о р о т а сечений *3*, отделенных разрезом, от различных факторов:

δ_{33} — от моментов $M = 1$; численно δ_{33} равна сумме углов поворота правого концевого сечения звена *2 — 3* и левого концевого сечения звена *3 — 4*;

$$\delta_{33} = \delta_{33}^{л} + \delta_{33}^{пр};$$

δ_{32} и δ_{34} — соответственно от $M_2 = 1$ и $M_4 = 1$; так как при $M_2 = 1$ звено *3 — 4* не нагружено, то угол взаимного поворота равен просто углу поворота сечения *3* звена *2 — 3* от $M_2 = 1$; то же относится и к δ_{34};

δ_{3_3}, δ_{3_2}, и δ_{3_4} — также углы взаимного поворота сечений *3*, но от сил $Y_3 = 1$; $Y_2 = 1$ и $Y_4 = 1$; если звенья *2 — 3* и *3 — 4* равные, то, очевидно, $\delta_{3_3} = 0$;

δ_{3m} — угол от заданной нагрузки звеньев *2 — 3* и *3 — 4*.

Углы взаимного поворота считаются положительными, когда вращение происходит в направлении положительного момента (как показано на фиг. 324, *в*), т. е. левое от шарнира сечение поворачивается против, а правое — по часовой стрелке. Поэтому, например, величину δ_{3_3} мы должны считать отрицательной, а δ_{3_4} — положительной.

НТБ ДНУЖТ

Таким же точно образом разъясняются значения δ_{33}, δ_{32}, δ_{34}, δ_{33}, δ_{32}, δ_{34} и δ_{3m} как величины взаимного расхождения по вертикали сечений $З^{л}$ и $З^{пр}$ от различных причин.

В силу теоремы взаимности перемещения с одинаковыми, но переставленными индексами между собой равны:

$$\delta_{З_1} = \delta_{1З}; \quad \delta_{З_3} = \delta_{3З} \text{ и т. д.}$$

Для каждого соединения будем иметь группу из двух уравнений. Первое выражает, что полный угол взаимного поворота смежных сечений, отделенных разрезом от заданных сил и лишних неизвестных, равен нолю (или что угол, вызванный неизвестными, равен и противоположен углу, вызванному заданными нагрузками). Второе уравнение выражает, что расхождение по вертикали, вызванное заданными нагрузками и неизвестными, равно нолю.

Предполагая концы моста свободными или соединенными с берегом посредством подвесной балки и учитывая, что при этом начальный и концевой моменты равны нолю, а начальная и концевая поперечные силы равны либо нолю, либо наперед заданным величинам, мы получим такую систему восьми уравнений для пятизвенного моста:

$$\left.\begin{aligned}
&1) \quad M_1\delta_{11} + Y_1\delta_{1_1} + M_2\delta_{12} + Y_2\delta_{1_2} + \delta_{1m} = 0;\\
&2) \quad M_1\delta_{_11} + Y_1\delta_{_11} + M_2\delta_{12} + Y_2\delta_{_12} + \delta_{1m} = 0;\\
&3) \quad M_1\delta_{21} + Y_1\delta_{2_1} + M_2\delta_{22} + Y_2\delta_{2_2} + M_3\delta_{23} + Y_3\delta_{2_3} + \delta_{2m} = 0;\\
&4) \quad M_1\delta_{_21} + Y_1\delta_{_21} + M_2\delta_{_22} + Y_2\delta_{_22} + M_3\delta_{_23} + Y_3\delta_{_23} + \delta_{\ m} = 0;\\
&5) \quad M_2\delta_{32} + Y_2\delta_{3_2} + M_3\delta_{33} + Y_3\delta_{3_3} + M_4\delta_{34} + Y_4\delta_{3_4} + \delta_{3_m} = 0;\\
&6) \quad M_2\delta_{_32} + Y_2\delta_{_32} + M_3\delta_{_33} + Y_3\delta_{_33} + M_4\delta_{_34} + Y_4\delta_{_34} + \delta_{_3m} = 0;\\
&7) \quad M_3\delta_{43} + Y_3\delta_{4_3} + M_4\delta_{44} + Y_4\delta_{4_4} + \delta_{4m} = 0;\\
&8) \quad M_3\delta_{_43} + Y_3\delta_{_43} + M_4\delta_{_44} + Y_4\delta_{_44} + \delta_{_4m} = 0.
\end{aligned}\right\} \qquad (1)$$

Мы имеем дело с системой шестичленных уравнений, причем первая и последняя пары уравнений содержат не шесть, а лишь четыре неизвестных. Это обстоятельство облегчает последовательное исключение неизвестных: при помощи первой пары уравнений выражаем Y_1 и M_1 через Y_2 и M_2 и подставляем во вторую пару. Пользуясь второй парой уравнений, выражаем Y_2 и M_2 через Y_3 и M_3 и подставляем в следующую пару, и так до последней пары, которую непосредственно разрешаем относительно неизвестных Y_4 и M_4. Таким образом, вопрос сводится к решению каждый раз двух уравнений с двумя неизвестными.

Для решения этих уравнений можно рекомендовать также способ последовательных приближений. Сперва полагаем все $M = 0$ и, разрешая систему трехчленных уравнений, определим шарнирные давления Y Подставляя Y в уравнения, получим систему трехчленных уравнений с неизвестными M. Находим значения M и вновь подставляем в основные уравнения. Решая их относительно Y, получим I приближение. Продолжаем этот процесс до тех пор, пока последовательно находимые значения неизвестных будут мало отличаться одно от другого.

В практически наиболее важном случае равных и симметричных звеньев составление и решение системы уравнений значительно упрощаются. Как уже было отмечено,

$$\delta n_n = \delta_n n = 0. \qquad (2)$$

Поэтому мы получим систему не шести-, а пятичленных уравнений, причем первая и последняя пары уравнений будут содержать по три неизвестных. Система уравнений приобретает такой вид:

$$\begin{aligned}
M_1c + M_2a + Y_2b &= N_1;\\
Y_1d + M_2b + Y_2a &= N_1;\\
M_1a + Y_1b + M_2c + M_3a + Y_3b &= N_2;\\
M_1b + Y_1a + Y_2d + M_3b + Y_3a &= N_2;\\
M_2a + Y_2b + M_3c + M_4a + Y_4b &= N_3;\\
M_2b + Y_2a + Y_3d + M_4b + Y_4a &= N_3;\\
M_3a + Y_3b + M_4c &= N_4;\\
M_3b + Y_3a + Y_4d &= N_4.
\end{aligned}$$

НТБ ДНУЖТ

Инфлюентная линия неизвестной, например M_3, может быть получена следующим образом. Включаем в сечении *3* шарнир и прикладываем два равных и взаимно противоположных момента $M_3 = 1$. Ординаты инфлюентной линии M_3 численно равны, а по знаку противоположны ординатам упругой линии от нагрузки $M_3 = 1$, поделенным на угол взаимного поворота смежных сечений в шарнире *3*:

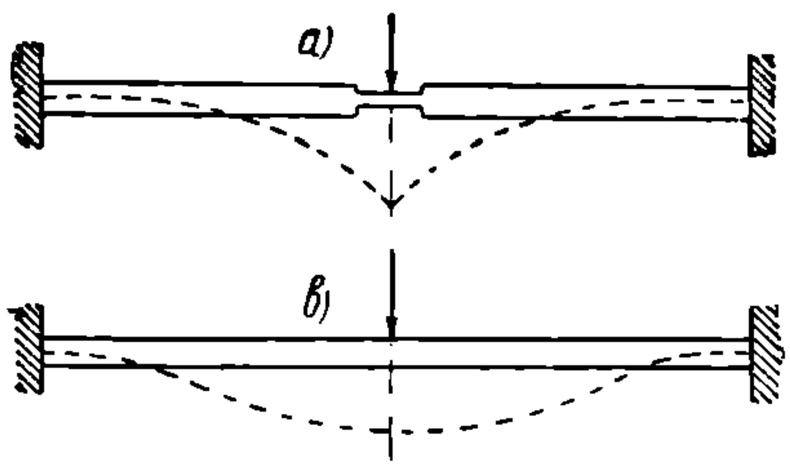
$$\eta_{m2} = -\frac{\delta_{m3}^{(7)}}{\delta_{33}^{(7)}}. \qquad (3)$$

Вычисление ординат упругой линии представляет собой задачу, статически неопределимую: система, полученная после включения шарнира *3*, содержит $8 - 1 = 7$ неизвестных. Лишь зная семь неизвестных, вызванных моментом $M = 1$, можно построить упругую линию, рассматривая каждое звено в отдельности и нагружая его по концам моментами M и поперечными силами Y. Для решения этой задачи в системе уравнений (1) полагаем все свободные члены равными нолю, момент $M_3 = 1$ и зачеркиваем уравнение 5-е. Разрешаем оставшуюся систему семи уравнений. Полученные неизвестные и представляют собой ту нагрузку, которая, действуя на основную систему совместно с $M_3 = 1$, определит вид упругой линии. Знаменатель инфлюентной линии равен значению левой части уравнения 5-го, если в него подставить $M_3 = 1$ и, кроме того, найденные значения M_1, M_2, M_4 и Y_1, Y_2, Y_3 и Y_4. Аналогичным путем можно найти и линию Y_4 как упругую линию системы, у которой удалена связь, препятствующая расхождению по вертикали смежных сечений в точке *4*. Имея инфлюентные линии неизвестных, уже нетрудно выяснить работу всех элементов. При этом, кроме воздействия местной нагрузки на каждое звено, следует учесть влияние четырех неизвестных, приложенных по краям.

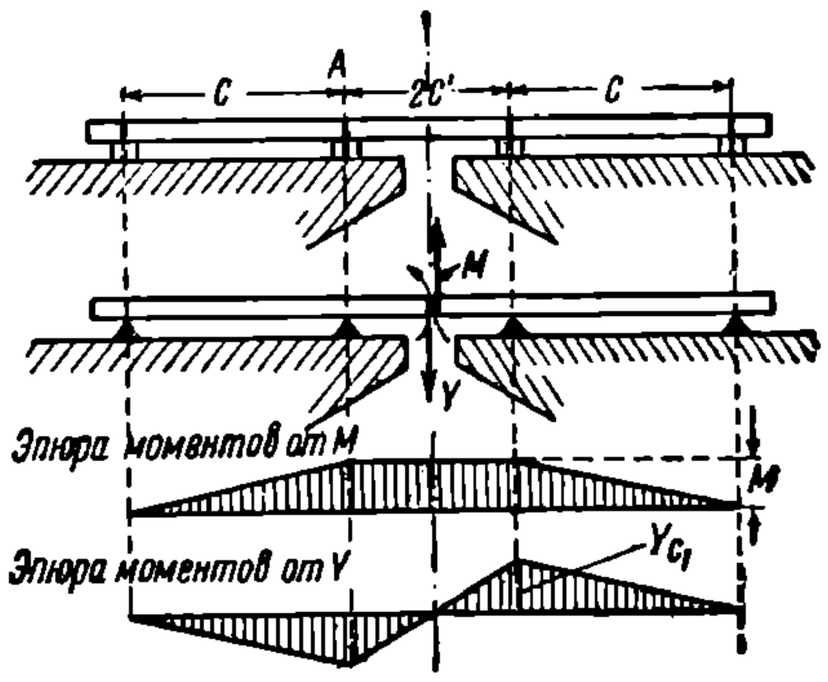
§ 26. Цепь пловучих звеньев, соединенных ригельными брусьями

Наиболее распространенным типом соединения между отдельными пловучими звеньями являются так называемые ригельные брусья, заклиниваемые по обе стороны от стыка звеньев.

Элементы надстройки при ригельных брусьях часто рассчитываются в предположении шарниров по оси сопряжений, т. е. по методу, изложенному в § 12 и 15. Основанием к этому служит то обстоятельство, что жесткость соединения, т. е. ригельных брусьев, значительно меньше жесткости моста на остальном протяжении. Вследствие малой жесткости ригельные брусья воспринимают сравнительно небольшие изгибающие моменты. Последние не оказывают на работу надстройки существенного влияния, и ими пренебрегают.



Фиг. 325.

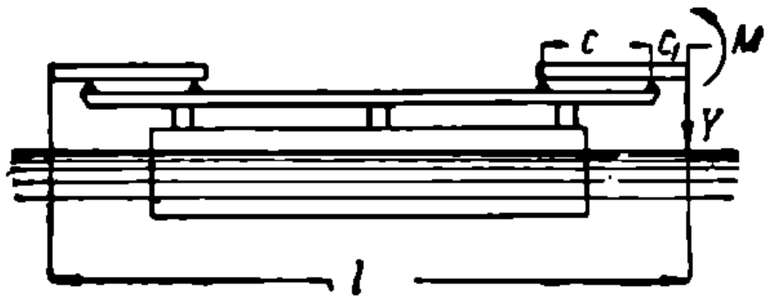


Фиг. 326.

Иллюстрацией работы ригельных брусьев может служить следующий пример балки с двумя заделанными концами, имеющей посредине участок незначительной жесткости. В этом случае характер изгиба балки от силы, приложенной посредине, будет приблизительно такой, как для двух консолей, соединенных шарниром (фиг. 325, *a*) и отнюдь не такой, как для балки постоянной жесткости по всей длине (фиг. 325, *b*).

ЧПТБ ДНУЖТ

Предположеиие шарнирной схемы для моста обычно идет в запас прочности и приводит к преувеличенным значениям уклонов и изгибающих моментов надстройки Однако такой расчет дает только значение поперечной силы (шарнирное давле ние), но не учитывает изгибающих моментов по оси бруса. На фиг. 326 показаны эпюры моментов на протяжении ригельного бруса, вызванные моментом M и перерезывающей силой Y Когда просвет $2C_1$ мал, к чему всегда следует стремиться при конструи ровании, момент от Y резко падает и им можно пренебречь. Остается лишь действие момента M, которое выпадает при упрощенном расчете.



Фиг. 327.

Пример построения линий M и Y. Рассмотрим длинный мост, состоящий из равных звеньев (фиг. 327). Пусть пролет звена между центрами сопряжений $l = 14{,}50$ *м*.

Площадь ватерлинии плашкоута $F = 179{,}6$ *м*^{2}.

Момент инерции площади ватерлинии $I = 975{,}0$ *м*^{4}.

Ввиду малой высоты надстройки $\alpha = 1$.

Плотность воды $\gamma = 1$ *т*/*м*^{3}.

Сечение ригельного бруса $0{,}25 \times 0{,}30$ *м*.

Момент инерции пары брусьев $i = 2\,\frac{0{,}25 \cdot 0{,}30^3}{12} = 1{,}125 \cdot 10$ *м*^{4}.

Размеры ригельного бруса $c_1 = 0{,}20$ *м*; $c = 2{,}40$ *м*.

Модуль упругости дерева $E = 100\,000$ *кг*/*см*$^2 = 10^6$ *т*/*м*^{2}.

Предполагая, что деформацией надстройки можно пренебречь по сравнению с деформацией ригельного бруса, получим такие значения упругих характеристик звена (по абсолютной величине).

Угол поворота ненагруженного концевого сечения от момента $M = 1$ на противоположном конце

$$\tau = \frac{1}{\gamma I \alpha} = \frac{1}{975{,}0} = 1{,}025 \cdot 10^{-3}.$$

То же от $Y = 1$

$$\theta = \frac{l}{2\gamma I \alpha} = \frac{14{,}50}{2 \cdot 975{,}0} = 7{,}44 \cdot 10^{-3}.$$

Угол поворота нагруженного концевого сечения от $M = 1$

$$\varphi = \frac{1}{\gamma I \alpha} + \frac{1}{Ei}\left(c_1 + \frac{c}{3}\right) = 1{,}025 \cdot 10^{-3} + \frac{0{,}20 + 0{,}80}{10^6 \cdot 1{,}125 \cdot 10^3} = 1{,}914 \cdot 10^{-3}.$$

Вертикальное перемещение ненагруженного конца от $M = 1$ (вниз)

$$\xi = \frac{l}{2\gamma I \alpha} = 7{,}44 \cdot 10^{-3}.$$

То же от $Y = 1$

$$\varepsilon = \frac{1}{\gamma}\left(\frac{l^2}{4I\alpha} - \frac{1}{F}\right) = \frac{1}{179{,}6} - \frac{14{,}5^2}{4 \cdot 975{,}0} = 48{,}44 \cdot 10^{-3} \text{ (вверх)}.$$

Вертикальное перемещение нагруженного конца от $M = 1$

$$\nu = \frac{l}{2\gamma I \alpha} + \frac{c_1}{Ei}\left(\frac{c}{3} + \frac{c_1}{2}\right) \approx 7{,}44 \cdot 10^{-3}.$$

То же от $Y = 1$

$$\sigma = \frac{1}{\gamma}\left[\frac{l^2}{4I_1} + \frac{1}{F}\right] \approx 59{,}56 \cdot 10^{-3}$$

Прогибы ригельного бруса обычно пренебрежимо малы по сравнению с перемещениями от осадки и крена пловучих опор.

Для построения линий M и Y по середине пары ригельных брусьев, лежащих не слишком близко от концов моста, выделим 4 звена, отбросив части моста влево и вправо от четырехзвенного отрезка (действие отдаленных звеньев сказывается в незначительной степени).

Линия M_1. Предполагая, что в точке *1* включен шарнир, прикладываем два момента $M_1 = 1$ и строим упругую линию левого и правого двухзвенных отрезков. Необходимо найти неизвестные в точке *2* (такие же в точке *2'*), вызываемые моментом $M_1 = 1$, а именно M_{21} и Y_{21}. Очевидно $Y_{11} = 0$ (вследствие симметрии).

Учитывая симметрию отрезка *1 — 2 — 3* относительно сечения *2*, вследствие чего побочные перемещения пропадают, получим два уравнения для определения M_{21} и Y_{21}.

НТБ ДНУЖТ

Первое уравнение выражает, что угол взаимного поворота между смежными сечениями равен нолю:

$$-1{,}025 + 2 \cdot 1{,}914 M_{21} = 0,$$

откуда

$$M_{21} = \frac{1{,}025}{2 \cdot 1{,}914} = 0{,}268.$$

Второе уравнение выражает, что взаимное расхождение сечений в точке *2* равно полю:

$$-7{,}44 + 2 \cdot 59{,}56\, Y_{21} = 0,$$

откуда

$$Y_{21} = \frac{7{,}44}{2 \cdot 59{,}56} = 0{,}062.$$

Переходим к вычислению ординат упругой линии (увеличенных в 10^{-3} раз):

$$\delta_1 = -7{,}44 + 0{,}268 \cdot 7{,}44 + 0{,}062 \cdot 48{,}44 = -2{,}45;$$

$$\delta_2 = -0{,}268 \cdot 7{,}44 + 0{,}062 \cdot 59{,}56 = 1{,}72;$$

$$\delta_3 = 0{,}268 \cdot 7{,}44 - 0{,}062 \cdot 48{,}44 = -1{,}02.$$

Знаменатель инфлюентной линии (угол взаимного поворота смежных сечений в шарнире *1*)

$$\delta_{11} = 2\ (1{,}914 - 0{,}268 \cdot 1{,}025 - 0{,}062 \cdot 7{,}44) = 2{,}36.$$

Ординаты инфлюентной линии (фиг. 328):

$$\mu_1 = -\frac{-2{,}45}{2{,}36} = 1{,}04\ м;\ \mu_2 = -\frac{1{,}72}{2{,}36} = -0{,}73\ м;\ \mu_3 = -\frac{-1{,}02}{2{,}36} = 0{,}43\ м.$$

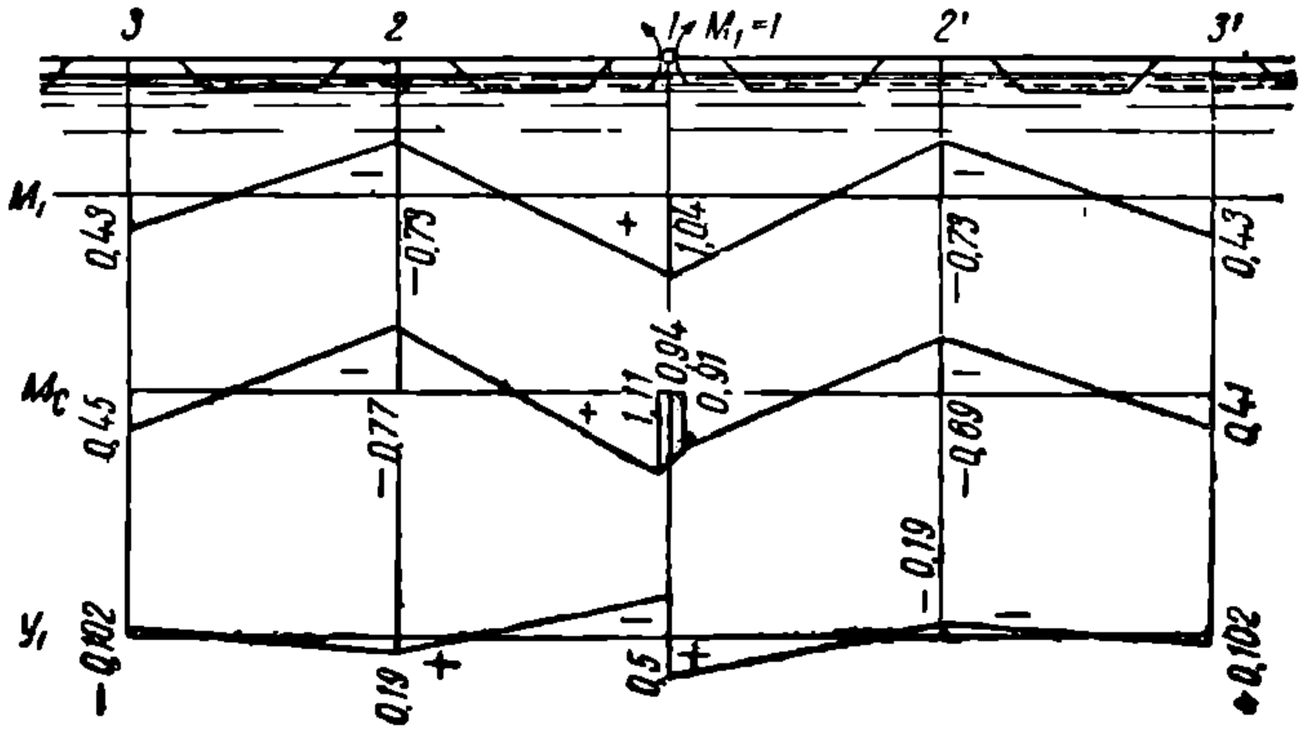
Мы получим линию M_1 в виде ломаной. В действительности пики будут несколько закруглены.

Линия Y_1. Устраняем связь, препятствующую взаимному расхождению сечений в точке *1*, прикладываем две равные и взаимно противоположные силы $Y_1 = 1$ и строим упругую линию левого отрезка и такую же, но обратно симметричную для правого отрезка

Неизвестные в точке *2* от $Y_1 = 1$:

$$M_{21} = -\frac{7{,}44}{2 \cdot 1{,}914} = -1{,}94;$$

$$Y_{21} = -\frac{48{,}44}{2 \cdot 59{,}56} = 0{,}406.$$



Фиг. 328.

Ординаты упругой линии:

$$\delta_1 = 59{,}56 - 1{,}94 \cdot 7{,}44 - 0{,}406 \cdot 48{,}44 = 25{,}51;$$

$$\delta_2 = 1{,}94 \cdot 7{,}44 - 0{,}406 \cdot 59{,}56 = -9{,}80;$$

$$\delta_3 = -1{,}94 \cdot 7{,}44 + 0{,}406 \cdot 48{,}44 = 5{,}20.$$

Знаменатель инфлюентной линии

$$\delta_{11} = 2 \cdot 25{,}51 = 51{,}02.$$

Ординаты инфлюентной линии (для левой ветви):

$$\eta_1 = -\frac{25{,}51}{51{,}02} = -0{,}50;\ \eta_2 = -\frac{-9{,}80}{51{,}02} = 0{,}19;\ \eta_3 = -\frac{5{,}20}{51{,}02} = -0{,}102.$$

Построим еще линию момента M_c в сечении, совпадающем с ближайшим к стыку левым хомутом *A* (фиг. 326).

$$M_c = M_c^0 + M_1 + Y_1 c_1.$$

НТБ ДНУЖТ

Здесь M_c^0 — момент от силы $P = 1$ для изолированного звена (когда сила $P = 1$ стоит между сечением *1* и хомутом).

$$\mu_1 = 1{,}04 - 0{,}50 \cdot 0{,}20 = 0{,}94 \text{ (по оси соединения);}$$

$$\mu_c = 1{,}01 + 0{,}49 \cdot 0{,}20 = 1{,}11 \text{ (ордината в сечении хомута);}$$

$$\mu_2 = -0{,}73 - 0{,}19 \cdot 0{,}20 = -0{,}77;$$

$$\mu_3 = 0{,}43 + 0{,}102 \cdot 0{,}20 = 0{,}45;$$

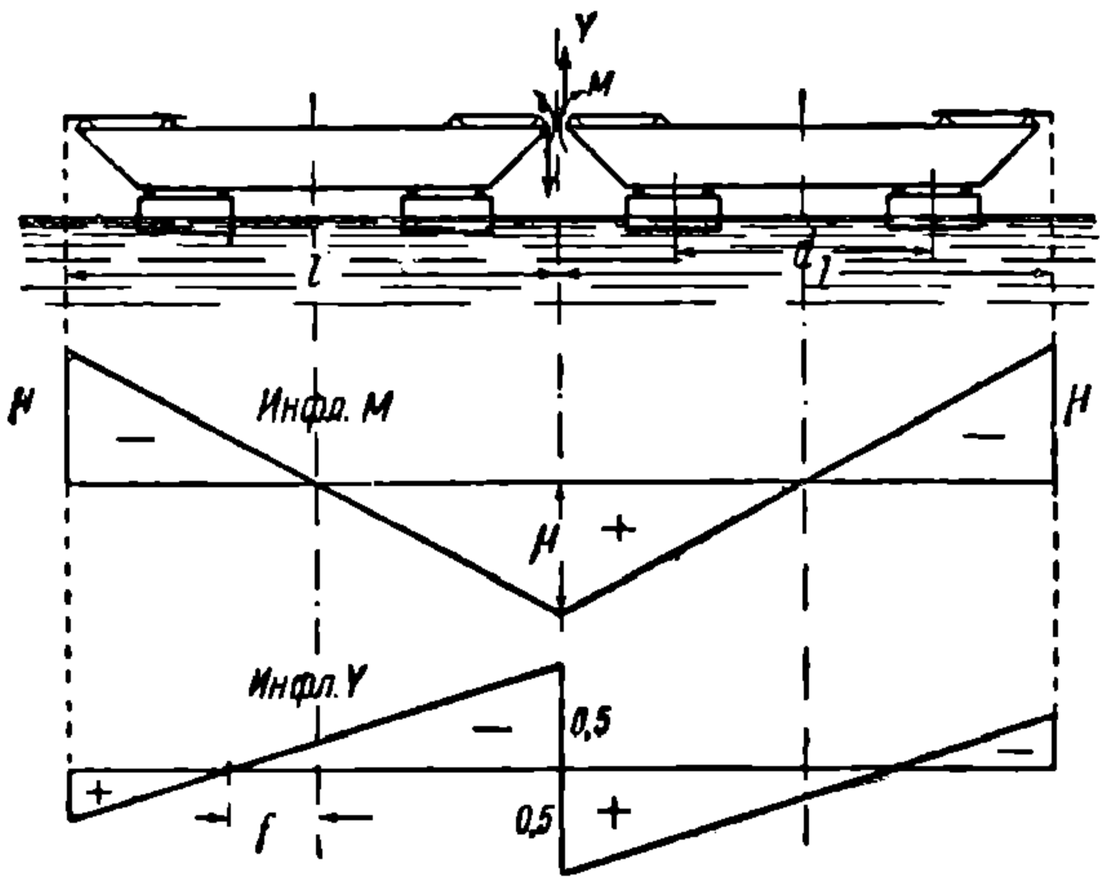
$$\mu_2' = -0{,}73 + 0{,}19 \cdot 0{,}20 = -0{,}69;$$

$$\mu_3' = 0{,}43 - 0{,}102 \cdot 0{,}20 = 0{,}41.$$

Максимальная ордината этой инфлюентной линии $1{,}11 > 1{,}04$, откуда ясно, что следует по возможности уменьшать длину c_1. В случае необходимости повысить точность расчета нетрудно перейти от четырехзвенного отрезка к восьмизвенному. При этом двухзвенный отрезок будет играть ту же роль, что одно звено в приведенном выше расчете. Полученные инфлюентные линии показывают, что при желании уменьшить изгибающие моменты в ригельном брусе следует делать его более гибким, одновременно уменьшая просвет $2c_1$ между концевыми хомутами. Большая гибкость достигается увеличением расстояния c между хомутами.

§ 27. Приближенные формулы для расчета ригельных брусьев. Поверка напряжений

Если остойчивость отдельных звеньев вдоль моста велика, например при опирании каждого звена на два понтона, можно для построения линий M и Y по оси соединения ограничиться рассмотрением всего двух звеньев (фиг. 329). Кроме того, полагаем, что просвет $2c_1$ между двумя крайними хомутами весьма мал и практически его можно считать равным нолю, ведя расчет по моменту M и поперечной силе Y по оси соединения.



Фиг. 329.

Инфлюентную линию M строим как эпюру прогибов системы, у которой по оси соединения включен шарнир и действуют два равных и противоположных момента $M = -1$. Ординаты этой упругой линии должны быть поделены на угол взаимного поворота смежных сечений слева и справа от шарнира. При неравных звеньях пришлось бы найти еще поперечную силу, которая возникает в шарнире от $M = 1$.

В нашем случае главная ордината инфлюентной линии M

$$\mu = \frac{\frac{l}{2\gamma I\alpha}}{2\left(\frac{1}{\gamma I\alpha} + \frac{c}{3Ei}\right)} = \frac{l}{4} \cdot \frac{1}{1 + \frac{c\gamma I\alpha}{3Ei}}. \qquad (4)$$

Здесь I — момент инерции площади ватерлинии, i — момент инерции всех смычных брусьев.

Сумма одноименных площадей линии M

$$\omega_{max} = \pm \frac{l^2}{8} \cdot \frac{1}{1 + \frac{c\gamma I\alpha}{3Ei}}. \qquad (5)$$

Инфлюентную линию Y строим как эпюру прогибов системы, разрезанной по оси соединения от сил $Y = -1$, причем ординаты должны быть поделены на величину взаимного расхождения смежных сечений в разрезе.

НТБ ДНУЖКТ

Отрезок от оси звена до фокуса инфлюентной линии Y

$$f = \frac{2I\alpha}{Fl}. \tag{6}$$

Сумма одноименных площадей линии Y

$$\omega'_{max} = \pm \frac{\frac{l^2}{4} + f^2}{2\left(\frac{l}{2} + f\right)}. \tag{7}$$

Расчет прочности ригельного бруса сводится к поверке, в первую очередь, скалывающих и затем нормальных напряжений. Кроме того, необходимо произвести поверку на смятие в хомутах. От равномерно распределенной постоянной нагрузки ригельные брусья не работают. Определяем по инфлюентным линиям Y_{max} и M_{max}. Напряжение при прямоугольных брусьях

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Y_{max}}{\omega}; \quad \sigma_{max} = \frac{M_{max}\, h}{2i},$$

где h — число брусьев, ω — площадь сечения всех брусьев. Сминающее усилие в крайнем хомуте при односторонней загрузке равно Y_{max} при симметричной $\frac{M_{max}}{c}$.

Числовой пример. Для устройства сопряжения между металлическими двухпонтонными звеньями с размерами $l = 40$ *м*, $d = 30$ *м*, $\frac{F}{2} = 100$ *м*², $\alpha = 1$, $\gamma = 1$ *т/м*³ применена пара ригельных дубовых брусьев 25×30 *см*; $E = 1{,}1 \cdot 10^6$ *т/м*². Расстояние между хомутами $c = 3{,}00$ *м*.

Проверим прочность сопряжения на действие невыгодным образом расположенной временной нагрузки $q = 2{,}4$ *т/пог. м* (на оба бруса). На скалывание дуба допущено 32 *кг/см*², на изгиб $130 + 50\% = 195$ *кг/см*². Повышенное допускаемое напряжение принято ввиду того, что нормальные напряжения по оси смычного бруса могут быть отнесены к категории дополнительных напряжений. Возрастание дополнительных напряжений особой опасности для сооружения не представляет.

Момент инерции площади ватерлинии

$$I = \frac{Fd^2}{4} = \frac{100 \cdot 30^2}{2} = 45 \cdot 10^3\ м^4.$$

Момент инерции пары ригельных брусьев

$$i = 2\,\frac{0{,}25 \cdot 0{,}30^3}{12} = 1{,}125 \cdot 10^{-3}\ м^4 = 112\,500\ см^4.$$

Поверка скалывающих напряжений. По формулам (6) и (7) найдем:

$$f = \frac{2 \cdot 45\,000 \cdot 1}{2 \cdot 100 \cdot 40} = 11{,}25\ м;$$

$$\omega'_{max} = \frac{1 \cdot 20^2 + 11{,}25^2}{2\,(20 + 11{,}25)} = 8{,}4;\ м.$$

$$Y_{max} = q\omega'_{max} = 2{,}4 \cdot 8{,}4 = 20{,}2\ т = 20\,200\ кг;$$

$$\tau_{max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{2} \cdot \frac{20\,200}{20 \cdot 30} = 25{,}2 < 32\ кг/см^2.$$

Поверка нормальных напряжений по формуле (5):

$$\omega_{max} = \frac{40^2}{8} \quad \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot 1{,}45 \cdot 10^3}{3 \cdot 1{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1{,}125 \cdot 10^{-3}}} = \frac{40^2}{8 \cdot 37{,}4} = 5{,}35\ м;$$

$$M_{max} = q\omega_{max} = 2{,}4 \cdot 5{,}35 = 12{,}83\ тм = 128\,300\ кгсм;$$

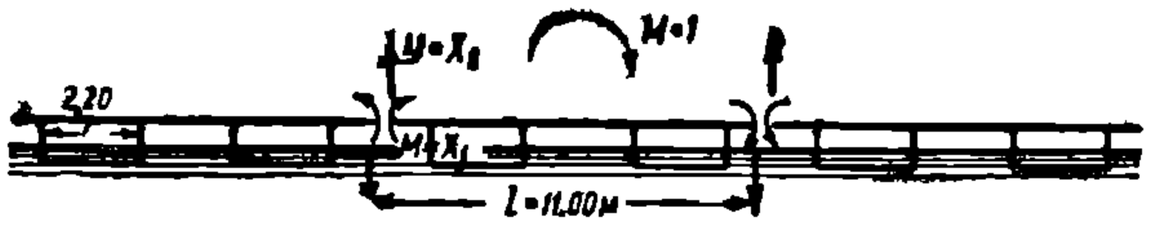
$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}\, h}{2i} = \frac{128\,300 \cdot 15}{112\,500} = 171 < 195\ кг/см^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Отметим, что путем увеличения момента инерции ригельных брусьев нельзя добиться снижения нормальных напряжений, так как одновременно возрастает значение μ. Нормальные напряжения в ригельных брусьях почти не зависят от числа их. Более действительная мера для уменьшения напряжений состоит в увеличении расстояния между хомутами c.

§ 28. Влияние ригельных брусьев на жесткость наплавного моста

Продольные уклоны моста, состоящего из отдельных звеньев, соединенных ригельными брусьями, оказываются значительно меньшими, чем при шарнирно соединенных звеньях. Это обстоятельство лучше всего выясняется путем параллельного построения инфлюентной линии продольного уклона какого-либо звена при соединении ригельными брусьями и в предположении ш а р н и р н о й схемы.



Фиг. 330.

Инфлюентную линию продольного уклона данного звена будем трактовать как упругую линию (эпюру осадок) системы, в которой интересующее нас звено нагружено моментом $\dot{M} = 1$.

Ограничимся случаем трех равных симметричных звеньев (фиг. 330). Нагружаем среднее звено моментом $\dot{M} = 1$, разрезаем соединения и прикладываем в разрезе *1* неизвестные $M = X_1$ и $Y = X_2$. Неизвестные в разрезе *2* будут, очевидно, численно равны, а по знаку противоположны значениям X_1 и X_2. Для определения неизвестных достаточно составить два уравнения:

$$\delta_{10} + X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} = 0; \tag{8}$$

$$\delta_{20} + X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} = 0. \tag{9}$$

Разрешая эти уравнения, найдем:

$$X_1 = -\frac{\delta_{10}\delta_{22} - \delta_{20}\delta_{12}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2}; \tag{10}$$

$$X_2 = -\frac{\delta_{20}\delta_{11} - \delta_{10}\delta_{12}}{\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2}; \tag{11}$$

здесь

$$\left.\begin{aligned} \delta_{10} &= \frac{M}{\gamma I}; \quad \delta_{20} = \frac{\dot{M}}{\gamma I}\cdot\frac{l}{2} \\ \delta_{11} &= \frac{3}{\gamma I} + \frac{2c}{3Ei}; \\ \delta_{12} &= \delta_{21} = \frac{l}{2I}; \\ \delta_{22} &= \frac{3}{\gamma}\left(\frac{1}{F} + \frac{l^2}{4I}\right) \end{aligned}\right\} \tag{12}$$

Определив неизвестные, без затруднений построим эпюру осадок системы, ординаты которой непосредственно совпадают с ординатами искомой инфлюентной линии уклона.

Числовой пример (фиг. 331). Звенья двухпонтонные; $l = 11{,}0$ *м*; $d = 7{,}0$ *м*; размеры понтонов в плане: $L = 14{,}0$ *м*; $B = 2{,}2$ *м*. Ригельные брусья дубовые 24×24 *см*; расстояние между хомутами $c = 1{,}50$ *м*. Модуль упругости дерева $E = 10^6$ *т/м*^{2}.

Площадь ватерлинии пары понтонов: $F = 2F_1 = 2 \cdot 14{,}0 \cdot 2{,}2 = 61{,}6$ *м*^{2}. Момент инерции ватерлинии относительно оси симметрии звена, перпендикулярной оси моста,

$$I = 2\left[F_1\left(\frac{d}{2}\right)^2 + \frac{LB^3}{12}\right] = 2\left(30{,}8 \cdot 3{,}5^2 + \frac{14{,}0 \cdot 2{,}2^3}{12}\right) = 779{,}0 \text{ м}^4.$$

НТБ ДНУЖТ

Момент инерции пары ригельных брусьев

$$i = \frac{2 \cdot 0{,}24^4}{12} = 0{,}000553 \text{ м}^4.$$

Подставляя эти значения в формулы для коэфициентов, найдем:

$$\delta_{10} = \frac{1}{1 \cdot 779{,}0} = 0{,}00128; \quad \delta_{20} = \frac{1}{1 \cdot 779{,}0} \cdot \frac{11{,}0}{2} = 0{,}00706;$$

$$\delta_{11} = \frac{3}{1 \cdot 779{,}0} + \frac{2}{3} \cdot \frac{1{,}5}{10^6 \cdot 0{,}000553} = 0{,}00568;$$

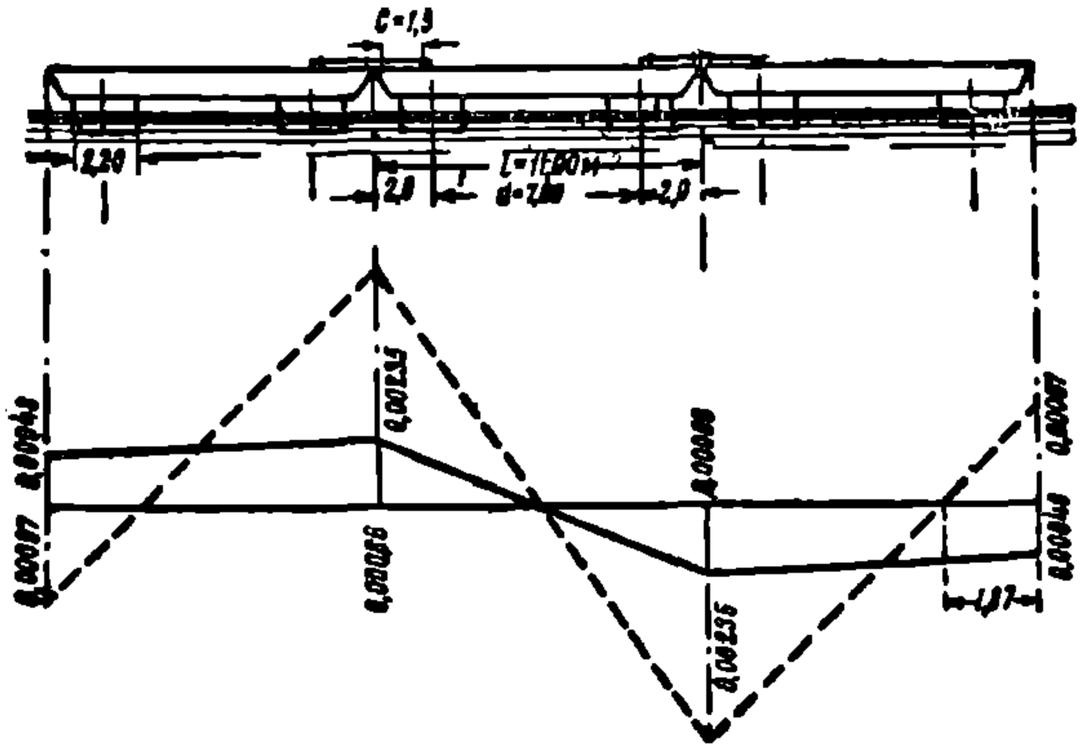
$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{11{,}0}{1 \cdot 2 \cdot 779{,}0} = 0{,}00706;$$

$$\delta_{22} = 3\left(\frac{1}{1 \cdot 61{,}6} + \frac{11{,}0^2}{4 \cdot 779{,}0}\right) = 0{,}1653.$$

Подстановка в формулы (10) и (11) дает

$$X_1 = -\frac{0{,}00128 \cdot 0{,}1653 - 0{,}00706 \cdot 0{,}00706}{0{,}00568 \cdot 0{,}1653 - 0{,}00706^2} = -0{,}1805;$$

$$X_2 = -\frac{0{,}00706 \cdot 0{,}00568 - 0{,}00128 \cdot 0{,}00706}{0{,}00568 \cdot 0{,}1653 - 0{,}00706^2} = -0{,}035.$$



Фиг. 331.

Находим ординаты инфлюентной линии (фиг. 331):

$$\eta_1 = -\eta_2 = 0{,}1805 \cdot 0{,}00706 - 0{,}035\left(\frac{1}{61{,}6} + \frac{11{,}0^2}{4 \cdot 779{,}0}\right) = -0{,}00066;$$

$$\eta_0 = -\eta_3 = -0{,}1805 \cdot 0{,}00706 + 0{,}035\left(\frac{11{,}0^2}{4 \cdot 779{,}0} - \frac{1}{61{,}6}\right) = -0{,}00048.$$

Для сравнения найдем ординаты инфлюентной линии уклона, предполагая соединение между звеньями шарнирным. В уравнениях (8) и (9) принимаем $X_1 = 0$; тогда

$$\delta_{20} + X_2 \delta_{22} = 0,$$

или

$$0{,}00706 + 0{,}1653\ X_2 = 0;$$

$$X_2 = -\frac{0{,}00706}{0{,}1653} = -0{,}0427.$$

Ординаты:

$$\eta_1 = -\eta_2 = -0{,}0427\left(\frac{1}{61{,}6} + \frac{11{,}0^2}{4 \cdot 779{,}0}\right) = -0{,}00235;$$

$$\eta_0 = -\eta_3 = 0{,}0427\left(\frac{11{,}0^2}{4 \cdot 779{,}0} - \frac{1}{61{,}6}\right) = 0{,}00097.$$

Эта линия показана на фиг. 331 пунктиром. Сравнение показывает, что максимальные ординаты инфлюентной линии уклона при наличии ригельных брусьев будут значительно меньше, чем в случае шарниров.

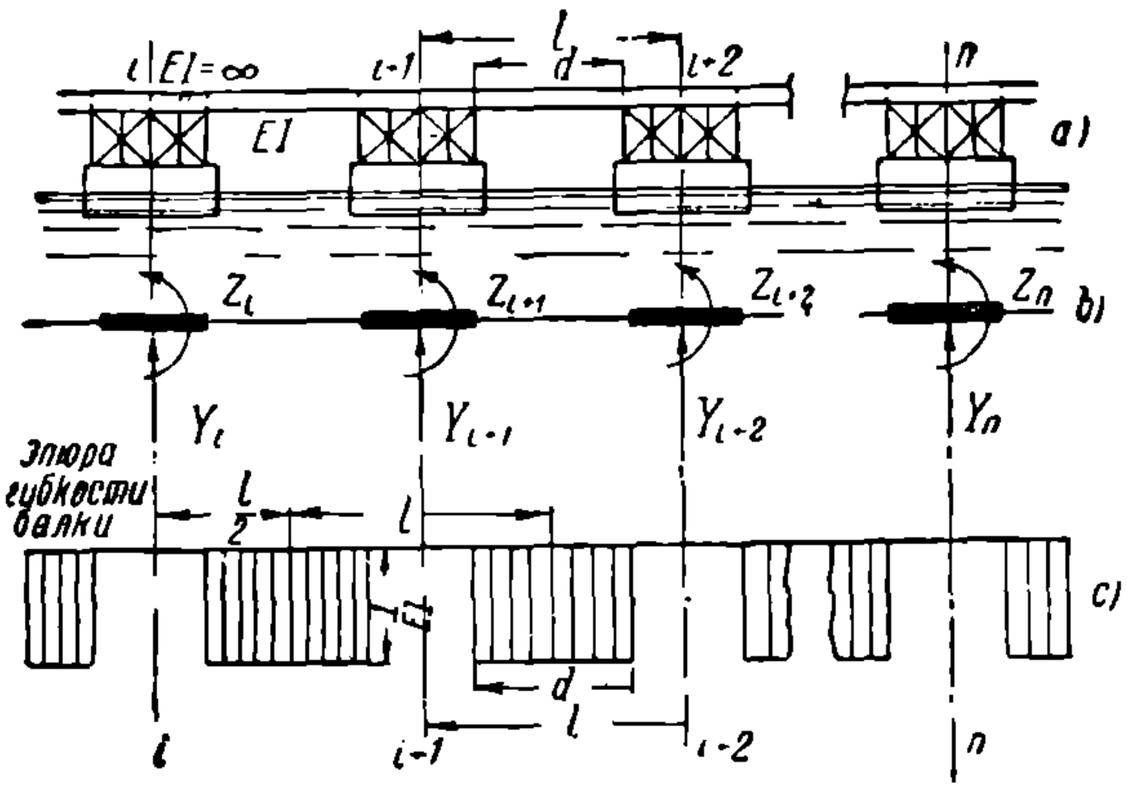
§ 29. Переход к балке на упруго оседающих и упруго поворачивающихся опорах. Расчет по методу начальных параметров

Расчет по методу сил одинаково пригоден при упругой и абсолютно жесткой надстройке самостоятельно плавающих звеньев, а также при любой конфигурации соединения неразрезной балки с пловучими опорами. Если надстройка звеньев является жесткой или опирание неразрезной балки сконструировано так, что на протяжении понтона балку можно считать недеформируемой, то систему можно рассматривать как длинную балку, состоящую попеременно из упругих и абсолютно жестких частей, опертую на упруго оседающие и упруго поворачивающиеся опоры (фиг. 332, *а* и *b*).

ЧТБ ДНУЖТ

При осадке вниз на y_i пловучая опора развивает направленную вверх реакцию, равную (ср. § 23)

$$Y_i = \varkappa_i y_i = \gamma F_i y_i. \tag{13}$$



Фиг. 332.

При повороте по часовой стрелке на угол φ опора развивает реактивный момент, направленный против часовой стрелки и равный

$$Z_i = \mu_i \varphi_i. \tag{14}$$

Величина μ_i называется отпорностью или жесткостью при повороте и измеряется в $т/м$. Очевидно, что

$$\mu_i = \gamma \cdot I_i, \tag{15}$$

где I_i — момент инерции площади ватерлинии относительно оси, перпендикулярной оси моста.

Итак, поставим себе задачей найти общее решение для неразрезной балки переменного сечения, имеющей упруго оседающие и поворачивающиеся опоры. Искомое решение должно иметь такой вид:

$$y_n = y_0 A_n + \varphi_0 B_n - M_0 C_n - Q_0 D_n + N_n; \tag{16}$$

$$\varphi_n = \varphi_0 A_n' - M_0 B_n' - Q_0 C_n' - y_0 D_n' + N_n'; \tag{17}$$

$$M_n = M_0 A_n'' + Q_0 B_n'' + y_0 C_n'' + \varphi_0 D_n'' + N_n''; \tag{18}$$

$$Q_n = Q_0 A_n''' + y_0 B_n''' + \varphi_0 C_n''' - M_0 D_n''' + N_n''' \tag{19}$$

Речь идет, следовательно, об определении 16 функций влияния (по 4 для каждой из величин y, φ, M и Q) и, кроме того, четырех выражений для членов N, зависящих от местной нагрузки.

Предположим сперва, что упругие опоры отсутствуют, и напишем общее решение для обыкновенной балки переменного сечения, нагруженной силами P, сосредоточенными моментами Z и некоторой произвольной местной нагрузкой [1].

$$y_x = y_0 + \varphi_0 x - M_0 \hat{S}_x - Q_0 \hat{J}_x + [y_x] - \sum_0^x \dot{M}_u \hat{S}_{x-u} + \sum_0^x P_u \hat{J}_{x-u}; \tag{20}$$

$$\varphi_x = \varphi_0 - M_0 F_x - Q_0 S_x + [\varphi_x] - \sum_0^x \dot{M}_u F_{x-u} + \sum_0^x P_u S_{x-u}; \tag{21}$$

$$M_x = M_0 + Q_0 x + [M_x] + \sum_0^x \dot{M}_u - \sum_0^x P_u (x-u); \tag{22}$$

$$Q_x = Q_0 + [Q_x] - \sum_0^x P_u. \tag{23}$$

Принятые здесь обозначения тесно связаны с понятием об эпюре гибкостей — диаграмме, ординаты которой в каждом сечении равны $\frac{1}{EI}$. Обратимся сперва к обозначениям уравнения (21). F_{x-u} обозначает площадь эпюры гибкостей отрезка $x-u$; S_{x-u} обозначает статический момент этой площади относительно

[1] См. А. А. Уманский, Специальный курс строительной механики, ч. I, § 2, формулы (28), (24), (20) и (19).

НТБ ДНУЖТ

сечения u. Абсцисса u может быть равна нолю, тогда будем писать F_x и S_x. Обозначение $\hat{S}_{x-u}$ расшифровывается так:

Обозначение

$$\hat{S}_{x-u} = F_{x-u}\,(x-u) - S_{x-n}.$$
$$\hat{J}_{x-u} = S_{x-u}\,(x-u) - J_{x-u},$$

где J_{x-u} — момент инерции площади F_{x-u} относительно сечения u. Все эти обозначения легко усваиваются, если иллюстрировать их случаем постоянной жесткости. Пусть $EI = \text{const}$. Тогда:

$$F_{x-u} = \frac{x-u}{EI}; \qquad S_{x-u} = \frac{(x-u)^2}{2EI}; \qquad J_{x-u} = \frac{(x-u)^3}{3EI};$$

$$\hat{S}_{x-u} = \frac{(x-u)^2}{EI} - \frac{(x-u)^2}{2EI} = \frac{(x-u)^2}{2EI};$$

$$\hat{J}_{x-u} = \frac{(x-u)^3}{2EI} - \frac{(x-u)^3}{3EI} = \frac{(x-u)^3}{6EI}.$$

Члены в квадратных скобках объединяют часть соответствующего фактора, непосредственно зависящую от местной нагрузки [см. § 23, формулу (28)]. Пусть введенные в уравнения (20) — (22) сосредоточенные силы P и моменты M и есть реакции упругих опор. Тогда

$$P_i = -\varkappa_i y_i; \qquad M_l = -\varphi_i \mu_l.$$

Сюда подставим выражение y_i из формулы (16) и φ_i из формулы (17), т. е.

$$P_i = -\varkappa_i (y_0 A_i + \varphi_0 B_l - M_0 C_i - Q_0 D_i + N_i);$$
$$M_i = -\mu_i (\varphi_0 A_i - M_0 B_i - Q_0 C_i' - y_0 D_i + N_l),$$

а эти выражения в свою очередь введем в формулы (20), (21), (22), (23) и отсортируем члены, содержащие множителями начальные параметры y_0, φ_0, M_0, Q_0, и отдельно свободные члены. Произведя эту операцию, мы получим решение в форме формул (16) — (19), причем функции влияния имеют следующее значение:

$$\left.\begin{aligned}
A_n &= 1 - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i A_i \hat{J}_{n-i} - \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i D_i' \hat{S}_{n-i};\\
B_n &= \varkappa_n - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i B_i \hat{J}_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i A_i' \hat{S}_{n-i};\\
C_n &= \hat{S}_n - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i C_i \hat{J}_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i B_i' \hat{S}_{n-i};\\
D_n &= \hat{J}_n - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i D_i \hat{J}_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i C'_i \hat{S}_{n-i};\\
N_n &= [y_n] - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i N_i \hat{J}_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i N_i' \hat{S}_{n-i}.
\end{aligned}\right\} \qquad (24)$$

$$\left.\begin{aligned}
A_i' &= 1 - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i B_i S_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i A_i' F_{n-i};\\
B_n' &= F_n - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i C_i S_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i B_i' F_{n-i};\\
C_n' &= S_n - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i D_i S_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i C_i' F_{n-i};\\
D_n' &= \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i A_i S_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i D_i' F_{n-i};\\
N_n' &= [\varphi_n] - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i N_i S_{n-i} + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i N_i' F_{n-i}.
\end{aligned}\right\} \qquad (25)$$

НТБ ДНУЖКТ

$$\left.\begin{aligned}
A_n'' &= 1 - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i C_i (x_n - x_i) + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i B_i';\\
B_n'' &= x_n - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i D_i (x_n - x_i) + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i C_i';\\
C_n'' &= \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i A_i (x_n - x_i) + \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i D_i';\\
D_n'' &= \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i B_i (x_n - x_i) - \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i A_i';\\
N_n'' &= [M_n] + \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i N_i (x_n - x_i) - \sum_{i=1}^{n-1} \mu_i N_i'.
\end{aligned}\right\} \qquad (26)$$

$$\left.\begin{aligned}
A_n''' &= 1 - \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i D_i;\\
B_n''' &= \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i A_i;\\
C_n''' &= \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i B_i;\\
D_n''' &= \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i C_i;\\
N_n''' &= [Q_n] + \sum_{i=1}^{n-1} \varkappa_i N_i.
\end{aligned}\right\} \qquad (27)$$

Заметим, что при вычислении по формулам (24) величин A, B, C и D требуется параллельное вычисление A', B', C' и D' по формулам (25). Например, $A_1 = 1$; чтобы найти A_2, следует сперва определить D'_1. В данном случае $D_1' = 0$, поэтому $A_2 = 1 - \varkappa_1 \cdot 1 \hat{J}_{n-1}$.

Относительно величин J, S, F было сказано выше. Покажем, как они вычисляются, если эпюра гибкости состоит из ряда одинаковых прямоугольников, расположенных на равном расстоянии. Этот случай соответствует регулярной балке с чередующимися участками постоянной и бесконечно большой жесткости (фиг. 332, *с*):

$$\left.\begin{aligned}
F_{n-i} &= \frac{d}{EI}(n-i);\\
S_{n-i} &= \frac{d}{EI} \cdot \frac{l}{2}[1+3+5+\ldots+2(n-i)-1] = \frac{dl(n-i)^2}{2EI};\\
J_{n-i} &= \frac{(n-i)\,d^3}{12EI} + \frac{d}{EI} \cdot \frac{l^2}{4} \{1^2+3^2+5^2+\ldots+[2(n-i)-1]^2\} =\\
&= \frac{(n-i)\,d^3}{12EI} + \frac{d}{EI} \cdot \frac{l^2}{4} \cdot \frac{n-i}{3}[4(n-i)^2-1];\\
\hat{S}_{n-1} &= F_{n-i}\, l(n-i) - S_{n-i} = \frac{dl(n-i)^2}{2EI};\\
\hat{J}_{n-i} &= S_{n-i} l(n-i) - J_{n-i}.
\end{aligned}\right\} \qquad (28)$$

Пользуясь этими выражениями, можно без особых затруднений подсчитать функции A, B, C, D.

Приводим значения функций регулярной балки постоянного сечения (без участков бесконечной жесткости).

НТБ ДНУЖТ

Обозначения:

$$c = \frac{\varkappa l}{6EI} = \frac{\gamma F l}{6EI}; \tag{29}$$

$$m = \frac{\mu l}{2EI} = \frac{\gamma I_a l}{2EI}, \tag{30}$$

где I — момент инерции площади ватерлинии.

Функции для прогиба:

$$\left.\begin{aligned}
&A_0 = 1; && \text{[отвлеченное число]}\\
&A_1 = 1;\\
&A_2 = 1 - c;\\
&A_3 = 1 - 9c + c^2 - 3cm;\\
&A_4 = 1 - 36c + 17c^2 - c^3 - 3cm\,(9 - 2c + 2m);\\
&A_5 = 1 - 100c + 135c^2 - 25c^3 + c^4 - 3cm\,(43 - 34c + 3c^2 - 7cm + 22m + 4m^2);\\
&A_6 = 1 - 225c + 695c^2 - 298c^3 + 33c^4 - c^5 - 3cm\,(147 - 284c + 75c^2 - 4c^3 -\\
&\qquad - 127cm + 15c^2m - 20cm^2 + 128m + 52m^2 + 8m^3).
\end{aligned}\right\} \tag{31}$$

$$\left.\begin{aligned}
&B_0 = 0;\\
&B_1 = l; && [см]\\
&B_2 = l\,(2 - c + m);\\
&B_3 = l\,(3 - 10c + c^2 - 4cm + 5m + 2m^2);\\
&B_4 = l\,[4 - 46c + 18c^2 - c^3 - cm\,(43 - 7c + 11m) + 2m\,(7 + 7m + 2m^2)];\\
&B_5 = l\,[5 - 146c + 153c^2 - 26c^3 + c^4 - cm\,(240 - 129c + 10c^2 - 29cm +\\
&\qquad + 141m + 28m^2) + 2m\,(15 + 27m + 18m^2 + 4m^3)];\\
&B_6 = l\,[6 - 371c + 848c^2 - 324c^3 + 34c^4 - c^5 - cm\,(941 - 1\,172c + 263c^2 -\\
&\qquad - 13c^3 - 574cm + 56c^2m - 97cm^2 + 940m + 416m^2 + 68m^3) +\\
&\qquad + m\,(55 + 154m + 176m^2 + 88m^3 + 16m^4)].
\end{aligned}\right\} \tag{32}$$

$$\left.\begin{aligned}
&C_0 = 0;\\
&C_1 = \frac{l^2}{2EI}; && \left[\frac{1}{кг}\right]\\
&C_2 = \frac{l^2}{2EI}\,(4 - c + 2m);\\
&C_3 = \frac{l^2}{2EI}\,(9 - 12c + c^2 - 5cm + 12m + 4m^2);\\
&C_4 = \frac{l^2}{2EI}\,[16 - 68c + 20c^2 - c^3 - 8cm\,(8 - c + 2m) + 8m\,(5 + 4m + m^2)];\\
&C_5 = \frac{l^2}{2EI}\,[25 - 260c + 191c^2 - 28c^3 + c^4 - cm\,(415 - 164c + 11c^2 -\\
&\qquad - 37cm + 232m + 44m^2) + 4m\,(25 + 35m + 20m^2 + 4m^3)];\\
&C_6 = \frac{l^2}{2EI}\,(36 - 777c + 1\,192c^2 - 378c^3 + 36c^4 - c^5 - 2cm\,(928 - 828c +\\
&\quad + 156c^2 - 7c^3 - 402cm + 35{,}5c^2m - 67cm^2 + 864m + 360n^2 + 56m^3) +\\
&\qquad + 2m\,(105 + 224m + 216m^2 + 96m^3 + 16m^4)].
\end{aligned}\right\} \tag{33}$$

НТБ ДНУЖТ

$$
\begin{aligned}
&D_0 = 0;\\
&D_1 = \frac{l^3}{6EI}; \qquad \left[\frac{см}{кг}\right]\\
&D_2 = \frac{l^3}{6EI}\,(8 - c + 3m);\\
&D_3 = \frac{l^3}{6EI}\,(27 - 16c + c^2 - 6cm + 24m + cm^2);\\
&D_4 = \frac{l^3}{6EI}\,[64 - 118c + 24c^2 - c^3 - 3cm\,(32 - 3c + 7m) +\\
&\qquad + 6m\,(17 + 10m + 2m^2)];\\
&D_5 = \frac{l^3}{6EI}\,[125 - 560c + 273c^2 - 32c^3 + c^4 - 6cm\,(125 - 36c +\\
&\qquad + 2c^2 - 7{,}5\,cm + 60m + 10m^2) + 6m\,(52 + 53m + 24m^2 + 4m^3)];\\
&D_6 = \frac{l^3}{6EI}\,[216 - 2003c + 2000c^2 - 492c^3 + 40c^4 - c^5 - 6cm\,(656 - 420c +\\
&+ 64c^2 - 2{,}5c^3 - 186cm + 13c^2m - 28{,}5cm^2 + 518m + 188m^2 + 26m^3) +\\
&\qquad + 6m\,(129{,}5 + 200m + 152m^2 + 56m^3 + 8m^4)].
\end{aligned}
\tag{34}
$$

Функции для угла поворота:

$$
\begin{aligned}
&A'_0 = 1; \qquad \text{[отвлеченное число]}\\
&A_1 = 1;\\
&A'_2 = 1 - 3c + 2m;\\
&A'_3 = 1 - 18c + 3c^2 - 9cm + 2m\,(3 + 2m);\\
&A'_4 = 1 - 60c + 42c^2 - 3c^3 - 3\,cm\,(25 - 6c + 8m) + 4m\,(3 + 5m + 2m^2);\\
&A'_5 = 1 - 150c + 285c^2 - 66c^3 + 3c^4 - 3cm\,(113 - 91c + 9c^2 - 23cm +\\
&\qquad + 84m + 20m^2) + 4m\,(5 + 15m + 14m^2 + 4m^3);\\
&A'_6 = 1 - 315c + 1\,308c^2 - 702c^3 + 90c^4 - 3c^5 - 3cm\,(371 - 700c +\\
&\qquad + 205c^2 - 12c^3 - 391cm + 47c^2m - 74cm^2 + 472m + 252m^2 + 48m^3) +\\
&\qquad + 2m\,(15 + 70m + 112m^2 + 72m^3 + 16m^4).
\end{aligned}
\tag{35}
$$

$$
\begin{aligned}
&B'_0 = 0;\\
&B'_1 = \frac{l}{EI}; \qquad \left[\frac{1}{кгсм}\right]\\
&B'_2 = \frac{l}{EI}\,(2 - 1{,}5c + 2m);\\
&B'_3 = \frac{l}{EI}\,(3 - 12c + 1{,}5c^2 - 6cm + 8m + 4m^2);\\
&B'_4 = \frac{l}{EI}\,[4 - 51c + 24c^2 - 1{,}5c^3 - cm\,(60 - 10{,}5c + 18m) +\\
&\qquad + 4m\,(5 + 6m + 2m^2)];\\
&B'_5 = \frac{l}{EI}\,[5 - 156c + 187{,}5c^2 - 36c^3 + 1{,}5c^4 - 3cm\,(106 - 60c + 5c^2 -\\
&\qquad - 15cm + 72m + 16m^2) + 4m\,(10 + 21m + 16m^2 - 4m^3)];\\
&B'_6 = \frac{l}{EI}\,[6 - 388{,}5c + 984c^2 - 420c^3 + 48c^4 - 1{,}5c^5 - 3cm\,(400 - 518c +\\
&\qquad + 124c^2 - 6{,}5c^3 - 282cm + 28{,}5c^2m - 52cm^2 + 456m +\\
&+ 224m^2 + 40m^3) + 2m\,(35 + 112m + 144m^2 + 80m^3 + 16m^4)].
\end{aligned}
\tag{36}
$$

НТБ ДНУЖКТ

$$C_n' = C_n \ (n = 0,\ 1,\ 2,\ 3\ldots). \tag{37}$$

$$\left.\begin{aligned}
&D_0' = 0;\\
&D_1' = 0;\qquad\qquad \left[\frac{1}{cM}\right]\\
&D_2' = \frac{3c}{l};\\
&D_3' = \frac{3c}{l}\ (5 - c + 2m);\\
&D_4' = \frac{3c}{l}\ [14 - 13c + c^2 + m\,(14 - 5c + 4m)];\\
&D_5' = \frac{3c}{l}\ [30 - 81c + 21c^2 - c^3 + m\,(54 - 69c + 8c^2 - 16cm + 36m + 8m^2)];\\
&D_6' = \frac{3c}{l}\ [55 - 341c + 212c^2 - 29c^3 + c^4 + m\,(154 - 484c + 172c^2 -\\
&\qquad - 11c^3 - 248cm + 37c^2m - 44cm^2 + 176m + 88m^2 + 16m^3)].
\end{aligned}\right\} \tag{38}$$

Функции для изгибающего момента:

$$A_n'' = A_n' (n = 0,\ 1,\ 2,\ 3\ldots); \tag{39}$$

$$B_n'' = B_n \ (n = 0,\ 1,\ 2,\ 3\ldots). \tag{40}$$

$$\left.\begin{aligned}
&C_0'' = 0;\\
&C_1'' = 0;\qquad\qquad [кг]\\
&C_2'' = \varkappa l;\\
&C_3'' = \varkappa l\,(3 - c + m);\\
&C_4'' = \varkappa l\,[6 - 11c + c^2 + m\,(6 - 4c + 2m)];\\
&C_5'' = \varkappa l\,[10 - 57c + 19c^2 - c^3 + m\,(20 - 47c + 7c^2 - 11cm + 16m + 4m^2)];\\
&C_6'' = \varkappa l\,[15 - 203c + 172c^2 - 27c^3 + c^4 + m\,(50 - 287c + 136c^2 - 10\,c^3 -\\
&\qquad - 152cm + 29c^2m - 28cm^2 + 70m + 40m^2 + 8m^3)].
\end{aligned}\right\} \tag{41}$$

$$\left.\begin{aligned}
&D_0'' = 0;\\
&D_1'' = 0;\qquad\qquad [кгсм]\\
&D_2'' = \varkappa l^2 - \mu;\\
&D_3'' = \varkappa l^2\,(4 - c + m) - 2\mu\,(1 + m);\\
&D_4'' = \varkappa l^2\,[10 - 12c + c^2 + m\ (14 - 4c + 5m)] - \mu\,(3 + 8m + 4m^2);\\
&D_5'' = \varkappa l^2\,[20 - 69c + 20c^2 - c^3 + m\,(54 - 66c + 8c^2 - 17cm + 46m +\\
&\qquad + 12m^2)] - 4\mu\,(1 + 5m + 6m^2 + 2m^3);\\
&D_6'' = \varkappa l^2\,[35 - 272c + 192c^2 - 28c^3 + c^4 + m\,(154 - 448c + 166c^2 -\\
&\qquad - 11c^3 - 260cm + 38c^2m - 51cm^2 + 229m + 136m^2 + 28m^3)] -\\
&\qquad - \mu\,(5 + 40m + 84m^2 + 64m^3 + 16m^4).
\end{aligned}\right\} \tag{42}$$

Функции для поперечной силы:

$$A_n''' = A_n \ (n = 0,\ 1,\ 2,\ 3\ldots). \tag{43}$$

НТБ ДНУЖКТ

$$
\left.\begin{aligned}
&B_n'' = 0;\\
&B_1''' = 0;\\
&B_2''' = \varkappa;\\
&B_3 = \varkappa\,(2-c);\\
&B_4''' = \varkappa\,(3-10c+c^2-3cm)];\\
&B_5''' = \varkappa\,[4-46c+18c^2-c^3-6cm\,(5-c+m)];\\
&B_6''' = \varkappa\,[5-146c+153c^2-26c^3+c^4-3cm\,(53-36c+3c^2-7cm+\\
&\qquad\qquad +24m+4m^2)];
\end{aligned}\right\}\quad [\text{кг}/\text{см}] \tag{44}
$$

$$
C_n''' = C_n''\ (n=0,\ 1,\ 2,\ 3\ldots). \tag{45}
$$

$$
D_n''' = D_n'\quad (n=0,\ 1,\ 2,\ 3\ldots). \tag{46}
$$

Легко видеть, что при $m=0$ полученные выражения для функций влияния переходят в найденные в § 23 для балки на упруго оседающих опорах. Расчет по методу начальных параметров делается по правилам, описанным в § 23[1].

* *
*

Заканчивая на этом рассмотрение различных методов расчета пловучих цепей, необходимо заметить, что мост не всегда представляет собой конструкцию, однотипную в статическом отношении на всем протяжении. Однотипной обычно является система шарнирно соединенных звеньев и звеньев, соединенных ригельными брусьями. В неразрезную систему разводное устройство, как правило, вносит перебой, так что такой мост (см. например, фиг. 96, план) приходится рассматривать как три шарнирно соединенных звена, из которых два береговых представляют собой многопролетные неразрезные балки на пловучих опорах, а среднее более или менее короткое двух- или трехпонтонное звено. После того как выяснены упругие характеристики звеньев, расчет такой системы никаких особенностей, по сравнению с рассмотренным в главе III, не представляет и требует решения всего двух уравнений с двумя неизвестными. При исследовании же береговых звеньев, в том числе и для определения их упругих характеристик (осадок концов от единичных сил по концам), находят применение все методы, изложенные в главах IV и V.

Хорошая ориентировка в основных приемах расчета всегда позволит наметить рациональную схему расчета и для более сложной системы, объединяющей в себе несколько простых.

---

[1] Формулы (31)—(41) вычеслены инж. А. Л. Резник.

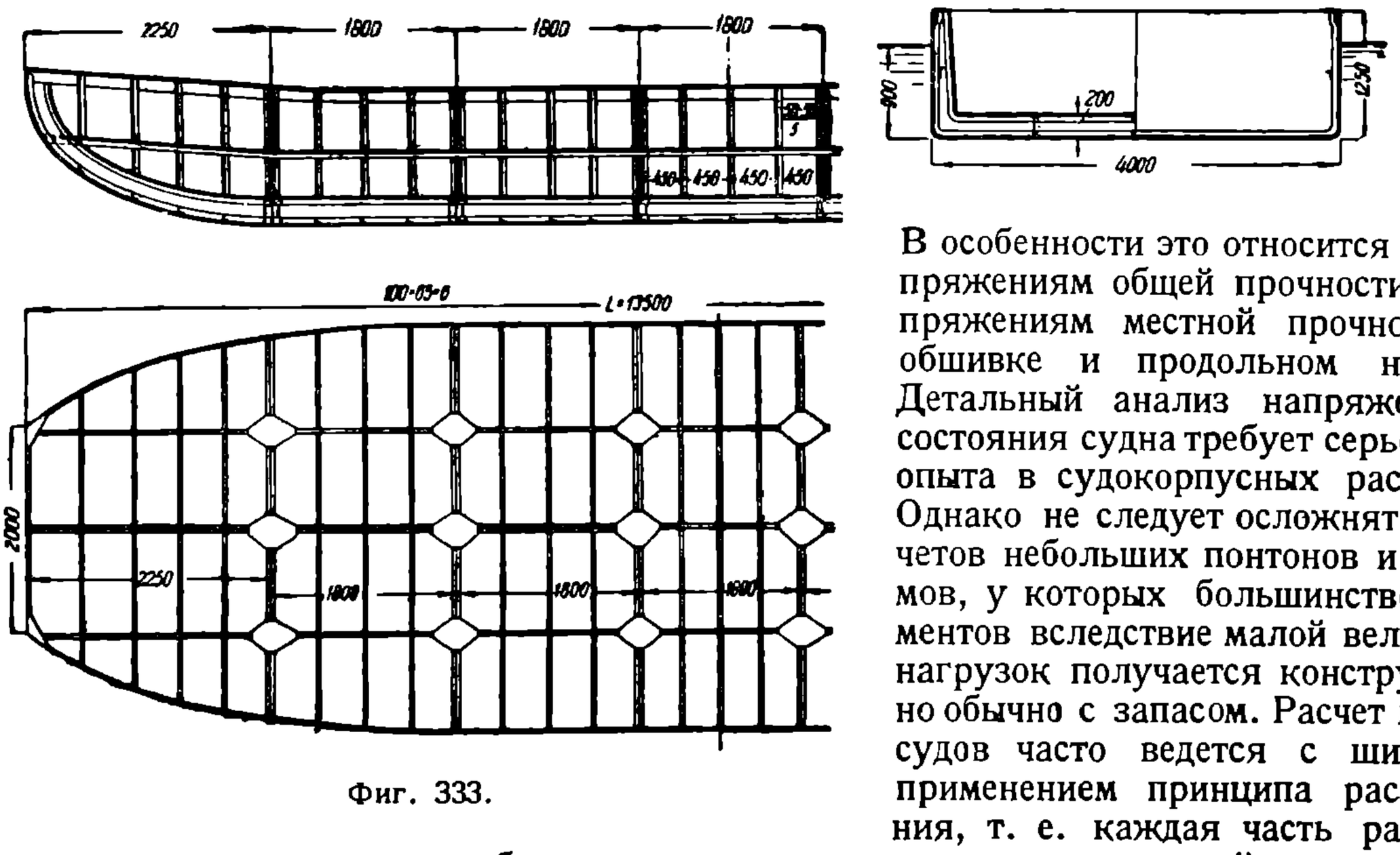
НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА VI

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПЛОВУЧИХ ОПОР И ПАРОМОВ

§ 30. Стальные понтоны

Общие указания. Расчет корпуса понтона, как и всякого судна, распадается на следующие части: а) поверка м е с т н о й прочности обшивки и подкреплений, которые непосредственно воспринимают давление воды или другую внешнюю нагрузку; б) поверка п о п е р е ч н о й прочности корпуса — расчет рамных шпангоутов и переборок; в) поверка о б щ е й, или продольной, прочности корпуса, рассматриваемого как одно целое (т. е. в виде плавающей балки). Такое разделение расчета является условным, так как в действительности напряжения, относящиеся к различным воздействиям, накладываются друг на друга, что, вообще говоря, должно быть учтено.



Фиг. 333.

В особенности это относится к напряжениям общей прочности и напряжениям местной прочности в обшивке и продольном наборе. Детальный анализ напряженного состояния судна требует серьезного опыта в судокорпусных расчетах. Однако не следует осложнять расчетов небольших понтонов и паромов, у которых большинство элементов вследствие малой величины нагрузок получается конструктивно обычно с запасом. Расчет малых судов часто ведется с широким применением принципа расчленения, т. е. каждая часть рассматривается самостоятельно, без учета накладывающихся напряжений, но одновременно в ряде случаев снижается допускаемое напряжение.

Для общего ознакомления с расчетом рассмотрим пример, а затем вкратце остановимся на так называемом методе редукционных коэфициентов, весьма существенном для многих судовых расчетов, и на расчетных нормативах.

П р и м е р р а с ч е т а п р о ч н о с т и о т к р ы т о г о п о н т о н а (фиг. 333). Основные размеры: $L = 13{,}5$ *м*, $B = 4{,}0$ *м*, $H = 1{,}25$ *м*. Наибольшая осадка $T_{max} = 0{,}90$ *м*. Толщина обшивки днища 3 *мм*, борта 2 *мм*, скулы 3 *мм*. Опорами обшивки служат поперечные холостые шпангоуты из уголка $50 \times 50 \times 5$, расположенные на расстоянии один от другого 0,45 *м*. Каждый пятый шпангоут усилен в виде полурамы. Эти полурамы служат опорами трех интеркостельных разрезных) кильсонов: среднего из листа 200×5 *мм* и трех уголков $50 \times 50 \times 6$, боковых

НТБ ДНУЖТ

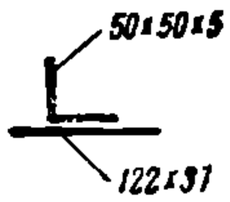
из листа 200×5 *мм* и двух уголков 50×50×5. Шпангоуты борта схвачены посредине стрингером из уголка 50×50×5. Верхний окаймляющий стрингер принят из уголка 80×80×8. Основное допускаемое напряжение принято 1 300 *кг/см²* по нормам Морского ведомства[1].

При осадке до 1 — 1,5 *м* и $\delta = 2 \div 4$ *мм* обшивка днища не рассчитывается. Холостой шпангоут днища рассчитывается как полузаделанная балка, опирающаяся на кильсоны.

Полная нагрузка $P = lbT = 1{,}0 \cdot 0{,}45 \cdot 0{,}90 = 0{,}405$ *т*.

Расчетный момент, как для полузаделанной балки, $M = 0{,}1\ Pl = 0{,}1 \cdot 0{,}405 \cdot 1{,}0 = 0{,}0405$ *тм*.

В состав сечения, кроме уголка 50×50×5, вводится лист обшивки днища, ширина которого определяется по формуле



$$b_i = 3\,600\ \frac{\delta^2}{b} + e = 3\,600\ \frac{0{,}3^2}{45{,}0} + 5{,}0 = 12{,}2\ см,$$

где δ — толщина листа, b — расстояние между балками, e — ширина полки уголка (фиг. 334). Весьма часто вводится сорокакратная толщина листа + ширина полки уголка. Вычисление момента инерции приведено в табл. 66.

Фиг. 334.

Таблица 66

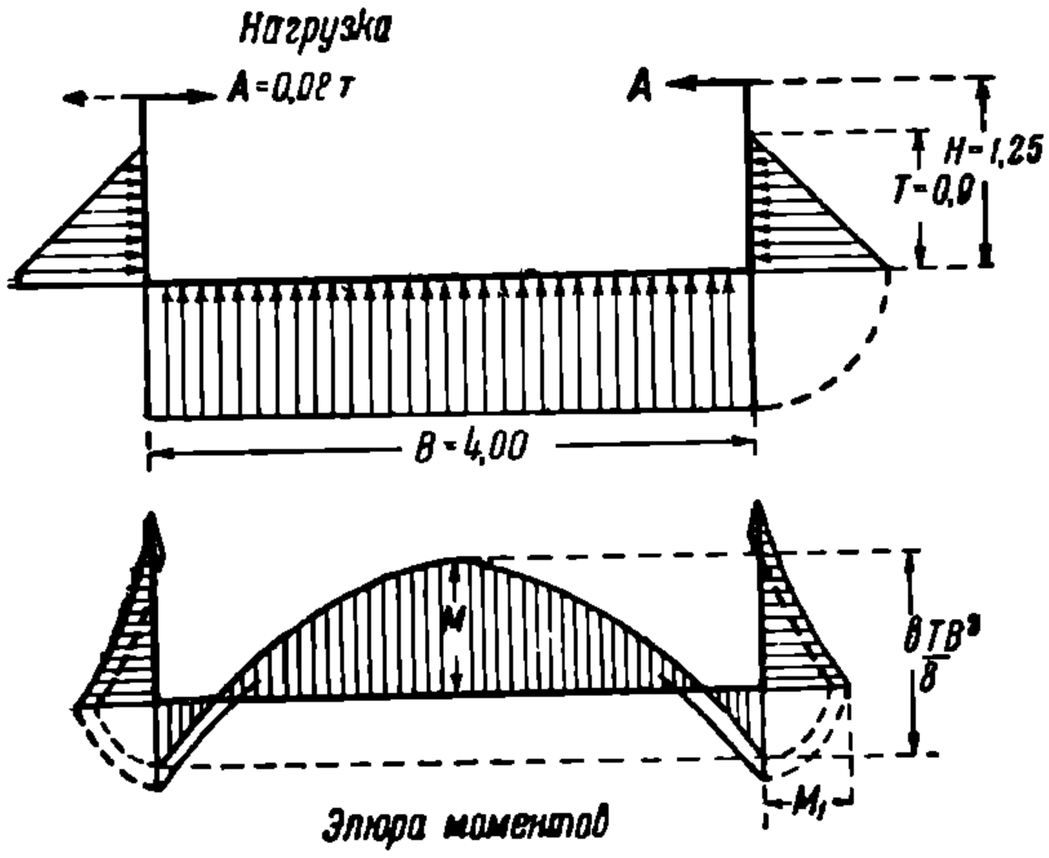
Сечение в *мм*	ω *см²*	*z см*	ωz *см³*	ωz² *см⁴*	*i см⁴*
Уголок 50 × 50 × 5	4,80	1,40	6,71	9,40	10,96
Лист 122 × 3 .	3,66	—0,15	—0,55	—	—
	8,46	0,73 4,27	6,16	— 20,36	—

$$I_{br} = 20{,}36 - 6{,}16 \cdot 0{,}73 = 15{,}86\ см^4;$$

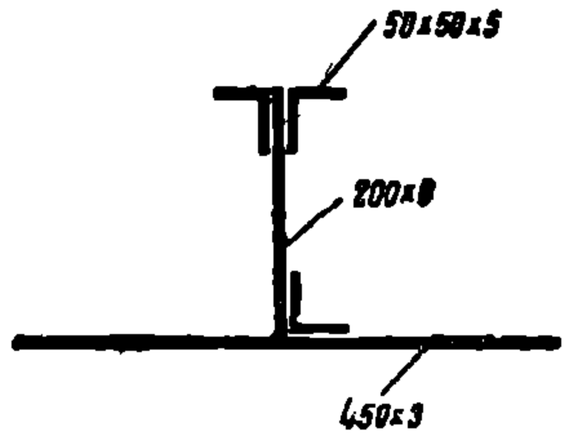
$$I_{net} = 0{,}85 \cdot 15{,}86 = 13{,}39\ см^4;$$

$$\sigma = \frac{4\,050 \cdot 4{,}27}{13{,}39} = 1\,290 < 1\,300\ кг/см^2.$$

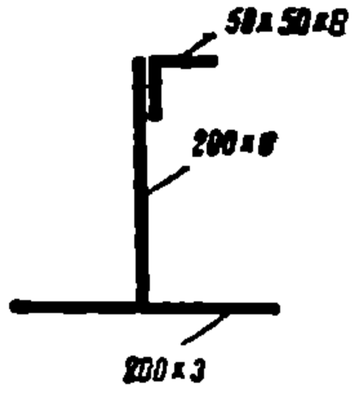
Рамный шпангоут (полурама). Расстояние между рамными шпангоутами $b = 4 \cdot 0{,}45 = 1{,}80$ *м*. Нагрузка и эпюра моментов показаны на фиг. 335. Полурамы обеспечивают верх-



Фиг. 335.



Фиг. 336.



Фиг. 337.

ние окаймляющие стрингеры от продольного изгиба. Поэтому полураму следует рассчитывать, присоединив к заданным нагрузкам горизонтальную силу $A = 0{,}01\ S$, направляенную в опасную сторону; здесь S — сжимающее усилие в стрингере. По предварительным сообра-

[1] См. «Справочник по судостроению», 1934 г. т. II, § 14. До настоящего времени эти нормы являются единственными официально действующими нормами судостроения. О проекте новых норм для речных судов см. ниже.

НТБ ДНУЖТ

жениям эта сила в данном случае составляет $S \approx 8\ m$ (см. ниже); $A = 0{,}01 \cdot 8{,}00 = 0{,}08\ m$. Изгибающий момент на скуле (сила A направлена внутрь)

$$M_1 = -\frac{BT^2}{2} \cdot \frac{T}{3} - A \cdot H = -\frac{1{,}80 \cdot 0{,}90^3}{6} - 0{,}08 \cdot 1{,}25 = -2{,}187 - 0{,}1 = -2{,}287\ тм.$$

Изгибающий момент по середине днищевой балки (сила A направлена наружу)

$$M = \frac{bTB^2}{8} - \frac{bT^3}{6} + AH = 5{,}832 - 2{,}187 + 0{,}10 = 3{,}745\ тм.$$

При проверке напряжений днищевой балки в состав сечения вводится горизонтальный лист шириной, равной расстоянию между холостыми шпангоутами, т. е. 45 *см* (фиг. 336).

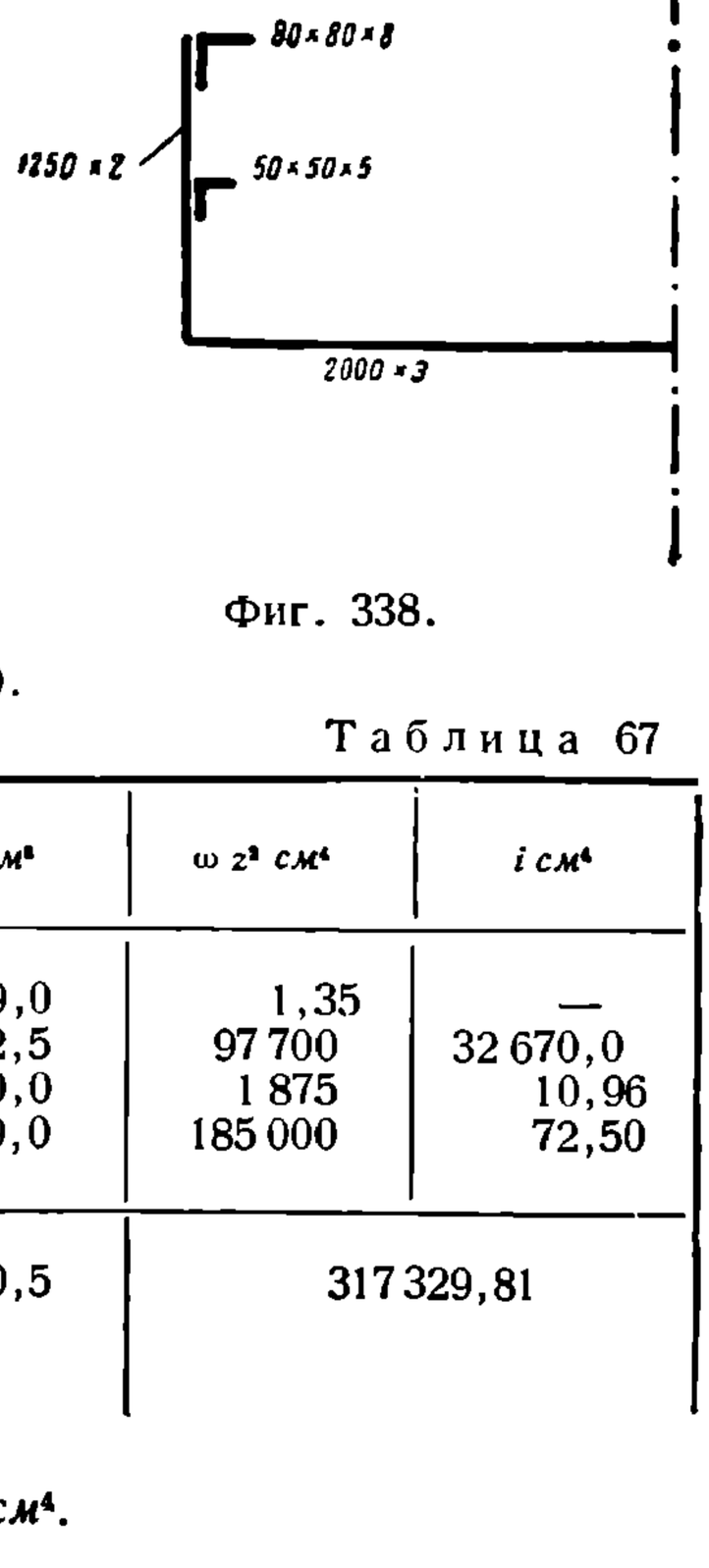
Кильсон рассчитывается как разрезная балка пролетом 1,80 *м*. Нижний уголок как прерывающийся при встрече с холостыми шпангоутами в сечение не вводится (фиг. 337).

Окаймляющий стрингер (80×80×8) работает на изгиб от давления воды на борт и на сжатие как элемент корпуса, участвующий в общей прочности. Лист борта как весьма тонкий ($\delta = 2\ мм$) в состав сечения не вводится. Напряжения от изгиба оказались равными: сжатие $\sigma = 122\ кг/см^2$; растяжение $\sigma = 312\ кг/см^2$.

Расчет общей прочности. Момент и поперечная сила, определенные по способу, изложенному в § 2, оказались равными

$$\max M = 27{,}5\ тм;\ \max Q = 19{,}2\ т.$$

В состав сечения вводится обшивка днища и бортов, а также верхний и средний бортовые стрингеры. Кильсоны не вводятся как разрезанные на опорах и находящиеся в растянутой зоне.



Фиг. 338.

Вычислим момент инерции полусечения (фиг. 338, табл. 67).

Таблица 67

Сечение в *мм*	ω *см*²	*z см*	ω *z см*³	ω *z*² *см*⁴	*i см*⁴
Днище 2000×3	60,0	0,15	9,0	1,35	—
Борт 1250×2 . . .	25,0	62,5	1 562,5	97 700	32 670,0
Уголок 50×50×5 .	4,80	62,5	3 000,0	1 875	10,96
Уголок 80×80×8 .	12,27	122,75	1 509,0	185 000	72,50
	102,07	33,10 91,90	3 380,5	317 329,81	

$$I_x = 317\,329{,}8 - 3\,380{,}5 \cdot 33{,}1 = 205\,091\ см^4.$$

Для всего сечения

$$I = 2 \cdot 205\,091 = 410\,182\ см^4.$$

Сжимающее напряжение в уголке верхнего стрингера (по сечению брутто)

$$\sigma_{сж} = \frac{2\,750\,000 \quad 91{,}9}{410\,182} = 614\ кг/см^2.$$

Растягивающее напряжение в обшивке днища (по сечению нетто)

$$\sigma_{раст} = \frac{2\,750\,000 \cdot 33{,}1}{0{,}85 \cdot 410\,182} = 260\ кг/см^2.$$

Устойчивость уголка окаймляющего стрингера может быть проверена по условной формуле:

$$\sigma_{изг} + \frac{1}{\varphi}\,\sigma_{сж} \leqslant \sigma_{доп};$$

$$122 + \frac{1}{0{,}67}\,614 = 1\,037 < 1\,040\ кг/см^2.$$

Допускаемое напряжение принято уменьшенным на 20% (1 300 · 0,80 = 1 040), так как не учтена возможность выпучивания сжатой зоны обшивки бортов. Более осторожный расчет состоит в исключении сжатой обшивки бортов из сечения при определении I с нахождением нейтральной оси из квадратного уравнения, аналогично расчету железобетонных профилей.

НТБ ДНУЖТ

Продольная сила в стрингере, принятая при расчете полурамы (8 000 *кг*), несколько больше фактического усилия:

$$S = 614 \cdot 12{,}27 = 7\,540 \text{ кг}.$$

Скалывающее напряжение в бортовых стенках. Статический момент части сечения, лежащего выше нейтральной оси,

$$S = 2\left(\frac{33{,}1^2}{2}\,0{,}2 + 60{,}0 \cdot 33{,}1\right) = 4\,190 \text{ см}^3;$$

$$t = \frac{QS}{I(2\delta)} = \frac{19\,200 \cdot 4\,190}{410\,182 \cdot 2 \cdot 0{,}2} = 488 < 650 \text{ кг/см}^2.$$

Метод редукционных коэфициентов. В рассмотренном примере устойчивость верхней сжатой зоны обеспечивалась достаточно развитым сечением окаймляющего верхнего уголка, поддерживаемого жесткими полурамами. Приведенный расчет напоминает поверку сжатого пояса открытого моста. В случае закрытой пловучей опоры крупного размера проверка устойчивости палубы, работающей на сжатие, представляет бо̀льшие трудности. Само собой разумеется, что устойчивость палубы можно было бы обеспечить надлежащими продольными связями такого сечения, чтобы полное сжимающее усилие могло быть воспринято одними этими связями. Однако такое решение, очевидно, неэкономно, так как не учитывается работа более слабых связей и обшивки, которая хотя и обладает весьма низким критическим напряжением, но вследствие большой площади сечения может играть заметную роль в разгрузке продольных связей. Для учета всех элементов сечения применяется так называемый метод редукционных коэфициентов. Этот метод основан на допущении, что разрушение сжатой зоны может последовать лишь в результате выпучивания наиболее напряженных (жестких) связей; более слабые элементы (в первую очередь пластины), обладающие низким эйлеровым напряжением, при условии, что деформация их ограничена, способны нести свою критическую нагрузку. Таким образом, если представить себе постепенное возрастание изгибающего момента, то, после того как будет достигнуто эйлерово напряжение в более слабых связях, воспринимаемый момент еще может быть увеличен за счет догрузки жестких связей. Следует, однако, всегда помнить, что действительно надежную поддержку слабым связям и обшивке сильные связи могут оказать только в том случае, когда они расположены достаточно близко. Было бы, например, опрометчиво рассчитывать на то, что два сильных стрингера по краям палубы могут полностью защитить неподкрепленную в продольном направлении палубу от выпучивания; хотя разрушение может и не последовать, но складки (гофр) в средней части палубы появляются, а это само по себе является недопустимым.

Для проверки несущей способности сечения необходимо проконтролировать равновесие между усилиями во всех элементах сечения и внешним моментом. Момент берется увеличенным в k раз, где k — заданный коэфициент безопасности (например 1,67). При этом усилие в каждом сжатом элементе должно быть равно или меньше критической силы данного элемента [1]. Одновременно в растянутых связях или сжатых, расположенных близко к нейтральной оси, должен удовлетворяться плоскостной (линейный) закон распределения напряжений и сумма усилий всех элементов (как сжатых, так и растянутых) должна быть равна нолю. Подбор такого напряженного состояния делается методом последовательных приближений.

Допустим, что при обычной поверке по формуле $\sigma = \frac{M'z}{I}$ выбранного сечения на момент $M' = kM$ оказалось, что в сильных связях сжатой зоны напряжение несколько ниже критического, а в слабых связях (обшивке) оно выше своего критического и равно

$$\sigma_1 > \sigma_э.$$

Действительное усилие слабого элемента будет

$$S_1 = \sigma_э\,\omega,$$

---

[1] Эйлерово напряжение по своему значению приравнивается к пределу текучести.

НТБ ДНУЖТ

где ω — площадь сечения элемента. Мы можем написать в то же время

$$S_1 = \sigma_1 \omega',$$

где ω' — уменьшенная площадь сечения элемента, равная

$$\omega' = \varphi\omega,$$

где

$$\varphi = \frac{\sigma_э}{\sigma_1}.$$

Множитель φ носит название редукционного коэфициента. Очевидно, если бы заранее были известны редукционные коэфициенты всех элементов, то можно было бы редуцировать соответствующие площади, а затем вести проверку обычным порядком, сопоставляя напряжения в крайних фибрах с критическим. Однако заранее величины φ не известны. Расчет приходится вести методом последовательных приближений. Определив из первого расчета элементы, в которых напряжение выше критического, умножаем площади этих элементов на редукционные коэфициенты $\varphi_1 = \frac{\sigma_э}{\sigma_1}$ и повторяем весь расчет, начиная со стадии определения нейтральной оси и подсчета момента инерции сечения. Новые напряжения будут, как правило, несколько выше σ_1. Обозначим их σ_2. Если новые напряжения в решающих связях (кильсоны, карленгсы) отличаются от напряжений первого приближения не больше чем на 5%, расчет может считаться окончательным. В противном случае делается третье приближение. Оно дает резкие отступления от второго приближения только в том случае, если решающие связи взяты слишком слабыми [1]; при достаточно сильном сечении третье приближение обычно весьма мало отличается от второго и расчет заканчивается. Расчет по методу редукционных коэфициентов иногда называют вычислением элементов эквивалентного бруса.

Расчетные нормы. Утвержденных норм для расчета прочности стальных плавучих опор не имеется, и приходится пользоваться нормативами судостроения. В последнее время Речсудопроектом Главречпрома был разработан весьма детальный проект «Нормы расчета прочности корпусов речных наливных и сухогрузных барж, товаро-пассажирских судов и буксиров» [2], выдержки из которого мы ниже приводим. Особенностью этих норм, суммирующих большой опыт проектирования, эксплуатации и испытаний речных судов, являются весьма высокие допускаемые напряжения для местной и поперечной прочности с одной стороны и введение специального коэфициента запаса (равного 1,60 — 1,75) в величину момента и перерезывающей силы при расчете общей прочности корпуса — с другой.

Возможность доведения напряжений местной прочности до $0{,}9\sigma_T$ обусловлена скрытыми запасами конструкции с работающей обшивкой и тем обстоятельством, что явление усталости в речных несамоходных судах[3] следует считать исключенным; кроме того, при поверке местной прочности вводятся преувеличенные значения высоты напора воды. Интересно выяснить, можно ли игнорировать усталость металла для основных напряжений понтонов наплавного моста. Предел выносливости может быть найден по формуле [4]

$$\sigma_{-1\,cm} = \frac{\sigma_в}{1{,}60 - 0{,}60\eta},$$

---

[1] Как было указано вначале, сечение берется таким, что в жестких связях σ несколько ниже $\sigma_э$ и, следовательно, для этих связей $\varphi = 1$. После редуцирования площадей обшивки сечение жестких связей может оказаться недостаточным, $\varphi < 1$ и последующее приближение для напряжений превосходит предыдущее больше чем на 5%.

[2] Составлен под руководством и при участии профессоров П. Ф. Папковича и Ю. А. Шиманского.

[3] Нормы не охватывают конструкций машинно-котельных отсеков. Для подъемных приспособлений и их креплений даются пониженные допускаемые напряжения.

[4] В. В. Давыдов и Н. В. Маттес, Общая крепость корабля, под ред. проф. П. Ф. Папковича. Изд. Главморпрома, 1936, стр. 66.

НТБ ДНУЖТ

где $\sigma_в$ — временное сопротивление, $\eta = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ — отношение крайних пределов напряжений.

Для понтонов наплавного моста отношение η равно отношению осадок $\frac{T_{min}}{T_{max}}$, а это величина всегда положительная и составляет обычно от 0,5 до 0,25.

Беря значение $\eta = 0{,}25$, получим

$$\sigma_{уст} = \frac{\sigma_в}{1{,}60 - 0{,}60 \cdot 0{,}25} = 0{,}7\,\sigma_в .$$

С другой стороны, для мягкой судостроительной стали предел текучести $\sigma_T = 2\,200$ *кг/см²*, временное сопротивление $\sigma_в = 4\,000$ *кг/см²*; следовательно

$$\sigma_T = 0{,}55\,\sigma_в .$$

Таким образом, при коэфициенте запаса по отношению к пределу текучести, равному k, коэфициент запаса на разрушение от усталости будет

$$k\frac{0{,}7}{0{,}55} = 1{,}27\,k.$$

Эту величину, безусловно, можно признать достаточной, особенно если учесть, что переменная нагрузка носит эпизодический характер и максимальные напряжения чередуются с длительными периодами «отдыха», что весьма благоприятно для работы металла.

Нормы расчета Речсудопроекта имеют в виду суда, работающие в нормальных эксплуатационных условиях с нормальными запасами прочности при нормальном износе. При проектировке понтонов следует обратить особое внимание на назначение толщин обшивки и основного набора, учитывая, в зависимости от характера эксплуатации, возможность коррозии, частоту ремонта и т. п. Эти соображения часто заставляют итти на увеличение толщин, получаемых расчетом из условий прочности и устойчивости.

§ 31. Нормы речного судостроения

Ниже приводим извлечение из проекта норм Речсудопроекта[1].

Расчет общей прочности корпуса

Определение расчетных изгибающих моментов и перерезывающих сил. За расчетные значения изгибающего момента и перерезывающей силы должны быть приняты наибольшие значения этих величин, полученные расчетом согласно указаниям ниже и увеличенные в целях обеспечения необходимого запаса прочности на:

60% — для буксиров и товаро-пассажирских судов,

75% — для сухогрузных барж, которым в целях уменьшения их осадки в полном грузу дается строительная погибь, и на $(75 - 0{,}3\,L)$ % — для сухогрузных барж, строящихся без строительной погиби (L — длина судна по ватерлинии в метрах).

Примечания. 1. Если по расчету окажется, что в условиях нагрузки указанные ниже значения изгибающего момента получаются не все одинакового знака, то расчетные значения изгибающего момента должны быть определены для прогиба и для перегиба судна отдельно.

2. Расчетные усилия определяются отдельно для различных участков длины судна, отличающихся системой набора или толщинами связей.

Для нахождения величин изгибающих моментов и перерезывающих сил, которые по умножении на множитель, указанный выше, принимаются за расчетные, должны быть построены кривые изгибающих моментов и перерезывающих сил для следующих случаев нагрузки судна:

---

[1] Настоящее извлечение сделано без соблюдения порядка и номерации оригинала. Часть материала как не имеющая значения для понтонов и паромов опущена (нефтеналивные суда и др.).

НТБ ДНУЖТ

а) в полном грузу при нормальном (проектном) распределении переменных грузов;
б) для порожнего состояния судна;
в) при наиболее неблагоприятном из предусмотренных заданиями распределении переменных грузов по длине судна.

Если в заданиях отсутствуют иные указания, то расчет, предусмотренный выше, производится для наиболее неблагоприятного из тех распределений груза, при которых количество его в отдельных трюмах отличается от соответствующего равномерной (проектной) загрузке судна:
у товаро-пассажирских судов — не более чем на 20%,
у сухогрузных баржей местного сообщения, грузящихся вручную, — не более чем на 20%,
у сухогрузных баржей транзитных, грузящихся вручную, — не более чем на 10%.

Примечание. В случае, если число грузовых трюмов не превышает двух, должно быть принято во внимание, что в каждой половине грузового трюма нагрузка может отличаться от средней на указанную выше величину.

При проектировании сухогрузных барж, для которых предусматривается механическая погрузка, наиболее неблагоприятный случай нагрузки баржи должен быть обоснован расчетом, исходя из данных механической погрузки.

Построение кривых нагрузок и сил поддержания, а также последующее вычисление по ним изгибающих моментов и перерезывающих сил для судов самоходных должны производиться не менее чем по 21-й равностоящей ординате обычным табличным способом. При этом допускается равномерное распределение нагрузки на протяжении каждого участка между ординатами.

Вычисление элементов эквивалентного бруса и расчетных напряжений. При вычислении элементов эквивалентного бруса в последний должны зачитываться все непрерывные продольные связи корпуса. При этом:

1. В клепаных баржах разрезные на рамных шпангоутах и переборках стенки кильсонов, стрингеров и карленгсов зачитываются лишь в случае их сжатия, в случае же растяжения стенки этих связей совсем не зачитываются.

Обратные угольники этих продольных связей могут зачитываться полностью при условии, что нарушенная в местах разрыва крепость их будет восстановлена сваркой или клепкой, что должно быть проверено расчетом.

2. Продольные связи, непрерывно идущие между поперечными переборками, могут полностью зачитываться в состав эквивалентного бруса лишь при условии, что нарушенная крепость их в местах притыкания к переборкам будет восстановлена путем постановки книц или другим образом, что должно быть проверено расчетом. При производстве этого поверочного расчета должны быть учтены также опорные усилия продольных связей от местной нагрузки.

При вычислении элементов эквивалентного бруса могут совершенно не учитываться ослабления связей заклепочными отверстиями, а также вырезами для лазов в грузовые отсеки баржи.

Вычисление элементов эквивалентного бруса и нормальных напряжений в нем должно производиться с введением в этот расчет соответствующих редукционных коэфициентов обычным методом последовательных приближений, причем в окончательном расчете должно быть приведено лишь последнее приближение, в котором разница между получившимися напряжениями и положенными в основу расчета не превышает 5%.

Вычисление элементов эквивалентного бруса и получающихся в нем нормальных напряжений должно быть произведено отдельно для расчетных изгибающих моментов при прогибе и перегибе корпуса.

Скуловой лист на протяжении скулового закругления, если радиус последнего не превышает 450 *мм*, может вводиться в эквивалентный брус без редуцирования.

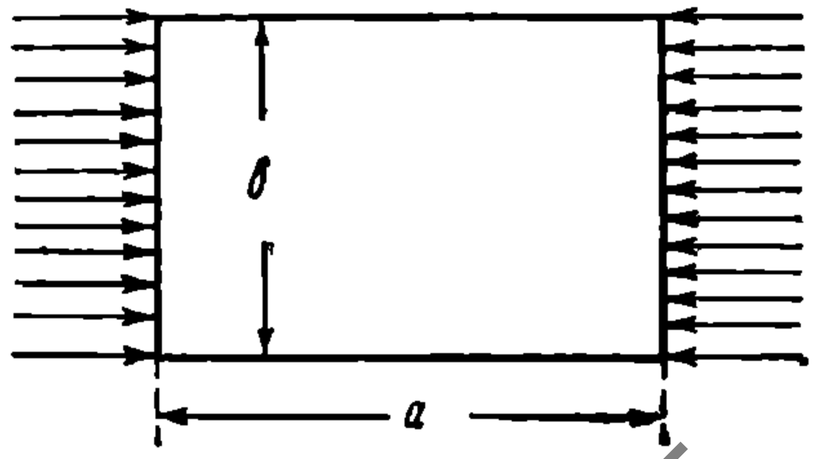
Определение редукционных коэфициентов для сжатых пластин при продольной системе набора, независимо от наличия поперечной на пластину нагрузки, допускается производить упрощенным способом по формуле

$$\varphi = \frac{\sigma_э}{p_x}, \qquad \text{(a)}$$

где φ — редукционный коэфициент;
$\sigma_э$ — абсолютная величина эйлерова напряжения пластины, вычисляемая по формуле

$$\sigma_э = 800 \left(\frac{100\,t}{b}\right)^2; \qquad \text{(b)}$$

t — толщина пластины;
b — ширина пластины (фиг. 339);
p_x — сжимающее напряжение в эквивалентном брусе на уровне рассматриваемой пластины.



Фиг. 339.

Примечания. 1. Система набора считается продольной, если длинная сторона опорного контура пластины идет вдоль судна ($a > b$).

2. Часть пластины, равную половине меньшей стороны опорного контура (по одной четверти у каждой из продольных сторон пластины), можно относить к категории жестких связей и вводить в состав эквивалентного бруса без редуцирования ее сечения.

НТБ ДНУЖТ

Остальная часть пластины зачитывается в эквивалентный брус с указанным выше редукционным коэфициентом φ. В случае, если $\sigma_э > p_x$, редукционный коэфициент приравнивается к единице.

3. Изложенное в настоящем параграфе относится также к пластинам, подкрепленным (при поперечном наборе) интеркостельными ребрами, при условии, что жесткость их удовлетворяет условию, указанному ниже (стр. 343).

Если у пластины, подкрепленной продольными ребрами, сжимающие напряжения распределены по ширине ее неравномерно (бортовая обшивка, продольные переборки), то редукционный коэфициент для нее может быть получен по формуле (a), принимая в этой формуле p_x равным сжимающему напряжению на уровне середины пластины, $\sigma_э$ — равным эйлерову напряжению пластины при равномерном ее сжатии, т. е. вычисленному по выражению (b).

Определение редукционных коэфициентов пластин при поперечном наборе корпуса ($a < b$), подвергающихся одновременному действию продольных усилий от общего изгиба судна и поперечной нагрузки от давления воды на пластину, следует производить по выражению

$$\varphi = \frac{q}{p_x}, \tag{c}$$

где q — цепное напряжение в пластине, установившееся в ней в результате действия продольной и поперечной нагрузок с учетом влияния ее начальной погиби (+ растяжение, — сжатие),

p_x — напряжение от эквивалентного бруса в частях сечения, смежных с пластиной (+ растяжение, — сжатие).

При определении цепного напряжения, входящего в выражение (c), пластина должна считаться на своих опорных кромках заделанной.

Если определение цепного напряжения будет произведено при помощи приближенного метода, изложенного в § 116, т. II «Справочника по судостроению», то коэфициент распора пластины должен быть принят равным единице.

Для учета начальной погиби пластины, входящей в расчетные формулы, величину стрелы начальной погиби следует принимать не меньшей, чем даваемая формулой

$$C_0 = \frac{a}{1\,000}\left(\frac{3{,}5}{t} - 1\right), \tag{d}$$

где C_0 — начальная стрела прогиба в *см*;

a — длина короткой стороны пластины в *см*;

t — толщина пластины в *см*.

Входящая в расчетные формулы интенсивность поперечной нагрузки на пластину P должна быть принята равной напору, соответствующему тому состоянию баржи, для которого производится расчет ее продольной прочности.

Влияние конечности отношения сторон пластины может учитываться приближенным методом, изложенным в § 158, т. II «Справочника по судостроению».

Примечания. 1. В случае отсутствия поперечной нагрузки на пластину, например при вычислении редукционных коэфициентов для настила палубы, можно пользоваться теми же расчетными формулами, положив в них интенсивность этой нагрузки равной нолю ($P = 0$).

2. Если в результате расчета цепное напряжение в пластине q, входящее в выражение (c), получится отрицательным (сжимающим) и по абсолютной величине бо́льшим эйлерова напряжения рассматриваемой пластины, то редукционный коэфициент должен быть вычислен по выражению

$$\varphi = \frac{\sigma_э}{p_x}, \tag{e}$$

где

$$\sigma_э = 200\left(\frac{100t}{a}\right)^2\left(1+\frac{a^2}{b^2}\right)^2. \tag{f}$$

3. Если завод-строитель не гарантирует выполнение работ с точностью, соответствующей формуле (d), то в расчет должны быть введены взамен величин, даваемых формулой (d), величины, гарантируемые заводом-строителем.

Жестокость холостых шпангоутов и бимсов, а также легких продольных балок набора, служащих упругими ребрами для сжатых пластин, может быть проверяема по методу, указанному в докладе П. Ф. Папковича[1].

---

[1] «Труды ВНИТОСС», т. I, вып. 2, 1934, стр. 167—169.

НТБ ДНУЖТ

Наибольшие скалывающие напряжения от общего продольного изгиба баржи в обшивке бортов корпуса следует вычислять, пользуясь обычной формулой (g), причем входящие в эту формулу элементы эквивалентного бруса I и S могут быть приняты равными полученным для среднего сечения корпуса:

$$\tau = \frac{VS}{I\Sigma t}, \qquad (g)$$

где V — величина наибольшей расчетной перерезывающей силы, определенная в соответствии с указанием на стр. 240;

I и S — момент инерции всего сечения и статический момент связей сечения, лежащих по одну сторону нейтральной оси, относительно этой оси;

Σt — сумма толщин обшивки бортов и продольных переборок на уровне нейтральной оси.

Примечание. Если полученное по выражению (g) напряжение (τ_{max}) окажется бо́льшим, чем эйлерово касательное напряжение ($\tau_э$) какой-нибудь из стенок, то толщина этой стенки должна быть введена в выражение (g) с редукционным коэфициентом, равным

$$\varphi = \frac{\tau_э}{\tau_{max}} \qquad (h)$$

При этом эйлерово касательное напряжение стенок $\tau_э$ может быть получено по выражению

$$\tau_э = 1\,200\left(\frac{100t}{a}\right)^2, \qquad (i)$$

где t — толщина стенки;

a — расстояние между ребрами стенки.

О допускаемом скалывающем напряжении см. стр. 350, а также примечание 2 к таблице допускаемых напряжений.

Примечание. При отношении сторон пластины меньшем, чем 3, рекомендуется учитывать влияние конечности отношения сторон пластины (см. «Справочник по судостроению,» т. II, § 149).

Расчет общей поперечной прочности корпуса. При производстве расчета общей поперечной прочности судна можно считать, что прочность эта обеспечивается одними поперечными переборками.

Расчет прочности поперечных переборок корпуса в этом случае должен заключаться в проверке устойчивости их на действие в сечении переборки наибольшей перерезывающей силы, обусловленной возможной неравномерной нагрузкой баржи по ее ширине.

В качестве расчетной перерезывающей силы, действующей в сечении переборки, допускается принимать условно удвоенную величину силы поддержания, получающуюся при крене порожней баржи на угол, при котором начинает обнажаться ее днище; при этом можно допустить, что касательные напряжения распределяются равномерно по высоте переборки.

В соответствии с изложенным расчетные касательные напряжения в листах поперечных переборок могут быть вычисляемы по выражению

$$\tau = 5\frac{TBl}{Ht}, \qquad (k)$$

где T — осадка порожней баржи в метрах;

B — ширина баржи в метрах;

H — высота борта баржи в метрах,

l — расстояние между поперечными переборками в метрах;

t — толщина листов переборки в сантиметрах.

Примечания. 1. Для самоходных судов коэфициент 5 заменяется на 2,5.

2. Эйлерово касательное напряжение листов переборки может быть получено по выражению (i).

НТБ ДНУЖТ

Расчет местной прочности корпуса

Общие указания, приводимые ниже, даются применительно к чисто поперечной, чисто продольной и смешанной системам набора, однако эти же общие указания должны служить в качестве руководства также и при расчете местной прочности корпуса при всякой иной системе набора.

Величины расчетных нагрузок на отдельные перекрытия корпуса рассматриваемых типов судов указаны ниже в табл. 68.

В случае если по условиям эксплуатации и постройки судна предвидится возможность увеличения нагрузок против указанных в таблице, расчетные нагрузки должны быть соответственно увеличены.

В приводимой ниже таблице расчетных нагрузок приняты следующие обозначения:

$T_п$ — средняя осадка судна порожнем,

$T_г$ — средняя осадка судна в полном грузу,

H — высота борта в рассматриваемом отсеке.

В табл. 68 все нагрузки выражены в метрах водяного столба.

Расчет прочности чисто поперечной системы набора корпуса. Чисто поперечная система набора корпуса судна состоит из холостых и рамных шпангоутов и бимсов, продольных связей (кильсонов, карленгсов и бортовых стрингеров) и системы продольных и поперечных переборок.

Схема распределения внешней нагрузки, воспринимаемой отдельными частями такого набора, должна быть представлена в следующем виде.

Холостые шпангоуты и бимсы, воспринимая от листов перекрытия внешнюю нагрузку в районе одной шпации, передают ее в виде реакций на продольный набор (кильсоны, бортовые стрингеры и карленгсы и частично на борты и продольные переборки).

Продольный набор, воспринимая внешнюю нагрузку в виде реакций холостых шпангоутов, передает ее на рамные шпангоуты (при достаточной жесткости последних) и поперечные переборки.

Рамные шпангоуты, воспринимая от пластин непосредственно внешнюю нагрузку в районе одной шпации, а также реакции продольного набора, разносят нагрузку на борты и продольные переборки.

Расчету местной прочности корпуса при чисто поперечной системе его набора подлежат: а) холостые шпангоуты, б) кильсоны, бортовые стрингеры и карленгсы и в) рамные шпангоуты.

Расчет холостых шпангоутов может быть произведен в предположении, что:

а) все продольные связи (кильсоны, карленгсы и бортовые стрингеры) являются жесткими (несменяющимися) опорами для рамок холостых шпангоутов;

б) отдельные участки холостых шпангоутов между опорами работают на простой изгиб.

Холостые шпангоуты можно рассчитывать как рамки с прямолинейными стержнями (не принимая во внимание кривизны бимсов и скулы) и с неподвижными узловыми точками.

Для упрощения расчета разрешается отдельные ветви холостого шпангоута рассчитывать в пределах каждого отсека без учета взаимодействия их с рамками соседних по ширине баржи отсеков. При раскрытии статической неопределимости рамки холостого шпангоута рекомендуется учитывать влияние жесткости книц этой рамки, если таковые устанавливаются по обе стороны каждой из продольных связей и имеют специальную цель облегчить профиль шпангоута.

Проверке напряжений подлежат следующие сечения рамки:

а) сечение по середине пролета;

б) сечение наибольшего изгибающего момента у обращенного к пролету конца кницы (если кница приваривается, то у конца ее, если кница приклепывается, то в сечении по крайней заклепке);

в) опорные сечения кницы.

При вычислении напряжений в рамке холостого шпангоута в состав профиля может быть включаем поясок обшивки, шириной равный одной шпации.

В местах установки голубниц поясок обшивки в профиль включаться не должен. Ослабленное место должно быть компенсировано угольником так, чтобы оно было равнопрочно с нормальным профилем.

Продольные связи (кильсоны, карленгсы, бортовые стрингеры), назначением которых является передача реакций холостых шпангоутов на жесткие рамы, разрешается рассчитывать как балки, жестко заделанные на рамных шпангоутах как на жестких несмещающихся опорах.

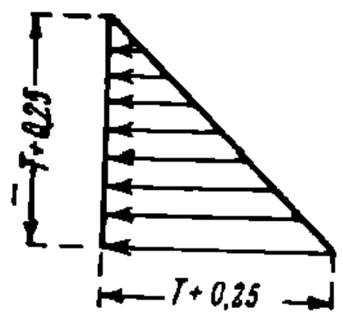
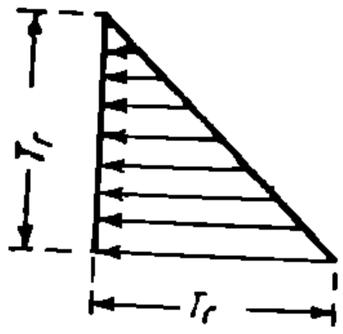
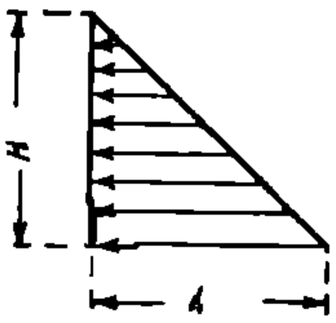
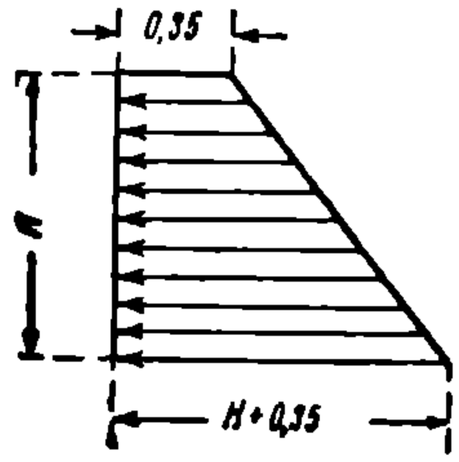
При этом, однако, в сварных конструкциях должно быть обращено особое внимание на определение момента заделки этих балок на переборках.

Определение этих моментов разрешается производить в предположении, что ближайшие к переборкам шпангоуты в местах, где они поддерживают продольные связи, сместились в соответствии с реакциями кильсонов, определенными, как указано выше, в настоящем параграфе.

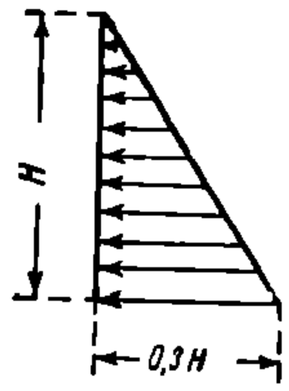
Примечание. Разрешается также рассматривать продольные связи, перечисленные в начале раздела, как перекрестные связи, поддерживающие рамные шпангоуты. При этом кильсоны и карленгсы, соединенные на каждом рамном шпангоуте пилерсами, можно принимать за одну балку суммарной жесткости, разнося реакции рамных шпангоутов на карленгсы и кильсоны пропорционально их жесткостям.

РГБ ДНЭКТ

Таблица 68

Наименование конструкций	Расчетные нагрузки		
	буксирные суда	товаро-пассажирские суда	сухогрузные баржи
Днище грузовых отсеков	—	Наибольшая разность давления забортной воды и противодавления в трюмах	
Днище жилых отсеков	$T_Г$		
Борт по всей длине судна	 Фиг. 340		
Промежуточные переборки	 Фиг. 341		
Концевые переборки фор и ахтерпиков	 Фиг. 342		
Переборки отсеков жидкого топлива	 Фиг. 343		
Днище отсеков жидкого топлива	$H+0,35-T_Г$	$H+0,35-T_П$	—

НТБ ДНУЖТ

Наименование конструкций	Расчетные нагрузки		
	буксирные суда	товаро-пассажирские суда	сухогрузные баржи
Переборки угольных ям	Фиг. 344 		—
Днище угольных ям	1,3 $H-T_Г$	1,3 H $T_П$	—
Днище фор и ахтерпиков	$T_Г$		
Палуба, если специальными заданиями не оговорено нагрузок бо́льших	0,35	0,50	0,35
Днищевая ветвь холостого шпангоута, не скрепленного с подсланевым угольником	$T_Г$		
Подсланевый угольник, если он не крепится к днищевой ветви холостого шпангоута	Вес груза в трюме		
Днищевая ветвь бракетных шпангоутов	$T_Г$ или вес груза в трюме, смотря по тому, что больше		

Примечание. О расчете бортовой ветви холостых, бракетных и флорных шпангоутов см. также ниже.

Бортовые стрингеры разрешается рассчитывать по указанной выше схеме независимо от того, ведется ли расчет кильсонов и карленгсов с учетом указаний примечания или нет.

Продольные связи, проверенные на нагрузку при испытании судна на непроницаемость, должны быть дополнительно проверены на случай постановки судна в док или на слип. При этом можно считать, что нагрузка на днище воспринимается непосредственно продольными днищевыми связями и продольными переборками в виде сосредоточенных сил реакций поперечных лежней.

Реакции лежней на кильсоны ориентировочно могут быть определены по формуле

$$R = \frac{Q}{nm}, \qquad (1)$$

где Q — вес баржи порожней,

n — число продольных днищевых связей (кильсонов и продольных переборок),

m — число лежней на протяжении длины баржи.

Условно, если в спецификации не оговорен иной способ постановки в док, можно принять число лежней m равным числу рамных шпангоутов. Следует считать, что лежни расположены по середине пролета между рамными шпангоутами.

При проверке напряжений продольных связей следует в состав профиля продольной связи включать поясок обшивки, равный половине шпации.

Проверке напряжений подлежат следующие места продольных связей: а) в пролете в местах наибольшего изгибающего момента, б) на опоре в месте заделки у рамного шпангоута и у переборки и в) у обращенного к пролету конца кницы.

Напряжения в днищевых продольных связях, полученные при расчете местной прочности, должны алгебраически суммироваться с напряжениями от общего изгиба баржи.

Рамный шпангоут должен рассчитываться как рамка с прямолинейными стержнями (кривизна бимса и скулы во внимание не принимается), опертая на борты, днище, продольные переборки и палубу как на жесткие опоры.

НТБ ДНУЖТ

Рамные шпангоуты, как и продольные связи, должны быть рассчитаны на:

а) нагрузку при испытании судна на непроницаемость; в этом случае рамный шпангоут считается нагруженным внешней нагрузкой в районе одной шпации и реакциями продольных связей в виде сосредоточенных сил;

б) постановку судна в ремонтный док на слип; в этом случае рамный шпангоут считается нагруженным реакциями на него кильсонов, передающих нагрузку, указанную в формуле (1), если в спецификации не указано иных способов постановки судна в док, чем предусмотрено там.

При расчете рамного шпангоута его следует считать опертым на борты, продольные переборки и раскосные фермы, рассчитанные на восприятие реакций рамного шпангоута. Пиллерсы, подкрепляющие рамный шпангоут, считаются лишь уравнивающими прогиб флор и рамных бимсов в местах установки пиллерсов.

Безраскосные фермы, устанавливаемые для разгрузки рамных шпангоутов, могут считаться разгружающими последние лишь в мере, соответствующей их жесткости.

Расчет рамных шпангоутов должен сопровождаться построением соответствующих эпюр.

При проверке напряжений в рамном шпангоуте в профиль его следует включать поясок обшивки шириной 0,5 шпации.

Проверку напряжений в рамном шпангоуте следует производить в местах, указанных выше для рамок холостых шпангоутов.

Раскрытие статической неопределимости рамных шпангоутов рекомендуется производить без учета жесткости книц.

Расчет прочности чисто продольной системы набора корпуса. Чисто продольная система набора корпуса баржи состоит из продольных балок, идущих вдоль судна по днищу, бортам, палубе и продольным переборкам и опирающихся на рамные шпангоуты и поперечные переборки.

Схема распределения внешней нагрузки, воспринимаемой отдельными частями набора, должна быть представляема в следующем виде.

Внешняя нагрузка в районе между рамными шпангоутами непосредственно воспринимается от пластин продольными балками и передается на рамные шпангоуты в виде реакций продольных балок; рамные шпангоуты передают нагрузку на продольные переборки и борты корпуса.

Проверку прочности продольных балок набора рекомендуется производить по формулам сложного изгиба, т. е. с учетом влияния на их изгиб продольных усилий от общего изгиба корпуса; во всяком случае продольные балки следует дополнительно проверить на устойчивость, считая их свободно опертыми на рамных шпангоутах и поперечных переборках и нагруженными сжимающими усилиями от общего изгиба корпуса. При расчете продольных балок разрешается принимать рамные шпангоуты за абсолютно жесткие опоры для продольных балок.

При определении элементов сечения продольных балок в профиль сечения следует включать поясок обшивки, шириной равный половине расстояния между этими балками.

При расчете рамных шпангоутов на нагрузку от реакций продольных балок эту нагрузку разрешается принимать за равномерно распределенную, если число продольных балок в рассматриваемом пролете рамного шпангоута превышает четыре.

При раскрытии статической неопределимости рамки рамного шпангоута ее можно считать свободно опертой на борты, днище, палубу и продольные переборки как на абсолютно жесткие опоры. При этом разрешается пренебрегать кривизной составных частей такой рамки и влиянием жесткости соединяющих книц.

При определении элементов сечения рамного шпангоута в профиль сечений следует включать прилегающие пояски листов, шириной равные половине расстояния между продольными балками. Увеличение этой ширины допускается лишь на основе дополнительного расчета устойчивости этих поясков, но во всяком случае эта ширина не должна превышать одной шестой длины пролета соответствующей части рамного шпангоута.

Влияние отверстий в стенке рамного шпангоута, делаемых для пропуска продольных балок, должно учитываться соответствующим уменьшением площади стенки, включенной в расчетное сечение балки.

Высокие и длинные стенки рамных шпангоутов рекомендуется дополнительно проверять на устойчивость при изгибе с целью введения в случае необходимости подкрепляющих книц в местах притыкания продольных балок.

Расчет прочности смешанной системы набора корпуса. При смешанной системе набора корпуса одни перекрытия имеют чисто поперечную систему набора, а остальные — чисто продольную систему набора. Схема распределения внешней нагрузки, воспринимаемой отдельными частями этих перекрытий, а также порядок расчета их должны быть приняты соответствующими системе перекрытия, как было изложено выше.

Части холостых шпангоутов, не образующих в этом случае замкнутых рамок, должны рассматриваться в местах разрыва рамки как свободно опертые.

Расчет прочности поперечных и продольных переборок. Расчет местной прочности поперечных и продольных переборок корпуса должен быть произведен на расчетную нагрузку, указанную в табл. 68.

Листы обшивки переборок должны рассчитываться как пластины конечной жесткости заделанные на жестком опорном контуре, причем входящий в такой расчет коэфициент распора K может приниматься равным 0,5.

Расчет должен заключаться в определении действующих в листах наибольших нормальных напряжений на опорном контуре и в пролете, а также наибольшей стрелы прогиба в пролете листа.

НТБ ДНУКТ

При расчете набора переборки отдельные составные части его, т. е. холостые стойки, рамные стойки и шельфы, должны рассчитываться как простые балки или как перекрестные связи в зависимости от конструкции набора; при этом:

а) балки набора, не скрепленные достаточно солидными кницами с соответствующим набором смежных перекрытий, должны рассматриваться как балки, свободно опертые;

б) степень заделки балок набора, скрепленных кницами с соответствующим набором смежных перекрытий, должна быть получена путем раскрытия статической неопределимости системы, считая балки набора смежного перекрытия свободно опертыми на ближайшие достаточно жесткие опоры;

в) за расчетную длину балок набора должна приниматься полная длина с кницами.

Примечание. В случае применения для набора переборки сварной конструкции должно быть обращено особое внимание на тщательность определения действительной степени заделки концов балок набора с целью получения предельных опорных моментов, на которые надлежит проверить прочность сварных узловых креплений балок набора.

При определении элементов сечения балок набора переборок в состав этого сечения следует вводить прилегающий поясок обшивки между балками с редукционным коэфициентом, определяемым по выражению

$$\varphi = 0{,}5\left(1 + \frac{\sigma_Э}{\sigma_1}\right), \qquad (m)$$

где $\sigma_Э$ — эйлерово напряжение обшивки, считая ее как пластину, свободно опертую на балки набора,

σ_1 — сжимающее напряжение в балке на уровне пояска обшивки.

Если, однако, ширина такого пояса получится больше одной шестой части длины балки, то в расчет следует ввести поясок обшивки, шириной равный одной шестой части длины балки.

Проверка прочности балок набора переборок должна быть произведена на: а) наибольший изгибающий момент в пролете балки, б) изгибающий момент в сечениях у обращенных к пролету концов опорных книц и в) опорные изгибающие моменты и реакции у концов балки.

Помимо этого, те балки набора переборки, которые являются опорами для балок набора смежных перекрытий, должны быть проверены на действие сжимающих усилий от этих последних.

Расчет прочности пластин корпуса. Все пластины, несущие местную нагрузку от давления воды, должны рассчитываться как пластины конечной жесткости, закрепленные на длинных кромках опорного контура.

При расчете их определяются цепные напряжения, суммарные напряжения на опорном контуре и в пролете и наибольшая стрелка прогиба.

При поперечной системе набора цепные напряжения в пластинах, участвующих в общем изгибе, определяются согласно указаниям на стр. 342.

При продольной системе набора коэфициент распора K всех пластин принимается равным половине ($K = 0{,}5$).

При продольной системе набора корпуса влиянием общего изгиба корпуса на изгиб пластины под действием поперечной нагрузки можно пренебрегать и напряжения от общего изгиба корпуса с напряжениями от местного изгиба (действующими в перпендикулярном направлении) не суммировать.

Нормы допускаемых напряжений

Внешние нагрузки, действующие на корпус баржи, по характеру их изменения следует считать нагрузками неизменными; в соответствии с этим за опасные напряжения следует принимать спецификационный предел текучести материала по ОСТ, без учета обычного повышения его для тонких листов и профилей, что должно компенсировать некоторое последующее уменьшение прочности корпуса вследствие неизбежного износа.

В соответствии с этим, в частности, предел текучести материала принимается для стали марки № 2 равным 2 000 *кг/см²*, для стали марки № 3 равным 2 200 *кг/см²*, для стали марки № 4 равным 2 400 *кг/см²*.

При назначении величины допускаемых напряжений должно быть учтено, что:

а) все расчетные нагрузки, приводимые в табл. 68, являются постоянными;

б) при определении напряжений от общего изгиба необходимый запас прочности введен в расчет путем соответствующего увеличения расчетных усилий;

в) переход напряжений в основном (рамном) наборе корпуса за предел текучести может для сохранения формы всех судовых перекрытий иметь более неблагоприятные последствия, чем достижение того же предела напряжениями на холостом наборе.

Все вышеуказанное учтено при назначении величин допускаемых напряжений, приведенных в табл. 69.

В табл. 69 предельные значения допускаемых напряжений для различных частей корпуса баржи выражены в процентах от предела текучести материала σ_T.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 69

Нормы допускаемых напряжений

	Части корпуса	Допускаемое напряжение в % от σ_T	Примечание
Жесткие связи эквивалентного бруса	Для напряжений тех связей корпуса, которые не подвергаются одновременному действию местной нагрузки	90	(2)
	Для суммарных напряжений в продольных связях корпуса, подвергающихся одновременному действию местной нагрузки:		
	в пролете	90	
	в опорных сечениях	100	(3)
Обшивка корпуса	Для наибольших суммарных напряжений (цепное и от изгиба) в листах обшивки при поперечной системе набора (см. стр. 342):		
	в пролете листа	90	(4)
	в опорных сечениях листа	100	
	Для наибольших напряжений в листах обшивки при продольной системе набора, определенных как для пластин конечной жесткости, по середине длинных сторон опорного контура (см. стр. 348)	100	(4)
Поперечный набор корпуса	Для напряжений в холостых шпангоутах:		
	в пролете	80	(5)
	в опорных сечениях	100	
	Для напряжений в рамных шпангоутах:		
	в пролете	80	(6)
	в опорных сечениях	80	
Концевые переборки	Для напряжений в холостых стойках концевых переборок:		(6)
	в пролете	80	
	в опорных сечениях	80	
Продольные и поперечные переборки	Для напряжений в рамных стойках и шельфах концевых переборок:		
	в пролете	80	(6)
	в опорных сечениях	80	
	Для напряжений в холостых стойках промежуточных переборок:		
	в пролете	100	
	в опорных сечениях	100	
	Для напряжений в рамных стойках и шельфах промежуточных переборок:		
	в пролете	80	(6)
	в опорных сечениях	80	
	Для наибольших напряжений в пролете листов переборок, считая их пластинами конечной жесткости	100	(7)

Примечания к табл. 69. 1. В таблице даются допускаемые напряжения для нормальных напряжений в стенках связей; для касательных напряжений в стенках связей нормы, указанные в таблице, должны быть уменьшены в два раза.

2. В соответствии с примечанием 1 наибольшие касательные напряжения в сечении корпуса, полученные согласно расчету, не должны превышать 50% от предела текучести материала.

3. Наибольшие напряжения в предельных связях от действия на них одной лишь местной нагрузки должны не превышать в пролете 60% и в опорных сечениях 80% от предела текучести.

4. Напряжения в листах у коротких опорных кромок могут совершенно не учитываться.

НТБ ДНУЖТ

5. Если напряжение в опорном сечении и у обращенного к пролету конца кницы будет понижено до 90% от предела текучести, то напряжение в пролете может быть повышено до той же величины.

6. Если напряжение в середине пролета будет понижено до 60%, то в опорном сечении оно может быть увеличено до 100%.

7. Напряжения на опорных кромках не ограничиваются.

При проверке на устойчивость таких частей корпуса, которые работают самостоятельно, т. е. не поддерживаются другими достаточно жесткими связями корпуса, допускаемое напряжение на сжатие должно не превышать 50% от эйлерова напряжения.

Для связей корпуса при вычислении напряжений, в которых коэфициент запаса прочности введен в расчетную нагрузку (продольные связи корпуса), указанные напряжения могут быть увеличены до 75% от эйлерова напряжения.

Наибольшие касательные напряжения, полученные при расчете общей продольной и поперечной прочности, должны не превышать 80% от эйлерова касательного напряжения листов бортовой обшивки.

С целью упрощения расчета статически неопределимых балок и рам допускается рассчитывать их по методу предельных нагрузок (см. ниже).

Допускаемые напряжения при расчете заклепочных соединений корпуса должны составлять такую же долю от их опасного напряжения, какую в той же части конструкции корпуса составляют допускаемые нормальные напряжения от предела текучести материала, как это указано в табл. 69.

При этом за опасное напряжение для заклепок следует принимать:

для прочных швов . .	1 800 *кг/см*^{2}
для прочных и плотных швов . . .	1 000 »
для заклепок, работающих на отрыв	2 000 »

Примечания. 1. От указанных норм могут быть допущены обоснованные отступления в большую сторону, учитывающие условия работы заклепок в каждом частном случае.

2. Число рядов заклепак в швах наружной обшивки должно быть не меньше двух.

Допускаемые напряжения при расчете сварных соединений корпуса должны составлять такую же долю от опасного напряжения для рассматриваемого типа сварного шва, какую в той же части конструкции корпуса составляет допускаемое напряжение от предела текучести материала (см. табл. 69).

При этом опасное напряжение для сварных швов следует в общем случае принимать равным 60% от его временного сопротивления.

Примечание. Принимаемые в расчетах нормы допускаемых напряжений для сварных швов должны быть в каждом частном случае особо тщательно обоснованы с учетом всех условий, могущих существенно влиять на прочность сварных швов (см. «Справочник по судостроению» т. II, § 29—30).

К расчету прочности сварной конструкции должно быть приложено общее описание технологического процесса сборки и сварки корпуса, при составлении которого должно стремиться к максимальной разгрузке сооружения от остаточных натяжений, появляющихся в конструкции при сварке.

О расчете по предельным нагрузкам. Наряду с расчетом по допускаемым напряжениям проверку прочности набора разрешается производить также методом предельных нагрузок; при этом за предельную нагрузку следует принимать нагрузку, при которой пластические шарниры образуются как в опорных сечениях, так и в местах пролетных максимумов изгибающего момента. Допускаемая нагрузка должна быть принимаема равной некоторой доле от нагрузки предельной.

За момент образования пластического шарнира допускается условно принимать момент, когда напряжение в меньшем пояске или свободной кромке профиля (если пояска нет) достигает предела текучести.

Для связей, участвующих помимо местного изгиба перекрытий еще в общем изгибе судна, нагрузка, при которой образуются пластические шарниры, должна быть определена с учетом тех расчетных напряжений, которые данная связь воспринимает от общего изгиба судна (под действием расчетных изгибающих моментов) (см. стр. 340).

При расчете по предельным нагрузкам следует допускаемую нагрузку принимать:

а) у холостого набора — не больше чем 80%,

б) у рамного набора — не больше чем 70% от условной предельной нагрузки перекрытия, определенной, как указано выше.

При проверке бортовой ветви холостого шпангоута методом предельных нагрузок расчетный напор для нее должен быть принят равным столбу воды высотой по верхнюю кромку борта у миделя.

НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА VII

РАСЧЕТ ЗАЯКОРЕНИЯ

§ 32. Общие соображения

Как было указано в § 9 части I, расстояние линии якорей от клюзов или шпилей пловучих опор назначается равным 8 — 10 глубинам воды при подвижных якорях и цепях и 4 — 6 глубинам при мертвых якорях и тросах. Если пренебречь давлением воды на якорный канат, его форма при всех обстоятельствах будет представлять собой пологую цепную линию. С вполне достаточной для практики точностью мы эту цепную линию можем заменить параболой второй степени. Во всех дальнейших расчетах мы таким образом и поступим.

Расчет заякорения начинается с определения горизонтальных нагрузок, действующих на мост и приходящихся на одну пловучую опору. Сюда относятся: а) давление ветра на проезжую часть, пролетное строение и понтоны; б) давление воды на пловучие опоры (сила течения); в) в некоторых случаях давление льда на пловучие опоры. Данные для определения этих нагрузок приведены ниже, в § 35.

Затем следует определение усилий в якорном канате: максимального — в высшей точке (у клюза) и минимального — в низшей точке (у якоря). По первому проверяется сечение каната, рассчитываются якорные механизмы и соответствующие подкрепления на пловучей опоре, а также при малой остойчивости пловучих опор и диферент (от вертикальной составляющей). По второму проверяется достаточность удерживающей силы якоря.

Заметим, что определение усилий в якорном канате является задачей, статически определимой только в том случае, когда заякорение одностороннее или когда оно рассматривается как одностороннее, т. е. пренебрегая усилием верхнего каната при расчете низового и усилием низового каната при расчетах верхового. Такое упрощение допустимо при тросах: верховой трос обычно натянут значительно сильнее низового и влиянием последнего можно пренебречь. Вообще же следует иметь в виду, что пренебрежение противоположным канатом не идет в запас прочности, так как второй канат увеличивает натяжение первого. Вопрос о взаимодействии верхового и низового канатов разобран в настоящей главе. Одновременно получен ряд формул, характеризующих работу канатов при различных обстоятельствах и могущих облегчить расчет заякорения в более сложных случаях, например при открытом разводном отверстии, при звеньях, жестко связанных в плане, когда желательно более точно определить нагрузки на отдельные канаты, рассматривая работу моста в целом. В то же время нужно подчеркнуть, что точный расчет заякорения имеет смысл только при условии действительного соблюдения предпосылок — определенной длины заложения и горизонта воды, неподвижности якоря и т. п. Это обстоятельство необходимо учесть заранее как при выборе расчетных предпосылок, так и при назначении методики расчета.

§ 33. Расчет одностороннего заякорения

Некоторые формулы для определения длины пологих параболических дуг. Применяя известную формулу

$$S = L\left(1 + \frac{8}{3}\frac{F^2}{L^2}\right), \qquad \text{(а)}$$

НТБ ДНУЖТ

для длины дуги CB получим (фиг. 345)

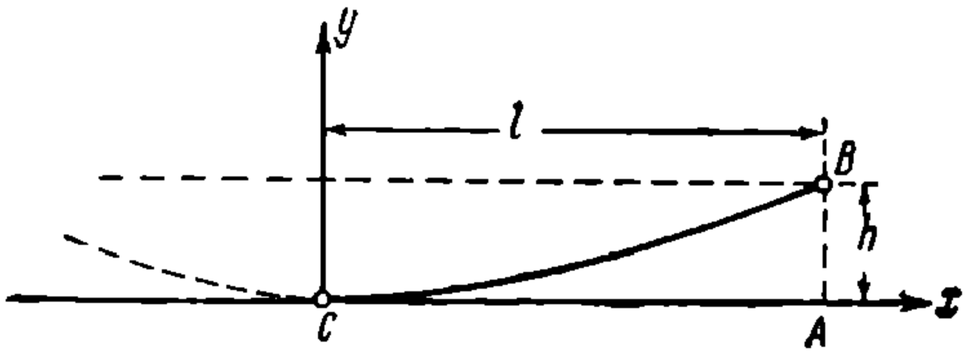
$$s = \frac{1}{2} 2l \left[1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{h^2}{(2l)^2} \right] = l \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{l^2} \right). \qquad (1)$$

Формула (1) тем точнее, чем меньше отношение $\frac{h}{l}$. Рассмотрим случай, когда касательная в точке C негоризонтальна (фиг. 346). С достаточной степенью точности можно применить формулу (а), если взять $L = l'$; $F = f'$ Тогда

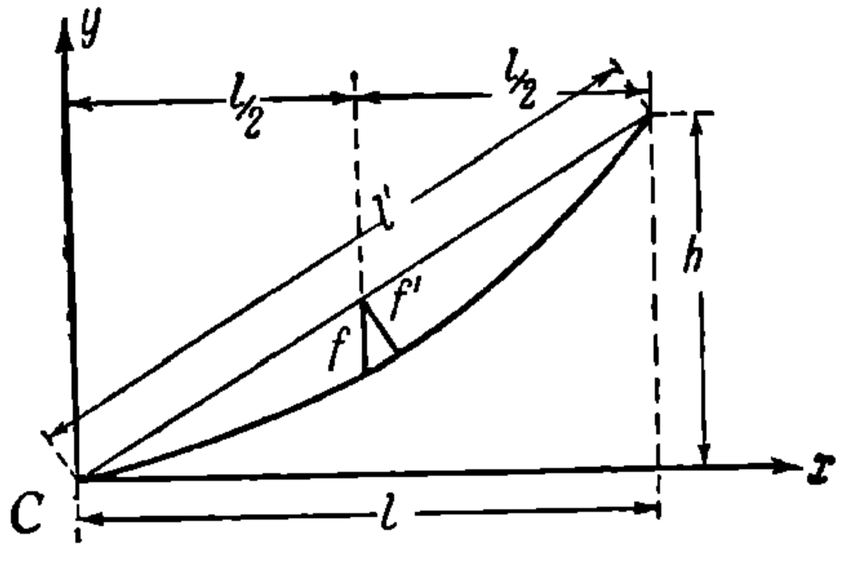
$$s = l' \left(1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f'^2}{l'^2} \right).$$

Можно положить $f' = f \cos \alpha$ и, кроме того, $l' = \frac{l}{\cos \alpha}$, где α — угол между l' и l. Поэтому

$$s = \frac{l}{\cos \alpha} \left(1 + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2} \cos^4 \alpha \right). \qquad (2)$$



Фиг. 345.



Фиг. 346.

Предположим, что $\frac{h}{l}$ — малая величина и, следовательно, угол α мал. Тогда

$$\frac{1}{\cos \alpha} = \frac{\sqrt{l^2 + h^2}}{l} \approx \frac{l + \frac{h^2}{2l}}{l} = 1 + \frac{h^2}{2l^2};$$

$\cos \alpha = 1 - \frac{h^2}{2l^2}$ $\left(\text{из разложения } \cos x = 1 - \frac{x^2}{2!} + \frac{x^4}{4!} \cdots \right)$; $\cos^4 \alpha = 1 - 2\frac{h^2}{l^2}$

Из (2) получаем приближенную формулу:

$$s = l \left[1 + \frac{h^2}{2l^2} + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2} \left(1 - 2\frac{h^2}{l^2} \right) \right].$$

Пренебрегая малыми высших порядков, получим

$$s = l \left(1 + \frac{h^2}{2l^2} + \frac{8}{3} \cdot \frac{f^2}{l^2} \right). \qquad (2')$$

В предельном случае, когда касательная в точке C горизонтальна, будем иметь:

$$f = \frac{h}{4}; \quad s = l \left(1 + \frac{h^2}{2l^2} + \frac{1}{6} \cdot \frac{h^2}{l^2} \right) = l \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{l^2} \right),$$

что совпадает с формулой (1).

Определение длины каната по нагрузке. Пловучая опора, нагруженная горизонтальной силой H, удерживается канатом с погонным весом p *т/пог. м* (в воде). Определить длину каната, висящего в воде и лежащего на дне. Длина заложения L задана (фиг. 347).

НТБ ДНУЖТ

Как известно из элементарной теории гибких нитей, между распором нити H, погонным весом p и стрелкой провисания посредине f существует соотношение

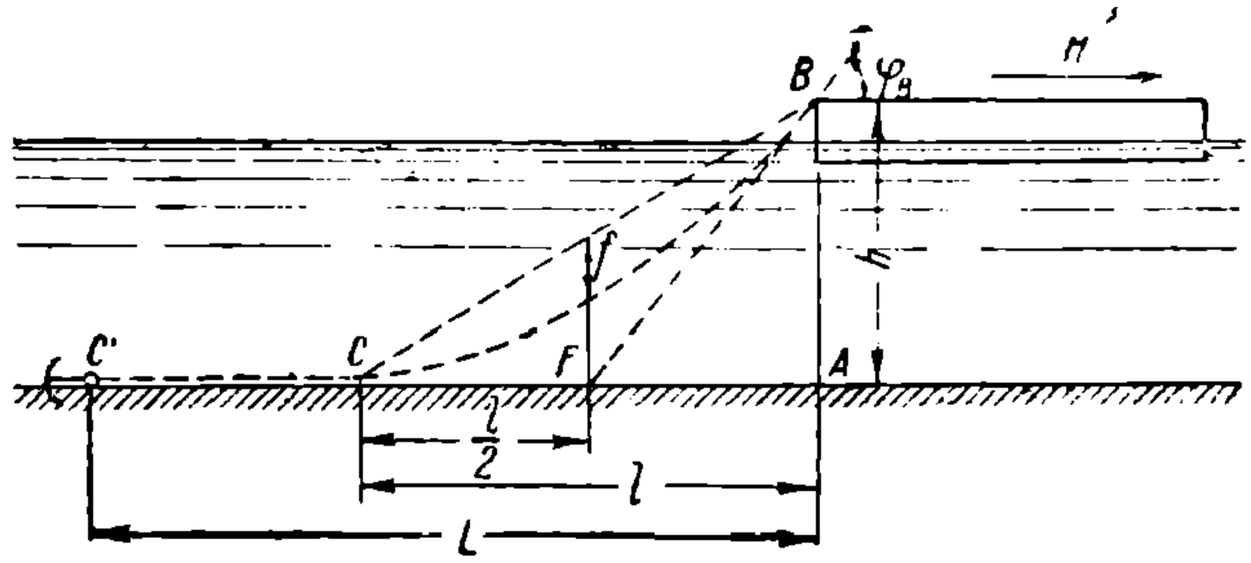
$$H=\frac{pl^2}{8f}. \tag{3}$$

Если касательная в точке C горизонтальна, то

$$f=\frac{h}{4}$$

и

$$H=\frac{pl^2}{2h}. \tag{4}$$



Фиг. 347.

Заметим, что точная формула, исходя из цепной линии, будет

$$H=\frac{p(l^2-h^2)}{2h}. \tag{4'}$$

Из формулы (4) находим

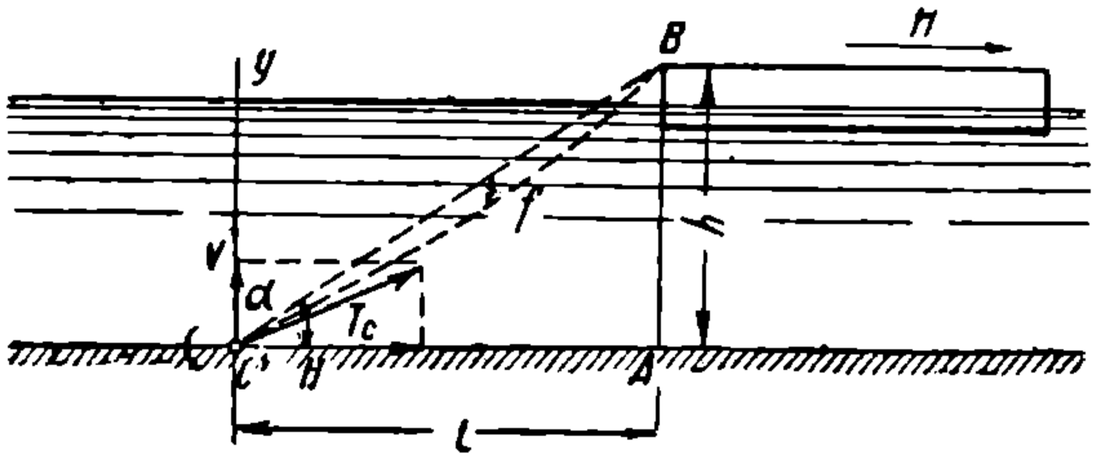
$$l=\sqrt{\frac{2Hh}{p}} \tag{5}$$

Если длина заложения

$$L>\sqrt{\frac{2Hh}{p}},$$

то вертикального отрыва якоря не происходит и на земле лежит часть каната длиной

$$L-\sqrt{\frac{2Hh}{p}}.$$



Фиг. 348.

Если

$$L=\sqrt{\frac{2Hh}{p}},$$

то касательная в точке C' горизонтальна и весь канат повешен в воде.

Если

$$L<\sqrt{\frac{2Hh}{p}},$$

то касательная к канату в точке C' негоризонтальна и якорь, кроме распора H, испытывает вертикальное вырывающее усилие V (фиг. 348).

Определение усилия каната. Горизонтальная проекция усилия каната равна H. Поэтому усилие в любом сечении будет

$$T=\frac{H}{\cos\varphi}, \tag{6}$$

где φ — угол касательной к горизонту.

Максимальное усилие, очевидно, будет у клюза. Как известно, две касательные к параболе пересекаются на прямой, проходящей через середину хорды параллельно оси параболы, т. е. в данном случае на вертикальной прямой. Поэтому (фиг. 347)

$$\operatorname{tg}\varphi_B=\frac{2h}{l};$$

НТБ ДНУЖТ

$$\cos\varphi_B = \frac{l}{2\sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + h^2}} = \frac{l}{\sqrt{l^2 + 4h^2}};$$

$$T_B = \frac{H\sqrt{l^2 + 4h^2}}{l} \approx H\left(1 + \frac{2h^2}{l^2}\right). \qquad (7)$$

Отметим интересное обстоятельство. Напишем равенство (6) в таком виде:

$$T = \frac{pl^2}{2h\cos\varphi}.$$

Подставляем сюда $p = \gamma\,\omega$, где γ — объемный вес материала каната, ω — площадь поперечного сечения; затем разделим обе части на ω. Получим

$$\sigma = \frac{T}{\omega} = \frac{\gamma l^2}{2h\cos\varphi}.$$

Таким образом, оказывается, что при одинаковом наклоне у клюза и одинаковых заложении и глубине напряжения в канатах различного сечения, но сделанных из одного материала, будут одинаковыми и, следовательно, при возрастании нагрузки все канаты одновременно достигнут временного сопротивления.

Рассмотрим теперь определение усилий в случае, показанном на фиг. 348.

Для предварительного подсчета можно считать канат вытянутым по прямой $C'B$; тогда

$$T = \frac{H}{\cos\alpha} = \frac{H\sqrt{L^2 + h^2}}{L} \approx H\left(1 + \frac{h^2}{2L^2}\right). \qquad (8)$$

Вертикальная составляющая, вырывающая якорь и нагружающая пловучую опору,

$$V = H\,\mathrm{tg}\,\alpha = H\frac{h}{L}. \qquad (9)$$

Числовой пример. Рассчитаем якорный канат плотового моста.

Пусть скорость течения 2 *м/сек*; расчетное давление ветра 0,25 *т/м²*. Площадь, подверженная давлению ветра, $F_1 = 3{,}78$ *м²*; площадь плота, подверженная давлению воды, $F_2 = 2{,}60$ *м²*.

Давление ветра

$$W_1 = 0{,}25 \cdot 3{,}78 = 0{,}94\ т.$$

Давление воды

$$W_2 = \frac{\gamma V^2}{2g} F_2 = \frac{1 \cdot 2{,}0^2}{2 \cdot 9{,}81}\, 2{,}60 = 0{,}53\ т.$$

Полное горизонтальное давление

$$W = W_1 + W_2 = 0{,}94 + 0{,}53 = 1{,}47\ т.$$

Пусть угол наклона троса к горизонту составляет $\alpha = 25°$, тогда $\mathrm{tg}\,\alpha = 0{,}466$; $\cos\alpha = 0{,}906$. Усилие в низовом тросе

$$T = \frac{1{,}47}{0{,}906} = 1{,}62\ т.$$

Принимаем трос $d = 16$ *мм*, имеющий разрывное усилие $T_p = 7{,}3$ *т*. Запас прочности

$$\frac{7{,}3}{1{,}62} = 4{,}5.$$

Обычно запас, равный четырем, считается достаточным. Если боковая остойчивость моста сравнительно невелика, то целесообразно учесть вертикальное давление на пловучую опору, равное:

$$V = W\,\mathrm{tg}\,\alpha.$$

Максимальное давление будет

$$V_{max} = 1{,}47 \cdot 0{,}466 = 0{,}68\ т.$$

Постоянное, зависящее только от силы течения, давление

$$V = 0{,}53 \cdot 0{,}466 = 0{,}25\ т.$$

НТБ ДНУЖТ

Чтобы компенсировать крен, возникающий от этой дополнительной вертикальной нагрузки в плотовых мостах, иногда сдвигают ось проезжей части в низовую сторону. Величину сдвижки нетрудно подсчитать из условий равенства моментов веса проезжей части и силы V относительно центра тяжести площади ватерлинии плота. По этому расчету на якорь действует значительная вертикальная сила (до 0,68 m).

Более точно усилие в канате определяется следующим образом. Из уравнения (3) определим среднюю стрелку провисания:

$$f = \frac{pL^2}{8H}$$

(здесь $H = W$).

Уравнение параболы будет:

$$v = x \operatorname{tg} \alpha - \frac{4f}{L^2} x (L - x); \tag{10}$$

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} \alpha - \frac{4f}{L^2} (L - 2x), \tag{10'}$$

или, подставляя сюда значение f и $\operatorname{tg} \alpha$, найдем:

$$\left.\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= \frac{h}{L} - \frac{p}{2H} (L - 2x); \\ \operatorname{tg} \varphi_B &= \frac{h}{L} + \frac{pL}{2H}; \\ \operatorname{tg} \varphi_{C'} &= \frac{h}{L} - \frac{pL}{2H}. \end{aligned}\right\} \tag{11}$$

Отсюда легко определить и вертикальные усилия:

$$V_B = H \operatorname{tg} \varphi_B \ \text{(вниз)}; \quad V_{C'} = H \operatorname{tg} \varphi_{C'} \ \text{(вверх)}.$$

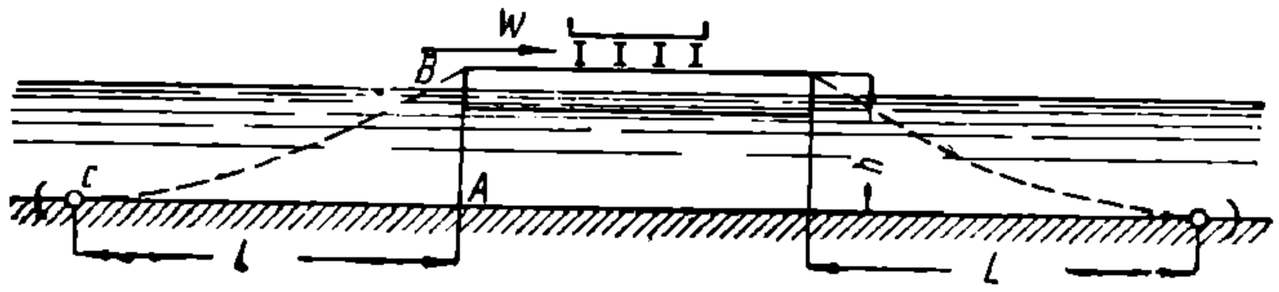
Имея обе составляющие, можем определить полное усилие каната в точке B:

$$T_B = H \sqrt{1 + \left(\frac{h}{L} + \frac{pL}{2H}\right)^2} \tag{12}$$

§ 34. Расчет двустороннего заякорения

Рассмотрим случай симметричного заякорения (фиг.349). При отсутствии внешней нагрузки левый и правый канаты дают взаимно уравновешивающиеся распоры H. При действии нагрузки W распор левого каната увеличивается на P_1, правого уменьшается на P_2. причем

$$P_1 + P_2 = W. \tag{13}$$



Фиг. 349.

Таким образом, расчетной нагрузкой каната будет $H + P_1$. Следовательно, если бы мы, рассматривая заякорение как одностороннее, вели расчет на $H = W$, то сделали бы ошибку в опасную сторону, так как полная величина оказалась бы на P_1 больше.

Для определения P_1 и P_2 необходимо, кроме уравнения (13), составить еще одно уравнение. Мы получим его, приравнивая перемещения точки B и точки, с ней симметричной.

Выведем зависимости между перемещением пловучей опоры и изменением распора P_1.

1-й случай. Часть каната первоначально лежит на дне (фиг. 350). При этом предполагается, что

$$H + P_1 < \frac{pL^2}{2h};$$

НТБ ДНУЖТ

следовательно, и после приложения нагрузки P_1 часть каната лежит на дне.

Очевидно,

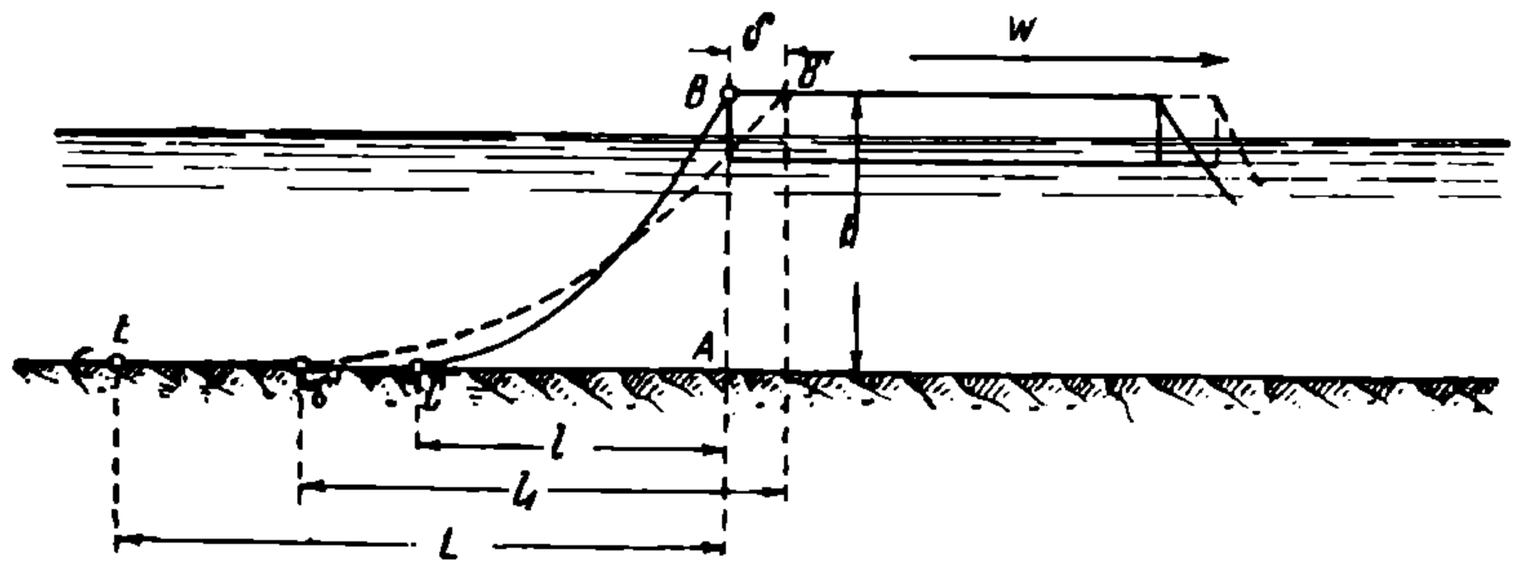
$$\delta = l_1 - l - \overline{CC'};$$

с другой стороны,

$$\overline{CC'} = \widehat{C'B'} - \widehat{CB}.$$

Тогда по формуле (1)

$$\delta = (l_1 - l) - \left[l_1 \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{l_1^2} \right) - l \left(1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{l^2} \right) \right] = \frac{2}{3} h^2 \left(\frac{1}{l} - \frac{1}{l_1} \right). \qquad (14)$$



Фиг. 350.

Сюда подставляем на основании формулы (4):

$$l = \sqrt{\frac{2Hh}{p}}; \quad l_1 = \sqrt{\frac{2(H + P_1)h}{p}}.$$

Окончательно найдем

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{l} \left(1 - \sqrt{\frac{H}{H + P_1}} \right). \qquad (15)$$

Если мы захотим учесть еще и упругое удлинение каната, то к правой части формулы (15) следует добавить

$$\delta_{упр} = \frac{P_1 L}{E\omega},$$

причем модуль упругости цепей E может быть принят равным 450 000 *кг/см²*.

Аналогично для правого каната найдем, что при уменьшении распора на P_2 перемещение верхней точки его вправо будет

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{l} \left(\sqrt{\frac{H}{H - P_2}} - 1 \right). \qquad (16)$$

Приравнивая значения δ по формулам (15) и (16) друг к другу с учетом упругих удлинений, получим искомое второе уравнение для определения P_1 и P_2:

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{l} \left(1 - \sqrt{\frac{H}{H + P_1}} \right) + \frac{P_1 L}{E\omega} = \frac{2}{3} \cdot \frac{h^2}{l} \left(\sqrt{\frac{H}{H - P_2}} - 1 \right) + \frac{P_2 L}{E\omega}. \qquad (17)$$

Когда часть каната лежит на земле, натяжение невелико и упругой деформацией можно пренебречь. Уравнение (17) упрощается и принимает вид

$$2 = \sqrt{\frac{H}{H + P_1}} + \sqrt{\frac{H}{H - P_2}}. \qquad (17')$$

Остановимся на технике решения этого уравнения. Введем обозначения:

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{H}{H + P_1}}; \quad \mu_2 = \sqrt{\frac{H}{H - P_2}}.$$

НТБ ДНУЖТ

Тогда:

$$\mu_1^2 = \frac{H}{H+P_1}; \quad \mu_2^2 = \frac{H}{H-P_2};$$

$$\mu_1^2 H + \mu_1^2 P = H; \quad \mu_2^2 H - \mu_2^2 P_2 = H;$$

$$P_1 = \frac{H - \mu_1^2 H}{\mu_1^2} = H\left(\frac{1}{\mu_1^2} - 1\right); \qquad (a)$$

$$P_2 = \frac{\mu^2 H - H}{\mu_2^2} = H\left(1 - \frac{1}{\mu_2^2}\right). \qquad (b)$$

Таблица 70

	μ_2	$\frac{W}{H}$
1,0	1,0	0
0,9	1,1	0,41
0.8	1,2	0,87
0,7	1,3	1,45
0,6	1,4	2,40
0,5	1,5	3,56

Таким образом, вопрос сводится к решению двух уравнений:

$$\frac{1}{\mu_1^2} - \frac{1}{\mu_2^2} = \frac{W}{H} \qquad (c)$$

и

$$\mu_1 + \mu_2 = 2. \qquad (d)$$

Эти уравнения проще всего решают подбором, имея в виду, что

$$0 < \mu_1 < 1; \quad 1 < \mu_2 < 2.$$

Подбор облегчается табл. 70. Найдя μ_1 и μ_2, определим P_1 и P_2 по формулам (a) и (b).

Расчетной нагрузкой каната будет величина $H+P_1$. Необходимо проверить, что удовлетворено условие

$$l_1 = \sqrt{\frac{2(H+P_1)h}{p}} \leqslant L^1.$$

Если это условие не удовлетворено, то поступаем следующим образом. Определяем распор при горизонтальной касательной у якоря:

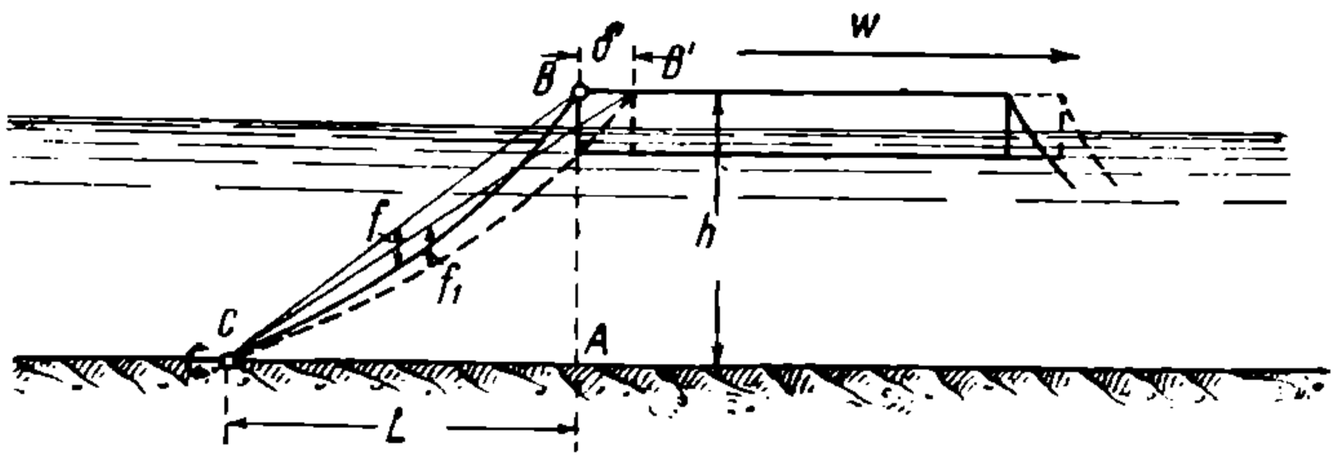
$$H' = \frac{pL^2}{2h}.$$

Затем определяем величину W' из условия $H + W = H' + W'$:

$$W' = H + W - H'$$

и повторяем расчет в следующих предположениях. Первоначальный распор равен H', причем канат у якоря горизонтален, дополнительная временная нагрузка W' Для расчета необходимо сперва вывести формулы зависимости между приращением усилия и перемещением пловучей опоры при канате, целиком подвешенном в воде. К этому мы и переходим.

2-й случай. Весь канат подвешен (фиг. 351). Определим стрелки провисания в первоначальном и смещенном состоянии по формуле (3):



Фиг. 351.

$$f = \frac{pL^2}{8H}; \quad f_1 = \frac{p(L+\delta)^2}{8(H+P_1)}.$$

Длина каната CB по формуле (2) с заменой f вышенаписанным выражением составит

$$s = L\left(1 + \frac{h^2}{2L^2} + \frac{p^2L^2}{24H^2}\right).$$

---

[1] Если речь идет о проектировании, то можно назначить после расчета $L > l_1$ (см. пример 1 ниже).

НТБ ДНУЖКТ

Если пренебречь малыми высших порядков, та же длина CB' напишется так:

$$s = (L - \delta)\left[1 + \frac{h^2}{2L^2} + \frac{p^2L^2}{24(H+P_1)^2}\right].$$

Приравнивая обе длины, получим

$$\delta = \frac{\frac{p^2L^3}{24H^2}\left[1 - \frac{H^2}{(H+P_1)^2}\right]}{1 + \frac{h^2}{2L^2} + \frac{p^2L^2}{24(H+P_1)^2}}.$$

Знаменатель этого выражения весьма близок к единице при малом $\frac{h}{L}$ Окончательно, учитывая также упругое удлинение, найдем

$$\delta = \frac{p^2L^3}{24H^2}\left[1 - \frac{H^2}{(H+P_1)^2}\right] + \frac{P_1L}{E\omega}. \tag{18}$$

Если в начальном положении канат в точке C горизонтален, то

$$\frac{p^2}{H^2} = \frac{4h^2}{L^4}$$

и формула (18) принимает вид:

$$\delta = \frac{h^2}{6L}\left[1 - \frac{H^2}{(H+P_1)^2}\right] + \frac{P_1L}{E\omega}. \tag{18'}$$

Теперь можно составить и окончательные уравнения для расчета двустороннего заякорения:

$$P_1 + P_2 = W; \tag{19}$$

$$\frac{h^2}{6L}\left[1 - \frac{H^2}{(H+P_1)^2}\right] + \frac{P_1L}{E\omega} = \frac{2h^2}{3L}\left(\sqrt{\frac{H}{H-P_2}} - 1\right) + \frac{P_2L}{E\omega}. \tag{20}$$

Если бы оказалось, что низовые и верховные канаты неодинаковы, то в правой части уравнения (20) все известные величины пришлось бы отметить каким-либо индексом.

Пример 1. Определим необходимую длину заложения якорей L из условия горизонтальности натяжения у якоря по следующим данным. Первоначальное натяжение $H = 3{,}82$ *т*; $W = 5{,}73$ *т*; $h = 8$ *м*. Диаметр цепи $d = 30$ *мм*.

Площадь сечения цепи

$$\frac{2\pi d^2}{4} = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 3{,}0^2}{4} = 14{,}1 \text{ см}^2.$$

Погонный вес цепи $p' = 0{,}0195$ *т/м*, вес цепи в воде

$$p = 0{,}0195\frac{6{,}85}{7{,}85} = 0{,}017 \text{ т/м}.$$

Горизонтальная проекция подвешенной части цепи

$$l = \sqrt{\frac{2Hh}{p}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 3{,}82 \cdot 8}{0{,}017}} = 60 \text{ м}.$$

Увеличение натяжения в левой цепи P_1 и уменьшение натяжения в правой цепи P_2 найдем из уравнений (13) и (17) последовательными приближениями. После ряда проб получаем:

$$P_1 = 4{,}05 \text{ т};$$

$$P_2 = 1{,}68 \text{ т}$$

НТБ ДНУЖТ

(очевидно, $4{,}05 + 1{,}68 = 5{,}73$). Подстановка этих значений в уравнение (17) дает:

$$\frac{2\cdot 8^2}{3\cdot 60}\left(1-\sqrt{\frac{3{,}82}{3{,}82+4{,}05}}\right)+\frac{4\,050\cdot 60}{45\cdot 10^4\cdot 14{,}1}=$$

$$=\frac{2\cdot 8^2}{3\cdot 60}\left(\sqrt{\frac{3{,}82}{3{,}82-1{,}68}}-1\right)+\frac{1\,680\cdot 60}{45\quad 10^4\cdot 14{,}1};^{1}$$

или

$$0{,}2552 \neq 0{,}2640.$$

Ввиду небольшого неравенства считаем принятые значения P_1 и P_2 окончательными. Горизонтальная составляющая натяжения левой цепи

$$H + P_1 = 3{,}82 + 4{,}05 = 7{,}87\ m.$$

То же правой цепи

$$H - P_2 = 3{,}82 - 1{,}18 = 2{,}64\ m.$$

Перемещение понтона:

$$\delta = \frac{2\cdot 8^2}{3\cdot 60}\left(1-\sqrt{\frac{3{,}82}{3{,}82+4{,}05}}\right)+\frac{4\,050\cdot 60}{45\cdot 10^4\cdot 14{,}1} = 0{,}255\ м.$$

Определим длину L из условия горизонтальности натяжения у якоря:

$$L = l\sqrt{\frac{H+P_1}{H}} = 60\sqrt{\frac{7{,}87}{3{,}82}} = 86\ м > 60\ м.$$

Таким образом, заложение L должно быть не менее 86 *м*.
Запас прочности цепи

$$\frac{T_{разр.}}{T} \approx \frac{39{,}6}{7{,}87} = 5{,}06.$$

Пример 2. Дано $L = l = 60$ *м*; $h = 8$ *м*; $p = 0{,}017$ *т/м*; $W = 5{,}73$ *т*. В первоначальном положении цепи натянуты так, что у якоря касательная горизонтальна.
Первоначальный распор

$$H = \frac{pl^2}{2h} = 3{,}82\ m.$$

Изменение натяжения P_1 левой цепи и P_2 правой найдем из уравнений (19) и (20) путем подбора.
Находим $P_1 = 4{,}4\ m$; $P_2 = 1{,}33\ m$; $P_1 + P_2 = 5{,}73\ m$.
Подставим эти значения в уравнение (20):

$$\frac{8^2}{6\cdot 60}\left[1-\left(\frac{3{,}82}{3{,}82+4{,}4}\right)^2\right]+\frac{4\,400\cdot 60}{45\cdot 10^4\cdot 14{,}1}=$$

$$=\frac{2\cdot 8^2}{3\cdot 60}\left(\sqrt{\frac{3{,}82}{3{,}82-1{,}33}}-1\right)+\frac{1\,330\cdot 60}{45\cdot 10^4\cdot 14{,}1};$$

$$0{,}1815 \neq 0{,}1826.$$

Расхождение составляет менее 1%.
Перемещение понтона

$$\delta = \frac{8^2}{6\cdot 60}\left[1-\left(\frac{3{,}82}{3{,}82+4{,}4}\right)^2\right]+\frac{4\,400\cdot 60}{45\cdot 10^4\cdot 14{,}1} = 0{,}182\ м.$$

Наибольшее натяжение (у клюза)

$$T_B = (H+P_1)\sqrt{1+\left[\frac{h}{L}+\frac{pL}{2(H+P_1)}\right]^2} = (3{,}82+4{,}4)\sqrt{1+\left[\frac{8}{60}+\frac{0{,}017\cdot 60}{2(3{,}82+4{,}4)}\right]} = 8{,}95\ m.$$

Вертикальная нагрузка от цепи на понтон

$$V_B = (H+P_1)\left[\frac{h}{L}+\frac{pL}{2(H+P_1)}\right] = 8{,}22\left(\frac{8}{60}+\frac{0{,}017\cdot 60}{2\cdot 8{,}22}\right) = 1{,}52\ m.$$

Вертикальное усилие, вырывающее якорь,

$$V_c = 8{,}22\left(\frac{8}{60}-\frac{0{,}017\quad 60}{2\quad 8{,}22}\right) = 0{,}585\ m.$$

Запас прочности цепи

$$\frac{T_{разр}}{T_B} = \frac{39{,}6}{8{,}95} = 4{,}44.$$

---

[1] Собственно говоря, в члены, дающие упругую деформацию, следовало бы подставлять не $l = 60$ *м*, а L, которое пока не известно, но во всяком случае несколько больше l. Это обстоятельство существенной поправки не вносит.

НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА VIII

РАСЧЕТ МОЩНОСТИ РАЗВОДНЫХ МЕХАНИЗМОВ

§ 35. Данные для расчета мощности двигателя разводного устройства

Работа двигателя разводного устройства на пловучих опорах расходуется на преодоление следующих сопротивлений: а) сопротивления воды, б) давления ветра, в) инерционного сопротивления и г) сопротивления трения в шарнире, если речь идет о поворотном устройстве. Что касается сопротивления передачи от двигателя к движителю, то оно обычно учитывается коэфициентом полезного действия передачи.

Сопротивление воды. Точный учет сопротивления воды возможен только на основании данных опытов с моделью разводного устройства в экспериментальном бассейне (протаска модели). При проектировании крупного моста такой эксперимент рекомендуется производить в обязательном порядке. В менее ответственных случаях и для предварительного проектирования пользуются различными эмпирическими формулами, выведенными из наблюдений над буксировкой речных судов.

Формула Карапетова:

$$R = fSv^n + \varphi A v^k.$$

Первый член дает сопротивление трения, второй — сопротивление формы, или остаточное сопротивление; главной составной частью его является так называемое водоворотное сопротивление. Обозначения в этой формуле приняты следующие:

f — коэфициент трения, равный 0,25 для деревянных судов и 0,17 — для стальных окрашенных;

S — величина смоченной поверхности в $м^2$;

v — относительная скорость судна и потока в $м/сек$;

n — показатель степени, равный 2 для деревянных судов и 1,83 — для стальных;

φ — коэфициент водоворотных сопротивлений; точных указаний о величине этого коэфициента не дается; для подбора φ Карапетов делит все суда на следующие четыре категории: 1) суда, имеющие φ от 0 до 5,0, у которых коэфициент полноты водоизмещения не превышает 0,8, но для судов пологого ложкообразного носа при длинном кормовом образовании; 2) суда, имеющие φ от 5 до 8,0, у которых очертания довольно полные, коэфициент водоизмещения не превышает 0,95, но при условии пологого очертания носа с днищем; также суда с острыми очертаниями носа, но не имеющие плавного сопряжения носа с дном; 3) суда, имеющие φ от 12 до 20, при полном коротком образовании носовой части и отсутствии кормового образования, при вертикальных боковых стенках почти на всем протяжении судна; 4) суда, имеющие φ от 12 до 20, совершенно тупоносые при незначительном округлении с боков и снизу;

A — площадь смоченного мидель-шпангоута, равная $BT\beta$, где B — ширина, T — осадка, β — коэфициент полноты миделя;

k — показатель степени, зависящий от коэфициента φ, а именно:

$$k = 2{,}5 \text{ при } \varphi = 3{,}0;$$

$$k = 2{,}3 \text{ при } \varphi = 5 \div 6.$$

НТБ ДНУЖТ

Практика динамометрических испытаний показала, что формула Карапетова дает благоприятные результаты для речных несамоходных судов при скоростях 1 — 3 *м/сек*. Коэфициент φ для стальных барж удовлетворительных очертаний оказался равным 5 — 6, для деревянных барж — 6 — 8. Показатель k при φ от 5 до 8 оказался равным 2,3. В формулу Карапетова при малых скоростях необходимо вводить поправочный множитель

$$a = 0{,}77\,(v^2 + 0{,}3v).$$

Формула проф. В. В. Звонкова:

$$R = fSv^{1{,}83} + \delta\varphi A v^{1{,}7+0{,}15\,v}.$$

Обозначения прежние. δ — коэфициент полноты водоизмещения. Для вычисления S можно пользоваться формулами:

а) для клинообразных самоходных судов

$$S = 0{,}9\,L\,(2T + cB);$$

б) для клинообразных несамоходных судов

$$S = L\,(2T + cB);$$

в) для ложкообразных несамоходных судов

$$S = L\,(1{,}7\,T + \delta B),$$

где c — коэфициент полноты площади грузовой ватерлинии.

Коэфициент трения f, так же как в формуле Карапетова, 0,25 для деревянных судов, 0,17 — для стальных.

Коэфициент водоворотных сопротивлений φ (стальных судов) равен:

а) для клинообразных стальных самоходных 7,0 — 8,0;

б) для ложкообразных стальных несамоходных 8,0;

в) для клинообразных деревянных и стальных несамоходных 10,5.

Формула Звонкова является теоретически наиболее обоснованной.

Формула Геберса:

$$R = (fS + \varphi A)\,v^{2{,}25}.$$

$f = 0{,}14$ для стальных хорошо окрашенных судов;

$f = 0{,}28$ для деревянных судов и вообще грубых поверхностей;

$\varphi = 4{,}5\ \delta - 0{,}55$, где δ — коэфициент полноты водоизмещения.

Для облегчения вычислений по приведенным формулам даем табл. 71 степеней относительной скорости.

Таблица 71

v	$v^{1,83}$	$v^{1,7\,+\,0,15v}$	$v^{2,25}$
1,0	1,00	1,00	1,00
1,2	1,58	1,41	1,51
1,4	1,85	1,90	2,14
1,6	2,36	2,49	2,88
1,8	2,93	3,18	3,75
2,0	3,52	4,00	4,76
2,2	4,23	4,95	5,89
2,4	4,96	6,07	7,17
2,6	5,75	7,36	8,59
2,8	7,47	10,61	10,14
3,0	8,40	12,61	11,84

Для упрощенных расчетов, а также аналитических исследований в узком диапазоне скоростей пользуются формулой

$$R = kSv^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Приведем некоторые опытные данные.

Ящикообразное судно:

при $T = 0{,}6$; $k = 0{,}45$;

при $T = 0{,}75$; $k = 0{,}68$.

Стальная наливная баржа. Данные приведены в табл. 72.

Таблица 72

Tм	k
1,0	0,21
1,2	0,22
1,9	0,23
2,1	0,24
2,3	0,25
2,5	0,26
2,85	0,27

Сопротивление плотов вычисляется по формуле[1]

$$R = (50A + 0{,}5S)\ v^{2,15},$$

причем

$$A = BT;\quad S = 2\ (B + 2T).$$

При несовпадении оси плота и течения

$$R = [50T\ (L \sin^2 \alpha + B \cos^2 \alpha) + 0{,}5\ BT]\ v^{2,15},$$

где α — угол между осью плота и потоком.

Для расчета сопротивления продольного понтона поворотного звена можно пользоваться формулами давления жидкости на прямоугольные пластинки, применяемыми при расчете рулей, а также шлюзных ворот.

Формула Рэйлея (теоретическая):

$$R_{\alpha = 90^\circ} = \frac{\pi}{4 + \pi}\ \gamma S v^2.$$

Здесь γ — удельный вес жидкости, S — смоченная поверхность пластинки в $м^2$. Для воды $\gamma = 1000$ $кг/см^2$, поэтому

$$R_{\alpha = 90^\circ} = 45\ S v^2 \quad кг.$$

При произвольном угле α между плоскостью пластинки и потоком

$$R_\alpha = 45 k_\alpha\ S v^2 \ \text{(для воды)},$$

где коэфициент

$$k_\alpha = \frac{(4 + \pi) \sin \alpha}{4 + \pi \sin \alpha}.$$

Значения k_α приведены в табл. 73.

Таблица 73

α	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
k	0	0,273	0,481	0,641	0,761	0,854	0,920	0,985	0,990	1,000

Центр давления отстоит от передней кромки пластинки на величину

$$x_\alpha = \frac{b}{2}\left(1 + \frac{3}{2} \cdot \frac{\cos \alpha}{4 + \pi \sin \alpha}\right),$$

где b — ширина пластинки.

Формула Жосселя (эмпирическая):

$$R_\alpha = \frac{k S v^2 \sin \alpha}{0{,}195 + 0{,}305 \sin \alpha}.$$

Здесь k — численный коэфициент, равный 41,35 для случая воды. Расстояние центра давления от передней кромки

$$x_\alpha = b\ (0{,}195 + 0{,}305 \sin \alpha).$$

[1] Проф. В. В. Звонков, Судовые тяговые расчеты, 1933, стр. 98.

НТБ ДНУЖТ

По Эйлеру:

$$R_{\alpha=90^\circ} = \gamma S \frac{v^2}{2g}.$$

Подставляя $\gamma = 1\,000$ *кг/м*³, $2g = 19{,}62$ *м/сек*², получим

$$R_{\alpha=90^\circ} \approx 50\, Sv^2 \text{ кг}.$$

Эта формула дает несколько преувеличенное значение R.

Следует подчеркнуть, что все приведенные формулы относятся к пластинкам малой толщины и сопротивление продольного понтона дают лишь с большей или меньшей степенью приближения, так как совершенно не учитывают условий обтекания.

Давление ветра. При расчете заякорения или усилий в элементах конструкций давление ветра, как правило, определяется по нормам (до 250 *кг/м*²). Мощность механизмов должна обеспечить функционирование разводного устройства при ветре интенсивностью до 40 — 50 *кг/м*², часто 20 — 30 *кг/м*², как это принимается обычно для стационарных разводных мостов. При этом допускаются пониженные скорости или соответственно увеличенное время разводки по сравнению с безветренной погодой. Продолжительность операции здесь обычно исчисляется минутами (3 — 4—5′), и следовательно, скорости значительно меньше, чем в стационарных разводных мостах, где время открывания или закрывания колеблется от одной до полутора минут. Иногда ветер задается скоростью или количеством баллов по шкале Бофорта.

Таблица 74

Шкала Бофорта

Наименование ветра	Число баллов	Скорость в *м/сек*	Давление в *кг/м*²
Штиль . . .	0	0—1,3	0,02
Весьма слабый .	1	3,6	1,5
Слабый .	2	5,8	4,1
Тихий . . .	3	8,0	7,7
Умеренный .	4	10,3	12,6
Свежий . . .	5	12,5	18,9
Весьма свежий	6	15,2	27,9
Сильный . . .	7	17,9	38,7
Весьма сильный .	8	21,5	55,6
Крепкий .	9	25,0	75,6
Буря .	10	29,1	102,5
Шторм .	11	33,5	135,7
Ураган .	12	40,2	195,5

Давление ветра в зависимости от скорости весьма часто определяется формулой

$$R_{\alpha=90^\circ} = 0{,}122\, Sv^2,$$

где S — подветренная площадь в *м*²; v — скорость в *м/сек*. Нормальная составляющая давления ветра, дующего под углом к пластинке, определяется по формуле

$$R_\alpha = R_{\alpha=90^\circ} \sin^2\alpha$$

или по эмпирической формуле

$$R_\alpha = R_{\alpha=90^\circ} \sin\alpha.$$

Приводим шкалу Бофорта (табл. 74).

Новейшие данные о действии ветра приводятся доц. Э. И. Реттер[1].

Инерционное сопротивление зависит от времени разгона, подсчитанного от состояния покоя до момента, когда движение разводного пролета можно считать равномерным. Для поступательного движения

$$R_i = ma,$$

где $m = \frac{P}{g}$ — масса системы, $a = \frac{dx}{dt}$ — ускорение. Очень часто разгон считают равномерно ускоренным движением, тогда $a = \frac{v}{t_1} = \text{const}$. Здесь v — конечная скорость разгона, t_1 — время разгона.

Для вращательного движения момент инерционного сопротивления

$$M_i = j\varepsilon.$$

Здесь j — момент инерции поворотного устройства, $\varepsilon = \frac{d\omega}{dt}$ — угловое ускорение.

Давление на ось при равномерном вращательном движении

$$H = mr_0\omega^2.$$

Здесь mr_0 — статический момент массы системы вокруг оси вращения.

[1] Доц. Э. И. Реттер, Ветровая нагрузка на сооружения, М. 1936.

НТБ ДНУЖТ

Сопротивление трения в шарнире. Момент силы трения определяется формулой

$$M_f = \frac{Hfd}{2},$$

где H — горизонтальное давление в шарнире;
f — коэфициент трения;
d — диаметр цапфы.

Величина момента M_f, как правило, пренебрежимо мала по сравнению с остальными сопротивлениями.

§ 36. Расчет буксировки выводных звеньев

Разводная часть простейшего устройства состоит из одного звена или группы звеньев, спускаемых вниз по течению, затем оттягиваемых в стороны и, наконец, буксируемых обратно. Тяговый расчет сводится к определению необходимой мощности двигателя по заданному протяжению буксировки s и продолжительности t. В первом приближении эффективная мощность двигателя определится в предположении, что скорость равномерна во время всего процесса буксировки и равна

$$v = \frac{s}{t} \ м/сек.$$

Тяговое усилие Q при постоянной скорости равно сопротивлению движению R. Полное сопротивление складывается из сопротивления воды, зависящего от относительной скорости $v + v_1$ (где v_1 — скорость потока) и давления ветра.

Определив $Q = R_1 + R_2$, найдем необходимую мощность N в *кгм/сек*:

$$N = Qv \ кгм/сек$$

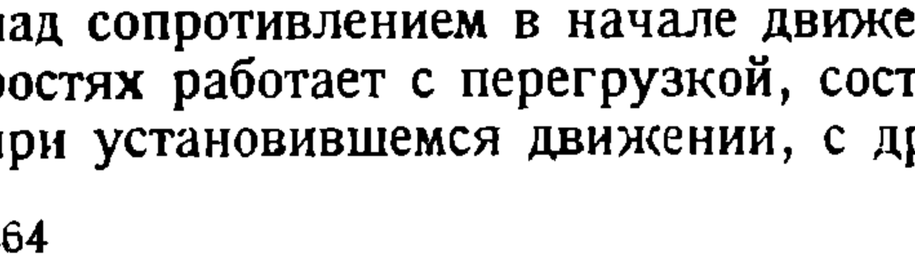
или в лошадиных силах

$$N = \frac{Qv}{75} \ ЛС.$$

Эффективная мощность двигателя определяется в зависимости от к. п. д. передачи от двигателя на тяговое приспособление:

$$N_e = \frac{Qv}{75\eta} \qquad (1)$$

В действительности скорость во время движения не является равномерной и можно отметить три более или менее ярко выраженных периода: период разгона (ускорения), период равномерного движения и период замедления. Обозначим продолжительности периодов соответственно t_1, t_2 и t_3. Допустим, что разгон и замедление происходят с постоянными ускорениями a_1 и $-a_3$. Диаграмма скоростей будет иметь вид трапеции, показанной на фиг. 352. Очевидно,



Фиг. 352.

$$t_1 = \frac{v}{a_1}; \ t_3 = -\frac{v}{a_3}$$

Площадь диаграммы скоростей равна пройденному пути

$$s = v\left(t_2 + \frac{t_1 + t_3}{2}\right) = v\left(t - \frac{t_1 + t_3}{2}\right) \qquad (2)$$

отсюда полное время

$$t = \frac{s}{v} + \frac{t_1 + t_3}{2} \qquad (3)$$

Ускорение a_1 при разгоне можно оценить, задаваясь избытком тягового усилия над сопротивлением в начале движения. С одной стороны, двигатель при малых скоростях работает с перегрузкой, составляющей известный процент от тягового усилия при установившемся движении, с другой стороны, сопротивление не достигает своей

НТБ ДНУЖТ

полной величины. Так, например, при ручной тяге на лебедке начальную форсировку можно оценить в 25% [1]. В таком случае, пренебрегая в запас мощности уменьшением сопротивления, получим

$$a_1 = \frac{0{,}25Q}{m} = \frac{0{,}25gQ}{P}.$$

Здесь через m обозначена масса системы, P — вес ее, g — ускорение силы тяжести. Замедление (отрицательное ускорение) определим в предположении, что двигатель выключен и замедляющей силой является сопротивление воды (без ветра), причем при подсчете его следует задаться некоторой средней скоростью между 0 и v:

$$a_3 = -\frac{R}{m} = -\frac{Rg}{P}.$$

Таким образом, определяются все элементы диаграммы скоростей. Подробности расчета выясним на числовом примере.

Пример. Разводная часть состоит из двух спаренных одноплашкоутных звеньев. Размеры плашкоутов в плане: $L = 18$ *м*, $B = 6$ *м*, осадка $T = 0{,}60$ *м*. Коэфициенты полноты площади ватерлинии и одновременно водоизмещения 0,80. Ветровая площадь 4,0 *м*^{2}.

Скорость течения 2 *м/сек*. Расчетная интенсивность давления ветра 40 *кг/м*^{2}. Протяжение буксировки 65 *м*. Заданная продолжительность буксировки при ветре—3 мин (180 сек.)

Равномерная скорость

$$v_б = \frac{65}{180} = 0{,}36 \text{ м/сек}.$$

Принимаем

$$v_б = 0{,}4 \text{ м/сек}.$$

Относительная скорость воды и плашкоута

$$v = 2{,}0 + 0{,}4 = 2{,}4 \text{ м/сек}.$$

Смоченная поверхность плашкоута

$$S = L\,(2T + \alpha B) = 18\,(2 \cdot 0{,}6 + 0{,}8 \cdot 6{,}0) = 108 \text{ м}^2.$$

Площадь миделя $A = BT = 6{,}0 \cdot 0{,}6 = 3{,}6$ *м*^{2}.

Сопротивление воды по формуле Геберса (§ 35):

$$R = (0{,}28 \cdot 108 + 3{,}75 \cdot 3{,}6) \cdot 2{,}4^{2{,}25} = 43{,}7 \cdot 7{,}17 = 313 \text{ кг}.$$

Коэфициент φ принят равным 1,25 $(4{,}5 \cdot 0{,}8 - 0{,}55) \approx 3{,}75$ (учитывая грубое сопряжение бортов и днища прибавлено 20 — 25%). На два плашкоута сопротивление воды будет

$$R_1 = 2 \cdot 313 = 626 \text{ кг}.$$

Давление ветра

$$R_2 = 50 \cdot 5{,}0 = 250 \text{ кг}.$$

Тяговое усилие

$$Q = R_1 + R_2 = 626 + 250 = 876 \text{ кг} \approx 900 \text{ кг}.$$

Масса системы

$$m = 2\left(\frac{\gamma}{g} V\right) = 2\left(\frac{\gamma}{g} \delta LBT\right) = 2\,\frac{1\,000}{9{,}81} 0{,}8 \cdot 18 \cdot 6 \cdot 0{,}6 = 10\,560.$$

Ускорение при разгоне, если принять форсировку в 25%,

$$a_1 = \frac{0{,}25 \cdot 900}{10\,560} = 0{,}0213 \text{ м/сек}^2.$$

Время разгона

$$t_1 = \frac{v_б}{a_1} = \frac{0{,}4}{0{,}213} = 18{,}7 \text{ сек.} \approx 20 \text{ сек}.$$

Сопротивление воды при относительной скорости

$$v = 2{,}0 + \frac{0{,}4}{2} = 2{,}2 \text{ м/сек}$$

равно

$$R_1 = 2\,(43{,}7 \cdot 2{,}2 \cdot 2{,}25) = 514 \approx 520 \text{ кг}.$$

---

[1] Для крановых электродвигателей трехфазного тока $\frac{M_{max}}{M_n}$ составляет в среднем от 1,5 до 2.

НТБ ДНУЖТ

Ускорение при замедлении

$$a_з = -\frac{520}{10\,560} = -0{,}049 \ м/сек^2.$$

Время замедления

$$t_з = \frac{v_б}{a_з} = \frac{0{,}4}{0{,}049} = 8 \text{ сек.}$$

Полное время найдем из формулы (3)

$$t = \frac{s}{v_б} + \frac{t_1 + t_з}{2} = \frac{65}{0{,}4} + \frac{20+8}{2} = 177 \text{ сек.},$$

что совпадает с заданным временем 3 мин.

Эффективная мощность в лошадиных силах

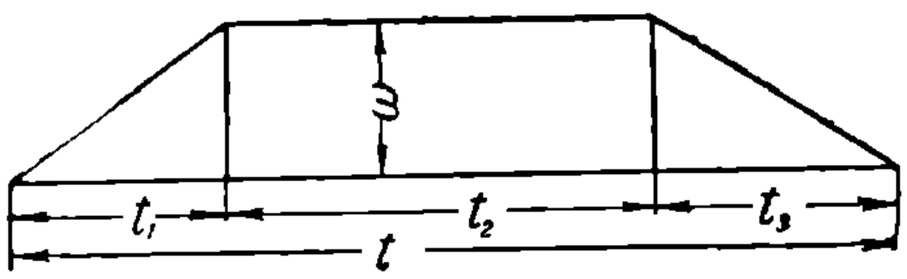
$$N_e = \frac{900 \cdot 0{,}4}{75} = 4{,}8 \ ЛС.$$

Такая мощность может быть легко реализована моторной лебедкой.

Если проделать тот же пример для скорости течения, равной 1 *м/сек*, то необходимая потребная мощность, получаемая в результате расчета, оказывается в пределах мощности ручной лебедки.

§ 37. Расчет мощности поворотного разводного устройства на продольном понтоне

Во время поворота различаем также три периода: разгона t_1, равномерного движения t_2 и замедления t_3. Диаграмма скоростей (фиг. 353) аналогична показанной на фиг. 352, но здесь площадь ее выражает не суммарный линейный путь, а суммарный угол поворота понтона.



Фиг. 353.

Во время разгона момент силы тяги двигателя преодолевает сопротивление всех трех названных родов. Момент сил инерции выражается так:

$$M_i = I \frac{d\omega}{dt},$$

где $I = \Sigma m x^2$ — момент инерции системы относительно неподвижного конца;

$\frac{d\omega}{dt} = \varepsilon$ — угловое ускорение.

Принимая угловое ускорение постоянным и задаваясь временем разгона t_1 и поступательной скоростью на конце понтона v_B, можно определить

$$\frac{d\omega}{dt} = \frac{\omega}{t_1} = \frac{v_B}{Lt_1}.$$

Здесь L — длина понтона.

Из тех же данных можно найти тяговое усилие, необходимое для преодоления сил инерции. Целесообразнее, исходя из перегрузки двигателя M_i в начале работы, оцениваемой известным процентом от мощности при установившемся движении, определить ускорение и время, затрачиваемое на разгон. Если это время окажется не слишком большим, то на выбранной мощности можно остановиться. В противном случае приходится назначить мощность, задаваясь величинами t_1 и v_B. Общая формула будет такая:

$$N = \frac{\left(M_1 + M_2 + I\frac{\omega}{Lt_1}\right) v_B}{75\,\eta L}. \qquad (4)$$

Здесь M_1 и M_2 — соответственно моменты от сопротивлений воды и ветра.

Для замедления останавливают двигатель, предоставляя силам сопротивления уменьшить скорость движения. Ускорение (отрицательное) в третий период движе-

НТБ ДНУЖТ

ния определится по среднему значению момента сил сопротивления воды (без ветра). В запас времени можно принять в качестве расчетного момента $\frac{M_1}{2}$:

$$\frac{\omega}{t_з} = \frac{M_1}{2I},$$

откуда

$$t_з = \frac{2v_B I}{LM_1}.$$

Имея t_1 и $t_з$, определим углы поворота при разгоне и замедлении:

$$\varphi_1 = \frac{\omega t_1}{2} = \frac{v_B t_1}{2L}$$

и

$$\varphi_з = \frac{v_B t_з}{2L}$$

Отсюда угол поворота с равномерной скоростью, если полный поворот считать на 90°

$$\varphi_2 = \frac{\pi}{2} - \frac{v_B}{2L}(t_1 + t_3).$$

Продолжительность движения с равномерной скоростью

$$t_2 = \frac{\varphi_2}{\omega} = \frac{\varphi_2 L}{v_B} = \frac{\pi L}{2v_B} - \frac{t_1 + t_з}{2}.$$

Полное время на открывание разводного пролета

$$t = t_1 + t_2 + t_3.$$

Пример. Определим необходимую мощность двигателя для поворота цепной тягой прямоугольного понтона длиной $L = 60{,}0$ *м*, шириной $B = 15{,}0$ *м* и осадкой $h_1 = 0{,}5$ *м*. Приведенная высота надстройки и надводного борта $kh_2 = 2{,}5$ *м* (фиг. 354). Скорость течения $v_1 = 1{,}5$ *м/сек*; расчетное давление ветра 40 *кг/м*^{2}.

Желательная продолжительность поворота понтона на 90° при противном ветре и течении — 3 мин. (180 сек.).

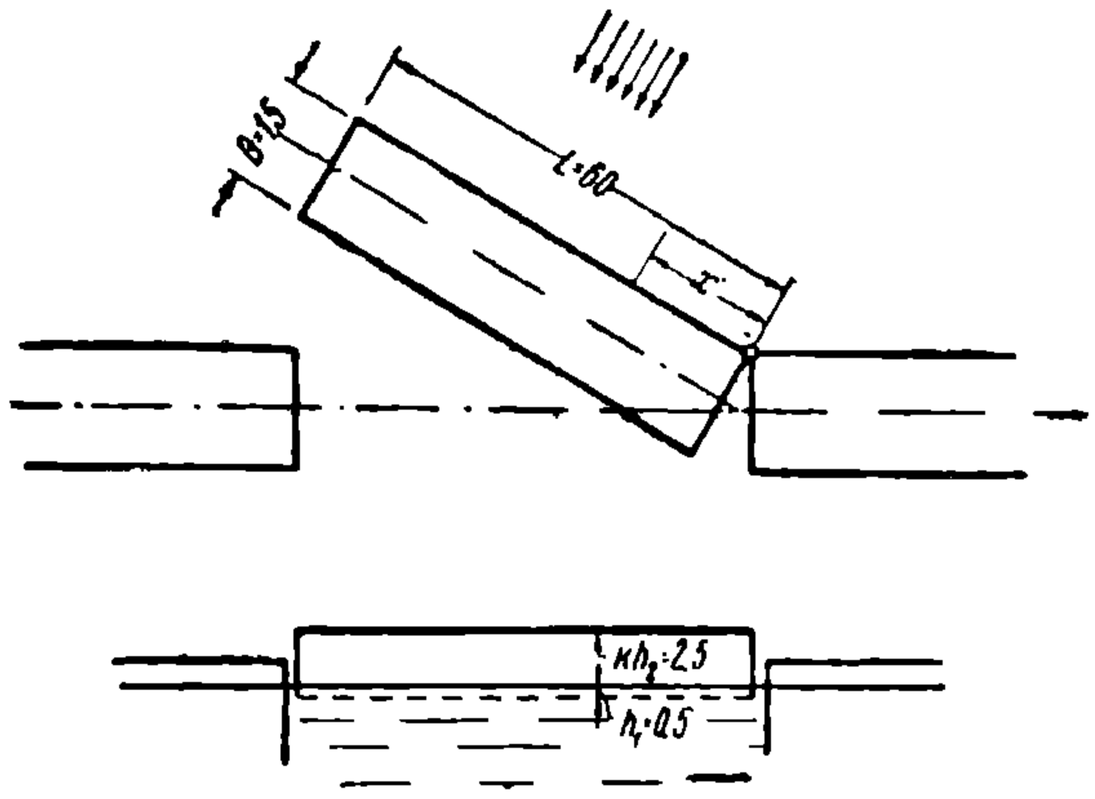
Скорость конца понтона v_B при установившемся движении должна быть несколько более, чем средняя:

$$\frac{L\pi}{2t} = \frac{60\pi}{2 \cdot 180} \approx 0{,}5 \text{ м/сек}.$$

Принимаем $v_Б = 0{,}6$ *м/сек*.

Угловая скорость

$$\omega = \frac{0{,}6}{60} = 0{,}01 \text{ сек.}^{-1}.$$



Фиг. 354.

Момент сил сопротивления воды подсчитываем, пользуясь формулой Эйлера (§ 35) для элемента погруженного борта понтона и считая силу течения направленной нормально к борту во все время поворота. Тогда

$$M_1 = 50 \int_S v^2 dS\, x = 50 \int_0^L \left(\frac{v_B x}{L} + v_1 \right)^2 h_1 dx\, x =$$

$$= 50 h_1 L^2 \left(\frac{v_B^2}{4} + \frac{2}{3} v_B v_1 + \frac{v_1^2}{2} \right).$$

НТБ ДНУЖТ

Подставляя числовые значения, получим

$$M_1 = 50 \cdot 0{,}5 \cdot 60^2 \left(\frac{1{,}5^2}{2} + \frac{2}{3}\, 1{,}5 \cdot 0{,}6 + \frac{0{,}6^2}{4} \right) = 163\,500 \ кгм.$$

Момент от давления ветра

$$M_2 = \frac{40 \cdot 2{,}5 \cdot 60^2}{2} = 180\,000 \ кгм.$$

Эффективная мощность

$$N_e = \frac{(163\,500 + 180\,000)\, 0{,}6}{75 \cdot 60} = 45{,}8 \ ЛС.$$

Мощность двигателя при к. п. д. передачи 0,65

$$N = \frac{45{,}8}{0{,}65} = 70 \ ЛС.$$

Допустим, что при малых скоростях двигатель допускает перегрузку в 10%, идущую на разгон:

$$N' = 0{,}10 \cdot 45{,}8 = 4{,}58 \ ЛС = 344 \ кгм/сек.$$

Момент силы тяги

$$M' = \frac{P'}{\omega} = \frac{344}{0{,}01} = 34\,400 \ кгм.$$

Момент инерции системы, предполагая массу равномерно распределенной по длине, найдем, воспользовавшись заданным водоизмещением на единицу длины $Bh_1 = 15 \cdot 0{,}50$:

$$I = \frac{\gamma B h_1 L^3}{3g} = \frac{1\,000 \cdot 15{,}0 \cdot 0{,}5 \cdot 60^3}{3 \cdot 9{,}81} = 55{,}0 \cdot 10^6.$$

Здесь $g = 9{,}81$ *м/сек*^{2} — ускорение силы тяжести.
Угловое ускорение

$$\varepsilon = \frac{d\omega}{dt} = \frac{M'}{I} = \frac{34\,400}{55{,}0 \quad 10^6} = 0{,}00062 \text{ сек.}^{-2}.$$

Время разгона

$$t_1 = \frac{\omega}{\varepsilon} = \frac{0{,}01}{0{,}00062} = 16 \text{ сек.}$$

Для определения времени замедления допустим, что оно вызывается сопротивлением, равным половине вычисленного сопротивления воды:

$$M = \frac{163\,500}{2} = 81\,750 \ кгм.$$

Ускорение

$$\varepsilon_3 = -\frac{M}{I} = \frac{81\,750}{55{,}0 \cdot 10^6} = 0{,}0015 \text{ сек.}^{-2}.$$

Время

$$t_3 = \frac{\omega}{\varepsilon_3} = \frac{0{,}01}{0{,}0015} = 6{,}7 \approx 7 \text{ сек.}$$

Угол поворота за время разгона

$$\varphi_1 = \frac{\omega t_1}{2} = \frac{0{,}01 \cdot 16}{2} = 0{,}08.$$

За время замедления

$$\varphi_3 = \frac{0{,}01 \cdot 7}{2} = 0{,}035.$$

За время равномерного движения

$$\varphi_2 = \frac{\pi}{2} - \varphi_1 - \varphi_3 = 1{,}57 - 0{,}08 - 0{,}035 = 1{,}46.$$

Время равномерного движения

$$t_2 = \frac{\varphi_2}{\omega} = \frac{1{,}46}{0{,}01} = 146 \text{ сек.}$$

Полное время

$$t = t_1 + t_2 + t_3 = 16 + 146 + 7 = 169 \text{ сек.} = 2 \text{ м. } 49 \text{ с.}$$

НТБ ДНУЖТ

§ 38. Расчет мощности поворотного устройства на поперечных понтонах

Пусть поворотная часть моста, расположенная на нескольких понтонах (фиг. 355), имеет двигательное устройство на крайнем понтоне или буксируется за тот же крайний понтон. Число понтонов — n. Расстояния от шарнира моста до центров тяжести понтонов — r_1, r_2, r_3... r_i ...r_n (начиная от шарнира). Вес пролетного строения — G. Вес понтона — P. В диаграмме скоростей (фиг. 353) примем для упрощения время разгона t_1 равным времени замедления t_3. Тогда площадь эпюры, равная суммарному углу поворота моста α (в радианах), будет

$$2\frac{t_1\omega}{2}+t_2\omega=t_1\omega+(t-2t_1)\omega=\omega(t-t_1)=\alpha,$$

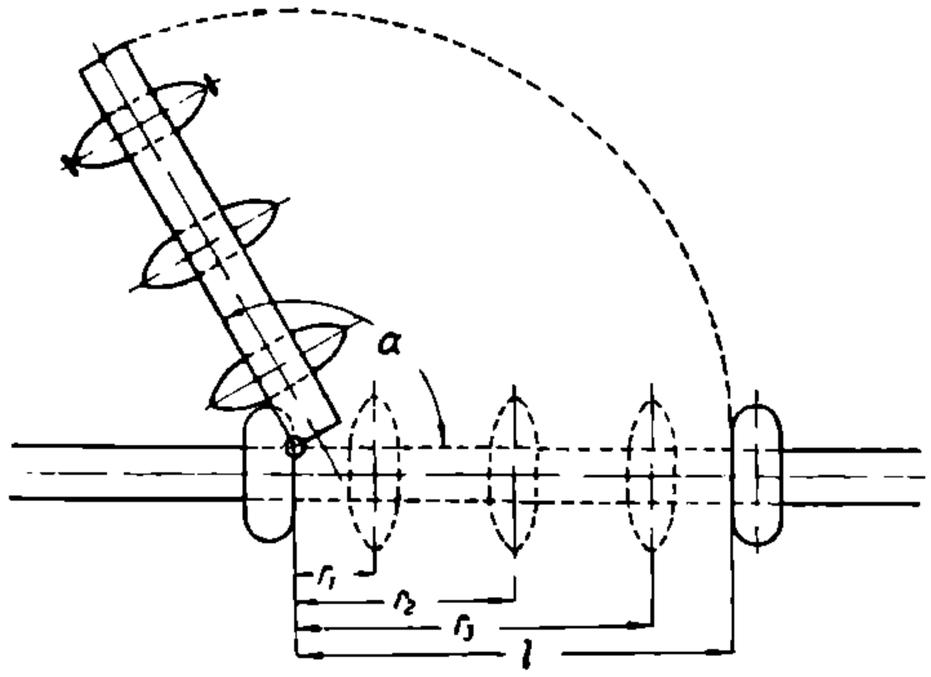
откуда

$$\omega=\frac{\alpha}{t-t_1}$$

Здесь t — время разводки моста. Найдем момент всех сил сопротивления относительно шарнира моста.

1. Момент сил сопротивления R_w воды для каждого понтона равен произведению $R_w r$ Для всех понтонов он выразится

$$M_w=\sum_{i=1}^{n}R_{wi}r_i.$$



Фиг. 355.

Величины R_{wi} можно получить по какой-либо из формул, приведенных в § 35 (например по формуле Карапетова), подставляя в нее значения $v_i=\omega r_i$.

2. Момент ветра определится формулой

$$M'_w=S\,w\frac{l}{2},$$

где S — общая ветровая площадь поворотной части моста, w — расчетная величина давления на единицу поверхности S.

3. Момент сил инерции найдется отдельно для пролетного строения и понтонов. Для пролетного строения он равен (§ 35)

$$M_i=J\frac{d\omega}{dt}=J\frac{\omega}{t_1}=\frac{\omega}{t_1}\int_0^l\frac{G}{g}\cdot\frac{1}{l}\cdot r^2dr=\frac{\alpha}{(t-t_1)\,t_1}\cdot\frac{Gl^2}{3g}.$$

Для каждого из понтонов момент инерционного сопротивления будет

$$J'\frac{\omega}{t_1}=\frac{P}{g}r_i^2\frac{\alpha}{(t-t_1)\,t_1},$$

что для всех понтонов дает

$$M'_j=\frac{P}{g}\cdot\frac{\alpha}{(t-t_1)\,t_1}\sum_{i=1}^{n}r_i^2$$

Общий момент всех сил сопротивления относительно шарнира поворотной части представится, следовательно, суммой

$$M=M_w+M'_w+M_j+M'_j.$$

Необходимое для преодоления момента M тяговое усилие, приложенное к n-му (крайнему) понтону, равно

$$R=\frac{M}{r_n}.$$

НТБ ДНУЖТ

Расчетная потребная мощность

$$N = M\omega = \frac{M\alpha}{t - t_1}.$$

Эффективная мощность двигателя, установленного непосредственно на крайнем понтоне,

$$N_e = \frac{M\alpha}{(t - t_1)\,\eta\,75}\ ЛС,$$

где η — общий к. п. д. движителя (механический и гидравлический). В случае отдельного буксира надо учесть сопротивление его корпуса. Иногда в расчетах мощность двигательного устройства определяется непосредственно из полученной величины потребного тягового усилия при помощи установленного из практики эквивалента; так, при скорости движения 0,5 — 1,0 *м/сек* одна индикаторная сила двигателя соответствует 12 — 15 *кг* тягового усилия.

Приведем пример расчета потребной мощности для разводки поворотного крыла (фиг. 355) на трех понтонах[1].

Длина разводного пролета $l = 75$ *м*. Время t разводки моста в тихую погоду — 4 мин. То же при ветре скоростью около 16 *м/сек* (соответственно интенсивностью $w = 20$ *кг/м²*) — 8 мин. Время разгона $t_1 = 45$ сек. в тихую погоду и 90 сек. при ветре.

Длина, ширина и расчетная осадка понтона: $L = 33{,}88$ *м*; $B = 10{,}88$ *м*; $T = 1{,}9$ *м*. Нос и корма в плане полукруглые (радиус 5,44 *м*). Собственный вес одного понтона $P \approx 150$ *т*. Вес пролетного строения разводной части моста $G = 1\,500$ *т*. Расстояния от осей понтонов до шарнира поворотной части: $r_1 = 15$ *м*, $r_2 = 41$ *м*, $r_3 = 68$ *м*. Величина расчетной боковой площади конструкции, воспринимающей на себя ветровую нагрузку, $S = 280$ *м²*.

Разводная часть при открывании моста поворачивается на угол 180° ($\alpha = \pi$).

При тихой погоде

$$\omega = \frac{3{,}14}{240 - 45} = 0{,}016 \text{ сек.}^{-1}.$$

Скорости понтонов при тихой погоде, соответственно их расстояниям от оси вращения:

$$v_1 = \omega r_1 = 0{,}24 \ м/сек;$$
$$v_2 = \omega r_2 = 0{,}66 \ м/сек;$$
$$v_3 = \omega r_3 = 1{,}10 \ м/сек.$$

При расчетном ветре:

$$\omega = \frac{3{,}14}{480 - 90} = 0{,}008 \text{ сек.}^{-1};$$

$$v_1 = 0{,}12 \ м/сек;\ v_2 = 0{,}33 \ м/сек;\ v_3 = 0{,}55 \ м/сек \text{ и т. д.}$$

Для определения сопротивления движению понтонов в воде при этих скоростях воспользуемся формулой Карапетова со следующими значениями коэфициентов: $f = 0{,}17$ и $\varphi = 20$ (значение принято с учетом криволинейности движения понтонов).

Подставляя в формулу числовые величины, найдем для значения скорости $v_1 = 0{,}24$ *м/сек*

$$R_{w_1} = 0{,}17 \cdot 490 \cdot 0{,}24^{1{,}83} + 20 \cdot 21 \cdot 0{,}24^{2{,}5} \approx 160 \ кг.$$

Аналогично определяются величины сопротивлений для других понтонов; значения их приведены в табл. 75.

Таблица 75

Погода \ Сопротивление в *кг*	R_{w1}	R_{w2}	R_{w3}
В тихую погоду	160	680	1 520
При ветре	70	300	520

[1] Данные взяты из проекта моста через Золотой Рог.

НТБ ДНУЖТ

Таким образом, величина момента M_w составит при тихой погоде

$$M_w = \sum_{i=1}^{3} R_{wi} r_i = 160 \cdot 15 + 680 \cdot 41 + 1\,520 \cdot 68 \approx 133\,000 \text{ кгм}$$

и при ветре

$$M_w = 70 \cdot 15 + 300 \cdot 41 + 520 \cdot 68 \approx 49\,000 \text{ кгм}.$$

Момент давления ветра

$$M'_w = Sw \frac{l}{2} = 280 \cdot 20 \frac{75}{2} = 210\,000 \text{ кгм}.$$

Момент инерционного сопротивления пролетного строения в тихую погоду

$$M_j = \frac{\alpha}{(t - t_1) t_1} \cdot \frac{Gl^2}{3g} = \frac{3,14}{(240 - 45) 45} \cdot \frac{1\,500\,000 \cdot 75^2}{3 \cdot 9,81} \approx 105\,000 \text{ кгм}.$$

То же при ветре

$$M_j = \frac{3,14}{(480 - 90) 90} \cdot \frac{1\,500\,000 \cdot 75^2}{3 \cdot 9,81} \approx 26\,000 \text{ кгм}.$$

Момент инерционного сопротивления понтонов в тихую погоду

$$M'_j = \frac{P}{g} \cdot \frac{\alpha}{(t - t_1) t_1} \sum_{1}^{3} r_i^2 = \frac{150\,000}{9,81} \cdot \frac{3,14}{(240 - 45) 45} (15^2 + 41^2 + 68^2) = 35\,800 \text{ кгм}$$

и при ветре

$$M_j = \frac{150\,000}{9,81} \cdot \frac{3,14}{(480 - 90) 90} (15^2 + 41^2 + 68^2) = 9\,000 \text{ кгм}.$$

Суммарный момент от действующих сопротивлений при тихой погоде будет

$$M = M_w + M_j + M'_j = 133\,000 + 105\,000 + 35\,800 = 273\,800 \text{ кгм}$$

и при ветре

$$M = M_w + M'_w + M_j + M'_j = 49\,000 + 210\,000 + 26\,000 + 9\,000 = 294\,000 \text{ кгм}.$$

Отсюда потребное тяговое усилие в тихую погоду

$$R = \frac{M}{r_з} = \frac{273\,800}{68} = 4\,000 \text{ кг}$$

и при ветре

$$R = \frac{294\,000}{68} = 4\,300 \text{ кг}.$$

Считая на индикаторную силу 12 кг тягового усилия, получим потребную мощность в обоих случаях

$$N_i = \frac{4\,000}{12} = 333 \text{ ЛС} \text{ и } N_i = \frac{4\,300}{12} = 358 \text{ ЛС}.$$

§ 39. Расчет мощности вспомогательных механизмов в сопряжении

На фиг. 356 показана схема механизмов в сопряжении разводной части со стационарной в проекте наплавного моста через Золотой Рог в Стамбуле[1].

Механизмы в сопряжении служат для выдвигания запорных ригелей; попутно с этим механизмы работают на передвижение горизонтальных упоров и подъем или опускание перекрывающих зазоры элементов проезжей части. Два основных ригеля, служащих для запирания моста, расположены по обе стороны от оси моста параллельно ей и сдвинуты один относительно другого соответственно косому примыканию разводной части к стационарной. Главные валы, приводящие в движение ригели, соединены посредством зубчатых передач P_1G_1 с одним распределительным валом. Этот последний через систему передач P_2G_2 и P_3G_3 соединен с валом a, приводимым во вращение электромотором; соединение вала a с валом мотора осуществлено при помощи одноходовой червячной передачи при количестве зубьев шестерни, равном 26. Электромотор делает 930 об/мин.

Числа зубьев и модули[2] шестерен даны в табл. 76.

---

[1] Описание моста см. в § 18, ч I.

[2] Модуль — отношение диаметра начальной окружности к числу зубьев шестерни.

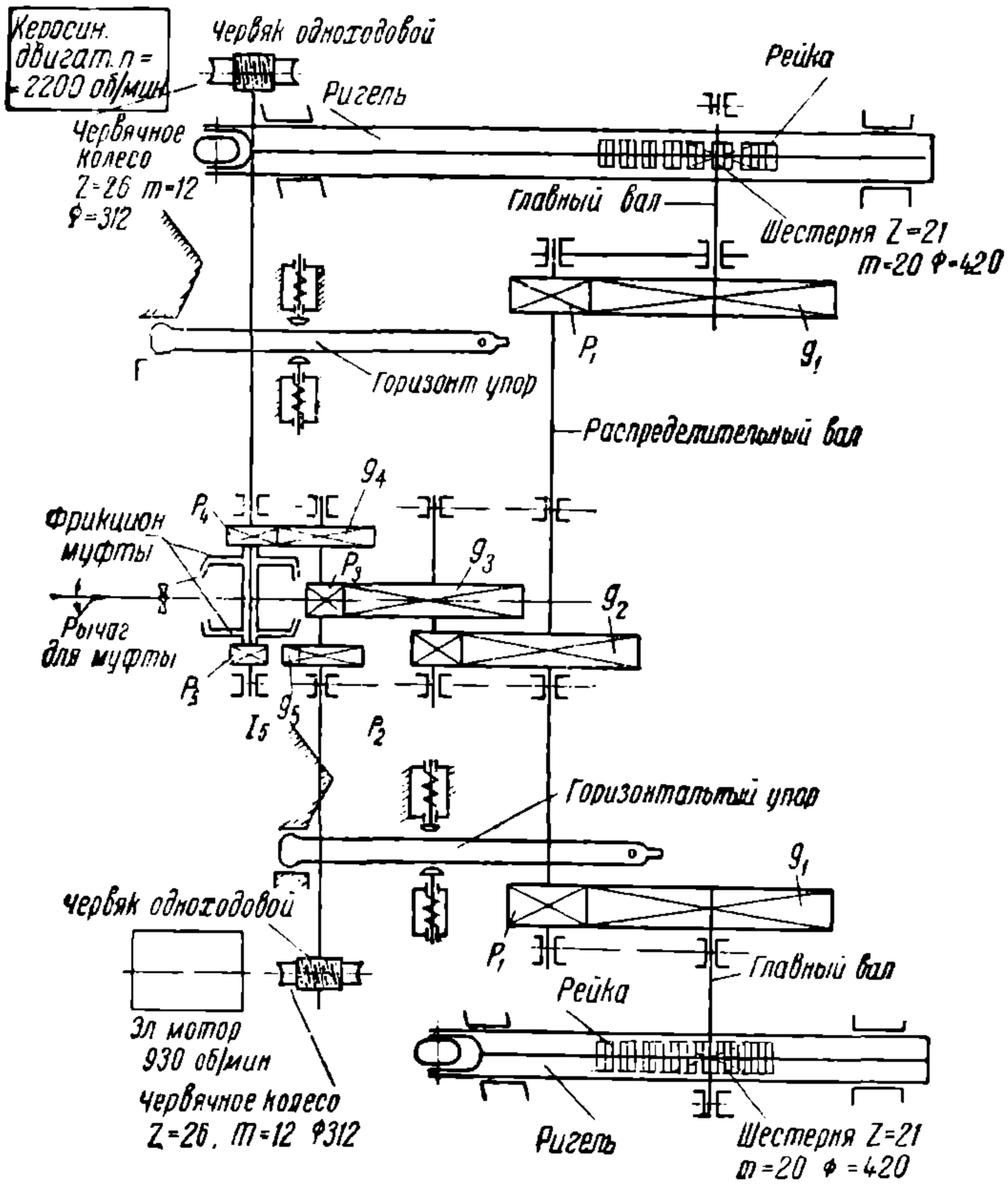
НТБ ДНУЖТ

Таблица 76

Обозначение шестерни	P_1	G_1	P_2	G_2	P_3	G_3
Число зубьев	17	50	15	56	16	84
Модуль	16	16	12	12	8	8
Диаметр начальной окружности	272	800	180	672	128	672

Составив на основании данных таблицы передаточные числа, можем определить, исходя из числа оборотов мотора, число оборотов n главного вала:

$$n = 930\frac{1}{26}\cdot\frac{16}{84}\cdot\frac{15}{56}\cdot\frac{17}{50} = 0{,}62 \text{ об/мин.}$$



Фиг. 356.

Здесь первая дробь $\frac{1}{26}$ есть передаточное число червячной передачи у мотора, остальные дроби — передаточные числа цилиндрических зубчатых передач.

Главные валы приводят в движение ригели посредством шестерен и зубчатых реек; первые находятся на валах, вторые — на ригелях; модуль и количество зубьев шестерен на валах соответственно: $m = 20$ *мм* и $z = 21$. Скорость хода ригеля можно определить при помощи этих данных и числа оборотов n главного вала по формуле

$$v = \pi m z n.$$

Подставив числовые значения, получим

$$v = \pi \cdot 20 \cdot 21 \cdot 0{,}62 = 818 \text{ мм/мин} = 0{,}0136 \text{ м/сек.}$$

Принимая усилие P задвигания ригеля равным 10 m, к. п. д. зубчатой передачи $\eta_1 = 0{,}95$ и червячной передачи $\eta_2 = 0{,}70$, получим необходимую мощность мотора для двух ригелей:

$$N_м = 2\frac{Pv}{\eta_1^4\,\eta_2} = \frac{2 \cdot 10\,000 \cdot 0{,}0136}{0{,}95^4 \cdot 0{,}7} = 476 \text{ кгм/сек} = 6{,}35 \text{ ЛС.}$$

Кроме электромотора, на случай порчи его предусмотрен второй двигатель для той же цели передвижения ригелей, именно керосиновый с числом оборотов 2 200 в 1 мин. Ввиду большого числа оборотов по сравнению с электромотором для двигателя добавлена еще одна передача P_4G_4 (фиг. 356) с числом зубьев на шестернях соответственно 19 и 44. Червячная передача у двигателя точно такая же, как и у электромотора.

Число оборотов главного вала при керосиновом двигателе можно найти аналогично предыдущему:

$$n = 2\,200\,\frac{1}{26}\cdot\frac{19}{44}\cdot\frac{16}{84}\cdot\frac{15}{56}\cdot\frac{17}{50} = 0{,}63 \text{ об/мин.}$$

НТБ ДНУЖТ

Скорость хода ригеля

$$v = \pi \cdot 20 \cdot 21 \cdot 0{,}63 = 830 \text{ мм/мин} = 0{,}0139 \text{ м/сек}.$$

Принимая коэфициент надежности работы двигателя = 1,5, получим при всех прежних условиях необходимую мощность двигателя

$$N_{дв} = \xi\, 2\, \frac{Pv}{\eta_1^5\, \eta_2} = 1{,}5 \cdot 2 \frac{10\,000 \cdot 0{,}0139}{0{,}95^5 \cdot 0{,}7} = 770 \text{ кгм/сек} = 10{,}25 \text{ ЛС}.$$

Хотя мощности обоих рассмотренных механизмов рассчитаны только на усилие выдвигания ригеля, добавочной мощности для поднятия перекрытия стыка проезжей части не потребуется, так как подъем ее производится после того, как ригели вышли из гнезд неподвижной части моста и движутся вхолостую.

Размер шестерни главного вала выбран так, что полный ход основного ригеля соответствует одному обороту главного вала (вывод горизонтального упора и подъем проезжей части происходят в это же время). Следовательно, полный цикл работы механизма соответствует одному обороту главного вала и по времени равен для электромотора $\frac{1}{0{,}62}\ 60 = 97$ сек., для двигателя $\frac{1}{0{,}63}\ 60 = 95$ сек. Таким образом, общее время запирания (или освобождения) сопряжения составит с учетом разгона и замедления около 2 мин.

НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА IX

О ДИНАМИЧЕСКОМ РАСЧЕТЕ НАПЛАВНЫХ МОСТОВ

§ 40. Общие соображения

Динамический расчет пролетного строения моста на незыблемых опорах сводится обычно к поверке на резонанс, которая состоит в следующем: определяются частоты собственных колебаний моста и сопоставляются с частотами действия подвижной нагрузки. Близость этих частот указывает на опасность резонанса. Как правило, интерес представляет только низшая частота колебаний пролетного строения, так как период действия нагрузки всегда велик по сравнению с периодом собственных колебаний моста. Для многих шоссейных мостов период шага весьма близок к периоду собственных колебаний, и известны случаи разрушений мостов в результате раскачивания при прохождении людей в ногу. Поэтому ходьба большими массами людей в ногу по мостам воспрещается. Теоретически, если рассматривать мост как упругую систему, его можно раскачать сколько угодно малой силой, действующей периодически, в случае совпадения периода возбуждения и собственного периода. В действительности благодаря внутренним сопротивлениям для раскачивания необходимы значительные силы. Тем не менее близость периода колебаний моста и периода шага или бега считается нежелательной, так как возможны случаи нарушения правил прохождения по мосту.

В то время как для постоянных мостов явление раскачивания является исключением, наплавные мосты подвержены ему в более сильной степени. Более или менее легкий мост после проезда грузовой машины еще долгое время совершает медленные колебания. Если вслед за первой машиной пустить вторую и последующие так, что они будут накатываться на звено во время его опускания, то произойдет увеличение размахов. Собственные периоды колебаний наплавных мостов обычно сравнительно велики и соизмеримы с периодами прохождения нагрузок, поэтому динамический расчет приобретает серьезное значение. Этот расчет до настоящего времени, насколько нам известно, не разрабатывался, и на данную главу следует смотреть как на опыт освещения вопроса, нуждающегося в дальнейшем теоретическом и экспериментальном изучении, в первую очередь в части вынужденных колебаний.

Сперва мы рассматриваем колебания одного изолированного звена или пловучей опоры (явление качки на тихой воде) и непосредственно применяем результаты, полученные для одного звена, к системе звеньев. Оказывается, что на основании данных об одном звене можно сразу получить ряд практических выводов о собственных частотах колебаний целого моста. После этого мы даем вывод уравнений для определения частот трех систем наплавных мостов: простейший разрезной с центральным опиранием на пловучие опоры, цепи шарнирно соединенных звеньев и неразрезной балки. Ограничиваясь случаями регулярных систем с равными пролетами при простейших условиях на концах и применяя теорию разностных уравнений, мы получаем формулы, из которых частоты определяются либо непосредственно, либо путем подбора.

§ 41. Свободные колебания изолированной пловучей опоры или звена. Соображения о колебаниях цепи звеньев

Общая теория колебаний плавающего тела рассматривается в курсах теории корабля [1]. Существенное влияние на обстоятельства движения судна имеют метацен-

[1] См., например, проф. Г. Е. Павленко, Качка судов, Л. 1935.

НТБ ДНУЖТ

трическая высота и величина возможных перемещений и наклонений. Ограничиваясь практически наиболее важным случаем симметричных звеньев [1] с низкой надстройкой и считая колебания величинами малыми, мы можем свести задачу к рассмотрению двух независимых малых колебаний: поступательного по вертикали и вращения вокруг продольной оси пловучей опоры (поперечной оси звена). Наклонение относительно продольной оси звена (килевая качка понтона) имеет значение только в связи с воздействием волнения. Этот вопрос был разобран в § 14, ч. II и здесь не рассматривается.

Напишем диференциальные уравнения движения звена, пользуясь принципом Даламбера. Проектируя все силы, действующие на звено, на вертикаль, получим уравнение

$$-m\ddot{\delta}-\gamma F\delta+P(x,t)=0. \qquad (a)$$

Здесь m — масса движущейся системы, о вычислении которой будет сказано ниже; δ — средняя осадка; $\gamma F\delta$ — сила водоизмещения, пропорциональная осадке; $P(x,t)$ — внешняя нагрузка, возмущающая сила.

Ограничиваясь рассмотрением собственных (или свободных) колебаний, полагаем $P=0$, тогда

$$m\ddot{\delta}+\gamma F\delta=0. \qquad (1)$$

Уравнение моментов относительно центральной оси площади ватерлинии дает

$$J\ddot{\varphi}+\gamma I\varphi=0. \qquad (2)$$

Здесь J — момент инерции системы; I — момент инерции площади ватерлинии; $\gamma I\varphi$ — момент сил водоизмещения при наклонении на угол φ.

Согласно установленной методике исследования качки, инерция воды, приводимой в движение при колебании судна, учитывается соответствующим увеличением массы судна на так называемую величину «присоединенной массы» $m_{пр}$ и момента инерции на величину присоединенного момента инерции $J_{пр}$.

Рассматривая понтон как прямоугольную пластину с размерами $L\times B$, можем воспользоваться теоретическими формулами [2].

$$m_{пр}=\frac{\pi\gamma}{8g}\cdot\frac{B^2L^2}{\sqrt{B^2+L^2}}\left(1-0{,}423\,\frac{BL}{B^2+L^2}\right).$$

Если L значительно больше B, то можно принять

$$m_{пр}=\frac{\pi\gamma}{8g}LB^2\left(1-\frac{B}{2L}\right).$$

При весьма большом L получаем формулу, приведенную в курсе проф. Г. Е. Павленко [3]:

$$m_{пр}=\frac{\pi\gamma}{8g}LB^2.$$

Для учета килеватости днища вводится поправочный коэфициент

$$\varkappa_1=1-\frac{\beta}{\pi},$$

где β — угол килеватости (уклон днищевой ветки шпангоута к горизонту).

---

[1] Собственно, здесь важна не симметрия, а совпадение ц. т. площади ватерлинии и ц. т. массы звена.

[2] «VDL», 1926 г., статья P a b s t. Формулы Пабста были экспериментально проверены в ЦАГИ.

[3] Там же см. поправочные коэфициенты при неплоскодонном судне.

НТБ ДНУЖТ

Формула относится к случаю большой глубины. При мелкой воде присоединенная масса увеличивается умножением на коэфициент x_2, который берется в зависимости от $\frac{2h}{B}$ из табл. 77 [1] (h — глубина воды, B — ширина понтона).

Присоединенный момент инерции относительно центральной оси прямоугольной пластинки (параллельной стороне L) вычисляется по формуле

$$J_{пр} = \frac{\gamma}{g} \cdot \frac{\pi}{8} \left(\frac{B}{2}\right)^4 L$$

Таблица 77

$\frac{2h}{B}$	1	5	
x_2 .	1,213	1,071	1

Имея величины $m_{пр}$ и $J_{пр}$, можно по формулам перехода к параллельной оси

$$J' = J + ma^2$$

найти присоединенный момент инерции в случае ватерлинии, состоящей из нескольких площадок (например, в случае двух- или трехпонтонного звена). Таким образом, величины m и J, входящие в уравнения (1) и (2), могут быть определены без затруднений. Они равны массе $\frac{P}{g}$ и моменту инерции звена, увеличенным на соответствующие величины $m_{пр}$ и $J_{пр}$, учитывающие инерцию воды.

Уравнения (1) и (2) имеют общие решения, хорошо известные из теории малых колебаний упругой системы около положения равновесия:

$$\delta = \delta_0 \cos\left(\sqrt{\frac{\gamma F}{m}}\, t + \beta_1\right); \tag{3}$$

$$\varphi = \varphi_0 \cos\left(\sqrt{\frac{\gamma I}{J}}\, t + \beta_2\right) \tag{4}$$

Здесь δ_0 и φ_0 — амплитуды поступательного и вращательного колебаний, β_1 и β_2 — их фазы. Амплитуды и фазы (постоянные интегрирования) определяются из начальных условий. При изучении собственных колебаний можно положить $\beta_1 = \beta_2 = 0$. Уравнения (3) и (4) записываются следующим образом:

$$\delta = \delta_0 \cos \omega_\delta t; \tag{5}$$

$$\varphi = \varphi_0 \cos\ \omega_\varphi t. \tag{6}$$

Величины

$$\omega_\delta = \sqrt{\frac{\gamma F}{m}} \tag{7}$$

и

$$\omega_\varphi = \sqrt{\frac{\gamma I}{J}} \tag{8}$$

носят название к р у г о в ы х ч а с т о т гармонических колебаний, причем выражение (7) — это частота вертикальных поступательных колебаний, выражение (8) — частота вращательных колебаний. Круговая частота связана с п е р и о д о м колебания зависимостью

$$T = \frac{2\pi}{\omega}.$$

Периоды обоих типов колебаний будут

$$T_\delta = 2\pi \sqrt{\frac{m}{\gamma F}}; \tag{9}$$

$$T_\varphi = 2\pi \sqrt{\frac{J}{\gamma I}}. \tag{10}$$

[1] М. В. К е л д ы ш, Удар пластинки о воду, имеющую конечную глубину, «Труды ЦАГИ», 1935 г. (сборник по вопросам удара о воду).

НТБ ДНУЖТ

Соображения о колебаниях цепи звеньев. Формулы (9) или (10) показывают, что период колебаний увеличивается вместе с увеличением массы тела и падает при увеличении жесткости плавучей опоры, характеризуемой величиной γF или γI. Аналогичный вид имеют формулы для периода колебаний любой упругой системы с одной степенью свободы.

Целый мост отличается от одного звена прежде всего тем, что вместо двух степеней свободы мы будем иметь большое число степеней свободы. Поставим себе задачей выяснить, при каких условиях звено колеблется в системе моста как изолированное, т. е. соседние части не оказывают на него воздействия. При любом типе наплавного моста со свободными концами одной из главных форм качки будет равномерное вертикальное колебание всего моста или колебание по одной полуволне, что соответствует наинизшей частоте. Очевидно, что при этом в сопряжениях никаких сил не возникает и каждое звено колеблется по вертикали так, как если бы оно не было связано с остальными частями моста. Сказанное относится и к простейшей системе разрезных центрально опертых прогонов, и к шарнирной цепи, и к неразрезной балке на плавучих опорах. Период колебаний может быть определен непосредственно по формуле (9), для чего в нее необходимо подставить массу, приходящуюся на одну плавучую опору и площадь ватерлинии одной опоры [1].

Остановимся подробнее на простейшей разрезной системе (фиг. 263). Если разнести массу каждого прогона на его две опоры (а это при малых пролетах почти всегда является допустимым и притом с большой степенью точности), то понтоны получают возможность колебаться совершенно независимо, и если они одинаковые, то все частоты и периоды имеют одно и то же значение, определяемое как для одной опоры по формуле (9). При этом к массе понтона должна быть прибавлена масса прогона. Колебание, при котором мост подразделяется на наибольшее число волн [2], очевидно получится, когда все соседние понтоны движутся одновременно в разные стороны — скажем, нечетные вниз, а четные вверх. Частота этого колебания будет по выше сказанному такая же, как и для равномерного колебания. Если теперь перейти к точному расчету, то для этой формы колебаний получится несколько более высокая частота (в связи с учетом инерции вращения прогона), однако при малых пролетах довольно близкая к предыдущей. Отсюда можно заключить, что весь спектр частот для разрезного моста лежит в весьма узких пределах, близких к частоте колебания одного понтона с присоединенной к нему массой (воды и прогона).

Рассмотрим теперь мост из шарнирно соединенных звеньев (фиг. 267). Колебание, при котором система будет подразделена на наибольшее число волн, очевидно соответствует бортовой качке отдельных звеньев, когда все смежные звенья вращаются в противоположные стороны (образуется зигзаг). Эта частота будет одной из наибольших. Низшая частота соответствует равномерному колебанию всего моста. Отсюда следует, что все (или почти все) частоты моста лежат в интервале между частотой вертикальных колебаний одного изолированного звена и частотой бортовой качки.

Что касается случая неразрезного моста со свободными концами, то диапазон опасных частот будет чаще всего определяться частотой равномерного вертикального колебания и частотой вращательного колебания всего моста, рассматриваемого как одно целое.

§ 42. Кинетические реакции движущегося бруска (звена наплавного моста)

Прежде чем перейти к рассмотрению колебаний мостов, выведем некоторые формулы для величин даламберовых сил, входящих в диференциальные уравнения движения, если трактовать их как уравнения статики. При поступательном ускорении центра тяжести бруска, равном $\ddot{\delta}$, и угловом ускорении, равном $\ddot{\varphi}$, равнодействующая даламберова сила и момент будут:

$$\overline{P} = -m\ddot{\delta}; \tag{11}$$

$$\overline{M} = -J\ddot{\varphi}. \tag{12}$$

[1] Заметим, что присоединенная масса воды обычно превосходит массу системы, и пренебрегать ею ни в коем случае нельзя.

[2] Для наибольшего числа волн и частота получается обычно наибольшая.

НТБ ДНУЖТ

Знак минус указывает, что если. например, брусок с возрастающей скоростью движется вниз, то даламберова сила будет направлена вверх.

В дальнейшем нам придется составлять уравнения равновесия опор бруска. Выразим поэтому величины опорных реакций, предполагая, что наш брусок, нагруженный P и M, оперт по концам A и B.

Составляя уравнения моментов сперва относительно конца B, а затем относительно конца A, мы получим:

$$\overline{R}_A = -\frac{1}{l}\left(m\ddot{\delta}c_B - J\varphi\right); \tag{13}$$

$$\overline{R}_B = -\frac{1}{l}\left(m\ddot{\delta}c_A + J\varphi\right) \tag{14}$$

Здесь c_A и c_B — расстояния ц. т. бруска (т. е. силы P) от концов A и B.

Величины R можно выразить и через поступательные ускорения точек A и B. Обозначим эти ускорения соответственно $\ddot{\delta}_A$ и $\ddot{\delta}_B$. Так как ускорения распределяются вдоль бруска по закону прямой линии (трапеции с ординатой $\ddot{\delta}$ в ц. т. и уклоном φ), то по интерполяции получим:

$$\ddot{\delta} = \frac{\ddot{\delta}_A c_B + \ddot{\delta}_B c_A}{l}; \quad \varphi = \frac{\ddot{\delta}_B - \ddot{\delta}_A}{l}.$$

Подставляя эти выражения в формулы (13) и (14), находим:

$$R_A = -\ddot{\delta}_A \frac{1}{l^2}(mc_B^2 + J) - \ddot{\delta}_B \frac{1}{l^2}(mc_A c_B - J); \tag{15}$$

$$\overline{R}_B = -\ddot{\delta}_B \frac{1}{l^2}(mc_A^2 + J) - \ddot{\delta}_A \frac{1}{l^2}(mc_A c_B - J). \tag{16}$$[1]

Выше мы отмечали, что, рассматривая звено наплавного моста, часто можно считать ц. т. массы и ц. т. площади ватерлинии совмещенными, другими словами, считать звено одноразмерным бруском. Таким образом, формулы (15) и (16) могут быть отнесены к изолированному звену наплавного моста, причем c_A и c_B обозначают одновременно расстояния ц. т. площади ватерлинии от концов A и B.

Если брусок симметричен, то $c_A = c_B = \frac{l}{2}$ и мы имеем:

$$\overline{R}_A = -\ddot{\delta}_A \frac{1}{l^2}\left(\frac{ml^2}{4} + J\right) - \ddot{\delta}_B \frac{1}{l^2}\left(\frac{ml^2}{4} - J\right); \tag{15'}$$

$$\overline{R}_B = -\ddot{\delta}_B \frac{1}{l^2}\left(\frac{ml^2}{4} + J\right) - \ddot{\delta}_A \frac{1}{l^2}\left(\frac{ml^2}{4} - J\right). \tag{16'}$$

Наконец, если масса распределена по длине бруска равномерно, то

$$\overline{R}_A = -\ddot{\delta}_A \frac{m}{3} - \ddot{\delta}_B \frac{m}{6}; \tag{15''}$$

$$\overline{R}_B = -\ddot{\delta}_B \frac{m}{3} - \ddot{\delta}_A \frac{m}{6} \tag{16''}$$

§ 43. Определение частот собственных колебаний наплавного моста с центральным опиранием разрезных прогонов на понтоны

При центральном опирании прогонов (фиг. 263) пловучие опоры сохраняют всегда вертикальное положение. Пловучая опора в составе моста отличается от изолирован-

[1] Интересно сопоставить эти выражения с формулами (23) и (24), § 4, гл. I. Мы видим, что обобщенная аналогия Мора, устанавливающая связь между абсолютно жесткой балкой на упругом основании и упругой балкой, дополняется еще кинетической аналогией. Весьма общий случай этой аналогии был рассмотрен, как известно, еще Кирхгофом.

НТБ ДНУЖТ

ной тем, что ей передаются кинетические реакции соседних пролетов, зависящие от ускорений понтонов и определяемые формулами (15″) и (16″). Напишем по аналогии с формулой (1) диференциальное уравнение движения n-й пловучей опоры, присоединив указанные даламберовы силы.

Пролеты прогонов считаем равными, пловучие опоры одинаковыми. Массы прогонов в отличие от массы понтона обозначаем через m_1. Имеем:

$$-m\ddot{\delta}_n - \gamma F\delta_n - \ddot{\delta}_n\frac{m_1}{3} - \ddot{\delta}_{n-1}\frac{m_1}{6} - \ddot{\delta}_n\frac{m_1}{3} - \ddot{\delta}_{n+1}\frac{m_1}{6} = 0. \tag{17}$$

Так как нас интересуют собственные колебания, $P(x, t)$ принято равным нолю. Уравнение умножаем на $\frac{6}{m_1}$ и переписываем следующим образом:

$$\ddot{\delta}_{n-1} + \ddot{\delta}_n\left(4 + \frac{6m}{m_1}\right) + \ddot{\delta}_{n+1} + \frac{6\gamma F}{m_1}\delta_n = 0. \tag{18}$$

Система совершает гармонические колебания.
Полагаем[1]

$$\delta_n = \delta_n^0 \cos\omega t. \tag{19}$$

Диференцируем формулу (19) два раза по t:

$$\ddot{\delta}_n = -\omega^2\delta_n^0\cos\omega\, t. \tag{20}$$

Подставляем формулы (19) и (20) в формулу (18) и, сокращая на $\cos\omega t$, получаем однородное линейное разностное уравнение второго порядка:

$$\delta_{n-1}^0 + \left(4 + \frac{6m}{m_1} - \frac{6\gamma F}{m_1\omega^2}\right)\delta_n^0 + \delta_{n+1}^0 = 0. \tag{21}$$

Общий интеграл этого уравнения, содержащий две постоянные интегрирования, ищем в таком виде (верхний значок опускаем):

$$\delta_n = C_1\sin n\nu + C_2\cos n\nu. \tag{22}$$

Подставляя это значение в формулу (21), найдем

$$\frac{3\gamma F}{m_1\omega^2} - \frac{3m}{m_1} - 2 = \cos\nu. \tag{23}$$

Тогда уравнение (21) приобретает вид:

$$\delta_{n-1} - 2\cos\nu\,\delta_n + \delta_{n+1} = 0 \tag{24}$$

Предполагая, что крайние прогоны оперты неподвижно (т. е. образуют качающиеся пролеты), будем иметь следующие граничные условия:

$$\left.\begin{array}{l}\text{при } n = 0 \quad \delta_n = 0;\\ \text{при } n = s \quad \delta_n = 0.\end{array}\right\} \tag{25}$$

Принимая это во внимание, из формулы (22) получим:

$$C_2 = 0;$$
$$C_1\sin s\nu = 0.$$

Так как $C_1 \neq 0$, то

$$\sin s\nu = 0; \tag{26}$$

отсюда

$$\nu = \frac{k\pi}{s} \tag{27}$$

Здесь k — целое число, равное числу полуволн.

[1] См. Гогенемзер и Прагер, Динамика сооружений, гл. IV, § 2.

НТБ ДНУЖТ

Из формул (23) и (27) получаем:

$$\cos\frac{k\pi}{s}=\frac{3\gamma F}{m_1\omega^2}-\frac{3m}{m_1}-2, \tag{28}$$

откуда

$$\omega=\sqrt{\frac{3\gamma F}{m_1\left(2+\cos\frac{k\pi}{s}\right)+3m}}. \tag{29}$$

Наименьшее значение частоты получим при форме колебаний, соответствующей одной полуволне, т. е. при $k=1$. Наибольшее значение частоты будет при максимальном числе полуволн, т. е. $k=s-1$. Таким образом, частоты лежат между двумя сравнительно узкими пределами:

$$\sqrt{\frac{3\gamma F}{m_1\left(2+\cos\frac{\pi}{s}\right)+3m}}<\omega<\sqrt{\frac{3\gamma F}{m_1\left(2-\cos\frac{\pi}{s}\right)+3m}}. \tag{30}$$

При достаточно большом числе пролетов s эти пределы почти не отличаются один от другого и постоянное значение частоты будет

$$\omega=\sqrt{\frac{\gamma F}{m+m_1}} \tag{31}$$

что соответствует частоте колебаний одной пловучей опоры, нагруженной весом прогона, как это и было выяснено путем элементарных рассуждений в § 41.

Для определения формы колебаний нужно в выражение

$$\delta_n=C_1\sin n\nu$$

подставить значение $\nu=\frac{k\pi}{s}$:

$$\delta_n=C_1\sin n\frac{k\pi}{s}.$$

При $k=s-1$ получим

$$\sin\frac{(s-1)\pi}{s}n=\sin\left(n\pi-\frac{n}{s}\pi\right)=\sin n\pi\cos\frac{n\pi}{s}-\cos n\pi\sin\frac{n\pi}{s}=(-1)^n\sin\frac{n\pi}{s}$$

Следовательно,

$$\delta_n=(-1)^n C_1\sin\frac{n\pi}{s} \tag{32}$$

Отсюда видно, что при $k=s-1$ число полуволн равно $\frac{s}{n}$ постоянная C_1, очевидно, равна δ_0.

§ 44. Уравнение частот для шарнирной цепи равных звеньев

Решая статическую задачу определения перемещений шарниров моста, мы составляем систему уравнений, выражающих равновесие шарниров $n-2$, $n-1$, n, $n+1$, $n+2$ и т. д. Типовое уравнение дано на стр. 232, формула (7). В правой части стоит сумма реакций шарнира n в предположении, что левое и правое звенья рассматриваются как две свободно опертые балки. Выпишем это уравнение, предполагая все звенья одинаковыми.

$$\delta_{n-1}\frac{\gamma}{l^2}\left(\frac{Fl^2}{4}-I\right)+\delta_n\frac{2\gamma}{l^2}\left(\frac{Fl^2}{4}+I\right)+\delta_{n+1}\frac{\gamma}{l^2}\left(\frac{Fl^2}{4}-I\right)=R_n^{\text{л}}+R_n^{\text{пр}}. \tag{33}$$

Подставляя вместо $R_n^{\text{л}}$ и $R_n^{\text{пр}}$ значения кинетических реакций по формулам (17) и (18), мы получим типовое диференциальное уравнение движения, связывающее

НТБ ДНУКТ

при перемещении δ и три вторые производные от них по времени. Очевидно, $R_n^{\Lambda} = R_B$; $R_n^{np} = R_A$;

$$\delta_{n-1}\frac{\gamma}{l^2}\left(\frac{Fl^2}{4}-I\right)+\ddot{\delta}_{n-1}\frac{1}{l^2}\left(\frac{ml^2}{4}-J\right)+\delta_n\frac{2\gamma}{l^2}\left(\frac{Fl^2}{4}+I\right)+$$

$$+\ddot{\delta}_n\frac{2}{l^2}\left(\frac{ml^2}{4}+J\right)+\delta_{n+1}\frac{\gamma}{l^2}\left(\frac{Fl^2}{4}-I\right)+\ddot{\delta}_{n-1}\frac{1}{l^2}\left(\frac{ml^2}{4}-J\right)=0. \quad (34)$$

Решение системы (34) будет иметь вид

$$\delta_n = \delta_n^0 \cos\omega t. \quad (35)$$

Диференцируя дважды, находим

$$\ddot{\delta}_n = -\omega^2 \delta_n^0 \cos\omega t. \quad (36)$$

Подставляя значения формул (35) и (36) в формулу (34) по сокращению на $\cos\omega t$ и $\frac{1}{l^2}$, будем иметь систему трехчленных алгебраических уравнений, связывающих между собой амплитуды δ°

Типовое уравнение (верхний индекс опущен)

$$\delta_{n-1}\left[\gamma\left(\frac{Fl^2}{4}-I\right)-\omega^2\left(\frac{ml^2}{4}-J\right)\right]+\delta_n 2\left[\gamma\left(\frac{Fl^2}{4}+I\right)-\omega^2\left(\frac{ml^2}{4}+J\right)\right]+$$

$$+\delta_{n+1}\left[\gamma\left(\frac{Fl^2}{4}-I\right)-\omega^2\left(\frac{ml^2}{4}+J\right)\right]=0. \quad (37)$$

Это разностное уравнение может быть по аналогии с (21) записано следующим образом:

$$\delta_{n-1} - 2\cos\nu\delta_n + \delta_{n+1} = 0, \quad (37')$$

где

$$\cos\nu = \frac{\omega^2\left(\frac{ml^2}{4}+J\right)-\gamma\left(\frac{Fl^2}{4}+I\right)}{\gamma\left(\frac{Fl^2}{4}-I\right)-\omega^2\left(\frac{ml^2}{4}-J\right)}. \quad (38)$$

Общий интеграл уравнения (37) будет

$$\delta_n = C_1\cos n\nu + C_2\sin n\nu. \quad (39)$$

Тривиальное решение $\delta = 0$, которое получается при $C_1 = C_2 = 0$, отбрасываем. Отличные от ноля решения получаем, удовлетворив граничным условиям на концах моста. Простейшие граничные условия соответствуют случаю, когда концы моста оперты [1]; тогда

$$\text{при } n = 0 \quad \delta_n = 0;$$

$$\text{при } n = s \quad \delta_n = 0.$$

Здесь s — число пролетов и номер последнего шарнира. Подставляя сюда значения δ_0 и δ_s из формулы (39), получим:

$$C_1 = 0;\ C_2\sin s\nu = 0,$$

или $\sin s\nu = 0$, откуда

$$\nu = \frac{k}{s}\pi, \quad (40)$$

где k — целое число, равное числу полуволн. на которое подразделяется мост.

---

[1] Имеются в виду береговые звенья, у которых прогон жестко связан с пловучей опорой и оперт одним концом на устой при помощи шарнира. При свободных концах (качающихся перекидных береговых прогонах) определение граничных условий немного сложнее. Здесь целесообразно воспользоваться системой уравнений, полученной по методу сил, а не по методу перемещений.

НТБ ДНУЖТ

Подставим значение ν в формулу (38);

$$\cos\frac{k\pi}{s}=\frac{\omega^2\left(\frac{ml^2}{4}+J\right)-\gamma\left(\frac{Fl^2}{4}+I\right)}{\gamma\left(\frac{Fl^2}{4}-I\right)-\omega^2\left(\frac{ml^2}{4}-J\right)}. \tag{41}$$

Отсюда находим

$$\omega=\sqrt{\frac{\gamma\frac{Fl^2}{4}\left(1+\cos\frac{k\pi}{s}\right)+\gamma I\left(1-\cos\frac{k\pi}{s}\right)}{\frac{ml^2}{4}\left(1+\cos\frac{k\pi}{s}\right)+J\left(1-\cos\frac{k\pi}{s}\right)}}. \tag{42}$$

Давая k различные целые значения от $k=1$ до $k=s-1$, получим спектр частот нашего моста. Рассмотрим несколько частных случаев. Полагая $s=\infty$ (весьма длинный мост) и $k=1$, получим наименьшую частоту

$$\omega=\sqrt{\frac{\gamma F}{m}}, \tag{43}$$

т. е. то же значение, как и для изолированного звена. Этот результат объясняется тем, что в данном случае вся цепь испытывает вертикальные колебания как одно целое (концевые условия не влияют).

Если положить $s=\infty$ и $k=\infty$, то найдем только вращательные колебания (бортовую качку) с частотой

$$\omega=\sqrt{\frac{\gamma I}{J}}, \tag{44}$$

что совпадает с найденной выше для свободных качаний одного звена.

Возьмем $s=6$, $k=2$, тогда

$$\omega=\sqrt{\frac{3\gamma F\frac{l^2}{4}+\gamma I}{3m\frac{l^2}{4}+J}}. \tag{45}$$

Числовой пример. Определим период собственных колебаний моста, рассчитанного в гл. III, § 14, полагая число звеньев $s=10$, а число полуволн $k=2$. При этом пользуемся подсчетами из указанного параграфа.

Площадь ватерлинии звена (на 2 понтона)

$$F=2\cdot 104{,}0=208\ м^2.$$

Момент инерции площади ватерлинии

$$I=31\,110\ м^4.$$

Погонный вес моста 3,15 *т/пог. м.*
Вес пролетного строения $P=3{,}15\quad 41{,}0=129{,}6\ т.$
Вес одного понтона $P_1=40\ т.$
Вес звена $129{,}6+2\cdot 40=209{,}6\ т.$
Масса звена $\frac{209{,}6}{9{,}81}=21{,}32.$
Момент инерции звена[1]

$$J=\frac{3{,}15\cdot 41^3}{12\quad 9{,}81}+\frac{40\cdot 24{,}3^2}{2\cdot 9{,}81}=3\,040\ т/м^2.$$

Присоединенная масса воды на один понтон по формуле § 41, принимая $L=20\ м$; $B=5{,}2\ м$,

$$m_{пр}=\frac{\pi\gamma}{8g}LB^2\left(1-\frac{B}{2L}\right)=\frac{3{,}14\quad 1{,}0}{8\cdot 9{,}81}\ 20\cdot 5{,}2^2\ \left(1-\frac{5{,}2}{2\cdot 20}\right)=17{,}9,$$

[1] Считая массу понтона сосредоточенной.

НТБ ДНУЖТ

а на два понтона

$$2m_{np} = 2 \cdot 17{,}9 = 35{,}8.$$

Присоединенный момент инерции

$$J = 2\frac{\gamma\pi}{8g}\left(\frac{B}{2}\right)^4 L + \frac{m_{np}\ d^2}{2} = 2\frac{1{,}0 \cdot 3{,}14}{8\quad 9{,}81}\left(\frac{5{,}2}{2}\right)^4 20 + \frac{17{,}9 * 24{,}3^2}{2} = 73 + 5\,250 = 5\,323.$$

Окончательно полная масса системы

$$m = 21{,}32 + 35{,}8 = 57{,}12.$$

Момент инерции системы

$$J = 3\,040 + 5\,323 = 8\,363.$$

Подсчитываем частоту: $\cos\frac{2\pi}{10} = \cos 36^0 = 0{,}8092;$

$$\omega = \sqrt{\frac{208\,\frac{41^2}{4}\,1{,}809 + 31\,110 \cdot 0{,}19}{57{,}12\frac{41{,}2^2}{4}\,1{,}809 + 8\,363 + 0{,}19}} = 1{,}91.$$

Период собственных колебаний

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2 \cdot 3{,}14}{1{,}91} = 3{,}27 \text{ сек.}$$

Вычислим теперь частоту по формулам (43) и (44):

$$\omega_\delta = \sqrt{\frac{\gamma F}{m}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 208}{57{,}12}} = 1{,}898 \approx 1{,}9;$$

$$\omega_\varphi = \sqrt{\frac{\gamma I}{J}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 31\,110}{8\,363}} = 1{,}916.$$

Практически все частоты близки к 1,9. Проанализируем возможность раскачивания моста подвижной нагрузкой. Предположим, что колонна автомашин идет с интервалом, равным длине звена l, и скоростью v *км/час*. Тогда период возбуждающей силы в секундах будет

$$T_в = \frac{l \cdot 3{,}6}{v}.$$

Приравнивая $T_в$ периоду собственных колебаний, получим критическую скорость $v_{кр}$:

$$v_{кр} = \frac{3{,}6\,l}{T}.$$

Подставляем: $l = 41{,}0$ *м*, $T = 3{,}27$ сек.;

$$v_{кр} = \frac{41{,}0 \cdot 3{,}6}{3{,}27} = 45 \text{ км/час}.$$

Это вполне реальная скорость движения. При движении автоколонны по мосту можно рекомендовать уменьшить скорость в $1^1/_2 - 2$ раза и не допускать равных интервалов между машинами[1].

§ 45. Уравнение частот для регулярной неразрезной балки на пловучих опорах

Для вывода воспользуемся динамическим уравнением трех моментов для балки с оседающими опорами, приведенными в курсе Гогенемзера и Прагера[2]. При равных пролетах это уравнение будет:

$$M_{n-1}\psi(\lambda) + 2M_n\varphi(\lambda) + M_{n+1}\psi(\lambda) + \frac{EI}{l^2}\left[\delta_{n-1}\bar{\psi}(\lambda) - \delta_n 2\varphi(\lambda) + \delta_{n+1}\bar{\psi}(\lambda)\right] = 0. \quad (46)$$

---

[1] Заметим, что при «установившемся» движении колонны с интервалами, равными длине звена по бесконечному мосту, колебаний не возникает, так как шарнирные давления остаются постоянными.

[2] Гл. IV, § 4, формула (28).

НТБ ДНУЖТ

Здесь $\psi(\lambda)$, $\varphi(\lambda)$, $\psi(\lambda)$, $\varphi(\lambda)$—гиперболо-тригонометрические функции аргумента

$$\lambda = l \sqrt[4]{\frac{\mu\omega^2}{EI}} \tag{47}$$

где μ — погонная масса балки. Для значений λ от 0 до 10 в курсе Гогенемзера и Прагера имеются таблицы.

В случае пловучих (упругих) опор имеем дополнительное уравнение из условия динамического равновесия понтона n [1]:

$$(\gamma F - \omega^2 m)\,\delta_n = R_n^{\Delta} + R_n^{np} \tag{48}$$

где m — масса понтона (с учетом присоединенной массы воды).

Для $R_n^{\Delta} + R_n^{np} = -Q_n^{\Delta} + Q_n^{np}$ имеем формулы Прагера (уравнение 29):

$$R_n^{\Delta} + R_n^{np} = \frac{EI\,\lambda^4}{l^3}\left[\delta_{n-1}\psi(\lambda) + \delta_n 2\varphi(\lambda) + \delta_{n+1}\psi(\lambda)\right] +$$

$$+\frac{1}{l}\left[M_{n-1}\bar{\psi}(\lambda) - M_n 2\varphi(\lambda) + M_{n+1}\psi(\lambda)\right]. \tag{49}$$

Подставляя правую часть (49) в (48), получим дополнительное уравнение

$$M_{n-1}\psi(\lambda) - M_n 2\varphi(\lambda) + M_{n+1}\psi(\lambda) + \delta_{n-1}\frac{\lambda^4 EI}{l^2}\psi(\lambda) +$$

$$+\delta_n\left[2\frac{\lambda^4\varphi(\lambda)EI}{l^2} - \gamma Fl + ml\omega^2\right] + \delta_{n+1}\frac{\lambda^4 EI}{l^2}\psi(\lambda) = 0. \tag{50}$$

Введем обозначения:

$$\left.\begin{aligned} \alpha &= \frac{\varphi(\lambda)}{\psi(\lambda)}; \quad \beta = \frac{\bar{\psi}(\lambda)}{\psi(\lambda)}; \quad \varkappa = \frac{\bar{\varphi}(\lambda)}{\psi(\lambda)}; \\ \nu &= \frac{1}{\psi(\lambda)}\left[2\varphi(\lambda) - \frac{\gamma F}{\omega^2 m_1} + \frac{m}{m_1}\right], \end{aligned}\right\} \tag{51}$$

где $m_1 = \mu l$ — масса одного пролета. Окончательно динамические уравнения для неразрезной балки на пловучих опорах примут вид:

$$M_{n-1} + 2\alpha M_n + M_{n+1} + \frac{EI}{l^2}\beta(\delta_{n-1} - 2\varkappa\delta_n + \delta_{n+1}) = 0; \tag{52}$$

$$\beta(M_{n-1} - 2\varkappa M_n + M_{n+1}) + \frac{EI}{l^2}\lambda^4(\delta_{n-1} + \nu\delta_n + \delta_{n+1}) = 0. \tag{53}$$

Ограничимся решением этой системы при простейших граничных условиях, а именно полагаем концы балки шарнирно опертыми[2]. По аналогии с соответствующей задачей продольного изгиба[3] это решение может быть представлено в виде:

$$\delta_n = A \sin n\frac{\pi k}{s}; \tag{54}$$

$$M_n = B \sin n\frac{\pi k}{s}. \tag{55}$$

---

[1] Это уравнение получается на основании принципа Даламбера после введения подстановки $\delta_n = \delta_n^0 \cos \omega t$, как было показано выше.

[2] При свободных концах граничные условия выражают равенство нолю концевых моментов.

[3] См. Блейх, Теория и расчет железных мостов, § 50.

НТБ ДНУЖТ

Подстановка этих решений обратно в уравнения (52) и (53) после сокращения на $\sin n\frac{\pi k}{s}$ дает:

$$\left.\begin{aligned} B\left(\alpha+\cos\frac{\pi k}{s}\right)+A\frac{EI}{l^2}\beta\left(\cos\frac{\pi k}{s}-\varkappa\right)=0;\\ B\beta\left(\cos\frac{\pi k}{s}-\varkappa\right)+A\frac{EI}{l^2}\lambda^4\left(\cos\frac{k\pi}{s}+\frac{\nu}{2}\right)=0.\end{aligned}\right\} \tag{56}$$

Чтобы решения (54) и (55) были отличными от ноля, необходимо, чтобы определитель из коэфициентов при A и B в однородных уравнениях (56) был равен нолю, т. е.

$$\lambda^4\left(\alpha+\cos\frac{k\pi}{s}\right)\left(\cos\frac{k\pi}{s}+\frac{\nu}{2}\right)-\left(\cos\frac{k\pi}{s}-\varkappa\right)^2\beta^2=0. \tag{57}$$

Это и есть уравнение частот, которое, очевидно, может быть решено только путем проб. Решение производится в следующем порядке. Задавшись некоторой частотой ω, определим значения λ по формуле (47). Затем выписываем из таблиц функции φ, ψ, $\bar{\varphi}$ и $\bar{\psi}$ и по ним находим α, β, ν и $\varkappa$ при помощи формулы (51). Далее проверяем равенство (57). Вычисление повторяется несколько раз для различных ω, пока не будет достигнута удовлетворительная точность.

Заметим, что исследование колебаний неразрезной балки на упругих опорах может быть с успехом проведено также методом начальных параметров [1].

---

[1] См. Н. И. Безухов, Обобщение методов статики сооружений в динамике сооружений. III сборник исследований по теории сооружений под ред. проф. И. М. Рабиновича, М. М. Филоненко-Бородича, А. А. Гвоздева, М. 1939. (Примечание во время корректуры.)

НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА X

О ДВИЖЕНИИ ВОДЫ В ОТКРЫТЫХ ВОДОТОКАХ, СТЕСНЕННЫХ ПЛОВУЧИМИ ОПОРАМИ [1]

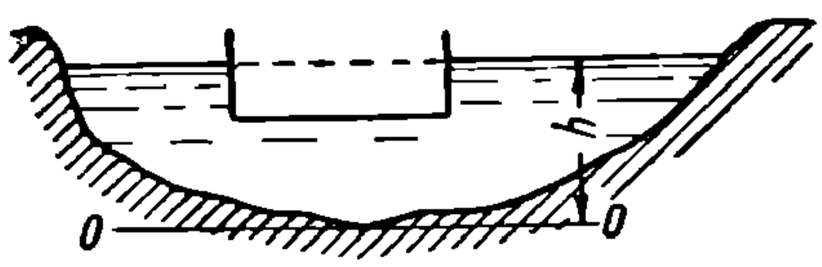
§ 46. Предварительные соображения. Удельная энергия сечения и линия энергии

Вопрос о движении воды в открытых водотоках, стесненных сверху на части их ширины плашкоутами или другими стоящими судами, до настоящего времени почти совершенно не исследован.

Для того чтобы выработать более или менее точный способ гидравлического расчета протекания таких стесненных участков, несомненно нужно будет проделать большое количество лабораторных опытов, как это уже сделано в отношении протекания мостовых отверстий обычных мостов.

Однако, до того как будет выполнена указанная экспериментальная работа, можно при помощи сравнительно простого теоретического исследования получить, в зависимости от конкретных условий, общую картину движения жидкости в реках и вообще открытых водотоках при стеснении их сечений сверху на части ширины судами. Пользуясь этой общей картиной движения, можно будет произвести приближенно и соответствующий гидравлический расчет, ограничиваясь сначала водотоками с неразмываемым дном.

В предстоящем исследовании воспользуемся понятиями «удельной энергии сечения» и «линии энергии», которые предварительно здесь же кратко выясним. При этом понятие удельной энергии сечения сразу же приспособим к рассматриваемой задаче. Удельной энергией сечения называют, как известно, величину $Э$, равную сумме глубины потока h (фиг. 357) и высоте скорости $\alpha \frac{v^2}{2g}$; здесь v — средняя скорость в сечении, а α—корректив на неравномерное распределение скоростей по сечению; обычно для рек принимают α равным 1,1; однако очень часто для упрощения полагают $\alpha = 1$. Таким образом,



Фиг. 357.

$$Э = h + \alpha \frac{v^2}{2g}. \qquad (1)$$

По существу $Э$ есть удельная энергия потока относительно горизонтальной плоскости OO (фиг. 357), проходящей через наинизшую точку дна рассматриваемого сечения, а не относительно произвольной горизонтальной плоскости, как это делается, когда пишут уравнение Д. Бернулли.

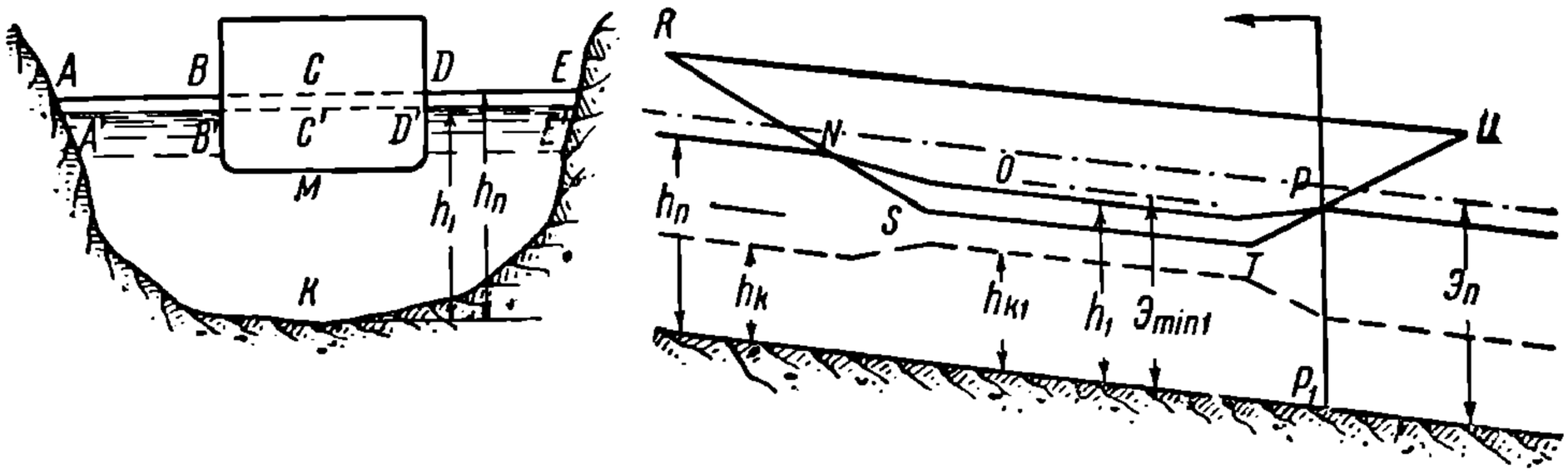
В формуле (1) нужно выразить скорость v через расход реки Q и площадь живого сечения ее.

Обозначим площадь живого сечения $ABCDEK$ (фиг. 358) на нестесненном участке реки буквой Ω, а площадь живого сечения потока на стесненном участке $A'B'M'D'E'K$

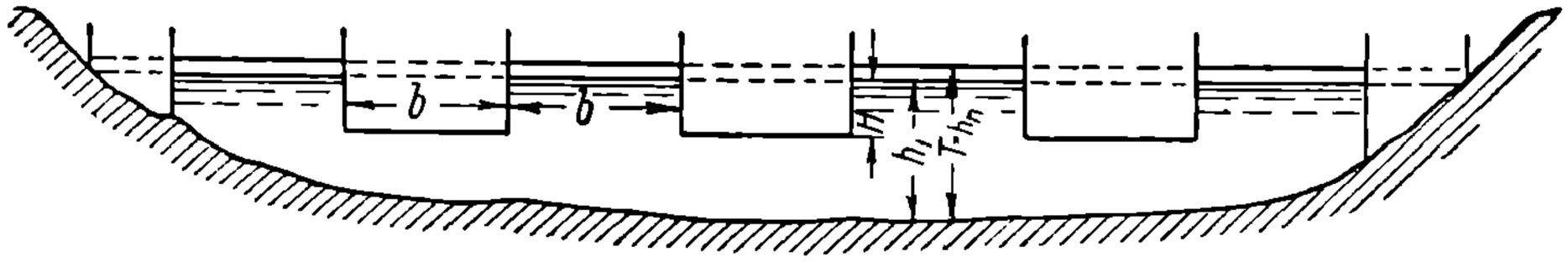
[1] Настоящая глава составлена проф. Г. И. Сухомелом и представляет собой часть работы, выполненной им в Институте водного хозяйства Академии наук УССР.

НТБ ДНУЖТ

буквой ω. В последней площади учитывают стеснение водотока, отнимая от площади $A'\ B'\ C'\ D'\ E'\ K$ площадь миделевого сечения $B'\ C'\ D'\ M$ судна или сумму миделевых сечений (фиг. 359) при наличии нескольких судов[1].



Фиг. 358.



Фиг. 359.

В дальнейшем будем полагать, что площадь миделевого сечения $B'\ C'\ D'\ M$ (фиг. 358) судна не зависит от глубины водотока h_1, иными словами, предполагается, что судно следует за изменениями уровня воды в реке [2].

Уравнение (1) перепишется теперь для нестесненных сечений реки

$$\Im = h + \frac{Q^2}{2g\Omega^2}. \qquad (1')$$

Для стесненных сечений

$$\Im = h + \frac{Q^2}{2g\omega^2}. \qquad (1'')$$

Коррективом α здесь и в дальнейшем будет приниматься равным единице.

Из формул (1′) и (1″) видно, что в отношении удельной энергии сечения $\Im$ между сечениями, стесненными сверху и нестесненными, какой-нибудь принципиальной разницы нет.

Так как площадь живого сечения как на стесненном, так и на нестесненном участках является функцией глубины, то и удельную энергию сечения следует рассматривать (при $Q = \text{const}$) как функцию глубины h.

Изображая $\Im$ графически как функцию h (фиг. 360), расположим ось h по вертикали, чтобы глубины h располагались в своем естественном положении[3]. Легко доказать, что кривая ABC ассимптотически приближается, с одной стороны, к оси $O\Im$, а с другой стороны, к биссектрисе координатного угла. В самом деле, при $h = 0$ удельная энергия сечения $\Im$ равна бесконечности, а при $h = \infty$ получаем $\Im = h = \infty$.

Далее докажем, что функция $\Im$ приобретает свое минимальное значение $\Im_{min}$ при некоторой определенной глубине $h_к$, которая называется критической. Для нахождения $h_к$ и $\Im_{min}$ продиференцируем хотя бы выражение (1′):

$$\frac{d\Im}{dh} = 1 - \frac{Q^2 \cdot 2}{2g\Omega^3} \cdot \frac{d\Omega}{dh}$$

---

[1] При невполне обтекаемой форме стесняющего тела следует еще учесть сжатие струи, беря вместо ω величину εω, где ε—коэфициент сжатия струи.

[2] Однако и в том случае, когда судно не передвигалось бы по вертикали, дальнейшие рассуждения изменились бы мало: из площади $A'\ B'\ C'\ D'\ E'\ K$ для получения ω пришлось бы вычитать переменную площадь $B'\ C'\ D'\ M$.

[3] См. B. A. Bakhmeteff, Hydraulics of open channels, 1932, стр. 33. Есть русский перевод: Б. А. Бахметев, Гидравлика открытых русел, 1934, стр. 30.

НТБ ДНУЖТ

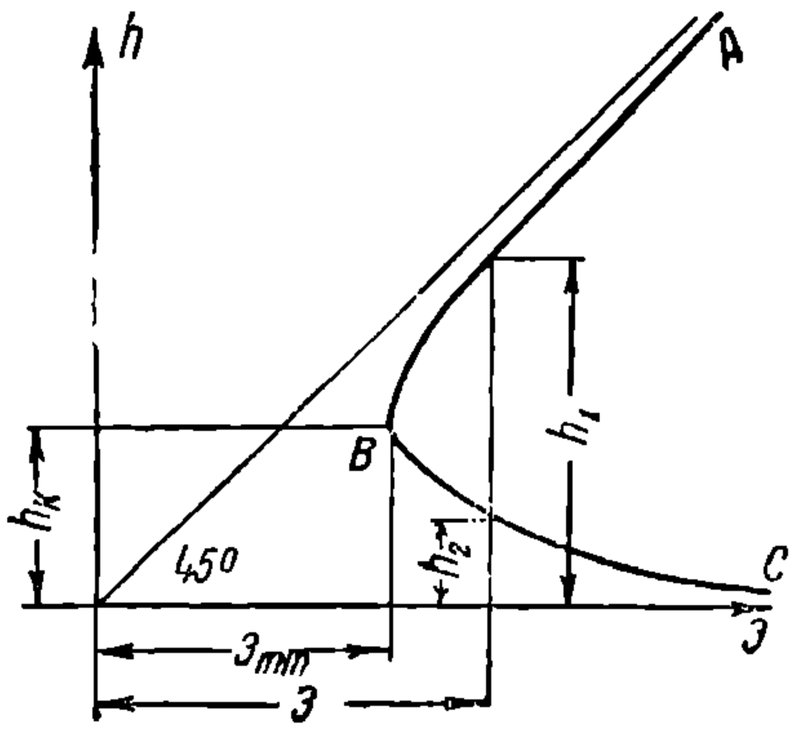
и приравняем правую часть нолю:

$$1 - \frac{Q^2}{g\Omega^3} \cdot \frac{d\Omega}{dh} = 0.$$

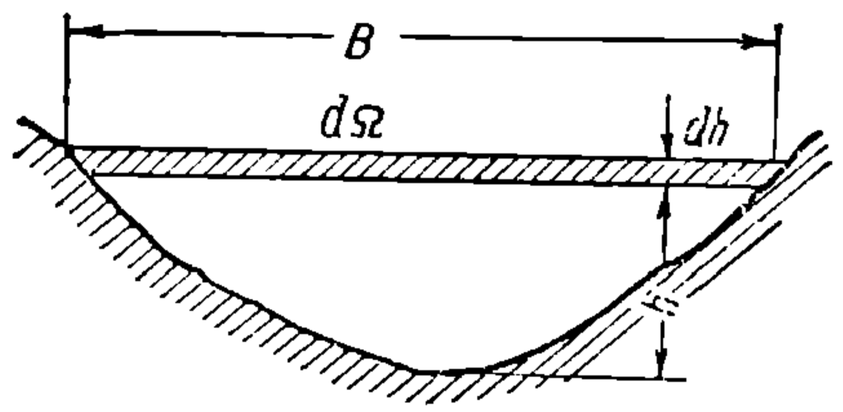
Из фиг. 361 видно, что $\frac{d\Omega}{dh} = B$ и поэтому

$$1 - \frac{Q^2}{g} \cdot \frac{B}{\Omega^3} = 0. \qquad (2)$$

При изменении h изменяются также Ω и B. Величины Ω и B, удовлетворяющие уравнению (2), а следовательно, соответствующие глубине $h_к$, называются критическими и в дальнейшем будут обозначаться $\Omega_к$ и $B_к$. Нахождение $h_к$, а следовательно. и $\Omega_к$ и $B_к$ производится, вообще говоря, подбором из уравнения (2). Имея эти критические глубины, можем путем подстановки $\Omega_к$ или соответственно $\omega_к$ в уравнение (1′) или (1″) определить соответствующие $Э_{min}$. Следовало бы доказать, что глубине $h_к$ математически соответствует только минимум удельной энергии сечения $Э_{min}$; однако это доказательство настолько просто, что его можно опустить.



Фиг. 360.



Фиг. 361.

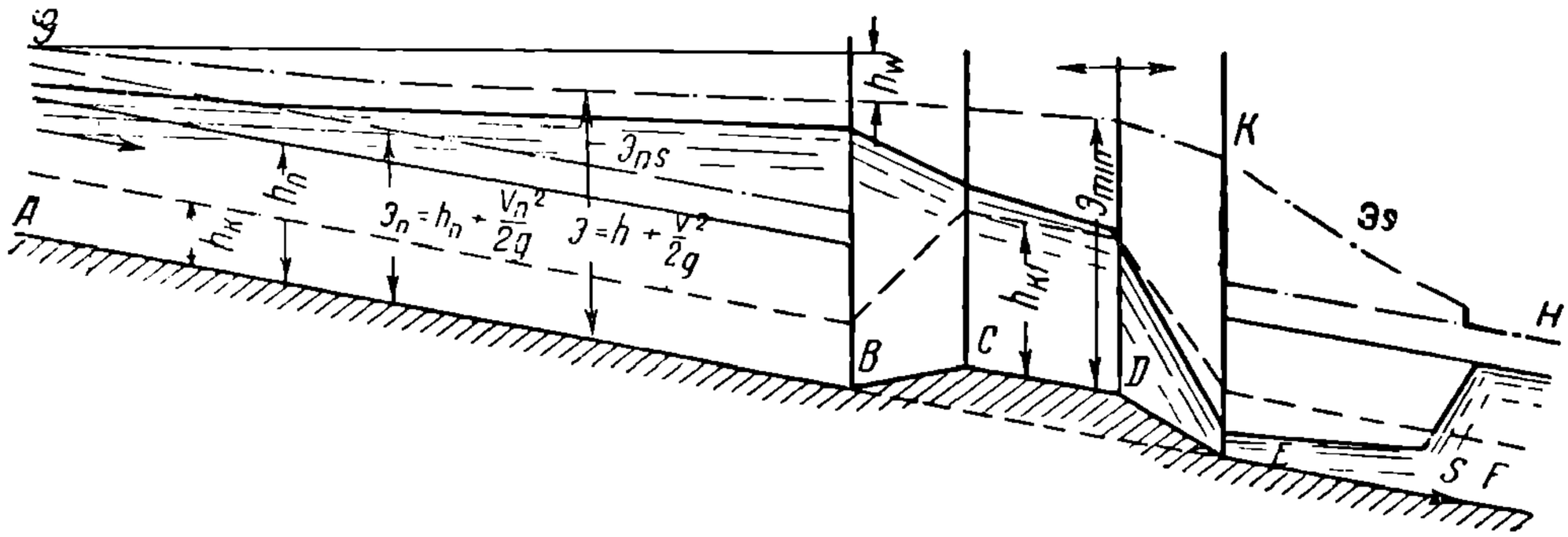
Из графика $Эh$ (фиг. 360) видно, что каждой глубине h соответствует только одно значение удельной энергии сечения $Э$ Наоборот, какому-нибудь значению $Э$, вообще говоря, соответствуют две глубины h_1 и h_2; удельной же энергии сечения $Э_{min}$ соответствует одна глубина $h_к$, а удельной энергии сечения меньшей, чем $Э_{min}$, не соответствует ни одна глубина. Таким образом, зная для какого-либо сечения водотока удельную энергию сечения $Э$, мы обычно получаем при математическом решении задачи две положительные величины для глубины: одну h_1, бóльшую, чем $h_к$, и другую h_2, меньшую, чем $h_к$. Водотоки с нормальной (бытовой) глубиной $h_п$ бòльшей, чем $h_к$, называются «спокойными», а водотоки с $h_п$ меньшей, чем $h_к$, называются «бурными». При неравномерном движении в открытом водотоке течение будем называть спокойным, если переменная глубина больше критической глубины $h_к$, и бурным, если переменная глубина h будет меньше, чем $h_к$. Заметим, что в спокойном водотоке может быть иногда участок с бурным течением (кривая подпора в III зоне) и в бурном водотоке — участок со спокойным течением (кривая подпора в I зоне).

Кроме графика $Эh$ (фиг. 360), нам понадобится в дальнейшем еще линия (иногда говорят — градиент) энергии (фиг. 362). Линию энергии $Эs$ получим, откладывая в каждом сечении соответствующую ему удельную энергию сечения $Э = h + \frac{v^2}{2g}$ и затем соединяя полученные точки (линия GKH). Падение (фиг. 362) h_w линии $Эs$ на каком-либо участке представляет потерю удельной гидравлической энергии на этом участке.

При решении задач часто удается хотя бы приблизительно определить для какого-нибудь сечения водотока удельную энергию сечения $Э$. В этом случае возникает вопрос, какая из двух возможных (фиг. 360) глубин h_1 и h_2, соответствующих удельной энергии сечения $Э$, установится в действительности. Ответ на этот вопрос можно получить

НТБ ДНУЖТ

при помощи следующего общего положения [1], данного автором настоящей главы: «Для заданных условий медленно изменяющегося движения свободная поверхность жидкости (т. е. глубина) установится в открытом водотоке так, чтобы площадь между линией дна (линия *ABCDEF* на фиг. 362) и линией *Эs* имела возможно малое значение». Применяя это положение, нужно помнить, что *Э* нигде не может принимать значения меньшего, чем $Э_{min}$, соответствующего критической глубине в рассматриваемом сечении.



Фиг. 362.

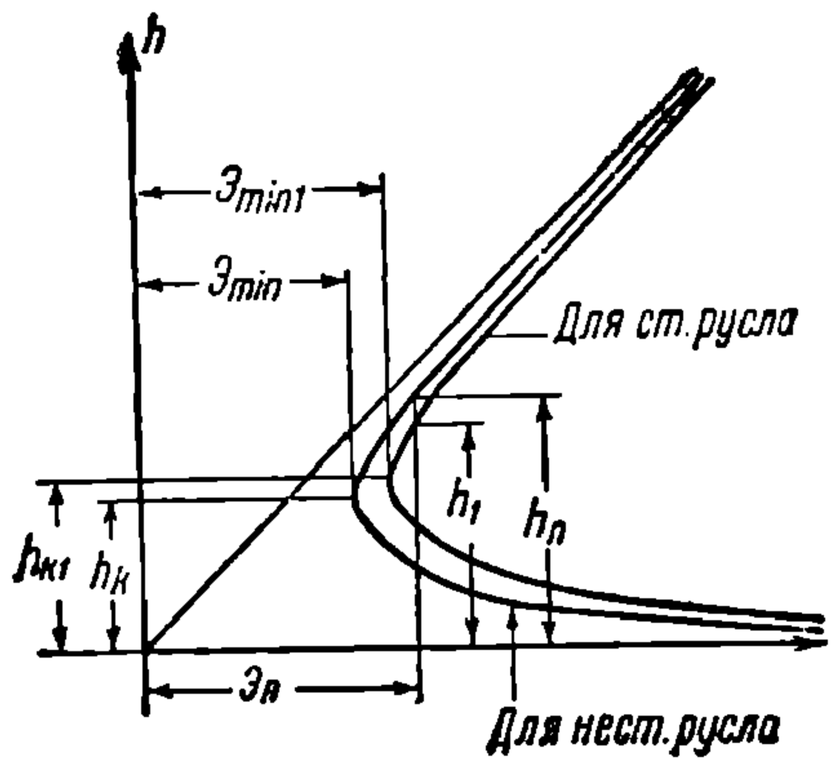
§ 47. О движении воды при стеснении водотока пловучими опорами

Переходя к рассмотрению поставленной задачи о стеснении открытого водотока сверху на части его ширины, сделаем некоторые упрощающие допущения. Предположим пока, что плашкоуты или другие суда имеют настолько хорошо обтекаемую форму, что переходы от нестесненного участка к стесненному и затем, наоборот, от стесненного к нестесненному весьма плавны. Кроме того, предположим, что на стесненном участке уклон линии энергии останется таким же, каким он был до установки стесняющих судов. Последнее предположение означает, что будем пока пренебрегать дополнительными потерями энергии (как местными, так и на трение), возникающими в связи с установкой в реке стеснений.

При сделанных допущениях рассмотрим течение жидкости в спокойном водотоке в двух случаях:

а) $Э_{min\,1} < Э_n$ (фиг. 358 и 363);

б) $Э_{min\,1} > Э_n$ (фиг. 364 и 365).



Фиг. 363.

1. Если $Э_{min_1} < Э_n$, то водоток запасать энергию не имеет надобности и не будет; поэтому он пройдет стесненный телом *RSTU* участок с энергией $Э_n$ (фиг. 358). Если построить график *Эh* (фиг. 363) для нестесненного и стесненного участков, то из второго графика сразу же получим глубину на стесненном участке h_1; сравнивая h_1 с нормальной глубиной h_n на нестесненном участке, можем легко определить понижение уровня на стесненном участке $h_n - h_1$. Имея глубину h_1, легко также найти площадь сечения ω и скорость v на стесненном участке. Если бы мы захотели учесть влияние трения жидкости о стенки тела *RSTU* и увеличенной скорости, то вместо профиля *NOP* (фиг. 358) пришлось бы построить другой профиль от сечения PP_1, учитывая дополнительные потери обычным путем. При учете дополнительных потерь от трения (а также и местных потерь) в сечении *N* получится подпор, а перед ним кривая подпора.

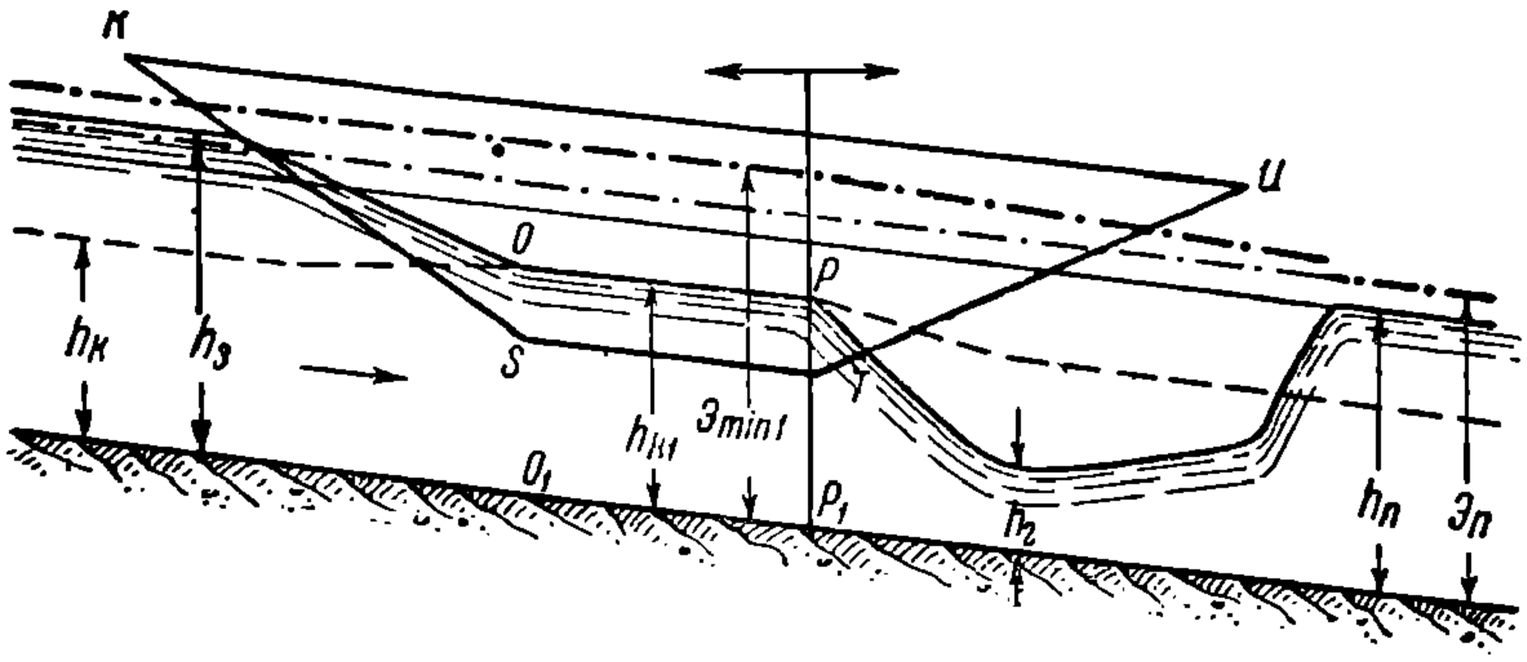
[1] Подробнее об этом положении и его приложениях см. статью: Г. И. Сухомел, О местных потерях энергии в открытых водотоках и гидротехнических сооружениях в связи с общим принципом движения потоков, «Сборник по вопросам гидравлики», изд. Академии наук УССР, Киев 1936 (на украинском языке).

НТБ ДНУЖТ

2. Если $Э_{min1} > Э_n$, то водоток должен запасти (фиг. 364) перед стеснением (без учета дополнительных потерь) количество энергии

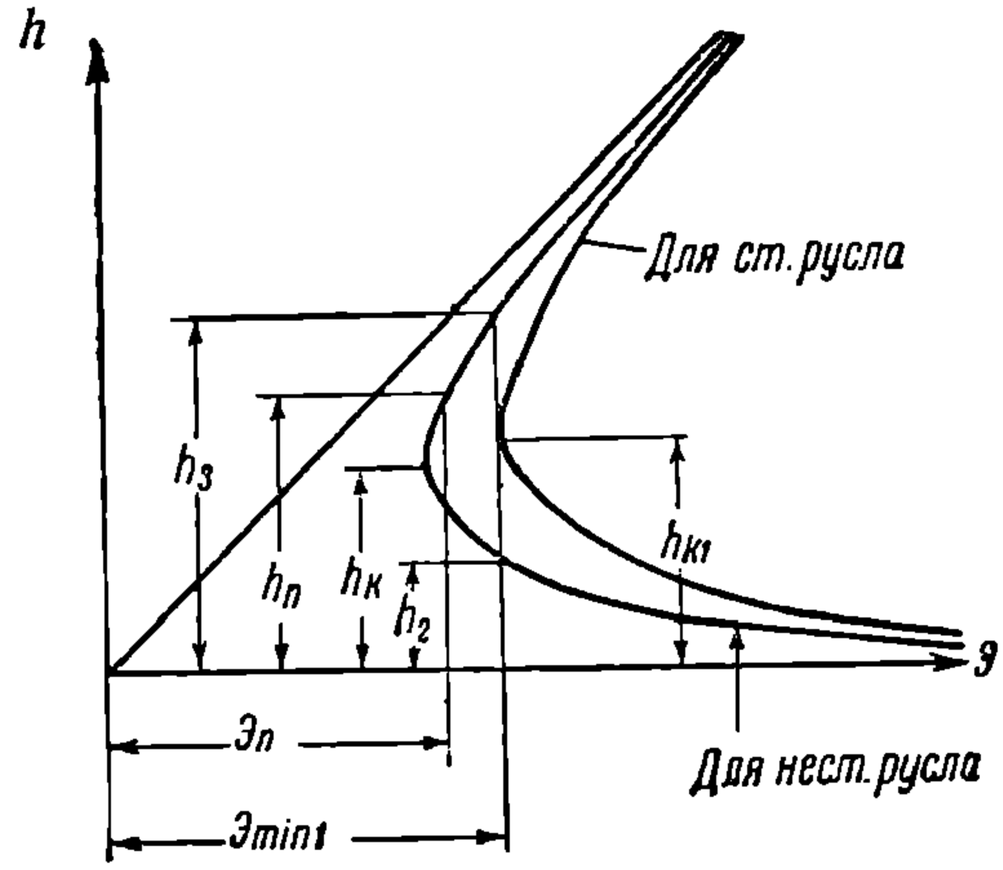
$$Э_{min1} - Э_n .$$

Водоток не будет запасать большего количества энергии, — это вытекает из общего положения о минимуме площади между линией энергии и дном.

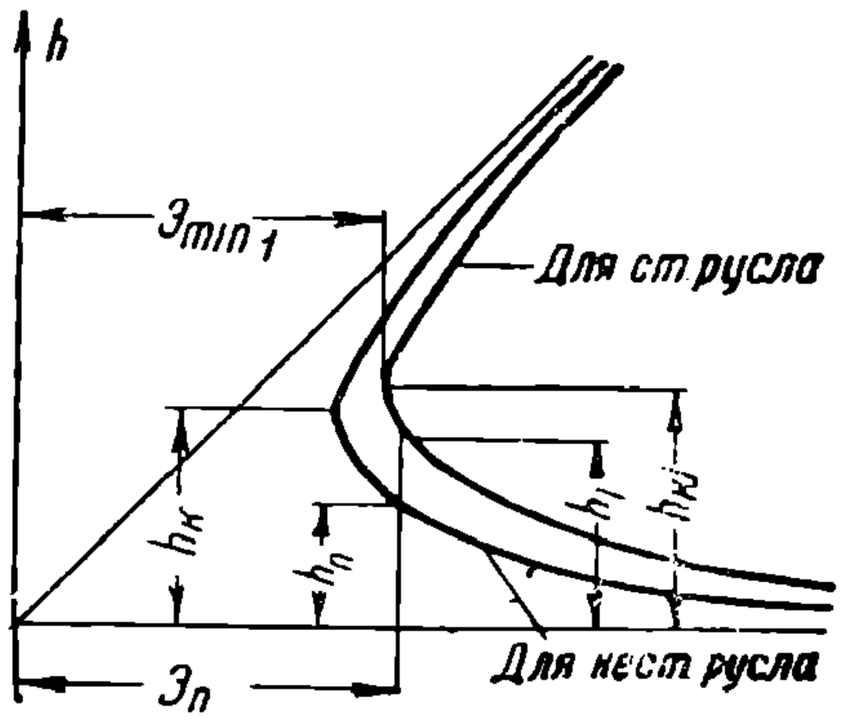


Фиг. 364.

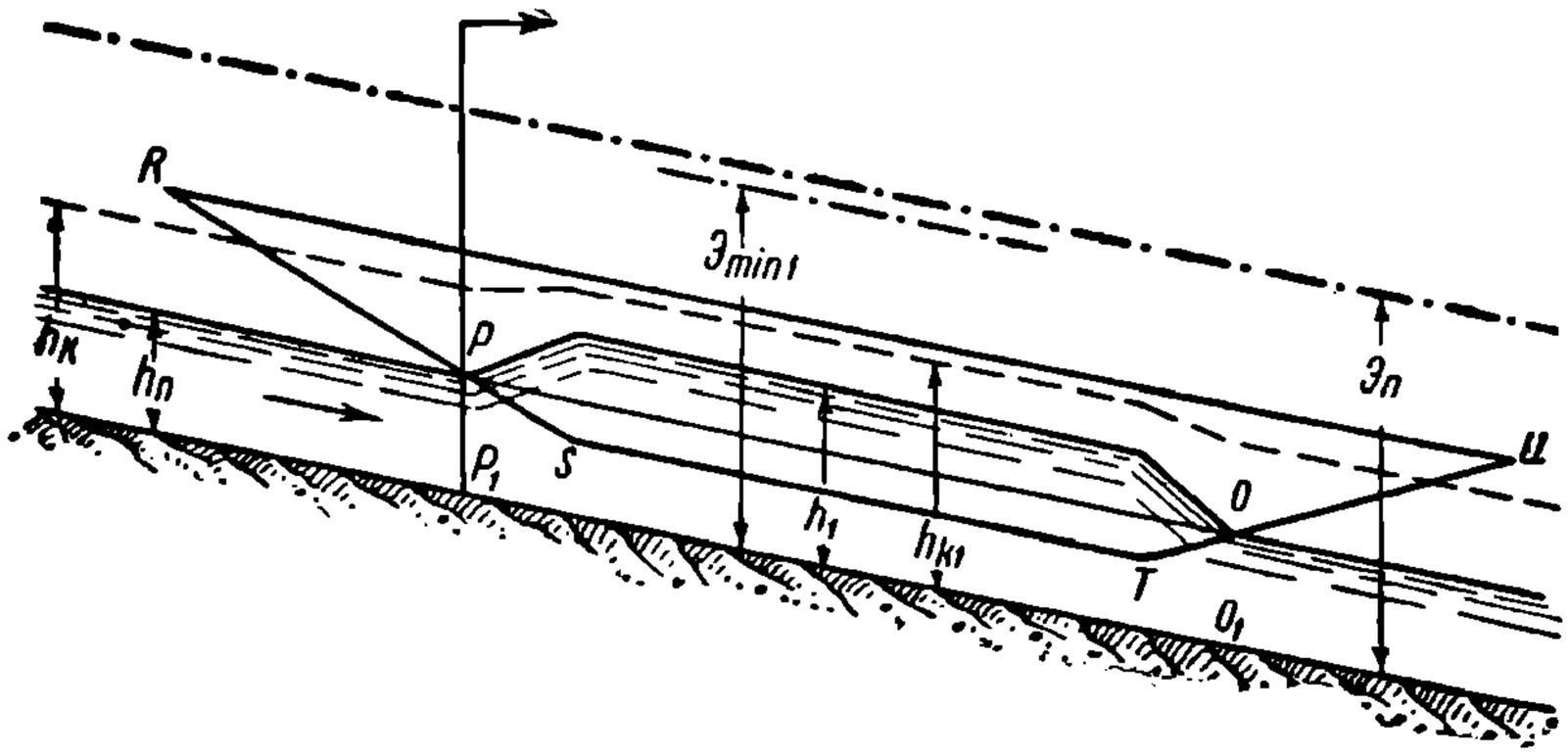
На всем наиболее стесненном участке O_1P_1 установятся удельная энергия сечения $Э_{min1}$ и соответствующая ей критическая глубина h_{k1}. За стеснением в сжатом



Фиг. 365.



Фиг. 367.



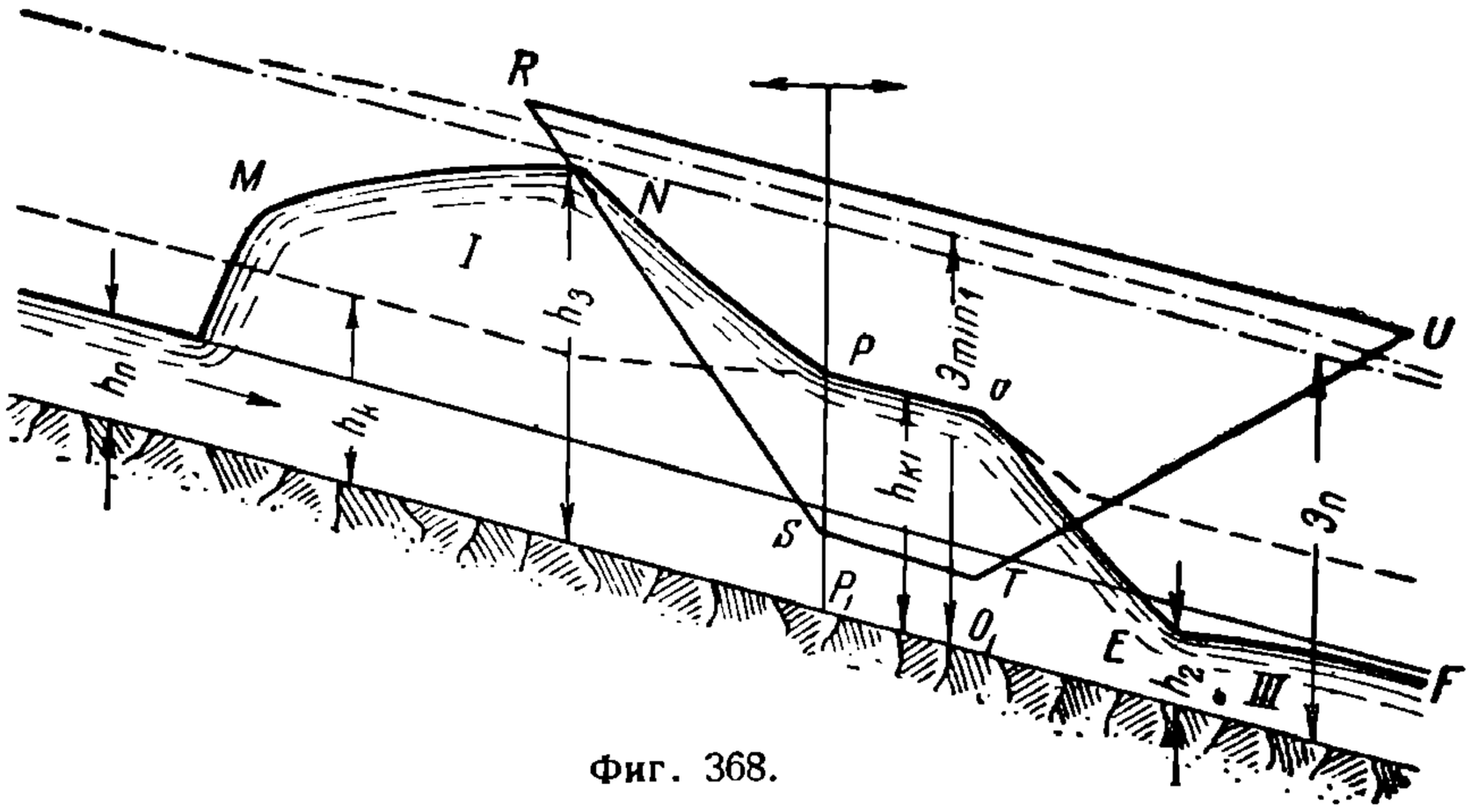
Фиг. 366.

сечении установится глубина h_2, а перед ним глубина h_3. Обе эти глубины легко найдутся из графиков $Эh$ на фиг. 365. Подпор перед стеснением $h_3 - h_n$ может получиться весьма значительным.

НТБ ДНУЖКТ

Если бы мы захотели учесть влияние изменения условий трения, то кривые поверхностей воды пришлось бы строить в обе стороны от сечения $P P_1$ обычным в гидравлике способом.

При опытной проверке представленной на фиг. 364 формы кривых поверхностей воды оказалось, что такая поверхность устанавливается не на всей ширине потока; непосредственно за стесняющим телом за поверхностью TU вода поднимается вдоль этой поверхности и только дальше опускается вниз в III зону между линией дна и линией критических глубин и затем образует вниз по течению прыжок, несколько больше отогнанный, чем по бокам.

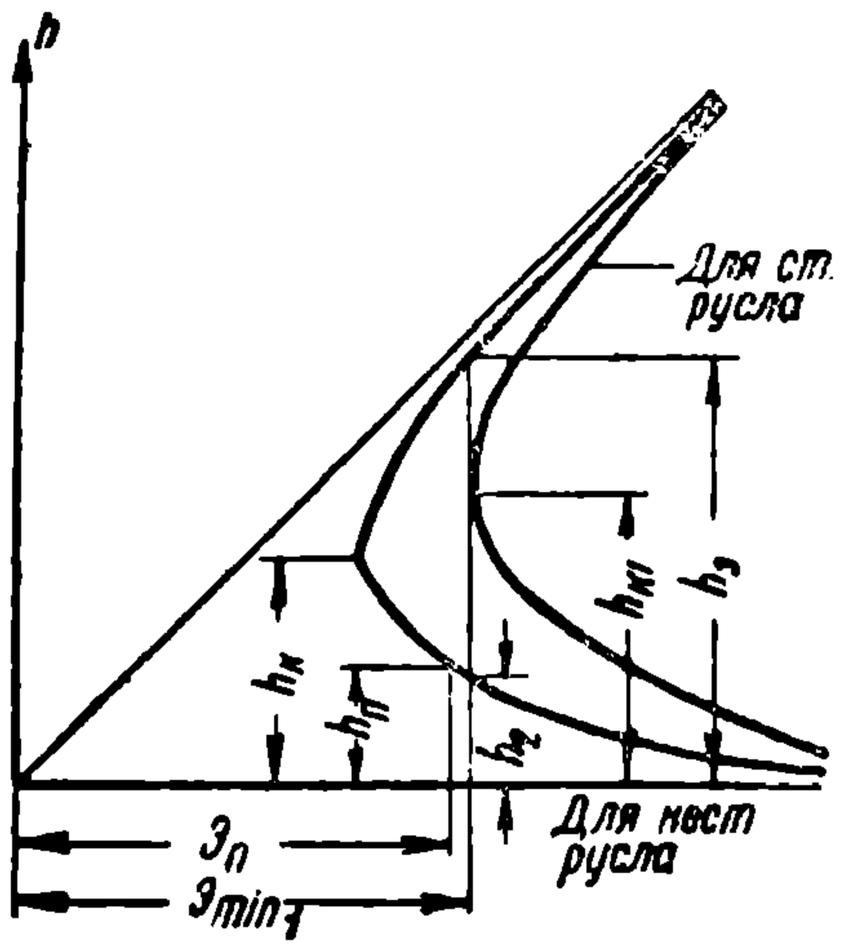


Фиг. 368.

Рассмотрим еще очень кратко действие стеснения сверху на части ширины бурного водотока, оставляя в силе предположения об условиях протекания стесненного участка и прежде всего о том, что уклон линии энергии не изменится после установки стеснения.

В том случае когда $Э_n > Э_{min_1}$ (фиг. 366 и 367), глубина на стесненном участке h_1 найдется из графиков $Эh$ (фиг. 367). Как видим, на стесненном участке получается увеличение глубины по сравнению с нормальной глубиной h_n.

Гораздо сложнее получается поверхность воды в том случае, когда в бурном водотоке $Э_{min_1} > Э_n$ (фиг. 368 и 369). При этом условии критическая глубина $h_{k\,1}$ и $Э_{min_1}$ установятся на сжатом участке $P_1 O_1$. Глубины h_3 и h_2 найдутся из графиков $Эh$, а после этого легко построить профиль $MNPOEF$. Подпор $h_3 - h_n$ получается весьма значительным. Если бы мы пожелали учесть влияние стеснения на потери от трения, то кривые поверхности нужно было бы строить, начиная от сечения PP_1 вниз по течению (фиг. 366) или в обе стороны от сечения PP_1 в случае фиг. 368. Доказать, что при этом $h_{k\,1}$ останется только в сечении PP_1 (фиг. 368), можно при помощи того же общего положения о минимуме площади между линией энергии и дном.



Фиг. 369.

Следует обратить внимание на то, что при движениях жидкости, показанных на фиг. 364 и 368, имеет место большое давление воды по направлению течения на стесняющие тела $RSTU$, а также на то обстоятельство, что сила Архимеда передвигается для таких же случаев стеснения ближе к переднему краю судна; как видно, задняя часть судна должна опуститься сильнее, чем передняя; таким образом, получается явление, аналогичное диференту судна на корму при движении судна.

Остановимся еще на местных потерях, возникающих при невполне плавных пе-

НТБ ДНУЖТ

реходах от нестесненных участков к стесненным и затем, наоборот, при стеснении водотоков сверху на части их ширины. Ограничимся наиболее важным случаем спокойных водотоков при соблюдении условия:

$$Э_n > Э_{\min 1}.$$

Если бы местных потерь не было, а потери на трение не изменились бы от установки стеснения, то получилась бы картина, представленная на фиг. 358, как это уже было выяснено выше. Местную потерю при прохождении стесненного участка можно было бы определять, как и в других случаях, по формуле

$$h_r = \zeta \frac{v^2}{2g},$$

где v — скорость на стесненном участке. К сожалению, нет достаточных опытных материалов для назначения коэфициента ζ в зависимости от формы, количества и миделевых сечений стесняющих водоток судов, а также формы и размеров поперечного сечения самого водотока. Пока для коэфициента ζ можно примерно принимать значения от 0,15 до 0,30. Если пренебречь скоростью подхода к стесненному участку и дополнительными потерями на трение, возникающими от установки стеснения, то высоту подпора для рассматриваемого случая можно считать равной h_r [1]. Местные потери, как известно, возникают в результате срыва струй с поверхности тел и образования завихрений. Кроме того, завихренная вода за судном является как бы продолжением самого судна; поэтому сразу же у кормы уровень воды не поднимается до нормального уровня; в результате этого и в рассматриваемом случае получается понижение кормы суден, а также увеличенное давление на судно по направлению течения.

Заканчивая изложение вопроса о движении воды на участках, стесненных плавучими опорами наплавных мостов, подчеркнем, что приближенный гидравлический расчет этих мостов и прежде всего определение подпора перед ними легко произвести, если, не учитывая гидравлических потерь от устройства моста, построить предварительно графики удельной энергии сечения $Эh$ для нестесненного и стесненного сечений, как это сделано для наиболее частых на практике спокойных водотоков на фиг. 363 или 365. Из этих графиков видно, что при $Э_{\min 1} < Э_n$ в спокойных водотоках никакого подпора не получается (фиг. 363 и 358), а при $Э_{\min 1} > Э_n$ подпор определяется как разность (фиг. 365) глубин $h_3 - h_n$.

Если расчет несколько уточнить, то подпор для случая $Э_{\min 1} < Э_n$ можно принять равным высоте потерь h_r, а для случая $Э_{\min 1} > Э_n$ равным выражению $h_3 - h_n + h_r$; впрочем, h_r обычно бывает мало, как это видно из изложенного выше.

До сих пор мы рассматривали водотоки с неразмываемыми руслами. В размываемых руслах такие формы поверхностей, при которых получается значительное уменьшение сечений и увеличение скоростей, не могут устанавливаться на более или менее значительное время; причина та, что после установки стесняющих судов на участках с увеличенными скоростями начинается размыв русла, продолжающийся до тех пор, пока скорости уменьшатся до таких значений, при которых дальнейший размыв делается уже невозможным. Эти значения скоростей обычно довольно близки к нормальной скорости. Поэтому по окончании процесса размыва русла поверхность воды не очень сильно отличается от поверхности реки в первоначальном ее состоянии.

№ 23843

[1] h_r можно определять и через коэфициент скорости, по этому поводу см. Н. Н. Павловский, Гидравлический справочник, 1937.

НТБ ДНУЖТ

14 p.

Сканировала Федорович М. Н.

НТБ ДНУЖКТ