проф. Н. М. МИТРОПОЛЬСКИЙ

ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ

НА АВТОГУЖЕВЫХ ДОРОГАХ

1935
ГОСУДАРСТВЕННОЕ ТРАНСПОРТНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА

НТБ ДНУЖТ

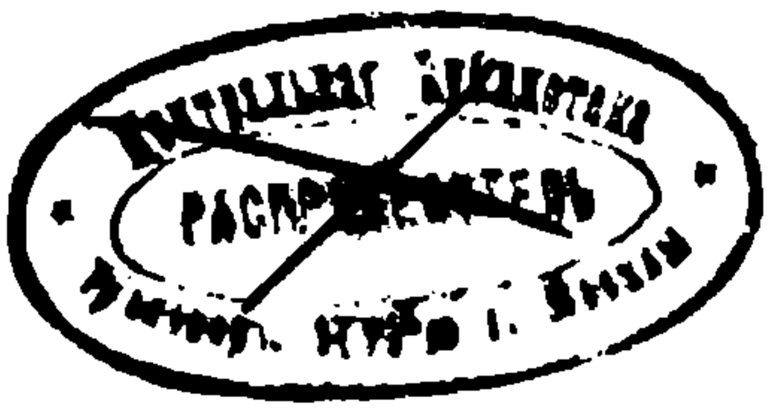
проф. Н. М. МИТРОПОЛЬСКИЙ

624.2(088)
М-66

ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ НА АВТОГУЖЕВЫХ ДОРОГАХ

Цудортрансом допущено
в качестве учебного пособия
для автомобильно-дорожных институтов

27500



Рекомендовано Цудортрансом в качестве учебного пособия для автомобильно-дорожных институтов

ЛИИТ
БИБЛИОТЕКА
Инв. № 2816

ЧГБ ДНУЖТ

1935

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ТРАНСПОРТНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА

Книга проф. Н. М. Митропольского „Примеры проектирования мостов“ представляет собою пособие для студентов автодорожных втузов и содержит примеры проектирования мостов деревянных, железных, железобетонных и каменных.

В конце книги даны материалы для проектирования: нормы, габариты, нагрузки, допускаемые напряжения, сортаменты.

Редактор *Н. Ермолов* Техн. редактор *М. Зильберборт*

Уполн. Главлита Б-39468 ОГИЗ 2869 Т 11 Зак. тип. 3546 Тираж 7155 экз.

Разм. бумаги 62×94¹/₁₆ 31¼ п. л. 41,98 авт. л. 51200 зн. в п. л.

Сдано в набор 15/VII 1934 г. Подписано к печати 18/X 1934 г.

1-я Образцовая тип. Огиза РСФСР треста „Полиграфкнига“. Москва, Валовая, 28.

НТБ ДГУКТ

ОГЛАВЛЕНИЕ

Стр.

Введение 7

ОТДЕЛ I

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ

Глава первая. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 1. **Эскизный проект деревянного моста малого отверстия**

1. Первый вариант. Балочный мост . 16
2. Второй вариант. Подкосно-ригельный мост 26
3. Третий вариант. Балочный мост на рамных опорах 32
4. Сравнение вариантов . . 37

Глава вторая. ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

Пример 2. **Конструкция и расчет подкосно-ригельного моста**

5. Общее описание конструкции, расчетные нагрузки и допускаемые напряжения . . 40
6. Расчет проезжей части 41
7. Расчет прогонов. . . . 43
8. Расчет подкосов и ригеля . . . 47
9. Расчет коротких подкосов и подбалки . 50
10. Расчет опор 51

Пример 3. **Конструкция и расчет фермы на кольцах пролетом 14,4 *м***

11. Общие данные 59
12. Определение усилий в элементах фермы. 62
13. Расчет верхнего пояса . 65
14. Расчет нижнего пояса . 67
15. Расчет раскосов и стойки 68
16. Расчет связей между фермами 70
17. Расчет мауерлатов 71

Пример 4. **Конструкция и расчет пролетного строения моста с фермами Гау пролетом 31,5 *м* при езде по низу**

18. Общие данные 71
19. Расчет поперечной балки . . . 72
20. Расчет усилий в элементах фермы 76
21. Расчет напряжений и стыков верхнего пояса 80
22. Расчет напряжений и стыков нижнего пояса 81
23. Расчет раскосов и тяжей 82
24. Расчет ветровых связей 89
25. Расчет опорной рамы . 92
26. Расчет опорных лежней 96

Пример 5. **Конструкция и расчет пролетного строения с гвоздевыми фермами двухраскосной системы расчетным пролетом 32,2 *м* при езде по низу**

27. Общие данные 96
28. Расчет поперечных балок 97
29. Основные размеры и конструкции главных ферм 102
30. Определение усилий в элементах фермы . 102

НТБ ДНУЖТ

Стр.

31. Расчет напряжений в поясах фермы 106
32. Расчет напряжений и числа гвоздей в раскосах 108
33. Расчет напряжений в стойках . 111

ОТДЕЛ II

ЖЕЛЕЗНЫЕ МОСТЫ

Глава третья. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 6. Эскизный проект моста большого отверстия

34. Первый вариант 113
35. Подварианты первого проекта 128
36. Вторая группа вариантов . 129
37. Сравнение вариантов . 131

Пример 7. Эскизный проект городского моста

38. Технические условия для составления проекта 138
39. Описание проектов 141
40. Первый вариант 147
41. Второй вариант 150
42. Третий вариант 151

Глава четвертая. ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

Пример 8. Конструкция и расчет пролетного строения моста со сквозными фермами пролетом 52,5 *м* при езде по низу

43. Общее описание конструкции, расчетные нагрузки и допускаемые напряжения 156

Расчет проезжей части

44. Продольные балки 158
45. Поперечные балки 162
46. Тротуары 167

Расчет главных ферм

47. Геометрические размеры ферм и усилия в поясах фермы от вертикальной нагрузки 168
48. Усилия в раскосах от вертикальной нагрузки . 171
49. Усилия в подвесках и стойках . . . 172
50. Определение напряжений в элементах фермы . 174
51. Расчет фермы по предельным напряжениям 182
52. Расчет планок сжатых элементов . . . 185
53. Расчет заклепок в соединениях элементов . 187
54. Расчет связей между фермами 195
55. Расчет опорной рамы 199
56. Прогиб ферм и строительный подъем 203
57. Расчет опорных частей . 204

Пример 9. Конструкция и расчет арочного пролетного строения городского моста

58. Конструкция пролетного строения 209
59. Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения 211

Расчет главных арок

60. Геометрические элементы арки 212
61. Нагрузка главных арок 212
62. Сечение арки 214

НТБ ДНУЖТ

Стр.

63. Схема расчета арки и определение распора 215
64. Определение ядровых моментов от постоянной нагрузки . 218
65. Определение ядровых моментов от временной нагрузки 225
66. Расчет напряжений от вертикальной нагрузки . . . 225
67. Определение ядровых моментов от изменения температуры 226
68. Заклепки в главных арках 228

ОТДЕЛ III

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

Глава пятая. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 10. **Эскизный проект железобетонного путепровода**

69. Балочный вариант 229
70. Рамный вариант 238
71. Арочный вариант. Подбор сечений по способу Штрасснера 267
72. Сравнение вариантов . 287

Пример 11. **Эскизный проект городского моста**

73. Общие данные по проекту 287
74. Первый вариант . 290
75. Второй вариант 292
76. Третий вариант . 293

Глава шестая. ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 12. **Конструкция и расчет арочного пролетного строения городского моста**

77. Основные данные проекта 295
78. Геометрические размеры арки и схема расчета 298
79. Нагрузка средней арки 298
80. Определение продольных сил от постоянной нагрузки 299
81. Определение изгибающих моментов и продольных сил от временной нагрузки 300
82. Расчет нормальных напряжений в сечениях арки 306
83. Расчет шарниров . 309

Пример 13. **Расчет бесшарнирной арки по таблицам Штрасснера**

84. Основные данные для расчета . . . 309
85. Очертание оси арки и закон изменения толщины 311
86. Определение ядровых моментов и напряжений от постоянной нагрузки и температуры 314
87. Определение ядровых моментов и напряжений от временной нагрузки . . 321
88. Расчет наибольших напряжений, изгибающих моментов и продольных сил. 329
89. Непосредственное определение изгибающих моментов и продольных сил в сечениях железобетонной арки или свода 330

ОТДЕЛ IV

КАМЕННЫЕ МОСТЫ

Глава седьмая. ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 14. **Составление эскиза каменного моста**

90. Первый вариант . . 333
91. Последующие варианты 347
92. Сравнение вариантов . 352

НТБ ДНУЖТ

Стр.

Пример 15. **Эскизный проект городского моста**

93. Общие данные 354
94. Варианты моста 356
95. Общая оценка вариантов 360

Глава восьмая. **ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ**

Пример 16. **Конструкция и расчет моста малого отверстия**

96. Основные данные 368
97. Основные формулы для расчета сводов 372
98. Расчетные формулы для сводов подъемом 1:4 . 380
99. Поверка напряжений в сводах подъемом 1:4 . 384
100. Расчетные формулы для сводов подъемом 1:3,5 387
101. Расчет щековой стенки . 388
102. Расчет устоев . . 390
103. Расчет откосных крыльев . 394
104. Конструкция и расчет быков 396
105. Аналитический расчет давления земли при временной нагрузке 401

ОТДЕЛ V

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Глава девятая. **ОБЩИЕ НОРМЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ**

106. Габариты мостов на автогужевых дорогах 414
107. Подмостовые габариты на судоходных и сплавных реках и правила расположения мостов в плане 417
108. Нормы временных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автогужевых дорогах 425
109. Ветровая нагрузка для мостов по ОСТ 4535 434
110. Допускаемые давления на грунт . 436

Глава десятая. **НОРМЫ И ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ**

111. Допускаемые напряжения и правила расчета 438
112. Сортамент и таблицы для подбора сечений . 450
113. Данные о расходе материалов 452

Глава одиннадцатая. **НОРМЫ И ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗНЫХ МОСТОВ**

114. Допускаемые напряжения 456
115. Сортамент и таблицы для подбора сечений 459
116. Данные о весе железных мостов 471

Глава двенадцатая. **НОРМЫ И ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ**

117. Допускаемые напряжения . . 471
118. Правила расчета температуры 473
119. Таблицы для подбора сечений . 478
120. Данные о количестве материалов 484

Глава тринадцатая. **НОРМЫ И ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ МОСТОВ**

121. Допускаемые напряжения для кладки 485
122. Объемные веса материалов 486
123. Данные объема материалов для каменных мостов 487

НТБ ДНУЖТ

ВВЕДЕНИЕ

Проектирование мостов, как всякий процесс конкретного творчества, заключает в себе ряд технических приемов, которые наилучшим образом усваиваются при изучении отдельных конкретных примеров. Усвоение же этих приемов полезно в том отношении, что, направляя работу проектировщика по проторенным практикой проектирования дорогам, оно уменьшает затраты энергии на механическую работу, сохраняя запас ее для более продуктивного творческого расходования. Для достижения указанной цели достаточно разобрать лишь несколько простейших и по возможности разнообразных примеров.

В настоящем пособии приведены примеры эскизных и детальных проектов: 1) деревянных мостов: балочных, подкосно-ригельных и с фермами на кольцах, Гау и гвоздевых; 2) железных мостов: балочных и арочных, 3) железобетонных балочных, арочных и рамных и 4) каменных.

Из этого перечня видно, что разобраны по возможности все простейшие и обычные типы, насколько это позволяет объем книги.

Рассмотренных примеров достаточно, чтобы выяснить общий ход проектирования мостов и приемы детального расчета их — при том непременном условии, что эти примеры не должны рассматриваться как образцы для копирования. В то время как критический разбор примеров, хотя бы и несовершенных, подталкивает изобретательность проектировщика и указывает пути осуществления его замыслов, копирование образцов, хотя бы и совершенных, искажает самый смысл проектирования.

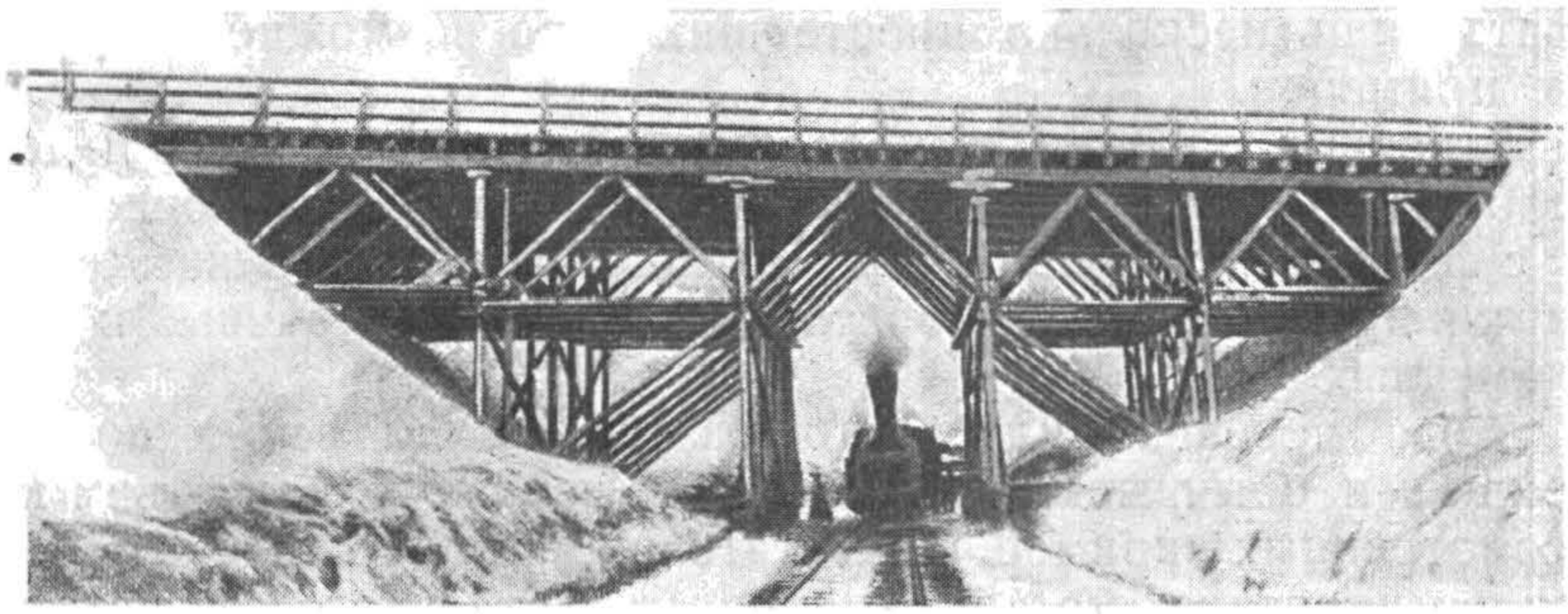
Создание проекта моста есть решение некоторой конкретной задачи, условия которой могут разнообразиться до бесконечности; поэтому нельзя конечно дать сборника готовых решений для различных частных случаев, — можно лишь на основании рассмотрения простейших примеров указать метод решения.

Кроме того, в противоположность теоретическим задачам, допускающим лишь одно правильное решение, всякая техническая проблема может быть разрешена различными путями, и в каждом частном случае может быть предложено несколько решений, причем ни одно из них не может считаться идеальным: в каждом имеются свои достоинства и недостатки, в большинстве случаев настолько тесно связанные, что, устраняя недостатки какого-либо варианта, приходится жертвовать и некоторыми его достоинствами. Выбор окончательного решения определяется сравнительным анализом всех вариантов с точки зрения тех требований, которые предъявляются к мосту.

НТБ ДНУЖТ

В процессе проектирования моста можно различать следующие основные этапы: а) выбор основной схемы сооружения, б) разработку этой схемы в виде эскизного проекта, в) сравнение различных вариантов и выбор окончательного решения, г) составление детального проекта.

Выбор основной схемы является по существу наиболее ответственным моментом проектирования. Основная схема моста определяет собой его свойства и соответствие предъявляемым к нему требованиям. Непродуманно и поспешно выбранная схема не может быть впоследствии исправлена самой лучшей конструкцией. Поэтому выбору схемы должно быть уделено весьма большое внимание без излишней экономии в затрате труда, имея в виду, что на этом этапе больше всего проявляются творческие способности автора и отражается его индивидуальность.



Фиг. 1.

Несмотря на то, что значение рациональной схемы признается всеми, в практике можно встретить много случаев слишком поспешных, непродуманных решений. Укажем несколько примеров.

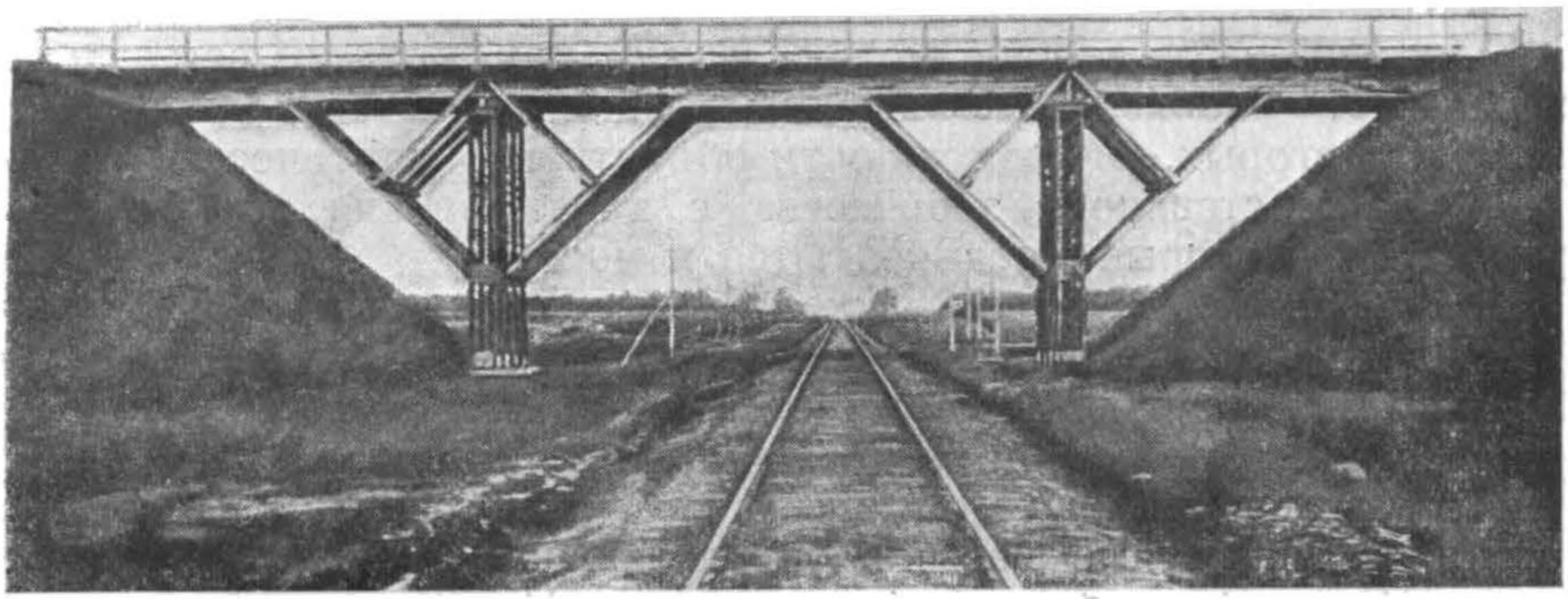
На фиг. 1 показан пример путепровода под шоссе через железную дорогу. Как видно из фотографии, проектировщик (очевидно железнодорожник) подошел к вопросу очень просто: взял типовой проект железнодорожного подкосного моста, изменил проезжую часть, снял затяжку, которая мешала проходу поездов, и заменил ее подкосами, не заботясь о том, что же в результате этого получится.

Очевидно, что из такого упрощенного употребления типовых проектов не по назначению ничего хорошего и не получилось. Израсходован лишний материал, увеличена пожарная опасность, а главное — увеличена высота моста и подходов, так как очертание подкосов снизу не соответствует габариту.

Треугольно-подкосная система для шоссейных мостов по существу не нужна и может быть заменена ригельной. Нормальное и обычное решение указано на фиг. 2 (здесь металлические стойки необязательны).

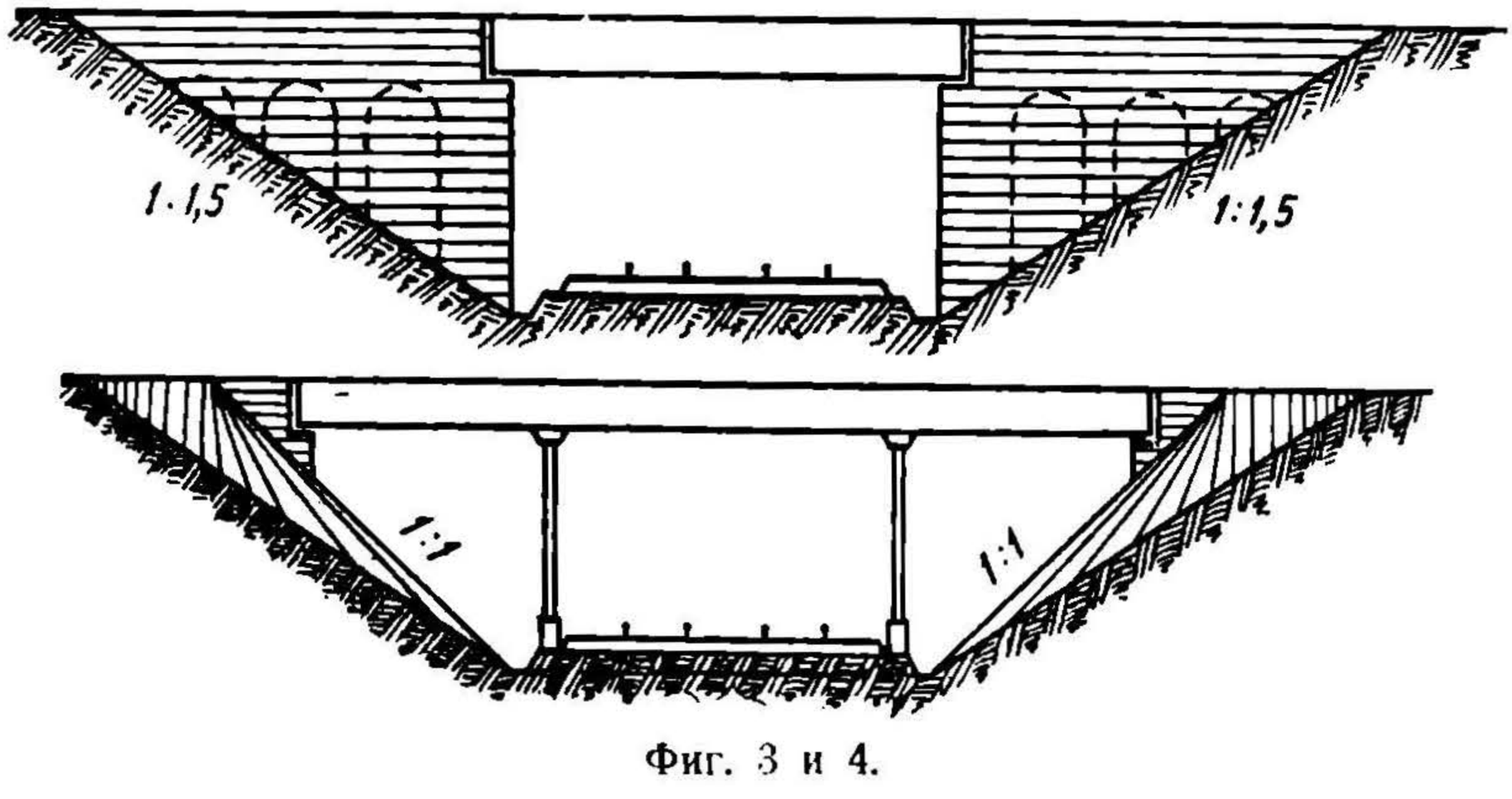
РГБ ДНУКТ

Другой тип путепровода на одной из дорог показан на фиг. 3. Над полуторными откосами выемки расположены каменные устои; отверстие для двух путей перекрыто железными фермами.



Фиг. 2.

Устои получились настолько массивными, что проектировщик принужден был изобразить на их поверхности фальшивые своды, чтобы не смущать зрителей. Очевидно, применение таких устоев не вызывается необходимостью, и они слишком дороги.



Фиг. 3 и 4.

Приходится думать, что такой проект явился как результат применения двух рецептов: 1) чем меньше отверстие, тем дешевле пролетное строение, и 2) при высотах насыпи до 6 — 7 *м* наиболее дешевыми являются устои с обратными стенками. Однако, как видим, два более или менее приемлемых при других обстоятельствах рецепта могут в сумме дать неприемлемое решение. В данном случае увеличение отверстия и применение обсыпных устоев и промежуточных стоек (фиг. 4) дают мост, во всех отношениях лучший и значительно более дешевый.

НТБ ДНУЖТ

В обоих рассмотренных примерах проектировщики подошли к решению задачи слишком механически, не проявив личного творчества.

Можно было бы привести примеры обратные: когда фантазия проектировщика, не сдерживаемая критическим анализом, переходит границы, устанавливаемые экономикой и здравым смыслом.

Таким образом, вообще можно установить, что при составлении схемы моста необходимы: во-первых, проявление свободного творчества; во-вторых, по возможности объективная критическая оценка продукта собственного творчества с точки зрения тех основных требований, которые предъявляются к мосту.

Для начинающих здесь может быть сделано одно общее указание: прежде чем приступать к проектированию, необходимо проштудировать основной курс мостов и проанализировать возможно большее число примеров из практики мостостроительства. По мере нарастания собственного опыта у каждого проектировщика приобретаются известные навыки, определяющие его подход к решению задачи. Они могут быть различны. Например, в излагаемых в настоящем пособии примерах эскизного проектирования при первоначальном выборе схемы моста прежде всего принимается наиболее простое шаблонное решение, которое разрабатывается в виде эскизного проекта. Когда, таким образом, конструкция моста выявляется со всеми своими достоинствами и недостатками, то желание устранить недостатки заставляет подумать об изменении основной схемы и указывает различные пути для этого изменения. Этих путей, вообще говоря, может быть несколько, и следовательно приходится составить еще несколько схем, разработать их эскизно и затем сравнить. Такой путь, при котором первоначальная простейшая и обычная схема заменяется более сложной только по мере необходимости, следует считать наиболее естественным, исходя из предпосылки, что всякая задача решена хорошо тогда, когда решена просто. Но могут быть, разумеется, и другие пути. Некоторые проектировщики исходят, например, из наиболее оригинального (не шаблонного) решения и упрощают его только по необходимости. По моему мнению этот путь более приемлем в области решения сложных мостовых проблем, где мостовая техника переходит в искусство, и по этому пути часто идут большие мастера мостостроительства, давая иногда весьма неожиданные, смелые и изящные решения.

Оба указанные пути, до известной степени противоположные имеют все же один общий признак,— они характеризуются некото, рым, так сказать, поступательным движением: в первом случае — от простейшей схемы к более сложной, во втором — от оригинальной к более простой и обычной. Это поступательное движение от одной исходной схемы сооружения к другой определяется последовательным логическим развитием мысли проектировщика. Однако всякое творчество опирается не только на логику, но и на фантазию. Поэтому в жизни мы встречаемся и с другими методами проектирования мостов, из которых наибольшее значение имеет

ГГТБ ДНУЖТ

концентрический подход к выбору схемы сооружения. Прежде всего намечается большой круг самых разнообразных возможных решений. При первом же сравнении некоторая часть их отпадает, и круг сужается. Оставшиеся схемы разрабатываются более подробно в виде эскизных проектов, затем сравниваются, после чего круг еще сужается, и в результате выбирается одно наиболее рациональное решение.

Такой метод имеет несомненно большое преимущество в широте охвата всех возможных решений данной задачи, и в нем находит обоснование идея устройства конкурсов. Устроитель конкурса мобилизует творческую фантазию нескольких десятков проектировщиков, не надеясь, что один проектировщик, даже исключительно высокой квалификации, может охватить проблему в полном объеме. Обычно конкурс объявляется на эскизный проект. При этом каждый представленный проект по существу является уже результатом отбора, произведенного каждым проектировщиком. Из этих отборных проектов жюри вновь отбирает наилучший. При единоличном проектировании подобный конкурс должен происходить в голове проектировщика, который в то же время является и жюри. Однако в педагогическом отношении этот путь широкого концентрического охвата поставленной задачи, хотя и оправдывающийся жизнью, встречает затруднения в том отношении, что, во-первых, у начинающего проектировщика диапазон творческой фантазии не может быть велик; во-вторых, у него нет достаточных знаний и опыта для критического разбора и оценки отдельных вариантов,—то и другое ему надлежит еще приобрести, и, собственно говоря, самое проектирование является средством для такого приобретения. Поэтому здесь представляется более рациональным указанный выше путь последовательного перехода от простейшей схемы к более сложной, когда логический ход мысли подталкивает фантазию проектировщика к изобретательству и усовершенствованию конструкции и одновременно подводит под нее базу знаний, опыта и здравого смысла.

Когда по тем или иным соображениям намечена схема сооружения, она разрабатывается в виде эскизного проекта; другими словами, основная мысль оформляется в виде определенной конструкции. Здесь воля проектировщика связывается уже теми требованиями, которые вообще предъявляются к мосту. Расположение отдельных частей моста и их размеры определяются условиями прочности, жесткости и устойчивости сооружения, причем должны быть одновременно удовлетворены и требования наименьшей стоимости и наибольших эксплоатационных удобств. Поэтому в процессе оформления задуманной схемы, другими словами — в разработке конструкций, большое значение приобретают данные практики в виде примеров конструкции, эмпирических формул, а также приближенных формул из теории сооружений, позволяющих быстро и достаточно точно наметить основные размеры и расположение частей моста. Опыт проектировки вырабатывает также и известную последовательность разработки проекта. Таким обра-

НТБ ДНУЖТ

эом в этой стадии проектирования весьма полезно для экономии труда и времени ознакомиться на некоторых примерах проектирования с применением эмпирических формул, приближенными способами расчета и т. д.

В процессе перехода от первоначальной общей схемы сооружения к детальному проекту разработка эскиза занимает центральное место. С одной стороны, здесь устраняется некоторая неизбежная отвлеченность первоначально задуманного решения, и оно приобретает конкретные формы, подчиняясь практическим требованиям техники. С другой стороны, здесь внимание проектировщика еще не загружено большим количеством деталей и расчетных операций как при детализировании проекта. Поэтому именно здесь проявляются в своем настоящем соотношении все элементы проектирования, как творческого процесса. В центре внимания стоят первоначальное общее представление о схеме сооружения и те основные требования, которые к нему предъявляются.

Одним из орудий оформления общей схемы в конкретное сооружение является расчет, который дает возможность определить необходимые размеры основных частей сооружения. Вспомогательная и подчиненная, но в то же время и весьма важная роль расчета, как одного из орудий проектирования, здесь выявляется особенно рельефно. Одновременно при эскизном проектировании отступают на задний план и детали конструкций. Сооружение, как целое и общее и как цель проектирования, подчиняет себе детали и частности. Поэтому в педагогическом отношении разработка эскизных проектов имеет особенно большое значение: здесь находят применение самые разносторонние творческие способности учащегося, здесь же лучше всего и изучается курс мостов.

После составления нескольких эскизных вариантов они подвергаются сравнительному анализу с точки зрения тех требований, которые предъявляются ко всякому сооружению.

В отделе „Сравнение вариантов“ по возможности намечены более или менее общепризнанные соображения для суждения о достоинствах и недостатках отдельных вариантов.

Детальное проектирование заключается в подробной разработке конструкции окончательно выбранного варианта и в проверке всех выбранных размеров подробным расчетом на прочность, устойчивость и жесткость. Основные правила конструирования излагаются в курсах мостов и технических условиях проектирования; описывать самый процесс разработки всех деталей конструкций вряд ли возможно и нужно, тем более, что вопросы подбора сечений и назначения основных размеров освещены в эскизном проектировании. Поэтому в отделе детального проектирования даются лишь примеры конструкции и излагается их расчет.

В детальном конструировании расчет занимает весьма большое место. Чтобы не преувеличивать его значения и не отождествлять ошибочно проектирования моста с его расчетом, необходимо выяснить настоящую роль расчета.

Дело сводится к следующему. Все наши знания по сопротивле-

НТБ ДНУЖТ

нию материалов и суждения о прочности сооружений основываются на лабораторных опытах с образцами различных материалов. Но для того, чтобы сравнить прочность большого сооружения с испытанной прочностью небольшого образца материала, например прочность каменного свода с прочностью маленького кубика, необходимо ввести некоторый общий измеритель, не зависящий от размеров образца. Такими измерителями и являются расчетные напряжения. Методы приведения к этому измерителю, т. е. определения напряжений в различных сооружениях и их элементах, излагаются в теории сооружений.

Эта теория, на основе опытов, вносит однако для своих теоретических исследований некоторые упрощающие предположения. Достаточно указать, что основной закон Гука имеет для железа только приблизительное совпадение с данными испытаний и довольно резко расходится с действительностью для других материалов. Прилагая выводы теории сооружений к мостам мы принуждены делать обратный скачок — от теоретических схем к реальному сооружению. Этот длинный путь от лабораторного испытания образца материала до реального большого сооружения, проходимый в сфере теоретических умозаключений, не дает еще гарантии достижения истины и нуждается в опытной проверке достигаемых результатов. Такой проверкой являются практический опыт строительства и экспериментальные обследования работы мостов. Благополучное существование мостов, рассчитанных по правилам теории сооружений, дает возможность судить, что методы теории сооружений приблизительно правильны, а экспериментальные обследования мостов со своей стороны устанавливают пределы этого приближения. Таким образом, в конечном счете при помощи теории сооружений мы имеем возможность одни мосты, вновь строящиеся, сравнивать с другими, уже существующими.

Прежде, до развития теории сооружений, в период непосредственного эмпиризма, такое сравнение производилось непосредственно, вновь строящиеся мосты сохраняли полное подобие существующим, а в случае применения новой системы строилась в уменьшенном масшабе модель, испытание которой давало материал для суждения о прочности будущего моста. Такой способ сильно замедлял развитие мостостроительства. Наоборот, теория сооружений дает полный простор введению новых систем. Действительно, если балка, рассчитанная по правилам теории сооружений, оказывалась достаточно прочной, то это дает известную гарантию благополучного применения и арки, рассчитанной теми же методами. Таким образом, независимо даже от того, вполне или не вполне истинны положения теории сооружений, она все же имеет большое значение как определенный масштаб сравнения одних мостов с другими.

Из этого вытекают следующие выводы.

1. Нормы допускаемых напряжений, устанавливаемые техническими условиями, имеют лишь относительное значение и связаны с методами расчета. Поэтому технические условия предполагают

ГПБ ДНУЖТ

или непосредственно указывают некоторый определенный метод расчета для наиболее обычных систем. Принимая определенные нормы допускаемых напряжений, проектировщик тем самым должен следовать некоторой общепринятой, более или менее шаблонной, схеме расчета. Примеры таких расчетов приводятся в настоящем сборнике. Ознакомление с ними весьма уместно для начинающего проектировщика.

2. Если класть в основу расчета теорию сооружений, то необходимо позаботиться о наиболее правильном ее применении. Теория сооружений для каждого частного случая дает много расчетных формул. Например, каждая балка может быть рассчитана как простая, неразрезная, на упругих опорах и т. д. Необходимо в каждом частном случае выбрать расчетную схему, наилучшим образом соответствующую конструкции. Таким образом, расчет неотделим от конструкции моста в целом: изменяя конструкцию, мы часто должны изменить и расчетную схему. Имеется однако и обратное явление — влияние расчета на конструкцию. В целях наилучшего соответствия расчетной схемы действительности часто соответствующим образом изменяют конструкцию, например: принимая для расчета в каком-либо месте наличие шарнира, осуществляют шарнир и конструктивно. Этим достигается большая определенность работы сооружения.

3. Наиболее простые и испытанные системы имеют преимущество перед сложными и не испытанными и могут быть рассчитаны с большими допускаемыми напряжениями благодаря большой определенности работы. Так, по нормам Цудортранса малые балочные деревянные мостики рассчитываются по повышенным на $20^0/_0$ напряжениям. Чем сложней и новей система, тем с большей тщательностью должен быть произведен расчет ее.

Обращаясь к рассмотрению приведенных в настоящем пособии примеров детального расчета, необходимо сделать следующие замечания. Большая вычислительная работа по расчетам требует определенного порядка в вычислениях и налагает на составителя обязанность по возможности облегчить и сократить эти вычисления. Поэтому в предлагаемых примерах сохранены обычные методы расчета и даны по возможности краткие пути вычислений. Одним из таких путей является расчет по эквивалентным нагрузкам. Несмотря на то, что такой расчет рекомендуется техническими условиями и значительно легче „катания поездов“, он все же не получил еще повсеместного распространения — отчасти в силу трудно изживаемой традиции, отчасти из-за предрассудка, будто расчет по сосредоточенным грузам точнее. В действительности же именно эквивалентная нагрузка является основой норм.

Процесс создания норм расчетных нагрузок заключается в следующем. На основании сведений о существующих поездах, паровозах, автомобилях вычисляются соответствующие им величины эквивалентных нагрузок (обычно как для момента посредине пролета), и строится график с пучком кривых этих нагрузок. На основании соображений о наиболее целесообразной и экономически

НТБ ДНУЖТ

выгодной грузоподъемности, которую следует придать мостам, вычерчивается некоторая результирующая кривая, которая и принимается в качестве расчетной. По этой кривой подбирается соответствующая схема расчетного поезда. Таким образом, первоосновой являются именно эквивалентные нагрузки, а поезд представляет собой лишь иллюстрацию этой кривой.

Применение поезда для расчета целесообразно при малых длинах загружения, когда величина эквивалентной нагрузки очень сильно меняется, а расчет по сосредоточенным грузам не представляет затруднений. Кроме того расчет по сосредоточенным грузам приходится производить иногда при сложных формах линий влияния, для которых не вычислено эквивалентных нагрузок.

Во всех же остальных случаях „катание поездов" явно нецелесообразно. В силу этих причин в расчетах применены сосредоточенные силы только тогда, когда на длине загружения устанавливается один груз и расчет не представляет затруднений. Во всех же остальных случаях расчет произведен по эквивалентным нагрузкам: для треугольных линий — по нормам, а для параболических — по вычисленным автором таблицам.

Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения принимались по последним нормам за исключением двух примеров городских мостов.

Некоторое несоответствие принятых в этих примерах норм последним нормам имеет даже и свою хорошую сторону, а именно: на основании педагогического опыта устанавливается, что при пользовании подобными примерами некоторая часть учащихся не удерживается от соблазна механически заимствовать числовые данные примера, что крайне вредно. Указанное несоответствие норм, не изменяя метода расчета, устраняет возможность злоупотребления числовыми данными.

Эти соображения высказываются для того, чтобы еще раз подчеркнуть, что только сознательное, критическое отношение к предлагаемым примерам может принести пользу читателю, рассматривание же их как образцов, которые следует копировать, совершенно искажает смысл проектирования и конечно не может соответствовать цели, преследуемой настоящим пособием.

НТБ ДНУЖТ

ОТДЕЛ I
ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ

ГЛАВА ПЕРВАЯ
ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 1. Эскизный проект деревянного моста малого отверстия

1. Первый вариант. Балочный мост. Мост на автогужевой дороге через суходол. Нагрузка по нормам Цудортранса—Н6. Ширина проезда между колесоотбойными брусьями равна 5,5 *м*, предохранительных полосок — по 0,5 *м*, вся ширина между перилами — 6,5 *м*. Грунт допускает забивку свай. Высота насыпи — 5 *м*. Горизонт паводковых вод — 1,5 *м*. Отверстие моста по горизонту высоких вод — 12 *м*.

В качестве первого варианта рассмотрим балочный мост на свайных опорах. Наносим на чертеж местные данные, считая, что русло спланировано и насыпь оканчивается конусами с полуторными откосами, которые можно не мостить (фиг. 5). Первым вопросом является разбивка на пролеты. Придерживаясь общего правила, что стоимость опор должна приблизительно равняться стоимости прогонов, полагаем, что пролеты при данной высоте насыпи следует принять около 5 *м*.

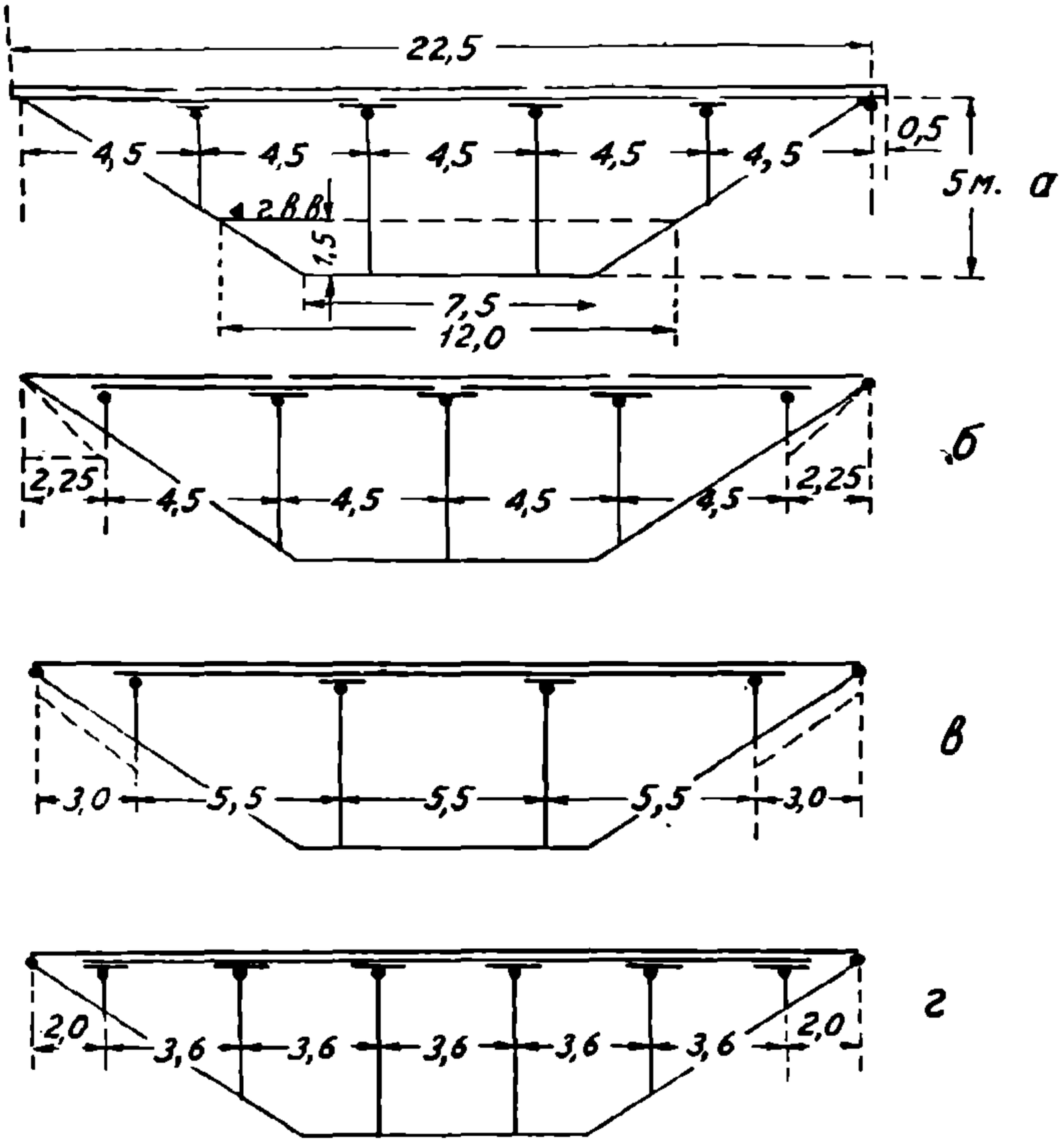
При длине моста по верху 22,5 *м* можно разбить ее на равные пролеты по 4,5 *м* (фиг. 5-*а*). Эта схема в общем приемлема, но, по нашему мнению, имеет тот недостаток, что продольная жесткость моста недостаточно обеспечена, а именно: мост заканчивается в насыпи одним рядом свай, которые во время постройки при трамбовании насыпи могут отклониться, а во время эксплоатации при тяжелом движении с большими скоростями не могут полностью воспринимать горизонтальных толчков. Для устранения этого недостатка можно видоизменить разбивку, прибавив один ряд свай (фиг. 5-*б*) и расположив по концам моста уменьшенные пролеты по 2,25 *м*. Связав подкосами и схватками сближенные ряды свай, мы создадим жесткие устои, хорошо закрепляющие концы моста в насыпи. Уменьшенные пролеты можно перекрыть одиночными прогонами.

Увеличивая пролеты до 5,5 *м*, можно число опор уменьшить на одну (фиг. 5-*в*). При этом толщина прогонов получится больше. И обратно: если уменьшать толщину прогонов, можно принять величину пролетов по 3,6 *м* (фиг. 5-*г*), причем число опор увеличится на одну.

Для сравнения приведенных схем и выбора одной из них подсчитаем ориентировочно количество лесного материала. Объем материала в проезжей части можно считать одинаковым во всех

НТБ ДНУЖТ

вариантах независимо от разбивки на пролеты. Точно так же объем и стоимость каждой опоры во всех вариантах одинаковы, разнится только их число. Вопрос состоит следовательно в том, покроет ли экономия в прогонах при уменьшении пролетов стоимость одной лишней опоры. Для определения размера прогонов необходимо знать их число и нагрузку, передающуюся на них. Число прогонов в поперечном сечении моста мы установим в дальнейшем, а для сравнения схем можно исходить из обычных кон-



Фиг. 5.

струкций. При ширине проезда в 5,5 *м* можно принять четыре прогона (фиг. 6-*б*) с расстоянием между ними около 1,7—1,8 *м*, которое мы в дальнейшем установим более точно. При обычной конструкции проезжей части из двойного досчатого настила, уложенного по поперечинам, объем дерева в пролетном строении может быть принят по существующим образцам для пролета около 5 *м*, при нагрузке автомобилем в 8 *т*, приблизительно равным 0,35 $м^3$ на 1 $м^2$ полотна. Если расстояние между осями прогонов 1,7 *м*, то на 1 *пог. м* прогона приходится постоянная нагрузка:

$$p = 750 \cdot 0{,}35 \cdot 1{,}7 = 445 \text{ кг/пог. м.}$$

Контрольный экземпляр РАСПРОСТРАНЯТЬ ЗАПРЕЩАЕТСЯ
ДИИТ БИБЛИОТЕКА
НТБ ДНУЖТ

Временную нагрузку принимаем в виде тяжелого грузовика по схеме Н6 весом 7,8 *т*. При расстоянии между прогонами в 1,7 *м* можно принять, что на прогон передается целиком давление заднего колеса в 2,85 *т*.

Тогда для пролета в 3,6 *м* наибольший изгибающий момент в прогоне:

$$M = \frac{pl^2}{8} + \frac{Pl}{4} = \frac{445 \cdot 3{,}6^2}{8} + \frac{2\,850 \cdot 3{,}6}{4} = 720 + 2\,560 = 3\,280 \ кгм.$$

Необходимый момент сопротивления прогона:

$$W \geqslant \frac{M}{R} = \frac{3\,280 \cdot 100}{94} = 3\,490 \ см^3.$$

Здесь $R = 94$ *кг/см²* — допускаемое напряжение на изгиб полусухой сосны второго сорта.

Назначаем прогон из двух бревен диаметром 26 *см* (для одного бревна $W = 1722$ *см³*).

Объем одного прогона на длине моста 22,5 *м*:

$$v = 22{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}0531 = 2{,}39 \ м^3 *.$$

При пролете 4,5 *м*:

$$M = \frac{445 \cdot 4{,}5^2}{8} + \frac{2\,850 \cdot 4{,}5}{4} = 1125 + 3\,200 = 4\,325 \ кгм;$$

$$W = \frac{4\,325 \cdot 100}{94} = 4\,610 \ см^3.$$

Принимаем два бревна диаметром по 29 *см*.

Объем прогона

$$v = 22{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}066 = 2{,}99 \ м^3.$$

При пролете 5,5 *м*:

$$M = \frac{445 \cdot 5{,}5^2}{8} + \frac{2\,850 \cdot 5{,}5}{4} = 1680 + 3\,920 = 5\,600 \ кгм;$$

$$W \geqslant \frac{5\,600 \cdot 10}{94} = 5\,960 \ см^3.$$

Получаются два бревна диаметром по 32 *см* ($2W_{32} = 6\,432$ *см²*):

$$v = 22{,}5 \cdot 2 \cdot 0{,}0804 = 3{,}62 \ м^3.$$

Сравнивая рассмотренные случаи, видим, что сокращение одной опоры увеличивает объем каждого прогона на 0,6 *м³*. Но в каждой опоре одному прогону соответствует одна свая. Если принять диаметр ее в 26 *см* и глубину забивки от 3 до 4 *м*, то объем ее будет для данного случая примерно равен:

$$8 \cdot 0{,}0531 = 0{,}426 \ м^3.$$

Прибавляя 25% на схватки, получим объем опоры, приходящийся на один прогон, — 0,533 *м³*.

Таким образом, в отношении объема дерева выгодней уменьшать пролеты. Но в сваях прибавляется еще стоимость забивки.

---

* Здесь 0,0531 *м²* — площадь сечения прогона $d = 26$ *см*

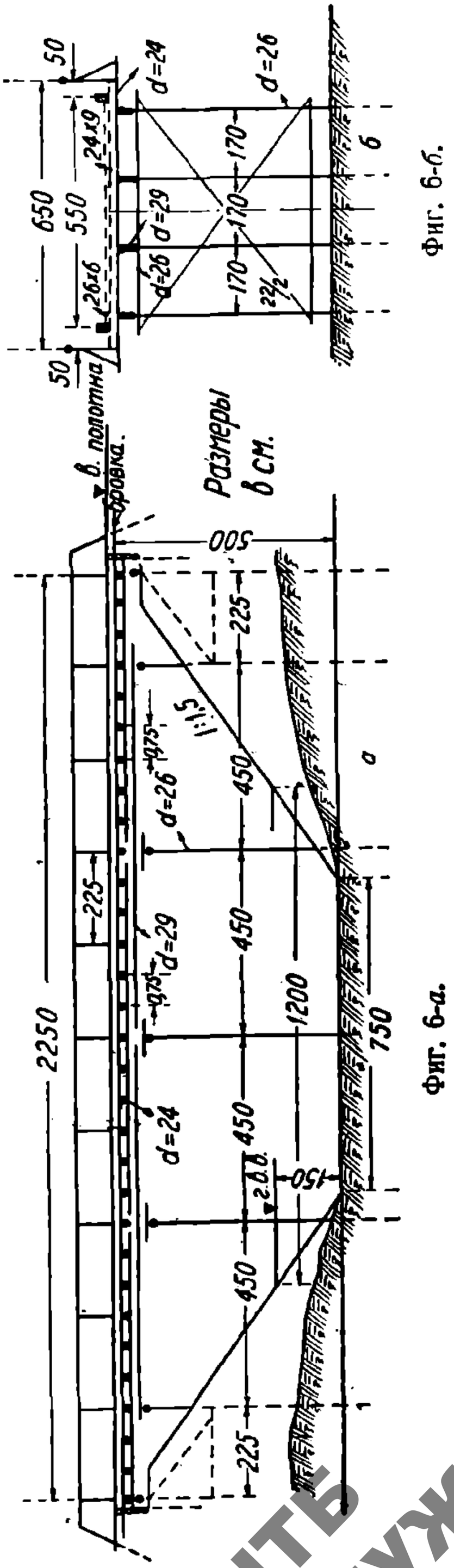
НТБ ДНУЖТ

Если, например, принять стоимость дерева в деле 40 руб./$м^3$, а стоимость забивки одной сваи (без стоимости самой сваи) в 8 руб., то это эквивалентно добавке объема в 0,20 $м^3$, т. е. уменьшение пролетов становится уже невыгодным. Таким образом, вопрос решается в каждом частном случае в зависимости от стоимости забивки сваи, т. е. от грунта, оборудования и пр. В общем можно сказать, что существенной разницы между приведенными вариантами нет.

Для дальнейшего рассмотрения примем вариант с пролетами по 4,5 *м* (фиг. 5-*б*), исходя из тех соображений, что при больших пролетах для прогонов требуются крупные сорта леса (32 *см*), а малые пролеты больше стесняют течение воды, хотя мост при этом, вообще говоря, получается несколько жестче. Принятая схема требует некоторого уточнения.

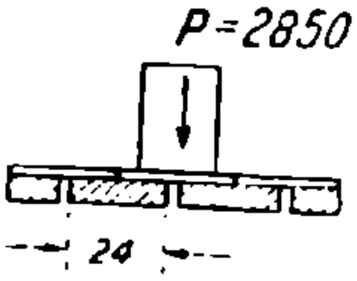
Три опоры попадают в живое сечение потока. При толщине каждой опоры в 26 *см* они уменьшают на 78 *см* расчетную длину отверстия в 12 *м*, т. е. стесняют живое течение потока на 6,5%. Если считать такое стеснение недопустимым, то придется увеличить длину моста на 78 *см* и принять средние пролеты по 4,65 *м*. Однако это в данном случае несущественно, ибо опоры все-таки состоят из отдельных стоек, а не из сплошных стенок во всю ширину поперек моста.

С другой стороны, необходимо более точно учесть давление автомобиля на прогон, имея в виду, что, с одной стороны, благодаря жесткости поперечины не все давление колеса, стоящего над прогоном, передается ему, а с другой стороны, — в зависимости от расстояний между прогонами может передаться часть давления и от другого колеса. Все эти уточнения могут быть сделаны при дальнейшем детальном расчете и конструировании, и если толщину бревен придется увеличить до 30 *см* или уменьшить до 28 *см*, это не меняет общей схемы.



НТБ ДНУЖТ

Следующим вопросом является назначение числа прогонов и расстояний между ними в поперечном сечении моста. Это зависит от ширины моста и конструкции проезжей части. Назначаем на чертеже поперечного разреза габарит моста (фиг. 6-*б*). Конструкцию проезжей части примем по типовым чертежам Цудортранса, т. е. двойной деревянный настил по поперечинам из круглых бревен. Доски верхнего настила назначаем размерами 26 × 6 *см*. Толщина нижнего настила определяется по условиям прочности доски на изгиб. Принимаем ширину доски в 24 *см*, считая, что они уложены с зазорами по 2 *см*. Толщина доски связана с расстоянием между поперечинами: чем больше это расстояние, тем толще должна быть доска. Благодаря распределяющему действию верхнего настила считаем, что на одну доску нижнего настила передается половина давления заднего колеса автомобиля (фиг. 7). Тогда наибольший изгибающий момент для доски и необходимый момент сопротивления доски:



Фиг. 7.

$$M = \frac{2\,850}{2} \cdot \frac{a}{4} = 356\ a;$$

$$W = \frac{356}{94}\,a = \frac{24 \cdot h^2}{6}.$$

Здесь: a — расчетный пролет доски, равный расстоянию между поперечинами, h — толщина доски.

Задаваясь различными толщинами досок при одной и той же ширине — 24 *см*, получаем наибольшие допустимые расстояния между поперечинами по формуле: $a = 1{,}05\ h^2$.

Толщина доски (*см*)	6	7	8	9	10	13
Допустимый пролет (*см*)	38	51	66	85	105	177

Из этой таблицы видим, что увеличение толщины настила на 1 *см* позволяет заметно увеличить расстояние между поперечинами, сократив их число. Очевидно, что чем дороже каждая поперечина, тем меньше должно быть общее количество их, т. е. толще настил. В то же время желательно, чтобы расстояние между поперечинами укладывалось целое число раз в пролете: этим облегчаются выполнение и сборка конструкции. Придерживаясь обычных размеров досок — от 6 до 9 *см*, в данном случае можно принять расстояние в 37,5 *см*, 50 *см* или 75 *см*. Первый размер, надо думать, будет не выгоден, а для выбора между последними надо знать сечение поперечины с тем, чтобы достигнуть возможного минимума объема дерева по всей проезжей части.

Толщина поперечины зависит от расстояний между осями прогонов. Здесь приходится решать ту же задачу: уменьшая толщину поперечин, мы увеличиваем число прогонов, и наоборот. Необходимо найти наиболее экономное решение, считаясь в то же время с удобствами конструкции.

Для суждения о толщине поперечин установим, какой пролет может выдержать бревно данной толщины при нагрузке в виде

НГБ ДНУЖТ

давления заднего колеса автомобиля в 2,85 *т*. Постоянной нагрузкой на поперечину в виду малого значения ее можно пренебречь Наибольший изгибающий момент:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{2850}{4} l = 712{,}5l\text{-}кгсм.$$

Сечение бревна определится по условию прочности:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leqslant R.$$

Здесь $R = 94$ *кг/см*^{2} — допускаемое напряжение от изгиба сосны второго сорта полусухой [1].

Задаваясь диаметром бревна, получим наибольшие величины пролетов, которые можно этим бревном перекрыть при данной нагрузке, из условия:

$$94W = 712{,}5l,$$

или:

$$l = \frac{W}{7{,}58}.$$

Пользуясь таблицей для моментов сопротивления бревен (см отд. V, § 112, табл. 107), получим соответствующие величины пролетов в *см*, указанные в таблице 1.

Таблица 1

Наибольшие величины пролетов, перекрываемых бревном данной толщины при нагрузке одним грузом в 2 850 *кг*

Диаметр бревна *см*	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
Допустимый пролет *см* . .	103	122	137	157	178	201	227	254	280	315	344	385	418	464	502

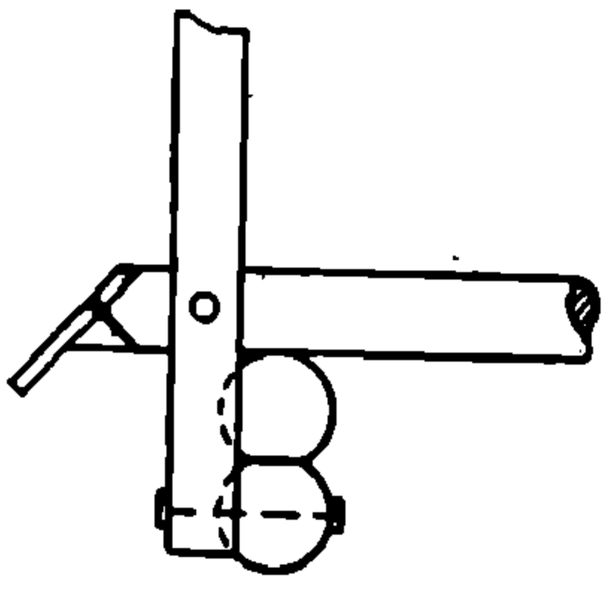
Число прогонов определяет собой число коренных свай и конструкцию опоры. Поэтому первую разбивку сделаем, сообразуясь с чисто конструктивными условиями, имея в виду в то же время что толщина поперечин может быть намечена по таблице 1, так как нагрузка на поперечину состоит из того же заднего колеса автомобиля.

Наметим сначала положение крайних прогонов и тем самым места свай. Чем больше раздвинем их, тем устойчивее будет мост в поперечном направлении. В технических условиях существует правило, что если высота опор меньше или равна расстояник между крайними сваями, то опоры можно устраивать без укосин Поэтому иногда бывает выгоднее раздвинуть возможно больше крайние сваи и обойтись без укосин, чем сдвинуть их и применять укосины. В данном случае, при высоте моста в 5 *м*, можно обойтись без укосин, если даже расстояние между крайними сваями

[1] По Т. У. 1933 г. для простых балочных мостов разрешается повышать напряжение на 20%.

НТБ ДНУЖТ

сделать значительно меньше ширины моста, например 5,1 *м*. С другой стороны, чем дальше крайний прогон спрятан под мост, тем лучше защищен он от бокового дождя и лучше использован в работе на временную нагрузку. В конструктивном отношении расположение крайнего прогона около перил дает удобный способ прикрепления стоек (фиг. 8), позволяя обойтись без подкосиков. Для защиты от дождя можно применить сливную доску. Считаясь со всеми указанными обстоятельствами, в данном случае можно наметить следующие комбинации.



Фиг. 8.

1. Расстояние между крайними прогонами принимаем в 5,1 *м* (фиг. 6-*б*). При этом поперечины будут иметь свесы для поддержания предохранительной полоски и перил с подкосами около 1,5 *м*. Так как на эту консоль не может попасть колесо автомобиля, то выпускать на всю длину можно каждую вторую или третью поперечину. Разбиваем расстояние 5,1 *м* на три части по 1,7 *м*. Тогда получаем четыре прогона (и коренных сваи) и поперечины, толщиной по таблице 1 в 24 *см*, длиной по 7,5 *м*. Подсчитаем объем леса в прогонах, сваях, поперечинах и нижнем настиле на 1 *пог. м* моста в двух предположениях — при расстоянии между поперечинами: а) 0,5 *м* и б) 0,75 *м*.

а) Объем прогонов $4 \cdot 2 \cdot 0{,}0660 = 0{,}528$ *м*³

Объем свай на 1 *пог. м* $\frac{4 \cdot 8 \cdot 0{,}0531}{4{,}5} = 0{,}378$ „

Объем поперечин . $2 \cdot 7{,}50 \cdot 0{,}0452 = 0{,}678$ „

Объем нижнего настила . $\frac{24}{26} \cdot 6{,}5 \cdot 0{,}07 = 0{,}420$ „

Итого 2,004 *м*³

б) Объем прогонов и свай тот же 0,903 *м*³

Объем поперечин . $\frac{1}{0{,}75} \cdot 7{,}5 \cdot 0{,}0452 = 0{,}452$ „

Объем настила $\frac{24}{26} \cdot 6{,}5 \cdot 0{,}09 = 0{,}541$ „

Итого 1,899 *м*³

Из сравнения объема дерева устанавливаем, что расстояние между поперечиными в 0,75 *м* является более выгодным, чем 0,50 *м*. Правда, во втором случае получается больше пиломатериала, более дорогого чем бревна. Но если, например, принять, что доски на 30% дороже, и соответственно условно увеличить их объем, то все же получаем во втором случае 2,079 *м*³, а в первом — 2,144 *м*³. Следует заметить, что при более выгодном решении объем настила приближается к объему поперечин.

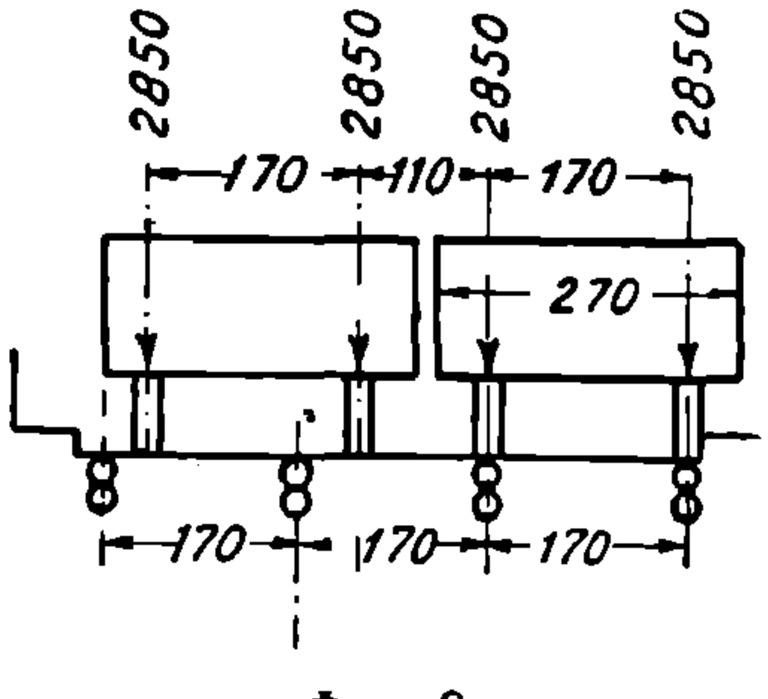
2. Расположим крайние прогоны непосредственно у перил с внутренней стороны на расстоянии друг от друга в 6,3 *м*. Сохраняя четыре прогона, получаем расстояние между ними по 2,1 *м*. Толщина поперечин получается при этом 26 *см*, а длину можно считать

ЦТБ ДГУЖТ

в 7 *м* в виду отсутствия подкосов у перильных стоек. Поперечины здесь более дороги, чем в первом случае, следовательно расстояние между ними в 0,75 *м* будет более выгодным. Объем настила не изменится по сравнению со случаем пункта 1„б" Объем поперечины: $\frac{1}{0,75} \cdot 7 \cdot 0,0531 = 0,496$ *м*³, т. е. больше чем в случае п. 1 „б".

Объем прогонов должен здесь получиться также несколько бо́льшим, так как при расстоянии между прогонами в 2,1 *м* на каждый прогон передается часть давления и второго колеса автомобиля. Итак второе расположение менее выгодно, хотя разница и не велика.

3. Рассмотрим наконец случай пяти прогонов при расстоянии между крайними в 6,4 *м* и между соседними — по 1,6 *м*. Толщина поперечин по таблице 1 может быть принята в 23 *см*. При расстоянии между ними в 0,5 *м* объем: $7 \times 2 \times 0,0415 = 0,581$ *м*³, а при расстоянии в 0,75 *м* объем будет равен 0,387 *м*³, что составляет вместе с настилом в первом случае 1,001 *м*³, а во втором 0,928 *м*³. Если учесть по предыдущему большую стоимость досок, то оба варианта будут почти равноценны. Принимая расстояние между поперечинами в 0,75 *м*, получим экономию в проезжей части по сравнению со случаем п. 1 „б" в 0,065 *м*³. Но, прибавляя лишний прогон, мы увеличиваем кубатуру на 0,180 *м*³.



Фиг. 9.

На основании всех произведенных подсчетов принимаем, как наивыгоднейшее, решение: четыре прогона с расстоянием между осями по 1,7 *м*, расстояние между поперечинами —0,75 *м*, толщину настила (нижнего) —9 *см* (фиг. 6-*б*).

Таким образом, в общем конструкция моста достаточно выяснена. Дальнейшая разработка относится уже к детальному проектированию. Но, имея в виду, что в дальнейших примерах мы не будем рассматривать балочных мостов, приведем здесь расчет прогонов и свай с целью устранения тех неточностей, которые были неизбежны при эскизной разработке схемы сооружения.

Расчет проезжей части здесь опускаем, потому что он приведен в примере втором — ригельного моста; ограничимся расчетом прогонов.

В наиболее невыгодном положении оказывается средний прогон. При расположении заднего колеса одного автомобиля над ним колесо другого автомобиля находится на расстоянии 1,1 *м* (фиг. 9). Определим давление на прогон, учитывая упругую работу поперечины. Груз, расположенный над прогоном, благодаря жесткости поперечины передается на него только частично: часть передается на соседние прогоны (фиг. 10).

Сумма давлений на средний прогон X и на крайние Y равна данной силе P:

$$X + 2Y = P. \qquad (1)$$

НТБ ДНУЖТ

Прогиб среднего прогона, если сила X приложена посредине его пролета, равен:

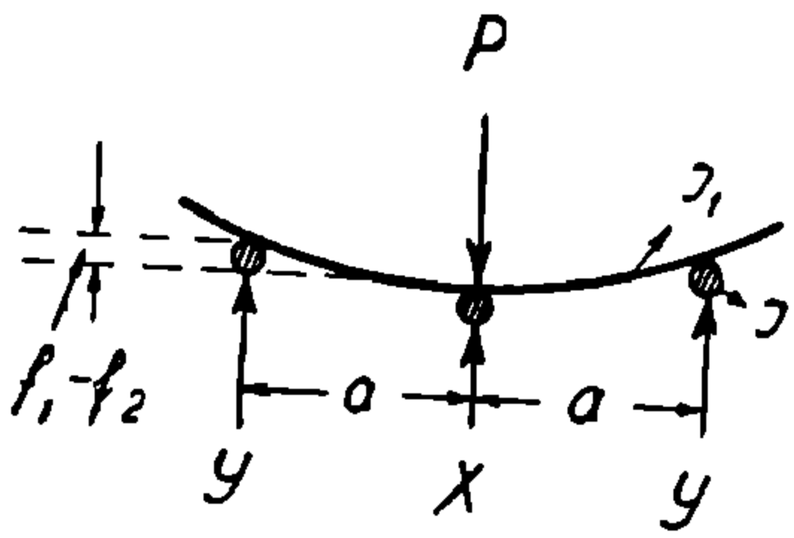
$$f_1 = \frac{Xl^3}{48EJ}.$$

То же крайних:

$$f_2 = \frac{Yl^3}{48EJ}.$$

Здесь: J — момент инерции прогона, l — пролет.

Разность этих прогибов равна разности прогибов поперечин над средним и соседними прогонами. По закону симметрии среднее сечение поперечины не повернется, следовательно деформацию ее на половине длины можно рассматривать как прогиб балки пролетом a, заделанной одним концом и нагруженной на другом конце силой Y. Тогда:



Фиг. 10.

$$f_1 - f_2 = (X - Y)\frac{l^3}{48EJ} = \frac{Ya^3}{3J_1E}.$$

Здесь: J_1 — момент инерции поперечины, a — расстояние между прогонами.

Из этих двух уравнений получаем выражение для давления на средний прогон:

$$X = \frac{P(1+2k)}{3+2k},$$

где

$$k = 8\frac{a^3}{l^3}\cdot\frac{J}{J_1}.$$

Подставляя для данного случая численные величины, имеем:

$$2k = 16\cdot\frac{\overline{170}^3}{\overline{450}^3}\cdot\frac{2\cdot 34\,700}{16\,286} = 3{,}83;$$

$$X = \frac{4{,}83}{6{,}83}P = 0{,}71P.$$

Замечание. Если величина k получается больше 0,33, то давление передается на 3 прогона, и давление на средний прогон вычисляется по указанной выше формуле. Если величина $k < 0{,}33$, но больше 0,055, то давление распределяется на 5 прогонов, при чем давление на средний прогон

$$P_1 = \frac{1+18k+7k^2}{5+34k+7k^2}P;$$

на каждый из двух следующих

$$P_2 = \frac{1+11k}{5+34k+7k^2}P$$

и на каждый из крайних

$$P_3 = \frac{1-3k}{5+34k+7k^2}.$$

НТБ ДНУЖТ

При $k < 0{,}55$ давление передается на 7 прогонов:

на средний: $$P_1 = \frac{1 + 72k + 131k^2 + 26k^3}{D};$$

второй: $$P_2 = \frac{1 + 57k + 46k^2}{D}$$

„ третий: $$P_3 = \frac{1 + 23k + 18k^2}{D};$$

„ четвертый: $$P_4 = \frac{1 - 18k + 3k^2}{D}.$$

Здесь

$$D = 7 + 196k + 193k^2 + 26k^3.$$

Итак от груза P, стоящего над прогоном, передается 0,71 P.

Давление от второго груза можно считать распределяющимся между прогонами как в простой балке, т. е. на средний прогон передается давление:

$$\frac{1{,}7 - 1{,}1}{1.7} P = 0{,}35\ P.$$

Суммарное давление на средний прогон от двух грузов:

$$(0{,}71 + 0{,}35)\ P = 1{,}06\ P = 3\,020\ кг.$$

Наибольший изгибающий момент посредине пролета:

$$M_k = \frac{3\,020 \cdot 4{,}50}{4} = 3\,400\ кгм.$$

Постоянная нагрузка на 1 *пог. м* прогона от верхнего настила толщиной в 5 *см* равна 0,05 1,7 750 = 64 *кг/пог. м* (здесь 750 *кг/м*[3] — объемный вес сосны, 1,7 *м* — расстояние между прогонами) .

Вес нижнего настила, поперечин и прогонов по предыдущим подсчетам для одного прогона:

$$\frac{0{,}541 + 0{,}452 + 0{,}528}{4}\ 750 = 286\ кг/пог.\ м.$$

Итого постоянная нагрузка 350 *кг/пог. м.*

Наибольший изгибающий момент посредине пролета:

$$\frac{350 \cdot 4{,}5^2}{8} = 885\ кгм.$$

Полный изгибающий момент:

$$3\,400 + 885 = 4\,285\ кгм.$$

Сечение прогона состоит из двух бревен диаметром 29 *см*, со стесанными горбылями на ширину $\frac{d}{3}$. Момент сопротивления двух бревен:

$$2w = 2 \cdot 0{,}095\ d^3 = 2 \cdot 0{,}095 \cdot 29^3 = 4\,630\ см^3.$$

[1] По нормам 1933 г. объемный вес сосны принимается 600 *кг/м*[3].

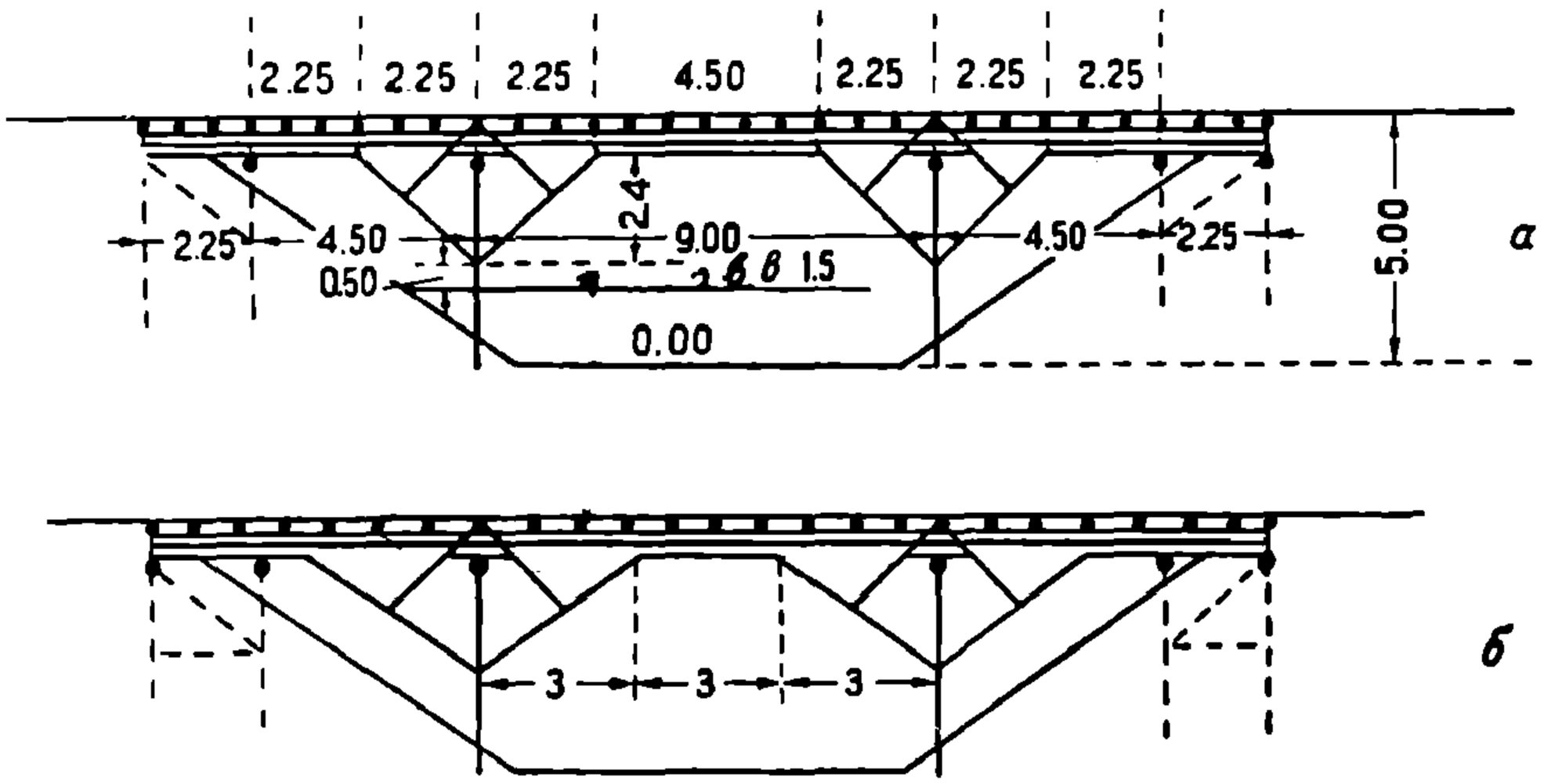
НТБ ДНУЖТ

Ослабление среднего прогона болтом можно не считать, так как поперечины к средним прогонам не прикрепляются, а связующие болты можно не ставить, если хорошо закрепить прогоны над опорами при помощи связей.

Расчетное напряжение:

$$\sigma = \frac{4\,285 \cdot 100}{4630} = 92\ кг/см^2 < 94.$$

2. Второй вариант. Подкосно-ригельный мост. Смысл применения подкосно-ригельной системы взамен балочной может заключаться в том, чтобы упразднить одну из опор (среднюю). Это может дать экономию в стоимости моста и увеличить просвет под мостом.



Фиг. 11.

Рассматривая различную разбивку пролетов в схемах балочного моста (фиг. 5), устанавливаем, что для ригельной системы наиболее удобно применить средний пролет в 9 *м*, а крайние — по 4,5 *м* (фиг. 11).

Конструкцию проезжей части, а также и число прогонов можно оставить такими же, как в балочном варианте, так что вопрос сведется к выбору основных размеров ригельной системы, каковыми являются угол наклона раскосов и длина ригеля, а также к определению размеров прогонов и подкосов.

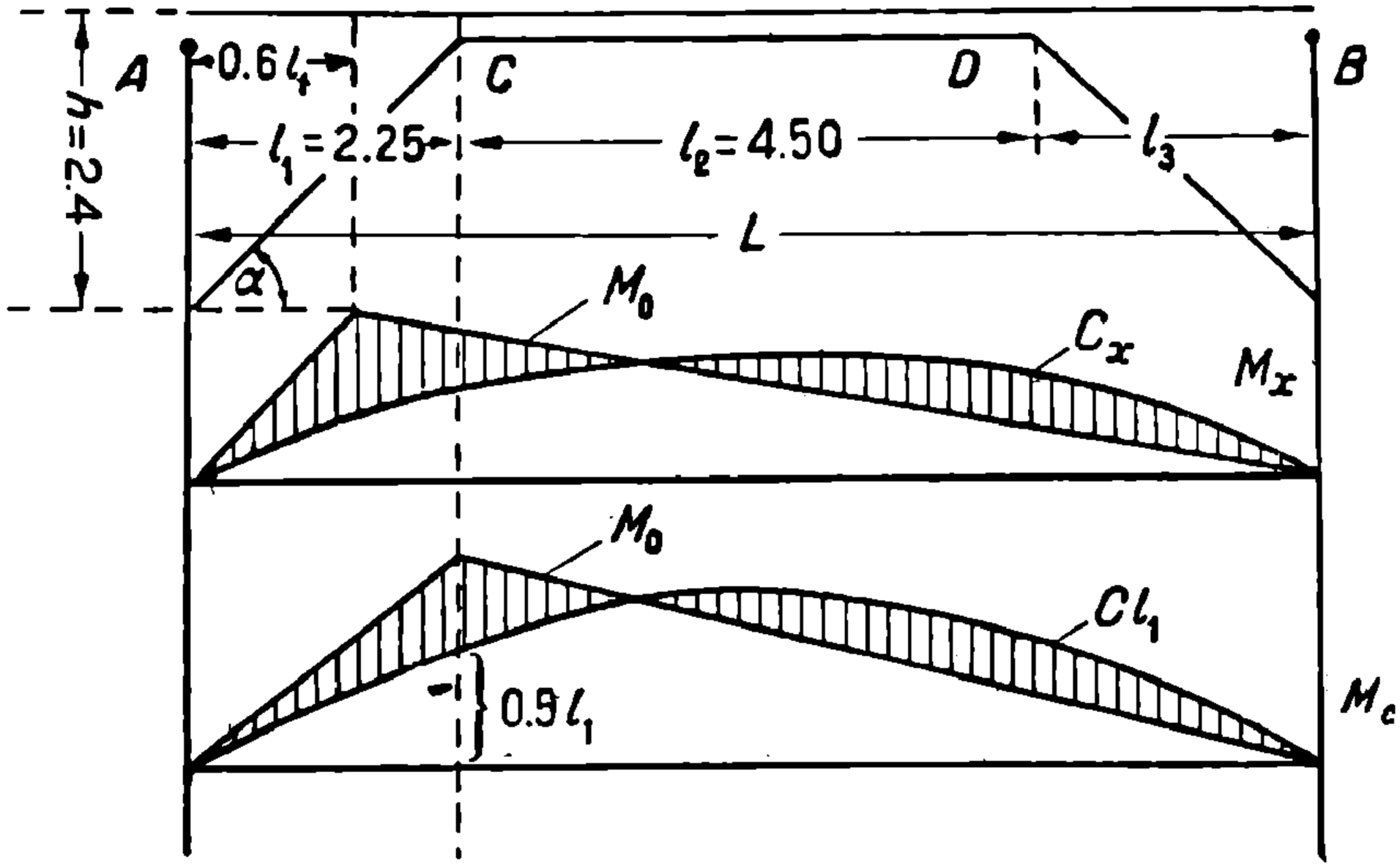
Для определения геометрического очертания системы выясним положение ригеля по высоте и возможное опускание пят подкосов. Отметка верха полотна дороги по оси должна быть выше бровки насыпи на 15 *см*, благодаря поперечным уклонам полотна и обочин.

Следовательно верх полотна на мосту имеет условную отметку — 5,15 *м*. Вычитая отсюда толщину двойного настила 15 *см*, оконтованных поперечин 22 *см*, прогонов (приблизительно) 25 *см* и половину толщины ригеля (тоже приблизительно) 13 *см*, получим отметку оси ригеля 4,4 *м*.

РГБ ДНИЖТ

Центр нижней пяты подкоса можно расположить выше горизонта высокой воды на 0,5 *м*, т. е. на отметке 2 *м*. Таким образом, вертикальная проекция длины подкоса может быть принята в 2,4 *м*. Горизонтальную проекцию подкоса, т. е. длину первой панели ригельного пролета, можно назначить, считаясь с масштабом разбивки поперечин через 0,75 *м*, равной или 2,25 *м*, или 3 *м*.

В первом случае получим отношение трех панелей 1 : 2 : 1 и угол раскоса с горизонтом около 47°, а во втором отношение 1 : 1 : 1 и угол раскоса с горизонтом около 39° (фиг. 11-*а*, *б*).



Фиг. 12.

Первая система (фиг. 11-*а*) как будто лучше во всех отношениях: меньше распор, а следовательно и изгиб опор, меньше угол наклона раскосов к горизонту и общий вид моста красивей. Однако, не останавливаясь пока на ней окончательно, произведем подсчет толщин элементов в обеих схемах[1].

Первая схема:

$$l_1 : l_2 : l_1 = 1 : 2 : 1 = 2{,}25 : 4{,}50 : 2{,}25 \ м.$$

Опасным сечением для прогона является сечение в первом участке l_1 на расстоянии от левой опоры 0,6 l_1 (фиг. 12).

Изгибающий момент для первого участка определяется по формуле:

$$M = M_0 - Cx.$$

Здесь: M_0 — изгибающий момент в простой балке пролетом $L = 9$ *м*; C — давление на среднюю опору; x — расстояние сечения от левой опоры.

[1] Способ расчета ригельно-подкосных мостов см.: Н. М. Митропольский — „Мосты", ч. 1, § 9, изд. 1931 г.

НТБ ДНУЖТ

Постоянную нагрузку на прогон можно принять как и в балочном мосту:

$$p = 350 \text{ кг/пог. м.}$$

Тогда для сечения на расстоянии от левой опоры $x = 0{,}6 \cdot 2{,}25 = 1{,}35$ *м* от постоянной нагрузки:

$$M_0 = \frac{p}{2} \cdot (L - x) = \frac{350}{2} \cdot 1{,}35 \cdot (9 - 1{,}35) = 1\,820 \text{ кгм.}$$

Давление на узел C от постоянной нагрузки определяется по формуле:

$$C = \left[\frac{1+m}{2} + \frac{1+m^3}{4(2+3m)}\right] l_1 p.$$

Здесь $m = l_2 : l_1$ — отношение среднего участка к крайнему, в данном случае: $m = 2$;

$$C = \left[\frac{1+2}{2} + \frac{1+8}{4(2+6)}\right] l_1 p = 1{,}78\, l_1 p.$$

Таким образом:

$$C = 1{,}78 \cdot 2{,}25 \cdot 350 = 1\,400 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент в прогоне от постоянной нагрузки:

$$M = 1\,820 - 1\,440 \cdot 1{,}35 = -71 \text{ кгм.}$$

Временную нагрузку принимаем в виде давления заднего колеса автомобиля $P = 2\,850$ *кг*, передающегося на прогон целиком. По виду линии влияния устанавливаем (фиг. 12), что наибольший момент от груза будет при расположении груза над сечением. Переднее колесо вне пролета. Определяется момент по той же формуле:

$$M = M_0 - Cx.$$

Примечание. Передачу на прогон давления одного колеса полностью можно считать правильной, имея в виду упругое распределение поперечинами, так как в ригельной системе прогоны прогибаются не меньше чем в балочной. Если не учитывать упругого распределения, то на прогон передается давление 1,35 P (см. расчет прогона в § 1).

Ордината линии влияния M_0 равна:

$$\frac{x\ (L-x)}{L} = \frac{0{,}6 l_1 [(2+m) - 0{,}6]}{2+m}.$$

То же для Cx (см. „Мосты“, ч. 1, § 9):

$$\frac{0{,}6m + 0{,}528}{2m + 1{,}33} \cdot 0{,}6\, l_1.$$

Таким образом, полная ордината линии M в данном сечении $x = 0{,}6\, l_1$:

$$y = \left(\frac{m+1{,}4}{2+m} - \frac{0{,}6m + 0{,}528}{2m+1{,}33}\right) 0{,}6\, l_1;$$

или для $m = 2$:

$$y = \left(\frac{2+1{,}4}{2+2} - \frac{0{,}6 \cdot 2 + 0{,}528}{2 \cdot 2 + 1{,}33}\right) 0{,}6\, l_1 = 0{,}316\, l_1.$$

НТБ ДНУЖТ

Момент от временной нагрузки:

$$M_k = 2\,850 \cdot 0{,}316 \cdot 2{,}25 = 2\,030 \ кгм.$$

Полный изгибающий момент:

$$\max M = 2\,030 - 71 = 1959 \ кгм.$$

Необходимый момент сопротивления:

$$W = \frac{1\,959 \cdot 100}{94} = 2\,030 \ см^3.$$

Принимаем одно бревно диаметром 28 *см* с моментом сопротивления 2 155 $см^3$.

Для подбора сечения подкоса определяем наибольшее давление на узел C. По предыдущему площадь линии влияния C при $m = 2$ равна 1,78 l_1.

Постоянная нагрузка: $p = 350 \ кг/м$.

Временную нагрузку возьмем по эквивалентным нагрузкам (см. отд. V, § 108, табл. 92). Табличные значения определены для ряда автомобилей по схеме Н10. В данном случае мы имеем нагрузку Н6, т. е. 60% от Н10; кроме того на каждый прогон передается давление только одного колеса, следовательно табличные значения надо умножать на коэфициент 0,30. Таким образом, при длине загружения в 9 *м* получаем из таблицы эквивалентную нагрузку:

$$k = 0{,}30 \quad 1{,}78 = 0{,}535 \ т/м = 535 \ кг/м.$$

Следовательно давление в узле C от полной нагрузки:

$$C = (p + k) \ 1{,}78 \, l_1 = (350 + 535) \cdot 1{,}78 \cdot 2{,}25 = 3\,540 \ кг.$$

Усилие в подкосе S определяется разложением узлового давления (фиг. 12) на направления подкоса и ригеля:

$$S = \frac{C}{\sin \alpha} = C \, \frac{s}{h} = \frac{3{,}28}{2{,}4} \cdot 3\,540 = 4\,830 \ кг.$$

Здесь α — угол подкоса с горизонтом. Длина подкоса:

$$s = \sqrt{l_1^2 + h^2} = \sqrt{2{,}4^2 + 2{,}25^2} = 3{,}28 \ м.$$

Сечение подкоса определяется в зависимости от прочности на смятие подушки, в которую упирается нижний конец подкоса, и от устойчивости подкоса на продольный изгиб.

Кроме того толщину подкоса должно назначать, сообразуясь с толщиной прогона, так как было бы неконструктивно толстый прогон поддерживать очень тонким подкосом.

Предположим, что внизу подкос упирается в сосновую подушку, которая сминается поперек волокон. Допускаемое напряжение по единым нормам: $\sigma_\delta = 21 \ кг/см^2$. Необходимая площадь смятия, т. е. площадь сечения подкоса:

$$F = \frac{S}{\sigma_\delta} = \frac{4\,830}{21} = 230 \ см^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Достаточно взять диаметр подкоса в 18 *см* с площадью сечения 254 *см*² (см. таблицы отд. V). Однако, считаясь с толщиной прогона 28 *см*, увеличиваем диаметр подкоса до 24 *см*. Тогда площадь сечения будет 452 *см*². Проверим устойчивость на продольный изгиб.

Радиус инерции сечения подкоса: $\frac{d}{4}=6$ *см*.

Гибкость:

$$\frac{l}{i}=\frac{328}{6}=55.$$

Коэфициент уменьшения допускаемого напряжения на случай продольного изгиба по таблице норм $\varphi=0{,}61$.

Расчетное напряжение:

$$\sigma=\frac{S}{F}=\frac{4\,830}{452}=11 \text{ кг/см}^2<0{,}61\cdot 85.$$

Диаметр ригеля по условиям удобства конструирования принимаем такой же, как для прогона, т. е. 28 *см*.

Вторая схема:

$$l_1 : l_2 : l_1 = 1 \quad 1 \quad 1 = 3 : 3 : 3 \text{ м}.$$

Изгибающий момент для прогона определяем в сечении на расстоянии от левой опоры $x=0{,}6\cdot 3=1{,}8$ *м* по тем же формулам, что и в предыдущем случае.

От постоянной нагрузки:

$$M_0=\frac{350}{2}\cdot 1{,}8\cdot(9-1{,}8)=2\,280 \text{ кгм}.$$

Площадь линии влияния давления в узле C при $m=1$ по предыдущей формуле:

$$\left[\frac{1+1}{2}+\frac{1+1^3}{4\cdot(2+3\cdot 1)}\right]l_1=1{,}1\,l_1.$$

Величина C от постоянной нагрузки:

$$C_p=1{,}1 \quad 3\cdot 350=1\,155 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент в сечении от постоянной нагрузки:

$$M_p=2\,280-1\,155\cdot 1{,}8=200 \text{ кгм}.$$

Наибольший момент от временной нагрузки при расположении заднего колеса над сечением.

Ордината линии влияния по предыдущему:

$$\left(\frac{m+1{,}4}{2+m}-\frac{0{,}6m+0{,}528}{2m+1{,}33}\right)\cdot 0{,}6\,l_1=\left(\frac{1+1,}{2+1}-\frac{0{,}6\cdot 1+0{,}528}{2\cdot 1+1{,}33}\right):0{,}6\,l_1=0{,}278\,l_1.$$

Момент от временной нагрузки:

$$M_k=2\,850\cdot 0{,}278\cdot 3=2\,370 \text{ кгм}.$$

Полный изгибающий момент:

$$\max M=200+2\,370=2\,570 \text{ кгм}.$$

НТБ ДНУЖТ

Необходимый момент сопротивления:

$$W_k = \frac{2\,570 \cdot 100}{94} = 2\,740 \ см^3.$$

Допуская небольшое перенапряжение, можно принять прогон из двух бревен диаметром по 24 *см* с моментом сопротивления $2 \quad 1\,357 = 2\,714$ $см^3$ или без перенапряжения из одного бревна диаметром 31 *см* с моментом сопротивления 2 925 $см^3$.

Проверим величину изгибающего момента в узле C при $x = l_1$.

Момент от постоянной нагрузки:

$$M_0' = \frac{p}{2} l_1 (L - l_1) - C_0 l_1 = \frac{350 \cdot 3 \cdot 6}{2} - 350 \cdot 1{,}1 \quad 3 \quad 3 = 315 \ кгм.$$

Ордината линии влияния момента в узле C (фиг. 12):

$$M_0 - Cl_1 = \frac{(L - l_1)\, l_1}{L} - 0{,}5 l_1 = \left(\frac{m+1}{m+2} - 0{,}5 \right) l_1 = \frac{m}{2(m+2)} l_1 .$$

В данном случае при $m = 1$:

$$\frac{m}{2\,(m+2)} l_1 = 0{,}167 l_1 .$$

Положительный момент от временной нагрузки:

$$M_k = 2\,850 \cdot 0{,}167 \cdot 3 = 1\,425 \ тм.$$

Определим наибольшую отрицательную ординату линии влияния момента в рассматриваемом сечении. В данном случае при $m = 1$ можно принять, что она находится над узлом D (по точному расчету на 17 *см* правее, но погрешность совершенно ничтожна, так как ближайшие ординаты очень мало отличаются от наибольшей благодаря плавности линии; для $m = 2$ наибольшая ордината находится на расстоянии 0,8 l_2 от точки C).

При расположении груза, равного 1, над точкой D изгибающий момент в сечении C равен:

$$M = M_0 - Cl_1 = \frac{l_1}{L} l_1 - 0{,}5\, l_1 = l_1 \left(\frac{1}{2+m} - 0{,}5 \right) = \frac{m}{2\,(m+2)} l_1 ,$$

т. е. такой же, как при положении груза в точке C.

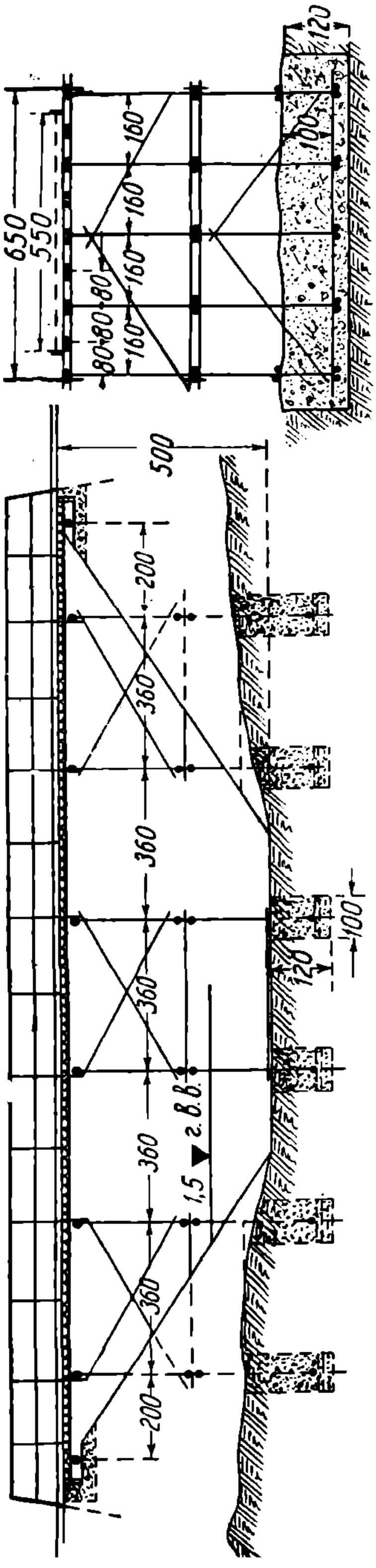
Таким образом, учитывая постоянную нагрузку, заключаем, что более опасен отрицательный момент, но и он все же меньше по абсолютной величине момента в сечении $x = 0{,}6\, l_1$.

Таким образом устанавливаем, что во второй схеме, т. е. при $m = 1$, прогоны получаются тяжелее чем в первой схеме. Раскосы придется принять такими же, как и в первом случае, по конструктивным соображениям.

На этом основании останавливаемся на первой схеме, которую можно считать достаточно выясненной.

Подробности конструкции и расчета относятся уже к детальному проектированию, что будет рассмотрено в примере 2.

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 13-а.

Фиг. 13-б.

3. Третий вариант. Балочный мост на рамных опорах. В рассмотренных вариантах применен наиболее распространенный тип опор — свайных. Однако сваи можно забить не во всякий грунт, а кроме того не при всяких условиях свайные опоры являются наиболее целесообразными. Действительно: для забивки свай необходимо привезти на место работ копер, а так как применение парового копра может не оправдаться малым объемом работ, то придется ограничиться ручным, при котором забивка свай потребует длительного срока. Пролетное строение можно соорудить только после забивки свай и материал для него привозить в необделанном виде, обрезая и прирубая его на месте. Все это затягивает работу и увеличивает организационные расходы. При массовой постройке мостов, например на вновь строящейся дороге, было бы гораздо более целесообразным заготовлять части моста заранее где-нибудь на стройдворе, а потом собирать их на месте, на что потребовалось бы меньше времени. Очевидно для этой цели необходимо видоизменить конструкцию моста.

Под этим углом зрения и рассмотрим настоящий вариант.

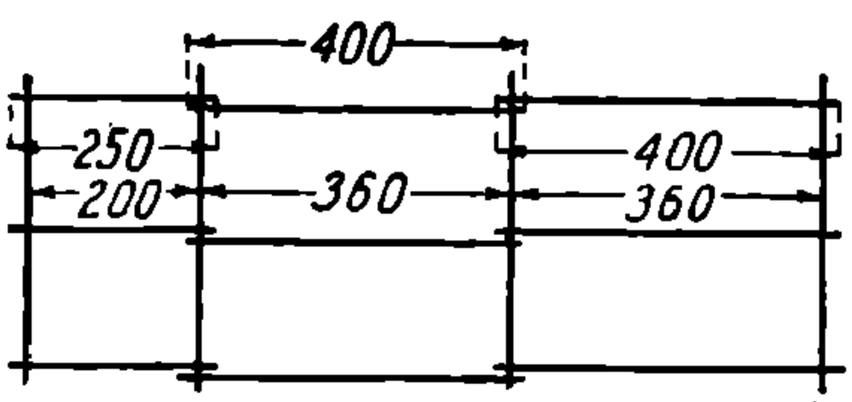
Прежде всего свайные опоры заменяем рамными. Рамы можно заготовить в стороне, подвезти в разобранном виде и собрать на месте. Устанавливаются они в котлованах глубиной около 1 *м*. Рытье котлованов в суходоле не должно представлять затруднений, так как все равно землекопы у моста работают по возведению насыпи. При наличии межени рамы можно установить на ряжах, опущенных в воду. Ряжи также можно заготовлять заранее.

Рамы можно устроить одноярусными, что проще и требует меньше материала, или же двухъярусными (фиг. 13); они получаются менее громоздкими, что облегчает сборку. Кроме того в двухъярусных

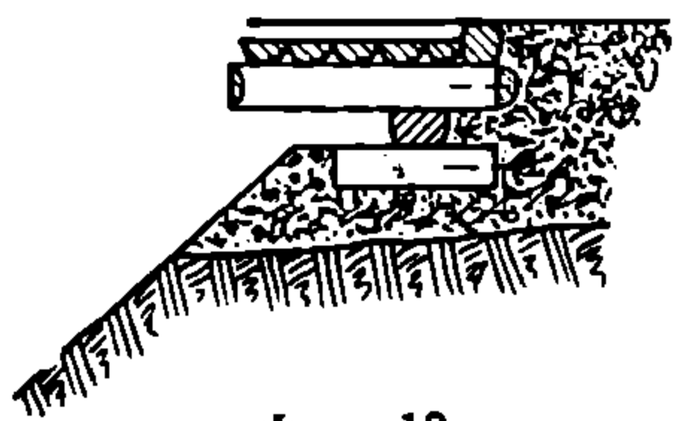
НТБ ДНУЖТ

рамах нижняя часть, находящаяся в более невыгодных условиях в смысле загнивания (переменный горизонт воды), отделена от верхней и может быть или выполнена из пропитанного дерева, или же сменена независимо от верхней.

При эскизной разработке рамного варианта используем те данные, какие мы получили для балочного моста на сваях. Величину каждого пролета примем в 3,6 *м*, так как мы убедились в варианте 1-м, что с точки зрения объема дерева в прогонах и опорах это является более выгодным чем 4,5 *м*. В пользу уменьшения пролета до 3,6 *м* говорят еще следующие соображения: во-первых, для продольной жесткости полезно связать рамы попарно (фиг. 13-*а*) выше горизонта высоких вод; в схеме с пролетами по 4,5 *м* (фиг. 5-*б*) такие связи располагаются менее удобно и получаются менее жесткими; во-вторых, для упрощения работы по укладке прогонов желательно их сделать одиночными, для чего опять-таки необходимо уменьшить пролет. В силу последних соображений встает вопрос о дальнейшем



Фиг. 13-*в*.



Фиг. 13-*г*.

уменьшении пролетов, например до 2,25 *м*. Это конечно возможно, но не является необходимостью, если удастся при пролете в 3,6 *м* применить одиночные прогоны.

Учитывая меньшее стеснение русла, останавливаемся пока на пролете 3,6 *м*. По предыдущим подсчетам для пролета в 3,6 *м* требуются парные прогоны по 26 *см*, если расстояние между ними принять в 1,7 *м*. Парные прогоны требуют связей, подбалок в перекрытии стыков и большего количества болтов, чем одиночные. Чтобы иметь возможность применять последние, уменьшим приблизительно вдвое расстояние между прогонами. Тогда упругое распределение нагрузки поперечинами будет иметь большое значение и уменьшит давление колеса на один прогон. Чтобы не увеличивать числа стоек, можно насадку заставить работать на изгиб (фиг. 13-*б*). Это применяется в настоящее время и при свайных опорах.

Так как рамная опора менее устойчива чем свайная, то расстояние между крайними стойками или прогонами примем больше чем в первом варианте, а именно — 6,4 *м*. При этом перильные стойки проще прикрепляются к прогонам и служат вместе с тем связью с насадками (фиг. 13-*б*). Таким образом намечаем окончательно десять одиночных прогонов с расстоянием между осями в 0,80 *м*.

Имея в виду, что по первому варианту такое расстояние без труда перекрывается непосредственно настилом, мы в данном варианте отказываемся от поперечин и укладываем настил непосредственно по прогонам. Для экономии в пиломатериалах применяем

НТБ ДГУКТ
БИБЛИОТЕКА

пластины. Верхний настил применяем из досок, уложенных вдоль моста.

Определим размеры частей моста.

Можно считать, что на каждую пластину нижнего настила передается половина давления колеса.

Изгибающий момент от временной нагрузки:

$$M = \frac{2\,850}{2} \cdot \frac{80}{4} = 28\,500 \text{ кгсм}.$$

Постоянной нагрузкой пренебрегаем.

Необходимый момент сопротивления пластины:

$$W = \frac{28\,500}{94} = 303 \text{ см}^3.$$

По таблице отдела V момент сопротивления пластины:

$$W = 0{,}024\, d^3.$$

Отсюда диаметр: $d = \sqrt[3]{\frac{303}{0{,}024}} = 23 \text{ см}.$

При расчете прогона полагаем, что в распределении давления между прогонами участвуют две пластины.

В первом варианте при учете полного давления колеса мы получили необходимый момент сопротивления прогона 3 490 $см^3$. Если в данном случае примем для предварительного подсчета необходимую величину момента сопротивления $0{,}6 \cdot 3\,490 = 2\,100$ $см^3$, то по таблице отдела V достаточно взять бревно диаметром 28 *см*.

Рассчитаем в этих предположениях коэфициент упругой передачи. Момент инерции двух пластин:

$$J = 2 \cdot 0{,}007\, d^4 = 2 \cdot 0{,}007 \cdot 23^4 = 4\,640 \text{ см}^4.$$

Коэфициент упругой передачи:

$$2k = 16 \cdot \frac{80^3}{360^3} \quad \frac{26087}{4\,640} = 0{,}95.$$

Давление на прогон:

$$P = 2\,850 \cdot \frac{1 + 0{,}95}{3 + 0{,}95} = 1\,420 \text{ кг}.$$

Постоянную нагрузку примем приближенно, как в первом варианте, — 350 *кг/м*.

Полный изгибающий момент:

$$M = \frac{1\,420 \cdot 3{,}6}{4} + \frac{350\,\overline{3{,}6^2}}{8} = 1\,857 \text{ кгм}.$$

Напряжения:

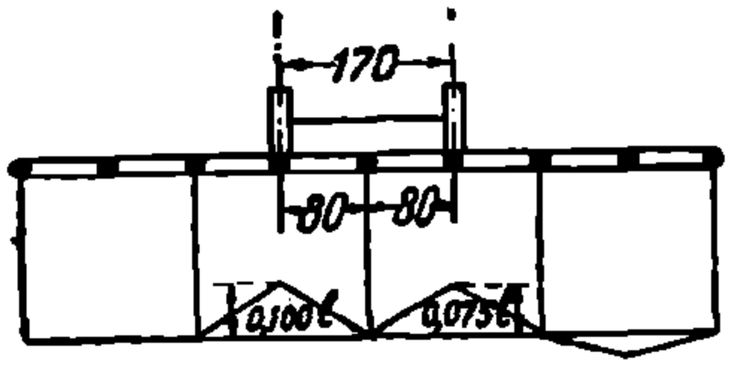
$$\sigma = \frac{185\,700}{2\,140} = 87 \text{ кг/см}^2 < 94.$$

Для упрощения работы концы прогонов на опорах укладываются рядом без стыков. Схема укладки прогонов показана на фиг. 13-*в*.

НТБ ДИИЖТ

Расчет насадки произведем как неразрезной балки, считая ее для упрощения как трехпролетную. Опасным сечением является опорное, так как здесь насадка ослаблена гнездом для шипа. Благодаря узловой передаче нагрузки линия влияния опорного момента состоит из треугольников (фиг. 14) с вершинами под прогонами. Ординаты берем по таблицам (см. Н. М. Митропольский, „Мосты", Общий курс). Так как ширина колеи автомобиля равна 1,7 *м*, то с небольшим запасом можно принять, что через каждый прогон передается полностью давление одного колеса = 2 850 *кг*. От постоянной нагрузки через прогон передается давление: $350 \cdot 3{,}6 = 1\,260$ *кг*. Тогда опорный момент:

$$M = -(2\,850 + 1\,260) \cdot (0{,}100 + 0{,}075) \cdot 1{,}6 = \\ = -1\,150 \text{ кгм}.$$



Фиг. 14.

Необходимый момент сопротивления:

$$W_n = \frac{115\,000}{94} = 1\,220 \text{ см}^3.$$

Насадку принимаем диаметром 27 *см*, со стеской поверху на ширину 13 *см*, а понизу на 17 *см* (фиг. 15). Над сваями насадка ослаблена гнездом 6×6 *см*. Геометрические элементы сечения подсчитываем с некоторым приближением, пользуясь размерами по чертежу; площадь кругового сегмента принимаем как параболического и моментом инерции его относительно собственного центра тяжести пренебрегаем.

Статический момент ослаблений относительно горизонтального диаметра $x - x$:

$$S = \frac{2}{3} \cdot 13 \cdot 1{,}5 \cdot (13{,}5 - 0{,}6 \cdot 1{,}5) - \frac{2}{3} \cdot 17 \cdot 3 \cdot (13{,}5 - 0{,}6 \cdot 3) - \\ - 6 \cdot 6 \cdot (13{,}5 - 3) = 13 \cdot 12{,}6 - 34 \cdot 11{,}7 - 36 \cdot 10{,}5 = -611 \text{ см}^3.$$

Примечание. Площадь параболического сегмента равна $\frac{2}{3}$ произведения хорды на стрелу; центр тяжести отстоит от вершины прямой на 0,6 длины стрелы. Статические моменты нижних ослаблений считаются отрицательными, верхнего — положительными.

Площадь ослабленного сечения:

$$F_n = 572 - 13 - 34 - 36 = 489 \text{ см}^2.$$

Смещение центра тяжести вверх:

$$z = \frac{611}{489} = 1{,}2 \text{ см}.$$

Момент инерции ослабленного сечения относительно горизонтального диаметра $x - x$:

$$J_n = 26\,904 - 13 \cdot \overline{12{,}6}^3 - 34 \cdot \overline{11{,}7}^3 - 36 \cdot \overline{10{,}5}^3 = 15\,474 \text{ см}^4.$$

Примечание. 572 *см*² — площадь и 26 904 *см*⁴ — момент инерции бревна диаметром 27 *см*.

НГБ ДНУЖТ

Момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести:

$$J_0 = J_x - F_n z^2 = 15\,474 - 489 \cdot 1{,}2^2 = 14\,771\ см^4.$$

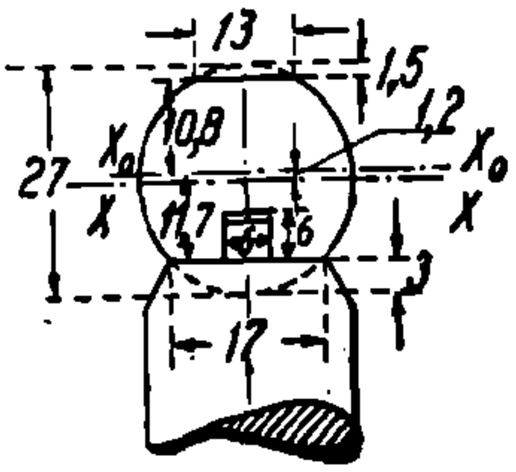
Расстояния крайних волокон (фиг. 15): 10,8 *см* и 11,7 *см*.
Наименьший момент сопротивления:

$$W_n = \frac{14\,771}{11{,}7} = 1\,260\ см^3 > 1\,220.$$

Проверим устойчивость стойки рамы на продольный изгиб.

На стойку передаются давление колеса и удвоенное давление каждого прогона от постоянной нагрузки, т. е. по предыдущему:

$$P = 2\,850 + 2 \cdot 1\,260 = 5\,370\ кг.$$



Фиг. 15.

Стойки принимаем диаметром 28 *см*. Свободная длина по чертежу равна для нижней рамы 300 *см*.

Радиус инерции сечения:

$$\frac{26}{4} = 6{,}5\ см.$$

Гибкость:

$$\frac{300}{6{,}5} = 46.$$

По таблице коэфициент уменьшения напряжений на случай продольного изгиба $\varphi = 0{,}68$.

Существующее напряжение:

$$\sigma = \frac{5\,370}{531} = 10\ кг/см^2 < 0{,}68 \cdot 60.$$

Здесь 60 *кг/см²* — допускаемое напряжение сосны, находящейся в условиях переменной влажности.

Примечание. В виду большого запаса прочности незначительное влияние собственного веса стойки не учтено.

Давление от каждой стойки на грунт передается посредством двух коротышей диаметром 26 *см* и длиной по 100 *см*. В виду полного облегания коротыша грунтом можно считать ширину площади опирания равной ширине бревна. Тогда единичное давление на грунт:

$$p = \frac{5\,370}{2 \cdot 26 \cdot 100} = 1\ кг/см^2.$$

Такое давление допустимо при самом слабом грунте, тем более, что под коротышами предвидена подсыпка из гравия.

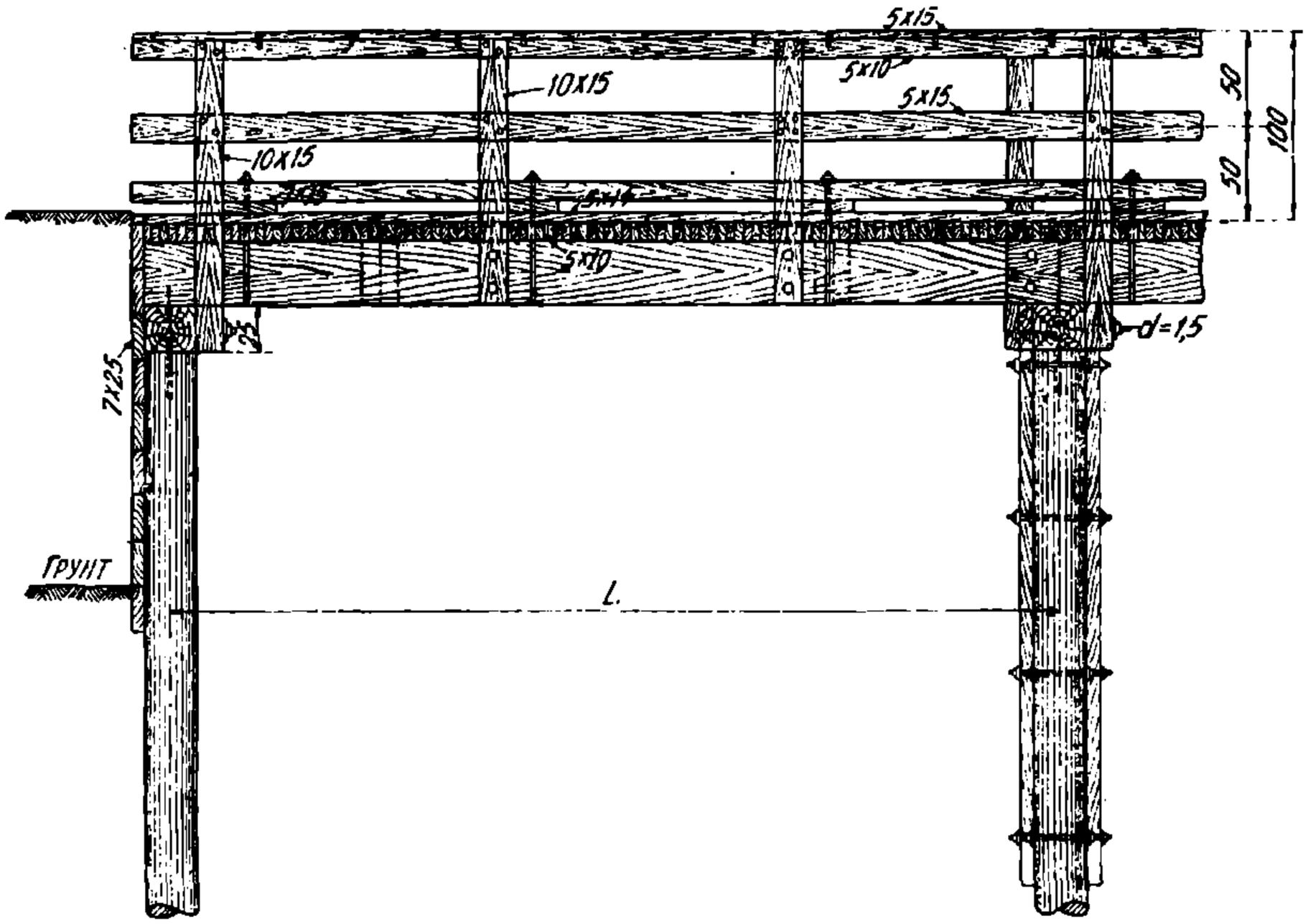
На такие же коротыши опираются концы прогона в насыпи.

Подвариант моста из пиленого леса. Во всех предыдущих вариантах применен по преимуществу круглый лес.

Объем дерева может быть заметно уменьшен, если применить пиленый материал. В качестве варианта конструкции пролетного

НТБ ДНУЖТ

строения из досок и брусьев на фиг. 16—19 показан один из американских типовых проектов. Здесь ездовое полотно состоит из асфальтобетона, положенного по сплошному настилу из брусков 10×5 *см*, уложенных на ребро. Такая одежда значительно дольше противостоит износу. Пролеты перекрываются досками или толстыми брусьями, поставленными на ребро. Размеры их зависят от пролета. Над опорами доски расперты брусочками в виде крестов и пришиты гвоздями к насадкам. Гвоздями же пришиваются и насадки к сваям без устройства шипа. Головы свай покрываются особыми колпачками из кровельного железа (фиг. 19). Остальные детали конструкции видны из чертежа.

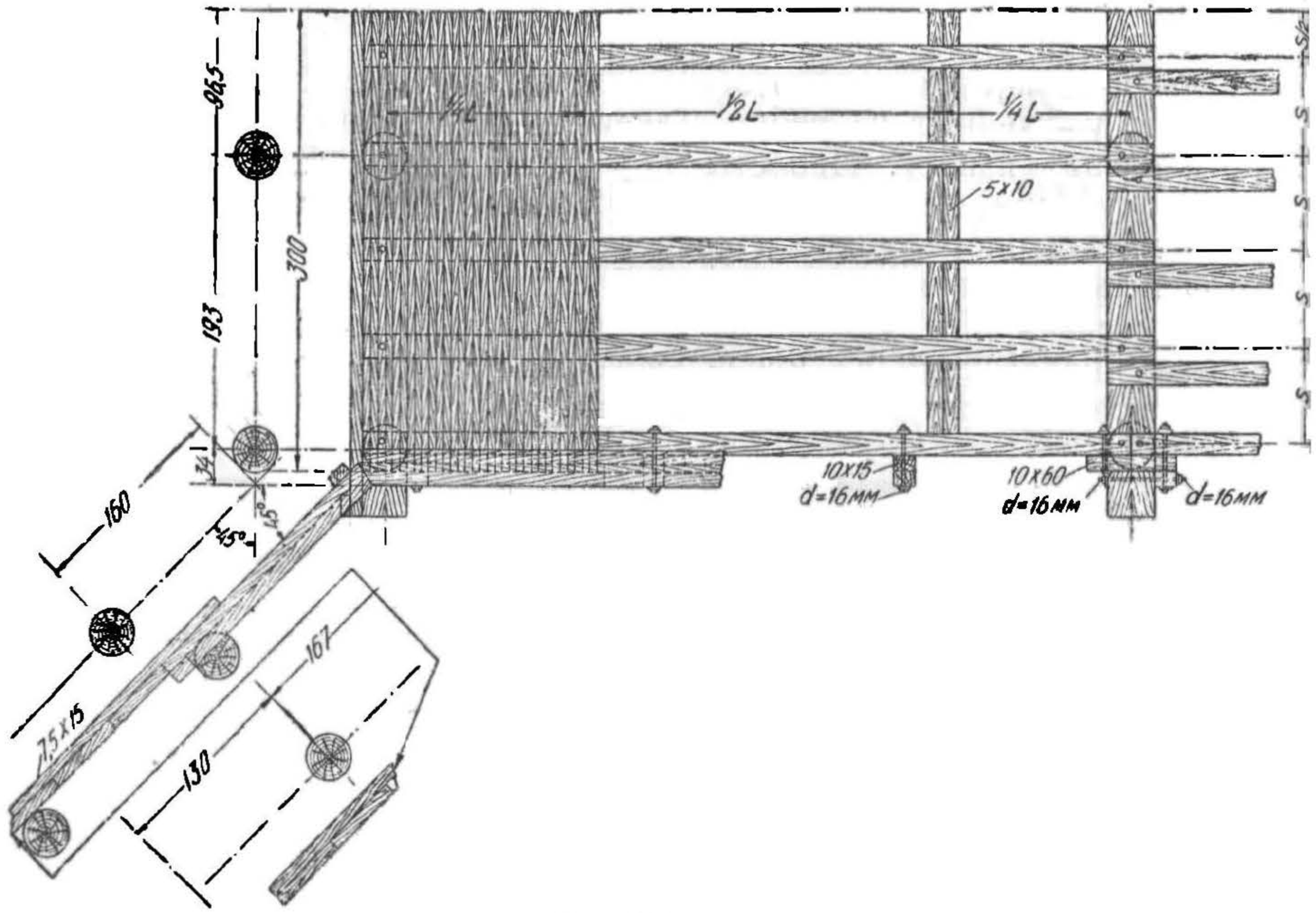


Фиг. 16.

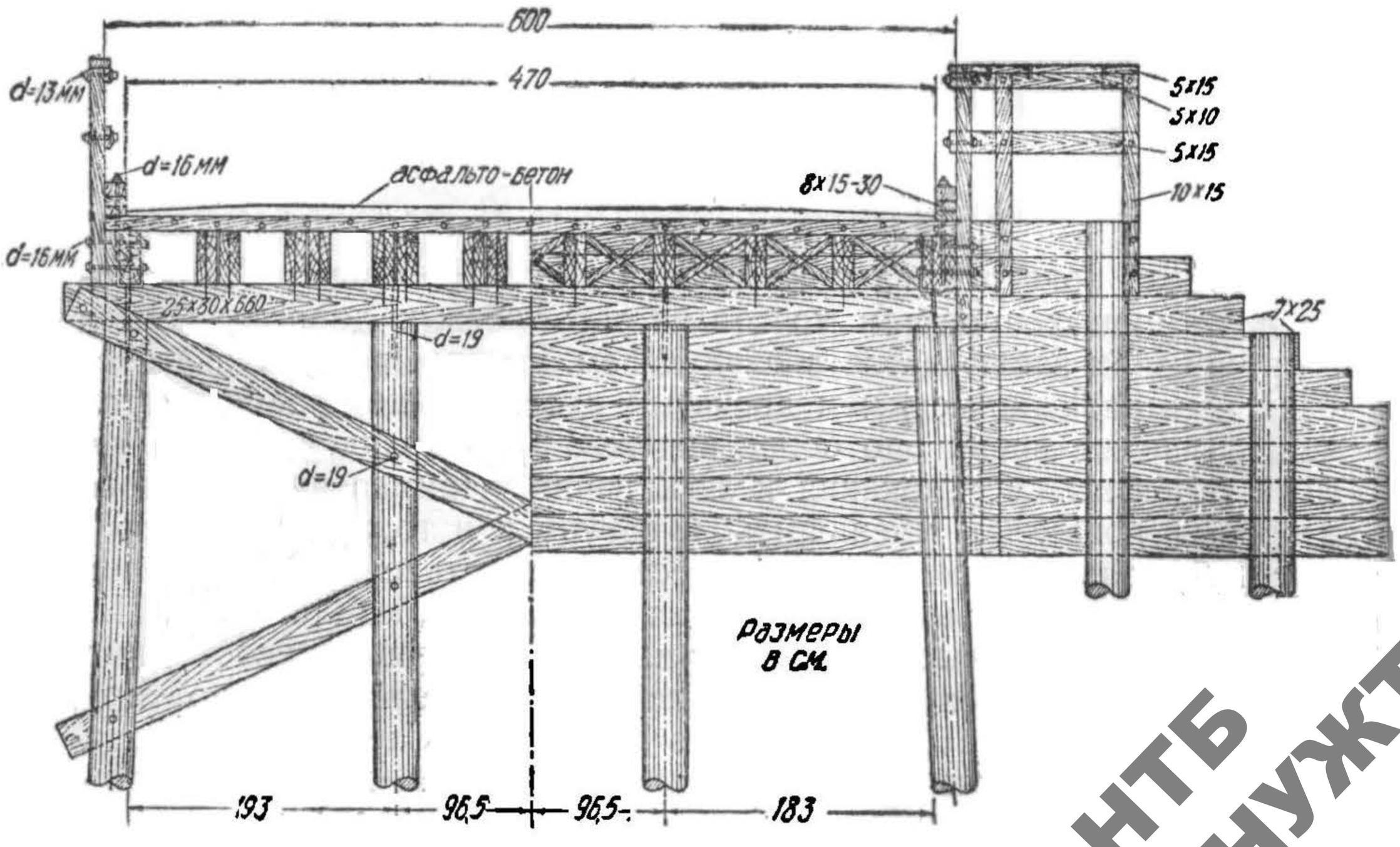
Подобная конструкция применена в настоящее время Гипрошосом для типовых проектов мостов на автогужевых дорогах. Смысл ее применения заключается в следующем. Ездовое полотно является менее изнашивающимся, чем досчатый настил, и не требует частой смены; в то же время оно более надежно предохраняет нижний настил и прогоны от намокания и загнивания. Применение пиленого материала позволяет уменьшить кубатуру и в то же время упрощает работу по сборке моста на месте: отсутствие врубок, применение гвоздей позволяет производить сборку „без топора". Но, имея в виду более высокую цену пиленого материала, необходимо указать, что применение данной конструкции целесообразно при развитии заводской обделки лесного материала. Следовательно эти проекты следует рассматривать как предпосылку перехода от кустарных конструкций к более совершенным — механизированным.

4. Сравнение вариантов. Сравнению подлежат прежде всего первые два варианта, как исходящие из одних и тех же производ-

ГПБ ДНУЖТ



Фиг. 17.

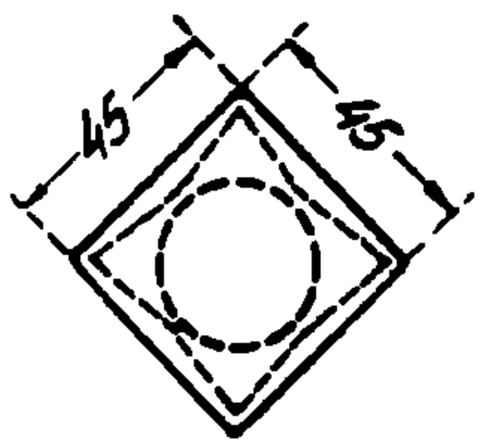


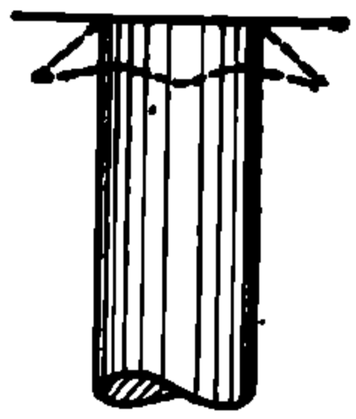
Фиг. 18

НТБ ДНУЖТ

ственных условий. Третий вариант составлен в предположении, что мост сооружается из ранее заготовленных на базе отдельных частей. Это ставит его особняком от первых вариантов. Однако с точки зрения расхода материала представляет интерес сравнение всех трех рассмотренных вариантов.

В виду того, что перила, колесоотбойные брусья, поперечные связи опор входят во все варианты, из сравнительного подсчета их исключаем. Результаты подсчета приведены в таблице 2.





Фиг. 19.

На основании таблицы устанавливаем, что по расходу дерева первые два варианта равноценны. Третий вариант требует больше материала, но это окупается уменьшением пиленых сортов (досок), которые более дороги. В третьем варианте пролетное строение экономнее, а рамные опоры (при двухъярусных рамах) требуют больше материала чем свайные. Однако последнее обстоятельство не должно служить причиной отказа от рамных опор, так как они позволяют по-иному организовать работы и получить выигрыш в сроках и организационных расходах. Таким образом, выбор между третьим и двумя первыми вариантами определяется общими условиями организации работ.

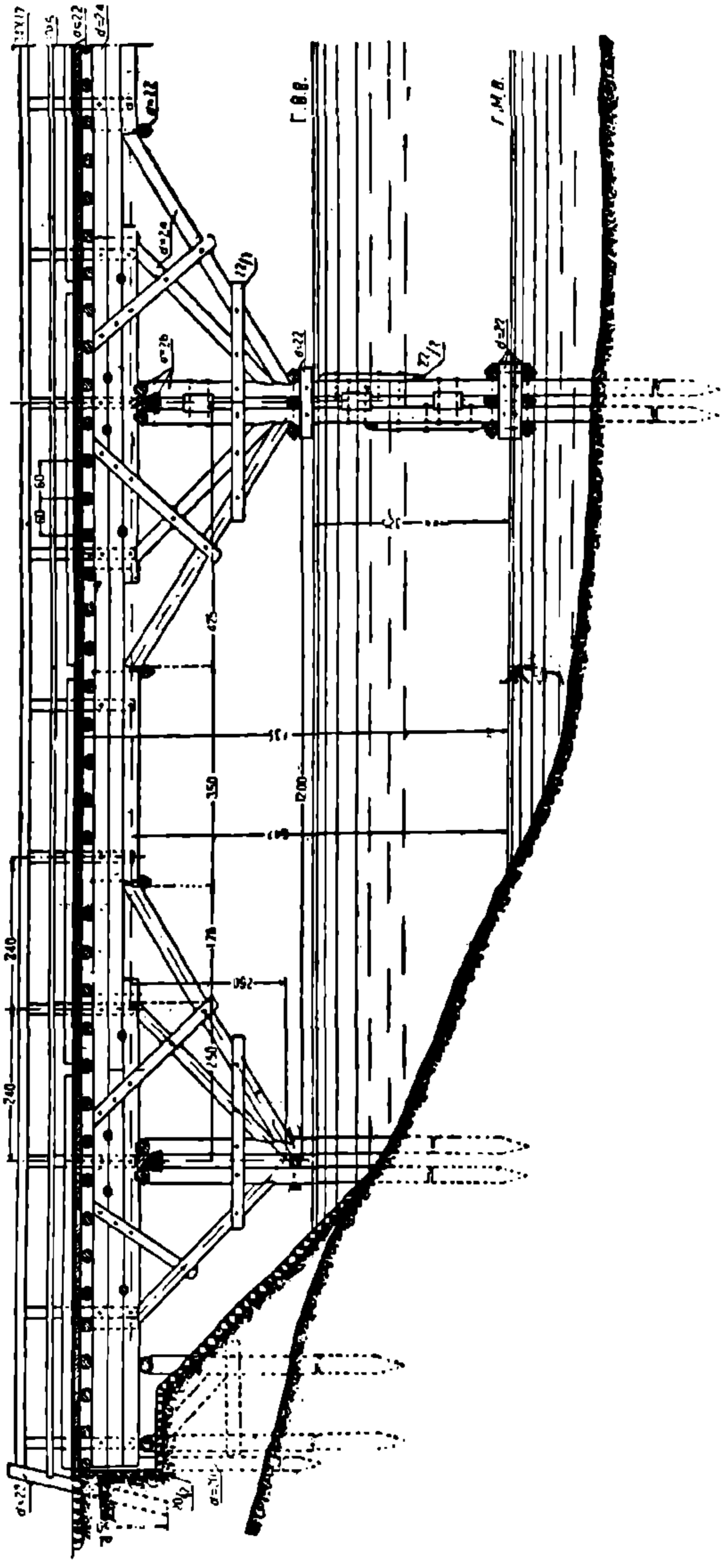
Таблица 2

Объем дерева, необходимый для постройки моста

Наименование частей и материала	Объем в $м^3$		
	1-й вариант	2-й вариант	3-й вариант
Доски настила проезжей части	20,00	20,00	7,60
Пластины	—	—	14,56
Поперечины	8,93	8,93	—
Прогоны с подбалками	11,77	6,16	13,85
Ригеля и подкосы	—	5,82	—
Связи прогонов над опорами	2,17	2,17	—
Схватки подкосов	—	0,91	—
Подушки	—	1,48	—
Насадки (и лежни рам)	2,18	1,86	9,65
Сваи при глубине забивки в 3 *м*	11,10	9,50	—
Стойки рам	—	—	8,60
Схватки в устоях (вдоль моста)	2,16	2,16	—
Связи рам	—	—	6,49
Заборные стенки устоев	2,09	2,09	—
Коротыши	—	—	3,72
Итого	60,40	61,08	64,47

НТБ ДИИЖТ

Из первых двух вариантов проще для производства работ и для эксплоатации балочный мост: в нем нет ответственных врубок (как нижний узел подкосов), подверженных опасности загнивания, и в то же время он жестче.



Фиг. 20-*а*.

ГЛАВА ВТОРАЯ

ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

Пример 2. Конструкция и расчет подкосно-ригельного моста

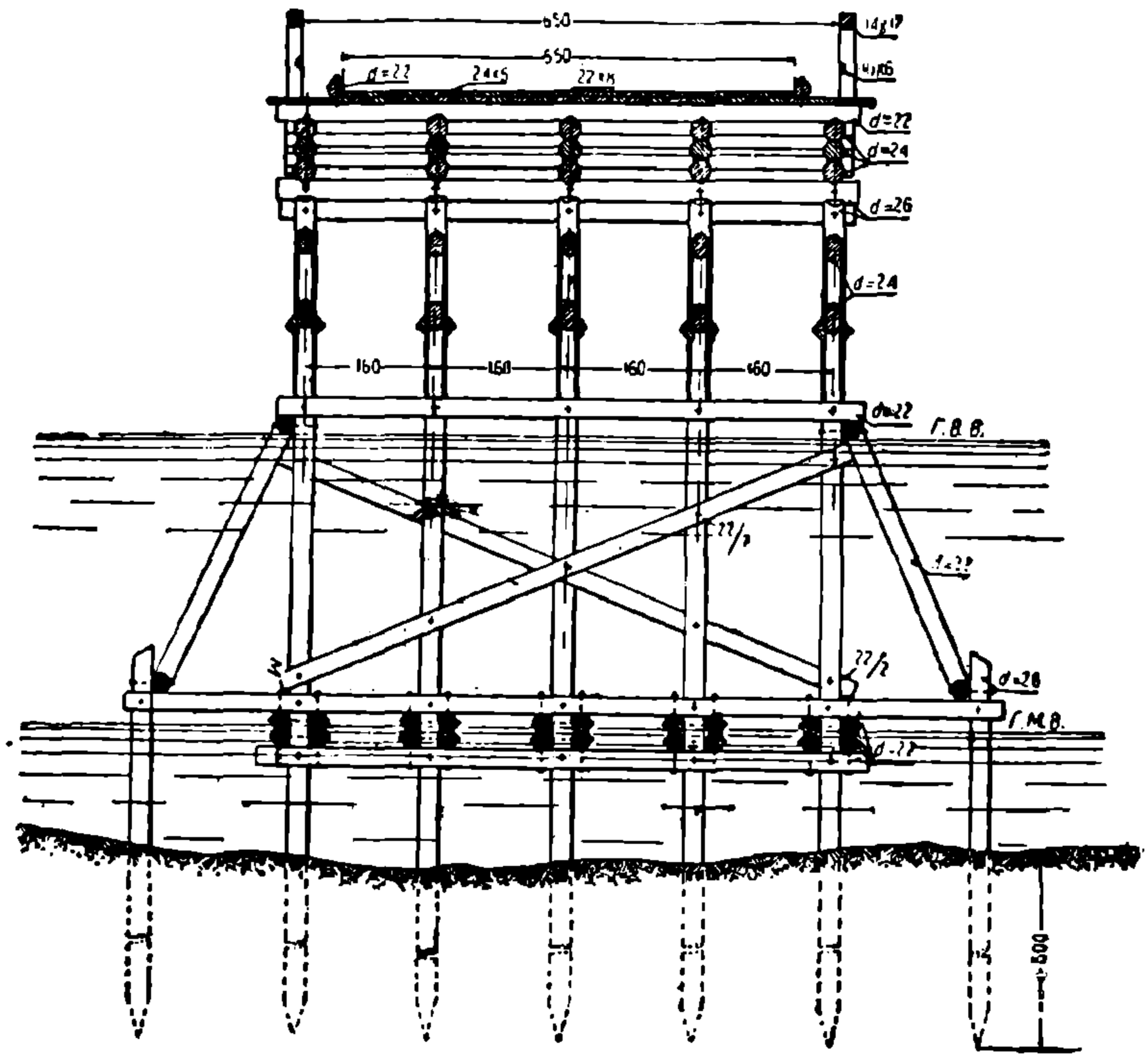
5. Общее описание конструкции, расчетные нагрузки и допускаемые напряжения. Конструкция моста показана на фиг. 20-*а* и 20-*б*. Мост предназначается для двухпутного движения и имеет ширину ездового полотна 5,5 *м* и две предохранительных полоски по 0,5 *м* (габарит Г4). Расстояние между осями свайных опор 12 *м*, перекрыто подкосно-ригельной системой. Проезжая часть состоит из двойного продольного досчатого настила, уложенного по поперечинам из бревен. Детали конструкции и размеры частей видны из чертежей и будут указаны в дальнейшем, при расчете.

Временная нагрузка принята по нормам Цудортранса по схеме Н6. Допускаемые напряжения приняты по нормам Цудортранса как для полусухой сосны второго сорта, находящейся в условиях незащищенности от атмосферных воздействий, т. е. для табличных значений допускаемых напряжений принят поправочный коэфициент 0,85.

НТБ ДИИЖТ

Примечание. Конструкция заимствована из типовых проектов Цудортранса, рассчитанных по старым нормам нагрузок и напряжений. Расчет по новым нормам произведен заново, без изменения размеров частей конструкции. Этим объясняются излишние в некоторых элементах запасы прочности.

6. Расчет проезжей части. Верхний настил из досок 24×6 *см* укладывается для предохранения нижнего настила от износа и намокания, а также для распределения сосредоточенного давления



Фиг. 20-*б*.

колеса. В виду того, что он лежит на сплошном нижнем настиле, он не рассчитывается. Доски нижнего настила 22×8 *см*, уложенные с зазорами в 2 *см*, перекрывают расстояние между поперечинами, равное 60 *см* (фиг. 20-*а*), и рассчитываются как простые балки. Величину расчетного пролета можно принять равной расстоянию между осями поперечин — 60 *см*.

Постоянной нагрузкой по малости можно пренебречь. В качестве временной нагрузки принимаем грузовик весом 7,8 *т* по схеме Н6. Давление заднего колеса в 2 850 *кг*, благодаря наличию верхнего настила, при ширине обода колеса 20 *см* можно считать по техническим условиям распределенным на две доски нижнего настила. Тогда на каждую доску передается сосредоточенная сила $P = 1425$ *кг*.

НТБ ДИИЖТ

Наибольший изгибающий момент при положении груза посредине пролета:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{1\,425 \cdot 60}{4} = 21\,400 \text{ кг/см}.$$

Наибольшая поперечная сила при положении груза близ опоры:

$$Q = P = 1\,425 \text{ кг}.$$

Момент сопротивления доски нижнего настила сечением 22×8 *см*:

$$W = \frac{22 \cdot 8^2}{6} = 235 \text{ см}^3.$$

Нормальное напряжение [1]:

$$\sigma = \frac{21\,400}{235} = 91 \text{ кг/см}^2 < 0{,}85 \cdot 110 = 94.$$

Касательное напряжение:

$$\tau = \frac{3Q}{2F} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1\,425}{22 \cdot 8} = 12 \text{ кг/см}^2 < 0{,}85 \cdot 22 = 19.$$

Поперечина из бревен диаметром 22 *см* рассчитывается как простая балка, расчетным пролетом, равным расстоянию между прогонами, которое принято в 1,60 *м* (фиг. 20-*б*).

Постоянная нагрузка на 1 *пог. м* поперечины слагается из веса настила и собственного веса поперечин.

При расстоянии между поперечинами в 60 *см* на 1 *пог. м* каждой поперечины передается вес верхнего настила:

$$0{,}6 \cdot 0{,}06 \cdot 750 = 27 \text{ кг/м}.$$

Вес нижнего настила при учете зазоров между досками по 2 *см*:

$$0{,}6 \cdot 0{,}08 \cdot \frac{22}{24} \cdot 750 = 33 \text{ кг/м}.$$

Собственный вес поперечины — 36 *кг/м*. Всего постоянная нагрузка на поперечину:

$$p = 96 \text{ кг/м}.$$

Наибольший изгибающий момент посредине пролета:

$$M_0 = \frac{96 \cdot 1{,}60^2}{8} = 30{,}7 \text{ кгм}.$$

Поперечная сила у опоры:

$$Q_p = \frac{96 \cdot 1{,}6}{8} = 19 \text{ кг}.$$

Временная нагрузка в виде давления заднего колеса $P = 2\,850$ *кг* передается через две доски настила (фиг. 21) на ширину $a = 2 \cdot 22 + 2 = 46$ *см*.

[1] По нормам 1933 г. для простых балок допускаемые напряжения повышаются на 20 %.

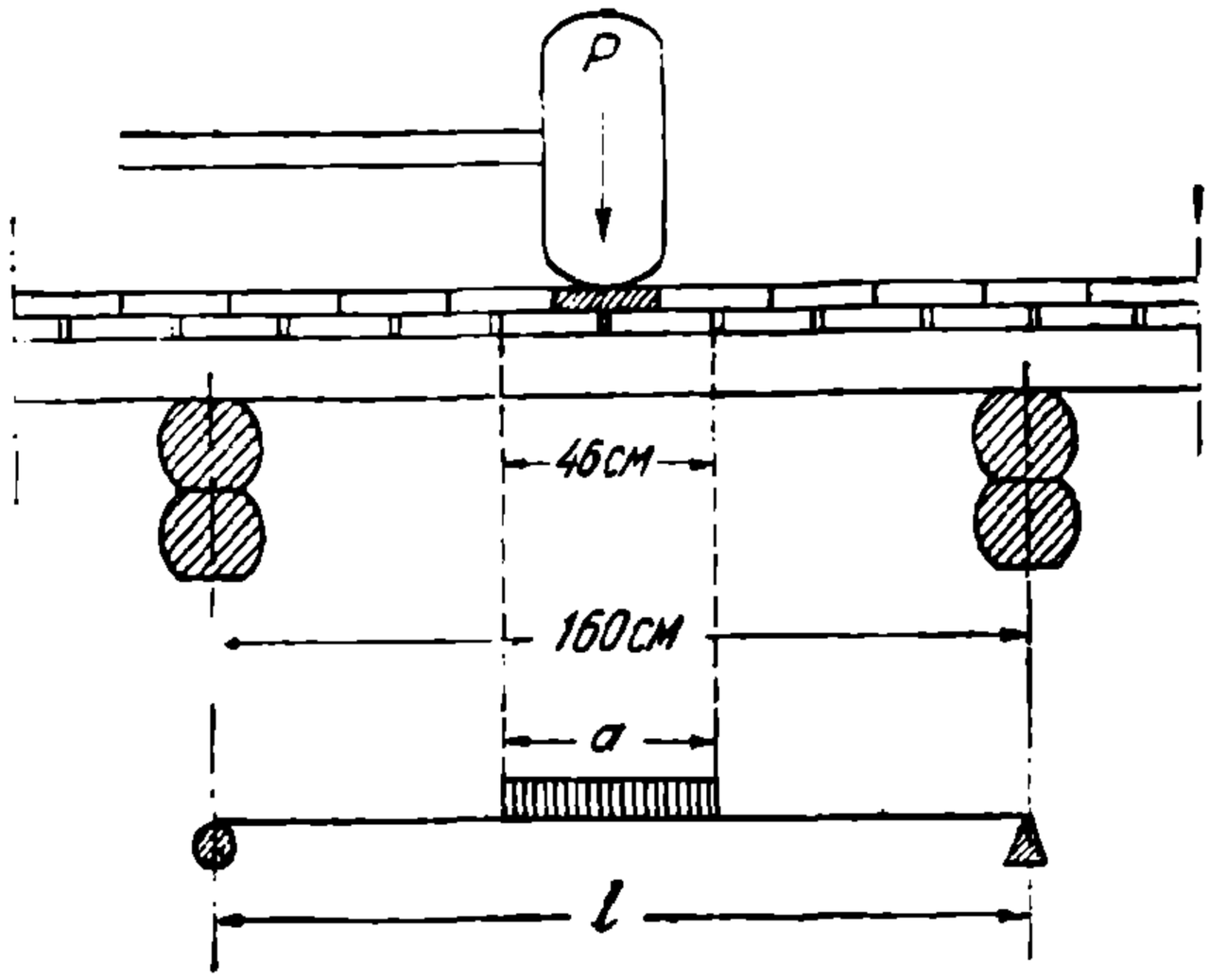
НТБ ДИУЖТ

Наибольший изгибающий момент:

$$M_b = \frac{P}{4}\left(l - \frac{a}{2}\right) =$$

$$= \frac{2\,850}{4} \cdot (1{,}60 - 0{,}23) =$$

$$= 976 \text{ кгм}.$$



Фиг. 21

Поперечная сила на опоре:

$$Q_b = P = 2\,850 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент от полной нагрузки:

$$M = 30{,}7 + 976 =$$

$$= 1006{,}7 \text{ кгм} =$$

$$= 100\,670 \text{ кгсм}.$$

Поперечная сила:

$$Q = 19 + 2\,850 = 2\,869 \text{ кг}.$$

Момент сопротивления поперечины из бревна диаметром 22 *см*, стесанного на два канта шириной постели по $\frac{d}{3}$:

$$W = 0{,}095 d^3 = 0{,}095 \cdot 22^3 = 1\,010 \text{ см}^3.$$

Нормальные напряжения:

$$\sigma = \frac{100\,670}{1\,010} = 99 \text{ кг/см}^2 > 0{,}85 \cdot 110 = 94.$$

Перенапряжение на 6% считаем допустимым [1].

Касательные напряжения:

$$\tau = Q\frac{S}{Jb} = Q\frac{0{,}077 d^3}{0{,}04 d^4 \cdot d} = \frac{1{,}71}{d^2} Q = 2\,869 \cdot \frac{1{,}71}{22^2} = 10 \text{ кг/см}^2 < 19.$$

7. Расчет прогонов. Прогоны приняты (фиг. 20-*а* и 20-*б*) парные из бревен диаметром по 24 *см*. В связи с тем, что стыки прогонов расположены над концами коротких подкосов, упирающихся в подбалки, для расчета принимаем, что прогон разрезан в точках B и E (фиг. 22) и свободно опирается в этих точках. На протяжении BB^1 прогон усилен подбалкой и работает как двухпролетная неразрезная балка. Для прогона этот участок не является опасным. На участке BE прогон входит в состав подкосно-ригельной системы. Опасными могут быть сечения: 1) на участке BC, на расстоянии $0{,}6\,l_1$ от точки B, 2) в точке C и 3) посредине участка CD. Для этих точек и определим величины изгибающих моментов.

Постоянная нагрузка на прогон, передающаяся каждой поперечиной, п предыдущему:

$$96 \cdot 1{,}6 = 154 \text{ кг}.$$

[1] См. примечание стр. 42.

НТБ ДНУЖТ

Так как поперечины расположены через 0,60 *м*, то на 1 *пог. м* прогона нагрузка от проезжей части:

$$\frac{154}{0{,}6} = 250 \text{ кг/м}.$$

Собственный вес прогона из двух бревен диаметром 24 *см* по таблицам равен 72 *кг/м*.

Фиг. 22.

Итого постоянная нагрузка:

$$250 + 72 = 322 \text{ кг/м}.$$

Временная нагрузка — по схеме Н6, в виде автомобилей, установленных невыгоднейшим образом (фиг. 23).

НТБ ДНУЖТ

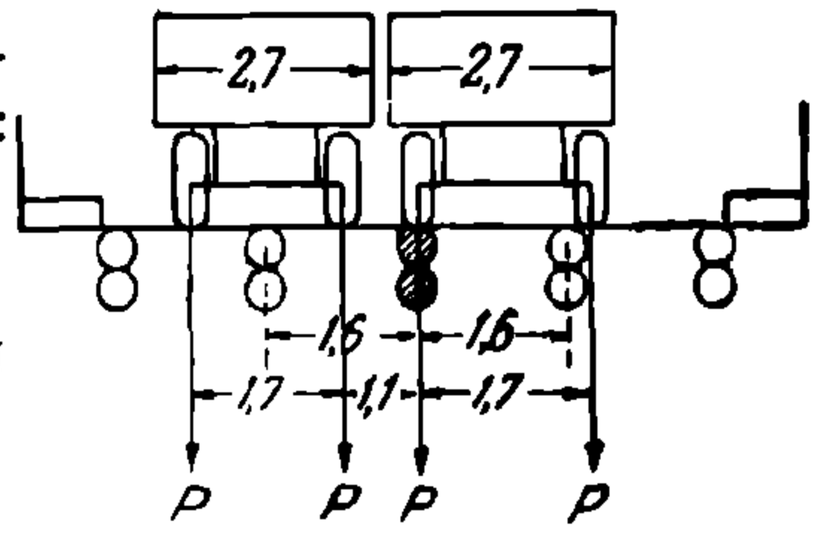
От задних колес на расчетный средний прогон передается:

$$K = P\left(1 + \frac{0{,}5}{1{,}6}\right) = 1{,}32P = 1{,}32 \cdot 2\,850 = 3\,760 \text{ кг}.$$

Коэфициент поперечной установки по отношению к весу одного ряда автомобилей $\xi = 0{,}5 \cdot 1{,}32 = 0{,}66$.

1. Для сечения 1 на участке BC изгибающий момент определяется по формуле:

$$M = M^0 - Cx.$$



Фиг. 23.

Здесь:

M^0 — изгибающий момент в простой балке пролетом $L = 7$ *м*;

C — давление на среднюю опору;

x — расстояние расчетного сечения от точки B.

Линия влияния момента в опасном сечении на расстоянии $x = 0{,}6\,l_1$ от точки B показана на фиг. 22-*г*.

Момент от постоянной нагрузки:

$$M^0 = \frac{p}{2}\,x\,(L - x) = \frac{322}{2} \cdot 0{,}6 \cdot 1{,}75 \cdot (7 - 0{,}6 \cdot 1{,}75) = 1\,004 \text{ кгм}.$$

Величина C от постоянной нагрузки определяется по формуле

$$C = \left[\frac{1+m}{2} + \frac{1+m^3}{4\,(2+3m)}\right] l_1 p.$$

При $m = 2$:

$$C = p \cdot 1{,}78 \cdot l_1 = 322 \cdot 1{,}78 \cdot 1{,}75 = 1000 \text{ кг}.$$

Отсюда:

$$M = 1\,004 - 1\,000 \cdot 0{,}6 \cdot 1{,}75 = -46 \text{ кгм}.$$

От временной нагрузки наибольший момент будет при расположении заднего колеса над сечением (фиг. 22-*г*).

Ордината линии влияния над сечением на расстоянии $x = 0{,}6$ определяется по формуле:

$$y = \left(\frac{m + 1{,}4}{2 + m} - \frac{0{,}6m + 0{,}528}{2m + 1{,}33}\right) 0{,}6\,l_1.$$

При $m = 2$ имеем:

$$y = 0{,}316\,l_1.$$

В этих формулах $m = l_0 : l_1$, т. е. в данном случае

$$m = 3{,}50\ м : 1{,}75\ м = 2.$$

Тогда:

$$M_k = K \cdot 0{,}316\,l_1 = 3\,760 \cdot 0{,}316 \cdot 1{,}75 = 2\,080 \text{ кгм}.$$

Расчетный момент в сечении от полной нагрузки:

$$M_1 = -46 + 2\,080 = 2\,034 \text{ кгм}.$$

2. Для сечения в точке C:

$$M_2 = M^0 - Cl_1.$$

НТБ ДНУЖТ

От постоянной нагрузки:

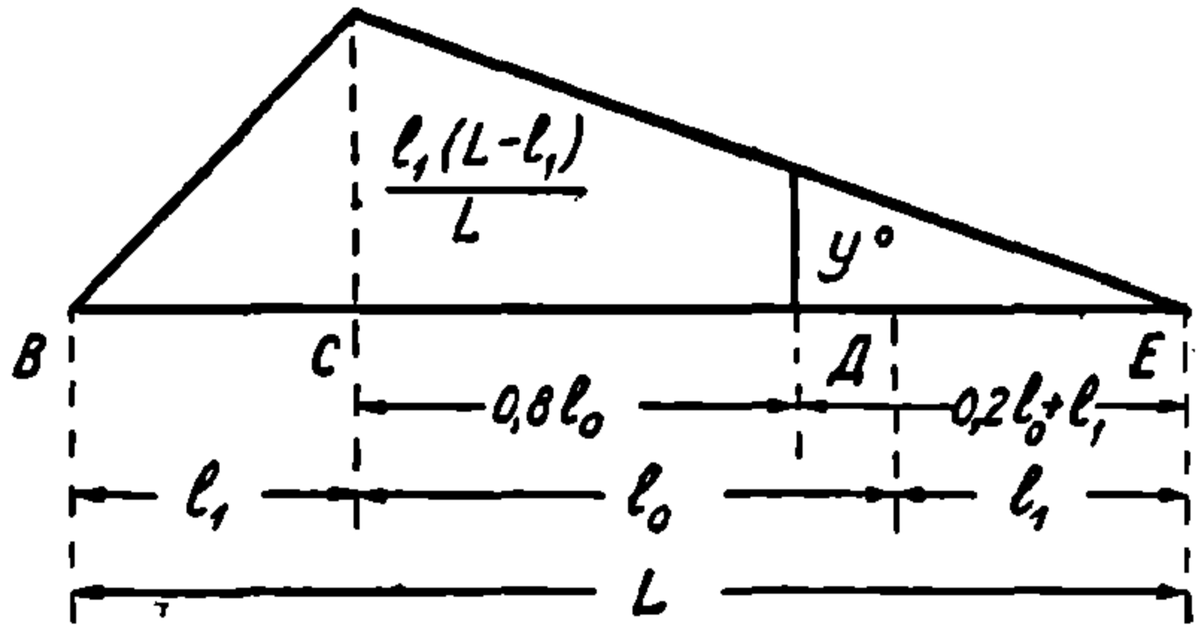
$$M^0 = \frac{p}{2} l_1 (L - l_1) = \frac{322}{2} \cdot 1{,}75 \cdot (7 - 1{,}75) = 1\,620 \text{ кгм}.$$

$$Cl_1 = 1\,000 \cdot 1{,}75 = 1\,750 \text{ кгм}.$$

$$M_p = 1\,620 - 1\,750 = -130 \text{ кгм}.$$

Наибольшая по абсолютной величине ордината будет на отрицательном участке на расстоянии $0{,}8l_0$ от точки C (фиг. 22-*д*).

Ординату линии M^0 найдем из подобия треугольников (фиг. 24):



Фиг. 24.

$$y_0 = \frac{l_1 (L - l_1)}{L} \cdot \frac{0{,}2l_0 + l_1}{l_0 + l_1}.$$

При $m = \frac{l_0}{l} = 2$ получаем:

$$y_0 = 0{,}35 l_1.$$

Ордината линии C в сечении на $0{,}8l_0$ от точки C по курсу при $m = 2$:

$$\frac{m + 0{,}667 + 0{,}16m^2}{2m + 1{,}33} = 0{,}62.$$

Таким образом, наибольшая ордината линии влияния M_0:

$$M^0 - Cl_1 = 0{,}35 l_1 - 0{,}62 l_1 = -0{,}27 l_1.$$

Момент от временной нагрузки:

$$M_k = -0{,}27 \cdot 1{,}75 \cdot 3\,760 = -1\,780 \text{ кгм}.$$

Расчетный момент в сечении:

$$M_2 = -130 - 1\,780 = -1\,910 \text{ кгм}.$$

3. Для сечения посредине ригеля:

$$M = M^0 - Cl_1.$$

От постоянной нагрузки:

$$M^0 = p \frac{L^2}{8} = \frac{322 \cdot 7^2}{8} = 1\,970 \text{ кгм}.$$

$$M_p = 1\,970 - 1\,000 \cdot 1{,}75 = 220 \text{ кгм}.$$

Наибольший момент от временной нагрузки будет при расположении заднего колеса автомобиля над сечением. Ордината линии влияния в сечении:

$$M^0 = \frac{L}{4} = \frac{l_0 + 2l_1}{4} = \frac{m + 2}{4} l_1;$$

$$C = \frac{1{,}0\,m + 0{.}667 + 0{,}25\,m^2}{2m + 1{,}33};$$

при $m = 2$:

$$M^0 - Cl_1 = (1 - 0{,}687) l_1 = 0{,}313 l_1.$$

---

[1] Н. М. Митропольский, „Мосты". Общий курс. Изд. 2-е, 1931 г. (стр. 87, фиг. 97).

НТБ ДНУЖТ

Момент от временной нагрузки:

$$M_k = 0{,}313 \cdot 1{,}75 \cdot 3\,760 = 2\,060 \text{ кгм}.$$

Расчетный момент:

$$M_3 = 220 + 2\,060 = 2\,280 \text{ кгм}.$$

Таким образом, из трех опасных сечений наибольший момент соответствует средине ригеля. Но здесь прогон усилен ригелем и состоит из трех бревен. Поэтому напряжения должны быть проверены для первого сечения на участке BC при расчетном моменте 2 034 *кгм*.

Момент сопротивления прогона из двух бревен толщиной 24 *см*

$$W = 2 \cdot 0{,}0095 \cdot 24^3 = 2\,626 \text{ см}^3.$$

Нормальные напряжения:

$$\sigma = \frac{203\,400}{2\,026} = 78 \text{ кг/см}^3 < 94.$$

Поперечную силу в прогоне с достаточной точностью можно определить в предположении разрезанности прогона над всеми опорами. Тогда для участка BC, как для простой балки:

$$Q_{max} = K + p\frac{l}{2} = 3\,760 + \frac{322 \cdot 1{,}75}{2} = 4\,042 \text{ кг}.$$

Наибольшие касательные напряжения (при двух бревнах):

$$\tau = \frac{Q}{2} \cdot \frac{1{,}71}{d^2} = \frac{4\,042}{2} \cdot \frac{1{,}71}{22^2} = 7 \text{ кг/см}^2 < 19.$$

8. Расчет подкосов и ригеля. Усилия S_1 в подкосах (больших) и ригеле H_1 определяются по узловому давлению C. Линия влияния давления C показана на фиг. 22-*б*. По предыдущим подсчетам площадь ее:

$$\omega = 1{,}78 l_1 = 1{,}78 \cdot 1{,}75 = 3{,}12 \text{ м}.$$

Постоянная нагрузка по предыдущему:

$$p = 322 \text{ кг/м}.$$

Временную нагрузку берем в виде эквивалентной для параболических линий влияния по таблице 92 отдела V.

Длина загружения: 7 *м*.

Коэфициент поперечной установки по предыдущему параграфу: 0,66.

Поправочный коэфициент для схемы Н6: 0,6.

Эквивалентная нагрузка: $k = 2{,}20 \cdot 0{,}66 \cdot 0{,}6 = 0{,}88$ *т/м*.

Полное давление на опору C:

$$C = (p + k)\omega = (322 + 880) \cdot 3{,}12 = 3\,700 \text{ кг}.$$

Сжимающее усилие в подкосе:

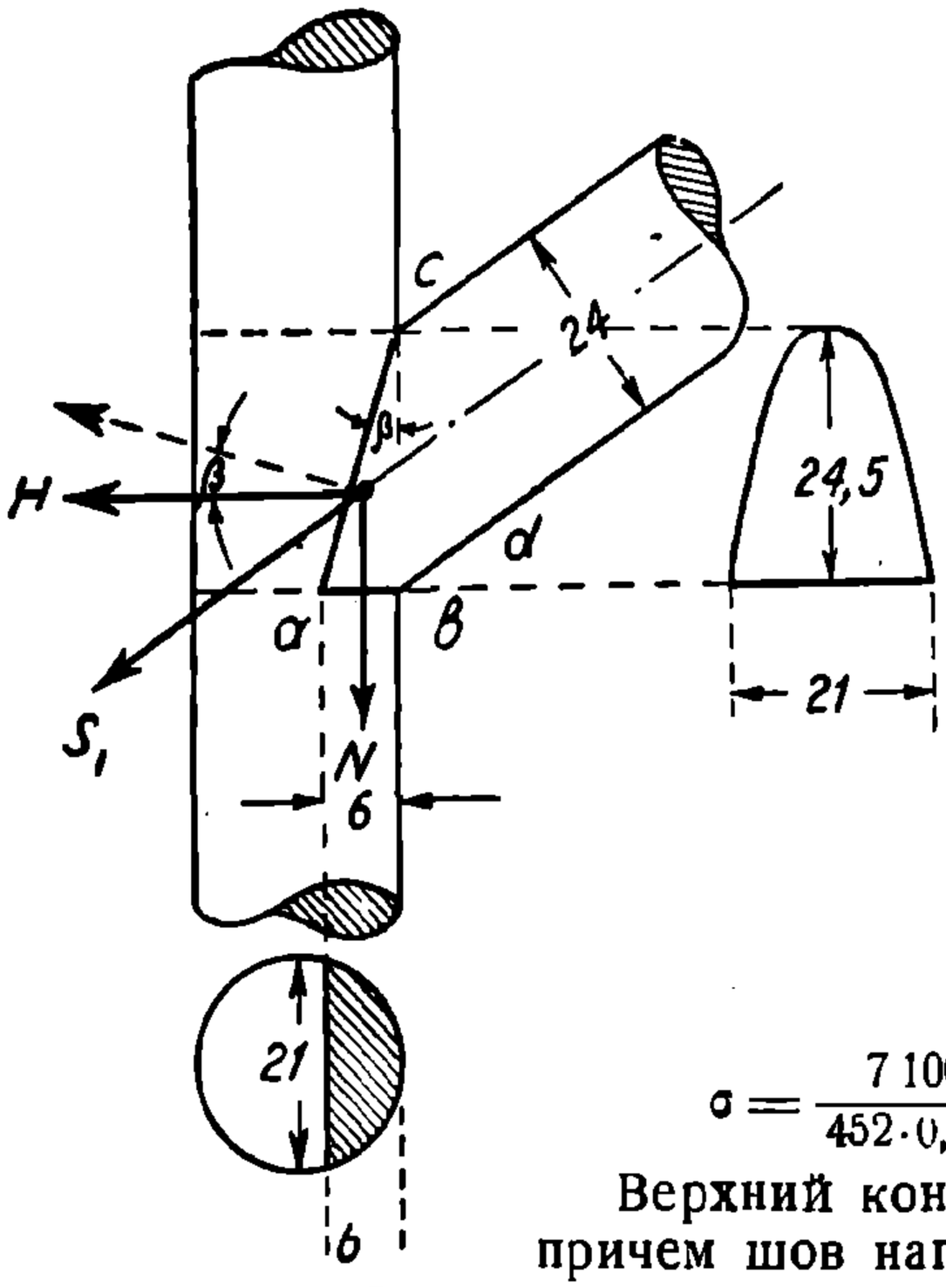
$$S_1 = \frac{C}{\sin \alpha} = C\frac{s}{h}.$$

НТБ ДНУЖТ

Здесь:
α — угол подкоса с горизонтом;
$h = 2{,}6$ *м* — теоретическая высота подкосно-ригельной системы;
$s = \sqrt{2{,}6^2 + (1{,}75 + 2{,}5)^2} = 4{,}98$ *м* — теоретическая длина подкоса.

Таким образом:

$$S_1 = 3\,700 \cdot \frac{4{,}98}{2{,}6} = 7\,100 \text{ кг}.$$



Фиг. 25.

Подкос принят из бревна диаметром 24 *см*.
Площадь $F = 452$ *см*^{2}.
Радиус инерции $i = 6$ *см*.
Гибкость:

$$\frac{s_1}{i} = \frac{498}{6} = 83.$$

Коэфициент уменьшения допускаемого напряжения для обеспечения устойчивости по таблицам норм: $\varphi = 0{,}43$.

Приведенное напряжение:

$$\sigma = \frac{7\,100}{452 \cdot 0{,}43} = 36 \text{ кг/см}^2 < 0{,}85 \cdot 100.$$

Верхний конец подкоса упирается в ригель, причем шов направлен по биссектрисе угла, так что смятие волокон происходит под углом к волокнам $\frac{\alpha}{2} \cong 15°$.

Расчетное напряжение от смятия:

$$\sigma_1 = \frac{7\,100 \cdot 0{,}97}{452} = 15 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение на смятие под углом 15° к волокнам.

$$R_\alpha = \frac{R_1}{1 + \left(\frac{R_1}{R_1'} - 1\right) \sin^2 \frac{\alpha}{2}} = 0{,}85 \cdot \frac{70}{1 + \left(\frac{70}{25} - 1\right) \cdot 0{,}26^2} = 0{,}85 \cdot 63 \text{ кг/см}^2.$$

Врубка нижнего конца подкоса в сваю показана на фиг. 25.
Для расчета разлагаем усилие в подкосе S на вертикальную составляющую N и горизонтальную H:

$$N = S_1 \cdot \sin \alpha = C = 3\,700 \text{ кг};$$

$$H = C \cdot \operatorname{ctg} \alpha = C \frac{l_1 + l_2}{h} = 3\,700 \frac{2{,}5 + 1{,}75}{2{,}6} = 6050 \text{ кг}.$$

Площадь смятия по горизонтальной площадке ab (как сегмента параболы):

$$\frac{2}{3} \cdot 6 \cdot 21 = 84 \text{ см}^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Напряжение от смятия

$$\sigma_1 = \frac{3\,700}{84} = 44\ кг/см^2.$$

Смятие сваи происходит под углом 30° к волокнам. Допускаемое напряжение для смятия под углом 30°, исчисляемое по вышеприведенной формуле, равно:

$$0{,}85 \cdot 48 = 41\ кг/см^2.$$

Смятие по площадке *ac* определим следующим образом. Горизонтальной составляющей усилия в подкосе H сопротивляются смятие по площадке *ac* и сила трения по площадке *ab*, равная αN, где $\alpha = 0{,}3$ — коэфициент трения. Таким образом сила, сминающая площадку *ac*, равна:

$$H - \alpha N.$$

Сила $H - \alpha N$ действует на площадку под углом β к нормали с площадкой смятия. Считая ее как проекцию силы, нормальной к площадке, получим величину последней равной:

$$\frac{H - \alpha N}{\cos \beta}.$$

С другой стороны, площадка смятия *ac* равна своей вертикальной проекции *cb*, деленной на $\cos \beta$. Таким образом напряжение от смятия равно:

$$\sigma_c = \frac{H - \alpha N}{\text{пл. } (cb)}.$$

Проекцию *cb* площадки смятия вычисляем как площадь параболического сегмента (фиг. 25):

$$\text{пл. } (cb) = \frac{2}{3} \cdot 21 \cdot 24{,}5 = 343\ см^2;$$

$$H - \alpha N = 6050 - 0{,}3 \cdot 3\,700 = 4\,940\ кг;$$

$$\sigma = \frac{4\,940}{343} = 14\ кг/см^2 < 0{,}85 \cdot 25 = 21.$$

Ригель работает на сжатие от продольной силы $H = 6\,050\ кг$ и на изгиб от момента посредине пролета. При двух бревнах прогона на ригель приходится величина изгибающего момента:

$$\frac{M_3}{3} = \frac{2\,280}{3} = 760\ кгм.$$

При диаметре ригеля в 24 *см* имеем:

$$F = 452\ см^2; \quad i = 6\ см; \quad \frac{l}{i} = 58; \quad \varphi = 0{,}60;$$

$$W = 0{,}095 \cdot 24^3 = 1\,313\ см^3.$$

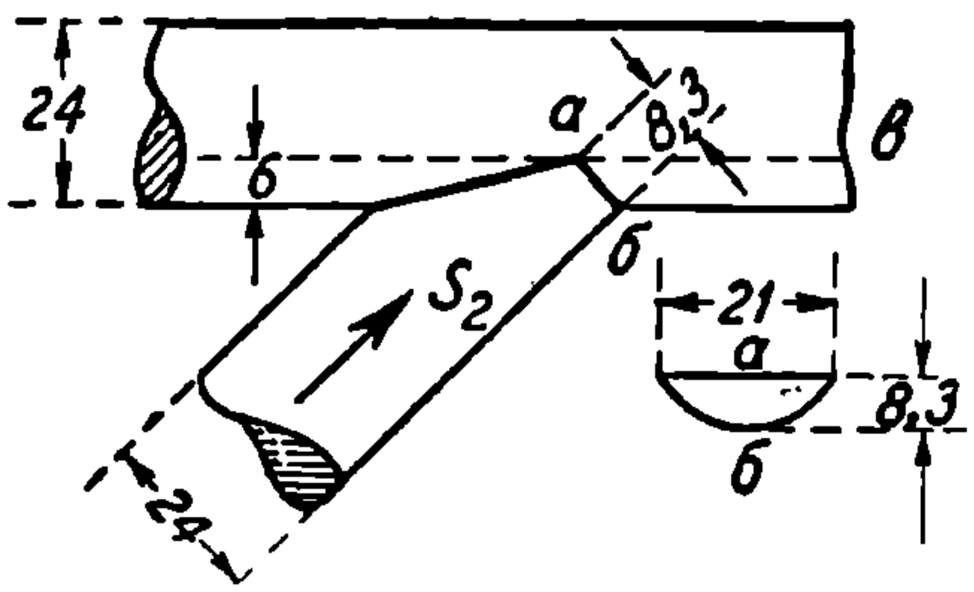
Напряжение:

$$\sigma = \frac{H}{\varphi F} + \frac{M}{W}\frac{R_d}{R_b} = \frac{6050}{452 \cdot 0{,}60} + \frac{76\,000}{1\,313} \cdot \frac{100}{110} = 23 + 53 = 76\ кг/см^2 < 0{,}85 \cdot 100.$$

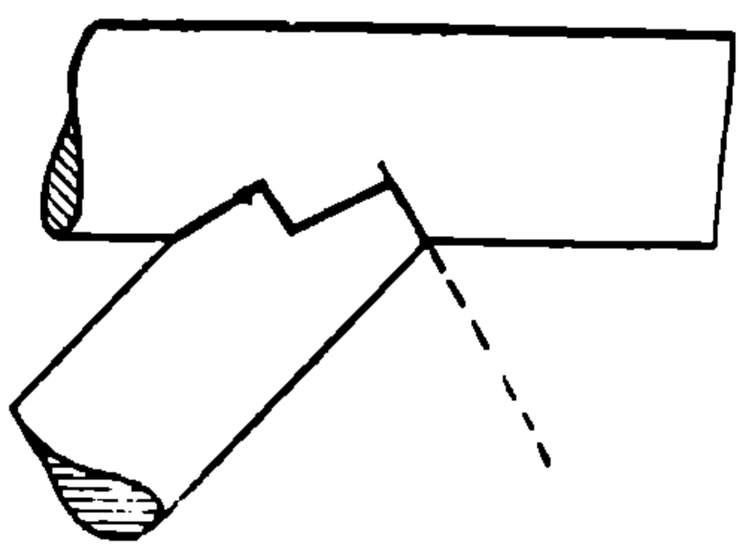
НТБ ДНУЖТ

9. Расчет коротких подкосов и подбалки. Усилие в коротком подкосе S_2 определяется по опорному давлению в точке B (фиг. 22-*а*). Линия влияния опорного давления B, рассчитанная для правого участка BE как для подкосно-ригельной системы и для левого участка BB' как для неразрезной балки, показана на фиг. 22-*б*. Если же посчитать опор ую реакцию B как от двух простых балок AB и BC, то линия влияния получится в виде пунктирного треугольника. Разница в расчете по этим линиям влияния ничтожна, так как временная нагрузка в виде одного груза (заднего колеса) в обоих случаях множится на одну и ту же наибольшую ординату 1, а влияние постоянной нагрузки само по себе не велико; кроме того, излишек положительной площади покрывается отрицательными участками. Поэтому для расчета принимаем более простой способ:

$$B = K + \frac{p}{2}(l_2 + l_1) = 3\,760 + \frac{322}{2}(2{,}5 + 1{,}75) = 4\,445\ кг.$$



Фиг. 26-*а*.



Фиг. 26-*б*.

Усилие в подкосе

$$S_2 = \frac{B}{\sin \alpha_2} = \frac{Bs_2}{h} = 4\,445 \cdot \frac{3{,}61}{2{,}6} = 6\,170\ кг.$$

Здесь $s_2 = \sqrt{2{,}6^2 + 2{,}5^2} = 3{,}61\ м$ — длина подкоса. Диаметр подкоса принят в 24 *см*.

$$F = 452\ см^2;\ i = 6\ см;\ \frac{l}{i} = 60;\ \varphi = 0{,}58.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{S_2}{\varphi F} = \frac{7\,230}{0{,}58 \cdot 452} = 28\ кг/см^2 < 0{,}85 \cdot 100.$$

Врубка верхнего конца подкоса в подбалку показана на фиг. 26-*а*. Глубина врубки по вертикали 6 *см*, а по шву, нормальному к направлению подкоса:

$$\frac{6}{\sin \alpha} = 6\frac{l}{h} = \frac{6 \cdot 3{,}61}{2{,}6} = 8{,}3\ см.$$

Площадь смятия:

$$\frac{2}{3} \cdot 8{,}3 \cdot 21 = 116\ см^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Напряжение от смятия подбалки под углом около 45° к волокнам:

$$\sigma = \frac{6\,170}{110} = 53\ кг/см^2.$$

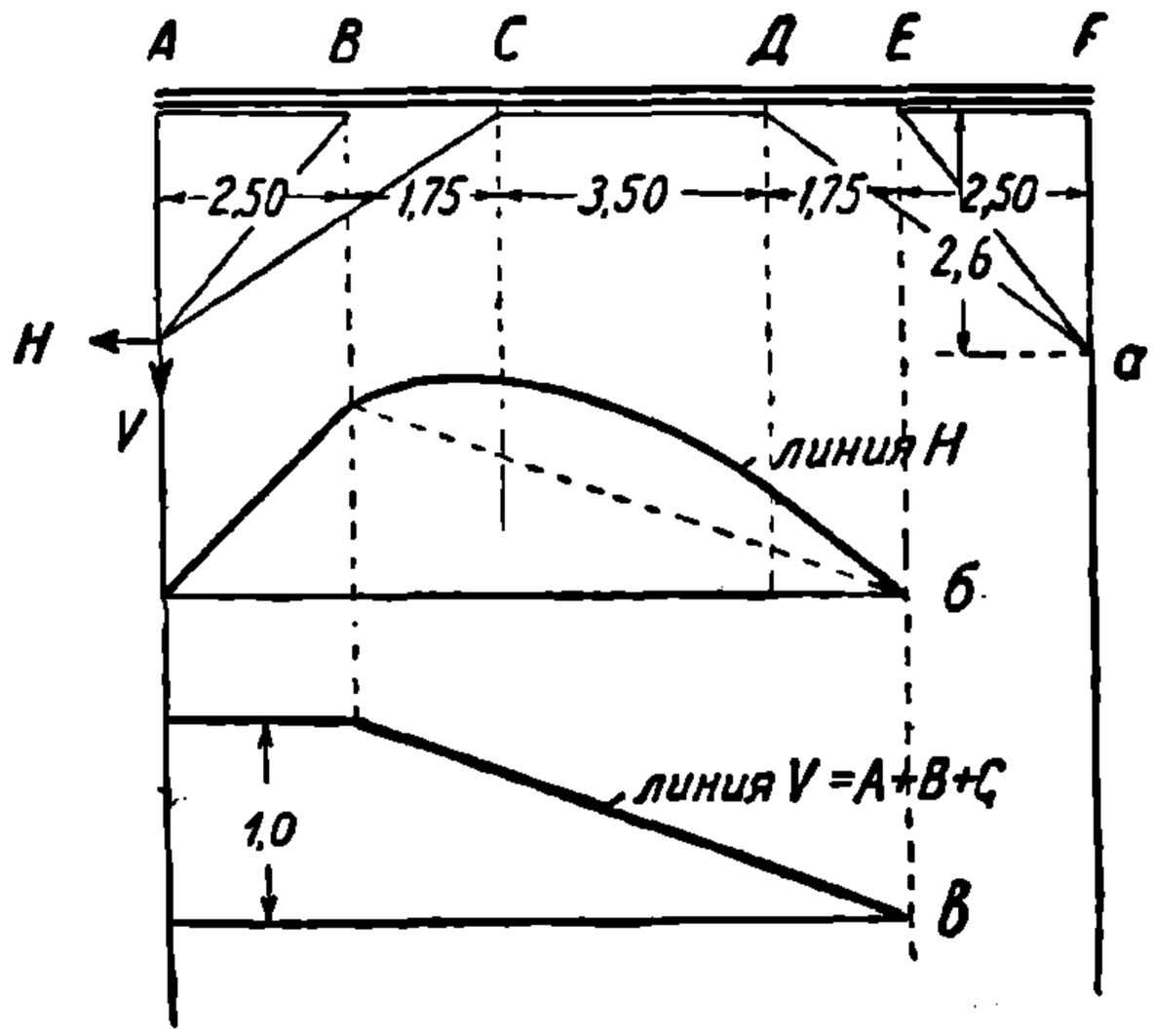
Допускаемое напряжение при угле 45° равно:

$$0{,}85 \cdot 37 = 32\ кг/см^2.$$

Таким образом, примененная врубка не выдерживает. Необходимо углубить врубку и перейти к двойному зубу (фиг. 26-*б*), располагая шов по биссектрисе угла и увеличивая в случае надобности толщину подкоса и подбалки.

Длину выступающего конца подбалки проверим по условию прочности на скалывание по площадке *ab*. Скалывающая сила равна усилию, передающемуся от подкоса на подбалку:

$$H_2 = \frac{B}{\operatorname{tg} a_1} = B\,\frac{l_2}{h_2} = 4\,445 \cdot \frac{2{,}5}{2{,}0} = 4\,270\ кг.$$



Фиг. 27.

Площадь скалывания при длине $ab = x$ равна $21\,x$.

При допускаемом напряжении от скалывания $0{,}85 \cdot 12 = 10\ кг/см$

$$x = \frac{4\,270}{21 \cdot 10} \leqq 20\ см.$$

10. Расчет опор. Свайные быки моста работают на сжатие от вертикального опорного давления, от временной и постоянной нагрузок и на изгиб — от распора, вызываемого временной нагрузкой при расположении последней только на одном из прилегающих пролетов. Загружение обоих пролетов менее опасно, так как хотя вертикальное давление получается при этом наибольшим, но зато распор уничтожается.

Вертикальное давление на сваи в нижнем опорном узле при любом положении нагрузки равно сумме узловых давлений в точках *A*, *B*, *C*. Половина линии влияния этого давления показана на фиг. 27-*в*.

Величина распора определится как сумма горизонтальных проекций усилий в раскосах S_1 и S_2:

$$H = S_1 \cos a_1 + S_2 \cos a_2 = C\,\frac{l_1 + l_2}{h} + B\,\frac{l_2}{h}.$$

В данном случае:

$$H = C\,\frac{4{,}25}{2{,}6} + B\,\frac{2{,}5}{2{,}6} = 1{,}63C + 0{,}96B.$$

НТБ ДНУЖТ

Вид линии влияния распора, построенной на основании этой формулы и фиг. 22-*б* и 22-*в* при упрощающем предположении, что прогон разрезан в точке *A*, показан на фиг. 27-*б*.

Площадь линии *C* по предыдущему равна:

$$1{,}78 \cdot 1{,}75 = 3{,}12 \text{ м}.$$

Величина *B* определяется как разность опорного давления двух простых балок *BA* и *BE* и давления *C*. Поэтому площадь линии влияния *B*:

$$\frac{9{,}5}{2} - 3{,}12 = 1{,}38 \text{ м}.$$

Таким образом площадь линии влияния распора:

$$\omega = 1{,}63 \cdot 3{,}12 + 1{,}38 \cdot 0{,}96 = 6{,}40 \text{ м}.$$

Для учета постоянной нагрузки определяем вес подкосов, подбалок и ригеля:

$$(2 \cdot 2{,}5 + 2 \cdot 3{,}61 + 2 \cdot 4{,}98 + 3{,}5) \cdot 36 = 925 \text{ кг/м}.$$

Интенсивность постоянной нагрузки:

$$p = 322 + \frac{925}{12} = 400 \text{ кг/м}.$$

Временную нагрузку определяем согласно техническим условиям в предположении, что при полной загрузке моста все сваи работают на распор одинаково. При двух рядах грузовиков на мосту и пяти парах свай на каждую пару приходится 0,4 веса одного ряда грузовиков. Для определения распора временную нагрузку берем в виде эквивалентной для параболических линий влияния.

При длине загружения в 9,5 *м* для схемы Н6 при коэфициенте поперечной установки, указанном выше, — 0,4, имеем по таблице 92 отдела V:

$$k = 0{,}6 \cdot 0{,}4 \cdot 1{,}77 = 0{,}425 \text{ т/м}.$$

Таким образом, величина распора:

$$H = (500 + 425) \cdot 6{,}4 = 5\,280 \text{ кг}.$$

Благодаря тому, что свайная опора удерживается до известной степени от изгиба подкосами смежного пролета, на опору передается не вся величина распора; часть ее передается при помощи подкосов на прогоны смежного пролета.

Учесть распределение распора между сваями и прогонами соседнего пролета можно путем сравнения относительной гибкости их. Но практически этот расчет не будет точным, так как благодаря расстройству соединений от усушки нельзя рассчитывать на плотное прилегание подкосов и полную передачу усилий, как это было бы в железной или в железобетонной конструкциях. Поэтому по техническим условиям принимается условно, что на подкосы передается всего 20% расчетного распора. Таким образом, сваи изгибаются горизонтальной силой:

$$H = 0{,}8 \cdot 5\,280 = 4\,230 \text{ кг}.$$

НТБ ДИИЖТ

При наличии стыка на уровне межени считается, что наращенная стойка опирается шарнирно нижним концом на сваю, а верхним на прогон через насадку и подбалку. Таким образом, стойка рассчитывается как простая балка, поставленная вертикально и изгибаемая горизонтальной силой H. Кроме изгиба стойка сжимается вертикальным давлением V. Площадь линии влияния V по фиг. 27-*в* для двух пролетов:

$$\omega = 2 \cdot (1 \cdot 2{,}5 + 0{,}5 \cdot 7) = 12 \text{ м}.$$

Усилие от постоянной нагрузки

$$V_p = p\omega = 400 \ \ 12 = 4\,800 \text{ кг}.$$

Временную нагрузку принимаем ту же, что и для расчета распора. При загружении одного пролета имеем усилие:

$$V_k = 425 \cdot 6 = 2\,550 \text{ кг}.$$

Усилие от полной нагрузки:

$$V = 4\,800 + 2\,550 = 7\,350 \text{ кг}.$$

Стойки приняты из двух бревен диаметром 26 *см*, связанных между собой колодками (фиг. 20).

Определим, какую высоту можно допустить для данной стойки от горизонта межени, где предполагается стык.

Допускаемое напряжение на изгиб для стойки, находящейся в условиях переменной влажности, по техническим условиям равно:

$$0{,}60 \cdot 110 = 66 \text{ кг/см}^2.$$

Так как стойка составлена из двух бревен, то по техническим условиям напряжение еще уменьшается на $20^0/_0$, т. е. имеем:

$$R = 0{,}8 \cdot 66 = 53 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение от сжатия вертикальной силой определим с учетом опасности выпучивания в поперечном направлении, так как в продольном направлении стойка связана колодками и обладает большой жесткостью. Свободную длину можно принять, учитывая наличие поперечных связей (фиг. 20), равной 2 *м*.

Радиус инерции 6,5 *см*.

$$\frac{l}{i} = \frac{200}{6{,}5} = 31.$$

По таблице $\varphi = 0{,}79$.

Приведенное напряжение

$$\sigma = \frac{V}{\varphi F} = \frac{7\,350}{0{,}79 \cdot 2 \cdot 531} = 8{,}7 \text{ кг/см}^2.$$

Для сравнения с напряжениями от изгиба его следует уменьшить в отношении $\frac{100}{110}$; тогда получим 8 *кг/см*^{2}.

Таким образом, для изгиба можно допустить: $53 - 8 = 45$ *кг/см*^{2}.

НТБ ДНУЖТ

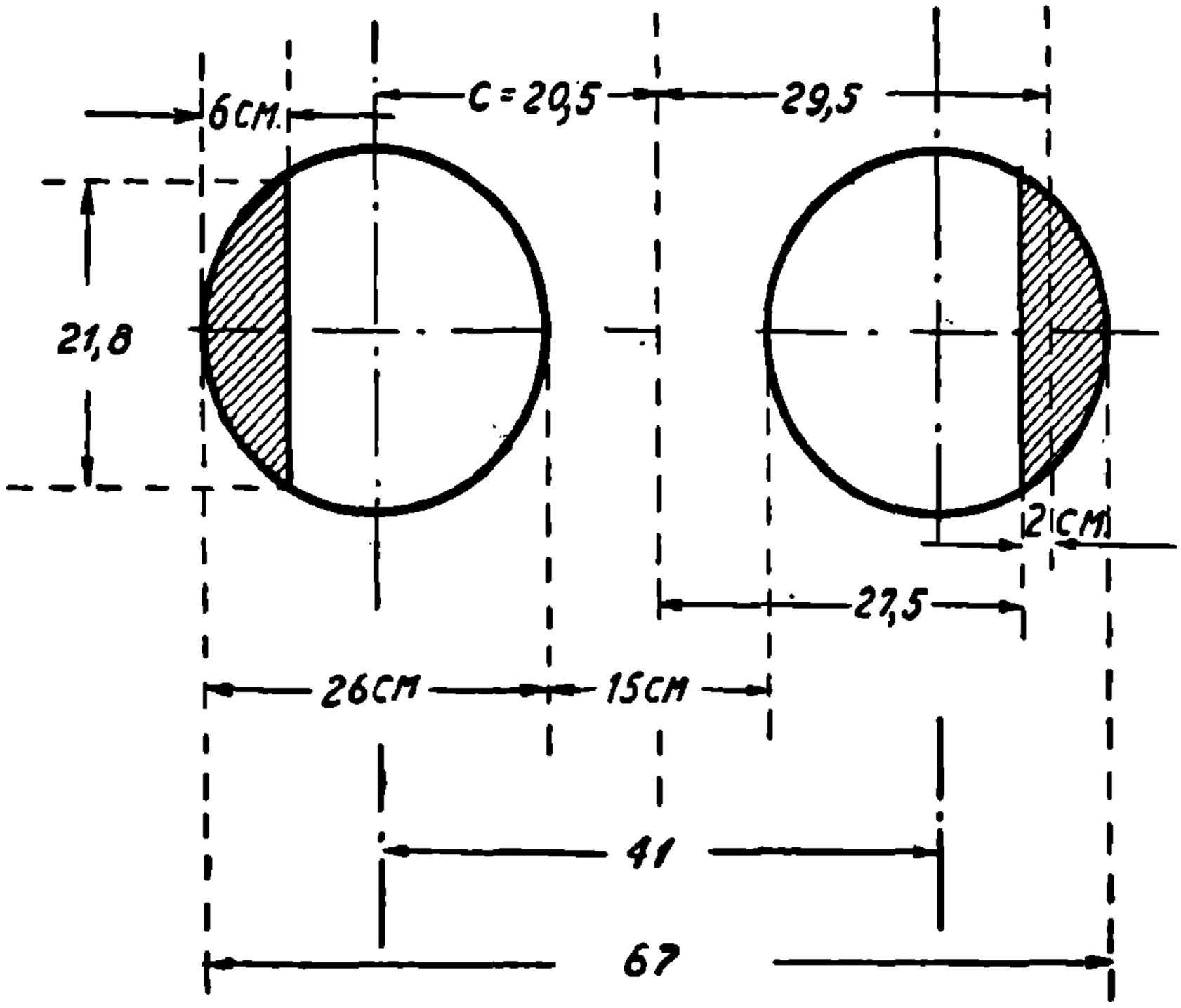
Поперечное сечение стойки из двух бревен, отстоящих ось от оси на 41 *см*, ослаблено врубками подкосов (фиг. 28).

Площадь сечений сегментов для врубок подкосов в сваи, ослабляющих стойку, равна:

$$2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 21{,}8 \cdot 6 = 2 \cdot 87{,}2 = 174{,}4 \text{ } см^2.$$

Момент инерции J стойки, состоящей из двух круглых бревен диаметром 2о *см* и расположенных на расстоянии 41 *см* ось от оси, равен:

$$J_{br} = 2\left(\frac{\pi d^4}{64} + \frac{\pi d^2}{4} c^2_1\right) = 2 \cdot \left(\frac{3{,}14 \cdot 26^4}{64} + 3{,}14 \cdot 26^2 \cdot 20{,}5^2\right) = 490\,182 \text{ } см^4.$$



Фиг. 28.

Момент инерции сечений сегментов, указанных выше, равен:

$$\Delta J = 2 \cdot 87{,}2 \cdot 29{,}5^2 = 151\,772 \text{ } см^4.$$

Момент инерции ослабленного сечения балки (опоры) равен:

$$J_a = 490\,182 - 151\,172 = 338\,410 \text{ } см^4.$$

Момент сопротивления ослабленного сечения равен:

$$W = \frac{338\,410}{27{,}5} = 12\,305 \text{ } см^3.$$

Изгибающий момент, выдерживаемый стойкой, определится из условия:

$$R = \frac{M'}{W},$$

НТБ ДНУЖТ

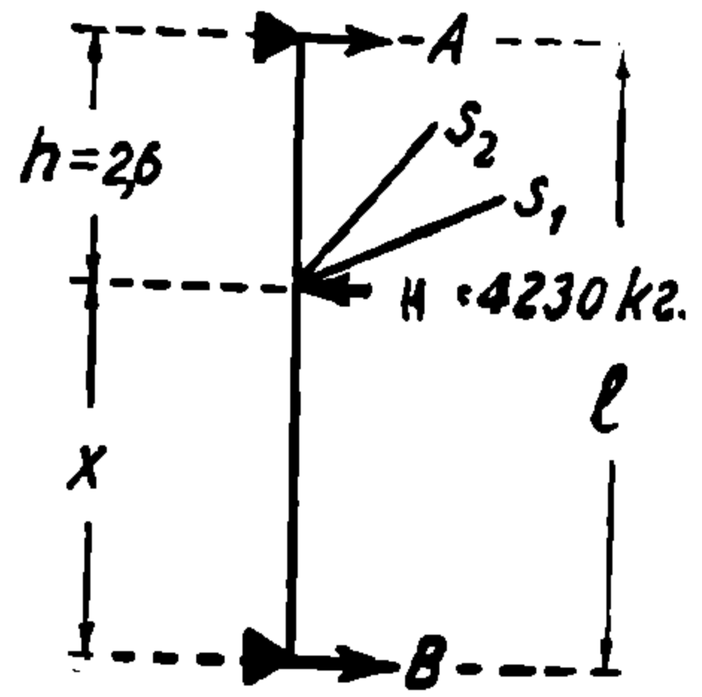
или:

$$45 = \frac{M'}{12\,305}.$$

Отсюда $M' = 45 \cdot 12\,305 = 554\,000$ *кг/см* $= 5\,440$ *кгм.*

С другой стороны, величина изгибающего момента в месте приложения распора по фиг. 29:

$$M = \frac{Hxh}{x+h} \leqslant M'.$$



Фиг. 29.

Отсюда расстояние опорного узла от уровня наращивания:

$$x \leqslant \frac{M'h}{Hh - M'} = \frac{5\,540 \cdot 2{,}6}{4\,230 \cdot 2{,}6 - 5\,540} = 2{,}63\ м.$$

При большей высоте прочность опоры недостаточна.

По прежнему расчету максимум x получился 3,82 *м*. На фиг. 20 указан максимум 3,75 *м*.

Расчет колодок свайной опоры.

Величина опорной реакции

$$A = H\frac{x}{l} = 4\,230\,\frac{2{,}63}{5{,}23} = 2\,130\ кг.$$

Наибольшая поперечная сила

$$Q = 2\,130\ кг.$$

Опорная реакция

$$B = 4\,230 \cdot \frac{2{,}6}{5{,}23} = 2\,130\ кг.$$

Скалывающее усилие на длине 100 *см* балки равно:

$$T = Q\,\frac{S}{J_{br}} = \frac{2\,130 \cdot 530 \cdot 20{,}5}{490\,182} \cdot 100 = 4\,700\ кг.$$

Длина колодки a при ширине плоскости скалывания $b = 21{,}8\,см$ и допускаемом напряжении на скалывание $R_t = 7\ кг/см^2$ на 100 *см* длины опоры равна:

$$a = \frac{T}{tb} = \frac{4\,700}{7 \cdot 21{,}8} = 31\ см.$$

На фиг. 20 для максимальной высоты стойки $2{,}6 + 6{,}35\ м$ приняты три колодки по 50 *см* каждая. По настоящему расчету следует принять полную длину колодок: $31 \cdot 6{,}35 = 200\ см$, т. е. три по 65 *см*.

Площадь смятия колодки и вырубки в свае должна быть не менее

$$\frac{4\,700}{0{,}6 \cdot 70} = 112\ см^2.$$

Здесь $0{,}6 \cdot 70$ — допускаемое напряжение на смятие торца дерева в условиях переменной влажности.

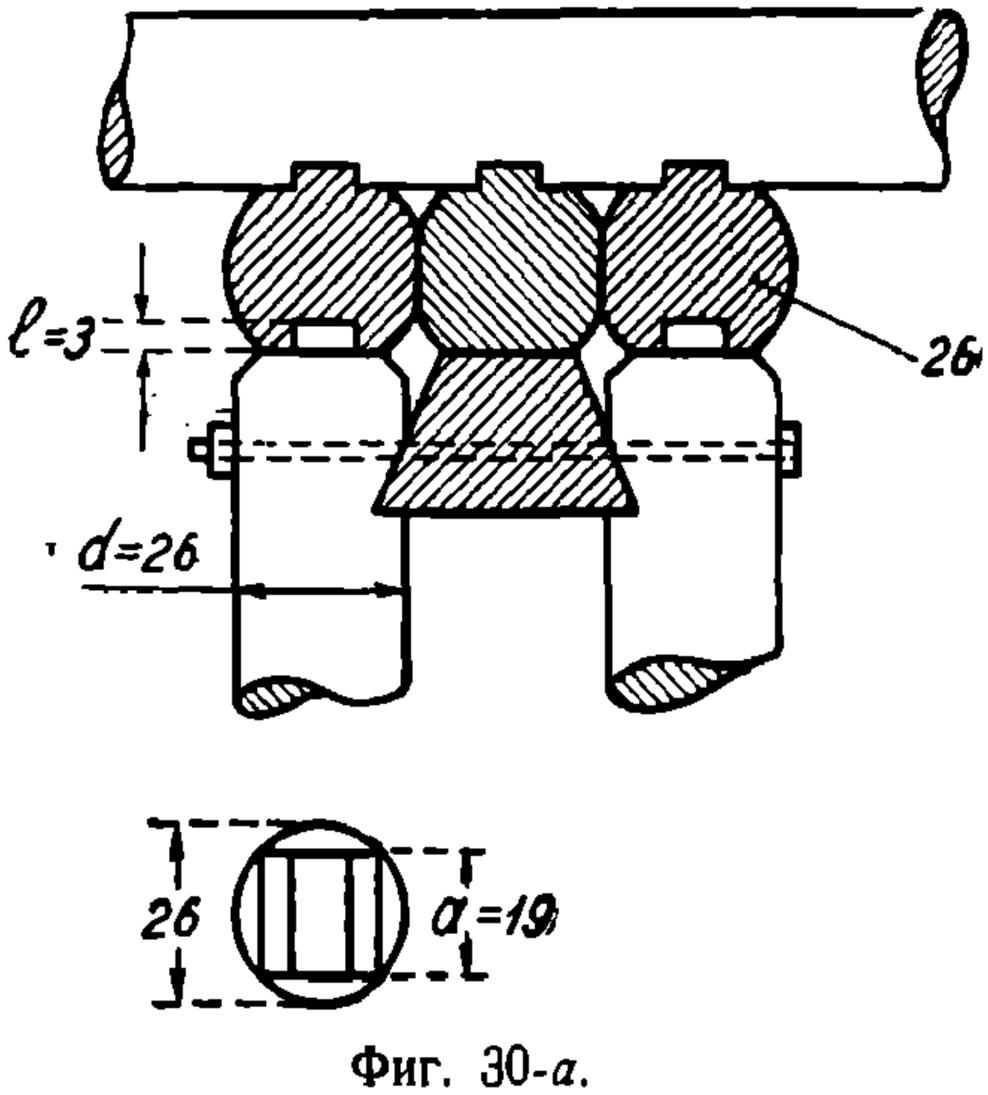
НТБ ДНУЖТ

Глубину врубки для шпонки берем в 8,5 *см*, и тогда площадь сегмента равна:

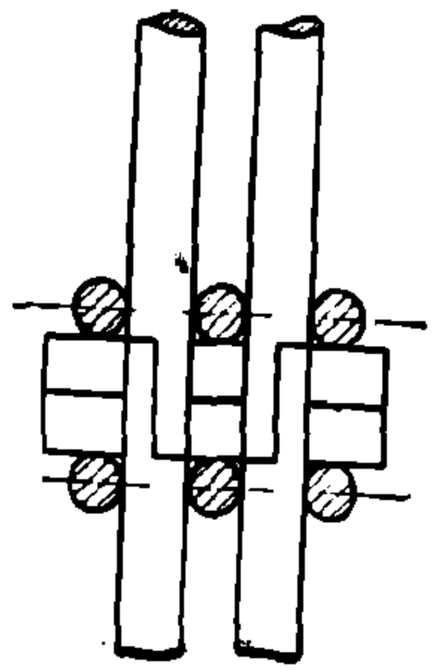
$$\frac{2}{3} \cdot 24{,}4 \cdot 8{,}5 = 138{,}2 > 112 \text{ } см^2.$$

Для того чтобы опора могла работать как балка на двух опорах, необходимо соответствующей конструкцией обеспечить передачу горизонтальных усилий от нее вверху на прогоны и внизу на сваи. В верхнем конце горизонтальное усилие передается от стойки насадке шипами (фиг. 30-*а*), а от насадки подбалке — заплечиками. Необходимая площадь смятия шипов:

$$\frac{A}{R_{\text{см}}} = \frac{2\,120}{21} = 100 \text{ } см^2.$$



Фиг. 30-*а*.



Фиг. 30-*б*.

Площадь смятия двух шипов при длине каждого 19 *см* и высоте 3 *см* равна:

$$2 \cdot 3 \cdot 19 = 114 \text{ } см^2 > 100.$$

Такую же площадь должны иметь и врубки насадок в подбалку.

Нижний конец стойки можно нарубить на сваи в полдерева и обжать схватками (фиг. 30-*б*; здесь наружная пара схваток снята). При большой площади смятия передача усилия, очевидно, обеспечена достаточно.

Сваи в свою очередь должны быть проверены на прочность от действия передающейся от них горизонтальной силы B, равной в данном случае по предыдущему 2 130 *кг*.

Способ расчета сваи, как гибкой стойки, излагается в курсе строительной механики (см., например, проф. И. П. Прокофьев, „Теория сооружений“, ч. II) и сводится в основном к следующему. Гибкая стойка, погруженная в грунт на глубину h, испытывает, с одной стороны, активное давление грунта, с другой стороны — в своем стремлении изогнуться и повернуться под влиянием приложенной вверху горизонтальной силы B (фиг. 31) — вызывает отпор грунта и поэтому испытывает пассивное давление земли. В основу расчета кладется предполагаемая эпюра единичных давлений грунта

НГБ ДНУЖТ

на стойку и стойки на грунт, изображенная на фиг. 31. Требуется проверить: 1) глубину погружения сваи в грунт с тем, чтобы наибольшее давление p в нижней точке не превзошло допускаемого, а также 2) прочность сваи на изгиб.

Наибольшее давление у подножия сваи на грунт может быть определено по формуле:

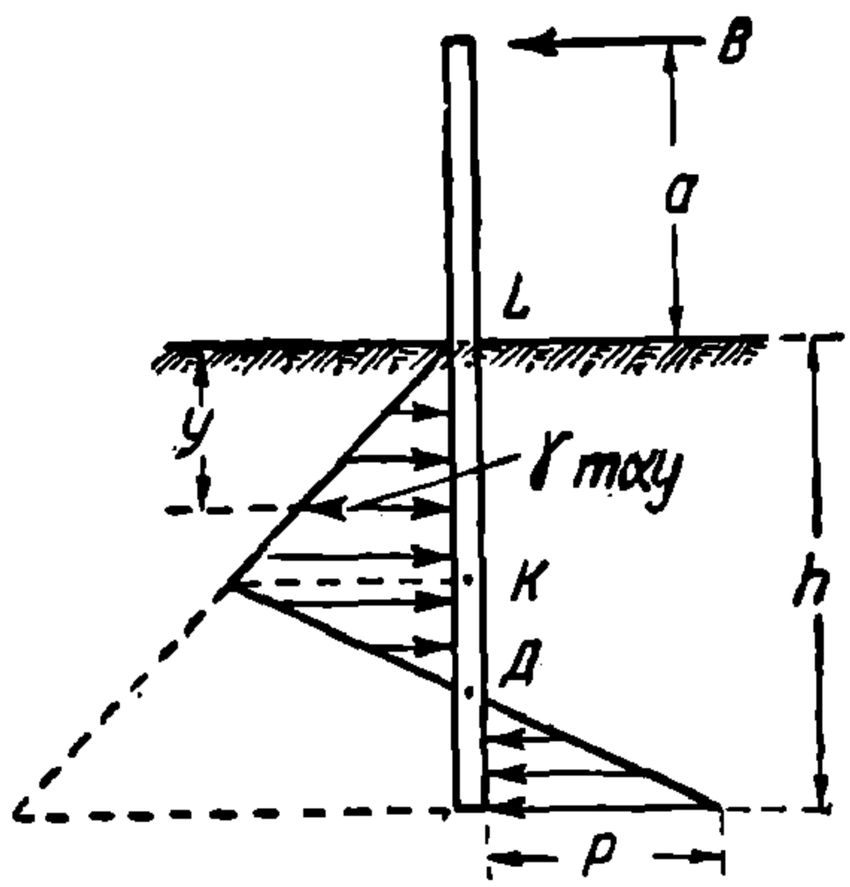
$$p = \gamma h \cdot \frac{\left(\frac{d}{h} m + k - 2 \frac{B}{\gamma h^3}\right)^2}{\frac{d}{h}\left[\frac{d}{h} m + k - 6 \frac{B}{\gamma h^3}\left(\frac{a}{h} + 1\right)\right]} - \gamma h \left(m + k \frac{h}{a}\right),$$

где: h — глубина погружения сваи в грунт (принято $h = 4$ *м*);
d — ширина сваи в сечении, нормальном к оси, в данном случае равная диаметру $= 0{,}26$ *м*;

$$m = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$
$$k = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

} коэфициенты, зависящие от угла естественного откоса грунта;

γ — удельный вес грунта (принято 1,8 *т*/*м*^{3});
B — действующая горизонтальная сила;
a — высота от грунта до приложения силы (фиг. 31) (в данном случае $a = 1{,}5$ *м*).



Фиг. 31.

В данном случае принимаем $\varphi = 30°$; тогда:

$m = \operatorname{tg}^2 60° - \operatorname{tg}^2 30° = 2{,}67$; $k = 0{,}67$;

действующая сила $B = 2{,}130\ m$;

$$\frac{d}{h} = 0{,}065;$$

$$\frac{B}{\gamma h^3} = \frac{2{,}13}{1{,}8 \cdot 64} = 0{,}018; \quad \frac{a}{h} = 0{,}375;$$

$$p = 1{,}8 \cdot 4 \cdot \frac{(0{,}065 \cdot 2{,}67 + 0{,}67 - 2 \cdot 0{,}018)^2}{0{,}065 \cdot [0{,}065 \cdot 2{,}67 + 0{,}67 - 6 \cdot 0{,}18 \cdot (0{,}35 + 1)]} -$$

$$- 1{,}8 \cdot 4 \cdot \left(2{,}67 + \frac{0{,}67}{0{,}065}\right) = 103{,}5 - 93{,}5 = 10\ m/м^2 = 1\ кг/см^2.$$

Допускаемое давление на грунт может быть принято:

$$p_{max} = \gamma h \left(m + k \frac{h}{a}\right) = 93{,}5\ m/м^2 = 9\ кг/см^2.$$

Расчет сваи на изгиб производится по опасному сечению, которое определяется из условия, что для него производная момента, равная поперечной силе, равна нулю.

Для верхнего участка сваи над грунтом поперечная сила $Q = B$.

НТБ ДНУЖТ

Для участка LK (фиг. 31) в сечении на глубине y давление на единицу длины сваи равно γmdy, а следовательно поперечная сила:

$$Q = B - \frac{\gamma m d y^2}{2}.$$

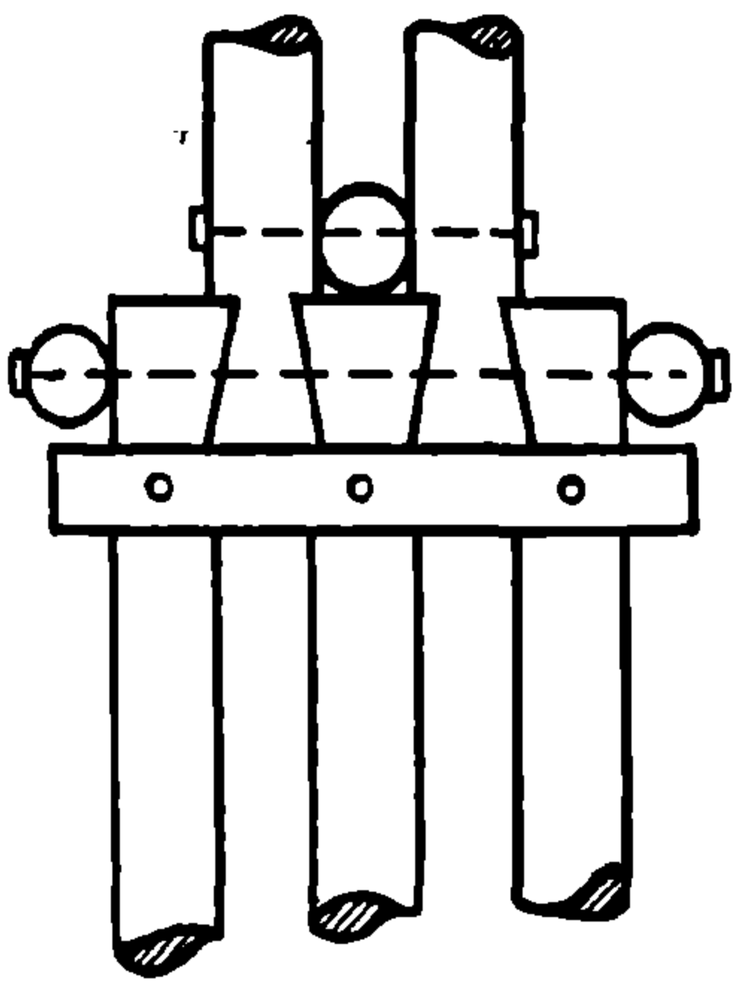
Глубина y_1 опасного сечения определится из условия:

$$B - \gamma \frac{m d y_1^2}{2} = 0.$$

Изгибающий момент для этого сечения:

$$M_{max} = B(a + y_1) - \frac{\gamma m d y_1^3}{6} = B(a + 0{,}67 y_1).$$

Подставляя числовые значения для данного случая, имеем:



Фиг. 32.

$$2{,}13 - \frac{1{,}8 \cdot 2{,}67 \cdot 0{,}26 y_1^2}{2} = 0;$$

$$y = 1{,}85 \text{ м};$$

$$M_{max} = 2{,}13 \cdot (1{,}5 + 1{,}24) =$$

$$= 5{,}84 \text{ тм} = 5\,840 \text{ кгм}.$$

Момент сопротивления двух свай диаметром 26 *см*, ничем не связанных:

$$w = 2 \cdot 1\,726 = 3\,452 \text{ см}^3.$$

Расчетное напряжение:

$$\sigma = \frac{534\,000}{3\,452} = 170 \text{ кг/см}^2.$$

Прибавляя сюда напряжение от сжатия (без учета продольного изгиба):

$$\frac{7\,350}{2 \cdot 531} = 7 \text{ кг/см}^2,$$

получаем полное напряжение в свае: 177 *кг/см²*.

Допускаемое напряжение при изгибе для дерева под водой: $0{,}75 \cdot 110 = 83$ *кг/см²*, — перенапряжение около 100%. Такая величина свидетельствует не только об опасности перелома сваи, но и о малой жесткости ее от действия горизонтальной силы. Благодаря последнему обстоятельству, опора под действием распора сильно отклоняется. Поэтому большая доля распора передается на подкосы соседнего пролета, а свая соответственно разгружается, и напряжения в ней уменьшаются. Вместе с тем отклонение сваи ведет к уменьшению распора вообще, а следовательно к перенапряжениям прогонов.

Для уменьшения напряжений в сваях необходимо увеличить их число и диаметр.

НГБ ДНУЖТ

Полагаем три сваи диаметром по 28 *см*. Тогда:

$$w = 3 \cdot 2\,151 = 6\,453\ см^3;$$

$$\sigma = \frac{584\,000}{6\,453} = 91\ кг/см^2.$$

Перенапряжение около 10 % можно допустить.
Конструкция сопряжения стойки со сваями показана на фиг. 32.

Пример 3. Конструкция и расчет фермы на кольцах пролетом 14,4 *м* [1].

11. Общие данные. Конструкция пролетного строения показана на фиг. 33—36. Мост запроектирован по габариту Г4 под нагрузку Н8.

Конструкция пролетного строения особых объяснений не требует, так как указана на чертежах.

В виду того, что расчет проезжей части изложен в предыдущем примере, здесь приводится только расчет главных ферм. Допускаемые напряжения приняты по нормам Цудортранса при условии применения полусухого леса второго сорта, находящегося в условиях незащищенности от атмосферных воздействий.

Основные размеры фермы:

Пролет $l = 14{,}4$ *м*.
Длина панели $d = 1{,}8$ *м*.
Число панелей $n = 8$.
Расстояние между фермами $b = 1{,}6$ *м*.
Поперек моста фермы расположены таким образом, чтобы уравнять приходящиеся на них постоянную и временную нагрузки.
Постоянная нагрузка средней фермы:

от веса проезжей части	250 *кг/м*;
от собственного веса по предварительному подсчету .	50 „
Итого	300 *кг/м*.

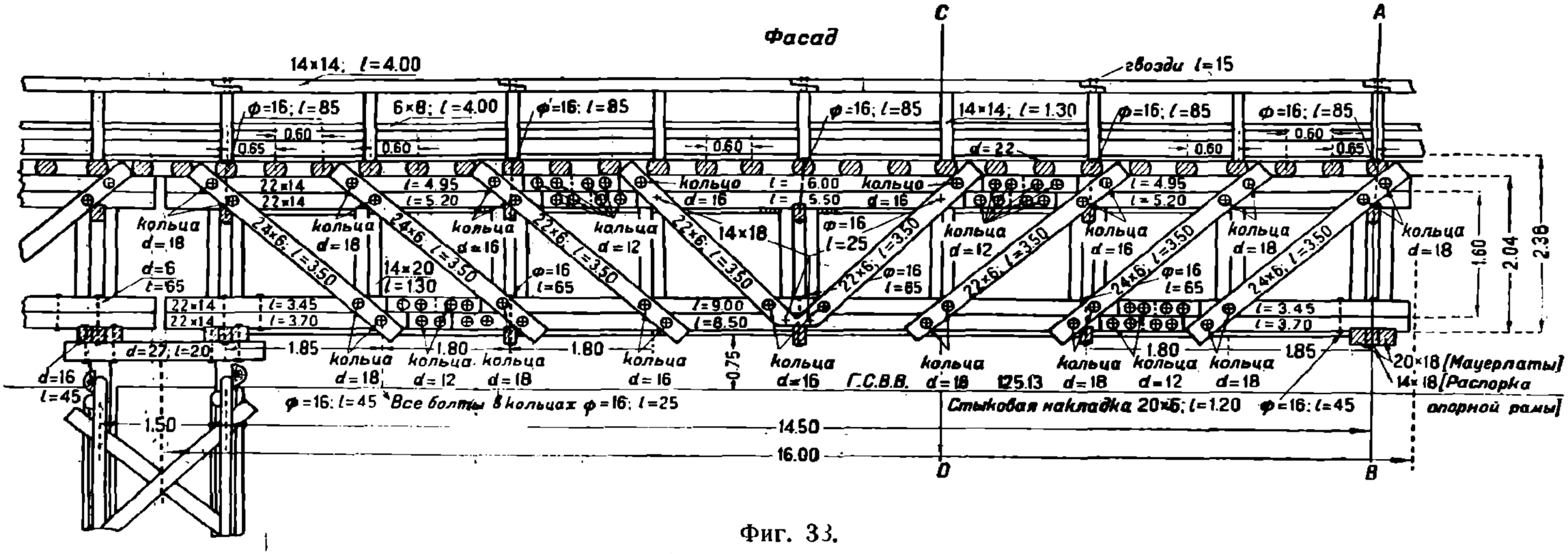
Временная нагрузка берется по нормам в виде эквивалентной.
Опасное положение нагрузки поперек моста для крайней фермы показано на фиг. 37.
Давление на крайнюю ферму:

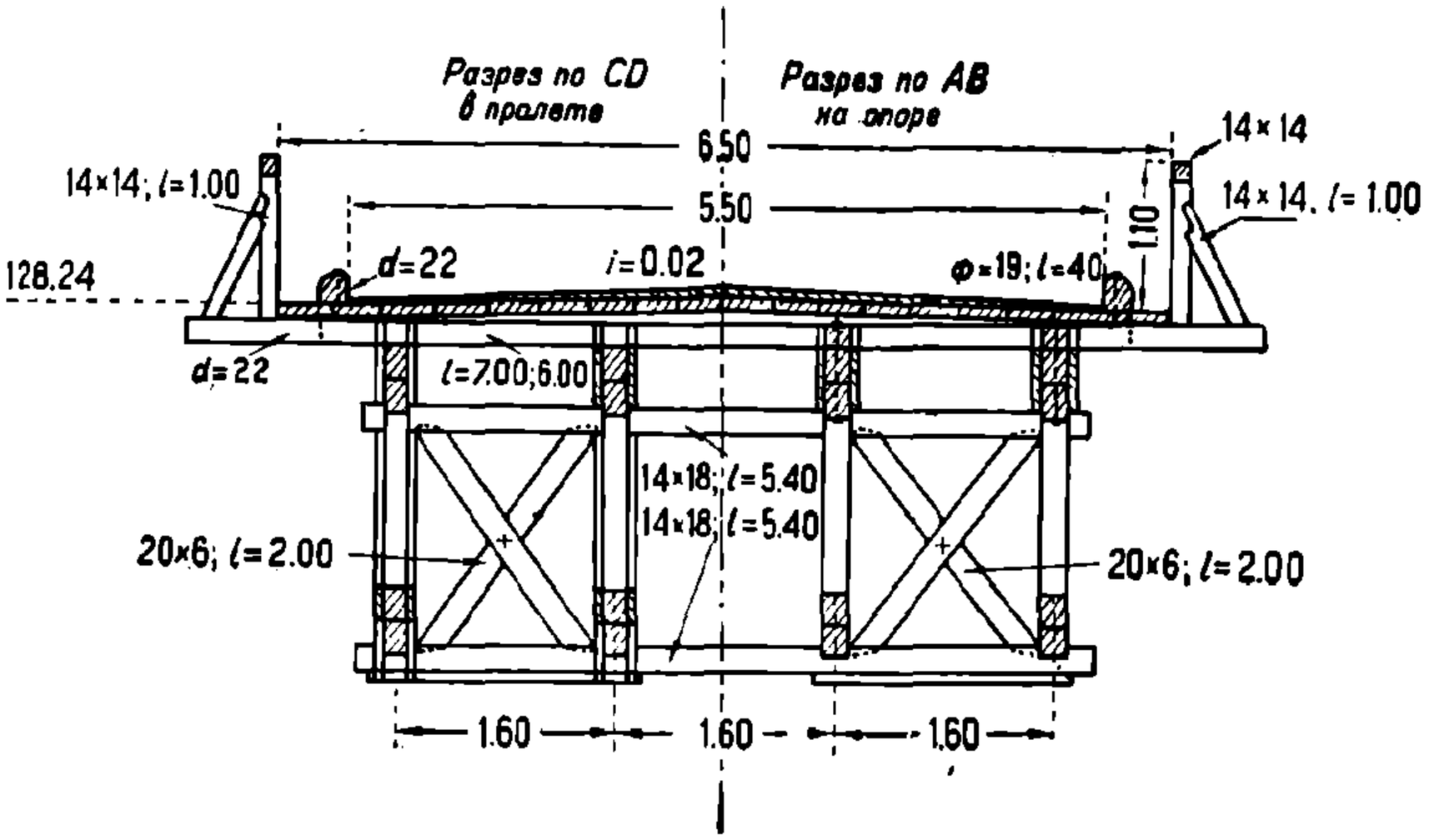
$$A = \frac{1{,}8 + 0{,}10}{1{,}6} P = 1{,}19P.$$

Здесь P — давление колеса.
По отношению к в су автомобиля коэфициент поперечной установки $m = 0{,}5\ 1{,}19 = 0{,}595$.
Для средней фермы опасное положение нагрузки поперек моста показано на фиг. 38.

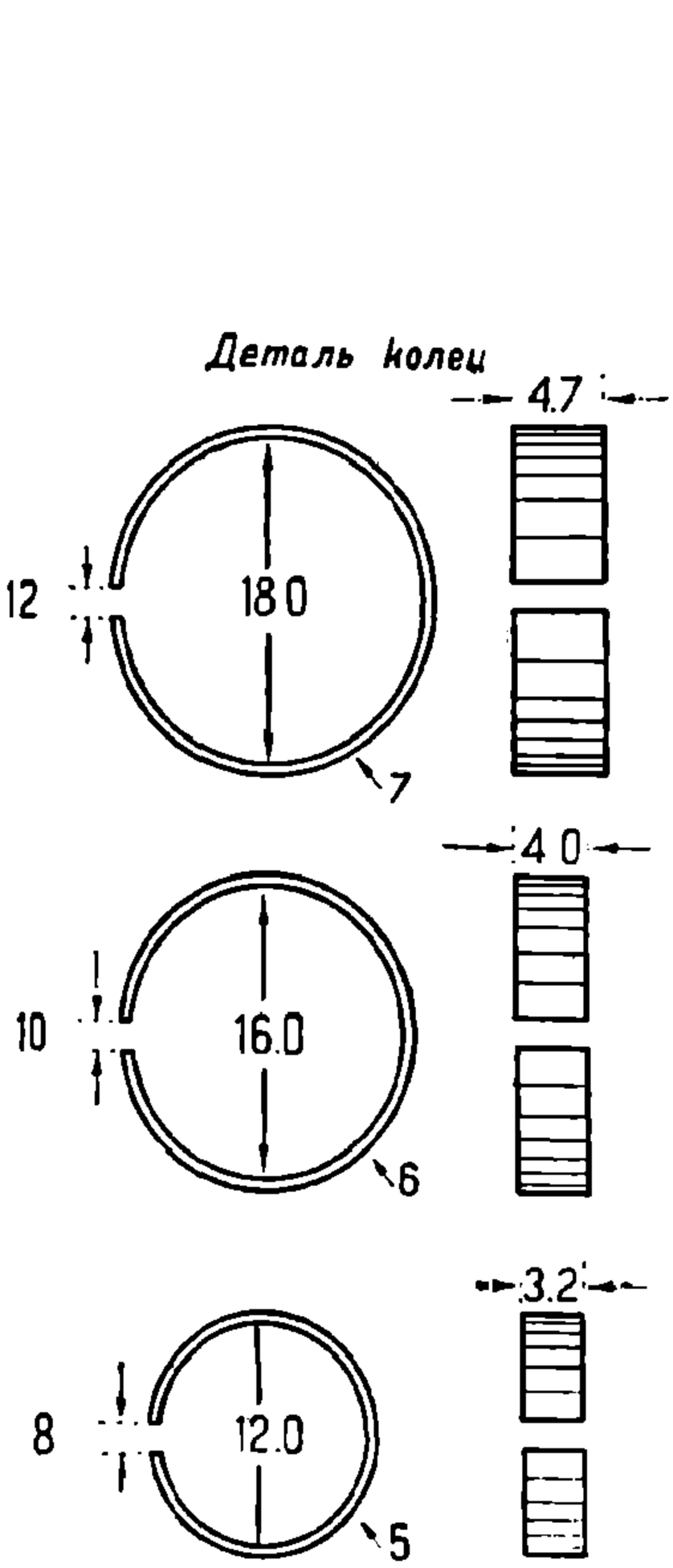
[1] По проекту Укргипродора.

НТБ ДНУЖТ

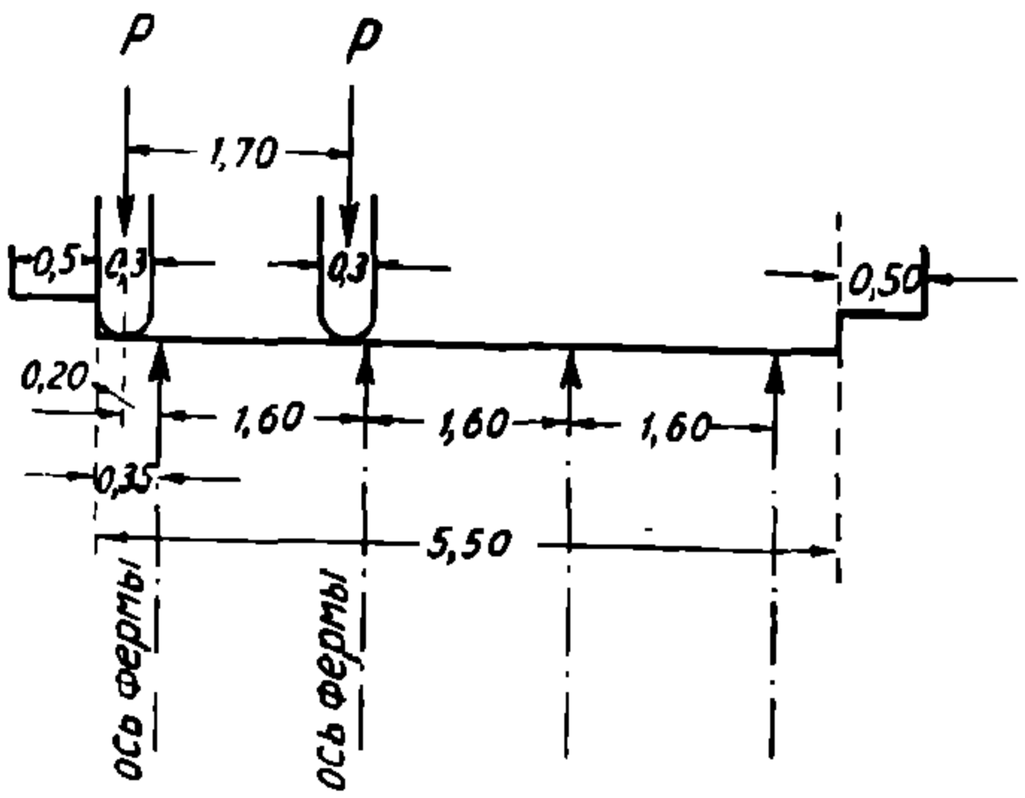

Фасад
14×14; l=4.00
гвозди l=15
φ=16; l=85
6×8; l=4.00
14×14; l=1.30
d=22
22×14
l=4.95
l=5.20
кольца d=18
кольца d=16
кольца d=12
кольца d=18
кольца d=16
кольца d=12
кольца d=18
кольца d=16
кольца d=18
кольца d=12
кольца d=18
кольца d=18
кольца d=16
кольца d=18
кольца d=12
кольца d=18
кольца d=18
кольца d=16
кольца d=18
кольца d=12
кольца d=18
кольца d=18
кольца d=18



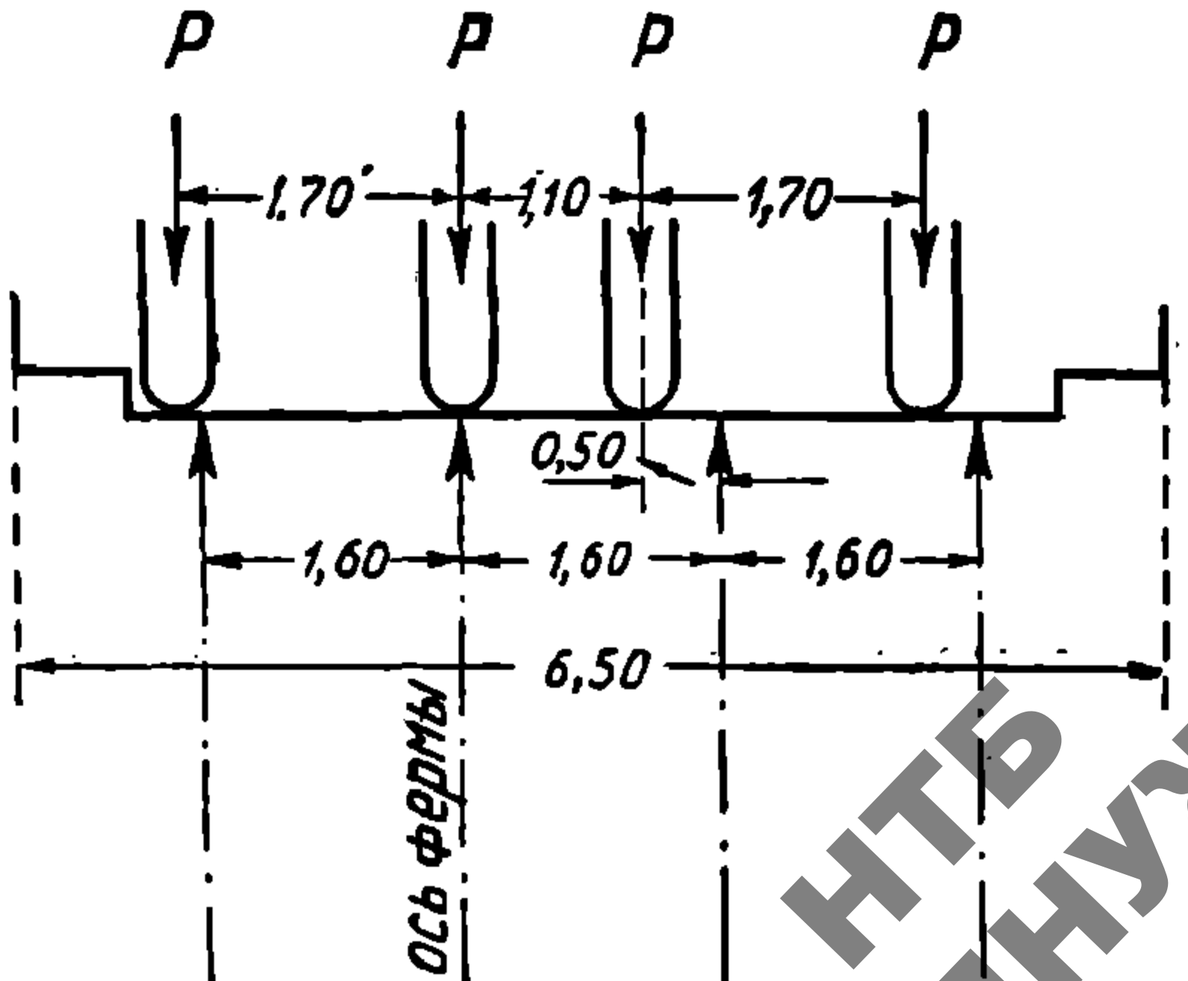
Фиг. 35.



Фиг. 36.



Фиг. 37.



Фиг. 38.

НТБ ДНУЖТ

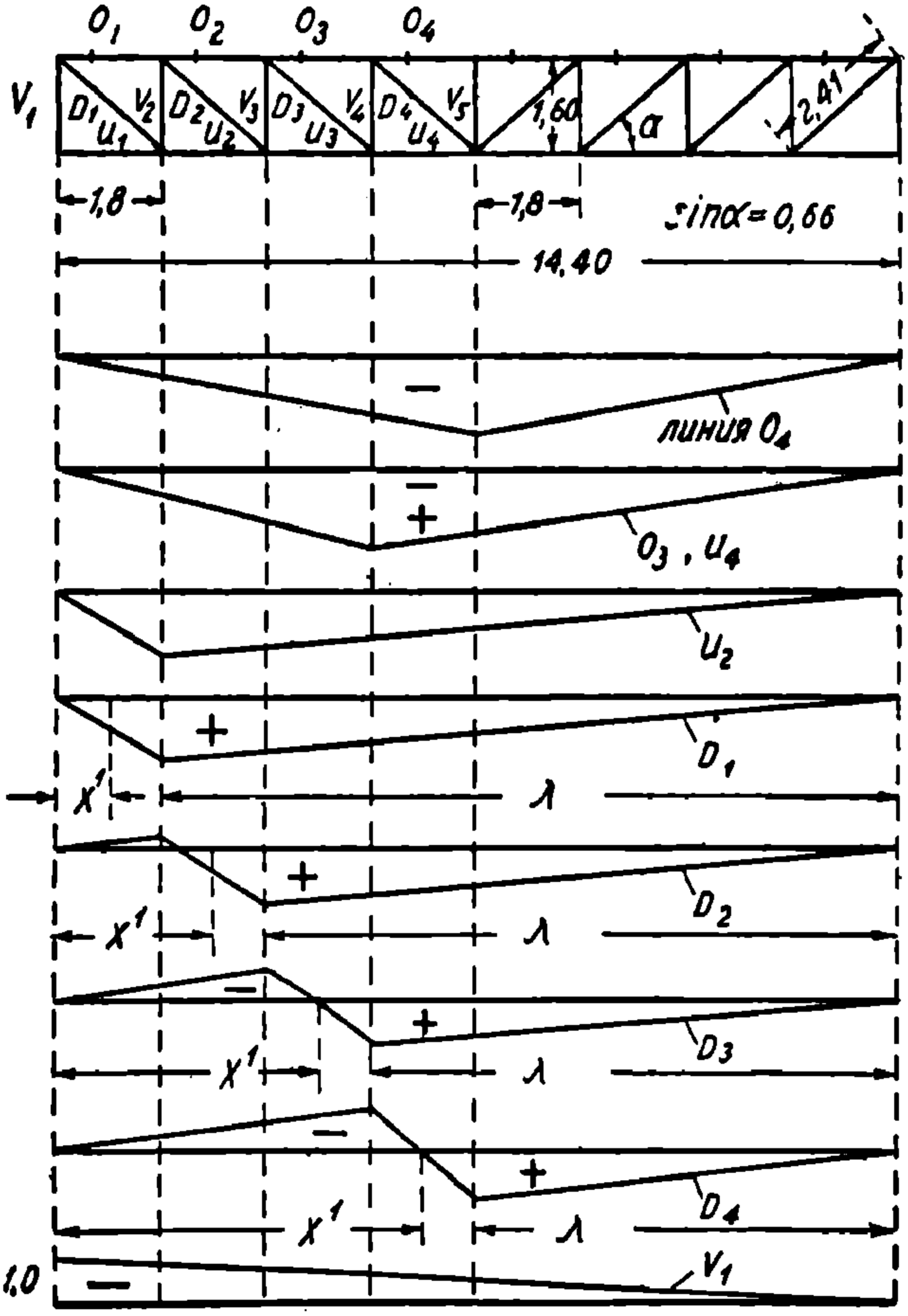
Давление на ферму

$$A=\left(1+\frac{0{,}50}{1{,}5}\right)P=\frac{0{,}10}{1{,}0}P=1{,}25\,P.$$

Коэфициент поперечной установки

$$m=0{,}5\cdot 1{,}25=0{,}625.$$

Принимаем для расчета среднюю ферму.



Фиг. 39.

12. Определение усилий в элементах фермы. Геометрическая схема фермы и линии влияния усилий показаны на фиг. 39.

В виду того, что пояса приняты постоянного сечения, для подбора сечений их необходимо определить только максимальные усилия в соедних панелях O_4 и U_4. Но для расчета стыков нужны еще величины усилий в третьей панели верхнего пояса и во второй панели нижнего пояса.

НТБ ДНУЖТ

Усилия в поясах будут наибольшие при загружении всего пролета временной нагрузкой и определяются по формуле:

$$U = -O = \frac{M}{h} = (p + k)\frac{x(l - x)}{2h}.$$

Здесь M — момент относительно узла, противолежащего расчетному элементу; x — расстояние этого узла от левой опоры; h — высота фермы.

Величина эквивалентной нагрузки для Н8 при длине загружения 14,4 *м* и коэфициенте поперечной установки 0,625 по таблице 89 отдела V:

для момента посредине (для O_4):

$$k_2 = 0{,}8 \cdot 0{,}625 \cdot 1{,}71 = 0{,}855\ т/м;$$

для момента в четверти (для интерполяции):

$$k_1 = 0{,}8 \cdot 0{,}625 \cdot 1{,}83 = 0{,}915\ т/м;$$

для момента у опор:

$$k_0 = 0{,}8 \cdot 0{,}625 \cdot 2{,}05 = 1{,}025\ т/м;$$

для момента $\frac{3}{8}l$ от опоры (для O_3 и U_4):

$$\frac{k_2 + k_1}{2} = 0{,}885\ т/м;$$

для момента $\frac{1}{8}l$ от опоры (для U_2):

$$\frac{k_1 + k_0}{2} = 0{,}970\ т/м.$$

Таким образом, усилия в поясах:

$$O_4 = -(500 + 855) \cdot \frac{14{,}4^2}{8 \cdot 1{,}6} = -22\,000\ кг;$$

$$O_3 = -(500 + 885) \cdot \frac{5{,}4 \cdot 9}{2 \cdot 1{,}6} = -21\,100\ кг;$$

$$U_4 = 21\,100\ кг;$$

$$U_2 = (500 + 970) \cdot \frac{1{,}8 \cdot 12{,}6}{2 \cdot 1{,}6} = 10\,430\ кг.$$

Усилия в раскосах определяются по общей формуле:

$$D = \frac{Q}{\sin \alpha}.$$

Здесь Q — поперечная сила в соответствующей панели, α — угол наклона раскоса к горизонту:

$$\sin \alpha = \frac{1{,}6}{\sqrt{1{,}6^2 + 1{,}6^2}} = 0{,}66.$$

Поперечная сила от постоянной нагрузки вычисляется по формуле:

$$Q_p = p\left(\frac{l}{2} - x'\right),$$

НТБ ДНУЖКТ

где x' — расстояние от левой опоры до средины рассматриваемой панели.

В данном случае для первой панели:

$$Q_1 = 500 \cdot (7{,}2 - 0{,}9) = 3\,150 \text{ кг}.$$

Для других панелей поперечные силы уменьшаются последовательно на величину: $pd = 500 \cdot 1{,}8 = 900$ кг.

Таким образом:

$$Q_2 = 2\,250 \text{ кг};\ Q_3 = 1\,350 \text{ кг};\ Q_4 = 450 \text{ кг}.$$

От временной нагрузки определяем наибольшие значения поперечной силы при загружении правой части пролета от правого узла панели до правой опоры, на протяжении длины λ (фиг. 39). При этом величина поперечной силы выразится формулой:

$$Q_k = \frac{k\lambda^2}{2l}.$$

Эквивалентную нагрузку берем по таблицам.

1-я панель:

$$\lambda = 12{,}6 \text{ м};\ k = 0{,}8 \cdot 0{,}625 \cdot 2{,}25 = 0{,}5 \cdot 2{,}25 = 1{,}125 \text{ т/м};$$

$$Q_1 = \frac{1{,}125 \cdot 12{,}6^2}{2 \cdot 14{,}4} = 6\,200 \text{ кг};$$

2-я панель:

$$\lambda = 10{,}8 \text{ м};\ k = 0{,}5 \cdot 2{,}45 = 1{,}225 \text{ т/м};$$

$$Q_2 = \frac{1{,}225 \cdot 10{,}8^2}{28{,}8} = 4\,970 \text{ кг};$$

3-я панель:

$$\lambda = 9 \text{ м};\ k = 0{,}5 \cdot 2{,}65 = 1{,}375 \text{ т/м};$$

$$Q_3 = \frac{1\,375 \cdot 9^2}{28{,}8} = 3\,870 \text{ кг};$$

4-я панель:

$$\lambda = 7{,}2 \text{ м};\quad k = 0{,}5 \cdot 3{,}08 = 1{,}54 \text{ т/м};$$

$$Q_4 = \frac{1\,540 \cdot 7{,}2^2}{28{,}8} = 2\,780 \text{ кг}.$$

Примечание. В предыдущем расчете временной нагрузкой загружалась только длина λ, от правой опоры до правого узла панели, а не до нулевой точки линии влияния, как это обычно производится. При этом последнем, обычно применяемом способе расчета принимается вся положительная площадь линии влияния, т. е. несколько больше, чем принято в нашем расчете, но зато благодаря большей длине загружения величина эквивалентной нагрузки должна быть взята несколько меньше и кроме того она должна быть определена не так, как для поперечной силы, т. е. не по прямоугольному треугольнику, а как для близопорного момента, т. е. как для косоугольного треугольника, отчего она опять уменьшается.

Вычисления расстояния до нулевой точки λ_1 всей положительной площади и интерполяция эквивалентных нагрузок требуют большой вычислительной работы, совсем не оправдываемой достигаемой „точностью". Достаточно указать, что для данного примера расчет, произведенный Укргипродором,

НТБ ДИИЖТ

по линиям влияния и по сосредоточенным давлениям колес автомобилей при их невыгоднейшем положении дал следующие величины поперечных сил:

$$Q_1 = 6\,140\ кг;\ Q_2 = 4\,900\ кг;\ Q_3 = 3\,710\ кг;\ Q_4 = 2\,690\ кг.$$

Разница для ответственных опорных раскосов составляет всего около 1 %, а для слабо напряженного среднего — около 3 %.

В силу сказанного можно рекомендовать изложенный способ расчета как более простой.

Поперечные силы от полной нагрузки:

$$Q_1 = 9\,350\ кг;\ Q_2 = 7\,220\ кг;\ Q_3 = 5\,220;\ Q_4 = 3\,230\ кг.$$

Усилия в раскосах:

$$D_1 = \frac{9250}{0{,}66} = 14\,150\ кг;\quad D_2 = \frac{7\,220}{0{,}66} = 10\,900\ кг;$$

$$D_3 = \frac{5\,220}{0{,}66} = 7\,900\ кг;\quad D_4 = \frac{3\,230}{0{,}66} = 4\,890\ кг.$$

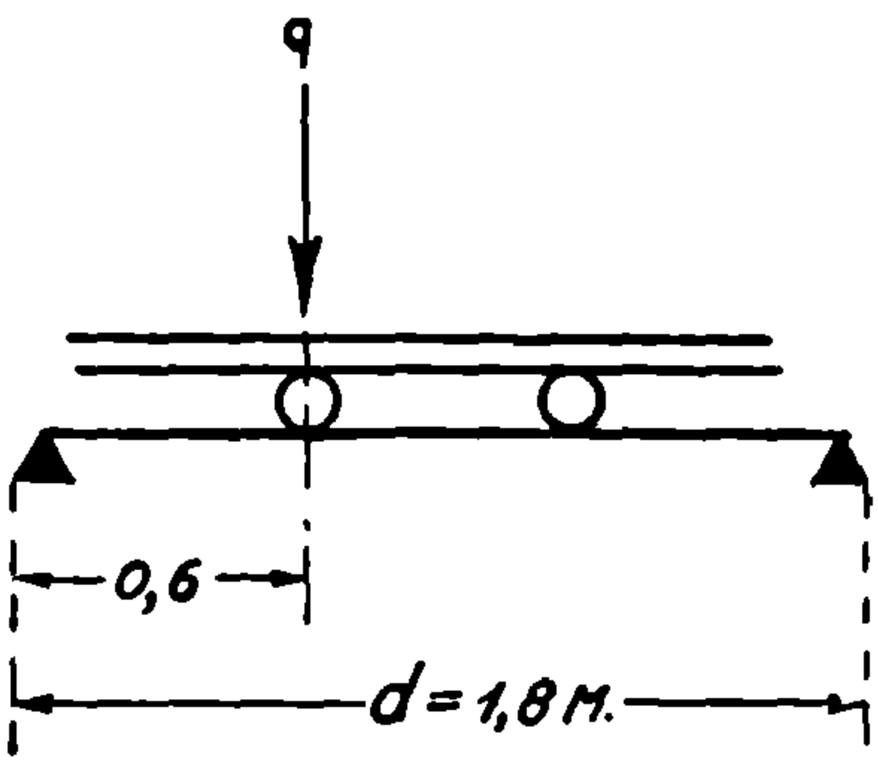
Стойки все приняты одинакового сечения, поэтому поверке подлежит только наиболее напряженная опорная стойка.

Наибольшее усилие в ней равно опорной реакции при полном загружении пролета временной нагрузкой. Величина эквивалентной нагрузки для такого случая уже вычислена выше и равна 1,025 *т/м*.

Усилие в стойке:

$$V = -A = -(p + k)\frac{l}{2} = -(500 + 1\,025)\cdot\frac{14{,}4}{2} = -11\,000\ кг.$$

13. Расчет верхнего пояса. Так как на верхний пояс непосредственно положены поперечины, то он кроме сжатия от продольной силы будет работать на местный изгиб. Величину изгибающего момента согласно техническим условиям, учитывая неразрезность брусьев, принимаем равной 60 % момента, исчисленного как для простой балки пролетом, равным панели. Давление на пояс от поперечин передается в третях панели (фиг. 40) и будет наибольшим, когда задние колеса будут находиться над поперечиной. Тогда при определенном выше коэфициенте невыгоднейшей поперечной установки давление от поперечины на пояс будет равно:



Фиг. 40.

$$P = 0{,}625\cdot 7\,600 = 4\,750\ кг,$$

где 7 600 *кг* — давление задней оси автомобиля Н8.

Наибольший изгибающий момент под поперечиной:

$$M_{max} = \frac{4\,750\cdot 0{,}6\cdot 1{,}2}{1{,}8} = 1\,900\ кгм.$$

Постоянной нагрузкой пренебрегаем.

НТБ ДНУЖТ

Расчетный момент:

$$M = 0{,}6 \cdot 1\,900 = 1\,140\ кгм.$$

Продольное усилие по предыдущему:

$$O_4 = 22\,000\ кг.$$

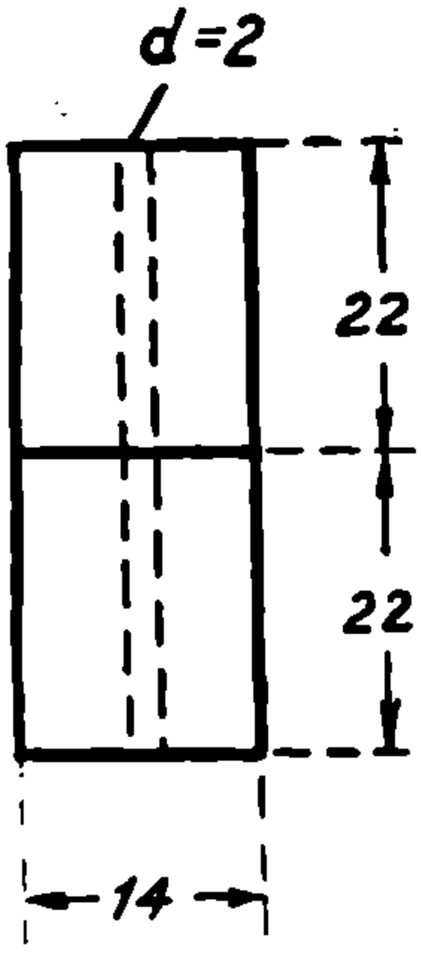
Сечение пояса принято из двух брусьев: 22×14 *см* (фиг. 41).
Поверка на прочность.

$$F_n = 2 \cdot 22\,(14 - 2) = 528\ см^2; \quad w_n = 2 \cdot \frac{22^2 \cdot (14-2)}{6} = 1\,940\ см^3;$$

$$\sigma = \frac{22\,000}{528} + \frac{114\,000}{1940} \cdot \frac{100}{110} = 42 + 53 = 95\ кг/см^2 > 85.$$

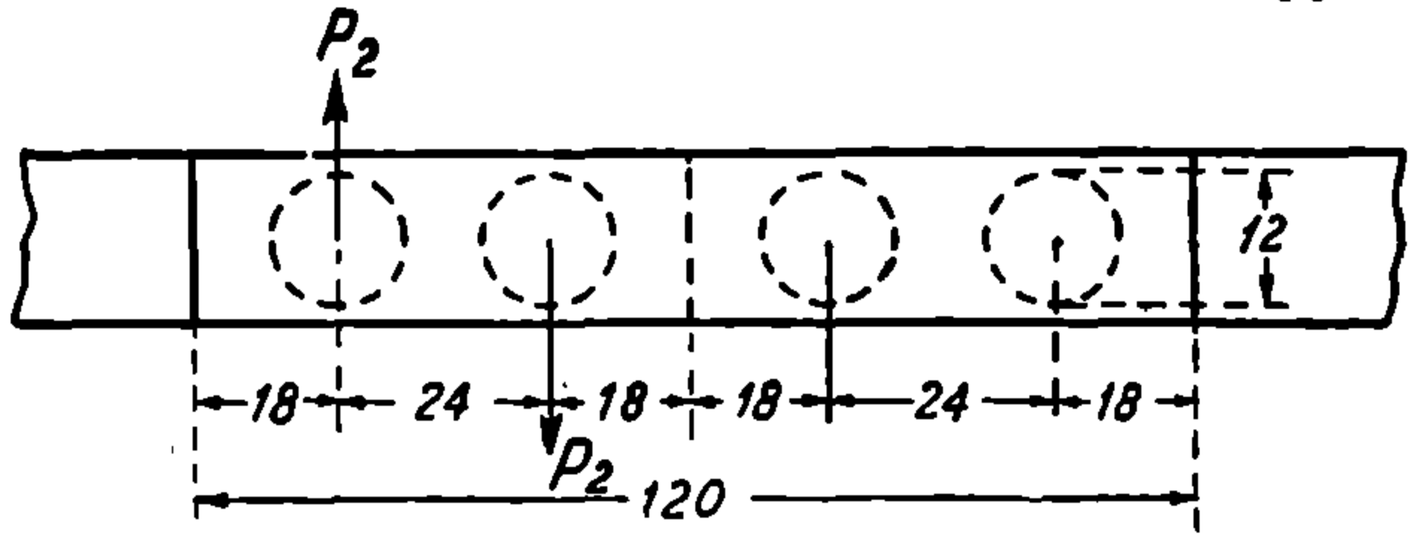
Перенапряжение около 10%.

Следовало бы увеличить сечение, хотя оправданием для перенапряжения может служить то обстоятельство, что при положении нагрузки, дающем наибольший момент местного изгиба, продольное усилие не будет наибольшим, так как для последнего требуется расположение груза над узлом.



Фиг. 41.

Стыки брусьев пояса расположены в третьей панели. Стык каждого бруса перекрыт парными накладками из досок 22×6 *см*, соединенными с брусьями кольцами диаметром 12 *см*. Кольца[1] расположены по оси бруса по два с каждой стороны стыка (фиг. 42).



Фиг. 42.

Сжимающее усилие в поясе, по предыдущему равное $O_3 = 21\,100\ кг$, считаем, в согласии с Техническими условиями, передающимся наполовину через торцы, наполовину через накладки. Тогда усилие, передающееся на каждую из четырех накладок (две на каждый брус):

$$\frac{21\,100}{2 \cdot 4} = 2\,640\ кг.$$

На одно из двух колец в каждой полунакладке действует таким образом сила вдоль волокон:

$$P_1 = \frac{2\,640}{2} = 1\,320\ кг.$$

[1] По Т. У. рекомендуется кольца применять стандартные по табл. 103 отд. V.

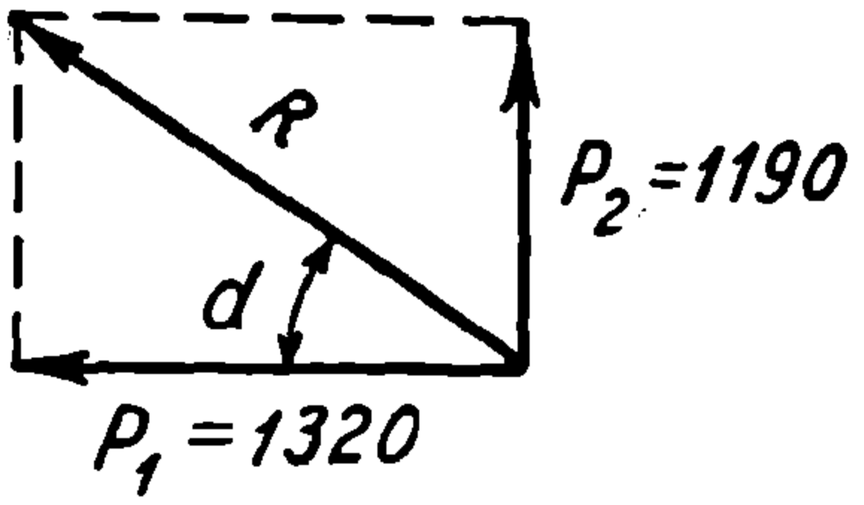
НТБ ДНУЖТ

Изгибающий момент от местного изгиба также передается накладками, так что каждая из накладок воспринимает:

$$m = \frac{114\,000}{4} = 18\,600 \text{ кгсм}.$$

Этот момент уравновешивается парой сил в кольцах, действующих поперек волокон (фиг. 42). При расстоянии между кольцами в 24 *см* величина силы в каждом кольце:

$$P_2 = \frac{28\,600}{24} = 1\,190 \text{ кг}.$$



Фиг. 43.

Равнодействующая этих сил (фиг. 43):

$$R = \sqrt{1\,320^2 + 1\,190^2} = 1\,775 \text{ кг}.$$

Угол силы с направлением волокон:

$$\sin\alpha = \frac{1\,190}{1\,775} = 0{,}67; \quad \alpha = 42°.$$

Допускаемое напряжение от смятия и под углом:

$$R_a = 0{,}85 \cdot \frac{85}{1 + \left(\frac{85}{35} - 1\right) \cdot 0{,}67^2} = 44 \text{ кг/см}^2.$$

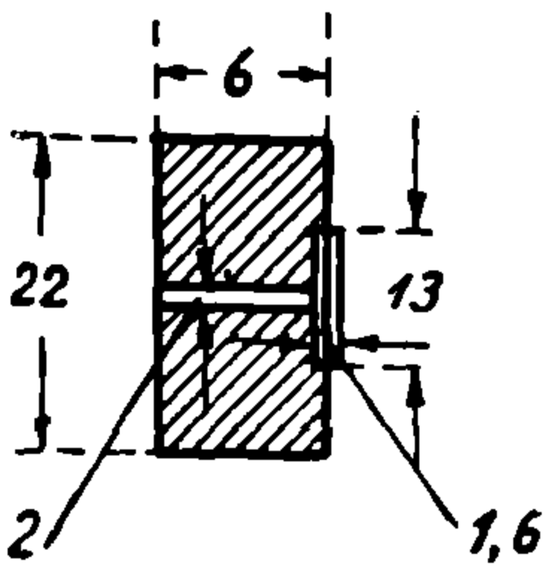
Допускаемое усилие на кольцо по нормам 1933 г. по расчету на смятие:

$$P = dbR_a = 12 \cdot 3{,}2 \cdot 44 = 1\,700 \text{ кг} \leqq 1\,775.$$

Здесь: $d = 12$ *см* — диаметр кольца; $b = 3{,}2$ *см* — ширина (по стандарту $b = 2$ *см*).

Перенапряжение в 4% считаем допустимым.

Накладка принята из доски 22×6 *см*. Сечение ослаблено болтом диаметром 2 *см* и кольцом с наружным диаметром 13 *см*, перерезывающим средние волокна на глубину 1,6 *см* (фиг. 44).



Фиг. 44.

Площадь ослабленного сечения

$$F_n = 22 \cdot 6 - 2 \cdot 6 - 13 \cdot 1{,}6 = 100 \text{ см}^2.$$

Момент инерции

$$J_n = \frac{22^3 \cdot 6}{12} - \frac{2^3 \cdot 6}{12} - \frac{13^3 \cdot 1{,}6}{12} = 5\,000 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления

$$W_n = \frac{5\,000}{11} = 455 \text{ см}^3.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{2\,640}{100} + \frac{28\,600}{455} \cdot \frac{100}{110} = 26 + 57 = 83 \text{ кг/см}^2 < 85.$$

14. Расчет нижнего пояса. В виду того, что раскосы обжимают пояса, толщина брусьев нижнего пояса принята, как и верхнего, в 14 *см*. Высота брусьев определяется размером колец, прикрепляющих раскосы. Эти кольца приняты диаметром 18 *см*, поэтому высота брусьев принята как минимальная 22 *см*.

НТБ ДПУКТ

Примечание. По техническим условиям Цудортранса ширина доски, в которую врезается кольцо, должна быть назначена с таким расчетом, чтобы ширина полосок от края доски до наружного края кольцевого желобка была не меньше 1 *см* при усилии, действующем вдоль волокон, и не менее 3 *см* при угле действующего усилия с направлением волокон больше 30°. При углах между 0° и 30° ширина указанных полосок назначается, соответственно величине угла, между 1 и 3 *см*. Таким образом в данном случае при наружном диаметре кольца 19,4 *см* (фиг. 36) и угле раскосов с поясом больше 30° минимальная ширина бруса должна быть 23,4 ≏ 24 *см*. То же относится и к верхнему поясу.

Растягивающее усилие

$$U_4 = 21\,100\ кг.$$

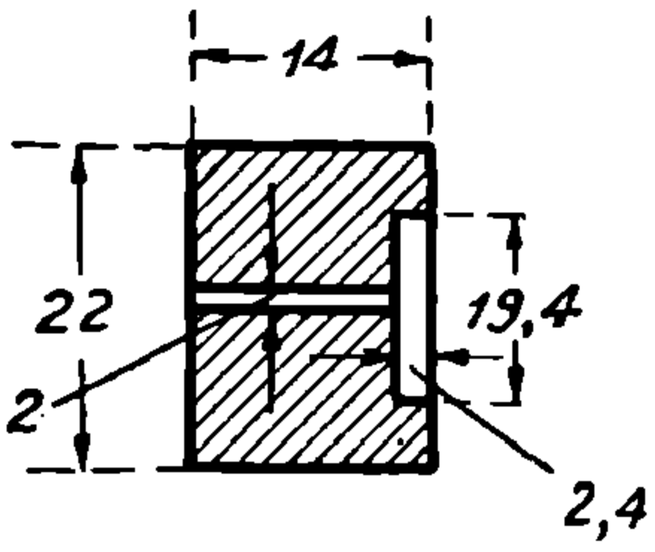
На каждый брус 10 550 *кг*.
Ослабленная площадь одного бруса (фиг. 45):

$$F_n = 20 \cdot 14 - 19{,}4 \cdot 2{,}4 = 238\ см^2.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{10\,550}{238} = 45\ кг/см^2 < 94.$$

В виду большого запаса можно было бы уменьшить толщину брусьев, а так как она связана с толщиной верхнего пояса, то и там пришлось бы уменьшить толщину, компенсировав увеличением высоты.



Фиг. 45.

Стык брусьев нижнего пояса расположен во второй панели (фиг. 33) и перекрыт так же, как в верхнем поясе.

Допустимое усилие на одно кольцо диаметром 12 *см* по смятию:

$$dbn_c = 12 \cdot 3{,}2 \cdot 0{,}85 \cdot 85 = 2\,840\ кг,$$

где 0,85 · 85 — допускаемое напряжение на смятие с поправкой на незащищенность.

Расчетное усилие в поясе $U_2 = 10\,430$ *кг*.
Необходимое число колец:

$$\frac{10\,430}{2\,840} = 3{,}7 \text{ шт. Принято } 8.$$

Имея в виду предыдущий расчет, напряжения в накладке не поверяются по очевидной безопасности.

15. Расчет раскосов и стойки. Раскосы D_1 и D_2 приняты одинакового сечения из двух досок 24 × 6 *см*. Расчетное усилие $D_1 = 14\,150$ *кг*.

Ослабление раскосов кольцами учитывается по формуле:

$$F_{осл} = (d + 2\delta)\,\frac{b}{2},$$

где d, δ, b — соответственно диаметр, толщина и ширина кольца, причем ослабление болтом не учитывается.

НТБ ДНУЖТ

Для D_1 и D_2 в прикреплении их к поясам приняты кольца диаметром 18 *см*.

$$F_n = 2 \cdot \left[24 \cdot 6 - (18 + 2 \cdot 0{,}7) \cdot \frac{4{,}7}{2}\right] = 202\ см^2.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{14\,150}{202} = 70\ кг/см^2 < 94.$$

Угол наклона подкосов к поясам равен 41°; $\sin \alpha = 0{,}66$.

Допускаемое напряжение от смятия под кольцом:

$$R_a = 0{,}85 \cdot \frac{85}{1 + \left(\frac{86}{35} - 1\right) \cdot 0{,}66^2} = 45\ кг\ см^2.$$

Усилие, выдерживаемое кольцом по смятию:

$$18 \cdot 4{,}7 \cdot 45 = 3\,800\ кг.$$

В прикреплении раскоса принято четыре кольца.

Действующее усилие на одно кольцо:

$$\frac{14\,150}{4} = 3\,540\ кг < 3\,800.$$

Раскосы D_3 и D_4 приняты из двух досок 22×6 *см*, ослабленных в узлах кольцами 16 *см*.

$$F_n = 2 \cdot [22 \cdot 6 - (16 + 2 \cdot 0{,}6)\ 2] = 98\ см^2.$$

Расчетное усилие $D_3 = 7\,960$ *кг*.

Напряжение

$$\sigma = \frac{7\,900}{98} = 81\ кг/см^2 < 94.$$

Допускаемое усилие на кольцо по смятию:

$$16 \cdot 4 \cdot 45 = 2\,880\ кг.$$

В прикреплении раскоса D_3 принято четыре кольца.

Действующее усилие на одно кольцо:

$$\frac{7\,900}{4} = 1\,970\ кг < 2\,880.$$

В прикреплении D_4 принято два кольца.

Усилие на одно кольцо:

$$\frac{4\,890}{2} = 2\,445\ кг < 2\,880.$$

Расчет стойки. Все стойки приняты одинакового сечения из двух брусьев 20×14 *см*, врубленных в пояса шипами площадью 5×6 *см*. Сечение стойки определяется конструктивными соображениями о жесткости фермы в целом. Наиболее напряженной является опорная стойка, усилие в которой равно 11 000 *кг*.

РТБ ДИУКТ

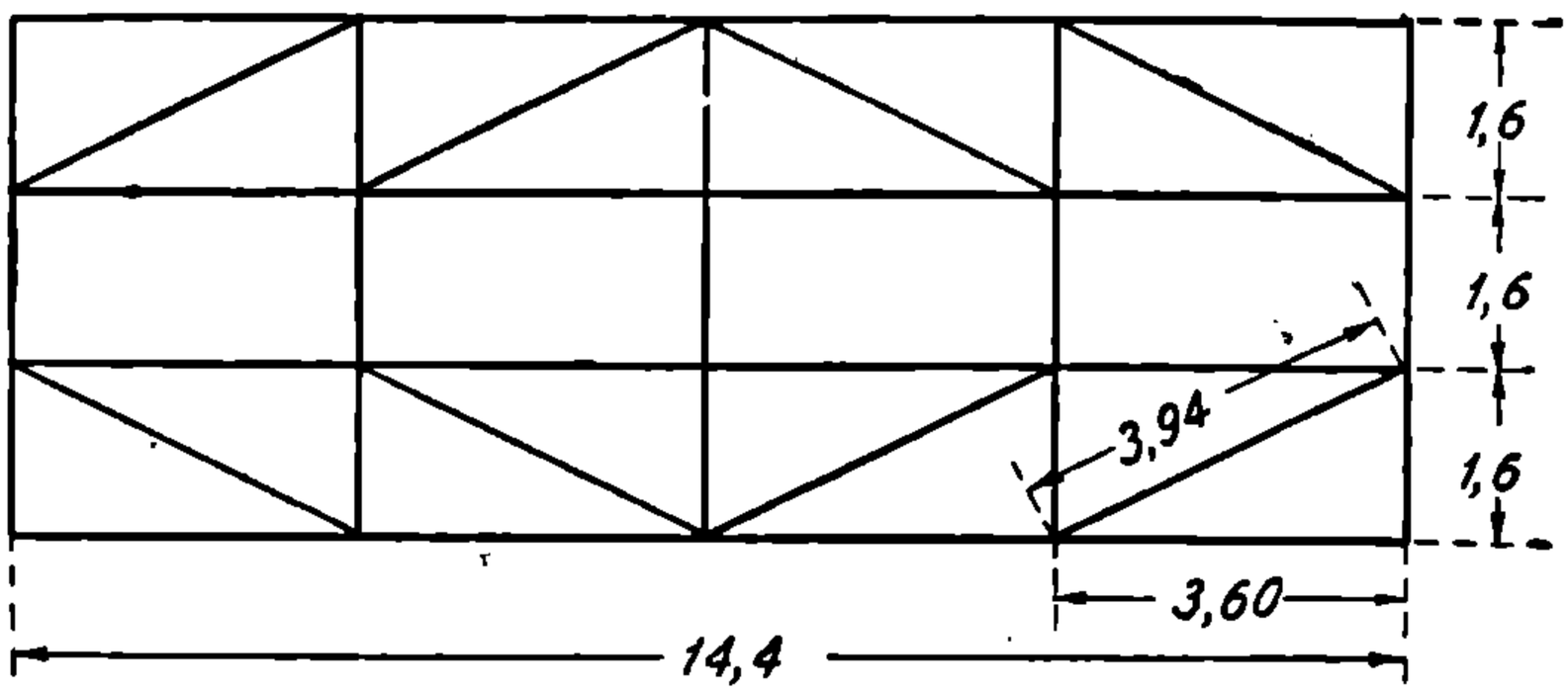
Напряжение от смятия пояса под стойкой:

$$F = 2 \cdot (20 \cdot 14 - 6 \cdot 5) = 500 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_c = \frac{11\,000}{500} = 22 \text{ кг/см}^2.$$

Допускается на смятие поперек волокон $0{,}85 \cdot 25 = 21$ *кг/см²*. Перенапряжение около 4% считаем допустимым. Поверка напряжений на устойчивость стойки не производится в виду очевидной безопасности.

16. Расчет связей между фермами. Продольные верхние и нижние связи имеют одинаковую схему, указанную на фиг. 46, и состоят каждые из двух ферм. Конструкция связей (фиг. 34) несколько отступает от геометрической схемы, а именно: раскосы не центри-



Фиг. 46.

рованы в узлах. От этого эксцентриситета появляются изгибающие моменты в поясах фермы, с чем можно примириться, имея в виду небольшой пролет фермы и большую жесткость ее в горизонтальном направлении, благодаря относительно большой ширине моста, расстояние между крайними фермами которого равно $^1/_3$ пролета.

Для расчета принимаем, что каждая из двух ферм работает на половину ветровой нагрузки благодаря связи всех ферм при помощи распорок.

Более нагруженными являются две фермы верхних связей. Давление ветра принимаем по нормам Цудортранса в 200 *кг/м²*. Коэфициент заполнения фермы принимаем в виду двойных по высоте поясов несколько больше чем для ферм Гау, а именно — 0,7 площади теоретического контура. Для перил коэфициент заполнения примем в 0,3. На верхние связи передается давление ветра на половину фермы, на проезжую часть и на перила.

Ветровая нагрузка на 1 *пог. м* верхних связей:

$$200 \cdot (0{,}7 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}5 + 0{,}26 + 0{,}3 \cdot 1{,}0) = 224 \text{ кг/м},$$

а на каждую из двух ферм—112 *кг/м*.

Поперечная сила в первой панели

$$Q = 112 \cdot \frac{14{,}4 - 3{,}6}{2} = 600 \text{ кг}.$$

НТБ ДНУЖТ

Длина диагонали по геометрической схеме

$$s = \sqrt{3{,}6^2 + 1{,}6^2} = 3{,}94 \text{ м}.$$

Усилие в диагонали:

$$D = 600 \cdot \frac{3{,}94}{1{,}6} = 1\,470 \text{ кг}.$$

Практически угол диагонали с поясом будет больше, а потому усилие меньше.

Диагональ принята из доски 20×8 *см*.

Радиус инерции

$$i = \frac{8}{3{,}46} = 2{,}3 \text{ см}.$$

Практическая свободная длина между центрами прикрепления (по фиг. 34) — 290 *см*.

Гибкость:

$$290 : 2{,}3 = 126.$$

По нормам допускаемое напряжение — 15 $кг/см^2$.

Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{1\,470}{20 \cdot 8} = 9 \text{ кг}/\text{см}^2.$$

Каждая диагональ прикреплена к поясу одним кольцом в 12 *см*.

Распорки приняты сечением 18×14 *см*, т. е. большей площади чем диагонали. А так как усилия в них меньше и меньше свободная длина их, то поверка напряжений излишня.

17. Расчет мауерлатов. Опорное давление фермы по предыдущему — 11 *т*.

Необходимая площадь смятия:

$$\frac{11\,000}{21} = 524 \text{ см}^2.$$

При ширине пояса в 14 *см* необходимая ширина мауерлатов:

$$\frac{524}{14} = 37{,}4 \text{ см}.$$

Принято два бруса шириной 20 *см* и высотой 18 *см*.

Пример 4. Конструкция и расчет пролетного строения моста с фермами Гау пролетом 31,5 *м* при езде по низу [1]

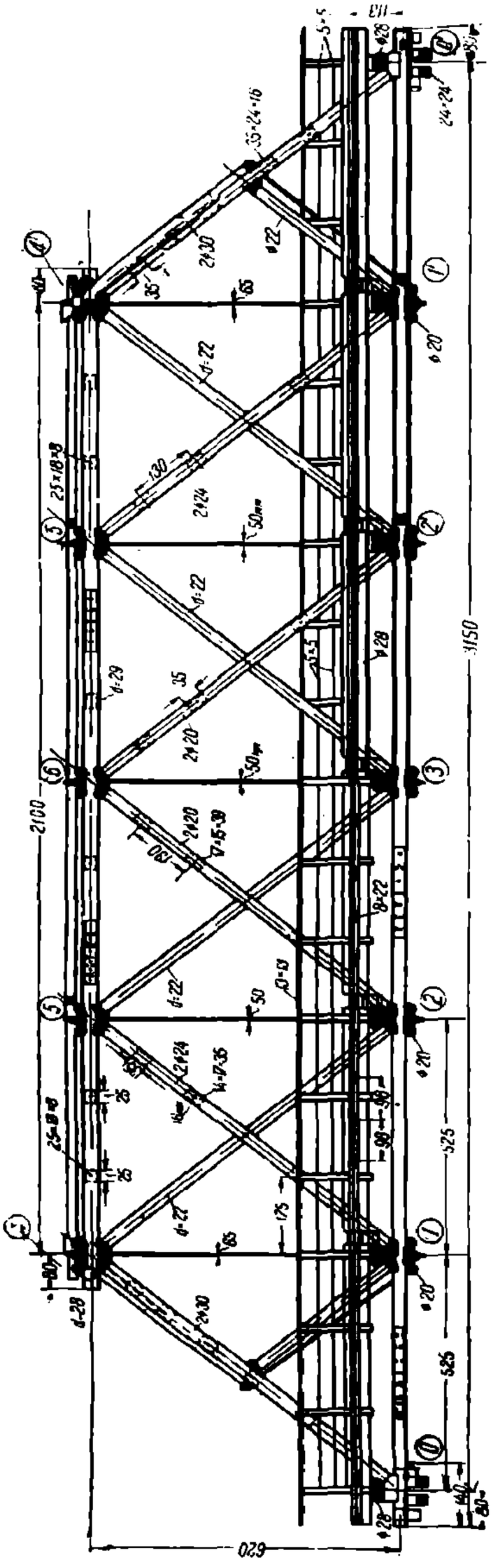
18. Общие данные. Пролетное строение предназначается для перекрытия судоходного пролета в свету 30 *м*. Габарит проезда принят Г4 с тротуарами на консолях по 0,75 *м*. Расчетная нагрузка Н8 по нормам 1933 г. Цудортранса. В качестве материала предусматривается сосна полусухая второго сорта.

---

[1] Составлен по проектам Ленинградского отделения Гипродора РСФСР в сокращенном изложении инж. С. В. Зелепугина под редакцией и с добавлениями автора.

НТБ ДНУЖТ

Допускаемые напряжения принимаются по нормам Цудортранса 1933 г., при чем вводится поправочный коэфициент к допускаемым напряжениям на незащищенность сооружения —0,85.



Фиг. 47.

Конструкция пролетного строения показана на фиг. 47 и 48. Езловое полотно принято из двойного досчатого настила, уложенного по прогонам, которые поддерживаются поперечными балками. В виду того, что расчет такого настила и прогонов приведен раньше в примерах 1 и 2, здесь он опускается. В дальнейшем излагается расчет поперечных балок на колодках и расчет ферм со связями. Отдельные указания по конструкции и некоторые детали будут даны при изложении расчета.

19. Расчет поперечной балки (фиг. 49). Расчетный пролет $l = 6{,}70$ *м*. Длина тротуарных консолей $a = 1{,}35$ *м*. Поперечные балки осуществлены из бревен $d = 30$ *см*, обделанных под цилиндр со стеской двух кантов по 1 *см*. Постоянная нагрузка на 1 *пог. м* междуопорной части:

настила: $0{,}14 \cdot 5{,}25 \cdot 0{,}75$[1] $= 0{,}552$ *т/м*

продольных балок:

$(15 \cdot 0{,}0616 \cdot 5{,}25) \cdot \frac{1}{6{,}70} \cdot 0{,}75 = 0{,}543$ *т/м*

поперечной балки с скреплениями $0{,}200$ *т/м*

Всего $1{,}295$ *т/м*

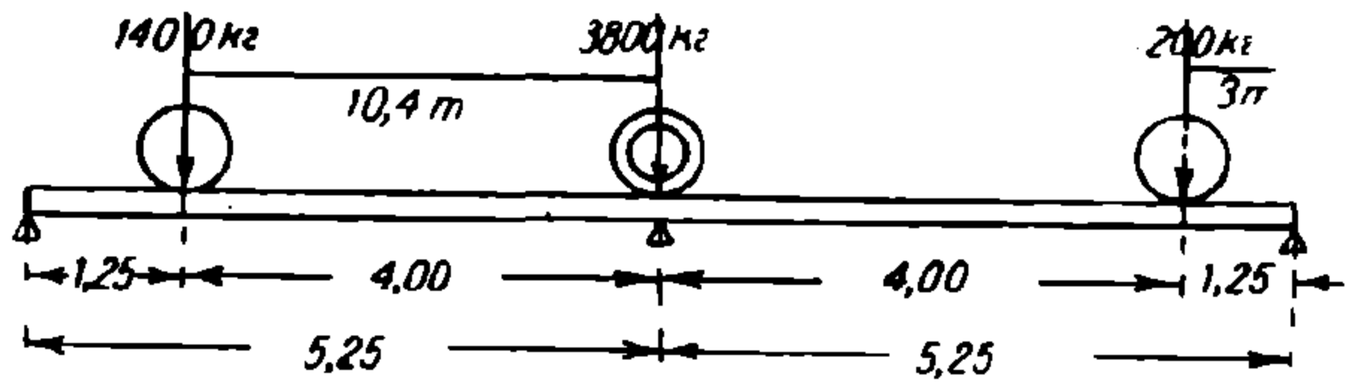
Принимается для расчета $p = 1{,}30$ *т/м*. Ввиду наличия стыков продольных балок поперечная балка рассчитывается без учета упругой раздачи, почему при продольной установке грузовиков по фиг. 50 имеем нагрузку на расчетную балку от одного ряда колес:

$$P = 3{,}80 + 1{,}40 \cdot \frac{1{,}25}{5{,}25} + 1{,}2 \cdot \frac{1{,}25}{5{,}25} = 4{,}42\ т.$$

[1] По Т. У. 1933 г. объемный вес сосны считается 0,6 *т/м*³.

НТБ ДНУЖТ

При невыгоднейшей поперечной установке по фиг. 51, пренебрегая консольной нагрузкой от собственного веса и разницей в расстоянии между сечениями по оси моста и под грузом при учете постоянной нагрузки, имеем в сечении под грузом около оси моста изгибающий момент:



Фиг. 50.

$$M = p\,\frac{l^2}{8} + A \cdot 3{,}625 - (2{,}80 + 1{,}10) \cdot P,$$

где A — опорная реакция от временной нагрузки, равная:

$$(5{,}875 + 4{,}175 + 3{,}075 + 1{,}375)\,\frac{P}{6{,}70} = 2{,}164\,P;$$

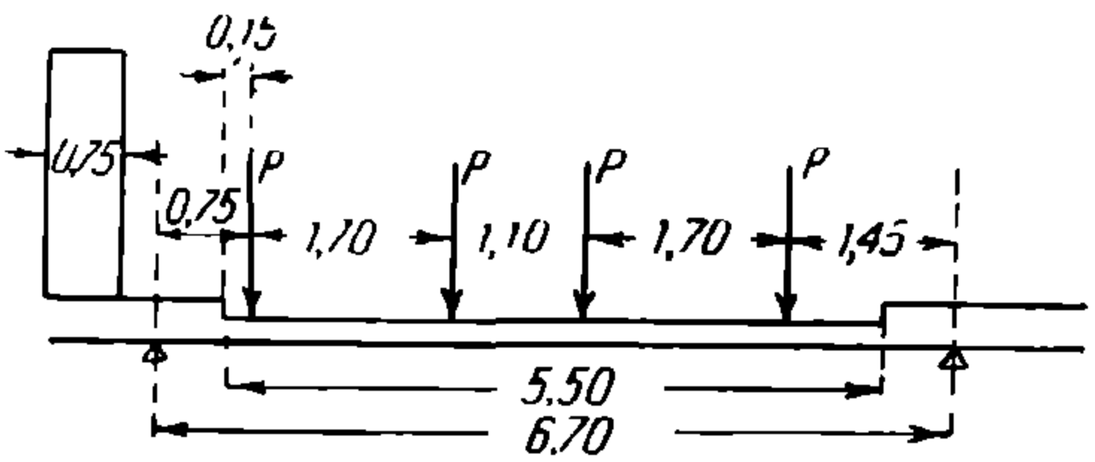
следовательно, подставляя цифровые значения

$$M = \frac{1{,}30 \cdot 5{,}25^2}{8} + (2{,}164 \cdot 3{,}625 - 3{,}90) \cdot 4{,}42 = 4{,}48 + 17{,}50 = 21{,}98\ \textit{т.м.}$$

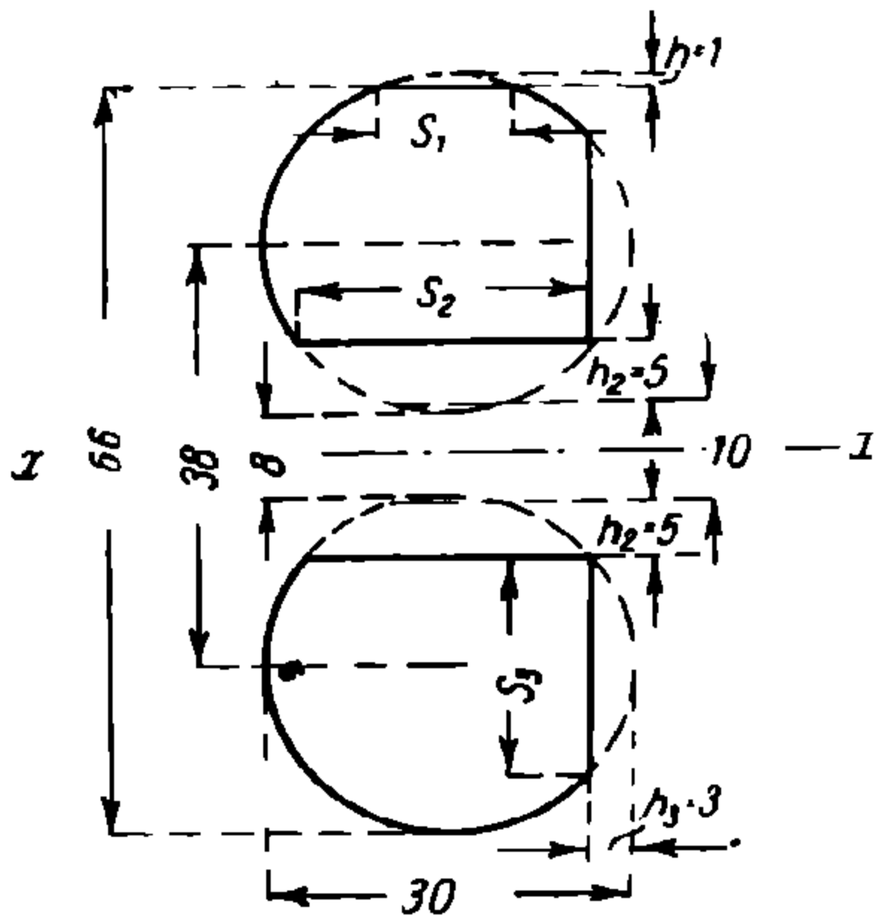
Момент инерции сечения поперечной балки, ослабленной врезкой колодки по 5 *см* по фиг. 52, получим, найдя сначала значение момента инерции относительно оси бревна по формуле [1]:

$$J_x = \frac{1}{4}F_n r^2 - \frac{1}{16}[S_1^3(r - h_1) + S_2^3(r - h_2)] + \frac{1}{48}[S_3^3(r - h_3)],$$

где обозначения по фиг. 52.



Фиг. 51.



Фиг. 52.

Площадь F_n вычисляется как разность площади круга и трех площадей сегментов, которые можно взять по справочнику.

$$F_n = 706{,}9 - 2{,}6 - 101 - 36{,}8 = 566{,}5\ \textit{см}^2.$$

Тогда:

$$J_x = \frac{1}{4}566{,}5 \cdot 15^2 - (1093 + 7\,776) + \frac{1}{3}4\,374 = 24\,430\ \textit{см}^4.$$

[1] См. инж. С. В. Зелепугин — „Новый метод расчета моментов инерции различных профилей сечения бревна". 1933 г.

НТБ ДНУЖТ

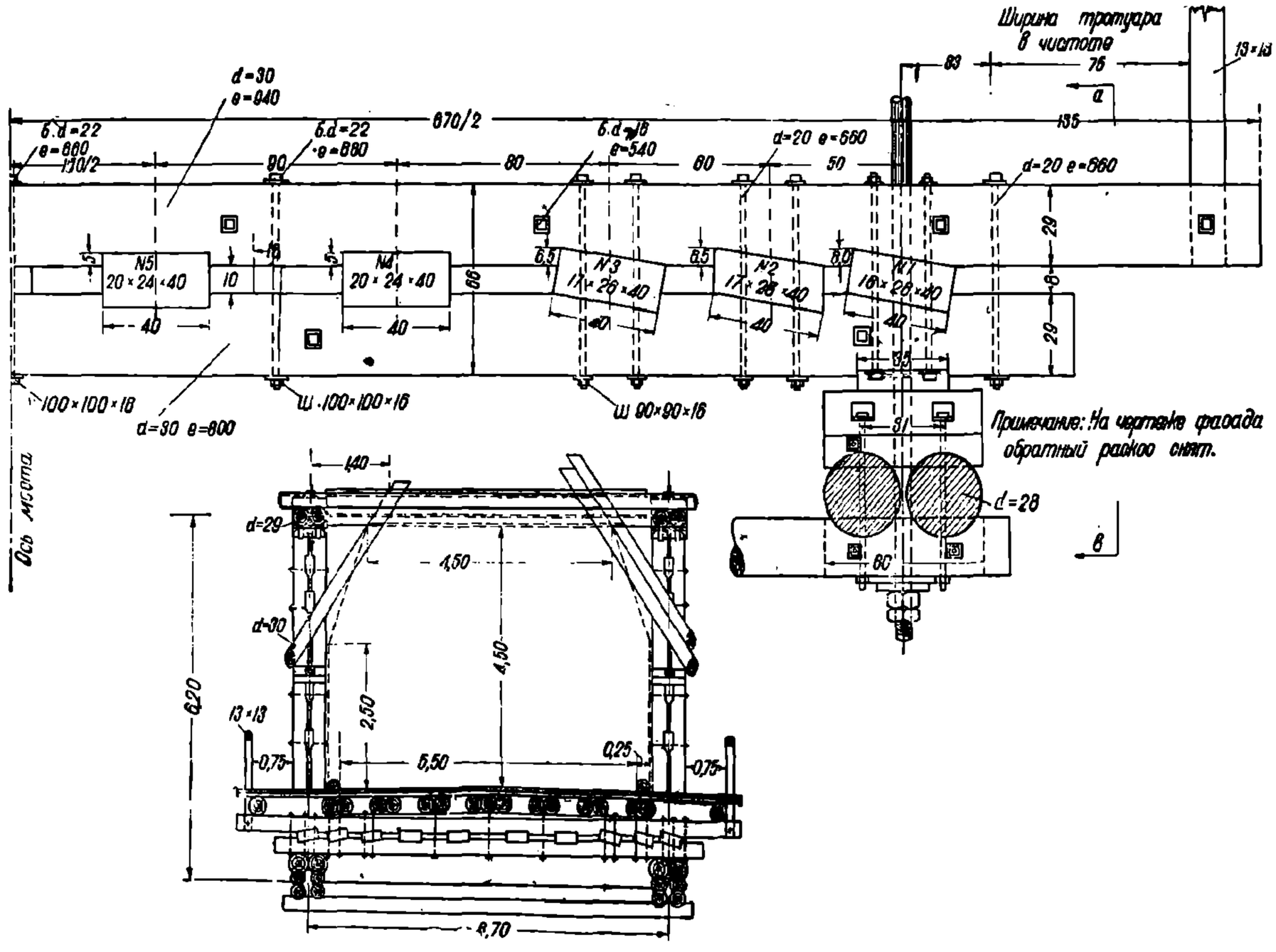


Рис. 48 и 49.

Примеры проектирования.

НТБ ДНУЖТ

Момент инерции относительно нейтральной оси поперечной балки будет равен:

$$J = 2(J_x + F_n z^2),$$

где z — расстояние центра тяжести F_n от указанной оси, равное

$$19 + \frac{S_2^3 - S_1^3}{12F_n} = 20{,}7 \ см;$$

следовательно:

$$J = 2(24\,430 + 566{,}5 \cdot 20{,}7^2) = 5\,33960 \ см^4,$$

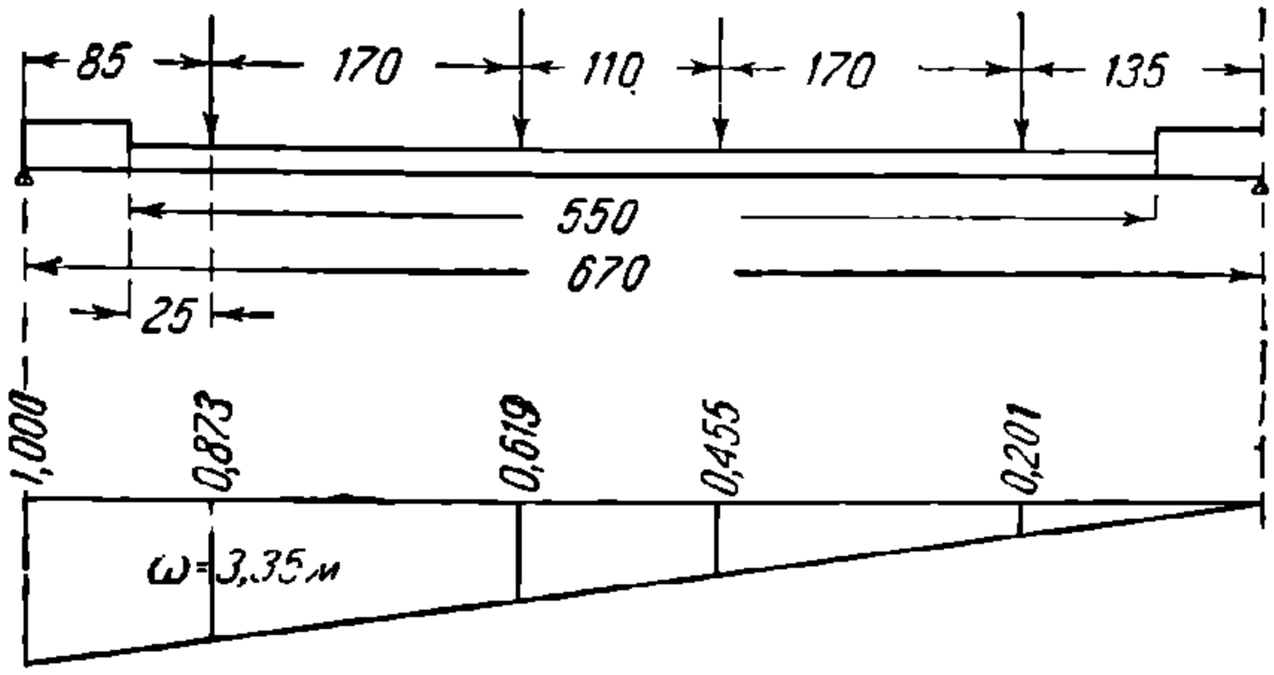
а двух сдвоенных балок, учитывая коэфициент уменьшения для колодковых балок согласно Т. У.:

$$J_{расч} = 2 \cdot 533\,960 \cdot 0{,}8 = 855\,000 \ см^4.$$

Напряжение при изгибе

$$\sigma = \frac{2198000 \cdot 33}{855000} = 85 \ кг/см^2 < 110 \cdot 0{,}85 = 94.$$

Расчет колодок поперечной балки. Согласно расположению колодок по фиг. 49 найдем значения поперечных сил для сечений над опорой поперечной балки и над центром первой колодки. По инфлюентной линии фиг. 53 при указанном опасном расположении грузов имеем в сечении над опорой балки величину поперечной силы:
от временной нагрузки



Фиг. 53.

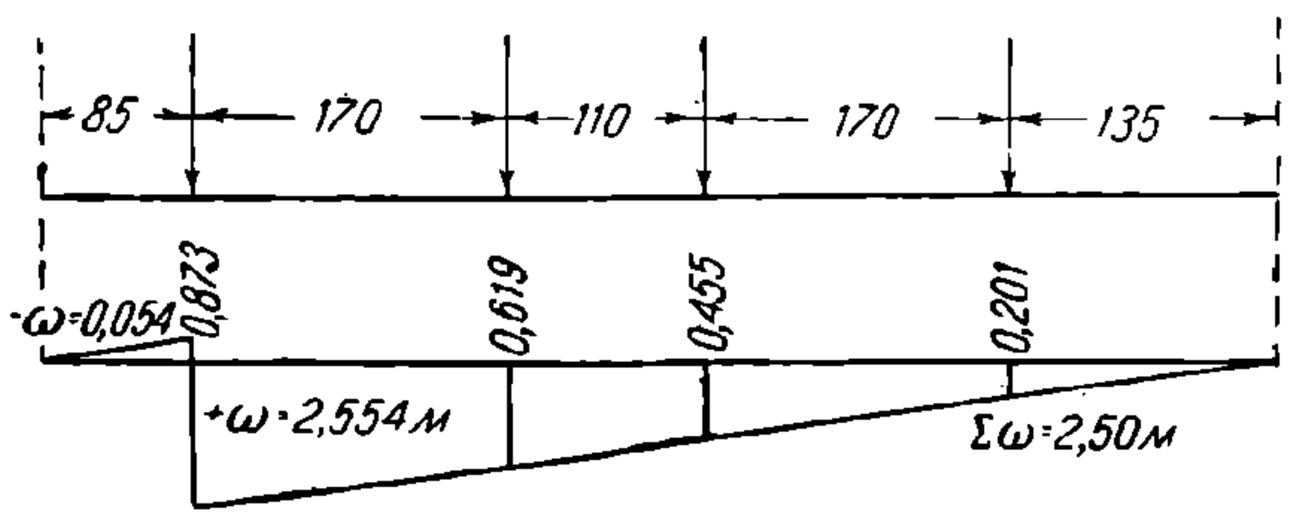
$$Q_k = (0{,}873 + 0{,}619 + 0{,}455 + 0{,}201) \cdot P = 2{,}148 \cdot 4{,}42 = 9{,}494 \ т;$$

от постоянной нагрузки

$$Q_p = 1{,}30 \cdot 3{,}35 = 4{,}35 \ т;$$

от полной нагрузки

$$Q = 4{,}35 + 9{,}494 = 13{,}844 \ т.$$



Фиг. 54.

Аналогично для сечения, находящегося на расстоянии 0,85 $м$ от опоры под первым грузом при установке по фиг. 54:

$Q'_p = 1{,}30 \cdot 2{,}50 = 3{,}25$; $Q'_k = 9{,}494 \ т$; $Q' = 3{,}25 + 9{,}494 = 12{,}744 \ т$.

НТБ ДНУЖТ

Для сечения на расстоянии 0,50 *м* от опоры над осью колодки:

$$Q = 12{,}744 + \frac{13{,}844 - 12{,}744}{85} \cdot 50 = 13{,}390 \ т$$

Скалывающее усилие на 1 *пог. см* балки равно $T = \frac{QS}{J}$,

где:

$$S = 2 \cdot F_n z = 2(706{,}9 - 2 \cdot 7 \cdot 2) \cdot 19 = 26\ 315 \ см^3;$$

$$J = 4 \cdot (36\,762 + 692{,}5 \cdot 19^2) = 1 \cdot 146\ 916 \ см^4.$$

Следовательно:

$$T = \frac{26315}{1146916} Q = 0{,}0229 \ Q.$$

Для опорного сечения·

$$T = 0{,}0229 \cdot 13{,}844 = 0{,}317 \ т/см;$$

для сечения на расстоянии 0,50 от опоры:

$$T' = 0{,}0229 \cdot 13{,}390 = 0{,}306 \ т/см.$$

Скалывающее усилие, воспринимаемое одной колодкой на опоре:

$$T = \frac{0{,}317 + 0{,}306}{2} \cdot 50 \cdot \frac{1}{2} = 7{,}775 \ т.$$

В сечении имеется две колодки. Колодка спроектирована наклонной размером 16 × 26 *см* длиною 40 *см* с волокнами вдоль балки из полусухой сосны 2-го сорта. Глубина врезки колодки 6 *см*, угол наклона 8°30′. Проверяется колодка на смятие и скалывание. При врезке в бревна балки диаметром 30 *см* с двумя стесками по 1 *см* на глубину 6 *см* имеем:

площадь смятия колодки $F_б = 125 - 7{,}2 = 117{,}8 \ см^2$;
площадь скалывания колодки $F_t = 26 \cdot 40 = 1040 \ см^2$.
Напряжение на смятие

$$\sigma_б = \frac{7755}{117{,}8} = 66 \ кг/см^2 < 80 \cdot 0{,}85 = 68.$$

Напряжение на скалывание:

$$\tau = \frac{7755}{1040} = 7{,}5 \ кг/см < 12 \cdot 0{,}85 = 10.$$

Аналогично производится проверка всех последующих колодок.

Колодки с бревнами балки связаны болтами, которые воспринимают распор и работают на растяжение. Приравнивая действующий момент от скалывающих усилий, приложенных в центрах тяжести площадей врубок колодки в бревна, моменту отпора с плечом согласно Т. У: $a = \frac{2}{3} \cdot l$, где l — длина колодки, получим растягивающее усилие в болтах. Для упрощения вычисления положения центра тяжести врубки принимаем ее с очертанием по трапеции с основаниями, равными соответствующим хордам; тогда имеем:

$$h = 2\left(5 + \frac{1}{3} \cdot 6 \cdot \frac{2 \cdot 25{,}4 + 10{,}8}{10{,}8 + 25{,}4}\right) = 16{,}8 \ см$$

НТБ ДНУЖТ

и

$$a = \frac{2}{3} \cdot 40 = 26{,}7 \text{ см}.$$

Отсюда растягивающее усилие в болтах:

$$N = \frac{T \cdot h}{a} = \frac{7775 \cdot 16{,}8}{26{,}7} = 4\,900 \text{ кг}.$$

При двух болтах $d = 20$ *мм* с площадью сечения по нарезке: $F = 2 \cdot 2{,}145 = 4{,}29$ *см*², имеем напряжение на растяжение:

$$\sigma = \frac{4900}{4{,}29} = 1140 \text{ кг/см}^2.$$

При шайбе размером $90 \times 90 \times 15$ *мм* получим напряжение на смятие:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{4900}{(9 \cdot 9 - 3{,}5) \cdot 2} = 32 \text{ кг/см}^2 < 45 \cdot 0{,}85 = 38.$$

20. Расчет усилий в элементах фермы. Геометрическая схема фермы приведена на фиг. 55-*а*.

Усилия определяются как для шарнирной фермы с раскосами, работающими лишь на сжатие, с учетом добавочных усилий, возникающих в элементах от подтягивания тяжей.

Постоянная нагрузка от собственного веса как фермы, так и проезжей части, тротуаров и ветровых связей принята по соображениям с существующими фермами равной:

$$p = 1700 \text{ кг/м}.$$

Временная вертикальная нагрузка взята по таблицам эквивалентных нагрузок Т. У. с учетом поправочных коэфициентов на класс нагрузки и поперечной установки. Поперечная установка грузовиков, дающая наивысшую нагрузку на ферму, приведена на фиг. 51. Коэфициент установки:

$$a_1 = (1{,}45 + 3{,}15 + 4{,}25 + 5{,}95) \cdot \frac{1}{6{,}70} \cdot \frac{1}{2} = 1{,}105.$$

Для толпы на тротуаре:

$$a_2 = 0{,}75.$$

Верхний пояс. Определение усилия произведено для наиболее работающих средних панелей по инфлюентной линии (фиг. 55-*b*).

От постоянной нагрузки в 1700 *кг/м* имеем усилие:

$$O_p = 17{,}782 \cdot 1{,}70 = 30{,}23 \text{ т}.$$

Эквивалентная нагрузка от грузовиков, принимая длину загружения 31,5 *м*, согласно таблице 89 отд. V: $k = 1{,}28$ *т/м*.

Усилие в поясе:

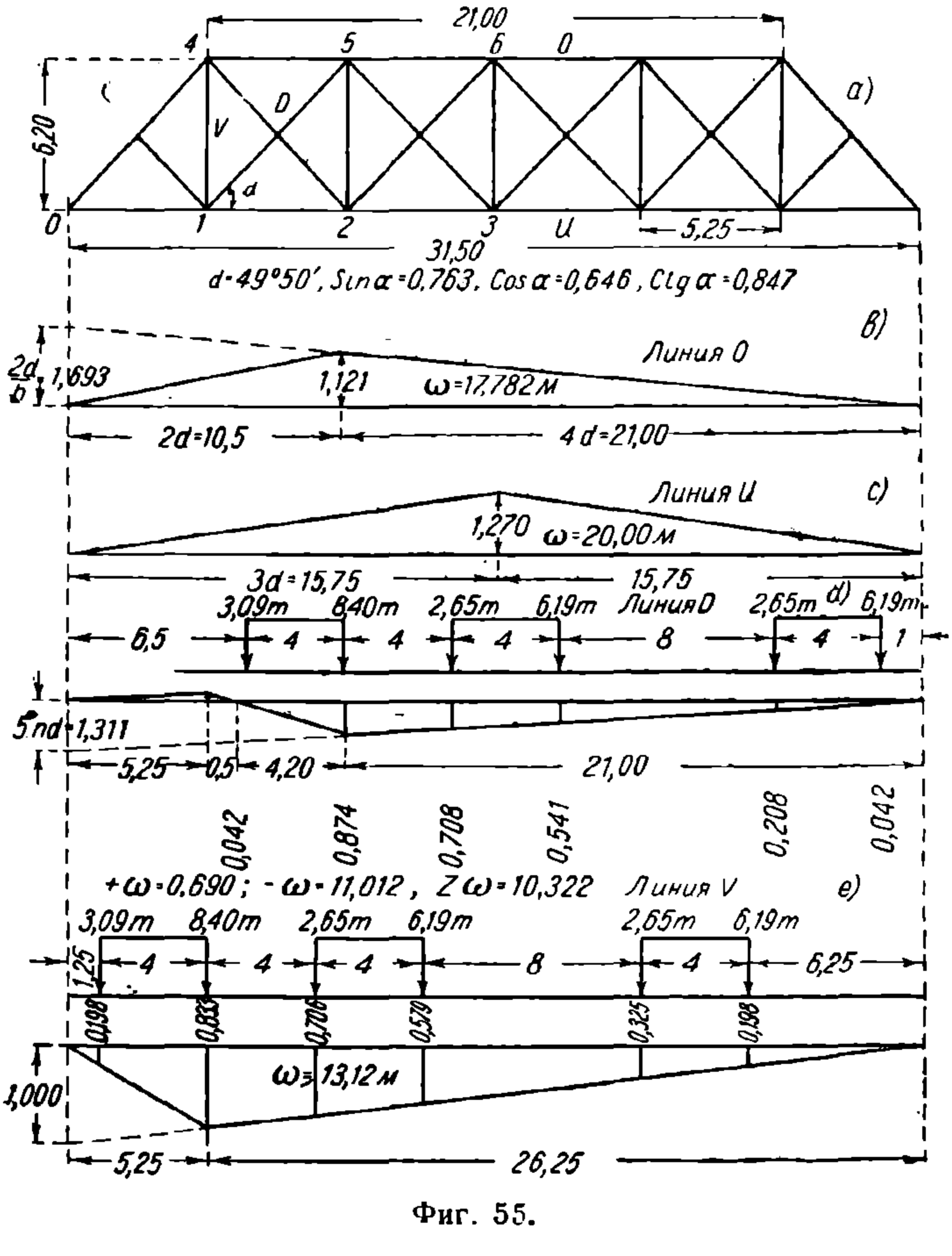
$$O_k = 17{,}782 \cdot 1{,}28 \cdot 1{,}105 \cdot 0{,}8 = 20{,}10 \text{ т}.$$

От толпы на тротуаре:

$$O'_k = 17{,}782 \cdot 0{,}240 \cdot 0{,}75 = 3{,}20 \text{ т}.$$

НТБ ДНУЖТ

При подтягивании тяжей в верхнем поясе возникают растягивающие усилия, уменьшающие основное усилие сжатия от вертикальной нагрузки. Учитывая возможность ослабления тяжей при эксплоатации ферм и следовательно возможность отсутствия влияния натяжения при расчете верхнего пояса, разгружающее влияние



Фиг. 55.

натяжения не учитываем; следовательно расчетное усилие верхнего пояса будет равно:

$$O = O_p + O_k + O'_k = 30{,}23 + 20{,}10 + 3{,}20 = 53{,}53 \ m.$$

Нижний пояс. Согласно инфлюентной линии (фиг. 55-*с*) имеем усилие в средних панелях:

от постоянной нагрузки

$$U_p = 20{,}00 \cdot 1{,}70 = 34{,}00 \ m;$$

НТБ ДНУЖТ

от временной нагрузки грузовиками при эквивалентной нагрузке для середины пролета

$$k = 1{,}28 \cdot 1{,}105 \cdot 0{,}80 = 1{,}11 \ т/м;$$
$$U_k = 20{,}00 \cdot 1{,}11 = 22{,}20 \ т;$$

от толпы на тротуаре

$$U'_k = 20{,}00 \cdot 0{,}240 \cdot 0{,}75 = 3{,}60 \ т.$$

В нижнем поясе искусственное натяжение создает усилие, совпадающее по знаку с основным растягивающим усилием от вертикальной нагрузки. Величину дополнительного усилия от натяжения определяем по формуле:

$$U'' = \frac{1}{2} Q \operatorname{ctg} \alpha,$$

где: Q — поперечная сила в рассчитываемой панели пояса; α — угол наклона раскоса к горизонту, равный 50°.

Для определения поперечной силы воспользуемся эквивалентными нагрузками, применяя способ вычисления, указанный в примере 3 § 12 (см. также пример 7 § 48).

Наибольшая величина поперечной силы в 3-й панели получается при загружении правой половины пролета. Учитывая схему нагрузки Н8 и коэфициент поперечной установки по предыдущему для автомобилей 1,105, имеем для длины загружения 15,75 *м* для поперечной силы (табл. 89 отд. V) эквивалентную нагрузку автомобилей:

$$k = 0{,}8 \cdot 1{,}105 \cdot 1{,}93 = 1{,}71 \ т/м.$$

Поперечная сила определяется по формуле:

$$Q_k = k \frac{\lambda_2^2}{2l} = \frac{1{,}71 \cdot 15{,}75^2}{2 \cdot 31{,}5} = 6{,}7 \ т.$$

Интенсивность нагрузки от толпы:

$$k' = 0{,}75 \cdot 0{,}32 = 0{,}24 \ т/м.$$

Поперечная сила при загружении положительного участка линии влияния:

$$Q'_k = k' \frac{\lambda^2}{2(l-d)} = \frac{0{,}24 \cdot 15{,}75^2}{2 \cdot (31{,}5 - 5{,}25)} = 1{,}14 \ т.$$

От постоянной нагрузки:

$$Q_p = p \left(\frac{l}{2} - x'_k \right) = \frac{pd}{2} = \frac{1{,}7 \cdot 5{,}25}{2} = 4{,}47 \ т.$$

Таким образом, наибольшее значение поперечной силы в третьей панели равно:

$$Q = 4{,}47 + 6{,}70 + 1{,}14 = 12{,}30 \ т$$

и следовательно

$$U'' = \frac{1}{2} \cdot 12{,}30 \cdot 0{,}847 = 5{,}00 \ т.$$

НТБ ДНУЖТ

Расчетное усилие в поясе:

$$U = 34{,}00 + 22{,}20 + 3{,}60 + 5{,}00 = 64{,}80\ m.$$

Раскосы второй панели. Усилие в прямом раскосе определяется по инфлюентной линии (фиг. 55-*d*) при указанном наиневыгоднейшем положении нагрузки. Сохраняя предыдущие обозначения для усилия в зависимости от вида нагрузки, имеем:

$$D_p = (11{,}012 - 0{,}690)\cdot 1{,}70 = 17{,}55\ m.$$

$$D_k = 8{,}40\cdot 0{,}874 + 2{,}65\,(0{,}708 + 0{,}208) + 6{,}19\cdot(0{,}541 + 0{,}042) + \\ + 3{,}09\cdot 0{,}042 = 13{,}51\ m.$$

$$D_k' = 11{,}012\cdot\tfrac{1}{2}\,(0{,}320 + 0\ 240)\cdot 0{,}75 = 2{,}32\ m.$$

Считая, что искусственное натяжение дополнительных усилий в прямых раскосах не вызывает, будем иметь расчетное усилие

$$D_2 = 17{,}55 + 13{,}51 + 2{,}32 = 33{,}38\ m.$$

Усилие в обратных раскосах целиком обусловливается искусственным натяжением и в рассматриваемой панели равно:

$$D_2' = \tfrac{1}{2}\,D_2 = \tfrac{1}{2}\,33{,}38 = 16{,}69\ m.$$

Тяж первой панели. Для указанного тяжа, не учитывая дополнительных усилий от искусственного натяжения, имеем расчетное усилие согласно инфлюентной линии (фиг. 55-*e*) при указанном расположении нагрузки:

$$V_p = 13{,}12\cdot 1{,}70 = 22{,}30\ m.$$

$$V_k = 3{,}09\cdot 0{,}193 + 8{,}40\cdot 0{,}833 + 2{,}63\,(0{,}706 + 0{,}325) + \\ + 6{,}19\,(0{,}579 + 0{,}193) = 15{,}15\ m.$$

$$V_k' = 13{,}12\cdot 0{,}240\cdot 0{,}75 = 2{,}46\ m.$$

$$V = 22{,}30 + 15{,}15 + 2{,}46 = 39{,}91\ m.$$

Замечание. Вычисление усилий в раскосах и стойках от автомобилей значительно проще производить, пользуясь эквивалентными нагрузками, как указано в примере 3 § 12. Пользуясь этим методом, в данном случае имеем для раскоса

$$D_2 = \frac{Q_2}{\sin x} = 1{,}311\ Q_2;\quad Q_2 = \frac{k\lambda_2}{2l};$$

здесь k — эквивалентная нагрузка, как для поперечной силы при длине загружения λ, где $\lambda = 21\ м$ — расстояние от правого узла данной панели до правой опоры. Подставляя числовые значения с поправочными коэфициентами для схемы Н8 и для поперечной установки:

$$k = 1{,}105\cdot 0{,}8\cdot 1{,}645 = 1{,}45\ m/м$$

$$D_2 = 1{,}45\cdot\frac{21^2}{2\cdot 31{,}5}\cdot 1{,}311 = 13{,}35\ m.$$

Разница, как мы видим, составляет один процент.

Так же вычисляется и усилие в тяже, только без деления на синус:

$$V_1 = 1{,}105\cdot 0{,}8\cdot 1{,}5\cdot\frac{26{,}25^2}{2\cdot 31{,}5} = 14{,}55\ m.$$

НТБ ДНУЖТ

21. Расчет напряжений и стыков верхнего пояса. По конструктивным соображениям сечение верхнего пояса делается одинаковым на всем протяжении из двух бревен $d = 29$ *см* с расстоянием между осями 31 *см*. Поверка прочности пояса производится для средних наиболее напряженных панелей при расчетном усилии $O = 53{,}53$ *т*. Наибольшее ослабление сечения пояса имеется у концов стыковых вертикальных накладок. Это ослабление для одного бревна пояса складывается:

а) из ослабления врубками металлических шпонок на глубину 5 *см*, что дает площадь ослабления

$$\Delta_1 F = 2 \cdot 76{,}0 = 152 \text{ см}^2;$$

б) из ослабления болтовым отверстием $d = 2$ *см*

$$\Delta_2 F = (29 - 10) \cdot 2 = 38 \text{ см}^2;$$

полное ослабление:

$$\Delta F = 152 + 38 = 190 \text{ см}^2,$$

что больше 25% площади брутто сечения бревна $d = 29$ *см*; следовательно при расчете на продольный изгиб, согласно Т. У., должна вводиться площадь сечения нетто, умноженная на $\frac{4}{3}$.

При поверке на устойчивость при продольном изгибе в качестве расчетной принимаем длину пояса, равную расстоянию между узлами верхних ветровых связей, т. е. 5,25 *м*. Тогда будем иметь при радиусе инерции

$$i = \frac{d}{4} = 7{,}25 \text{ см}$$

$$\frac{l}{i} = \frac{525}{7{,}25} = 72$$

и коэфициент уменьшения расчетного сечения $\varphi = 0{,}49$.

Расчетное напряжение на сжатие будет в предположении, что усилие в поясе распределяется поровну между двумя бревнами:

$$\sigma = \frac{53\,530}{2 \cdot 0{,}49 \cdot \frac{4}{3} \cdot (660 - 190)} = 87 \text{ кг/см}^2 > 85,$$

а напряжение на непосредственное сжатие

$$\sigma = \frac{26750}{470} = 57 \text{ кг/см}^2 < 100 \cdot 0{,}85 = 85.$$

Расчет стыка верхнего пояса. Стык верхнего пояса конструктивно выполнен согласно фиг. 56. Полагая, что половина сжимающего усилия передается непосредственно в торец, другая же половина через накладки, имеем:

а) при площади смятия пояса шпонками толщиной 3 *см*

$$F_1 = 76{,}0 - 19{,}9 = 56{,}1 \text{ см}^2$$

напряжение на смятие

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{26\,750}{2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 56} = 60 \text{ кг/см}^2 < 80 \cdot 0{,}85 = 68;$$

НТБ ДНУЖТ

b) при расстоянии в свету между шпонками 20 *см*:
площадь скалывания

$$F_2 = 21{,}9 \cdot 20 = 438\ см^2;$$

напряжение на скалывание

$$\tau = \frac{26750}{2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 438} = 7{,}5\ кг/см^2 < 12 \cdot 0{,}85 = 10;$$

c) при площади сечения накладки за вычетом дыр для заклепок $d = 17$ *мм*:

$$F_3 = 22 \cdot 0{,}6 - 3 \cdot 1{,}7 \cdot 0{,}6 = 10{,}14\ см^2;$$

напряжение на сжатие накладки

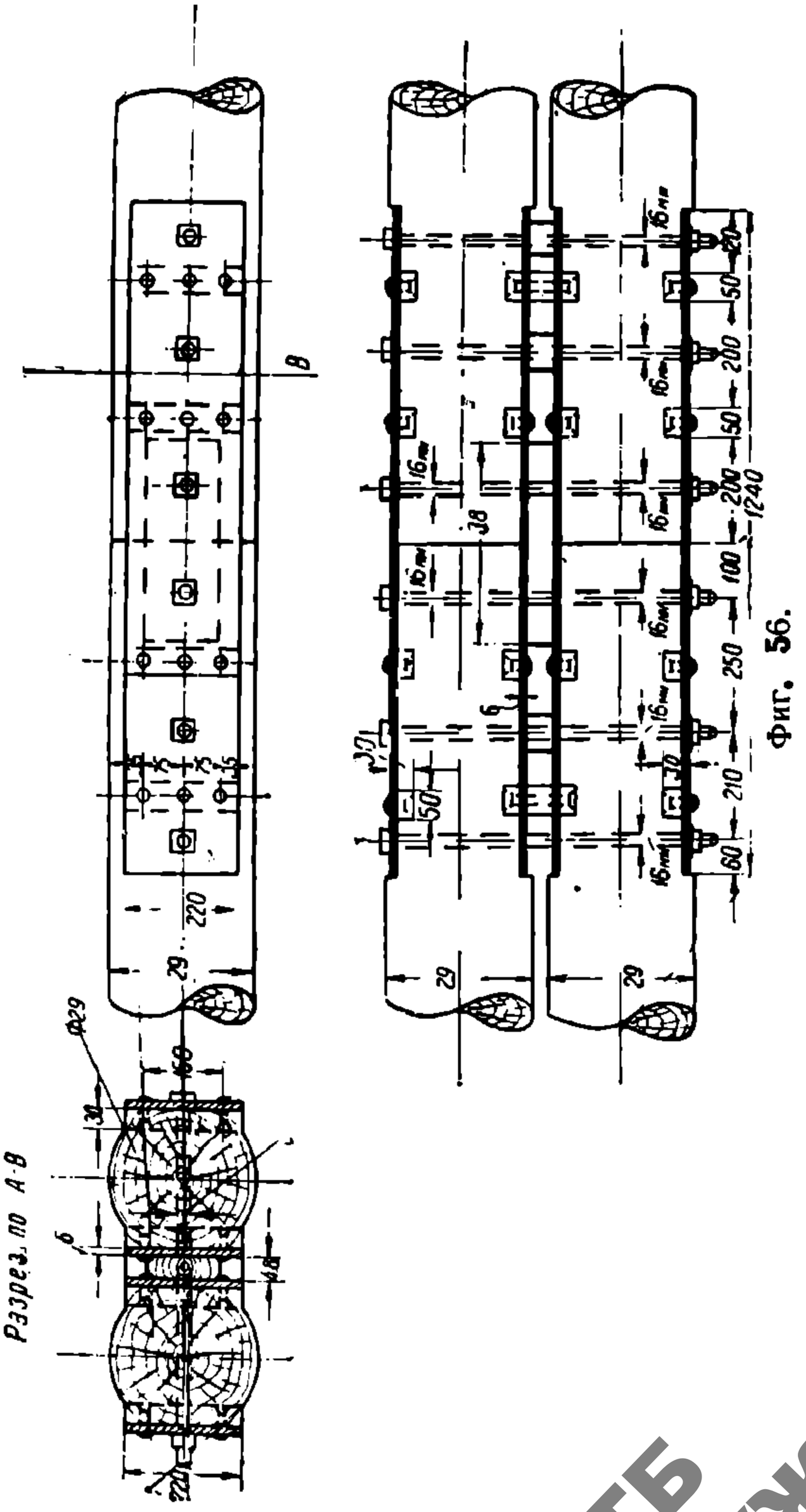
$$\sigma = \frac{26750}{2 \cdot 2 \cdot 10{,}14} =$$

$$= 660\ кг/см^2 < 1400;$$

d) напряжение на срез заклепок, прикрепляющих шпонки к накладке:

$$\tau = \frac{26750}{2 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 2{,}27} =$$

$$= 490\ кг/см^2 < 1100.$$



Фиг. 56.

22. Расчет напряжений и стыков нижнего пояса. Нижний пояс по всей длине пролета составлен из двух бревен $d = 28$ *см*, отстоящих друг от друга на величину зазора в 3 *см*. Стыки бревен устроены в разбивку. Пояс во всех панелях работает только на растяжение. Поверка прочности производится для наиболее нагруженных средних панелей, где расчетное усилие равно:

$$U = 64{,}80\ т.$$

При определении напряжений в растянутых бревнах пояса расчетная площадь поперечного сечения нетто двух бревен одной панели определена, как сумма наименьших площадей нетто каждого бревна в отдель-

НТБ ДГУЖТ

ности. При расчете наименьших площадей нетто каждого из бревен произведено совмещение соседних врубок и болтовых ослаблений в одно нормальное сечение, если последние отстоят от наибольшего ослабления на расстоянии менее десятикратной глубины врубки или диаметра отверстия (по § 13 Т. У.). Наибольшее ослабление одного бревна пояса имеется у узловой подушки узла № 2 и состоит (фиг. 57) из ослаблений:

1) от врубки узловой подушки на глубину 4 *см*

$$\Delta_1 F = 54{,}0\ см^2;$$

2) от врубки подушки под прокладками тяжа глубиною 5 *см*

$$\Delta_2 F = 74{,}5\ см^2;$$

3) от боковой стески для пропуска тяжа глубиною 2 *см*

$$\Delta_3 F = 19{,}5\ см^2;$$

4) отверстием для болта ветровых связей

$$\Delta_4 F = 20 \cdot 1{,}9 = 38{,}0\ см^2.$$

Следовательно площадь сечения нетто рассматриваемого бревна

$$F_n = 615{,}8 - (54{,}0 + 74{,}5 + 19{,}5 + 38{,}0) = 429{,}8\ см^2.$$

Наибольшее ослабление второго бревна имеет место у конца стыковой накладки (фиг. 58) и составлено из ослаблений:

1) от врубки металлических шпонок общей глубиной 6 *см* с 2 сторон

$$\Delta_1 F = 2 \cdot 96{,}7 = 193{,}4\ см^2;$$

2) от отверстия для болта

$$\Delta_2 F = (28 - 12) \cdot 2{,}0 = 32{,}0\ см^2.$$

Площадь поперечного сечения нетто

$$F_n = 615{,}8 - (193{,}4 + 32{,}0) = 390{,}4\ см^2.$$

Расчетная площадь сечения нетто двух бревен

$$F_n = 429{,}8 + 390{,}4 = 820{,}2\ см^2$$

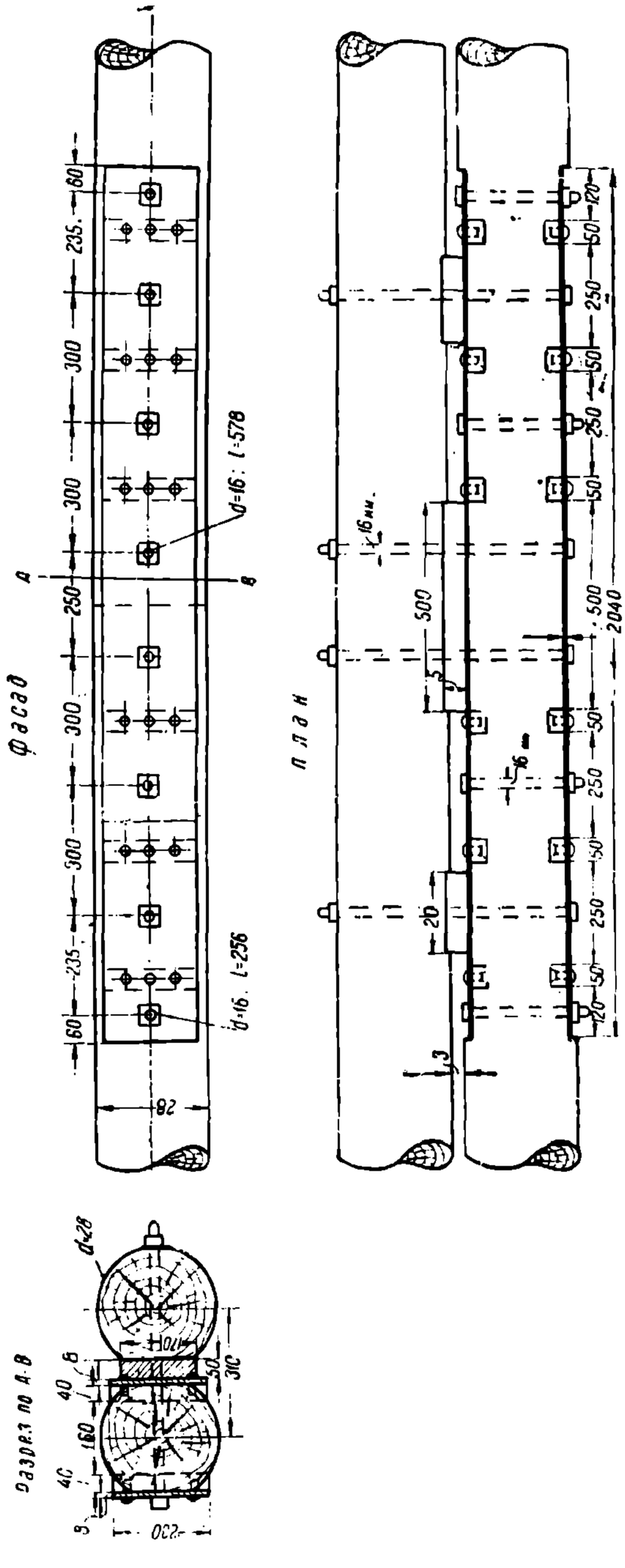
и следовательно расчетное напряжение на растяжение

$$\sigma = \frac{64840}{820{,}2} = 79\ кг/см^2 < 110 \cdot 0{,}85 = 94.$$

Расчет стыка нижняго пояса производится аналогично приведенному для верхнего пояса, с той лишь разницей, что все усилие передается через накладки. Конструкция показана на фиг. 58.

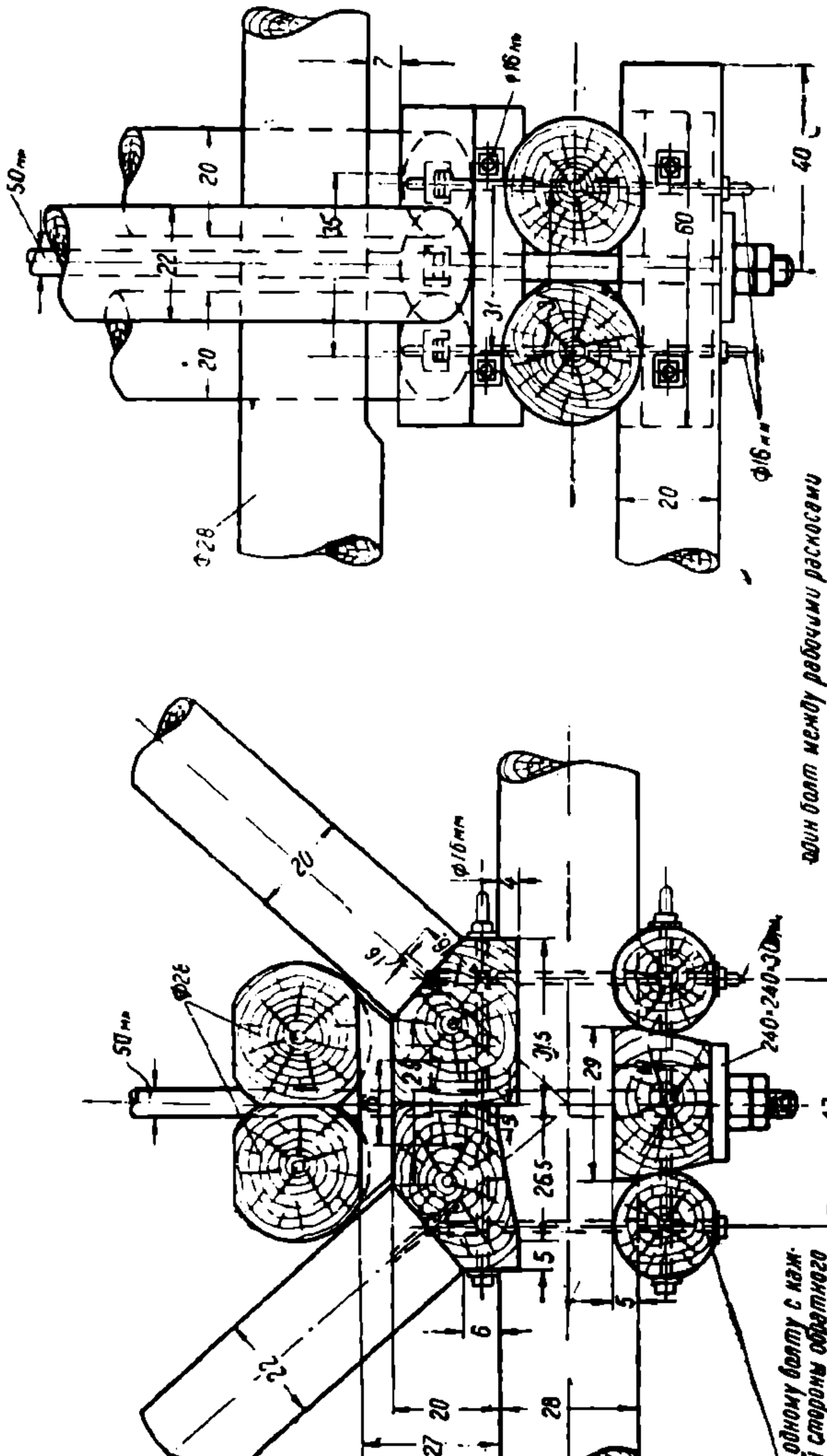
23. Расчет раскосов и тяжей. Раскосы второй панели. Прямой (восходящий) раскос составлен из двух бревен $d = 24\ см$, соединенных между собой сосновыми колодками и болтами в одно целое. Обратный раскос составлен из одного бревна $d = 22\ см$. Расчетное усилие прямого раскоса $D_2 = 33{,}38\ т$, обратного — $D_2' = 16{,}69\ т$. При продольном изгибе прямого раскоса в плоскости фермы расчет-

НТБ ДГУЖКТ


Фасад
План
Разрез по А-В
d=16; l=578
d=16. l=256
d=16 мм.
d=28
60
235
300
250
82
500
2040
120
50
20
3
2b
40
160
170
30
200

Фиг. 57.

ная длина равна половине фактической длины $l = \frac{1}{2} \cdot 7{,}35 = 3{,}675\ м$; следовательно при радиусе инерции $i = \frac{d}{4} = \frac{24}{4} = 6\ см$ гибкость $\lambda = \frac{376{,}5}{6} = 61$; коэфициент уменьшения сечения $\varphi = 0{,}57$.



Фиг. 58.

Так как в опасной зоне на продольный изгиб ослабление от врубки колодки и отверстия для болта составляет (фиг. 59)

$$\Delta F = 2 \cdot 40{,}9 + 2 \cdot 2{,}0 \cdot 20{,}5 = 163{,}8\ см^2,$$

что меньше 25% площади брутто, то при расчете на продольный

изгиб вводится площадь брутто, и следовательно напряжение на сжатие равно:

$$\sigma = \frac{33380}{0{,}57 \cdot 2 \cdot 452} = 65 \text{ кг/см}^2 < 85.$$

При продольном изгибе из плоскости ферм расчетную длину принимаем равной фактической длине прямого раскоса $l = 7{,}35$ м, пренебрегая отпором встречного обратного раскоса.

Момент инерции брутто составного сечения прямого раскоса, относительно оси в плоскости фермы, при расстоянии между осями бревен раскоса 31 см равен:

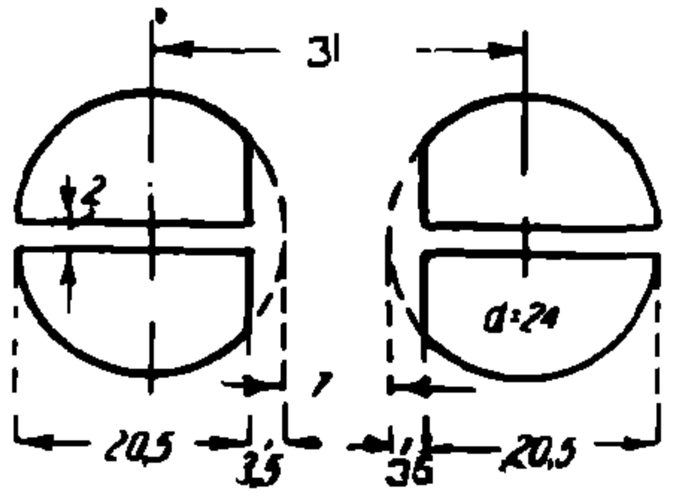
$$J = 2(16\,286 + 452 \cdot 15{,}5^2) = 249\,758 \text{ см}^4.$$

Отсюда: радиус инерции

$$i = \sqrt{\frac{249758}{2 \cdot 452}} = 16{,}6 \text{ см};$$

гибкость

$$\lambda = \frac{735}{16{,}6} = 44; \quad \varphi = 0{,}69.$$



Фиг. 59.

При расстоянии между центрами соединительных болтов колодок, равном $l_1 = 1{,}30$ м, гибкость одного бревна

$$\lambda = \frac{130}{6} = 22; \quad \varphi = 0{,}85.$$

В опасной зоне (фиг. 59) ослабление меньше 25% площади брутто; поэтому расчетное напряжение на сжатие при продольном изгибе из плоскости фермы равно:

$$\sigma = \frac{33380}{0{,}69 \cdot 0{,}85 \cdot 2 \cdot 452} = 63 \text{ кг/см}^2 < 85.$$

Напряжение на непосредственное сжатие по сечению нетто равно:

$$\sigma = \frac{33380}{2(452 - 163{,}8)} = \frac{33380}{556{,}4} = 60 \text{ кг/см}^2 < 85.$$

В пяте раскос ослаблен двумя стесками по 4 см и отверстием для штыря $d = 16$ мм:

$$F_б = 367 \text{ см}^2;$$

следовательно напряжение на смятие узловых дубовых подушек

$$\sigma_б = \frac{33380}{2 \cdot 367} = 45 \text{ кг/см}^2 < 50.$$

Сдвигающая сила на половине длины прямого раскоса определяется по формуле:

где

$$T = 1{,}1\, k \frac{S_y}{c}\left(\frac{1}{\varphi_y} - 1\right)\frac{N}{F},$$

$$S_y = 452 \cdot 15{,}5 = 7006 \text{ см}^3; \quad k = 1{,}03; \quad \varphi_y = 0{,}69;$$

$$\frac{N}{F} = \frac{33380}{2 \cdot 452} = 37 \text{ кг/см}^2; \quad c = 27{,}5 \text{ см}$$

НТБ ДНУЖТ

и следовательно

$$T = 1{,}1 \cdot 1{,}03 \cdot \frac{7006}{27{,}5} \cdot \left(\frac{1}{0{,}69} - 1\right) \cdot 37 = 4\,810\ кг.$$

Расчет колодок в раскосе. Имея на половине длины прямого раскоса две сосновых колодки, получим сдвигающее усилие, воспринимаемое одной колодкой, равным 2 405 *кг*. При глубине врезки колодки в бревна раскоса на 3,5 *см*, при длине ее 35 *см* и при ширине, равной хорде врезки, имеем:

1) напряжение на смятие торца сосновой колодки

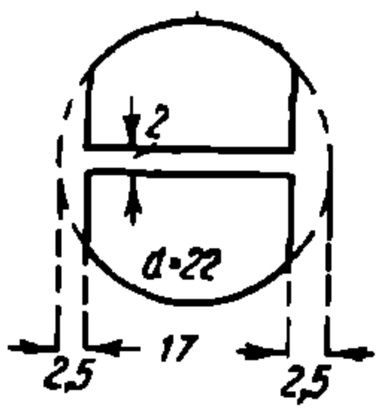
$$\sigma_{\delta} = \frac{2405}{40{,}9} = 59\ кг/см^2 < 68;$$

2) напряжение на скалывание

$$\tau = \frac{2405}{7 \cdot 3{,}5 \cdot 16{,}9} = 6{,}0\ кг/см^2 < 12 \cdot 0{,}85 = 10,$$

учитывая длину скалывания не более семикратной глубины врубки.

Расчет обратного раскоса. Расчетная длина обратного раскоса при продольном изгибе в плоскости фермы принимается равной половине фактической длины; такая же величина принимается и при продольном изгибе из плоскости фермы, так как коэфициент уменьшения фактической длины μ не может быть меньше 0,50. Гибкость раскоса



Фиг. 60.

$$\lambda = \frac{0{,}5\,l}{0{,}25 \cdot d} = \frac{367 \cdot 5}{0{,}25 \cdot 22} = 67; \quad \varphi = 0{,}53.$$

Ослабление сечения раскоса в месте взаимного пересечения с прямым раскосом составляет согласно фиг. 60:

$$\Delta F = 2 \cdot 23{,}9 + 2{,}0 \cdot 17 = 81{,}8\ см^2,$$

что меньше 25% площади брутто. Следовательно расчетное напряжение на сжатие при продольном изгибе как в плоскости фермы, так и из плоскости фермы равно:

$$\sigma = \frac{16690}{0{,}53 \cdot 380{,}1} = 83\ кг/см^2 < 85,$$

а напряжение на непосредственное сжатие по площади нетто

$$\sigma = \frac{16690}{(380{,}1 - 81{,}8)} = 56\ кг/см^2 < 85.$$

Напряжение на смятие узловых подушек равно

$$\sigma_{\delta} = \frac{16690}{(380{,}1 - 2{,}5)} = 44\ кг/см^2 < 50.$$

Расчет узловой подушки. Согласно конструкции узла №1 (фиг. 61) при действии на узловую подушку из дуба 1-го сорта вертикальной составляющей усилия прямого раскоса

$$D \sin \alpha = 33{,}38 \cdot 0{,}763 = 25{,}70\ т$$

НТБ ДНУЖКТ

и горизонтальной составляющей с учетом силы трения

$$D\cos\alpha - 0{,}3\,D\sin\alpha = 33{,}38\cdot 0{,}646 - 0{,}3\cdot 25{,}70 = 13{,}90\ m$$

имеем:

1) напряжение на смятие подушки поперек волокон при врезке подушки в пояс на глубину 5 *см*

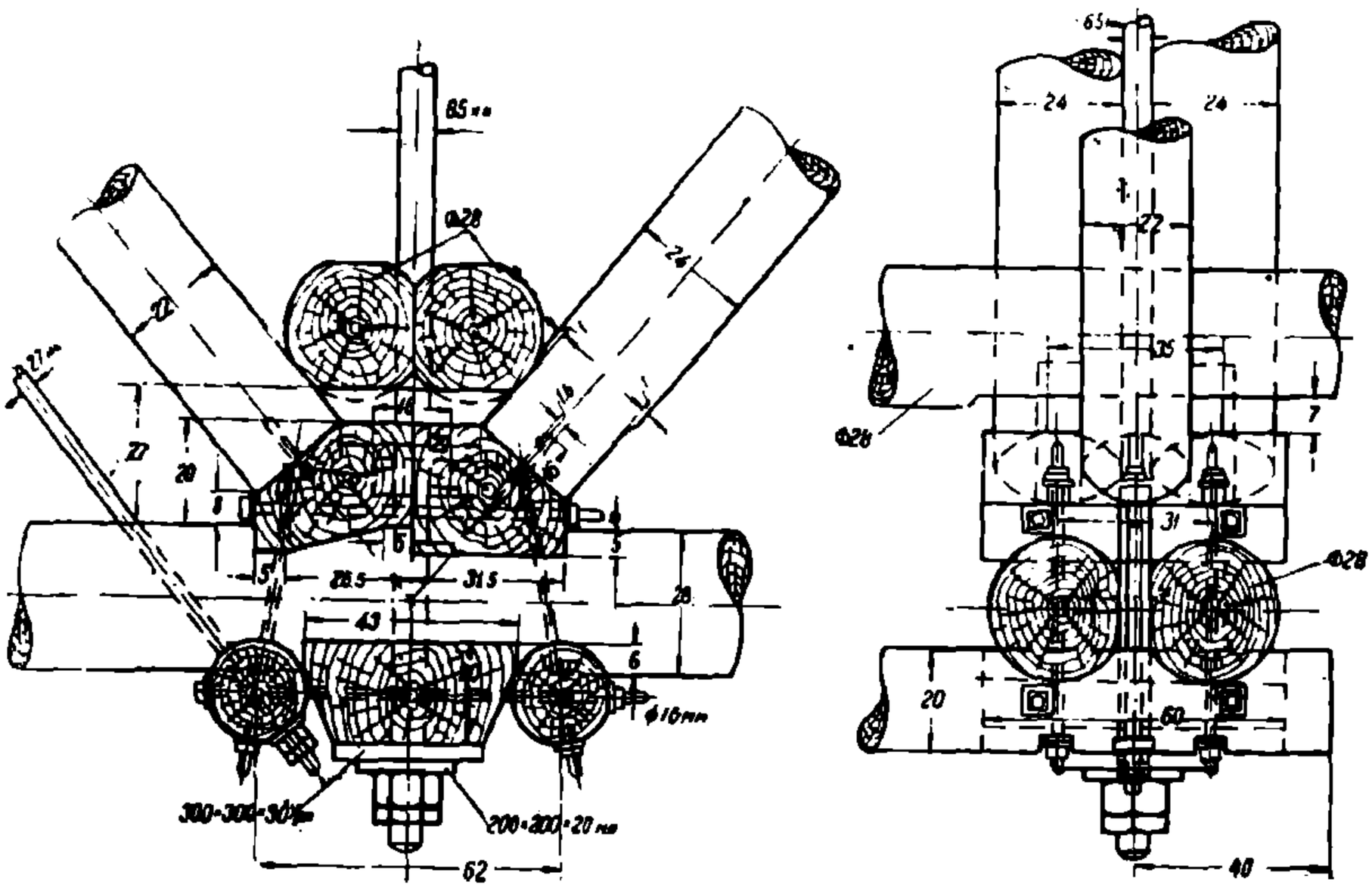
$$\sigma_{\delta} = \frac{13900}{2\cdot 2\cdot 74{,}5} =$$

$$= 47\ кг/см^2 < 50;$$

2) на скалывание подушки при учете длины скалывания не более трехкратной глубины

$$\tau = \frac{13900}{2\cdot 3{,}5\cdot 60} =$$

$$= 7{,}5\ кг/см^2 < 11\cdot 0{,}85 = 9;$$



Фиг. 61.

2) то же для пояса при длине скалывания не более семикратной глубины врубки

$$\tau' = \frac{13900}{4\cdot 26{,}5\cdot 21{,}4} =$$

$$= 6\ кг/см^2 < 12\cdot 0{,}85 = 10:$$

3) смятие пояса вертикальной составляющей усилия прямого раскоса:

$$\sigma'_{\delta} = \frac{25700}{2\cdot 21{,}4\cdot 31{,}5} =$$

$$= 19\ кг/см^2 < 25\cdot 0{,}85 = 21.$$

В соответствии с вышеуказанным расчетом раскосов, связей и узловых подушек произведен расчет и всех остальных за исключением первого раскоса, входящего в состав опорной наклонной рамы.

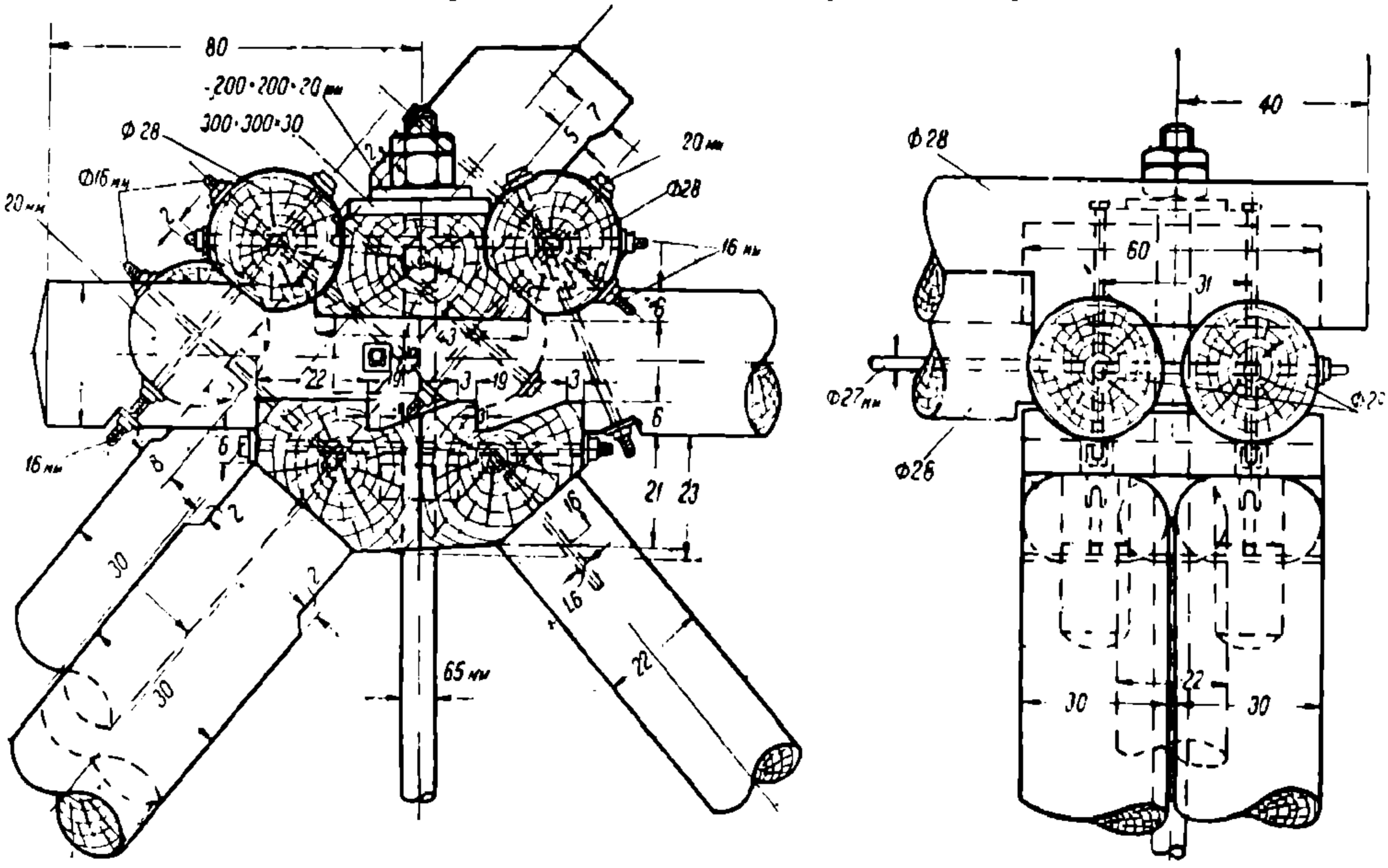
Тяж первой панели. Конструктивные размеры показаны на фиг. 61. Тяж запроектирован одиночным, из круглого железа $d = 65$ *мм*

РГБ Минск

с осадкой концов для нарезки резьбы наружным диаметром 75 *мм*. Напряжение при расчетном усилии 39,91 *т* равно:

$$\sigma = \frac{4 \cdot 39\,910}{\pi \cdot 6{,}5^2} = 1200\ кг/см^2 < 1400.$$

Расчет подкладок. Во избежание смятия дерева под гайками оба конца тяжа снабжены металлическими подкладками (шайбами), размеры которых определены из условия прочности подушек



Фиг. 62

на смятие поперек волокон. Подкладки приняты из двух металлических листов размером $300 \times 300 \times 30$ *мм* и $200 \times 200 \times 20$ *мм*. Площадь смятия за вычетом отверстия для тяжа равна:

$$F_з = 30 \cdot 30 - \frac{\pi \cdot 7{,}6^2}{4} = 854{,}6\ см^2;$$

напряжение на смятие

$$\sigma_з = \frac{39910}{854{,}6} = 47\ кг/см^2 < 50.$$

Толщину подкладок (шайб) определяем из условия прочности их на изгиб, рассматривая свесы из-под гайки тяжа, как консоли, нагруженные равномерной нагрузкой, равной расчетному напряжению на смятие подушки. Принимая длину заделки равной диаметру отверстия для утолщенного конца тяжа, найдем для ширины подкладки в 1 *см* изгибающий момент

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{47 \cdot \left[\frac{1}{2}(30 - 7{,}6)\right]^2}{2} = 2\,950\ кгсм.$$

НТБ ДНУЖТ

Момент сопротивления подкладки (шайбы), состоящей из двух листов, равен:

$$W = \frac{1 \cdot 3{,}0^2}{6} + \frac{1 \cdot 2{,}0^2}{6} = 2{,}16\ см^3.$$

Напряжение на изгиб металла

$$\sigma = \frac{2950}{2{,}16} = 1370\ кг/см^2 < 1500.$$

При ширине дубовой подушки под гайками тяжей, равной 43 *см*, и врезке ее в пояс на 6 *см*, что дает длину хорды 23 *см*, имеем напряжение на смятие бревен пояса

$$\sigma_б = \frac{39910}{2 \cdot 43.23} = 20\ кг/см^2 < 25 \cdot 0{,}85 = 21.$$

Расчет дубовой подушки. При поперечном сечении дубовой подушки, согласно фиг. 62, момент сопротивления сечения с учетом ослабления отверстием для тяжа принимается приближенно равным

$$W = \frac{\frac{1}{2}(30 + 43)\ 20^2}{6} - \frac{7{,}7 \cdot 20^2}{6} = 1920\ см^3.$$

Изгибающий момент принимается равным:

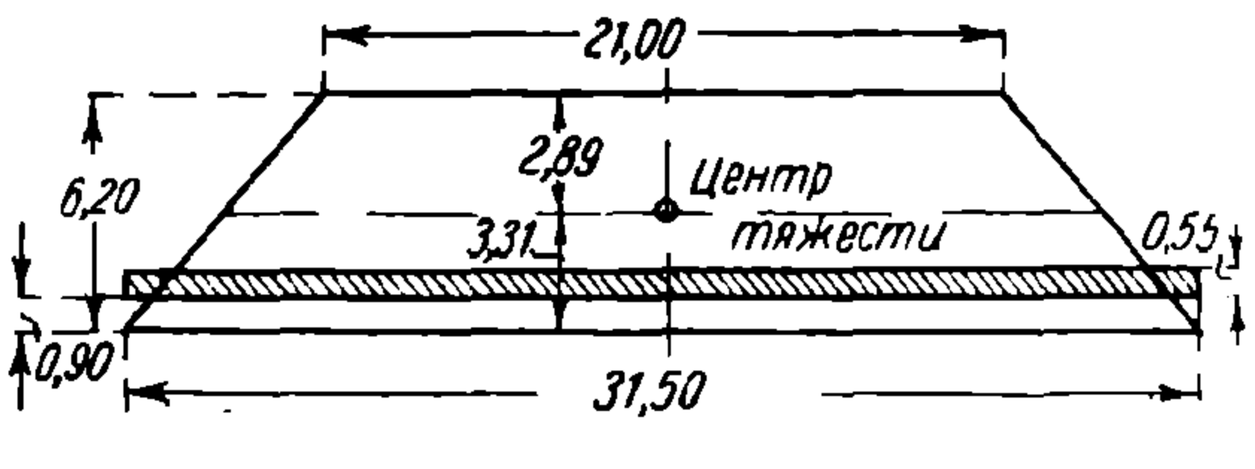
$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{39910}{30} \cdot \frac{31^2}{8} = 160\,000\ кгсм.$$

Напряжение от изгиба

$$\sigma = \frac{160000}{1920} = 83\ кг/см^2 < 155 \cdot 0{,}85 = 130.$$

Аналогично рассчитаны и остальные тяжи.

24. Расчет ветровых связей. Горизонтальные связи между фермами устроены как в плоскости нижнего пояса, так и в плоскости верхнего пояса на всем протяжении пролета. Система решетки связей принята полураскосная. Давление ветра на поверхность фермы принято распределенным между верхними и нижними связями; давление ветра на проезжую часть считается передающимся лишь на нижние связи. Коэфициент сплошности для фермы принят равным 0,6.



Фиг. 63.

Проезжая часть считается в виде полосы, выступающей над нижней кромкой продольных балок на высоту 0,55 *м*. Теоретический контур фермы представлен на фиг. 63. Считая давление ветра на ферму приложенным в центре тяжести трапеции, имеем при интенсивности ветра в 200 $кг/м^2$ давление:

НТБ ДИИЖТ

на ферму

$$w_1 = \frac{1}{2} \cdot (21 + 31{,}5) \cdot 6{,}20 \cdot 0{,}6 \cdot 200 \leqq 19\,530 \text{ кг};$$

на проезжую часть

$$w_2 = 31{,}5 \cdot 0{,}55 \cdot 200 \leqq 3\,470 \text{ кг}.$$

Давление ветра на верхние связи составляет

$$w_0 = w_1 \cdot \frac{2 \cdot 89}{6{,}20} = 19\,530 \cdot 0{,}466 \approx 9100 \text{ кг},$$

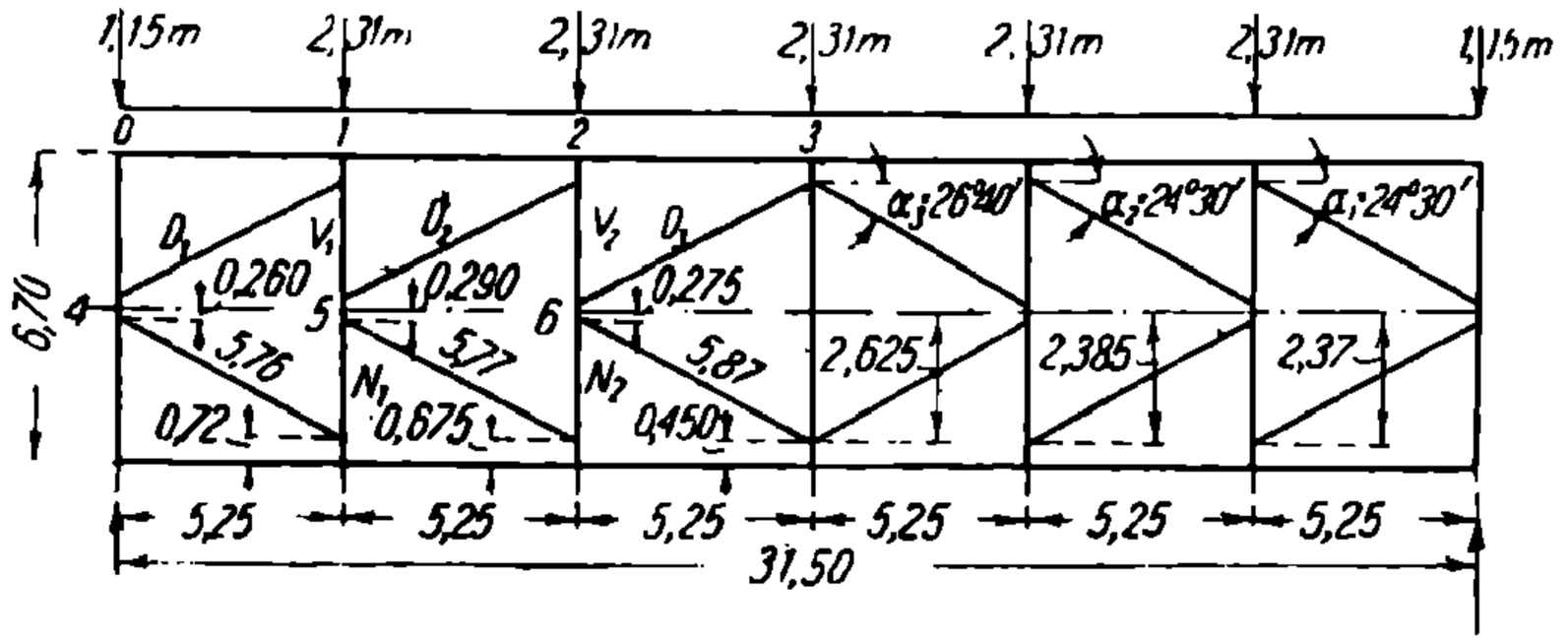
а на нижние

$$w_u = w_1 \frac{3{,}31}{6{,}20} + 3\,470 = 19\,530 \cdot 0{,}534 + 3\,470 = 13\,870 \text{ кг}$$

и следовательно на 1 *пог. м* связей

$$w_0 = \frac{9100}{21} \approx 430 \text{ кг/м};$$

$$w_u = \frac{13870}{31{,}5} \approx 440 \text{ кг/м}.$$



Фиг. 64-*а*.

Расчет усилий в нижних связях. Геометрическая схема нижних связей дана на фиг. 64-*а*. Принимая, что на ветровую ферму ветер действует в виде сосредоточенных сил, приложенных в узлах, имеем:

опорную реакцию

$$A_W = 0{,}440 \cdot \frac{1}{2} \cdot 31{,}50 = 6{,}935 \, m;$$

узловую нагрузку

$$P_W = 0{,}440 \cdot 5{,}25 = 2{,}310 \, m.$$

Усилие в полураскосе D_1 первой панели равно:

$$\pm D_1 = \frac{Q}{2 \sin \alpha} = \frac{\left(6{,}935 - \frac{1}{2} \cdot 2{,}310\right)}{2 \cdot 0{,}412} = 7{,}02 \, m;$$

то же второй панели

$$\pm D_2 = \frac{(5780 - 2{,}310)}{2 \cdot 0{,}414} = 4{,}18 \, m.$$

НТБ ДНУЖТ

Усилие в верхней части стойки

$$V_1 = D_1 \sin\alpha - P_w = 7{,}02 \cdot 0{,}412 - 2{,}310 = 58\ m;$$

то же в нижней части

$$-N_1 = D_1 \sin\alpha = -2{,}89\ m.$$

Подбор сечения полураскоса. Полураскос D_1 составлен из одного бруса 20×20 *см* и в узле № 1 соединен со стойкой врубками, согласно фиг. 64-*б*. Наибольшее ослабление сечения имеется по болту, соединяющему полураскос со стойкой:

$$F_n = 20 \cdot 20 - 20 \cdot 7 - 13 \cdot 1{,}8 = 237\ см^2;$$

следовательно, расчетное напряжение на растяжение

$$\sigma = \frac{7020}{237} = 30\ кг/см^2 < 110 \cdot 0{,}85 = 94.$$

Расчетная длина полураскоса

$$l = 5{,}76\ м;$$

радиус инерции

$$i = \frac{20}{3{,}46} = 5{,}77\ см;$$

гибкость

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{576}{577} = 100; \quad \varphi = 0{,}30.$$

Напряжение на сжатие при учете устойчивости на продольный изгиб

$$\sigma = \frac{7\,020}{0{,}30 \cdot 400} = 58\ кг/см^2 < 85.$$

Расчет врубок полураскоса. Напряжение на смятие стоек без учета в запас угла наклона:

$$\sigma_б = \frac{7020}{2 \cdot 20 \cdot 7} = 25\ кг/см^2 < 35 \cdot 0{,}85 = 30.$$

Напряжение на скалывание конца полураскоса при средней длине 25 *см*:

$$\tau = \frac{7\,020}{2 \cdot 20 \cdot 25} = 7{,}0\ кг/см^2 < 12 \cdot 0{,}85 = 10{,}0.$$

Во врубках полураскоса имеем эксцентричное приложение усилия, создающее дополнительный изгибающий момент

$$M = 7020 \cdot 6{,}5 = 45\,630\ кгсм,$$

что дает дополнительное напряжение

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{45\,630}{20 \cdot 20^2} \cdot 6 = 34\ кг/см^2.$$

Приведенное напряжение по формуле

$$\sigma = \frac{D}{\varphi F} = \frac{M}{W}\frac{R_d}{R_b} = 58 + 34 \cdot \frac{100}{110} = 89\ кг/см^2 > 100 \times 0{,}85 = 85$$

НТБ ДНУЖТ

Напряжение на смятие полураскосов от усилия, сдвигающего вдоль стойки:

$$\sigma_{\delta} = \frac{7020}{(127 \cdot 6 - 7 \cdot 8)} \cdot 2 = 20 \text{ кг/см}^2 < 35 \cdot 0{,}85 = 30.$$

Расчет стойки. Стойка, согласно фиг. 64-*б*, составлена из двух бревен $d = 20$ *см*. Расчетная длина на продольный изгиб равна 2,37 *м*; гибкость

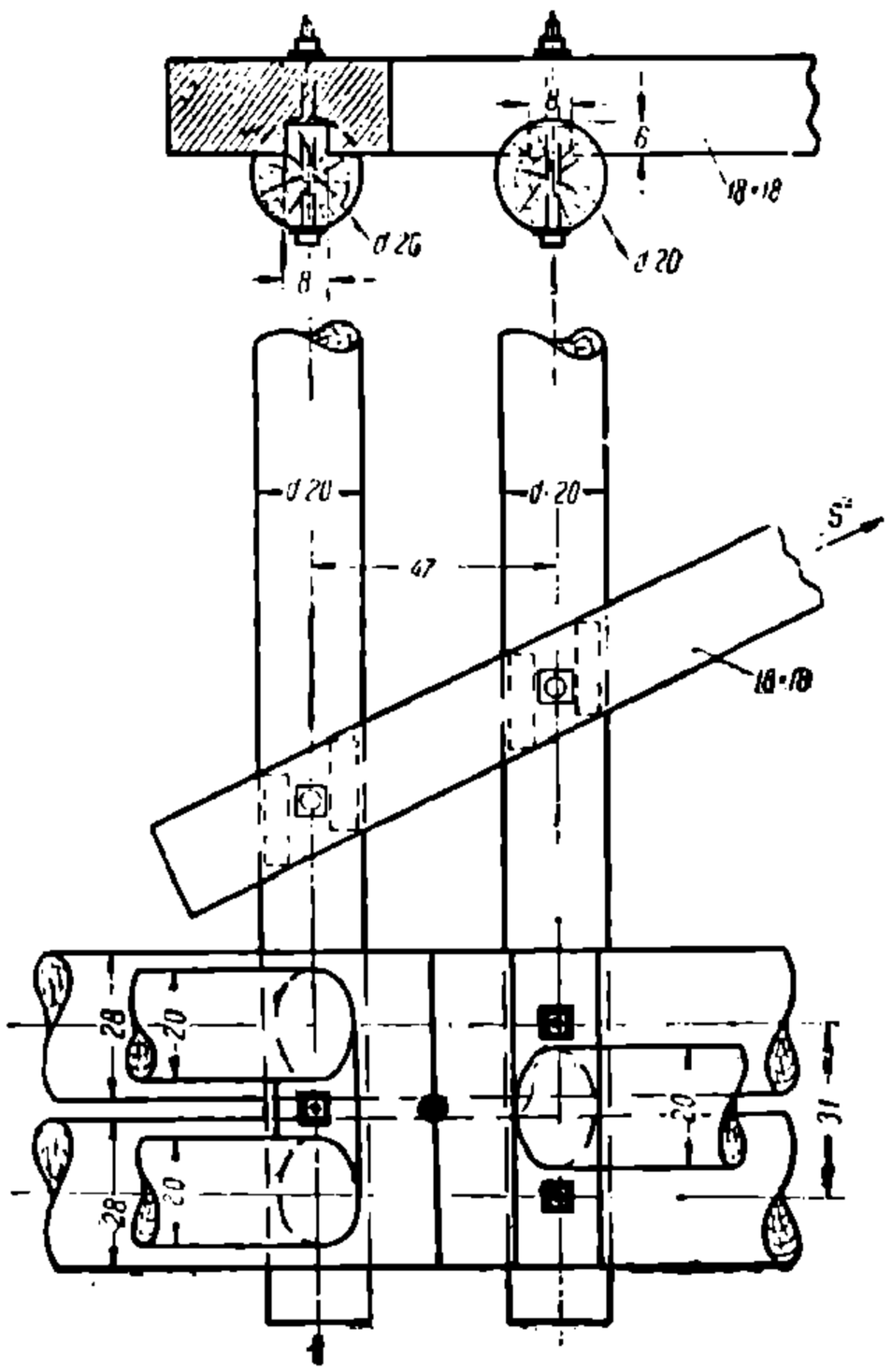
$$\frac{l}{l} = \frac{239}{5} = 48; \quad \varphi = 0{,}65.$$

Следовательно напряжение на сжатие с учетом продольного изгиба

$$\sigma = \frac{2890}{0{,}65 \cdot 2 \cdot 314} = 7 \text{ кг/см}^2 < 85.$$

Дополнительный изгибающий момент от эксцентричного приложения усилий в полураскосах

$$M = 2890 \cdot \left(10 - 8{,}5 + \frac{1}{3} \cdot 7\right) \cong 11\,000 \text{ кгсм}.$$



Фиг. 64-*б*.

Напряжение на изгиб

$$\sigma_b = \frac{11\,000}{2 \cdot 785} = 7 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет врубок стойки. При врубке стоек в пояс на 3 *см* имеем напряжение на смятие бревен нижнего пояса:

$$\sigma_{\delta} = \frac{2\,890}{4 \cdot 29 \cdot 6} =$$

$$= 24 \text{ кг/см}^2 < 35 \cdot 0{,}85 = 30.$$

25. Расчет опорной рамы. Рама составлена: из ног, являющихся в то же время первыми раскосами главных ферм, состоящих из двух бревен $d = 30$ *см*, из верхней распорки из четырех бревен $d = 28$ *см* и двух подкосов $d = 30$ *см* каждый. Ноги рамы и распорка работают как на продольные усилия, так и на изгиб, подкосы только на продольные усилия. Согласно геометрической расчетной схеме рамы (фиг. 65) от усилия W опорной реакции верхних ветровых связей, воспринимаемой рамой и передаваемой ею на опоры, возникают следующие опорные реакции:

1) вертикальная реакция опоры

$$A = \frac{Wh}{b} = \frac{813}{670} = 1{,}215\,W;$$

НТБ ДНУЖТ

2) горизонтальная реакция опоры

$$H = \frac{1}{2} W.$$

Из равновесия правой части рамы, отсеченной по $m - n$, имеем значения усилия в подкосе:

$$S = \frac{1}{2} \cdot W \frac{h}{h_1 \sin \alpha} = \frac{1}{2} W \cdot \frac{813}{3000 \cdot 0{,}423} = 3{,}20\, W.$$

Усилие в ноге рамы на участке AC

$$V_{AC} = 1{,}215 W,$$

а на участке CB из равновесия узла C:

$$V_{CB} = \left(\frac{h}{2a} - \frac{h}{b}\right) \cdot W = \left(\frac{813}{2 \cdot 1{,}40} - 1{,}215\right) W = 1{,}69\, W.$$

В среднем участке распорки имеем усилие

$$N_{EE} = \frac{1}{2} W.$$

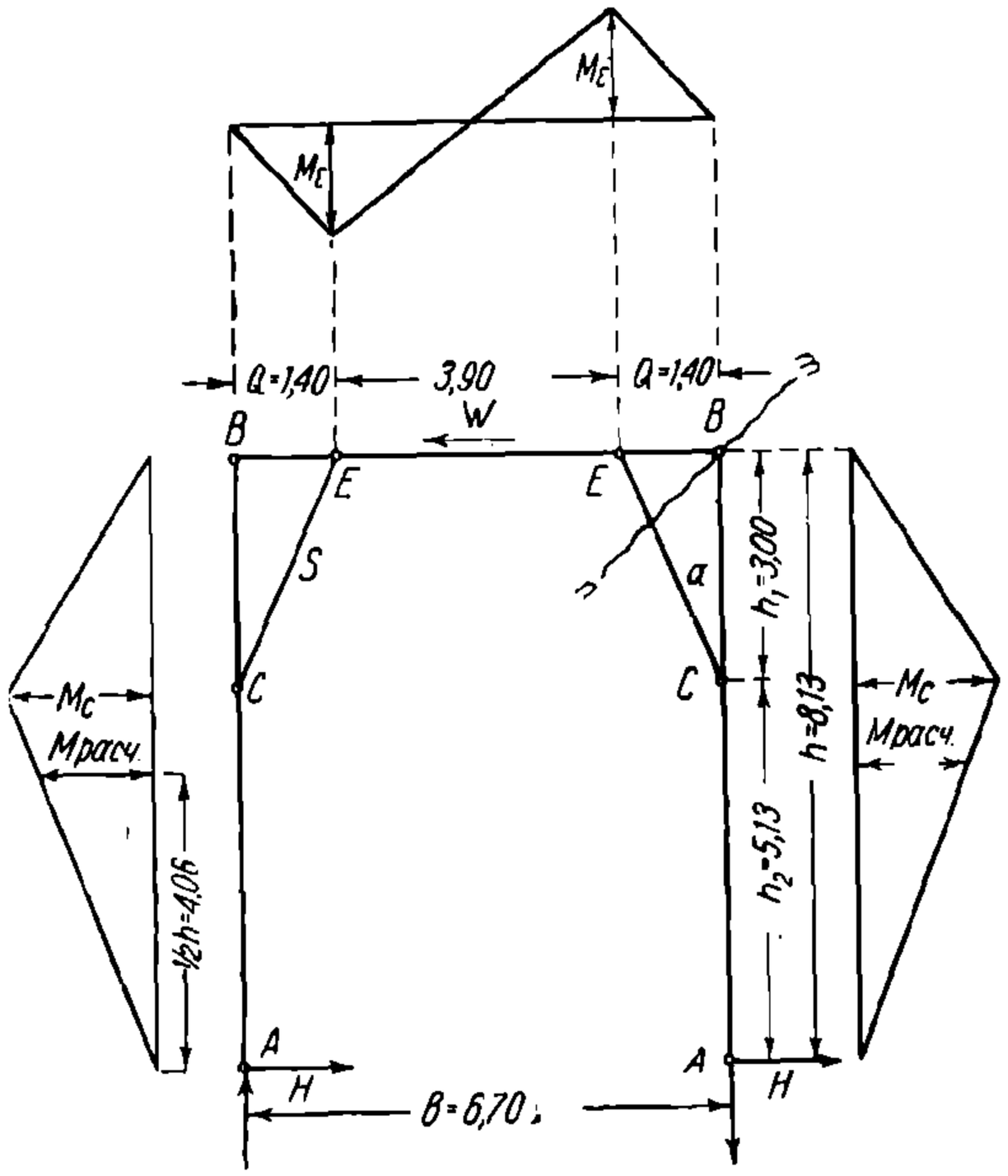
На участке BE усилие определяем из условия равенства моментов относительно точки C опорных реакций балки AB.

$$N_{BE} = \frac{h_2}{h_1} H = \frac{513}{300 \cdot 2} \cdot W = 0{,}855\, W$$

Изгибающие моменты элементов рамы:

в точке C

$$M_c = H \cdot h_2 = \frac{1}{2} \cdot W \cdot 5{,}13 = 2{,}565\, W;$$



Фиг. 65.

в точке E

$$M = H \cdot h - A \cdot a = \frac{1}{2} W \cdot 8{,}13 - \frac{8{,}13}{6 \cdot 70} W \cdot 1{,}40 = 2{,}37\, W$$

При интенсивности ветра в 200 *кг/м²* опорное давление верхних связей равно:

$$W = \frac{1}{2} \cdot 21 \cdot 430 \cong 4\,500\ кг.$$

Расчет сечения и связей ноги рамы (фиг. 66). Согласно расчету главных ферм усилие в ноге рамы, как раскоса фермы, равно от постоянной и временной нагрузок $D = 53{,}25\, m$. При нагрузке

НТБ ДИИЖТ

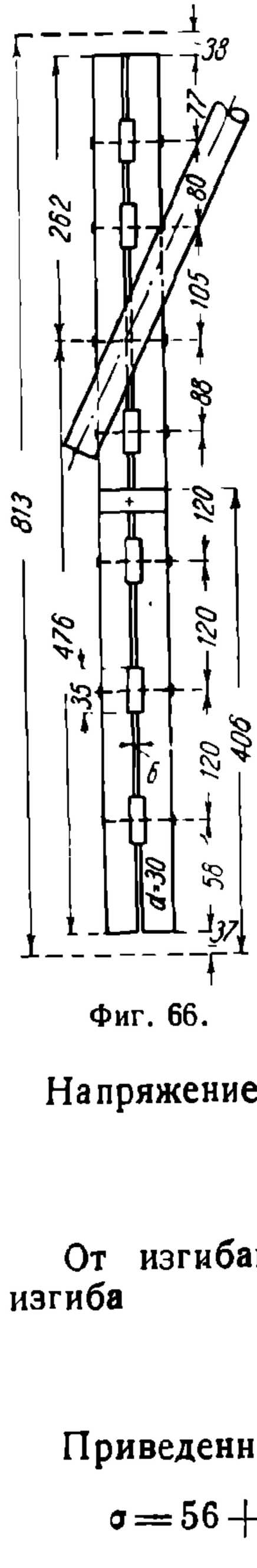
рамы усилием $W = \frac{1}{2} \cdot 4500 = 2250$ *кг*, что соответствует интенсивности ветра 100 *кг/м²*, на которую, согласно Т. У., рассчитываются основные элементы фермы, наибольшей изгибающий момент

$$M_c = 2{,}565 \cdot 2250 = 5775 \text{ кгм}.$$

При расчете на продольный изгиб из плоскости главных ферм имеем:

1) свободную длину раскоса между опорными подушками

$$l = 7{,}35 \text{ м};$$



Фиг. 66.

2) момент инерции раскоса, как составного из бревен $d = 30$ *см* и с зазором в 6 *см*:

$$J = 2 \cdot 39\,761 + 2 \cdot 705 \cdot 18^2 = 79\,522 + 457\,488 = 537\,010 \text{ см}^4.$$

Следовательно радиус инерции

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{537010}{1412}} = 19{,}5 \text{ см};$$

$$\frac{l}{i} = \frac{735}{19{,}5} = 38; \quad \varphi = 0{,}74.$$

Расстояние между болтами связующих колодок

$$l_1 = 1{,}05 \text{ м}.$$

Радиус инерции бревна

$$i_1 = \frac{30}{4} = 7{,}5 \text{ см}.$$

Гибкость

$$\lambda_1 = \frac{105}{7{,}5} = 14; \quad \varphi = 0{,}90.$$

Напряжение при учете продольного изгиба

$$\sigma_d = \frac{53\,250}{0{,}74 \cdot 0{,}90 \cdot 1452} = 56 \text{ кг/см}^2.$$

От изгибающего момента в точке C имеем напряжение от изгиба

$$\sigma_b = \frac{577\,500}{537\,010 \cdot 0{,}8} \cdot 33 \leqq 35 \text{ кг/см}^2.$$

Приведенное напряжение на сжатие:

$$\sigma = 56 + 35\,\frac{100}{110} = 56 + 32 = 88 \text{ кг/см}^2 < 100 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}15 = 98.$$

НТБ ДНУЖТ

Сдвигающее усилие на половине расчетной длины раскоса равно:

$$T = 1{,}1 \cdot 1{,}03 \cdot \frac{706 \cdot 18}{33} \cdot \left(\frac{1}{0{,}74} - 1\right) \cdot \frac{53\,250}{1\,412} = 5\,760 \text{ кг}.$$

При трех колодках сдвигающее усилие на одну колодку будет равно:

$$T_1 = 1\,920 \text{ кг}.$$

Поперечная сила на участке ноги (раскоса) AC:

$$Q = H = 1\,125 \text{ кг},$$

следовательно сдвигающее усилие на 1 *пог. см* при простом изгибе

$$T' = \frac{QS}{J} = \frac{1\,125 \cdot 12\,708}{537\,010} = 27 \text{ кг}.$$

При четырех колодках на участке AC длиною 513 *см* на одну колодку приходится

$$T_1' = \frac{27 \cdot 513}{4} = 3\,400 \text{ кг}.$$

Полная сила, действующая на колодку:

$$T_1 + T_1' = 1\,920 + 3\,400 = 5\,320 \text{ кг}.$$

Врезка колодки принята 5 *см*; длина ее 35 *см*; ширина равна хорде.

Напряжение на смятие

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{5\,320}{77{,}4} = 69 \text{ кг/см}^2 \leqslant 80 \cdot 0{,}85 = 68.$$

Напряжение на скалывание

$$\tau = \frac{5\,320}{35 \cdot 22{,}4} = 7{,}0 \text{ кг/см}^2 < 12 \cdot 0{,}85 = 10{,}0.$$

Расчет врубок прикрепления подкоса. Подкос к ногам рамы прирубается на 10 *см* при стеске ног на 2 *см*. Площадь смятия бревен ноги (раскоса):

$$F_{\text{см}} = 206 - 20 = 186 \text{ см}^2.$$

Усилие в подкосе

$$S = 3{,}20 \cdot W = 3{,}20 \cdot 4\,500 = 14\,500 \text{ кг}.$$

Напряжение на смятие

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{14\,500}{2 \cdot 186} = 39 \text{ кг/см}^2 < 65 \cdot 0{,}85 = 55.$$

Напряжение на скалывание в подкосе

$$\tau = \frac{14\,500}{2 \cdot 50 \cdot 28} = 0{,}5 \text{ кг/см}^2 < 12 \cdot 0{,}85 = 10.$$

НТБ ДНУЖТ

Напряжение в распорке

$$\sigma_\delta = \frac{14\,500}{2 \cdot 2 \cdot (123 - 20)} = 35\ кг/см^2 > 37 \cdot 0{,}85 = 32.$$ Перенапряжение 10%.

$$\tau = \frac{14\,500}{2 \cdot 2 \cdot 15 \cdot 25} = 9{,}5\ кг/см^2 < 12 \cdot 0{,}85 = 10.$$

26. Расчет опорных лежней. Согласно спецификации общий объем леса в деле в пролетном строении — 151 $м^3$, металла — 5 780 $кг$. Следовательно опорное давление одной фермы конструкции от собственного веса равно:

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot (151 \cdot 0{,}600 + 5{,}78) = 25{,}30\ т;$$

от временной нагрузки грузовиками при коэфициенте поперечной установки $a = 1{,}105$ и эквивалентной нагрузке согласно Т. У. $k = 1{,}40\ т/м$

$$A_k = \frac{1}{2} \cdot 31 \cdot 50 \cdot 1{,}40 \cdot 1{,}105 = 24{,}40\ т;$$

от толпы на тротуаре:

$$A'_k = \frac{1}{2} \cdot 31{,}50 \cdot 0{,}240 \cdot 0{,}75 = 2{,}84\ т.$$

Расчетное опорное давление

$$A = 25{,}30 + 24{,}40 + 2{,}84 = 52{,}54\ т.$$

При двух лежнях из брусьев $24 \times 24\ см$ и стеске подбалки $d = 28$ на 8 $см$ имеем:

площадь смятия

$$F = 4 \cdot 24 \cdot 25{,}3 = 2\,430\ см^2;$$

напряжение на смятие

$$\sigma_\delta = \frac{57\,000}{2\,430} = 23\ кг/см^2 \leqslant 25 \cdot 0{,}85 = 21.$$

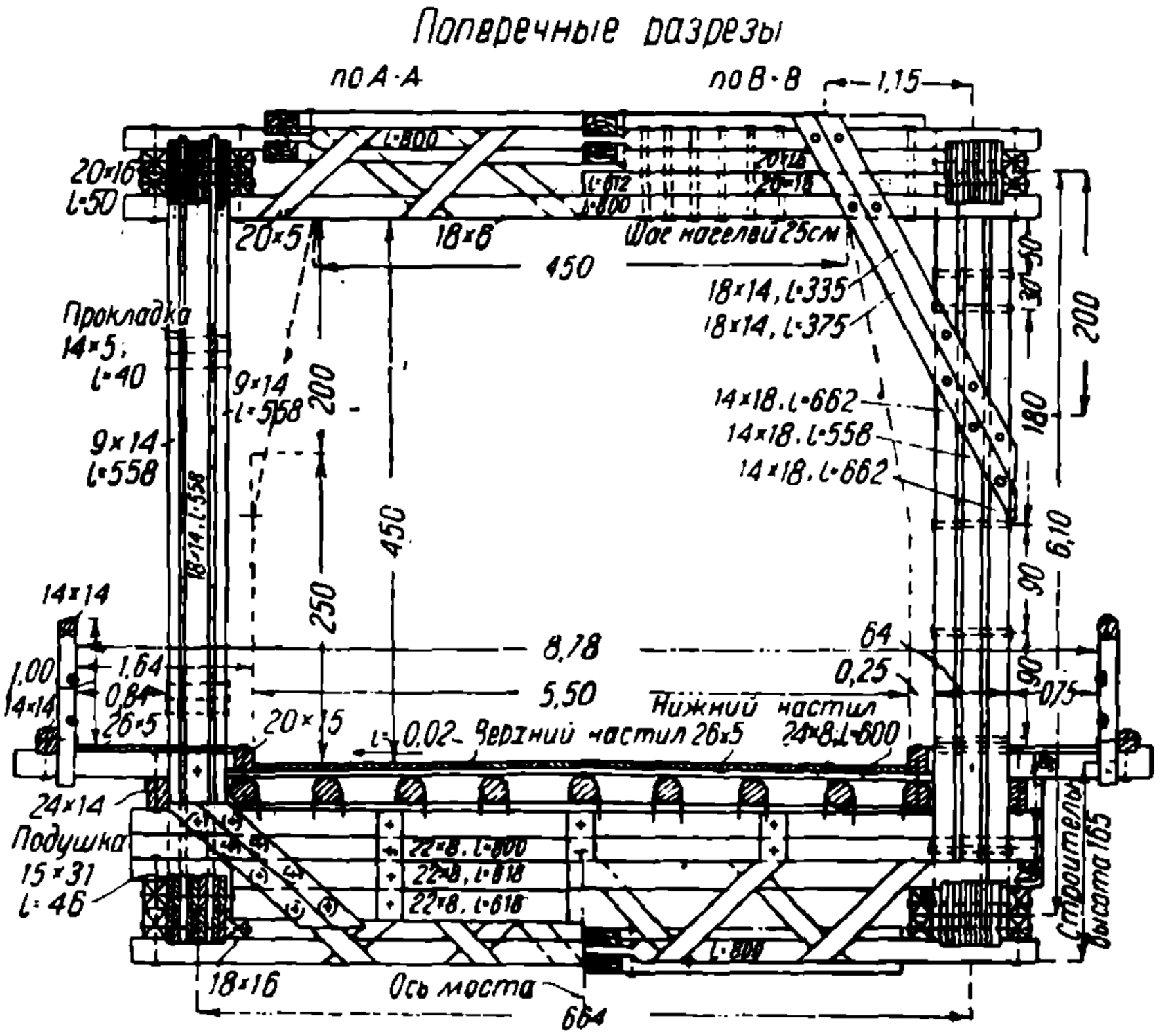
Пример 5. Конструкция и расчет пролетного строения с гвоздевыми фермами двухраскосной системы расчетным пролетом 32,2 $м$ при езде по низу[1]

27. Общие данные. Конструкция пролетного строения показана на фиг. 67—69. Проект составлен по Техническим условиям Цудортранса 1933 г. Расчетная нагрузка Н8, габарит Г4. Тротуары по 0,75 $м$. Материал — полусухая сосна 2-го сорта. Допускаемые напряжения приняты по табл. 97 отд. V с коэфициентом 0,85, учитывающим незащищенность сооружения.

Пролетное строение в основном выполняется из досок, соединяемых гвоздями. Отдельные указания относительно деталей конструкции будут даны при изложении расчета. Ездовое полотно принято из двойного досчатого настила, уложенного по деревянным прого-

[1] По типовым проектам Цудортранса, составленным Укргипродором.

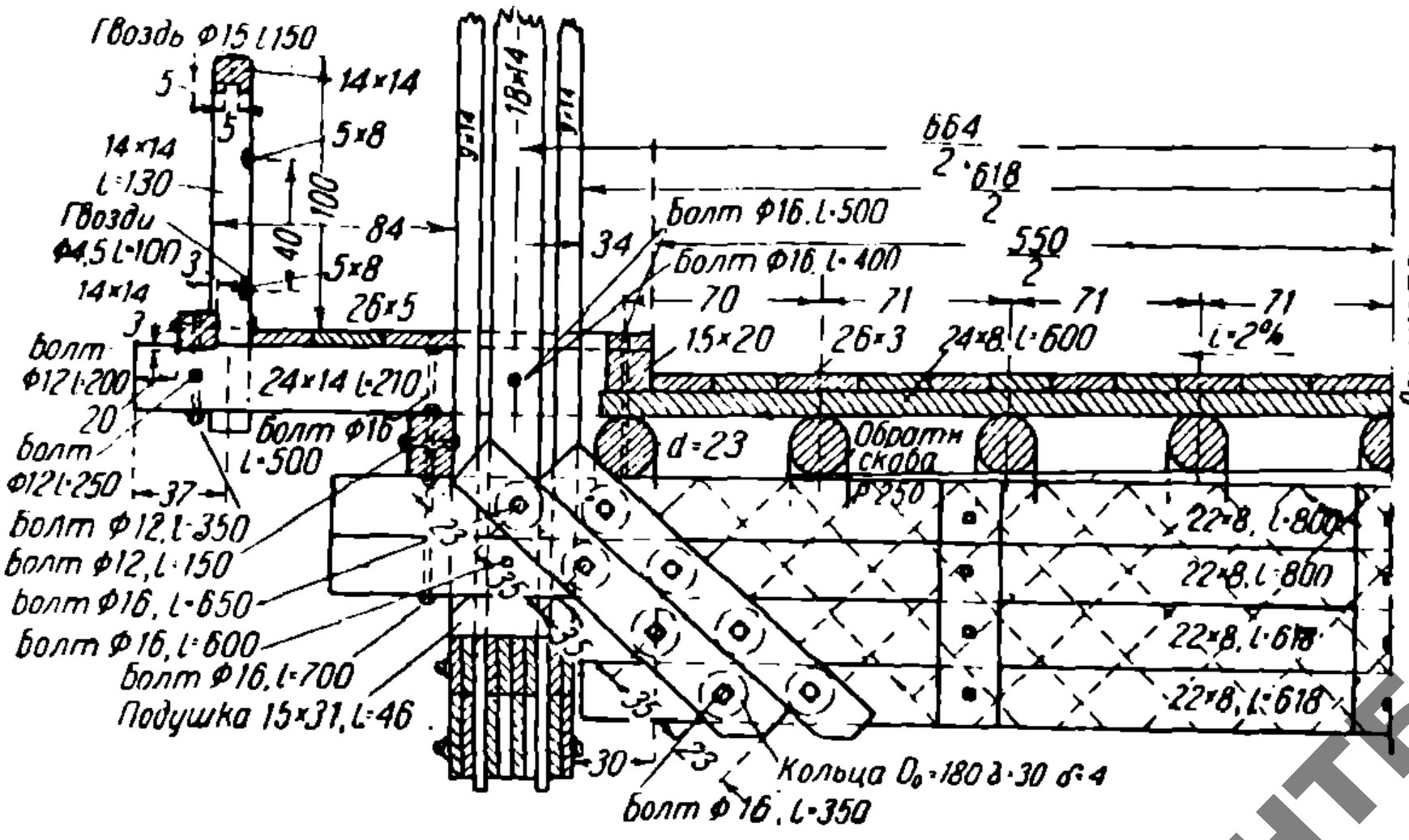
НТБ ДНУЖТ



Фиг. 69.

нам. В виду того, что расчет такого полотна изложен в примере 2, здесь он опускается. Точно также не приводится расчет связей, аналогичный изложенному в примерах 3 и 4.

28. Расчет поперечных балок. Поперечная балка принята досчатая (фиг. 70). Стенка балки состоит из перекрестных досок, наклоненных под углом 45° к горизонту. Снаружи стенки идут горизон-



Фиг. 70.

7 Примеры проектирования.

НТБ ДНУЖТ

тальные ряды досок 22,8 *см*. Расчетный пролет балки принят 6,5 *м* — равным расстоянию между осями ферм.

Замечание. Впоследствии при детальном конструировании пришлось расстояние между осями фермы принять 6,64 *м*. При таком увеличении пролета расчетные моменты и напряжения в балке увеличиваются на 2—3%. В виду незначительности увеличения пересчет произведен не был.

Постоянная нагрузка на балку:

настил

$$(0{,}05 + 0{,}08) \cdot 1{,}00 \cdot 2{,}685 \cdot 600 = 210 \text{ кг/м};$$

прогоны

$$\frac{25 \cdot 2{,}685}{0{,}71} \quad \ldots = 95 \text{ кг/м};$$

собственный вес

$$1{,}0 \cdot 0{,}26 \cdot 0{,}88 \cdot 600 \ldots = 137 \text{ кг/м}.$$

Итого . . . $p = 442$ кг/м.

Изгибающий момент от постоянной нагрузки:

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{442 \cdot 6{,}5^2}{8} = 2\,340 \text{ кгм}.$$

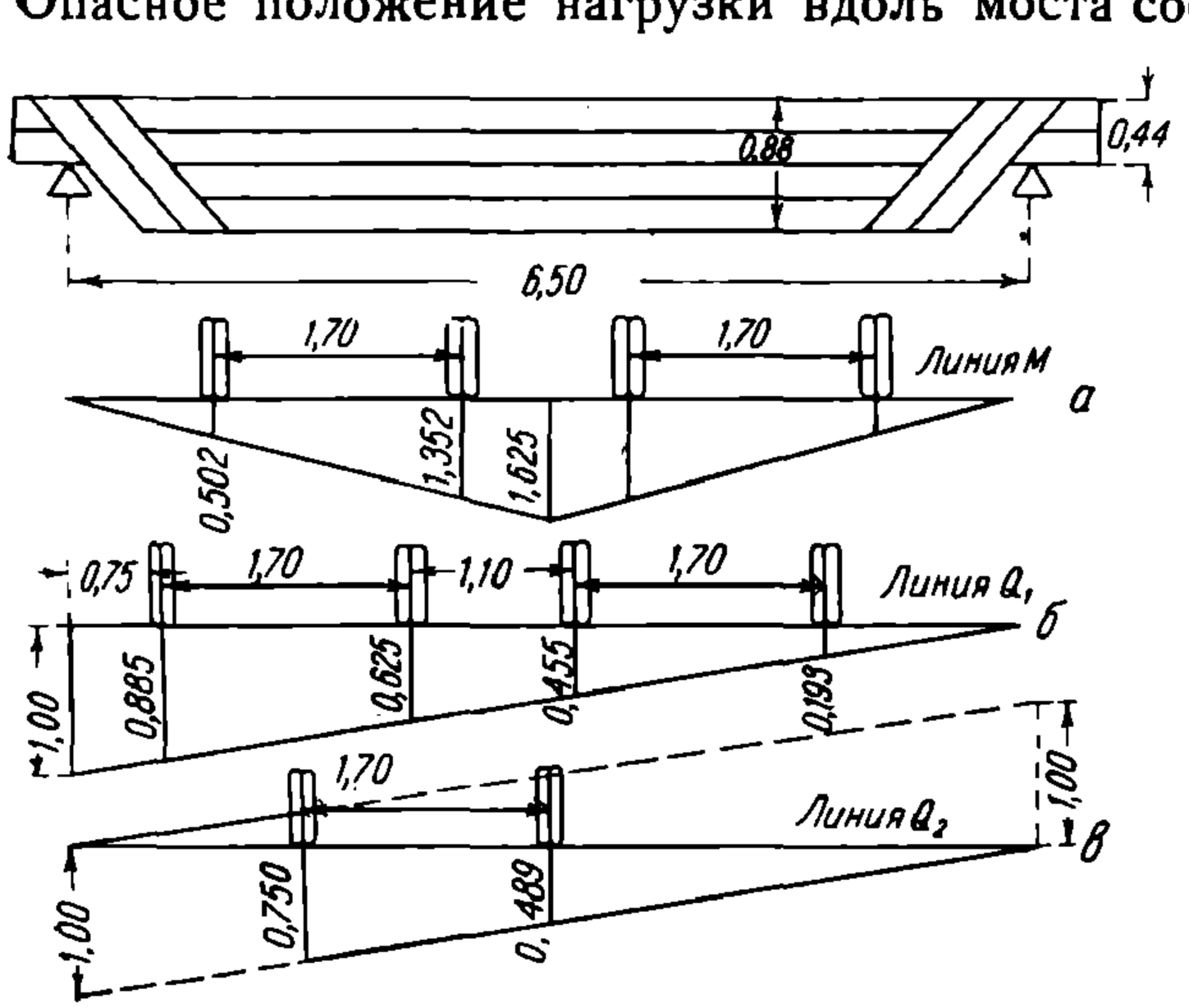
Временная нагрузка состоит из двух грузовиков весом по 10,4 *т*. Опасное положение нагрузки вдоль моста соответствует расположению задних осей над поперечной балкой. Опасное положение поперек моста для момента посредине пролета балки показано на фиг. 71-*а*.

При вычислении момента пользуемся линией влияния, показанной на фиг. 71-*а*.

$$M_к = \Sigma Py = 2 \cdot 3\,800\,(0{,}502 + 1{,}352) = 14\,100 \text{ кгм}.$$

Полный изгибающий момент

$$M = 2\,340 + 14\,100 = 16\,440 \text{ кгм}.$$



Фиг. 71.

Поперечная сила на опоре от постоянной нагрузки

$$Q_p = p\,\frac{l}{2} = 442 \cdot 3{,}25 = 1\,440 \text{ кг}.$$

Опасное положение нагрузки поперек места для поперечной силы на опоре показано на фиг. 71-*б*.

НТБ ДНУЖТ

Величина поперечной силы от временной нагрузки

$$Q_k = \Sigma Py = 3\,800\,(0{,}885 + 0{,}625 + 0{,}455 + 0{,}193) = 8\,200\ кг.$$

Полная поперечная сила на опоре

$$Q_1 = 1\,440 + 8\,200 = 9\,640\ кг.$$

Поперечная сила в четверти пролета от постоянной нагрузки

$$Q_p = \frac{pl}{4} = 442 \cdot 1{,}625 = 720\ кг.$$

То же от временной нагрузки при установке по фиг. 71-*б*:

$$Q_k = \Sigma Py = 3\,800\,(0{,}750 + 0{,}489) = 4\,710\ кг.$$

Полная поперечная сила в четверти пролета

$$Q_2 = 720 + 4\,710 = 5\,430\ кг.$$

Определение нормальных напряжений в поясах балки.

Момент инерции сечения балки (фиг. 72)

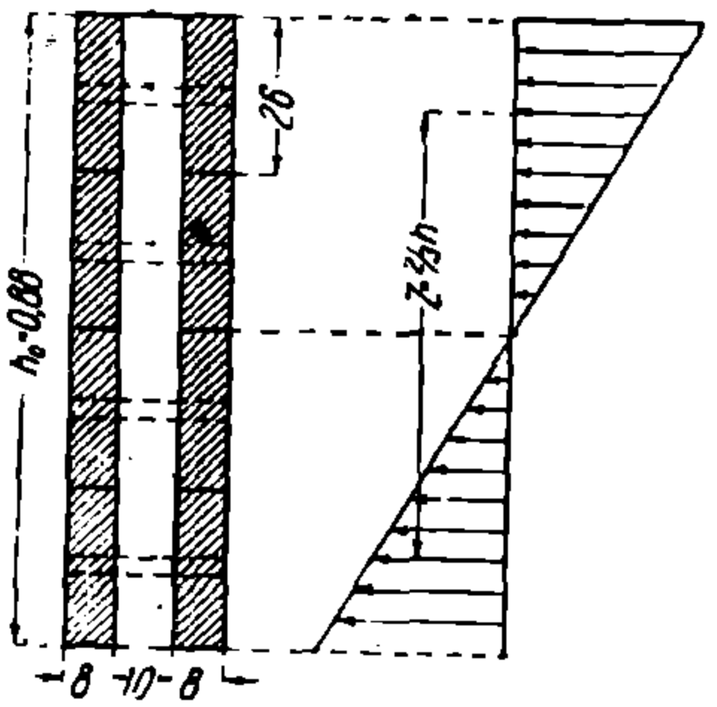
$$J_{br} = \frac{h^3 b}{12} = \frac{88^3 \cdot 16}{12} = 91\,000\ см^4.$$

Момент инерции ослабления болтами

$$\Delta J = 2 \cdot 1{,}8 \cdot 8 \cdot 2 \cdot (11^2 + 33^2) = 6\,960\ см^4.$$

Ослабление гвоздями принимаем равным 25% ослабления от болтов. Тогда полное ослабление:

$$1{,}25 \cdot 6\,960 = 8\,700\ см^4.$$



Фиг. 72.

Момент инерции нетто:

$$91\,000 - 8\,700 = 82\,300\ см^4.$$

В виду того, что балка является составной, расчетный момент инерции уменьшается, согласно Техническим условиям (см. отд. V, § 111), делением на коэфициент 1,1 k, где k берется по таблице 100 в зависимости от числа швов. В данном случае доски расположены в 4 ряда по высоте, т. е. имеется три горизонтальных шва. Следовательно имеем:

$$\frac{82\,300}{1{,}1 \cdot 1{,}05} = 71\,400\ см^4.$$

Расчетное напряжение:

$$\sigma = \frac{1\,644\,000 \cdot 44}{71\,400} = 101\ кг/см^2 > 110 \cdot 0{,}85 = 94.$$ Перенапряжение 6%.

Поперечная балка на опорах для уменьшения конструктивной высоты срезана, т. е. опирается только двумя верхними брусьями (фиг. 70 и 71). Для обеспечения связи между верхними и нижними брусьями здесь поставлены с обеих сторон парные накладки из досок 22×5 *см*, играющие роль опорных раскосов. Угол наклона этих

НТБ ДПУКТ

раскосов к горизонту принят $\alpha_1 = 42°$. Раскосы рассчитываются на полную поперечную силу.

Усилие в раскосе

$$D = \frac{Q}{\sin \alpha_1} = \frac{9\,640}{0{,}680} = 14\,200 \text{ кг}.$$

Доски раскоса прикрепляются к поясам кольцами Тухшерера диаметром 18 *см*. Для расчета их пользуемся таблицей 103 отд. V.

Рабочая площадь сечения

$$F_n = 22 \cdot 5 \cdot 4 - 4 \cdot 28 = 328 \text{ см}^2.$$

Напряжение

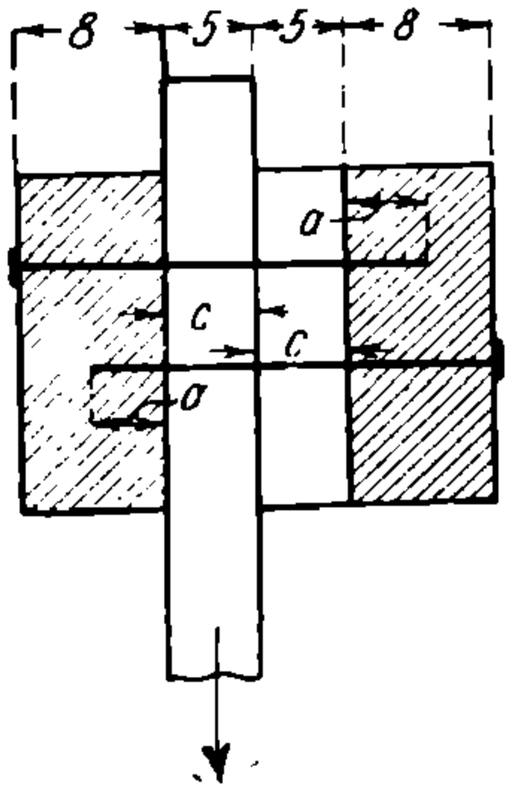
$$\sigma = \frac{D}{F_n} = \frac{14\,200}{328} = 43 \text{ кг/см}^2 < 94.$$

Усилие, передаваемое каждым кольцом:

$$S = \frac{14\,200}{8} = 1\,770 \text{ кг}.$$

Усилие, допускаемое на кольцо при угле смятия волокон 42°, определяем по графику фиг. 290 отд. V, введя поправку на полусухую сосну 0,85. Получим:

$$P = 0{,}85 \cdot 2\,200 = 1\,870 \text{ кг} > 1\,770.$$



Фиг. 73.

Стенка балки составлена из двух слоев досок 22,5 *см*, наклоненных под углом 45° к горизонту.

Учитывая расчет досок крайнего раскоса, можем сказать, что нормальные напряжения в досках не опасны, а потому проверка их излишня. Необходимо только проверить прикрепление досок стенки к поясам, которое осуществляется при помощи гвоздей диаметром 6,5 *мм* и длиной 225 *мм*.

Гвозди в прикреплениях раскосов работают в средних условиях между односрезными и двусрезными.

Продольное усилие от раскоса одним срезом передается непосредственно на примыкающий брус пояса (фиг. 73), а другим срезом передается на другой брус пояса через доску встречного раскоса, которая служит в данном случае как бы прокладкой.

Из условия прочности на изгиб самого гвоздя допускаемое усилие на один „срез“ согласно Техническим условиям (см. отд. V, § 111) определяется по формуле:

$$P_1 = k_n d^2 \sqrt{K_b K_\delta} = 0{,}8\, d^2 \sqrt{1\,800 \cdot 68} \qquad \text{(а)}$$

Из условия смятия прикрепляемого раскоса допускаемое усилие на срез гвоздя

$$P_2 = 0{,}5\, c\, d\, R_\delta = 0{,}5 \cdot cd \cdot 68 \qquad \text{(б)}$$

Из условия смятия бруса пояса (для одного из срезов)

$$P'_3 = 0{,}7 a_1 d R_\delta = 0{,}7 a_1 d \cdot 68.$$

НТБ ДНУЖТ

То же для другого среза из условия смятия встречного раскоса, как прокладки, работающей в условиях несимметричного соединения:

$$P''_3 = 0{,}4cdR_c = 0{,}4cd \cdot 68.$$

Из двух последних допускаемых усилий следует взять среднее, т. е.

$$P_3 = \frac{1}{2}(P'_3 + P''_3) = (0{,}7a_1 + 0{,}4c)\,d \cdot 68. \qquad (в)$$

Здесь $R_c = 80 \cdot 0{,}85 = 68$ *кг/см²* — допускаемое напряжение на смятие сосны.

В этих формулах a_1 — глубина забивки гвоздя в брус пояса. Длина гвоздя подбирается так, чтобы величина a_1 была не меньше нормальной величины $a_{норм} = 5{,}43\,d$.

В данном случае

$$a_1 = 225 - (8{,}0 + 2 \cdot 5{,}0 + 3 \cdot 0{,}1) \cdot 10 = 42\ мм > 5{,}43 \cdot 6{,}5 = 35\ мм.$$

Здесь учтена возможность неплотного прилегания досок с просветом в 1 *мм*.

Расчет числа гвоздей ведется по наименьшему из трех допускаемых усилий по формулам (а), (б), (в):

$$P_1 = 0{,}8 \cdot 0{,}65 \sqrt{1\,800 \cdot 68} = 118\ кг;$$

$$P_2 = 0{,}5 \cdot 5 \cdot 0{,}65 \cdot 68 = 110\ кг;$$

$$P_3 = \frac{(0{,}7 \cdot 4{,}2 + 0{,}4 \cdot 0{,}4 \cdot 5)}{2} \cdot 0{,}65 \cdot 68 = 109\ кг.$$

Число гвоздей определяем для первой четверти пролета поперечной балки по наибольшей поперечной силе на опоре. Очевидно такой расчет будет с запасом, так как, во-первых, непосредственно у опоры поперечная сила воспринимается опорными наружными раскосами из досок; во-вторых, на расстоянии 0,75 *м* от опоры (фиг. 71) величина поперечной силы от временной нагрузки уменьшается на 3,8 *т* (давление колеса). В качестве компенсации этого запаса мы не учитываем, с другой стороны, возможности попадания некоторых гвоздей в щели между досками, вследствие чего некоторые гвозди окажутся нерабочими.

Скалывающая сила на 1 *пог. м* длины балки определится по формуле:

$$T = \frac{Q}{z}.$$

Здесь z — плечо внутренней пары. В данном случае при прямоугольном сечении балки и треугольной эпюре напряжений (фиг. 72) плечо внутренней пары равно:

$$z = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3}\,0{,}88 = 0{,}594\ м.$$

Усилие по направлению досок решетки, поставленных под углом 45° (по фиг. 74), равно:

$$S = T \sin 45° = \frac{Q \cdot 0.707}{0{,}594} = 1{,}20\,Q = 1{,}20 \cdot 9\,660 = 11\,600\ кг.$$

НТБ ДНУЖКТ

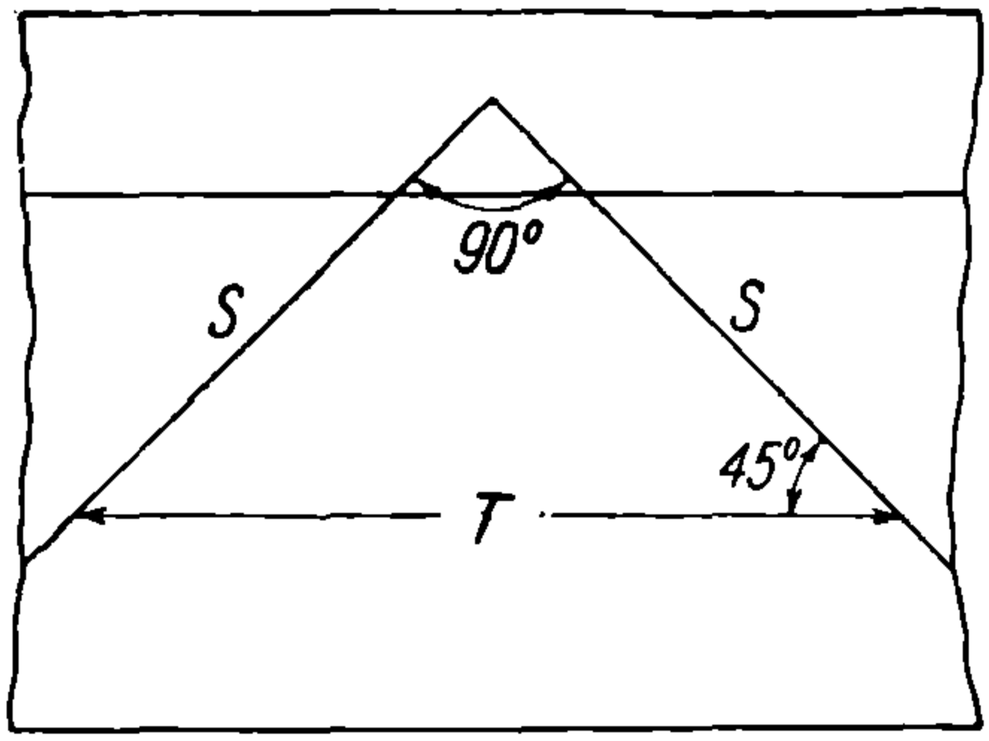
Число гвоздей на 1 *пог. м* длины балки в первой четверти пролета

$$h = \frac{S}{2P_3} = \frac{11600}{2 \cdot 109} = 53 \text{ шт.}$$

Гвозди располагаются в 8 рядов. Тогда наибольший шаг:

$$a = \frac{100.8}{53} = 15 \text{ см.}$$ Принято 12 *см*.

В средних четвертях пролета число гвоздей определяем по наибольшей поперечной силе в четверти пролета:



Фиг. 74.

$$S = 1{,}20 \cdot 5430 = 6\,500 \text{ кг.}$$

Число гвоздей на 1 *пог. м*

$$n = \frac{6500}{2 \cdot 109} = 30 \text{ шт.}$$

Шаг при восьми рядах

$$a = \frac{100 \cdot 8}{30} = 26{,}5 \text{ см.}$$ Принято 25 *см*.

29. Основные размеры и конструкция главных ферм. Конструкция главных ферм показана на фиг. 67—69. Фермы приняты двухраскосной системы с досчатыми поясами и раскосами. Каждая ферма представляет собой две спаренных фермы, соединенных между собой болтами. В спаренной ферме пояса состоят из 16 досок сечением $26 \times 4{,}5$ *см*. Стыки досок расположены в ступенчатом порядке, причем накладками являются смежные доски пояса. Решетка в поперечном сечении двойная. Раскосы из досок 26×5 *см* проходят в зазоры между досками поясов и соединены с ними гвоздями. Стойки из брусьев сечением 14×9 *см* и 14×18 *см* упираются своими торцами в пояса. Поперечные балки уложены вне узлов фермы на нижний пояс.

Расчетный пролет фермы — 32,2 *м*.

Теоретическая высота фермы $h = 6{,}1$ *м* $= \frac{1}{5}$ пролета.

Число панелей 12, длина панели 2,685 *м*.

30. Определение усилий в элементах фермы. Постоянная нагрузка на ферму принята согласно предварительно составленному эскизному проекту: $p = 1150$ *кг/м*. Временная нагрузка из двух рядов автомобилей по схеме Н8 принимается с коэфициентом поперечной установки, вычисленным по отношению к весу одного автомобиля, при невыгоднейшем поперечном положении нагрузки по фиг. 75:

$$\xi = \frac{1}{2}\ (0{,}193 + 0{,}455 + 0{,}625 + 0{,}885) = 1{,}079.$$

Прилегающий к рассчитываемой ферме тротуар шириной 0,75 *м* загружается толпой, интенсивность которой принимается 0,24 *т/м²*.

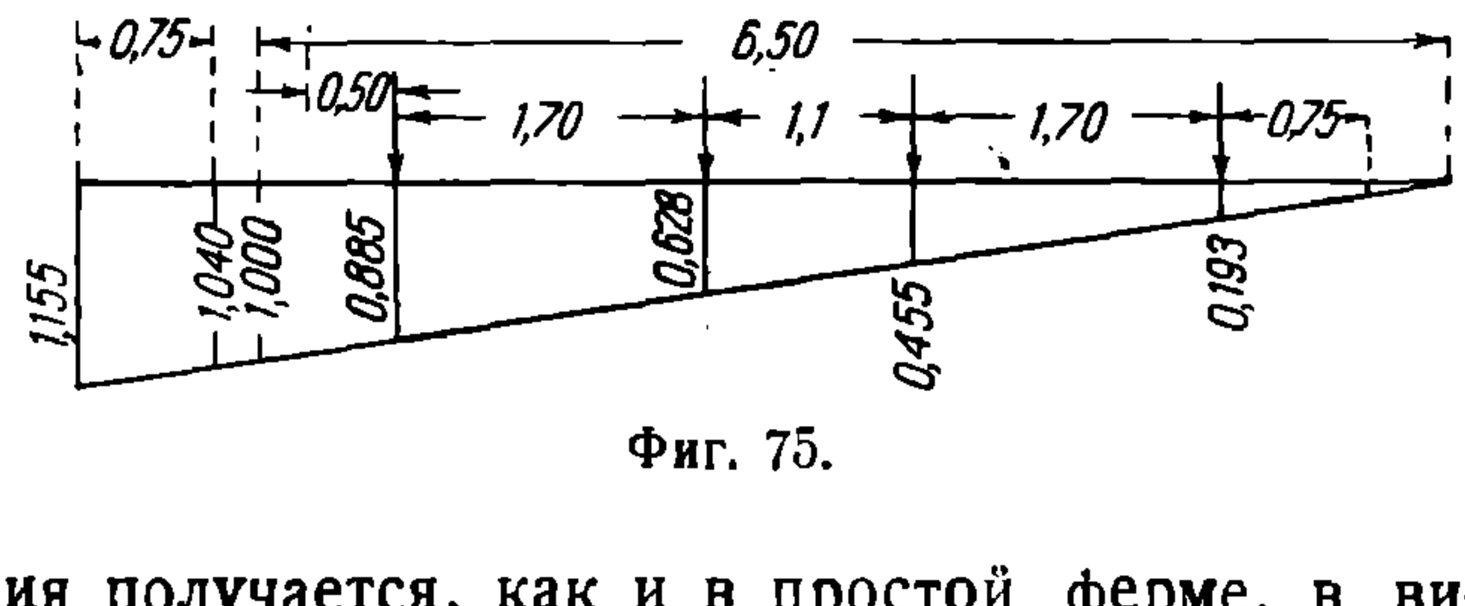
НТБ ДНУЖТ

При этом давление на ферму определяется в предположении, что тротуар поддерживается консолью поперечной балки. Согласно линии влияния опорной реакции поперечной балки (фиг. 75 давление) на ферму от толпы равно:

$$q_1 = 0{,}240 \cdot 0{,}75 \cdot \frac{1{,}155 + 1{,}040}{2} = 0{,}197\ т/м = 197\ кг/м.$$

Ферма по системе решетки является статически неопределимой. Усилия в элементах определяем приближенно путем разложения на две фермы с простой N-образной решеткой, как показано на фиг. 76. При этом считается, что груз, находящийся над узлом одной из простых ферм, передается ей целиком, а на другую ферму не действует.

Усилия в поясах, являющихся общими для двух элементарных ферм, суммируются от обеих ферм. Так как пояса принимаются постоянного сечения, то усилие определяется только в наиболее напряженных средних панелях.



Фиг. 75.

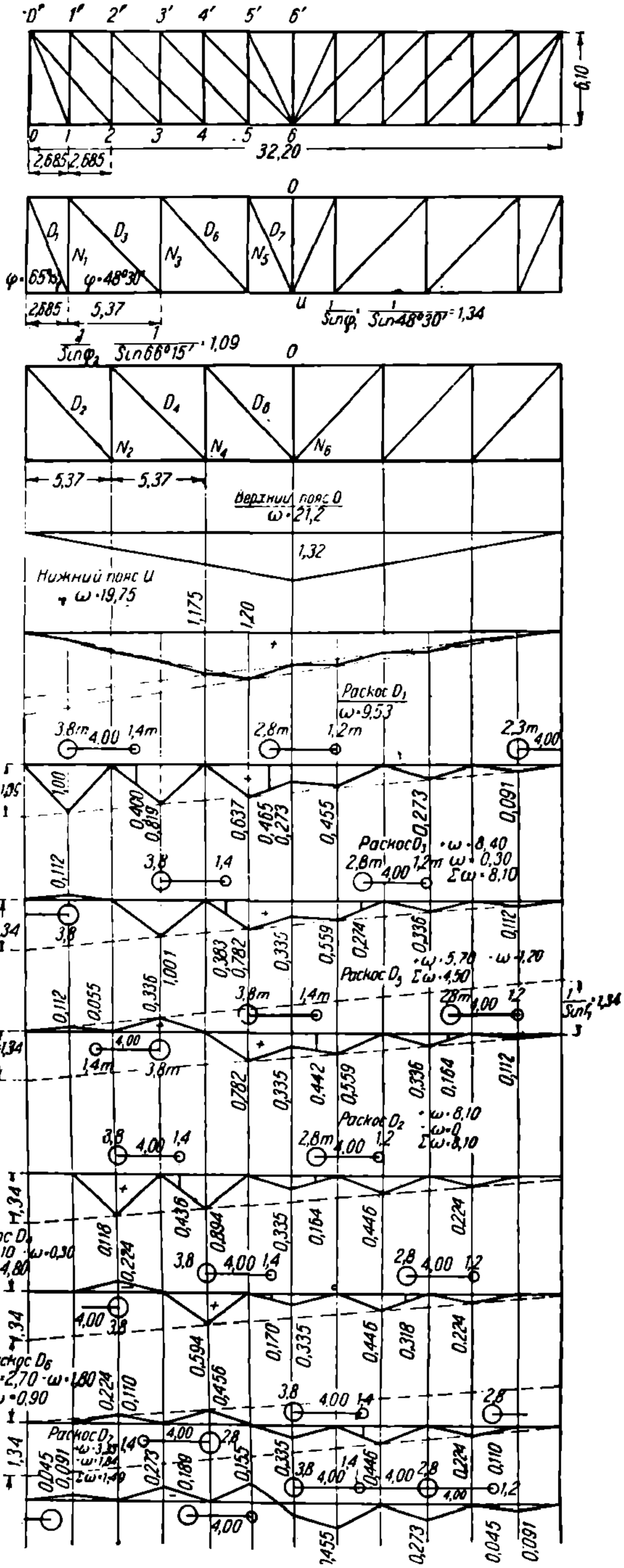
Для верхнего пояса точка Риттера в обеих фермах одна и та же — средний узел.

Поэтому линия влияния получается, как и в простой ферме, в виде треугольника с вершиной под точкой Риттера. Для среднего элемента нижнего пояса в одной ферме точкой Риттера является пятый верхний узел (5^1), а в другой ферме — четверый верхний узел (4^1). Поэтому линии влияния получаются разными. Когда груз совпадает с узлом одной фермы, то ордината берется по одной линии влияния; когда же груз попадает на узел другой фермы, то ордината берется по другой линии влияния. На протяжении панелей узловые ординаты соединяются прямыми. Таким образом линия влияния получает зубчатый вид, как указано на фиг. 76. Заметим, что эта зубчатая линия очень мало отличается от треугольника с вершиной под узлом 5. Поэтому с небольшим запасом можно для упрощения вычислений принять линию влияния нижнего пояса, как для фермы с точкой Риттера в узле 5.

Линии влияния раскосов, которые входят только в одну элементарную ферму, строятся по общим правилам для этой фермы, а затем ординаты под узлами другой фермы приравниваются нулю. Тогда получаются линии влияния зубчатого вида (фиг. 76). Так как средний узел является общим для обеих ферм, то при нахождении в нем груза последний распределяется поровну на обе решетки.

Для усилий в стойках линии влияния не построены, так как они будут иметь такой же вид, как и для раскосов, а усилие в стойке равно вертикальной проекции следующего раскоса, взятой с об-

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 76.

ратным знаком, т. е. вообще

$$N_k = D_{k+2} \sin \varphi.$$

Это соотношение непосредственно получается из условия равновесия верхних узлов.

Для определения усилий в поясах можно воспользоваться эквивалентной нагрузкой по таблице 89 отд. V. При этом для нижнего пояса возьмем ту же величину эквивалентной нагрузки, что и для верхнего пояса. При указанном выше коэфициенте поперечной установки имеем по таблице для длины загружения 32,2 *м* для схемы Н8:

$$k = 1{,}079 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}26 = \\ = 1{,}09\ т/м.$$

Полная нагрузка на ферму постоянная и временная (толпа и автомобили)

$$q = 1150 + 197 + \\ + 1090 = 2\,437\ т/м.$$

Площади линий влияния даны на фиг. 76.

Усилие в верхнем поясе

$$O = -2\,437 \cdot 21{,}30 = \\ = -51\,000\ кг.$$

То же в нижнем поясе

$$U = 2\,437 \cdot 19{,}75 = \\ = 43\,000\ кг.$$

Для определения усилий в раскосах воспользоваться эквивалентными нагрузками

НТБ ДВУЖТ

нельзя в виду зубчатого характера линий влияния. Усилия от автомобилей получаются путем непосредственной установки автомобилей, как показано на фиг. 76, и вычисления ординат под грузами, с учетом коэфициента поперечной установки.

Усилия от постоянной нагрузки получаются умножением суммарной площади на интенсивность нагрузки. Толпой же загружаются соответственно положительные и отрицательные площади. Вычисление усилий в раскосах приведено в таблице 3. Как пример для составления таблицы приведем определение усилия в раскосе D_3. Площади линий влияния и установка автомобилей даны на фиг. 76.

Усилие от постоянной нагрузки:

$$D_p = 1{,}150 \cdot 8{,}10 = 9{,}32\ m.$$

Наибольшее усилие от толпы при загружении положительной площади:

$$\max D_q = 0{,}197 \cdot 8{,}4 = 1{,}65\ m.$$

Наименьшее усилие от толпы при загружении отрицательной площади:

$$\min D_q = 0{,}197 \cdot 0{,}30 = 0{,}06\ m.$$

Наибольшее усилие от автомобилей при установке по фиг. 76 с коэфициентом поперечной установки:

$$\max D_k = 2 \cdot 1{,}079\ (3{,}8 \cdot 1{,}006 + 1{,}4 \cdot 0{,}383 + 2{,}8 \cdot 0{,}274 + 1{,}2 \cdot 0{,}336) = 12{,}00\ m.$$

Так как в предыдущем расчете коэфициент поперечной установки вычислен по отношению к весу автомобиля или, другими словами,

Таблица 3

Усилия в раскосах от постоянной и временной нагрузок

Название элемента	Площади линий влияния $м$			Усилия в тоннах				
				постоянная нагрузка	толпа		автомобиль	
	положительная +	отрицательная −	общая		макс. +	мин. −	макс. +	мин. −
D_1	9,53	—	9,53	10,96	1,88	—	13,80	—
D_2	8,10	—	8,10	9,32	1,59	—	12,9	—
D_3	8,40	0,30	8,10	9,32	1,65	0,06	12,0	0,93
D_4	5,10	0,30	4,80	5,52	1,00	0,06	9,9	1,84
D_5	5,70	1,20	4,50	5,16	1,12	0,24	9,1	3,0
D_6	2,70	1,80	0,90	1,04	0,53	0,35	4,1	4,0
D_7	3,33	1,84	1,49	1,71	0,65	0,36	6,95	4,45

НТБ ДИИЖТ

Таблица 4

Расчетные усилия в раскосах и стойках в тоннах

Название раскоса	Усилие в раскосе макс. +	Усилие в раскосе мин. —	Название стойки	Усилие в стойке макс. +	Усилие в стойке мин. —
D_1	26,73	—	N_0	—	41,00
D_2	23,83	—	N_1	—	17,10
D_3	22,97	—	N_2	—	12,25
D_4	16,42	—	N_3	—	11,50
D_5	15,40	—	N_4	2,47	4,24
D_6	5,67	3,31	N_5	2,84	8,55
D_7	9,31	3,10			

по отношению в весу двух колес одной оси, а на фиг. 76 дан вес одного колеса, то коэфициент поперечной установки для данного вычисления надо удвоить, т. е. принять $2 \cdot 1{,}079$.

Так же вычисляется и минимальное усилие от автомобилей:

$$\min D_k = 2 \cdot 1{,}079 \cdot 3{,}8 \cdot 0{,}112 = 0{,}93\ m.$$

На основании таблицы 3 составлена таблица 4 расчетных усилий в раскосах и стойках. Усилия в стойках, как было указано, вычисляются путем умножения усилия в последующем раскосе на величину $\sin\varphi$. Усилие в средней стойке равно нулю. Усилие в опорной стойке равно опорной реакции, а именно:

$$N_0 = (1{,}150 + 0{,}197 + 0{,}81 \cdot 0{,}79 \cdot 1{,}39)\frac{32{,}2}{2} = 41\ m.$$

31. Расчет напряжений в поясах фермы. Нижний пояс состоит из 8 пакетов досок по две доски $26 \times 4{,}5$ *см* в каждом пакете. Так как особых стыковых накладок не имеется, то считается, что в каждом пакете работает только одна доска. Растягивающее усилие в поясе по предыдущему $U = 47\,680$ *кг*. Благодаря расположению поперечных балок вне узлов, пояс еще работает на местный изгиб. Длина панели $d = 2{,}685$ *м*. Расстояние точки опирания поперечной балки от узла в средних панелях равно $a = 0{,}28$ *м*. Полная опорная реакция поперечной балки по предыдущим расчетам $A = 9\,660$ *кг*. Расчетный момент от местного изгиба принимается согласно техническим условиям равным 60% момента, исчисленного как для простой балки. Имеем:

$$M = 0{,}6A\frac{a(d-a)}{d} = 0{,}6 \cdot \frac{9660 \cdot 28 \cdot 240{,}5}{268{,}5} = 146\,000\ \textit{кгсм}.$$

Сечение ослаблено болтами и гвоздями. Площадь ослаблений:

$$1{,}6 \cdot 4{,}5 \cdot 8 + 0{,}65 \cdot 0{,}8 \cdot 4{,}5 \cdot 5 \cdot 8 = 159\ \textit{см}^2;$$

здесь 1,6 *см* — диаметр болта; 4,5 *см* — толщина доски; 0,65 *см* — диаметр гвоздя; коэфициент 0,8 принимается при учете ослаблений гвоздями; 5 — число рядов гвоздей; 8 — число рабочих досок.

НТБ ДИИЖТ

Рабочая площадь сечения пояса:

$$F_n = 8 \cdot 26 \cdot 4{,}5 - 159 = 766 \text{ см}^2.$$

Для вычисления момента сопротивления считаем ослабление 10%. Тогда:

$$W_n = 0{,}9 \cdot 8 \cdot \frac{4{,}5 \cdot 26^2}{6} = 3650 \text{ см}^2.$$

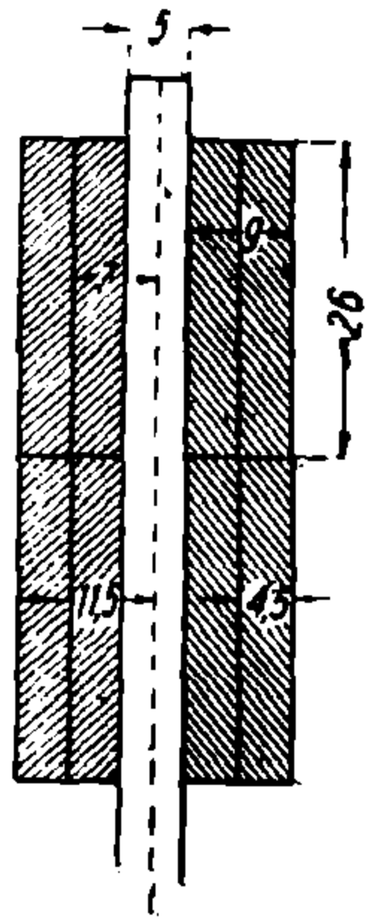
Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{47680}{766} + \frac{146000}{3650} = 101 \text{ кг/см}^2 > 94.$$

Перенапряжение около 7% считаем допустимым ввиду того, что расчет введена только половина досок.

Верхний пояс состоит из 16 досок $26 \times 4{,}5$ *см*. Расчетное усилие $O = 51050$ *кг*.

В средней панели предположен стык пяти досок. В досчатых фермах на передачу усилия из торца в торец рассчитывать не приходится, поэтому рабочее сечение принимаем из 11 досок. Так как ослабление составляет больше 25%, то согласно техническим условиям расчетная площадь принимается при проверке устойчивости $\frac{4}{3} F_n$. В данном случае



Фиг. 77.

$$F = \frac{4}{3} \cdot 11 \cdot 26 \cdot 4{,}5 = 1720 \text{ см}^2.$$

Ослабления болтами и гвоздями не учитываются.

При проверке устойчивости на выпучивание из плоскости фермы расчетная длина принимается равной величине панели верхних связей, которая в данном случае равна удвоенной панели главных ферм, т. е. 5,37 *м*.

Радиус инерции сечения пояса (фиг. 77) относительно вертикальной оси

$$i = 7{,}47 \text{ см}$$

(считаем, что полусечение пояса работает, как целое—фиг. 77).

Гибкость:

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{538}{7{,}49} = 72.$$

Коэфициент уменьшения напряжений по таблице 99 отд. V: $\varphi = 0{,}50$.

Расчетная длина одной ветви сечения принимается равной расстоянию между прокладками: $l_1 = 90$ *см*.

Радиус инерции ветви

$$i_1 = \frac{9}{3{,}47} = 2{,}6 \text{ см};$$

здесь 9 *см* толщина двух досок.

Гибкость

$$\lambda_1 = \frac{90}{2{,}6} = 35; \text{ по таблице } \varphi = 0{,}75.$$

НТБ ДНУЖТ

Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{O}{F \cdot \varphi \cdot \varphi_1} = \frac{51050}{1720 \cdot 0{,}50 \cdot 0{,}75} = 80 \ кг/см^2.$$

Расчет прокладок для соединения ветвей, составляющих полусечение пояса. Сдвигающая сила на половине длины элемента пояса:

$$T = 1{,}1\, k \frac{S}{c}\left(\frac{1}{\varphi} - 1\right)\frac{O}{F};$$

здесь коэфициент k принимаем равным 1,08 по таблице 100 отд. V. как для четырех швов сдвига.

Согласно фиг. 77 статический момент сдвигаемой части относительно нейтральной оси:

$$S = 4 \cdot 26 \cdot 4{,}5 \cdot 7 = 3\,720 \ см^3.$$

Расстояние наиболее удаленного волокна:

$$c = 11{,}5 \ см.$$

Таким образом:

$$T = 1{,}1 \cdot 1{,}08 \cdot \frac{51050}{11{,}5}\left(\frac{1}{0{,}5} - 1\right) \cdot \frac{51050}{1720} = 10\,000 \ кг.$$

Эта сдвигающая сила воспринимается болтами и гвоздями, прикрепляющими прокладки. В качестве прокладок служат также и раскосы, соединяющие в узлах фермы ветви каждого полусечения пояса. Поэтому в расчет введены и узловые гвозди, и болты. Усилие, выдерживаемое одним срезом гвоздя, определяем по смятию прокладки или доски раскоса при несимметричном соединении Диаметр гвоздя принят 6,5 *мм*, длина 225 *мм*.

$$P = 0{,}4 \cdot 5 \cdot 0{,}65 \cdot 0{,}68 = 89 \ кг;$$

здесь $68 \ кг/см^2 = 0{,}85 \cdot 80$ — допускаемое напряжение на смятие сосны.

Усилие, выдерживаемое болтом диаметром 1,6 *см*:

$$P' = 0{,}4 \cdot 5 \cdot 1{,}6 \cdot 68 = 218 \ кг.$$

На протяжении всего пояса принято в прокладках и в узле срезов гвоздей 172 и болтов 24, из них 20 в прокладках.

Усилие, выдерживаемое всеми болтами и гвоздями:

$$172 \cdot 89 + 24 \cdot 218 = 20\,520 \ кг.$$

Сдвигающая сила на всем протяжении элемента пояса:

$$2T = 2 \cdot 10\,000 < 20520 \ кг.$$

Замечание. Учитывать совместно работу болтов и гвоздей, вообще говоря, не рекомендуется, так как нельзя считать, что они работают равномерно.

32. Расчет напряжений и числа гвоздей в раскосах. Раскосы D_1, D_2, D_3 и D_4 работают только на растяжение и рассчитываются одинаково. Поэтому приводим расчет только раскоса D_1.

НТБ ДИИЖТ

Сечение раскоса из четырех досок 26×5 *см*.
Ослабление болтами диаметром 2 *см*: $2 \cdot 5 \cdot 4 = 40$ *см*^{2}.
Ослабление гвоздями (5 шт. в ряду): $0{,}65 \cdot 0{,}8 \cdot 4 \cdot 5 \cdot 5 = 52$ *см*^{2}.
Рабочая площадь

$$F_n = 4 \cdot 26 \cdot 5 - 92 = 428 \text{ см}^2.$$

Расчетное усилие

$$D_1 = 26\,730 \text{ кг}.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{26\,730}{428} = 64 \text{ кг/см}^2 < 94.$$

Прикрепление раскосов осуществляется гвоздями диаметром 6,5 *мм*.

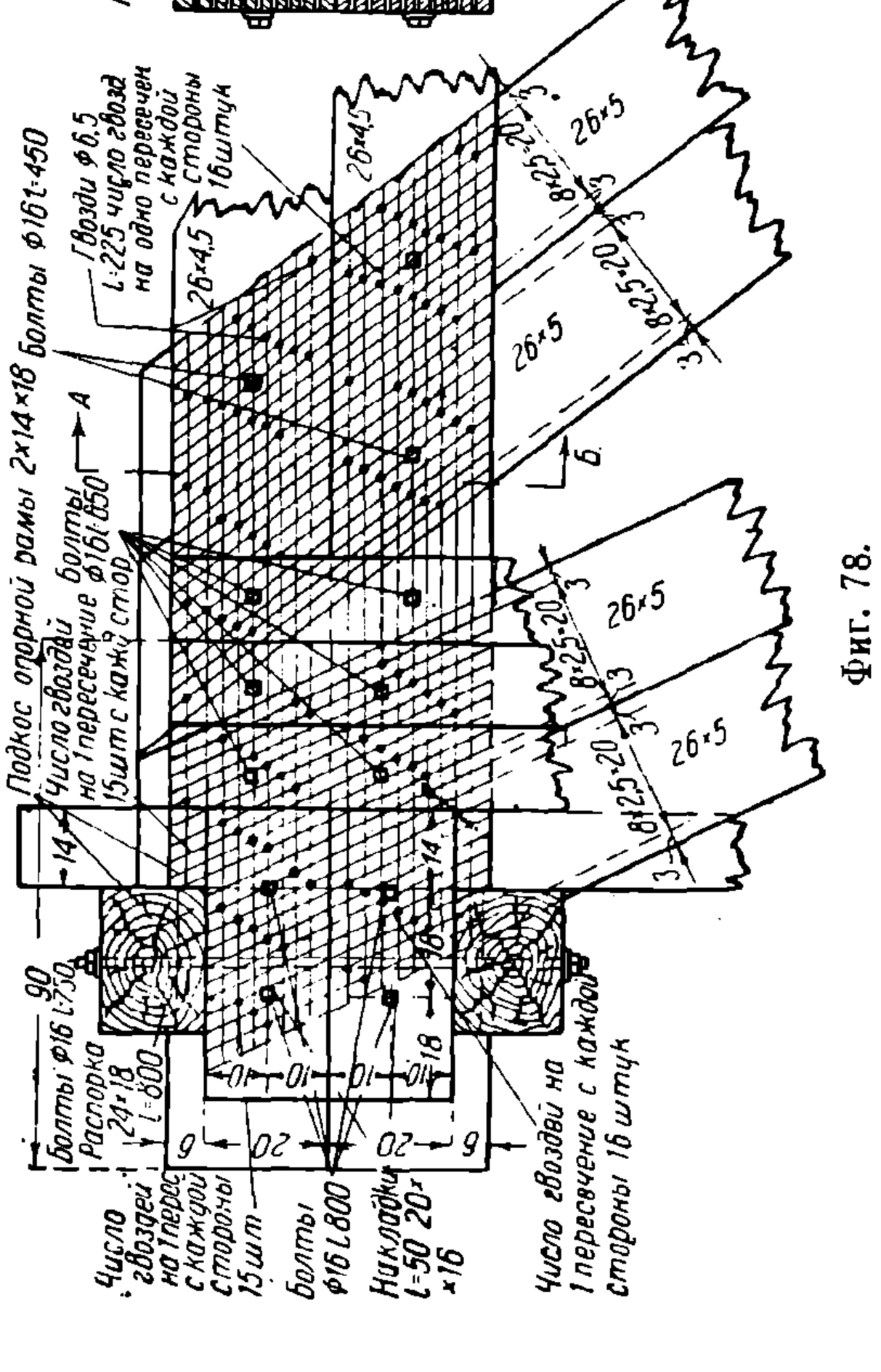
В виду симметричности соединения допускаемое усилие на один срез гвоздя рассчитывается по следующим формулам (см. § 111):

$$P_1 = 0{,}8 d_2 \sqrt{\sigma_b \sigma_з} =$$
$$= 0{,}8 \cdot 0{,}65^2 \sqrt{1800 \cdot 68} =$$
$$= 118 \text{ кг};$$
$$P_2 = 0{,}7 a d \sigma_з =$$
$$= 0{,}7 \cdot 4{,}5 \cdot 0{,}65 \cdot 68 = 139 \text{ кг};$$
$$P_3 = 0{,}5 c d \sigma_з =$$
$$= 0{,}5 \cdot 5 \cdot 0{,}65 \cdot 68 = 110 \text{ кг}.$$

Необходимое число срезов гвоздей для прикрепления раскоса D_1:

$$\frac{26730}{110} = 242.$$

Принято 120 двусрезных гвоздей. Конструкция прикрепления раскосов показана на фиг. 78 и 79.



Фиг. 78.

Фиг. 79.

Раскосы D_6 и D_7 являются сжато вытянутыми.

Приводим расчет раскоса D_6.

Расчетные усилия: растягивающее 5 670 *кг*, сжимающее — 3 310 *кг*.

Сечение раскоса (фиг. 80) принято из двух досок 20×5 *см*, соединенных на всем протяжении доской 18×9 *см*.

При расчете прочности (на растяжение) средняя доска не учитывается, так как она служит только для жесткости и в узлах не прикреплена.

НТБ ДНУЖТ

Ослабление сечения гвоздями (см. расчет раскоса D_1) принимаем 50 *см*.

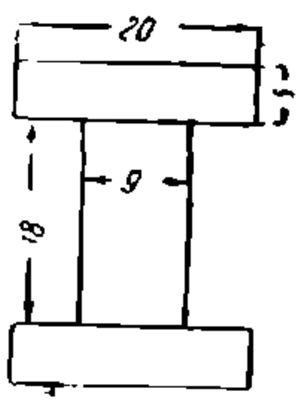
Расчетная площадь

$$F_n = 2 \cdot 20 \cdot 5 - 50 = 150 \text{ см}^2.$$

Напряжение на растяжение

$$\sigma = \frac{5670}{150} = 38 \text{ кг/см}^2.$$

При проверке устойчивости из плоскости фермы, что является более опасным, свободную длину раскоса определяем, учитывая, во-первых, отпор стойки N_5, которая при сжатии раскоса D_6 является вытянутой, во-вторых, защемление концов раскоса по § 8 Технических условий (см. отд. V, § 111) при помощи коэфициента 0,65.



Фиг. 80.

Коэфициент отпора:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{J_1}{J_0}}} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{4 \cdot 14 \cdot 9^3}{12 \cdot 31\,180}}} = 0{,}95.$$

Здесь момент инерции раскоса D_6:

$$J_0 = \frac{9 \cdot 18^3}{12} + 2\left(\frac{5^3 \cdot 20}{12} + 5 \cdot 20 \cdot 11{,}5^2\right) = 31\,180 \text{ см}^4.$$

Расчетная длина: $l = 0{,}95 \cdot 0{,}65 \cdot 800 = 495$ *см*.

Радиус инерции раскоса:

$$i = \frac{31180}{200 \cdot 18 \cdot 9} = 9{,}3 \text{ см}.$$

Гибкость:

$$\lambda = \frac{495}{9{,}3} = 53;$$ коэфициент по таблицам $\varphi = 0{,}63$.

Диафрагму при определении рабочей площади мы не учитываем, но тогда согласно Техническим условиям можно при учете устойчивости принять рабочую площадь:

$$\frac{4}{3} F_n' = \frac{4}{3} \cdot 2 \cdot 5 \cdot 20 = 267 \text{ см}^2.$$

Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{3\,310}{0{,}63 \cdot 267} = 19 \text{ кг/см}^2 < 85.$$

Сдвигающая сила на протяжении половины длины раскоса между ветвями:

$$T = 1{,}1 \cdot 1{,}03 \frac{20 \cdot 5 \cdot 11{,}5}{14}\left(\frac{1}{0{,}63} - 1\right) \cdot \frac{3310}{267} = 670 \text{ кг}.$$

Допускаемое усилие на один срез гвоздя (см. расчет прокладок в поясе) равно 89 *кг*.

НТБ ДНУЖТ

Необходимое количество гвоздей на всей длине раскоса:

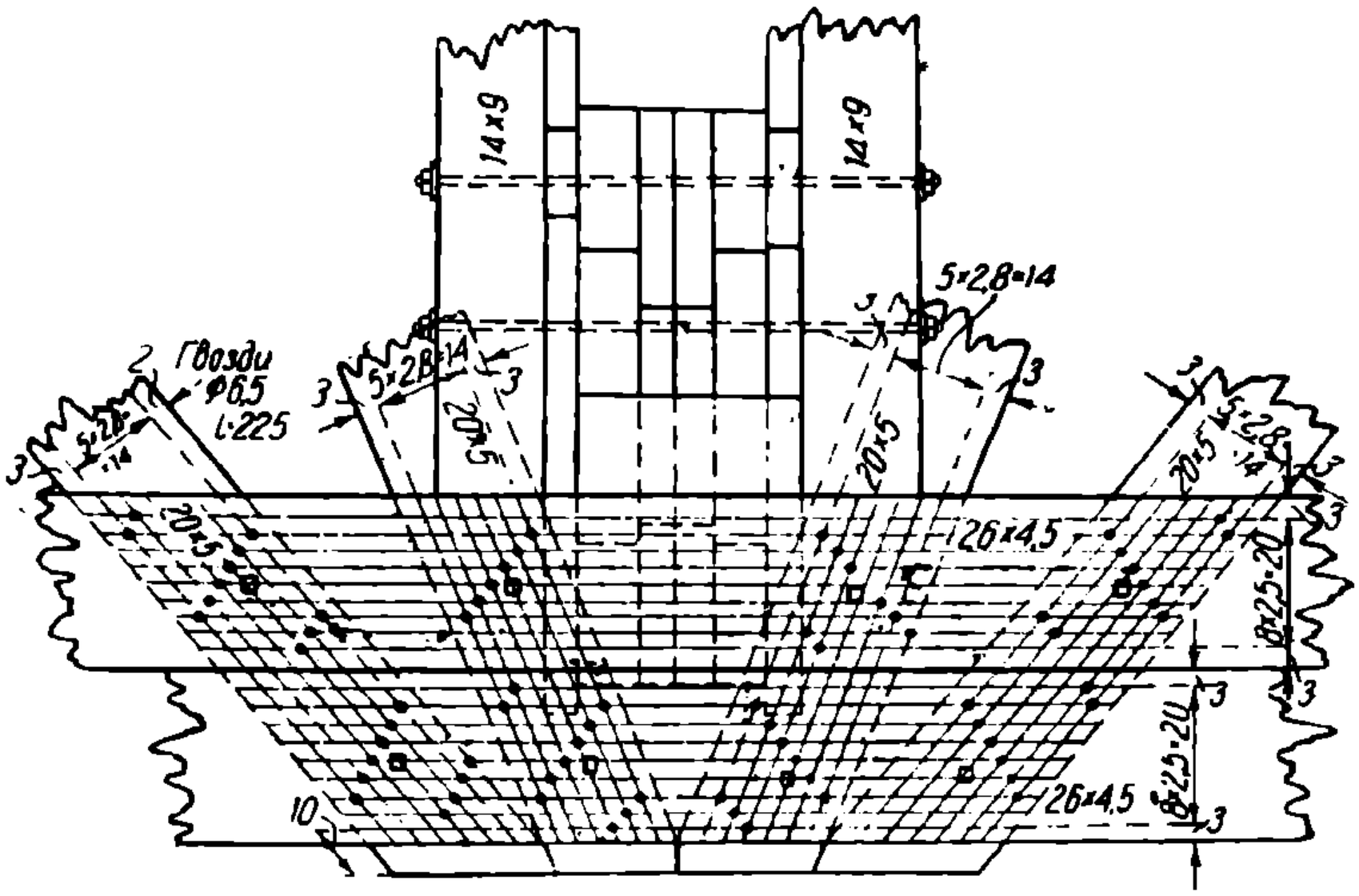
$$\frac{2\ 670}{89} = 15 \text{ шт.}$$

33. Расчет напряжений в стойках. Стойки фермы передают сжимающее усилие непосредственным упиранием в пояс. Опорная стойка состоит из 9 брусьев 18×14 *см* и входит в состав опорной рамы. Расчет ее здесь не приводится потому, что расчет опорной рамы указан в примере 4. Стойки N_1, N_2 и N_3 состоят каждая из 8 досок сечением 14×9 *см*. Все они рассчитываются аналогично.

Приводим расчет стойки N_1. Напряжения в остальных стойках очевидно неопасны.

Сжимающее усилие

$$N_1 = 17100 \text{ кг.}$$



Фиг. 81.

Площадь сечения

$$F = 14 \cdot 9 \cdot 8 = 1008 \text{ см}^2.$$

Свободная длина стойки между поясами в свету

$$l = 558 \text{ см.}$$

Радиус инерции всего сечения, как составного:

$$i = 7{,}74 \text{ см.}$$

Гибкость

$$\lambda = \frac{558}{7{,}47} = 75.$$

Коэфициент продольного изгиба $\varphi = 0{,}47$.

Свободная длина одной ветви между прокладками

$$l_1 = 140 \text{ см.}$$

НТБ ДНУЖТ

Радиус инерции

$$i_1 = 2{,}60\ см.$$

Гибкость

$$\lambda_1 = \frac{140}{2{,}60} = 54.$$

Коэфициент $\varphi_1 = 0{,}62$.

Приведенное напряжение на сжатие с учетом продольного изгиба:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\varphi\varphi_1}} = \frac{17100}{1008 \cdot 0{,}47 \cdot 0{,}62} = 59\ кг/см^2.$$

Напряжение на смятие в месте упирания стойки в пояс:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{17100}{1008} = 17\ кг/см^2 < 25 \cdot 0{,}85 = 21.$$

Прокладки в стойках, обеспечивающие работу сечения, как составного, рассчитываются так же, как в верхнем поясе и в раскосах.

Стойки N_4 и N_5, в которых появляются растягивающие усилия, прикреплены к поясам болтами диаметром 1,6 *см* (фиг. 81). Усилие на один срез болта определяется, как для симметричного соединения:

$$P = 0{,}7 \cdot 9 \cdot 1{,}6 \cdot 68 = 685\ кг.$$

Необходимое число срезов болтов для стойки N_5, как наиболее напряженной:

$$k = \frac{2840}{685} = 4{,}15. \quad \text{Принято } 4.$$

НТБ ДНУЖТ

ОТДЕЛ II

ЖЕЛЕЗНЫЕ МОСТЫ

ГЛАВА 3

ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 6. **Эскизный проект моста большого отверстия**

34. Первый вариант. Живое сечение русла реки в месте перехода, геологический разрез и горизонты воды показаны на фиг. 82.

Отверстие моста должно быть 200 *м* при условии, что на пойме произведена срезка верхнего слоя земли до уровня межени.

Габарит моста по нормам Цудортранса Г4, т. е. ширина проезда 5,5 *м*. Мост расположен на шоссе, соединяющем город с ближайшей станцией железной дороги, так что по мосту будет иметь место пешеходное движение. Поэтому должны быть устроены два тротуара шириной по 0,75 *м*.

Расчетная нагрузка по нормам Цудортранса Н10. Допускаемые напряжения по Техническим условиям Цудортранса 1933 г. По судоходным условиям река относится к третьей категории.

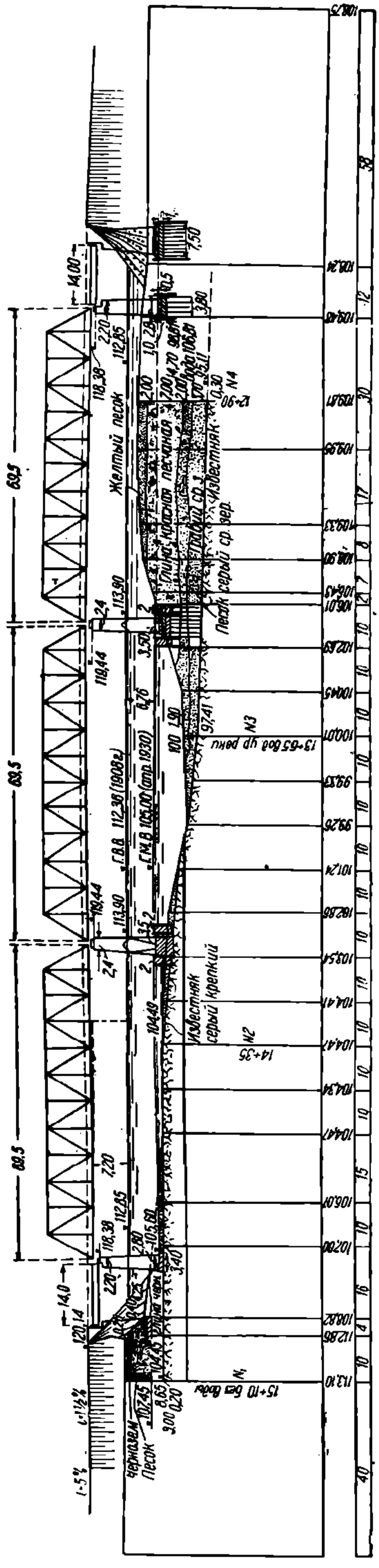
Мост должен иметь два пролета по 50 *м* или один 80 *м*. Возвышение низа ферм над расчетным горизонтом высоких вод по нормам полагается на двух средних третях пролета 8,5 *м*, но для данного моста по индивидуальной договоренности разрешено дать возвышение только 7,2 *м* с тем однако, чтобы была предусмотрена возможность в будущем поднять пролетное строение на высоту до 10 *м* с наращиванием быков. В качестве первого варианта рассмотрим простейшее решение, показанное на фиг. 82. Все отверстие разбито здесь на три одинаковых пролета по 67 *м* в свету. Опоры приняты из бутовой кладки. Левый устой и береговой бык закладываются непосредственно на грунте, левый речной бык на скале с устройством перемычки; правый речной бык и правый устой в виду того, что здесь скала залегает на большой глубине, устраиваются на свайных основаниях.

Принятая разбивка на пролеты удовлетворяет судоходным требованиям, но ее необходимо проверить с экономической точки зрения. Наивыгоднейшая величина пролета определяется по формуле:

$$l = \sqrt{\frac{k}{ac}};$$

[1] Составлен на основе проектов Мособлдортранса.

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 82.

здесь: k — стоимость быка, α — коэфициент при l в формуле погонного веса моста: $p = \alpha l + F$, где αl — вес 1 *пог. м* ферм и связей, F — вес 1 *пог. м* проезжей части, c — стоимость единицы металла.

Для использования данной формулы необходимо, с одной стороны, подсчитать вес материала в фермах, с другой стороны — определить размеры и подсчитать стоимость быка. Для этого требуется эскизно наметить как пролетное строение, так и опоры.

Вес главных ферм может быть определен по формуле, предложенный проф. Н. С. Стрелецким.

Общая формула: $$g = \frac{ka + qb}{\frac{R}{\gamma} - tl} \cdot l.$$

Здесь:

g — погонный вес фермы,

k — эквивалентная временная нагрузка с учетом динамики,

q — постоянная нагрузка: вес проезжей части и связей,

l — расчетный пролет,

R — допускаемое напряжение,

a, b — характеристики, причем:

$$a = \frac{\Sigma \phi \omega s}{l^2}; \quad b = \frac{\Sigma \phi \Omega s}{l^2}.$$

В последних формулах:

ϕ — конструктивный коэфициент,

s — длина каждого элемента фермы,

ω — площадь участка линии влияния, загружаемого временной нагрузкой для получения наибольшего усилия,

Ω — полная площадь линии влияния элемента.

Суммирование (Σ) распространяется на все стержни фермы.

В общей формуле все значения надо брать в одинаковых мерах, причем рекомендуется нагрузки k, q брать в $т/м$, напряжение R — в $т/м^2$, удельный вес γ — в $т/м^3$; a, b — величины отвлеченные. Вес фермы g тогда получается в $т/м$.

Значения характеристик a и b приведены ниже, в таблицах 5 и 6.

Характеристики составлены по данным веса и конструктивным коэфициентам прежних проектировок. В последних типовых проектах железнодорожных мостов конструктивные коэфициенты выше примерно на 10%. Соответственно повышаются и характеристики.

НТБ ДНУЖТ

Для железнодорожных мостов с разрезными фермами характеристика b в формуле веса может быть принята равной a без заметной погрешности в точности результатов, но вообще она ниже и в среднем равна 3,1.

Для шоссейных мостов замена b через a несколько увеличивает числитель формулы веса. Фактически b меньше a на несколько процентов. Для уточнения можно определить отношение b к a по формуле: $\frac{b}{a}=\frac{\sum Qs}{\sum \omega s}$.

Для шоссейных мостов средних пролетов конструктивные коэфициенты получаются больше положенных в основу таблицы на 15—10%. Соответственно должны быть увеличены и характеристики.

Для разрезных балочных ферм можно приближенно положить $a=b$.

Таблица 5

Эмпирические характеристики для балочных ферм

Отношение пролета к высоте фермы $\frac{l}{h}$	10	8	7	6,5	6	5,5
Сплошные фермы пролетом до 20 *м*	—	5	—	—	—	—
То же выше 20 *м*	—	4,8	—	—	—	—
Сквозные фермы с ездой по верху при наличии местного изгиба верхнего пояса с параллельными поясами пролетом от 20 до 40 *м*	4,75	4,3	—	—	4	—
То же с параболическим очертанием тех же пролетов	—	4,2	—	—	3,75	—
То же полигонального очертания	—	4,2	—	—	3,9	—
Сквозные фермы с ездой по верху без местного изгиба верхнего пояса пролетом от 40 до 70 *м* с параллельными поясами	4,7	4,25	—	—	3,8	—
То же полигонального очертания	—	4,1	—	—	3,5	—
Открытые мосты с ездой по низу пролетами от 20 до 40 *м* с параллельными поясами	—	4,1	—	—	3,6	—
То же полигональные	—	4,0	—	—	3,4	—
Закрытые мосты с ездой понизу пролетами от 40 до 60 *м* с параллельными поясами	—	—	3,7	3,5	3,35	3,25
То же полигональные	—	—	—	3,45	3,3	3,2
То же пролетами от 60 до 160 *м*: полигональные	—	—	—	3,4	3,2	3,25
Неразрезные фермы с параллельными поясами пролетами от 50 до 90 *м*: характеристика a	3,7					
характеристика b	3,0					
То же полигонального очертания пролетами от 90 до 200 *м*: a	от 3,5 до 3,9					
b	от 2,9 до 3,1 в зависимости от пролета					

НТБ ДНУЖТ

Таблица 6

Эмпирические характеристики арочных мостов

Отношение стрелы подъема к пролету $\frac{f}{l}$	1/12	1/8	1/6	1/5
Параболические арки с параллельными поясами при отношениях высоты арки к стреле подъема:				
Характеристика a при $h:f=0{,}15$.	4,8	3,5	2,7	—
Характеристика a при $=0{,}25$.	3,6	2,6	2,1	—
Характеристика a при $=0{,}35$.	3,2	2,2	1,9	—
Характеристика b — .	2,4	1,6	1,3	—
Возвышенные портальные арки при $h:f=0{,}35-0{,}40$:				
a .	—	—	3,7	—
b .	—	—	1,7	—
Арки с затяжками высотой $h:l=0{,}035$:				
a .	—	—	5,5	4,0
b	—	—	3,0	2,5

Принимая, кроме того, допускаемое напряжение $R=14\,000$ $m/м^2$ и объемный вес железа $\gamma-7{,}85$ $m/м^3$, получим более простую формулу:

$$g=(k+q)\frac{al}{1780-al}.$$

Для использования этой формулы следует подсчитать постоянную нагрузку на каждую ферму от веса проезжей части и связей.

Простейшим типом проезжей части будет двойной досчатый настил на балочной клетке. Этот настил обладает относительной легкостью по сравнению с железобетонной плитой и легко ремонтируется при износе. Настил укладывается на продольные металлические балки, которые в свою очередь поддерживаются поперечными. Детальная конструкция такой проезжей части приведена в следующем примере (фиг. 117 и 119).

Вес настила и балочной клетки можно взять по существующим примерам.

По таблице 127 отд. V вес настила на 1 *кв. м* полотна для нагрузок Н8 и Н10 колеблется в пределах от 173 до 183 $кг/м^2$ полотна. Можно округленно принять 200 $кг/м^2$.

Вес балочной клетки для тех же современных нагрузок Н8 и Н10 по той же таблице может быть принят 110 $кг/м^2$.

НТБ ДНУЖТ

Для определения постоянной нагрузки на фермы надо установить расстояние между фермами. В данном случае принято расположение тротуаров внутри ферм. Для уменьшения веса поперечных балок было бы выгодней вынести тротуары на консоли. Но зато расположение тротуаров внутри ферм дает возможность впоследствии, при увеличении интенсивности движения, уширить проезд, вынеся тротуары на консоли. Принятая в настоящее время ширина проезда 5,5 *м* имеет в виду редкую встречу тяжелых грузовиков, которые должны при этом сокращать скорость. При интенсивном движении встречи могут быть очень часты, тогда желательно иметь ширину 6,5 *м*. Такое уширение можно будет легко сделать за счет тротуаров.

Если принять предварительно ширину одной фермы 0,9 *м*, то при расположении тротуаров внутри ферм расстояние между осями ферм будет иметь величину:

$$b = 5{,}5 + 2 \cdot 0{,}75 + 0{,}90 = 7{,}9 \ м.$$

Тогда на одну ферму будет приходиться вес проезжей части:

$$q_1 = (200 + 110) \cdot \frac{7{,}9}{2} = 1220 \ кг/м.$$

Вес связей по таблице 127 отд. V на основании примеров мостов, запроектированных в последнее время (нагрузки H8 и H10), можно принять 50 $кг/м^2$. Учитывая однако большее расстояние между фермами в данном случае, чем в примерах, приведенных в таблице, примем вес связей 60 $кг/м^2$, имея ввиду, что чем больше расстояние между осями ферм, тем тяжелее связи.

Тогда на каждую ферму постоянная нагрузка от веса связей:

$$q_2 = \frac{60 \cdot 7{,}9}{2} = 380 \ кг/м.$$

Полная постоянная нагрузка на ферму:

$$q = 1220 + 380 = 1600 \ кг/м.$$

Временная нагрузка слагается из веса автомобилей (с динамическим коэфициентом), расположенных на ездовом полотне, и толпы на тротуаре.

Невыгоднейшее положение автомобилей для давления на ферму показано на фиг. 83. Обод колеса придвинут вплотную к колесоотбою. Ширина обода для тяжелого грузовика схемы H10 по нормам 0,4. Расстояния между колесами и грузовиками, а также и расстояния центров грузовиков от осей ферм указаны на фиг. 83.

Давление на ферму (левую) получается в виде:

$$D = \xi G = \frac{2{,}85 + 2{,}85 + 2{,}80}{7{,}9} \cdot G = 1{,}075G.$$

Здесь G вес одного автомобиля.

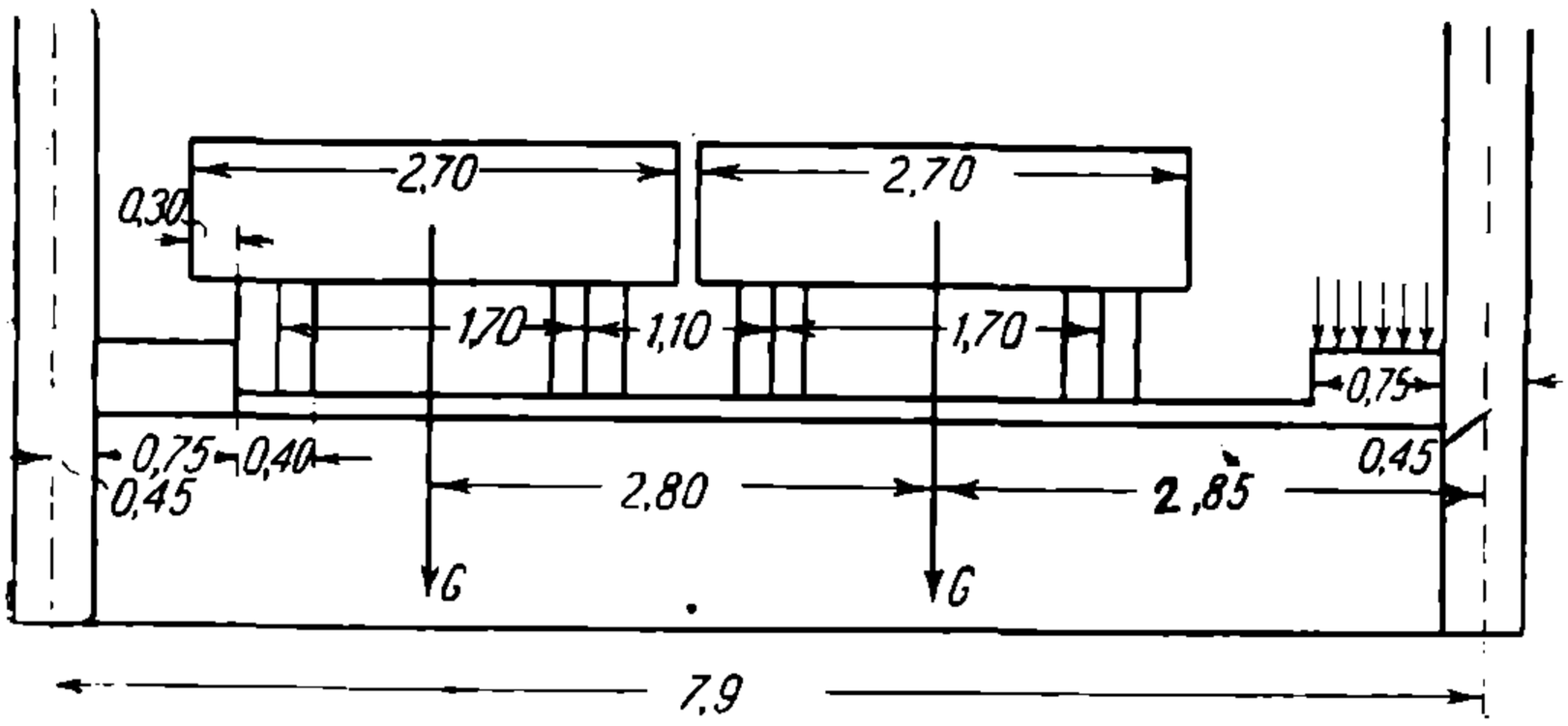
Таким образом в данном случае коэфициент поперечной установки $\xi = 1{,}075$.

НТБ ДНУЖТ

При расположении автомобилей по фиг. 83 на левом тротуаре толпа не помещается, так как свободная ширина остается равной 0,45 *м*. По нормам при свободной полосе меньше 0,50 *м* толпа не учитывается. Ездовое полотно согласно нормам толпой также не загружается. Таким образом толпа располагается только на правом тротуаре.

Интенсивность нагрузки толпой по нормам для схемы Н10 принимается 300 *кг/м*^{2} при длинах загружения больше 30 *м*. Тогда на левую ферму от загрузки правого тротуара передается погонная нагрузка от толпы:

$$k_2 = 300 \cdot \frac{0{,}45 \cdot 0{,}375}{7{,}9} = 31 \text{ кг/м}.$$



Фиг. 83.

Временную нагрузку от автомобилей принимаем в виде эквивалентной по нормам, как для момента посредине пролета.

По таблице 89 отд. V при длине загружения 69,5 *м* имеем:

$$k_1 = 1{,}01 \text{ т/м}.$$

Динамический коэфициент по нормам (§ 108 отд. V);

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37{,}5 + l} = 1 + \frac{15}{37{,}5 + 69{,}5} = 1{,}14.$$

Таким образом временная нагрузка от автомобилей на одну ферму:

$$1{,}075 \cdot 1{,}14 \cdot 1{,}01 = 1{,}52 \text{ т/м};$$

а вместе с толпой:

$$k = 1{,}52 + 0{,}031 = 1{,}55 \text{ т/м}.$$

Выяснив величину постоянной и временной нагрузок, передающуюся на ферму, определяем по указанной выше формуле собственный вес фермы. Величину эмпирической характеристики a берем по таблице 5. Для ферм пролетами от 60 до 160 *м* там даны характеристики для отношений пролетов к высоте до 6,5, т. е. для высоких ферм. В шоссейных мостах высота ферм принимается обычно меньше: от $\frac{1}{7}$ до $\frac{1}{8}$ пролета. Как видно из таблицы, при уменьшении высоты фермы характеристики увеличиваются. Сообразуясь

НГТВ ДНУЖТ

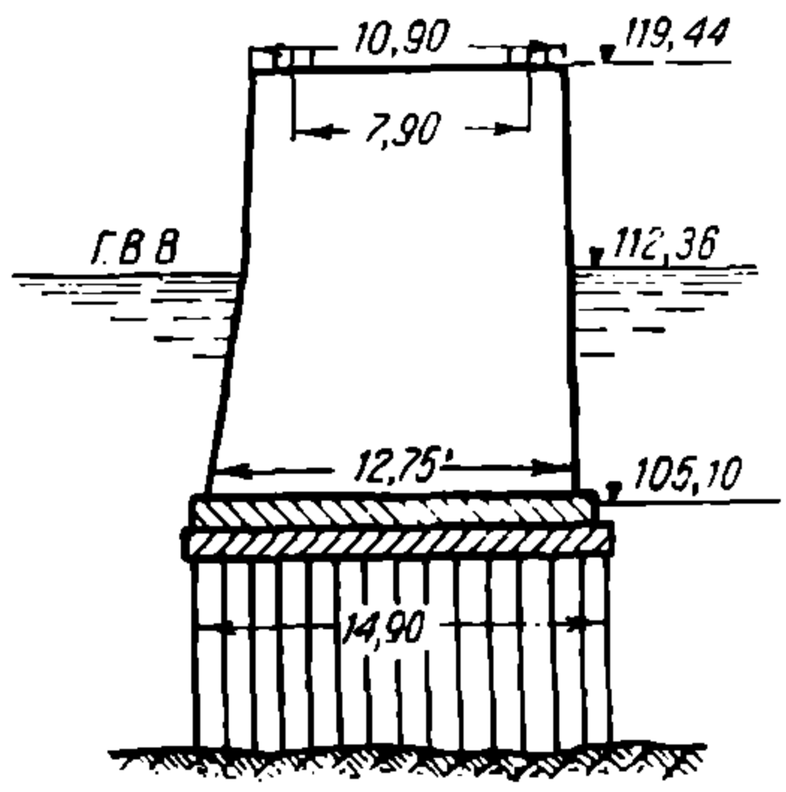
с таблицей, можно принять для отношения $\frac{l}{h} = 7$ величину характеристики $a = 3{,}6$. Кроме того следует учесть, что для шоссейных мостов конструктивные коэфициенты, а следовательно и характеристики должны быть повышены процентов на 10—15 по сравнению с железнодорожными мостами. На основании этого принимаем величину характеристики окончательно $a = 3{,}9$.

Тогда по подстановке всех найденных величин в формулу веса будем иметь:

$$g = (1{,}6 + 1{,}55) \cdot \frac{3{,}9}{1780 - 3{,}9 \cdot 69{,}5} \cdot 69{,}5 = 0{,}00814 \cdot 69{,}5 = 0{,}577 \ т/м.$$

Коэфициент веса $\alpha = 2 \cdot 0{,}00814 = 0{,}01628 \ т/м^2$.

После выяснения веса ферм подсчитываем стоимость быка, для чего следует определить его размеры эскизным подсчетом. Ширина быка по верху вдоль моста назначается в зависимости от размеров подферменников. Определяем наибольшее давление на подферменники. По предыдущим подсчетам постоянная нагрузка одной фермы, включая и собственный вес ее, равна: $1.6 + 0{,}577 = 2{,}177 \ т/м$. Временную нагрузку от автомобилей принимаем в виде эквивалентной по таблице 89 отд. V, как для поперечной силы у опоры. Коэфициент поперечной установки и динамический, а также нагрузка от толпы остаются те же, что вычислены выше. Тогда полная временная нагрузка:



Фиг. 84.

$$k = 1{,}075 \cdot 1{,}14 \cdot 1{,}08 + 0{,}031 = 1{,}37 \ т/м.$$

Опорная реакция одной фермы от полной нагрузки:

$$A = \frac{2{,}177 + 1{,}37}{2} \cdot 69{,}5 = 123 \ т.$$

Допускаемое давление под подферменником на кладку принимаем 20 $кг/см^2$. Тогда необходимая площадь подферменника:

$$\frac{123 \cdot 1000}{20} = 6150 \ см^2.$$

Принят размер подферменника: $85 \times 85 \ см = 7\,225 \ см^2$.

На промежуточной опоре укладываются вдоль моста два подферменника рядом. Давая обрезы по 0,35 $м$, назначаем ширину быка по верху 2,4 $м$. Книзу бык уширяется. Боковым граням даем уклоны около 1:30, задней около 1:20, а с передней стороны устраиваем водорез с уклоном около 1:7 от горизонта межени до горизонта высоких вод. Эскиз быка показан на фиг. 84, а размеры даны еще на фиг. 85, по которым подсчитываем объем каменной кладки в быке. Так как бык может быть впоследствии наращен,

НТБ ДГУКТ

как об этом указывалось выше, то для проверки напряжений на грунт учитывается будущее наращивание быка, которое показано на фиг. 85 штриховкой. Подсчитаем объем кладки.

Площадь быка по верху, как сумма площадей прямоугольника и двух полукругов:

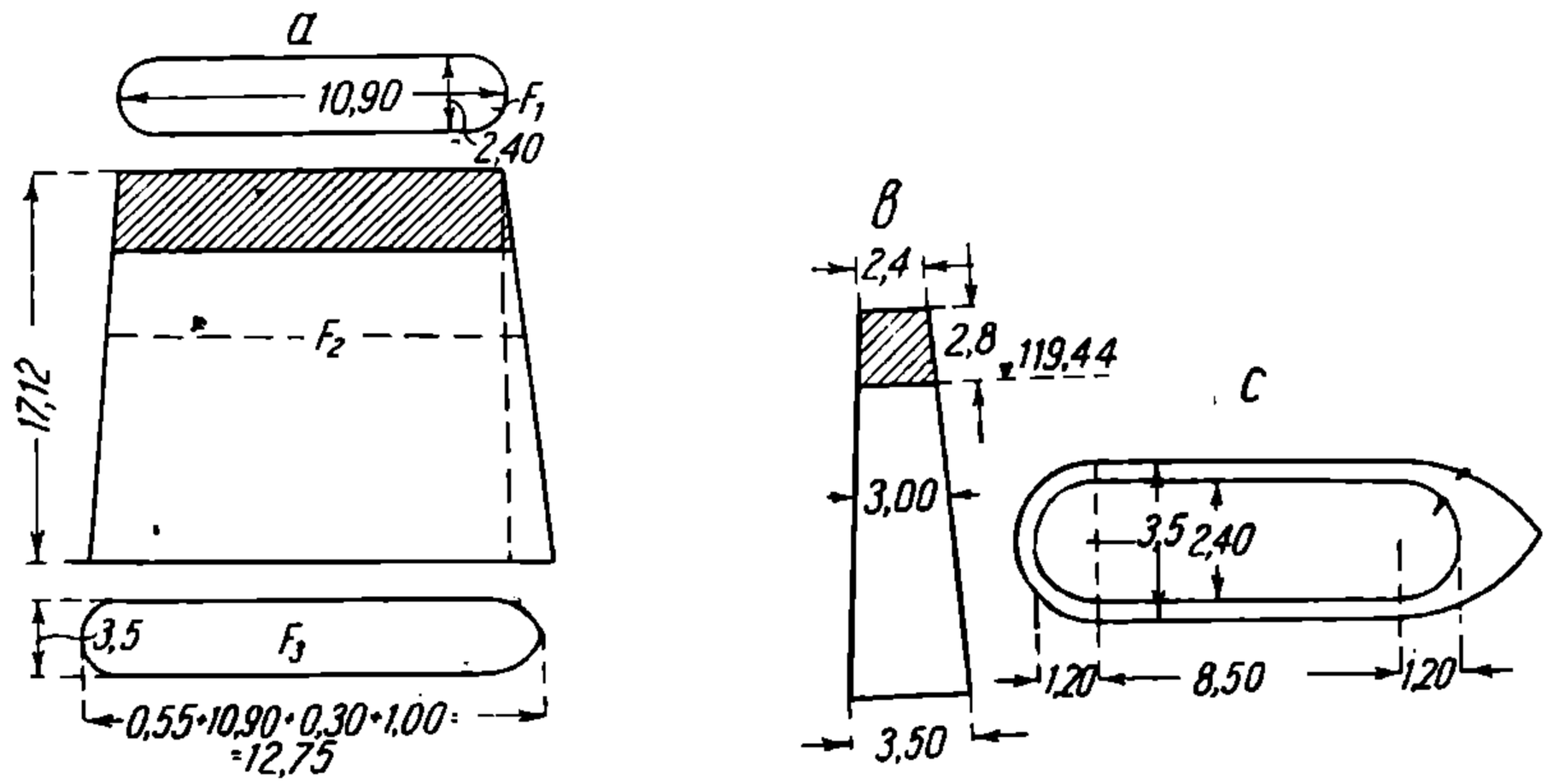
$$F_1 = 2{,}40 \cdot 8{,}50 + 3{,}14 \cdot 1{,}2^2 = 24{,}92\ м^2.$$

То же на уровне верха волнореза:

$$F_2 = 3{,}8 \cdot 5 + 3{,}14 \cdot 1{,}5^2 = 32{,}56\ м^2.$$

По обрезу фундамента:

$$F_3 = 3{,}5 \cdot 9{,}25 = 3{,}14 \cdot 1{,}75^2 = 41{,}98\ м^2.$$



Фиг. 85.

Средняя площадь верхней части:

$$\frac{1}{2}(F_1 + F_2) = \frac{24.92 + 32{,}56}{2} = 28{,}74\ м^2.$$

Средняя площадь нижней части:

$$\frac{1}{2}(F_2 + F_3) = \frac{32{,}56 + 41.98}{2} = 37{,}27\ м^2.$$

Объем кладки выше обреза фундамента:

$$V_1 = 28{,}74 \cdot 9{,}36 + 37{,}27 \cdot 7{,}76 = 558{,}5\ м^3.$$

Вес быка: $G_1 = 558{,}5 \cdot 2{,}3 = 1280\ кг$.

Левый речной бык установлен в перемычке непосредственно на скале. Фундамент имеет высоту 3,2 *м*, ширину 4,1 *м* и длину 13,4 *м*. Объем фундамента:

$$V_2 = 13{,}4 \cdot 4{,}1 \cdot 3{,}2 = 176\ м^3.$$

Вес фундамента: $G_2 = 176 \cdot 2{,}2 = 388$.

Давление на грунт проверяем при полном загружении временной нагрузкой двух прилегающих пролетов.

ЧТБ ДНУЖТ

Линия влияния давления на опору от двух пролетных строений представляет собой два прямоугольных треугольника, длиной каждый по 69,5 *м*. Эквивалентную нагрузку можно взять, как для равнобедренного треугольника (т. е. как для момента посредине пролета), при длине загружения $2 \times 69{,}5 = 139$ *м*. Временная нагрузка берется без динамического коэфициента. Так как загрузка производится двумя поездами автомобилей, то табличные значения увеличиваются вдвое. По таблице 89 имеем

$$K_1 = 2 \cdot 0{,}93 = 1{,}86 \ т/м.$$

Толпой загружаются оба тротуара. Тогда давление от толпы на 1 *пог. м* моста:

$$K_2 = 0{,}3 \cdot 1{,}5 = 0{,}45 \ т/м.$$

Полное давление от постоянной и временной нагрузок на бык:

$$A = (2 \cdot 2{,}177 + 1{,}86 + 0{,}45) \cdot 69{,}5 = 463 \ т.$$

Полное давление на грунт:

$$A + \Sigma G = 1280 + 388 + 463 = 2131 \ т.$$

Площадь основания: $13{,}4 \cdot 4{,}1 = 55 \ м^2$.

Давление на грунт

$$\sigma = \frac{2131}{55} = 39 \ т/м^2 = 3{,}9 \ кг/см^2.$$

Очевидно такое давление на скалу можно допустить.

Таким образом, принятые размеры быка можно считать удовлетворительными.

Замечание для детального расчета. При детальном проектировании необходимо, кроме загружения двух пролетов, рассмотреть еще случай загрузки только одного пролета и учесть торможение в сторону загруженного пролета. При этом временная нагрузка будет передаваться с эксцентриситетом и напряжения проверяются по формуле неравномерного сжатия:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

Точно так же необходимо проверить и напряжения в кладке по обрезу фундамента при тех же случаях загружения.

Давления ветра при расчете массивных опор по Техническим условиям Цудотранса можно не учитывать.

Для подсчета стоимости быка объем кладки следует определить при современном возвышении ферм, т. е. без заштрихованной на фиг. 85 верхней части быка. Объем быка при этом будет:

$$V_1' = 558{,}5 - 24{,}92 \cdot 2{,}8 = 488{,}5 \ м^3.$$

Из этого объема часть будет занята облицовкой. Толщину облицовки принимаем 0,4 *м*.

Периметр быка по верху:

$$P_1 = 2 \cdot 8{,}5 + 3{,}14 \cdot 2{,}40 = 24{,}55 \ м.$$

НТБ ДНУЖТ

На уровне верха водореза:

$$P_2 = 2 \cdot 8{,}5 + 3{,}14 \cdot 3 = 26{,}44 \text{ м}.$$

По обрезу фундамента:

$$P_3 = 2 \cdot 9{,}25 + 3{,}14 \cdot 3{,}5 = 38{,}5 \text{ м}.$$

Площадь облицовки:

$$F = \frac{(24{,}55 + 26{,}44) \cdot 6{,}58}{2} + \frac{(26{,}44 + 38{,}5) \cdot 7 \cdot 66}{2} = 420 \text{ м}^2.$$

Объем облицовки:

$$420 \cdot 0{,}4 = 168 \text{ м}^3.$$

Объем кладки без облицовки:

$$488{,}5 - 168 = 280{,}5 \text{ м}^3.$$

Подсчет стоимости быка дан в таблице 7.

Таблица 7

Подсчет стоимости речного быка

Наименование работ	Количество	Стоимость в руб.					
		рабсилы		материалов		транспорта	
		единичная цена	полная стоимость	единичная цена	полная стоимость	единичиая цена	полная стоимость
Надводная кладка $м^3$.	280,5	4,16	1 180	23	6 555	11	3 140
Облицовка $м^2$ . . .	420	64,5	27 000	49	20 500	5	2 100
Кладка фундамента $м^3$ . . .	176	4	705	23	4 030	11	1 960
Забивка шпунта *пог. м* . .	85,4	36	3 080	49	4 200	3	256
Вырытие котлована с водоотливом $м^3$	274	3,7	1 000				
Засыпка глины в перемычку $м^3$	384	4,6	1 700				
Итого . .			34 665		35 255		7 456
Начисления . .		22%	7 600	1%	352	1%	75
Всего .			42 265		35 607		7531

Полная стоимость быка . . . 85 403 руб.

Замечание. Подсчет стоимости в таблице произведен по материалам реального проекта. Следует заменить, что в проекте предвидена очень дорогая облицовка, как это видно из таблицы. По техническим условиям ЦДТ не рекомендуется в виду большой стоимости и трудоемкости поименять облицовку чистой тески. Облицовывать рекомендуется только ледорезы получистой тесной.

Стоимость металла в деле для пролетного строения можно принять $c = 700$ руб. за тонну.

НТБ ДНУЖТ

Подставляя найденные значения стоимости быка, коэфициента a и стоимости металла в формулу наивыгоднейшего пролета, получим:

$$l = \sqrt{\frac{k}{ac}} = \sqrt{\frac{85403}{0{,}01628 \cdot 700}} = 86 \text{ м}.$$

Итак в данном случае принятая величина пролета получается несколько меньше наивыгоднейшей. Но если принять два пролета по 86 *м* при отверстии моста 200 *м*, то мы должны дать еще третий пролет, т. е. число опор при этом не уменьшится. Кроме того, как отмечено выше, стоимость опоры получилась очень высокой, благодаря применению слишком дорогой облицовки чистой тески. Если отказаться от нее, то стоимость опоры сильно снизится, а вместе с тем уменьшится и величина наивыгоднейшего пролета.

Таким образом, вообще принятая величина пролета близка к наивыгоднейшей, поэтому пока на ней и остановимся. Это не исключает, конечно, необходимости попробовать и другие варианты разбивки на пролеты.

Выяснив вопрос о величине пролета, следует поставить вопрос о системе ферм.

Наиболее простым и естественным решением будет применение балочных разрезных ферм. При разработке схемы ферм приходится разрешить следующие вопросы: а) о высоте ферм, б) об очертании поясов, в) о длине панели, г) о системе решетки.

Все эти данные связаны между собой. При назначении их будем исходить из указаний практики и тех соображений, которые указаны в курсе мостов[1].

Высота ферм посредине определяется условиями минимума веса фермы и достаточности жесткости ее. По исследованиям веса ферм наивыгоднейшая высота для полигональных ферм получается равной около $^1/_5$ пролета, причем снижение ее до $^1/_6$ мало влияет на вес фермы. Для ферм с параллельными поясами высота может быть уменьшена до $^1/_7$ пролета. Такие величины и применяются в практике последнего времени.

Очертание поясов. С точки зрения веса фермы вообще выгоднее полигональное очертание, но ферма с параллельными поясами проще в исполнении, так как, во-первых, нет переломов пояса, а во-вторых — все длины раскосов и стоек одинаковы. Если в данном случае применить полигональное очертание, то минимальную высоту фермы у опоры, определяемую условиями габарита, можно назначить около 8 *м*. Для упрощения очертания верхнего пояса следует назначить возможно меньше точек перелома.

Длина панели определяется соображениями относительно наименьшего веса проезжей части и ферм.

Наивыгоднейшая длина панели[2] для проезжей части равна 4 *м*. Однако без особых потерь в весе можно увеличивать ее до 6—8 *м*.

---

[1] Митропольский Н. М., проф.— „Мосты". Общий курс. Изд. 1931 г.

[2] Там же, гл. III, § 20, график 203, стр. 153.

НТБ ДНУЖТ

А это желательно с точки зрения веса фермы, где при малых панелях получается слишком много элементов решетки. Поэтому практически для средних пролетов, как в нашем случае, величину панели берут от 5 до 8 *м*. Кроме того отношением длины панели к высоте определяется угол наклона раскосов, а последний по экономическим соображениям и по конструктивным должен назначаться в пределах от 45 до 55°. В простой раскосной решетке и треугольной с дополнительными стойками, а также двухрешетчатой при наклоне раскосов к горизонту 45° длина панели равна высоте, а если угол довести примерно до 60°, то длину панели можно уменьшить до половины высоты. Таким образом, если принять высоту фермы в пределах от $^1/_6$ до $^1/_7$, то длину панели можно принять от $^1/_6$ до $^1/_{14}$ пролета; другими словами — число панелей назначить от 6 до 14, причем последнее число уже неприменимо при высоте $^1/_6$ *l*. В двухрешетчатой системе с дополнительными подвесками длина панели при угле наклона раскосов в 45° равна половине высоты, а при увеличении угла она может быть уменьшена до $^1/_4$ высоты. Таким образом при этой решетке число панелей можно принять от 12 до 28.

По соображению с приведенными данными на фиг. 86 указаны различные системы ферм для пролета в 69,5 *м*.

Ферма *а* с треугольной решеткой является наиболее простой и поэтому чаще других применяется. Опорная стойка и первый элемент верхнего пояса, показанные пунктиром, обычно упраздняются, как не работающие от вертикальной нагрузки. Тогда опорная рама устраивается в плоскости первых раскосов.

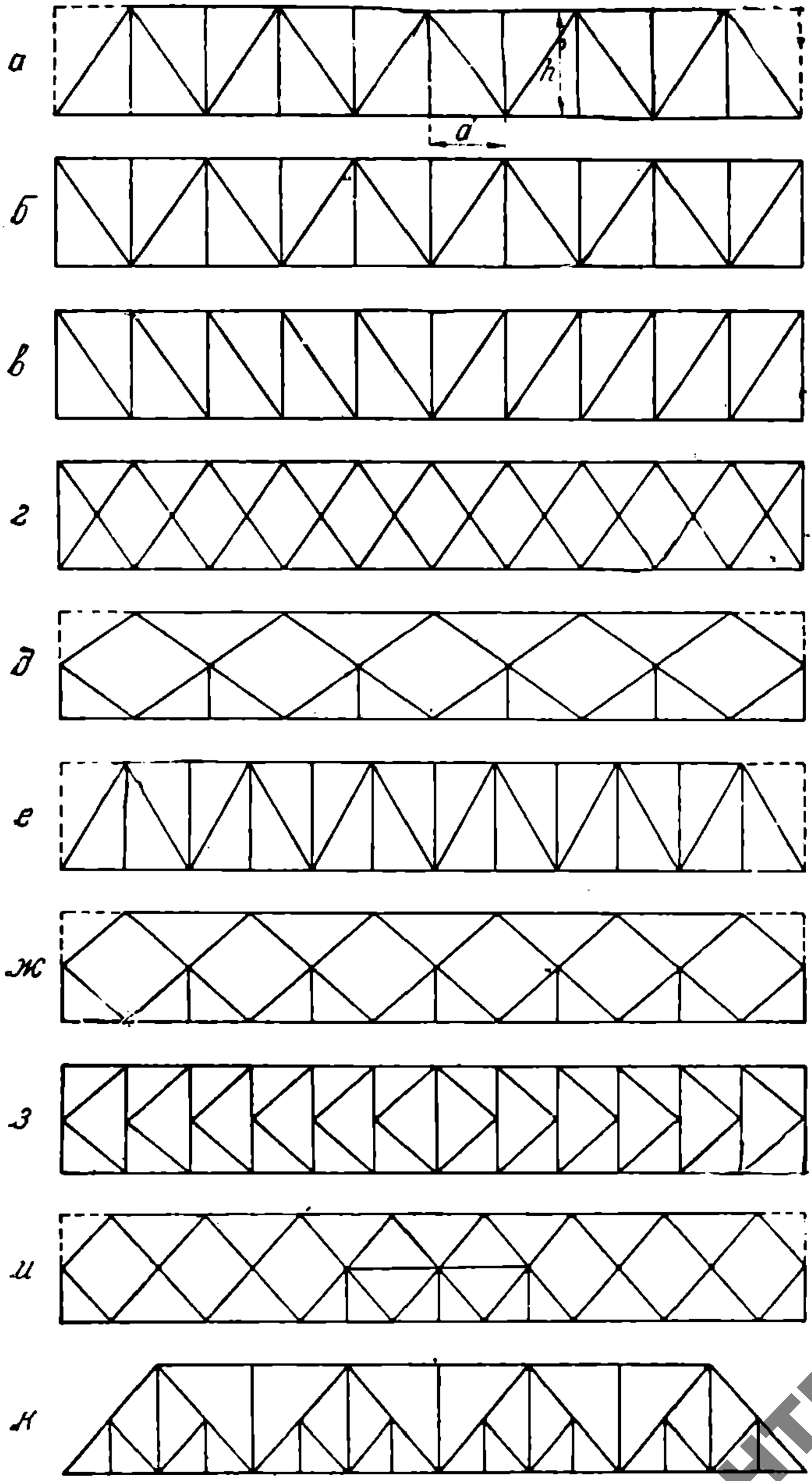
Ферма *б*, также с треугольной решеткой, но с раскосами, имеющими обратное направление, применима тогда, когда желательно опорную раму устроить вертикальной — более жесткой. По сравнению с фермой *а* здесь больше работающих элементов решетки (опорная стойка, нагруженная полной опорной реакцией), но зато сжатых раскосов меньше, чем в ферме *а*, и они менее напряжены. В отношении работы поясов ферма *а* имеет преимущество в том, что там наиболее напряженный элемент пояса, для которого точка Риттера находится посредине проекта, является вытянутым (средний элемент нижнего пояса), а в ферме *б* сжатым; сжатые же элементы более опасны в виду возможности выпучивания. Однако эти различия не столь существенны, и поэтому ферма *б* тоже может быть применена.

Фермы с раскосной решеткой *в*, как уже указывалось в курсе, вообще менее выгодны, чем треугольные. Кроме того, для удобства прикрепления поперечных балок желательно стойки конструировать двутаврового сечения, а при больших сжимающих усилиях в них это затруднительно. Поэтому раскосные решетки в настоящее время мало употребительны.

В двухрешетчатой ферме *г* общая длина элементов решетки больше чем в треугольной, точно так же больше количество узлов, причем среди них нет таких упрощенных, как в ферме *а*, в прикреплении подвесок и стоек. Применяя двухрешетчатую систему,

НТБ ДНУЖТ

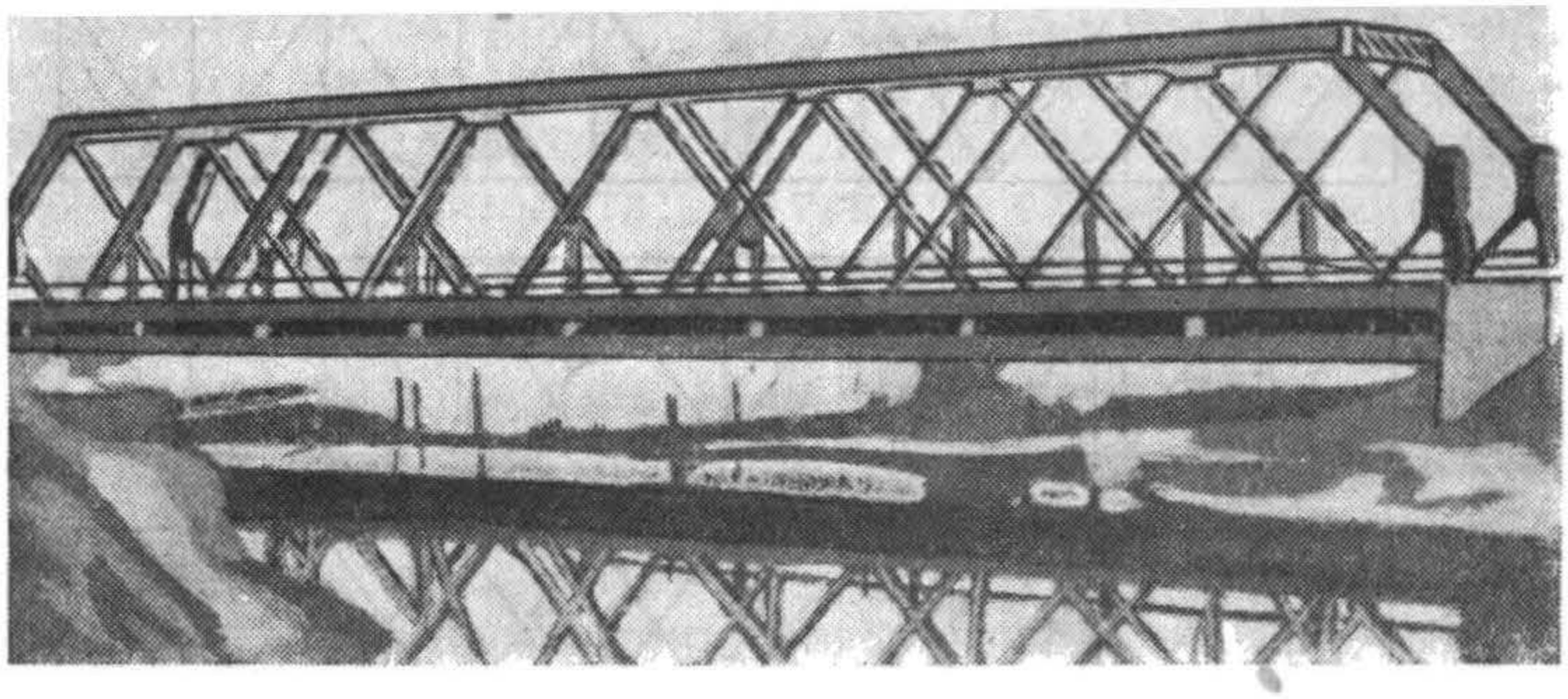
полезно уменьшить число раскосов, подразделяя панели дополнительными подвесками, как на фиг. *д*. Однако здесь желательно было бы увеличить угол наклона раскосов к горизонту.



Фиг. 86.

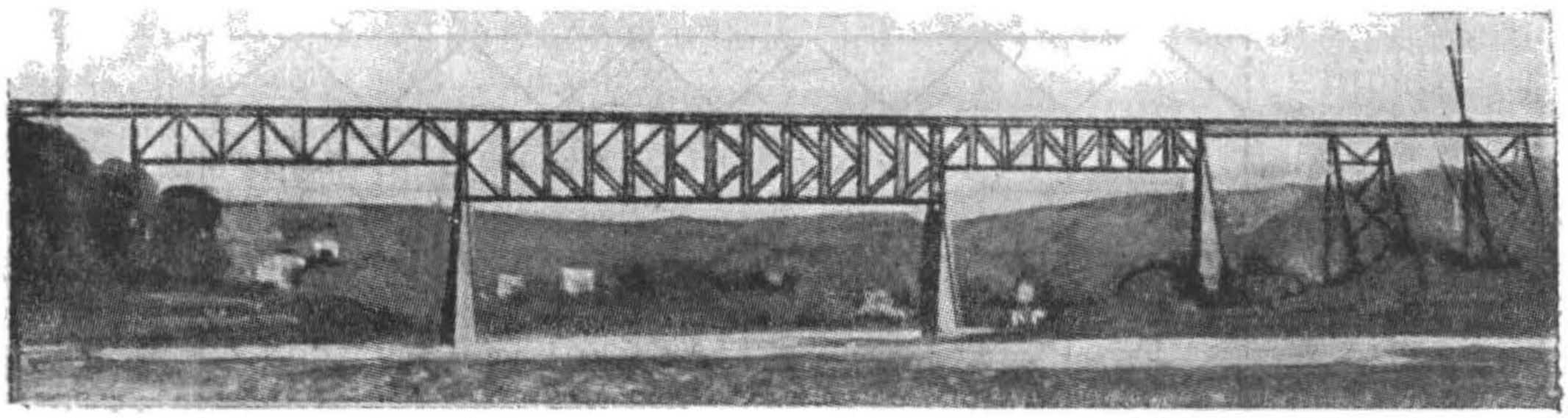
КГБ ДНУЖТ

В рассмотренных системах решетки число панелей было принято 10 и длина панели 6,95 *м*. С точки зрения веса проезжей части выгодно уменьшить панель до 5,8 *м*, приняв число их 12 (фиг. 86 *е*, *ж*, *з*). Однако увеличение числа панелей в этом случае ведет к увеличению числа раскосов и более невыгодному углу наклона их.



Фиг. 87.

Для двухрешетчатой системы *ж* увеличение числа панелей, наоборот, выгодно, так как угол раскосов с горизонтом получается более благоприятный, близкий к 45°. Такие двухрешетчатые фермы в последнее время часто применяются в Германии. Общий вид однопролетного моста с такими фермами показан на фиг. 87. При малой величине панели возможно применение и полураскосной ре-



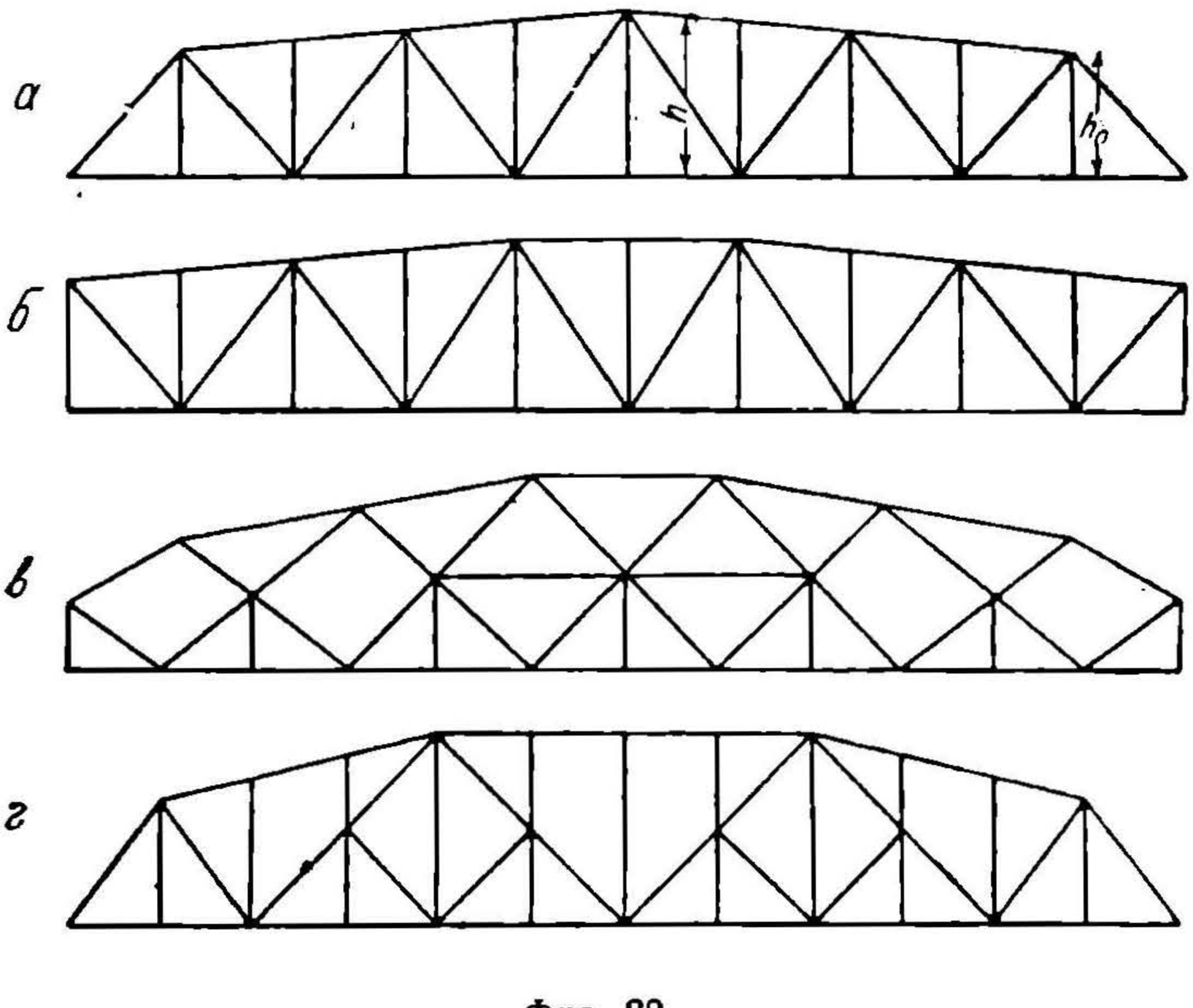
Фиг. 88.

шетки (фиг. 86 *з*). Однако благодаря большому числу отдельных элементов и узлов в данном случае она оказывается невыгодной. Она более уместна при пролетах около 100 *м* и при езде по верху (фиг. 88).

Таким образом в данном случае, если остановиться на ферме с параллельными поясами, наиболее целесообразно будет применение одной из решеток *а*, *б*, *е*, *ж*, причем у нас наиболее применима ферма *а* или *е*.

НТБ ДИИКТ

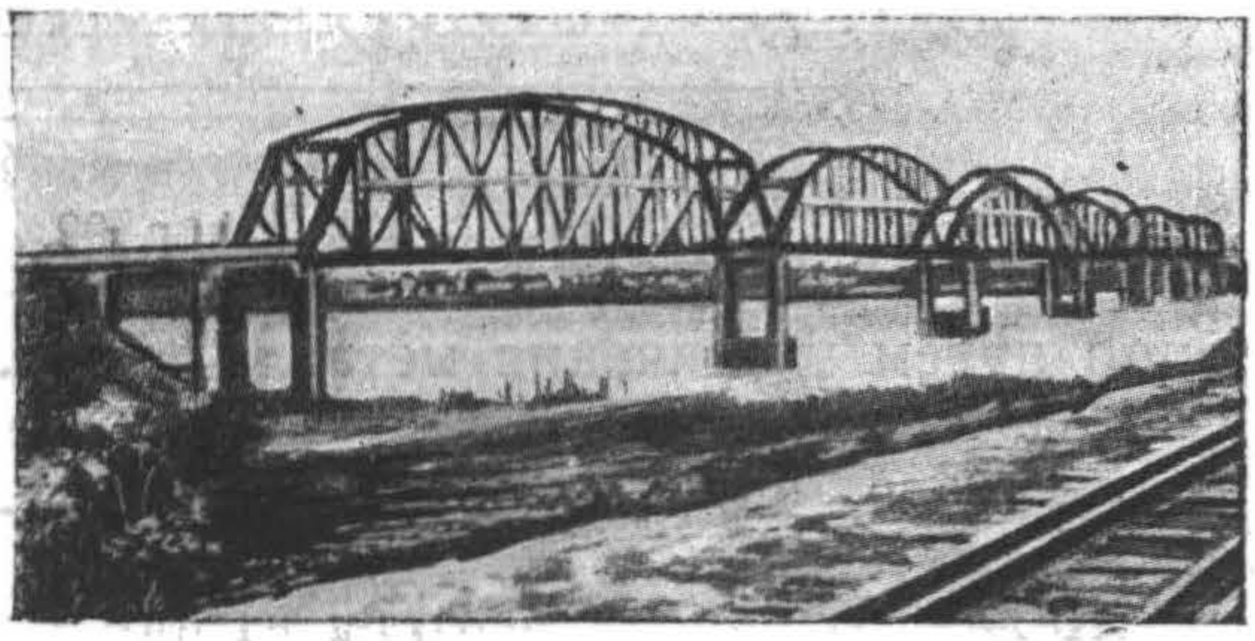
Если не придерживаться строго принятой величины пролета 69,5 *м*, а увеличить его до 70,4 *м*, то можно принять 16 панелей по 4,4 *м*. При 16 панелях возможно применение двухрешетчатой



Фиг. 89.

системы *и*, а также и треугольной, но уже с подразделением большей панели на 4 части дополнительными шпренгелями (ферма *к*).

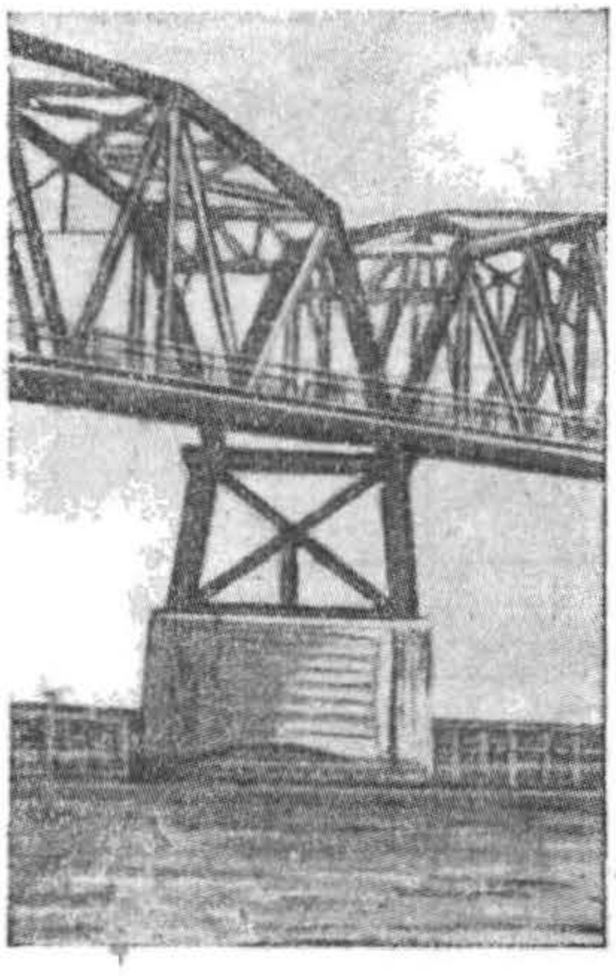
На фиг. 89 показаны возможные варианты полигональных ферм. Высота фермы посредине принята в 11 *м*, т. е. около $^1/_8$ пролета; у опор, по условиям габарита, — 8 *м*. Из всех систем наиболее приемлема ферма *а*. Очертание верхнего пояса принято простейшее до двум прямым. В ферме *б* пришлось бы делать два перелома пояса. Кроме того здесь высота ферм у опор больше, чем в *а*, так как длина первой стойки 8 *м*, а в ферме *а* эту величину имеет вторая стойка. Таким образом, уменьшение высоты к опорам в ферме *а* идет более резко, чем в ферме *б*, а это выгодно с точки зрения веса. Двухрешетчатая система *в* здесь мало удовлетворительна, так как длины и углы всех раскосов различны, и кроме того панели верхнего пояса,



Фиг. 90.

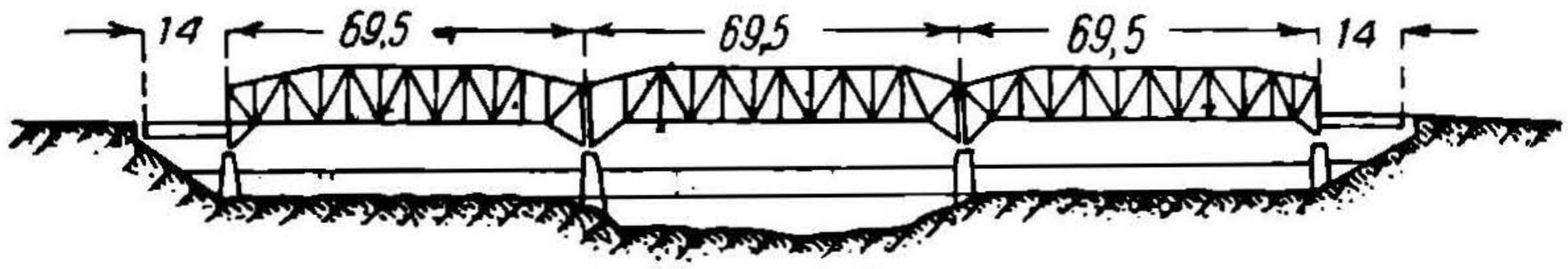
НТБ ДНУЖТ

а следовательно и верхних связей, имеют разную величину. Треугольная решетка со шпренгелями *а* возможна, но уменьшение длины панели до 5,625 *м*, сопряженное с увеличением числа дополнительных элементов, вряд ли целесообразно.



Фиг. 91.

35. Подварианты первого проекта. В первом варианте, как мы видели, опоры получались относительно дорогими. Для уменьшения их стоимости можно верхнюю часть быка сделать не массивной, а из отдельных столбов под фермами (фиг. 90). Этот прием вообще известен очень давно, но применялся для опор из бутовой кладки сравнительно редко. В настоящее время быки из отдельных столбов широко распространены в США, причем быки выполняются из бетона с небольшим процентом арматуры [1]. При наличии ледохода необходимо столбы проектировать достаточно массивными и надежно соединять друг с другом. При современных судоходных требованиях высота быка над самым высоким горизонтом воды, а тем более ледоходом, получается довольно значительной. Действию ледохода подвергается только нижняя часть, которую целесообразно устраивать массивной. Верхнюю же часть выше ледохода можно сделать из столбов, которые в этом случае подвергаются только действию вертикальных сил. Можно также поставить здесь и металлическую раму (фиг. 91). Вместо отдельных рам можно применить фермы с пониженными опорными узлами. Подобный вариант для разбираемого нами случая показан на фиг. 92. Смысл данного второго варианта следовательно в том, чтобы снизить стоимость



Фиг. 92.

опор путем увеличения металла в пролетном строении. Этот перерасход металла является очевидно недостатком данного варианта. Кроме того, здесь значительно усложняется конструкция ферм, а также их монтаж.

Желая сохранить выгоды второго варианта (уменьшение высоты и стоимости опор) и в то же время избежать перерасхода материала, можно для пролетного строения применить неразрезные фермы, тогда получим третий вариант (фиг. 93). Здесь увеличение высоты ферм у опор имеет известный смысл и с точки зрения работы фермы, так как в неразрезных фермах наибольший по абсолютной вели-

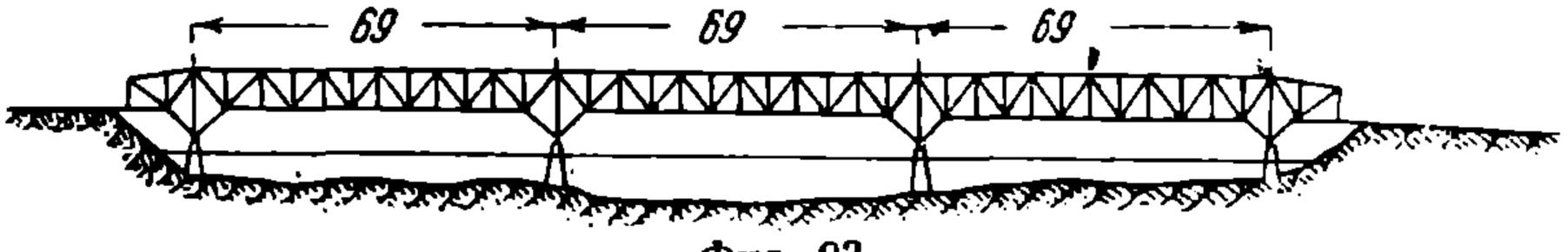
[1] Такой же тип опор применялся у нас в проектах Гипрошосса (Цудортранс).

НТБ ДИИТ

чине изгибающий момент получается на опорах. Для создания опорных моментов на крайних опорах в данном случае применены консоли. Наличие консоли избавляет от необходимости устраивать дорогие раздельные устои: сопряжение с берегом осуществляется переходной балочкой и сравнительно легкой опорой (стулом). Длина консоли принята относительно небольшая — $^1/_6$ пролета, так что жесткость ее достаточна.

Достоинство неразрезных ферм по сравнению с простыми состоит в экономии металла, а также в том, что и без пониженных опорных узлов при неразрезных фермах быки получаются меньших размеров по следующим причинам: во-первых, по верху быка число опорных частей и подферменников сокращается вдвое и размеры опорной площадки могут быть поэтому назначены меньше чем для разрезных ферм; во вторых, при любом положении временной нагрузки давление на бык передается центрально.

В качестве недостатка неразрезных ферм можно указать, что различная величина осадки опор вызывает в фермах дополнительные напряжения. В данном случае (фиг. 82) две левые опоры осно-



Фиг. 93.

ваны непосредственно на скале, а две правые на сваях. При этих условиях можно ожидать различных осадок быков. Этот недостаток не является неустранимым: если бык осядет, то путем подъемки фермы всегда можно выравнять опорные точки. Однако это сопряжено, конечно, с известными расходами. Кроме того, в данном случае общая длина неразрезного пролетного строения получается больше 200 *м*. При такой длине несомненно усложняются сборка фермы и пригонка элементов.

36. Вторая группа вариантов. В первом варианте при разбивке отверстия моста на три одинаковых пролета все они перекрыты фермами с ездой по низу Необходимость применения езды по низу диктуется большой величиний просвета под фермами над уровн м высоких вод и желанием снизить по возможности высоту насыпи на подходах к мосту.

По требованиям судоходства для реки третьей категории можно дать один судоходный пролет величиной 80 *м*. Тогда в боковых пролетах величину просвета можно дать минимальную 1 *м* и применить здесь фермы с ездой по верху, которые, вообще говоря, экономичнее. На основе этих соображений составлен вариант 4, показанный на фиг. 94. В мосту назначен один средний судоходный пролет 80 *м* в свету. Для перекрытия его применены типовые фермы расчетным пролетом 83 *м*. Фермы простейшего полигонального очертания с высотой посредине 11,5 *м* (т. е. $\frac{1}{7{,}2}$ пролета). Число панелей 10.

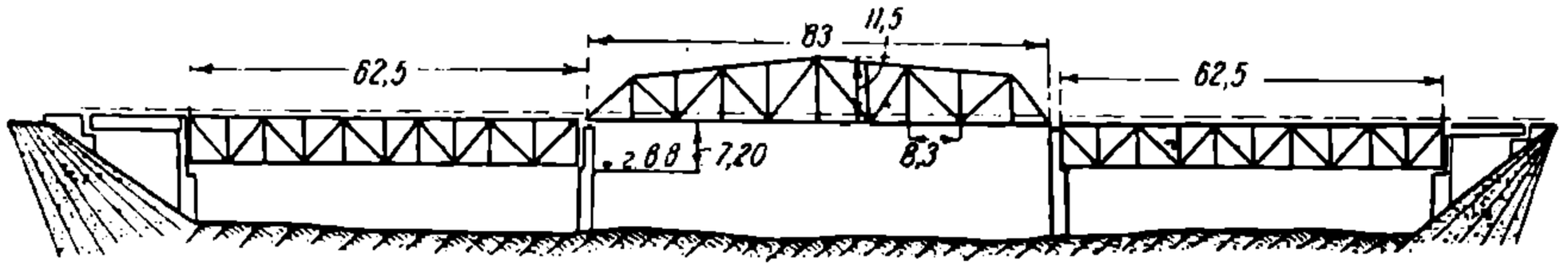
НТБ ДНУЖТ

Для перекрытия боковых пролетов желательно применить, если возможно, фермы с ездой по верху. Выясним эту возможность.

Возвышение низа ферм над горизонтом высоких вод в среднем пролете принято 7,2 *м*. Для того, чтобы получить отметку ездового полотна, надо прибавить еще конструктивную высоту пролетного строения, которая слагается из высоты поперечных балок и настила. Высоту поперечной балки можно принять около $^1/_{10}$ расстояния между фермами, т. е. в данном случае около $\frac{7,9}{10} = \sim 0,8$ *м*.

Продольные балки приклепываются к поперечным так, что верх их находится заподлицо с поперечными. Поверх продольных балок укладываются деревянные поперечины высотой около 0,25 *м* и двойной досчатый настил общей толщиной около 0,15 *м* (тип конструкции проезжей части указан ниже—см. фиг. 117-119). Таким образом, возвышение верха ездового полотна над г. в. в. равно:

$$7,2 + 0,8 + 0,25 + 0,15 = 8,4 \text{ м}.$$



Фиг. 94.

Чтобы иметь возможность применять в боковых пролетах фермы с ездой по верху, необходимо конструктивную высоту их делать меньше указанной величины.

Высота деревянного настила и поперечин при езде по верху почти не изменится. Высота поперечных балок может быть снижена. Расстояние между фермами может быть в данном случае принято около 5 *м*, высота поперечных балок—около 0,5 *м*.

Если возвышение низа ферм над г. в. в. принять около 1 *м*, то высота ферм получит величину:

$$8,4 - 0,4 \text{ (настил и поперечины)} - 0,5 - 1,0 = 6,5 \text{ м}.$$

Это составляет около $^1/_{10}$ пролета.

Если верх поперечных балок расположить заподлицо с верхом ферм, то высота может быть увеличина до 7,0 *м*. Такую высоту для ферм с параллельными поясами в мостах на автогужевых дорогах можно допустить, хотя она и не является выгодной. Если желательно все-таки увеличить высоту ферм, то в данном случае можно повысить уровень проезда, т. е. увеличить высоту подходов. Тем самым увеличится просвет и в судоходном пролете.

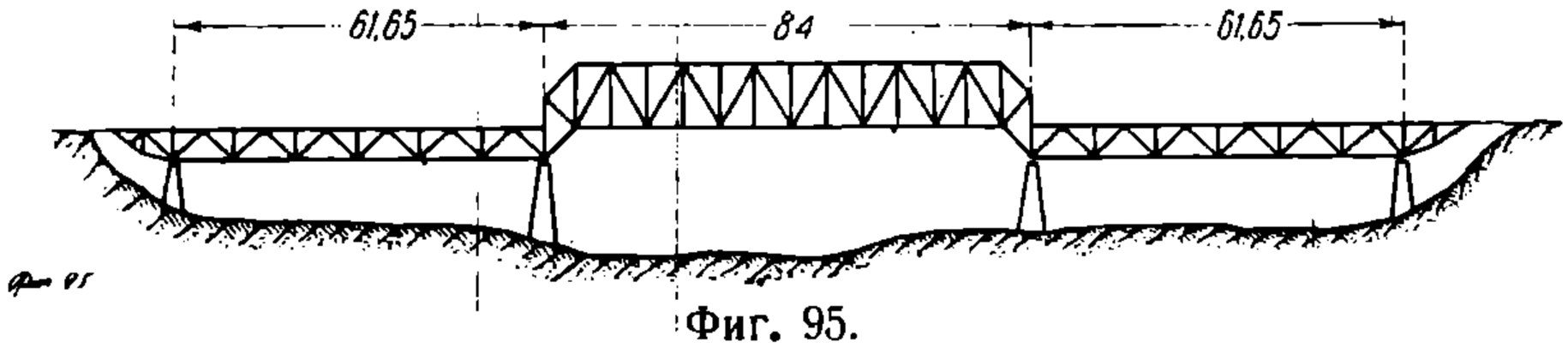
Подсчет веса ферм и эскизный расчет быков в данном варианте производится во всем аналогично первому варианту, а потому здесь опускается.

Сопряжение ферм мостов с ездой по низу и по верху на промежуточном быке требует устройства шкафной части и усложнения

ЧТБ АНУЖТ

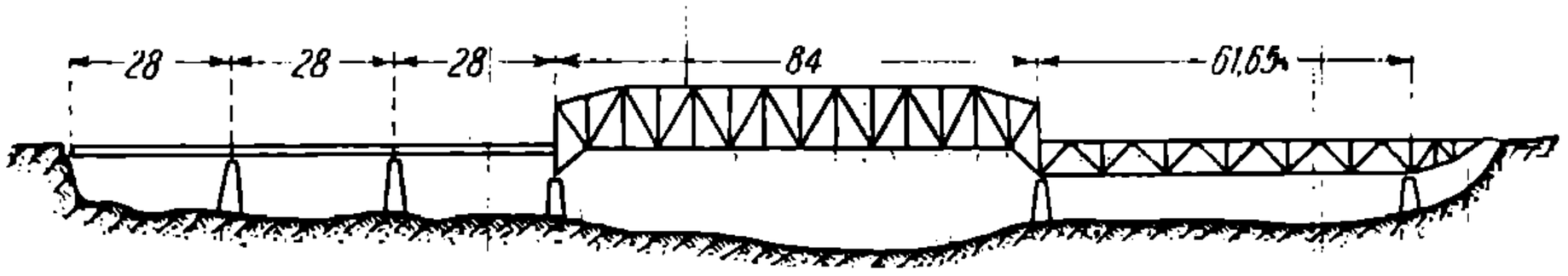
кладки верха быка. Во избежание этого можно применить для средних ферм пониженные опорные узлы (фиг. 95).

В боковых пролетах возможно применение консолей для уменьшения кладки устоев. При наличии консолей малая высота ферм находит уже больше оправданий.



Фиг. 95.

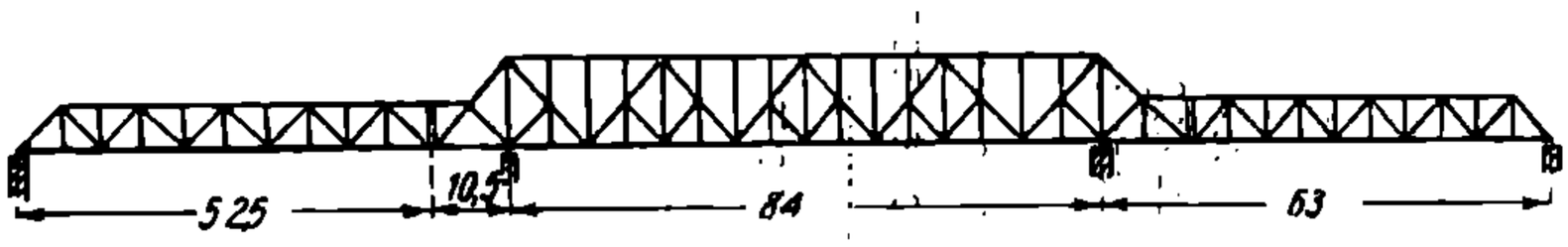
Ввиду того, что в левой части отверстия моста скала залегает непосредственно на поверхности, устройство фундаментов и опор значительно удешевляется по сравнению с правой частью отверстия. Это приводит к мысли разбить левый пролет на более мелкие. Для перекрытия пролетов возможно тогда применение сплошных ферм



Фиг. 96.

с ездой по верху. Получаем таким образом следующий вариант (фиг. 96). Данные о расходе металла и стоимости моста по этим вариантам приводятся в дальнейшем при сравнении ферм.

Сохраняя принятую разбивку на пролеты, возможно в порядке изыскания наилучшего решения исследовать применение консольных (фиг. 97) и арочных систем (фиг. 98, стр. 136).



Фиг. 97.

37. Сравнение вариантов. Одним из основных признаков сравнения вариантов является их относительная экономичность, которая характеризуется, во-первых, стоимостью в денежном выражении, во-вторых, расходом материалов и прежде всего дефицитного в данное время металла.

В таблице 8 дан подсчет стоимости первого варианта (фиг. 82).

Для других вариантов подробный подсчет стоимости из экономии места опускается. Сводная таблица полной стоимости моста по всем вариантам и расход металла даны в таблице 9, которая может служить для сравнения.

НТБ ДИИТ

Таблица 8

Ориентировочное сметное соображение на устройство трехпролетного разрезного моста по варианту 1

№№ п/п.	Наименование работ	Количество	Статья — рабсила		Статья — материал		Статья — транспорт		Итого
			единиц	всего	единиц	всего	единиц	всего	
	I. Опоры № 2 и № 3								
1	Надводной кладки быков $м^3$ (189 + 280,5)	469,5	4,16	1 953	23,26	10,921	10,94	5 137	
2	Облицовки быков $м^3$ (350 + 420)	770	64,41	49 596	49,04	37,761	5,00	3 850	
3	Фундаментной бутовой кладки быков $м^3$ (40,7 + 176)	216,7	4,16	902	23,26	5,041	10,94	2 371	
4	Забить шпунтовый ряд *пог. м* . . .	85,40	36,13	3 086	49,31	4,211	3,00	256	
5	Вынуть земли из котлована с водоотливом	274	3 68	1 008					
6	Засыпать глины в перемычки	384,30	4 57	1 757					
7	Вынуть земли из котлована № 2 без водоотлива	59,16	2,93	174					
				58 476		57 934		1 164	
	Начисления		22,1%	12 923	1%	579	1%	116	
				71 399		58 513		11 730	141 642
								5%	7 082
								6%	148 724 8 923
	Опоры № 4 и № 5								
1	Надводной кладки быков $м^2$	469,5	4,16	1 953	23,26	10 921	10,94	5 137	157 647
2	Облицовки быков $м^2$	770	64,41	49 596	49,04	37 761	5,00	3 850	

НТБ ДИИЖТ

3	Фундаментной кладки быков:								
	бутовой $м^3$ (75,7 + 22,2) .	97,90	4,16	407	23,26	2 277	10,94	1 071	
	бетонной $м^3$ (77,5 + 54)	131,50	12,22	1 607	32,94	4 332	13,32	1 752	
4	Забить шпунтовый ряд *пог. м* (100,4 + 38) . .	138,40	36,13	5 000	49,31	6 825	3,00	415	
5	Вынуть земли между шпунтом и в перемычках с водотливом	376,36	3,68	1 385					
6	Засыпать глины в перемычке . . .	200,80	4,57	918					
7	Забить сваи $d = 27$ *см* (96 + 70) шт. .	166	19,21	3 189	20,34	3 376	2,06	342	
8	Вынуть земли без водоотлива	95	2,93	279					
				64 334		65 492		12 567	
	Начисления .		22,1%	14 218	1 %	655	1 %	126	
				78 552		66 147		12 693	157 392
								5%	7 870
									165 262
								6%	9 916
	Опоры № 1 и № 6								
	Железобетонной кладки устоев $м^3$.	384	18,99	7 292	57,26	21 988	13,53	5 196	175 178
	Кладки фундаментов бетонной $м^3$	113	12,22	1 381	32,94	3 722	13 32	1 505	
	Вынуть земли из котлованов № 1 и № 6 $м^3$ (381,49 + 279)	660,49	293	1 935					
	Забить шпунтовый ряд у опоры № 6 . .	34	36,13	1 228	49 31	1 677	3,00	102	
	Забить сваи $d = 27$ *см* под опору № 6 шт.	72	19,21	1 383	20,34	1 465	2,06	149	
				13 219		28 852		6 952	
	Начисления .		22,1%	2 921	1%	289	1%	69	
				16 140		29 141		7 021	52 302
								5%	2 615
									54 917
								6%	3 295
									58 212

НТБ ДНУЖТ

Таблица 8 (продолжение)

Ориентировочное сметное соображение на устройство трехпролетного разрезного моста по варианту 1

№№ п/пор.	Наименование работ	Количество	Статья — рабсила		Статья — материал		Статья — транспорт		Итого
			единиц	всего	единиц	всего	единиц	всего	
	II. Пролетное строение								
1	Всего металла на мост *т*	515	—	—	650	334 750	50	27 550	
2	Настила проезжей части *м²*	1 379,4	5,47	7 546	19,52	26 926	2,01	2 773	
3	Настила тротуаров *м²*	376,2	5,47	2 058	19,52	7 344	2,01	756	
				9 604		369 020		29 279	
	Начисления		22,1%	2 122	1%	369	1%	292	
				11 726		369 389		29 571	410 660
								5%	3 796
									414 456
								6%	4 782
									419 238
	III. Подходы								
1	Сделать насыпь с двух сторон *м³*	40 360	1,50	60 540					
2	Замостить конуса на мху в клетку *м²*	4 694	0,66	3 096	8,55	40 134	5,37	25 207	

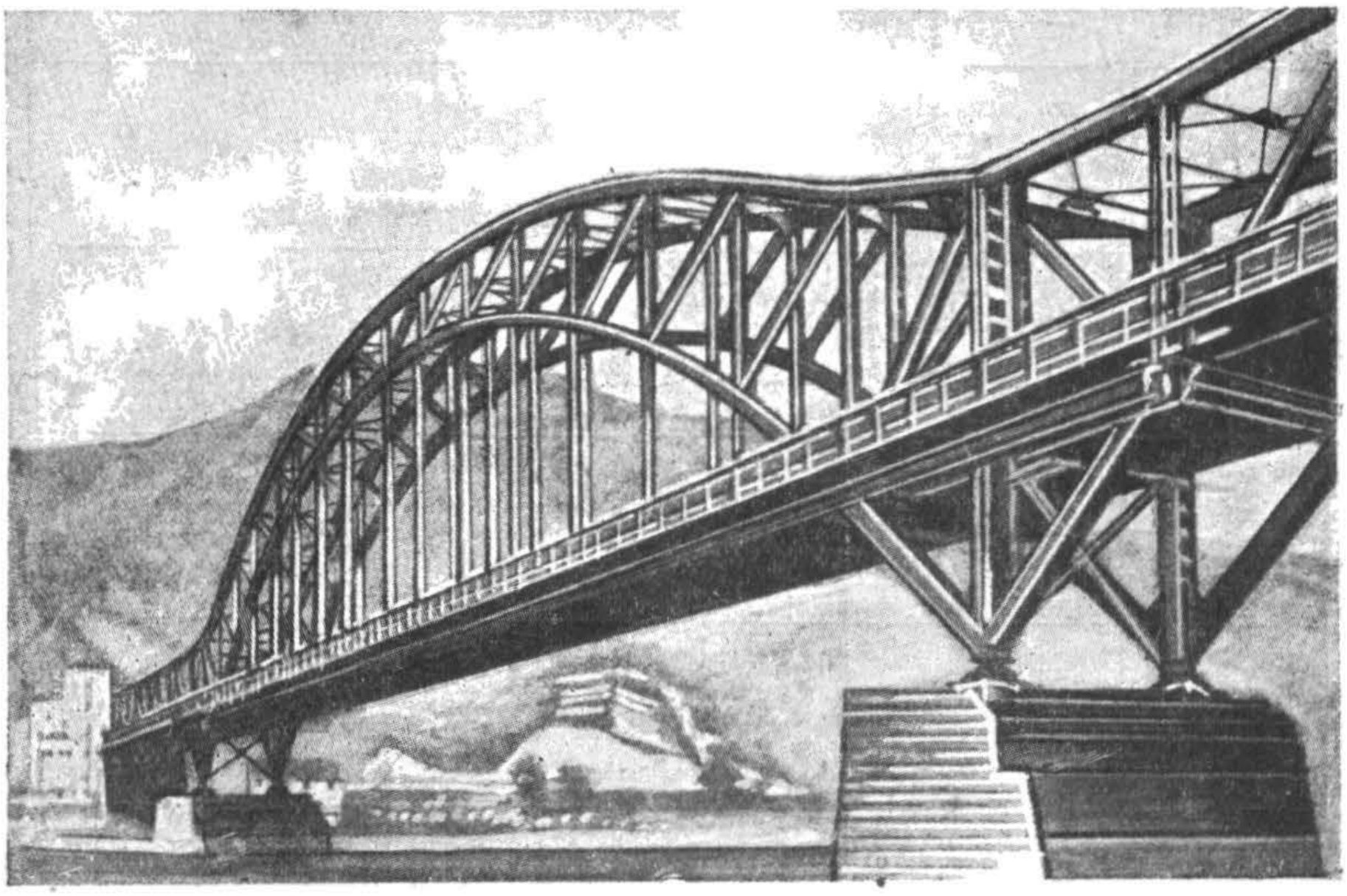
НТБ ДНУЖТ

3	Замостить полотно $м^2$	5 780	0,89	5 144	3,25	18 785	2,88	16 645	
4	Сделать одерновку откосов $м^2$	4 120	0,20	824	0,23	948	0,30	1 236	
				69 606		59 867		26 878	
	Начисления		22,1%	15 383	1%	599	1%	269	
				84 989		60 466		43 089	188 544
								5%	9 427
									197 971
								6%	13 858
	IV. Срезка								
1	Срезать земли до отметки межени 105,60 $м^3$	25 800	1,50	38 700					211 829
	Начисления	22,1%		8 552					
				47 252					
			5%	2 363					
				49 615					
			6%	2 977					
				52 592					52 592
	V. Деревянный мост								
1	Построить мостик пролетом 30 $м$ общей стоимостью								8 250

Стоимость опор: 58 212 + 157 647 + 175 178 = 391 037 руб.

Стоимость моста: 391 037 + 419 238 + 211 829 + 52 592 + 8 250 = 1 082 946 ≅ 1 083 000 руб.

НТБ ДНУКТ



Фиг. 98.

На основании таблицы 9 устанавливаем, что стоимость всех вариантов колеблется очень мало, в частности варианты второй группы в общем дешевле, но незначительно. Это удешевление идет за счет лишнего расхода металла, которого для вариантов первой группы требуется вообще меньше.

Таблица 9

Стоимость и расход металла для моста по различным вариантам

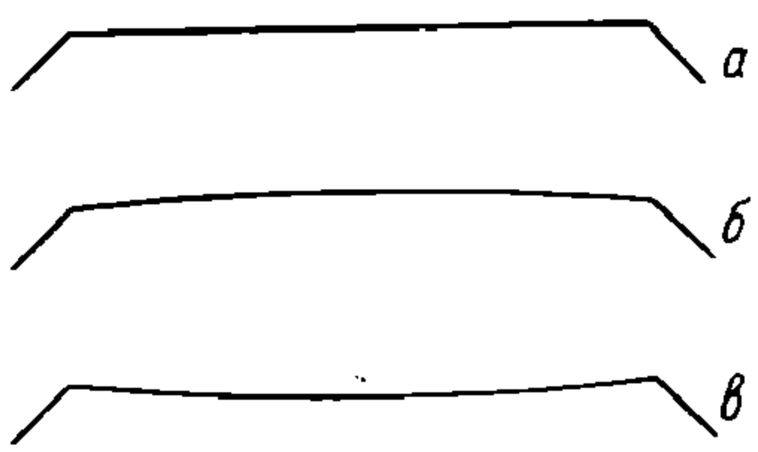
№№ вариантов	№№ соотв. фигур	Полная стоимость с подходами в руб.	Количество потребного металла в тоннах
	Первая группа вариантов. 3 пролета по 69,5 *м*		
1	82	1 083 000	515
2	92	953 635	539
3	93	954 372	506
	Вторая группа вариантов: 1 пролет 84 *м* и боковые пролеты меньшей величины		
5	95	920 646	563
6	96	963 421	525

Стоимость металла во всех вариантах принята одинаковая. Однако для уточнения следует заметить, что стоимость подмостей, монтажа и заготовки ферм будет очевидно различна для всех вариантов. Практически наиболее удобным для постройки а потому и более дешевым будет вариант 1, где мы имеем наиболее обычные и при том все три одинаковые фермы. Неразрезные фермы будут сложнее в сборке. Пониженные узлы также усложняют конструкцию самой фермы и подмостей. Во второй группе вариантов, кроме того, все фермы различны. Таким образом, с производственной

НТБ ДИИЖТ

точки зрения предпочтение следует отдать первому варианту. Кроме того, имеет еще значение и следующее обстоятельство. При правильно налаженном мостовом хозяйстве на всей дорожной сети целесообразно применение типовых проектов. В качестве же решения более или менее типового вариант 1 наиболее подходит. Остальные варианты являются строго индивидуальными. Применение индивидуальных проектов не может быть конечно исключено, но оно имеет смысл лишь в том случае, когда дает большие выгоды по сравнению с типовым решением, чего мы не видим в данном случае.

С точки зрения судоходства преимущество несомненно имеют варианты первой группы. Правда, судоходные требования удовлетворены во всех вариантах, но при трех равных пролетах судоходство во время высокой воды может использовать все три пролета, в то время как в последних вариантах имеется только один судоходный пролет. Кроме того, для первых вариантов перемещение фарватера в пределах всего отверстия не сопряжено с затруднением, тогда как в последних он должен быть закреплен в пределах судоходного пролета. С точки зрения технических требований: прочности, жесткости и устойчивости, все варианты очевидно следует признать равноценными, ибо для мостов из одного и того же материала технические качества вообще определяются техническими условиями проектирования, которые приняты одинаковыми для всех вариантов.



Фиг. 99.

Следует однако заметить, что предельная грузоподъемность ферм в различных вариантах неодинакова. В вариантах второй группы на фермах малых пролетов временная нагрузка сказывается сильнее, поэтому при будущем возрастании временной нагрузки их придется сменить быстрей, чем фермы первого варианта. Кроме того, в неразрезных фермах число сжато вытянутых элементов больше чем в простых. Эти соображения также выдвигают вперед первый вариант.

Переходя к эстетической оценке вариантов, заметим, что она в значительной мере является субъективной.

Наиболее приемлемым является первый вариант. Основными достоинствами его являются непритязательность, простота и ясность решения: через равные промежутки поставлены каменные столбы и на них положены одинаковые железные балки.

Во втором варианте понижение поясов у опор (впадины верхнего пояса и выступы нижнего) создает неспокойное впечатление. По внешнему виду чувствуется, что опоры не достроили на полную высоту и поэтому пришлось изогнуть фермы.

Очертание трапеции нижнего пояса само по себе, благодаря малым скосам, производит впечатление робости (фиг. 99-*а*). Геометрическая форма ухудшится, если фермы будут иметь заметный строительный подъем по кривой (фиг. 99-*б*) или провиснут (фиг. 99-*в*).

НГБ ДНУЖТ

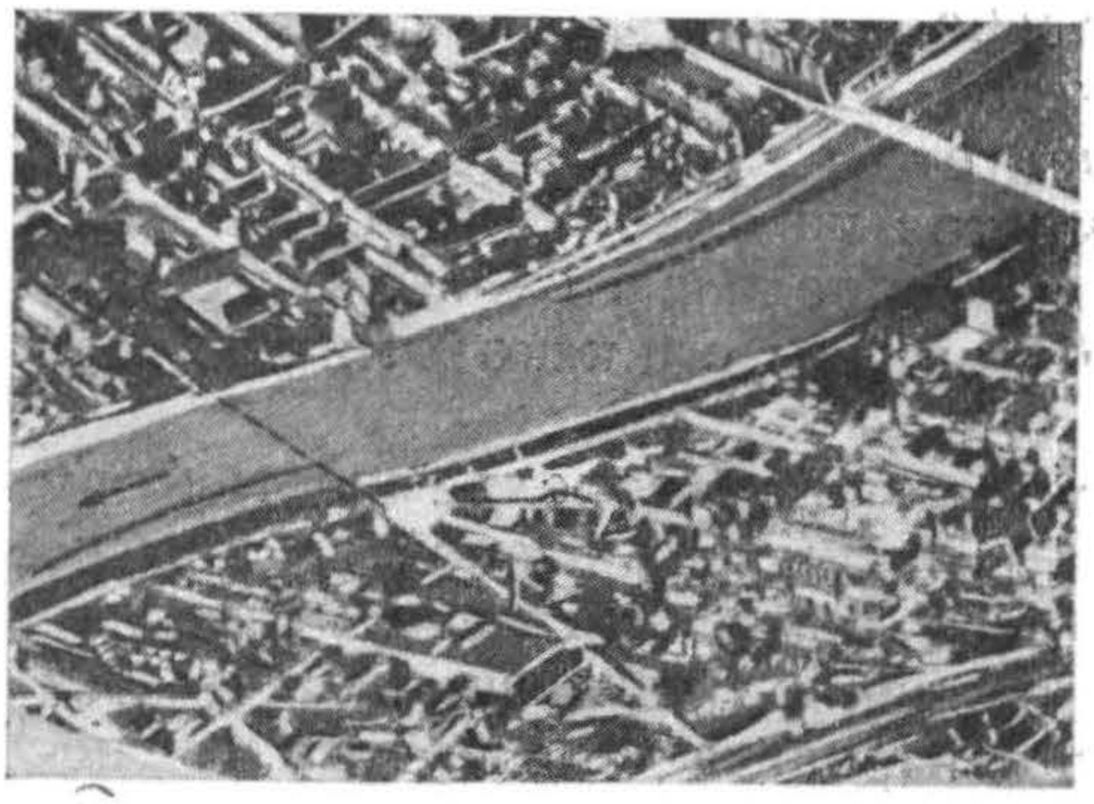
Вариант 3 более благоприятен по внешнему виду, за исключением консолей и переходных балочек. Эти балки по малости размеров будут издали (с парохода) плохо видны, и контур фермы окажется оторванным от берегов, т. е. создается впечатление, что мост недостроен на полную необходимую длину.

Из вариантов второй группы наиболее благоприятны варианты 5 и 7. Снижение опорных узлов в варианте 5 более мотивировано в виду сопряжения с фермами с ездой по верху. Портят вид консоли боковых ферм. В четвертом варианте (фиг. 94) слабополигональная ферма среднего пролета плохо увязывается с прямоугольными боковыми фермами.

Резюмируя все сказанное, можно по совокупности всех признаков признать наиболее целесообразным первый вариант.

Пример 7. Эскизный проект городского моста

38. Технические условия для составления проекта. Настоящий пример составлен на основании данных конкурса на городской мост через Рейн в Базеле. *Место расположения* моста назначено было городским управлением и указано на фиг. 100 пунктирной линией. Ось моста составляет с направлением Рейна угол около 96°. Проектировщикам разрешались небольшие отклонения от этой оси.



Фиг. 100.

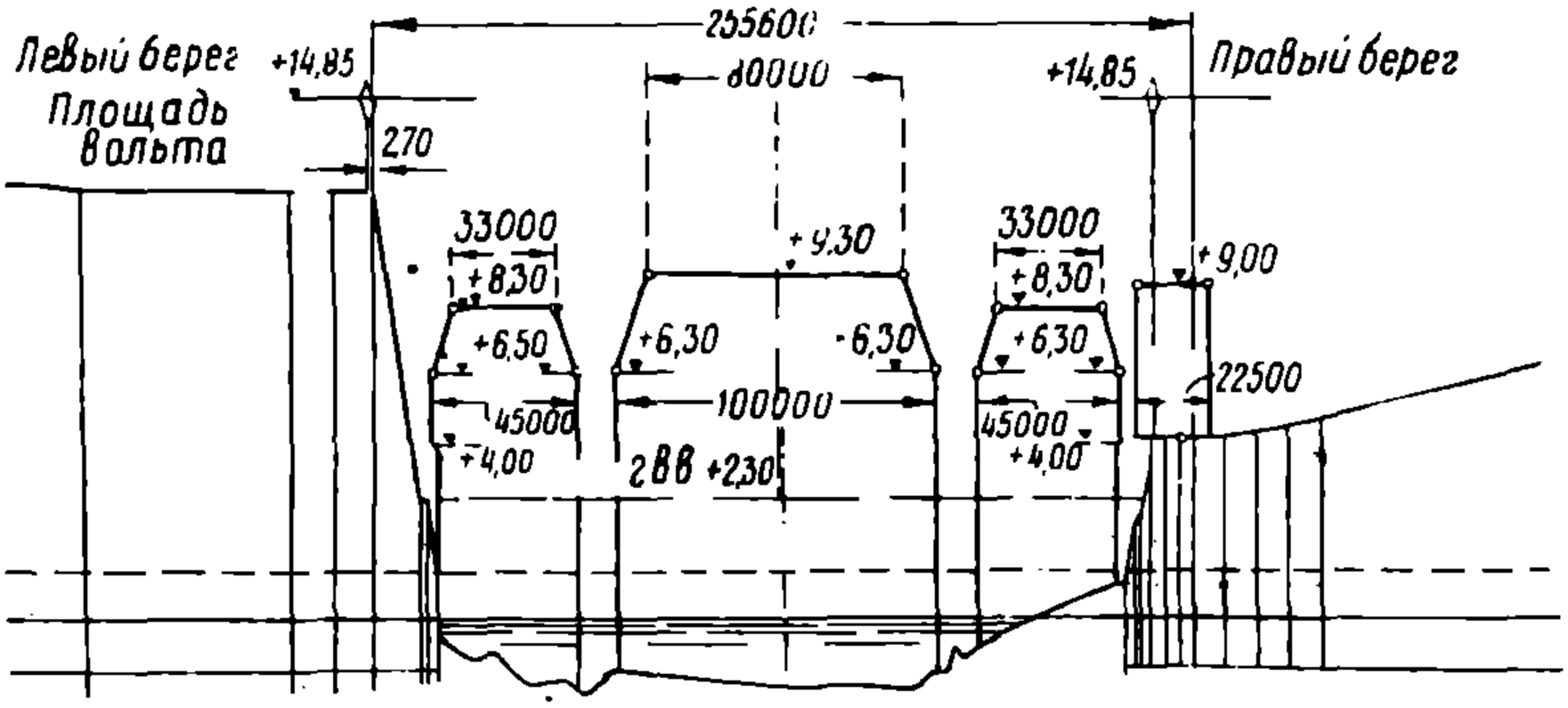
Отверстие моста назначено в связи с судоходными требованиями, так как мост расположен в пределах Базельской гавани и потому не должен препятствовать свободе маневрирования речных судов. Подмостные габариты указаны на фиг. 101. Мост должен иметь или один или три пролета. Наименьшая величина среднего пролета — 100 *м*, боковых — по 45 *м*. Возвышение низа пролетного строения над горизонтом высоких вод — 7,00 *м* на протяжении средних 80 *м* большого пролета. В боковых пролетах возвышение в средней части не менее 6 *м*. На правом берегу должно быть оставлено отверстие в 22,5 *м* для набережной.

Совместно с мостом должны быть запроектированы и подходы. При этом высота проезда по мосту определяется проектировщиком, но продольные уклоны по мосту не должны превышать 2,5%, и в средней части на протяжении 80 *м* противоположные уклоны должны иметь плавное сопряжение по параболе. Для определения системы и глубины фундаментов были произведены геологические изыскания, на основании которых для быков была намечена глубина заложения на отметке — 14,0 *м*, а для устоев на отметке — 8,0 *м*.

НТБ ДНУЖТ

Быки закладывались на синей глине с допускаемым давлением на грунт в 6 *кг/см²*, устои — на песчаном грунте с допускаемым давлением в 4 *кг/см²*.

Ширина проезда по мосту назначена в 12 *м*, тротуары — по 3 *м*, полная ширина между перилами 18 *м*. Разделение проезжей части (напр мер помещение ферм с ездой по низу между проездом и тротуарами) должно быть по возможности избегнуто. Поперечные уклоны полотна допускаются 2%, тротуаров 2,5%. Посредине моста располагаются два пути трамвая. Одежда полотна должна состоять из слоя асфальта толщиной в 5 *см*, а на тротуарах в 2 *см*, уложенного по железобетонной плите.



Фиг. 101.

Рельсы трамвая высотой в 18 *см* должны быть уложены так, чтобы было возможно их сменять. Кроме того по мосту должны быть пропущены различные трубо- и кабелепроводы, которые должны быть легко доступны для осмотра. Особое внимание должно быть обращено на отвод воды с полотна. Монтаж моста и сборочные подмости не должны мешать судоходству.

Основным требованием к проектам является наименьшая стоимость их, но при условии достаточно удовлетворительного внешнего вида.

Расчетные нагрузки приняты следующие. Равномерная нагрузка от толпы для расчета проезжей части тротуаров главных ферм, если пролет их меньше 50 *м*, принимается в 500 *кг/м²*. Для главных ферм при пролете от 50 до 200 *м* равномерная нагрузка определяется по формуле:

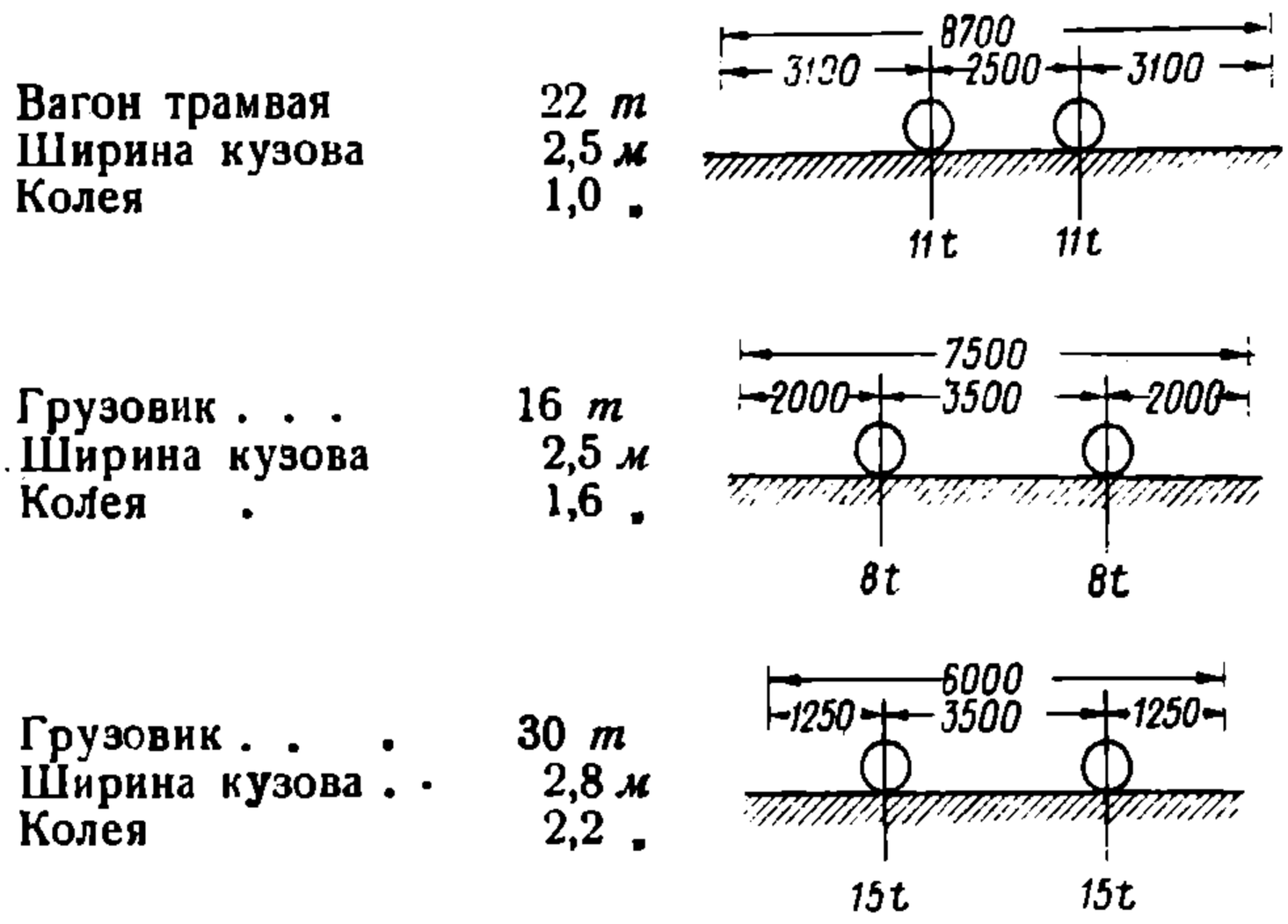
$$p = 500 - \frac{10}{15}(l - 50) \ кг/м^2.$$

Здесь l — пролет в метрах.

При пролете свыше 200 *м* — нагрузка 400 *кг/м²*.

Грузовики и трамвайные вагоны для расчета проезжей части показаны на фиг. 102. Два вагона трамвая 22 *m* (фиг. 102-*a*) и два грузовика 16 *m* (фиг. 102-*b*) принимаются в невыгоднейшем положении совместно с равномерной нагрузкой. Грузовик в 30 *m* (фиг. 102-*c*) принимается один в отсутствии другой нагрузки. Для

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 102

расчета главных ферм принимается по 12 вагонов весом по 20 *т* (фиг. 102-*d*) на каждой колее в невыгоднейшей комбинации с равномерной нагрузкой. Динамическая добавка от всякой временной нагрузки в процентах исчисляется по формуле:

$$\mu = \left(5 + \frac{500}{10 + l}\right).$$

Здесь l — пролет в метрах.

Для расчета связей принимается давление ветра в 100 *кг/м²* в присутствии временной нагрузки и 150 *кг/м²* в отсутствии таковой Выбор материала предоставляется проектировщику.

Допускаемые напряжения определяются в зависимости от среднего временного сопротивления β_z. Для стали принимается предел текучести в 0,60 β_z *кг/см²*. Допускаемое напряжение на растяжение и при изгибе от действия основных нагрузок:

$$\sigma_z = 0{,}35\ \beta_z\ кг/см^2.$$

То же от основных и дополнительных нагрузок:

$$\sigma'_z = 0{,}40\ \beta_z\ кг/см^2.$$

На срезывание стали	0,60	основного напряжения на растяжение
То же заклепок .	0,80	„ „ „
На смятие	. 2,2	„ „

Для бетона и железобетона:

для нормального бетона

Осевое сжатие . .	40	*кг/см²*
Сжатие при изгибе	50	„
Скалывание .	3	

для высокосортного бетона

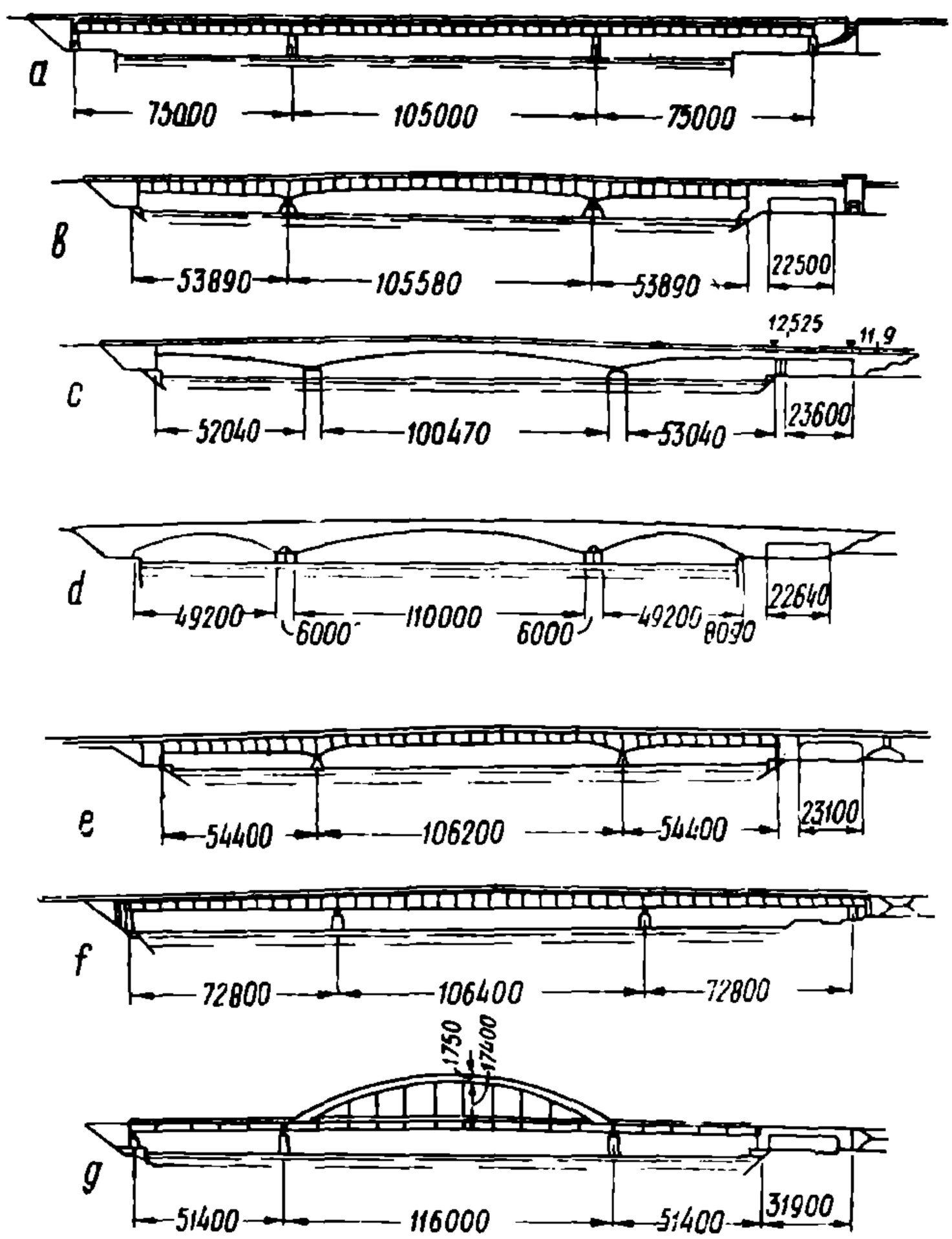
Осевое сжатие	70	*кг/см²*
При изгибе	85	„
Скалывание	5	„
Для арматуры из обычной стали . .	1 200	
„ . высокосортной стали	1 600	

НТБ ДНУЖТ

39. Описание проектов. На конкурс было представлено 76 проектов.

Из них металлических балочных со сплошной стенкой в два и три пролета	24
» » » » сквозными фермами в три пролета .	11
» арочных однопролетных .	7
» висячих трехпролетных .	1
железобетонных балочных трехпролетных .	10
арочных трехпролетных .	22
арочных однопролетных .	1

При первом рассмотрении 39 проектов были отвергнуты по причинам несоответствия техническим условиям или по определенным техническим дефектам. При дальнейшем отборе были исключены проекты, обладавшие следующими недостатками:



Фиг. 103.

а) стеснение свободного поперечного передвижения по мосту с ездой по низу при расположении ферм между тротуарами и ездовым полотном;

б) поднятие ферм до уровня перил (использование их как перил) этот признак считался неудовлетворительным в эстетическом отношении, так как фермы казались тяжелыми и ухудшали ландшафт;

в) неблагоприятный продольный профиль;

г) неудовлетворительная конструкция полотна проезжей части;

д) плохой вид с моста и стеснение вида вдоль проезда;

е) неблагоприятное соотношение высот и размеров опор;

ж) нецелесообразная система основания;

з) плохое соотношение между стоимостью и техническими качествами проекта.

После этого вторичного отбора остались конкурирующими 12 проектов, из которых: 5 металлических балочных со сплошной

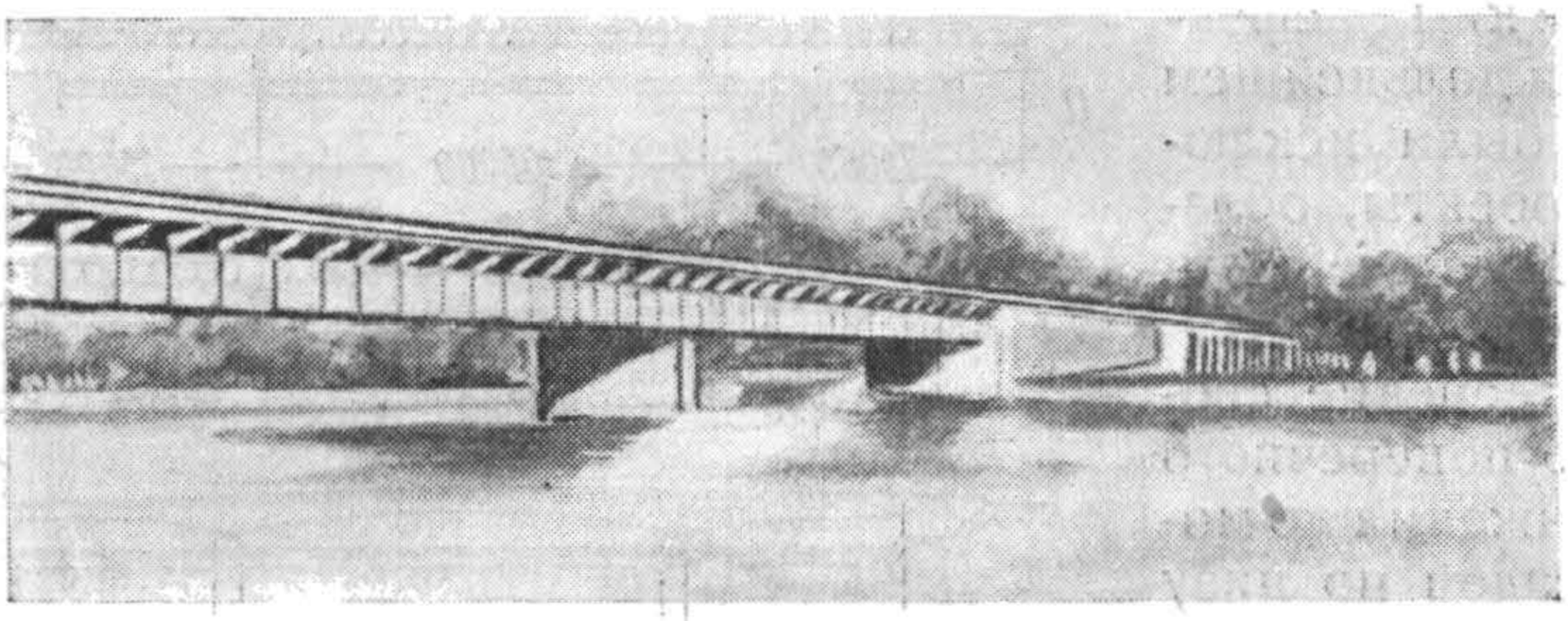
ЧТБ ДПУКТ

стенкой при трех пролетах; 2 металлических арочных однопролетных; 4 железобетонных арочных трехпролетных; 1 железобетонный балочный трехпролетный.

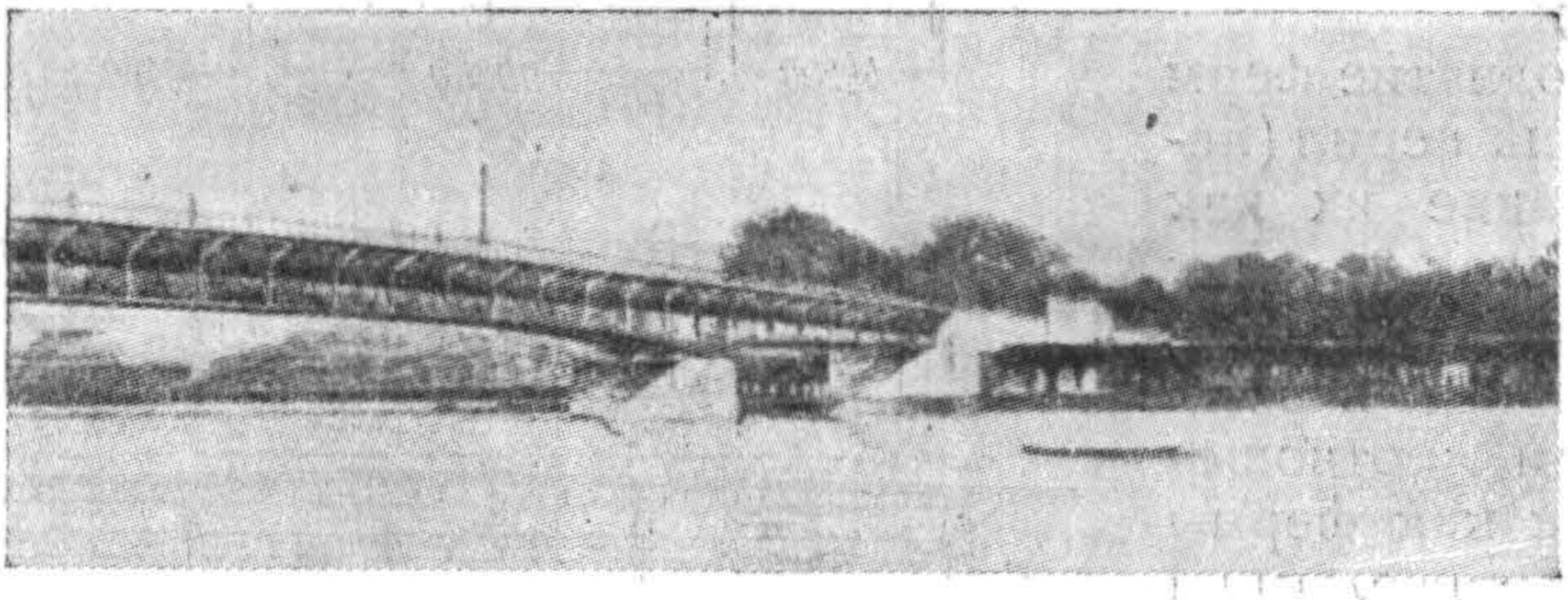
Из этих 12 пять были премированы и два приобретены.

Схемы этих проектов указаны на фиг. 103, перспективный вид на правый берег — на фиг. 104.

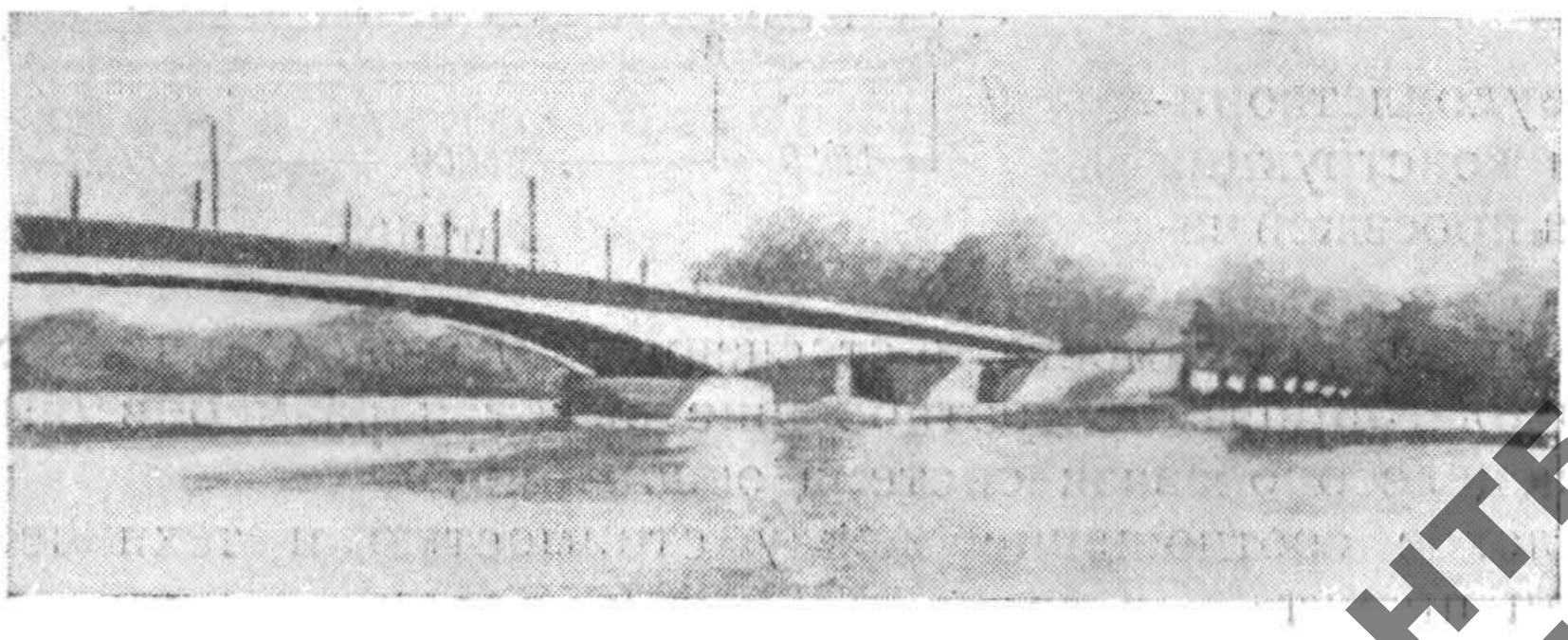
Размеры отдельных пролетов указаны на схемах фиг. 103; другие данные приведены в таблице 10.



a



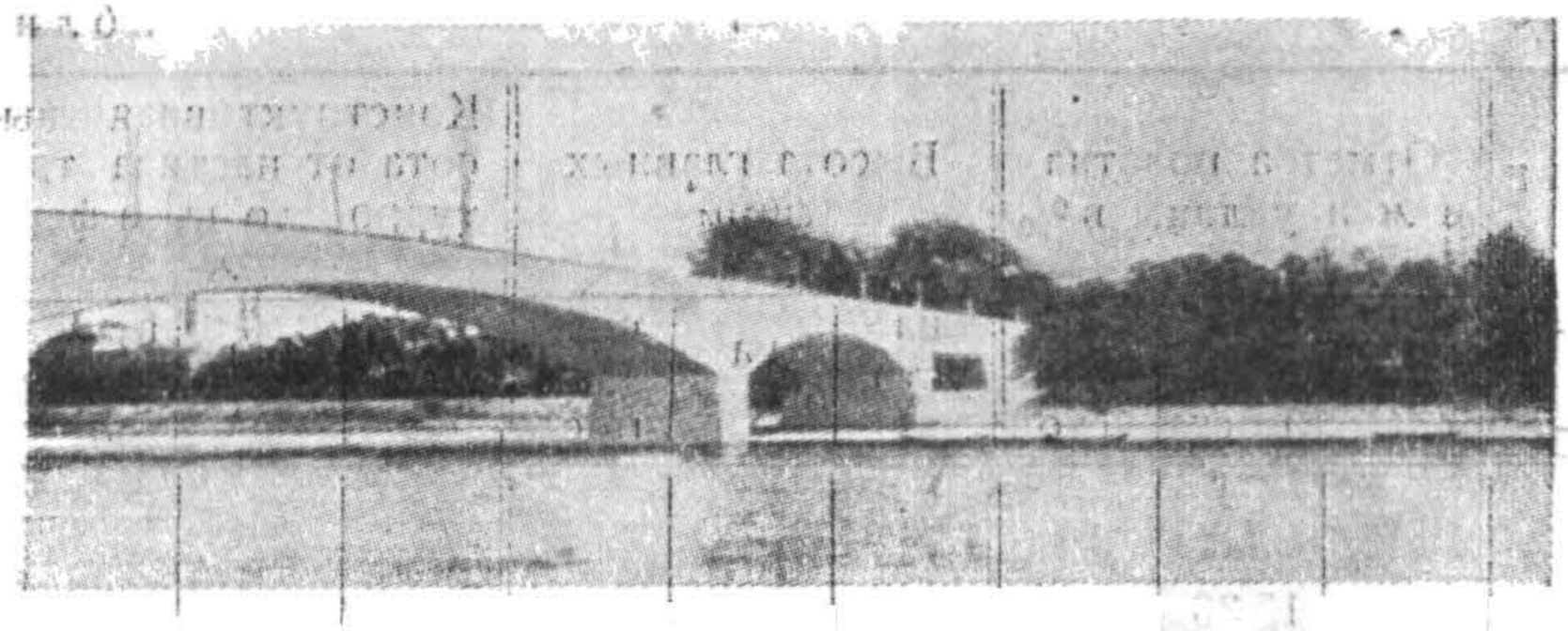
b



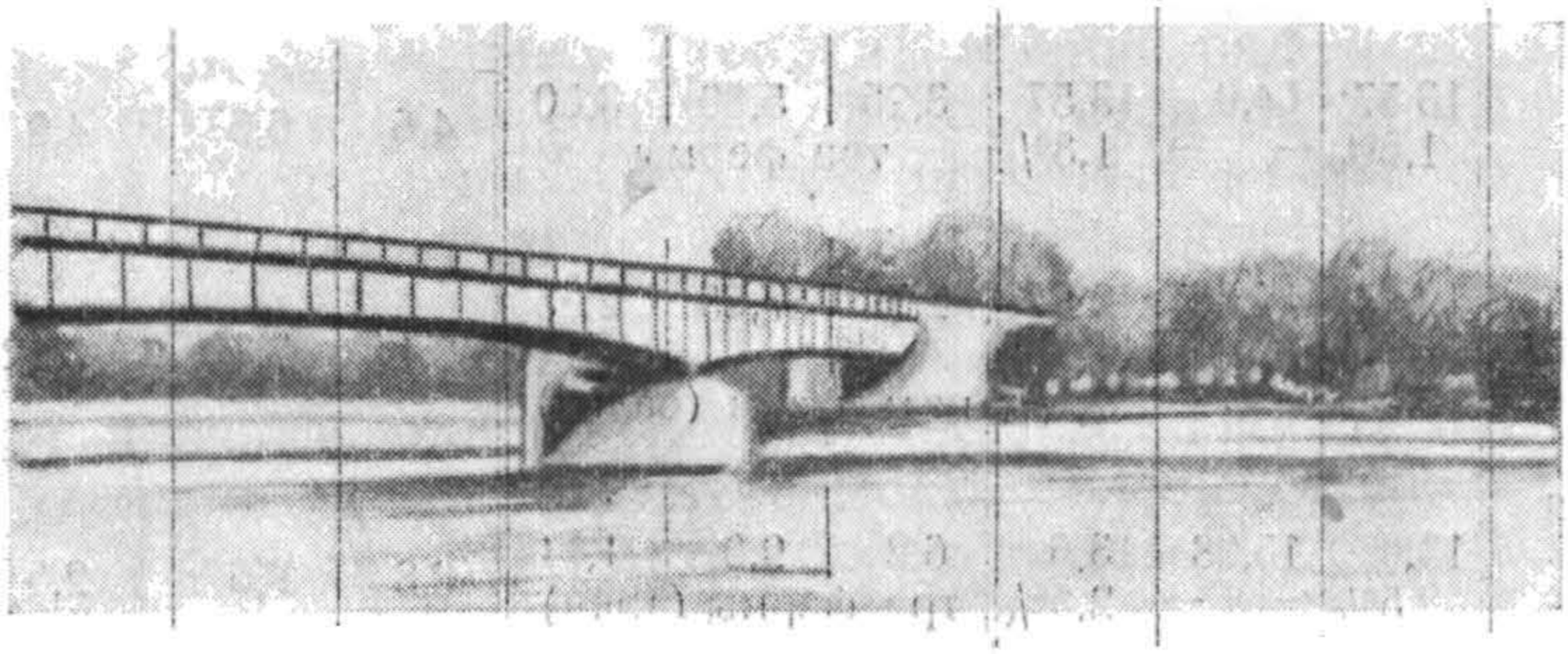
c

Фиг 104.

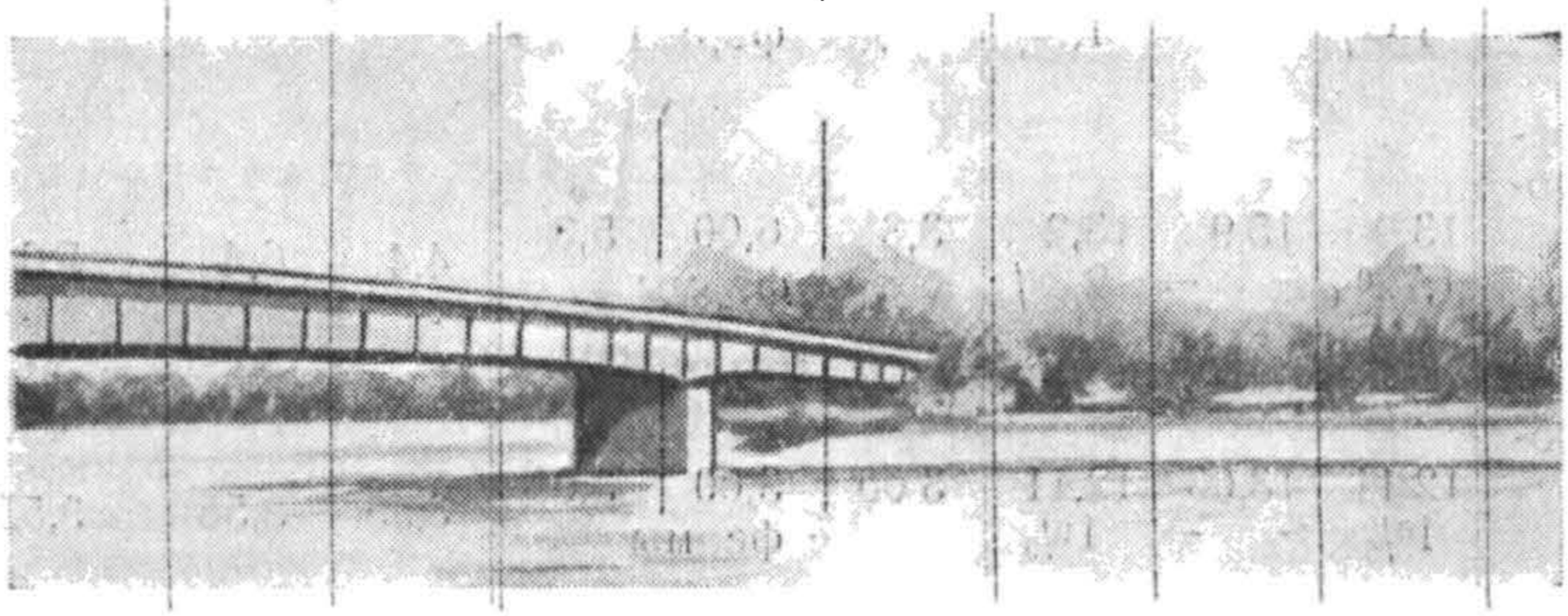
НТБ ДНУЖТ



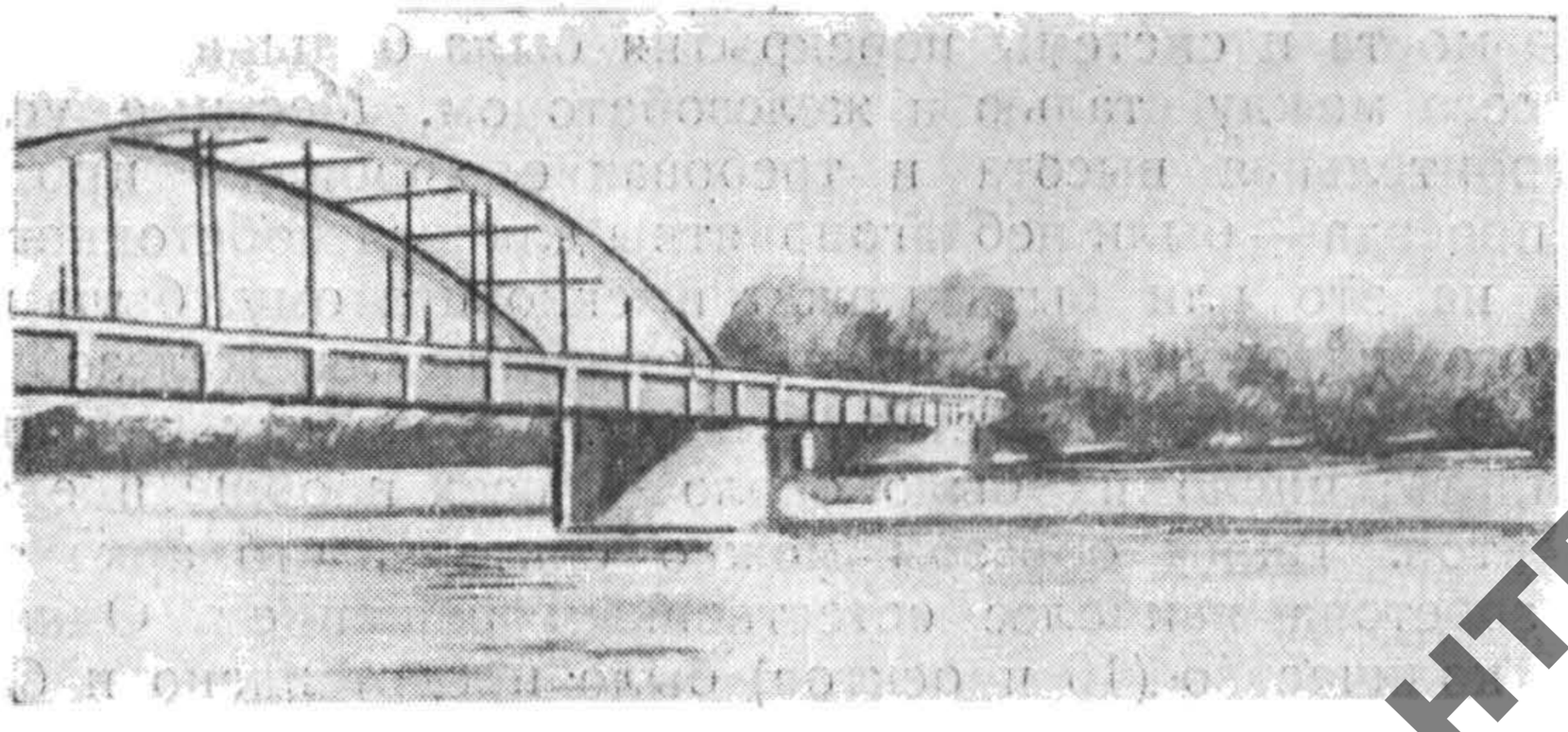
d



e



f



g

НТБ ДНУЖТ

Фиг. 104 (продолжение).

Таблица 10

№ премии и схема по фиг. 103	Отметка полотна в *м* и уклоны в %			Высота главных ферм			Конструктивная высота от настила тротуаров до низа ферм *м*			Стоимость в тыс. франков
	левый устой	средина моста	правый устой	на устоях	на быках	средина моста	над устоем	над быком	в середине пролета	
Первая премия (*a*)	14,00 1,35%	15,30 ← →	14,00 1,35%	3,84	4,655	4,82 две фермы	4,6	5,6	5,8	2 350
Вторая премия (*b*)	13,57 1,5%	14,9 ← →	13,57 1,5%	3,25	5,80	3,50 три фермы	4,6	6,67	4,9	2 836
Третья премия (*c*)	12,45 2,5%	14,675 ← →	12,525 11,915 2,5%	2,7	7,25	2,65 пять ферм (балок)	3,1	7,7	3,12	3 040
Четвертая премия (*d*)	13,6 2,5%	15,98 ← →	13,6 2,5%	6,2	9,0	1,91 три фермы (арки)	6,8	9,6	2,5	2 737
Пятая премия (*e*)	13,2 1,9%	14,86 ← →	13,2 1,9%	4,35	7,00	4,2 две фермы	4,7	7,4	4,7	2 154
1-й приобретенный проект (*f*)	13,9 1,72%	15,9 ← →	13,2 2,3%	3,8	6,00	5,3 три фермы	4,4	6,4	5,6	2 767
2-й приобретенный проект (*g*)	12 11 1%	13,00 ← →	12,11 1%	3 00	3,00	3,00 две фермы	3,55	3,55	3,55	2 260

Как показывает общий обзор представленных проектов, наиболее практичным решением был трехпролетный мост. Но в отношении материала моста и системы перекрытия была большая конкуренция прежде всего между сталью и железобетоном. Местные условия — малая строительная высота и требование хорошего продольного профиля проезда — были неблагоприятны для железобетонного моста Несмотря на это или быть может именно поэтому. было представлено много интересных и новых решений для железобетонного варианта. Из них большинство было арочных, как это и следовало ожидать; число их было около $^1/_3$ всех вообще представленных проектов. Таким образом можно считать, что арка являлась для железобетона наиболее естественным решением. Однако значительное количество (10 проектов) было представлено и балочных

[1] В среднем пролете три коробчатых полых арки, в боковых — сплошного сечения

НТБ ДНУЖТ

железобетонных мостов, которые, несмотря на трудность применения такой системы для перекрытия пролета в 100 *м*, конкурировали с арочными, так как для последних получалось слишком малое отношение стрелы к пролету. Для стальных мостов местные условия не представляли особых технических трудностей, так что здесь интерес конкурса сосредоточивался в наилучшем оформлении и конструкции пролетных строений, причем доминирующими явились сплошные балочные фермы, так как такие проекты составляли около $^1/_3$ всех представленных проектов.

Интересно сравнить *стоимость различных систем* по представленным проектам. В таблице 11 представлено два ряда стоимостей: ряд *a* представляет средние стоимости из 37 проектов, оставшихся в конкурсе после первых отборов, второй ряд *b* то же, но из 12 наилучших проектов. Разница средних стоимостей в рядах *a* и *b* объясняется следующим. Стальные балочные мосты со сплошной стенкой и железобетонные арочные трехпролетные по ряду *b* имеют меньшую стоимость, потому что из большого количества таких проектов в ряде *b* отобраны лучшие и более дешевые. Металлический арочный однопролетный мост, оставшийся после отбора в единственном числе, имеет стоимость больше средней по ряду *a* потому, что остальные проекты, более дешевые, технически оказались мало удовлетворительными.

Таблица 11

Наименование системы	Средняя стоимость в тыс. франков		
	a из 37 проектов	*b* из 12 лучших	*c* % к более дешевому
Металлические балочные трехпролетные со сплошными фермами . . .	2 750	2 530	112
То же со сквозными	2 220	—	100
Металлические арочные однопролетные . .	3 490	3 800	168
Металлические арки с ездой по низу со сплошной фермой жесткости в среднем пролете и балочные в боковых . .	2 260	2 260	100
Железобетонные трехпролетные балочные .	2 720	3 040	134
То же арочные .	3 130	2 950	130

То же можно сказать про балочные железобетонные мосты, которые имеют в ряде *b* большую стоимость при лучшем качестве.

В виду того, что стоимость следует сравнивать только при равноценности проектов в техническом отношении, я считаю более показательными числа второго столбца, где отобраны лучшие и приблизительно одинаковые по техническому качеству проекты. В третьем столбце *c* приведено процентное отношение стоимостей различных систем к наиболее дешевой, которую мы примем как бы за масштаб измерения.

Из рассмотрения таблицы 11 устанавливаем, что наиболее деше-

НТБ ДНУЖТ

выми являются сквозные балочные фермы и арки с фермами жесткости при езде по низу. Мосты со сплошными фермами получаются несколько (на 12%) дороже, хотя в отдельных случаях могут быть почти равны по стоимости, например первый премированный (см. таблицу 10 премированных проектов), а иногда и дешевле, как, например, пятый премированный. Однопролетные арочные для данных условий определенно невыгодны. Железобетонные арочные и балочные примерно равноценны, но дороже железных балочных приблизительно на 30%.

С точки зрения *эксплоатационных требований* основным является хороший профиль проезда, т. е. малая величина уклонов и наинизшая отметка полотна посредине моста, так как при высокой отметке и уклонах все экипажи, перемещающиеся по мосту, должны будут затрачивать бесполезную работу на поднятие и опускание. С этой точки зрения наилучшими являются опять арки с ездой по низу или сквозные балочные фермы (см. таблицу 10). Значительно хуже остальные системы (повышение отметки на 1,7—3,0 *м*), из которых железобетонная балочная система имеет меньшую отметку, а арочные железобетонные и сплошные металлические балки приблизительно одинаковы.

Кроме того в эксплоатационном отношении, как указывалось выше, придавалось значение отсутствию загромождения полезной ширины моста элементами конструкции, возвышающимися над проезжей частью. С этой точки зрения все мосты с ездой по верху равноценны и являются лучшим решением. Арки с фермой жесткости (фиг. 103-*g* и 104-*g*) стесняют ширину моста только в отдельных местах, балочные же сквозные фермы с ездой по низу являются наименее удовлетворительным решением.

В отношении конструкции эксплоатационные требования сводились к тому, чтобы ко всем частям ферм и полотна был свободный доступ, был вполне обеспечен отвод воды, наилучшим образом были обеспечены укладка и смена трамвайных рельс и ремонт полотна; особенное внимание обращалось на полную доступность и возможность перекладки всевозможных водо-, газо- и кабелепроводок. По содержанию наилучшими являются железобетонные мосты, а затем металлические со сплошными фермами. Для постройки наиболее удобны металлические сплошные фермы.

В эстетическом отношении местные условия — широкая река, равнинное расположение города на берегах — требовали спокойной и удлиненной формы моста. При сплошных металлических фермах это приводило к параллельным по возможности поясам, к уменьшению или уничтожению местных увеличений высоты у опор (вутов). Для железобетонных балочных мостов (неразрезных или консольных) по условиям конструкции сохранение параллельности поясов затруднительно; высота ребер у опор получается значительно больше, чем посредине пролета. Однако достаточно малая стрела подъема нижнего пояса приводила к пологому и довольно стройному его очертанию, хотя при этом трудно было все-таки избежать смешения арки с балкой (ср. фиг. 103, 104-*c* и *d*).

НТБ ДНУЖТ

Многие из арочных железобетонных мостов были забракованы на том основании, что они получались довольно грубыми и тяжелыми. Последнее впечатление еще усилилось бы в ближайшем будущем, когда в связи с шлюзованием уровень воды был бы поднят до наивысшей отметки и поверхность реки приняла бы еще более спокойный вид в виду уменьшения скорости течения. Кроме того в арочных трехпролетных мостах при неравенстве пролетов затруднительно достичь одинакой высоты просвета в отдельных пролетах при симметричном расположении пят. Дальнейшим затруднением в эстетическом оформлении всех вообще мостов являлось перекрытие набережной на правом берегу, где необходимо было дать пролет в 22,5 *м*. Наилучшим решением было включение этого пролета в общее отверстие моста (фиг. 103-*a* и *f*) и симметричное расположение быков. Этим достигалась цельность общего вида моста. В других проектах мост заканчивался мощным устоем (фиг. *b* и *d*), а береговой пролет трактовался как дополнительный. Общий вид моста получал законченный вид, но дополнительное отверстие несколько нарушало симметрию. Наконец наименее удовлетворительным следует пожалуй признать постановку тонкого быка между боковым и береговым пролетами (фиг. 104-*c*).

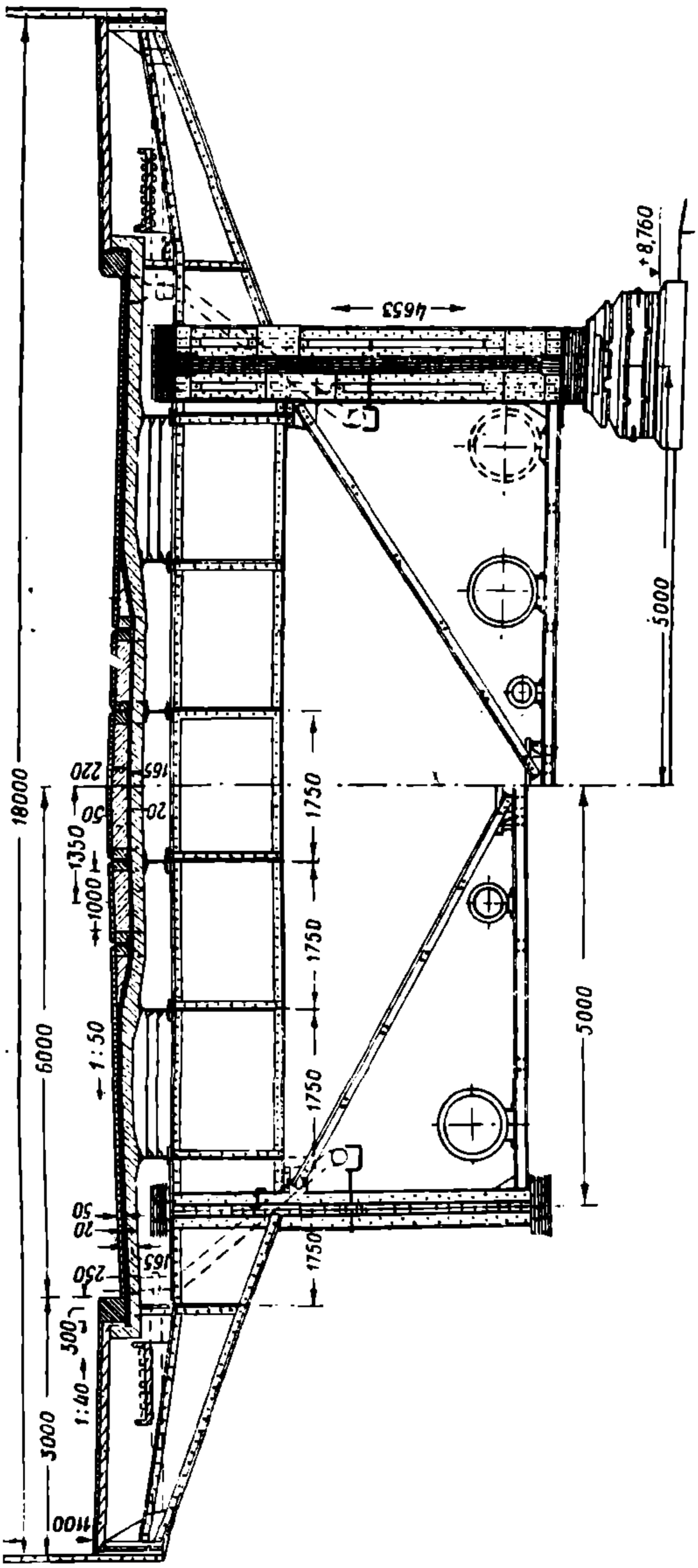
В трехпролетном мосту главные фермы могут и должны быть расположены под проезжей частью, причем для придания легкости внешнему виду их следует отодвинуть вглубь путем устройства больших свесов тротуаров. Расположение главных ферм до высоты перил вне тротуаров, когда они видны на всю высоту, в данном случае слишком утяжеляет мост. То же можно сказать и про массивные перила.

На основании всей совокупности указанных признаков жюри конкурса и премировало проекты. Из всех этих 7 проектов в дальнейшем мы рассмотрим подробнее только металлические варианты.

40. Первый вариант. В качестве первого варианта рассмотрим проект, получивший первую премию. Общая схема моста показана на фиг. 103-*a*, перспективный вид на правый берег — на фиг. 104-*a*, некоторые части конструкции — на фиг. 105—108. Фермы моста запроектированы неразрезными, перекрывающими три пролета — 75, 105 и 75 *м*. Быки моста расположены таким образом, что при соблюдении требуемых судоходных габаритов фермы перекрывают также требуемую полосу на правом берегу. Кроме того на левом берегу устой моста отодвинут так, что остается место для прокладки в будущем, если потребуется, пути вдоль реки и на этом берегу. Такое увеличение боковых пролетов вместе с тем обстоятельством, что просвет над водой в них сохраняется тот же, что и в среднем пролете, создает большие удобства для судоходства, не стесняя возможного в будущем переустройства гавани. Для главных ферм увеличение боковых пролетов дает более благоприятное соотношение их со средним. Главные фермы имеют лишь небольшое постепенное увеличение высоты и не имеют вутов у опор. Большой вынос консолей (фиг. 104-*a* и 105) величиной в 4 *м* способствует тому, что ферма, удаленная вглубь под проезжую часть, имеет

НТБ ДНУЖТ

очень легкий вид, согласуясь с ландшафтом. Большой свес консолей имеет и конструктивное значение, так как позволяет расположить главные фермы по возможности близко друг к другу для облегчения поперечных балок. В данном случае (фиг. 105) расстояние между осями ферм принято в 10 *м*. Поперечные балки приняты сплошные. Продольные балки — прокатные и уложены поверх поперечных как неразрезные. По ним уложена железобетонная плита, в средней части пониженная для укладки рельс. Одежда полотна — слой асфальта. Бордюрные камни съемные. Отвод воды производится поперечными уклонами в 2% к тротуарным лоткам, а оттуда трубками в жолоба из швеллеров, приклепанных к главным фермам.



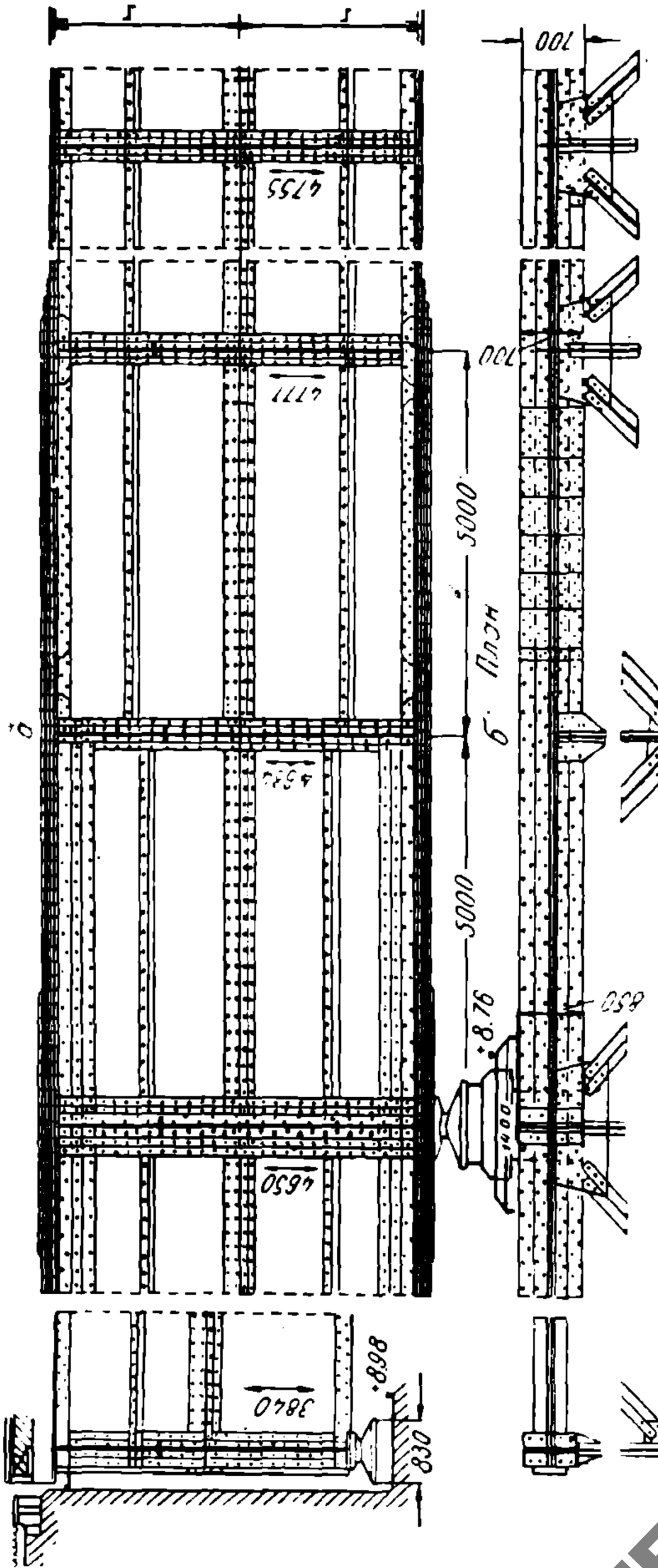
Фиг. 105.

Расположение различных проводок указано на чертеже. Все они легко доступны, точно так же, как доступны для осмотра пояса главных ферм и поперечных балок. По нижним связям вдоль моста по его оси устроены мостки для прохода. Продольные связи расположены вдоль нижних поясов ферм и имеют в каждой панели перекрестные раскосы (фиг. 106-*б*). В качестве верхних связей служит достаточно жесткая проезжая часть, хотя для удобства монтажа и здесь предвидены легкие связи.

Главные фермы (фиг. 106) имеют переменную высоту от 3,84 до 4,68 *м*, т. е. 1/22,5 величины главного пролета. Фермы оказалось возможным запроектировать одностенчатыми, т. е. двутаврового, а не коробчатого сечения. Толщина пакетов изменяется путем обрыва листов по эпюре моментов, а наибольшая толщина их опре-

НТБ ДИИТ

деляется допустимой длиной заклепок. Вертикальная стенка укреплена уголками жесткости, расположенными по 4 штуки через каждые 5 *м* (в местах расположения консолей). Кроме вертикальных уголков по нейтральной оси вдоль горизонтального стыка листов стенки расположены горизонтальные уголки жесткости по два с наружной и внутренней сторон. В качестве местных укреплений стенки против выпучивания расположены еще два ряда горизонтальных зетов, приклепанных в четвертях высоты, но только с внутренней стороны стенки. Над опорами стенка имеет соответственно более сильные жесткие стойки из 12 уголков с листами (фиг 105).

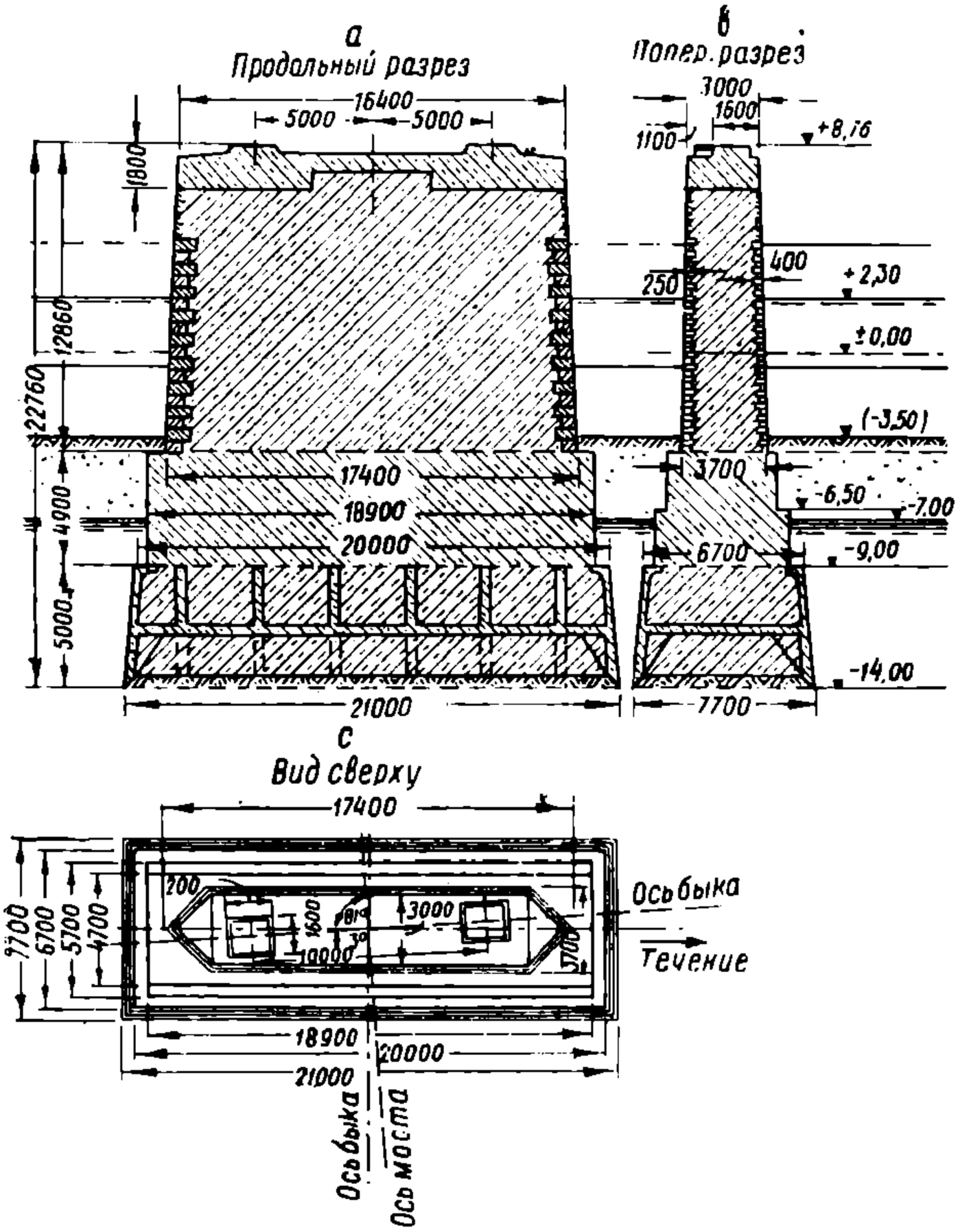


Фиг. 106.

В качестве материала моста принята главным образом (на 85%) высокосортная сталь и только для второстепенных частей обычная. Все соединения частей заклепочные. В виду того, что ось моста образует с направлением течения угол косины около 6°, продольные оси быков моста (фиг. 107-*с*) наклонены к продольной оси моста так, что их ось делит пополам угол косины. Такое расположение позволило ось подферменных камней расположить нормально к оси моста с небольшим эксцентриситетом центров камней относительно оси быка. Быки имеют по верху достаточно малую толщину — 3 *м*.

НТБ ДНУЖТ

Фундаменты быков на железобетонных кессонах опущены до отметки —14 *м*. Устои моста (фиг. 108) основаны на песчаном грунте между металлическими шпунтовыми стенками. Подошва фундамента левого устоя имеет отметку —3 *м*; правого — 1 *м*; низ шпунта достигает отметки —8 *м*. Сопряжение с насыпью на правом берегу устроено при помощи рамной железобетонной эстакады, на левом — в виде железобетонного ящика.

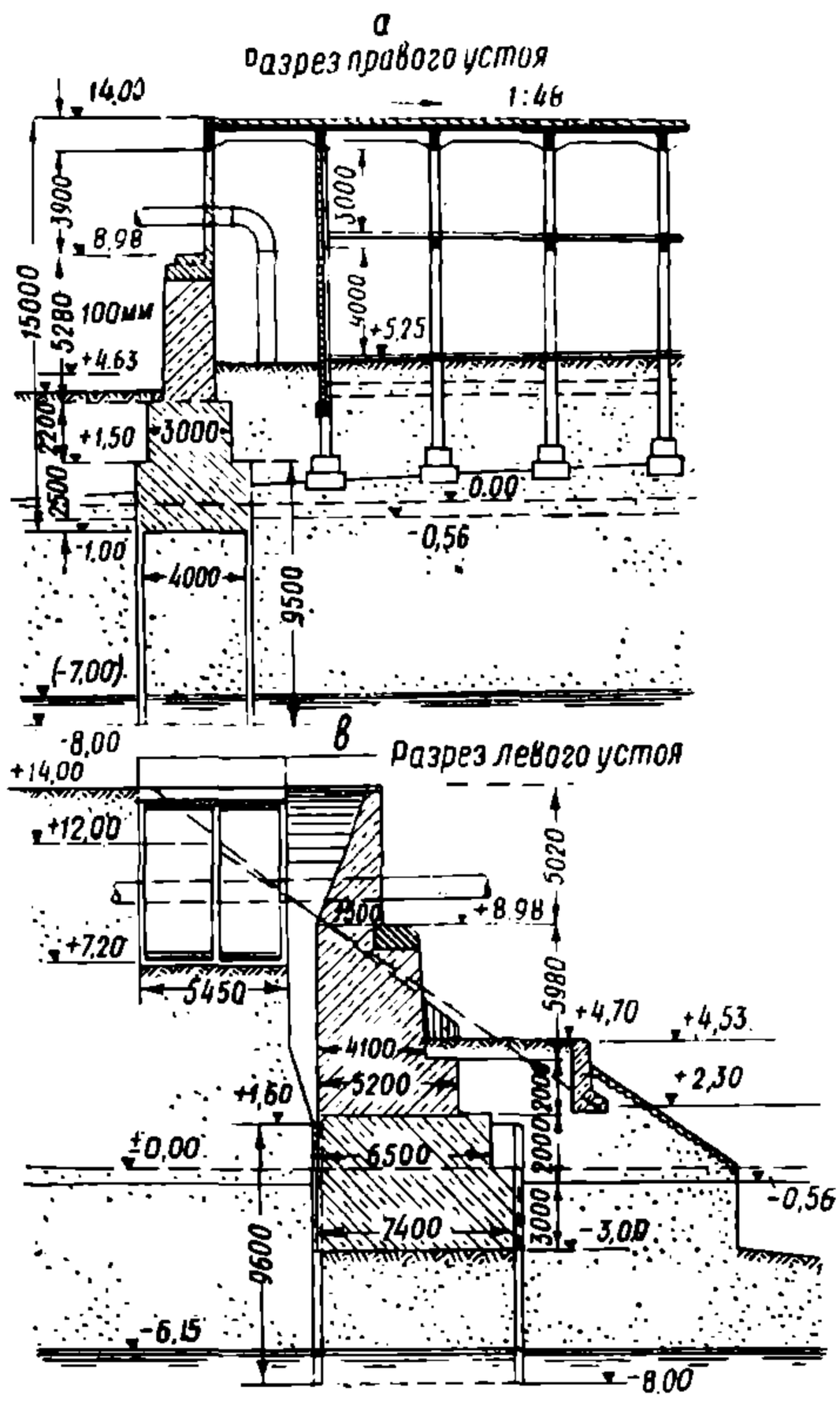


Фиг. 107.

41. Второй вариант. Проект моста, получивший вторую премию, изображен в схеме на фиг. 103-*b*, в перспективном виде — на фиг. 104-*b*. Нормальное поперечное сечение моста (половина) в местах постановки поперечных рамных связей показано на фиг. 109, а между связями — на фиг. 110; фасад фермы — на фиг. 111, бык — на фиг. 112, устой левый и правый — на фиг. 113-*a* и *b*. Мост имеет 3 пролета: 53,89 *м*, 105,58 *м*, 53, 89 *м*, перекрытые неразрезными сплошными фермами. Береговой пролет перекрывается особо железобетонной конструкцией. Нижний пояс у опор имеет вуты, которые более резко оттеняют расположение опор. Общий вид моста между устоями достаточно гармоничен и спокоен. Большой вынос консолей 3 *м* уменьшает зрительно и без того небольшую высоту ферм, так что они кажутся весьма тонкими. В конструкции пролетного строения можно отметить много новых и интересных деталей. Высота главных ферм посредине среднего пролета равна 3,5 *м*, что составляет около $^1/_{30}$ пролета; над опорами высота увеличивается до 5,8 *м*, т. е. $^1/_{18}$ пролета. Чтобы при такой малой высоте избежать применения тяжелых поясов и коробчатого сечения, приняты три фермы двутаврового сечения, соединенных между собой в местах расположения тротуарных консолей двухпанельными жесткими рамами (Фиг 109-*a*.) Эти жесткие рамы сконструированы из прокатных двутавров, которые в углах для образования закруглений распилены вдоль оси. Каждая половина отогнута по желае-

ГПБ ДВУЖТ

мому направлению, а остающиеся треугольники заполнены листами, приваренными к балкам, как показано пунктиром на фиг. 109-*а*. Только средняя стойка не приварена, а приклепана. Верхний ригель рамы, служащий одновременно и поперечной балкой, усилен приваркой сверху половины двутавра, усиленного приваренными же поперечными ребрами. Подобным же образом, т. е. путем разреза и отгиба двутавров и приварки к ним вставок, образованы и консоли. Но в прикреплениях рамы к ферме, передающих определенные усилия, и в стыках применены заклепочные соединения. К поперечным балкам прикреплены две продольные балки, а к последним вспомогательные поперечные (фиг. 110). По балочной клетке уложена плита, которая упирается также и на главные фермы через посредство приваренных к верхним поясам узких накладок, толщина которых больше высоты заклепочных головок. Такая же конструкция опирания плиты принята и для поперечных балок. Она дает возможность осматривать заклепки и пояса ферм. Сварка применяется также и в других деталях конструкции. Кроме поперечных рам стенка укреплена еще листовыми ребордами, приваренными к стенке. Наличие очень жестких поперечных рам обеспечивает полностью солидарную работу всех трех ферм и жесткость их в поперечном направлении.



Фиг. 108.

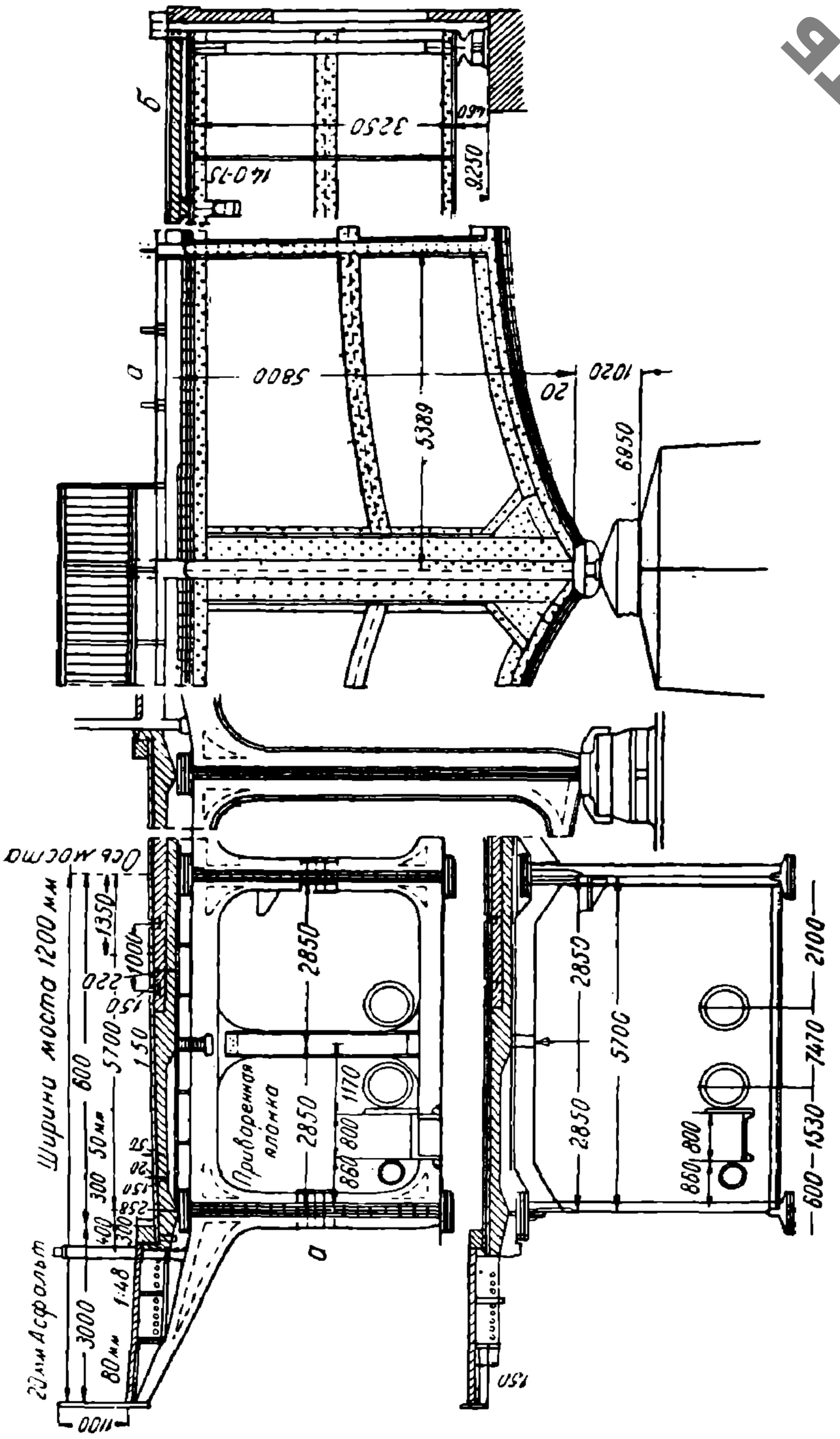
Горизонтальные связи расположены в плоскостях верхнего и нижнего поясов фермы. В качестве материала применена высокосортная сталь 52 в количестве около 60% и обычная сталь 37 в количестве около 40%.

Быки и устои (фиг. 112 и 113) запроектированы полыми. Быки имеют фундаменты на железных кессонах, опущенных до отметки —14,0 *м*. Расположение быков в плане по отношению к направлению течения и оси моста такое же, как и в первом варианте. Устои опущены на левом берегу до отметки —3,9 *м*, а на правом до —2,5 *м*; шпунт забит до отметки —8,0 *м*.

42. Третий вариант. В качестве третьего варианта рассмотрим второй из приобретенных проектов — арку с фермой жесткости в

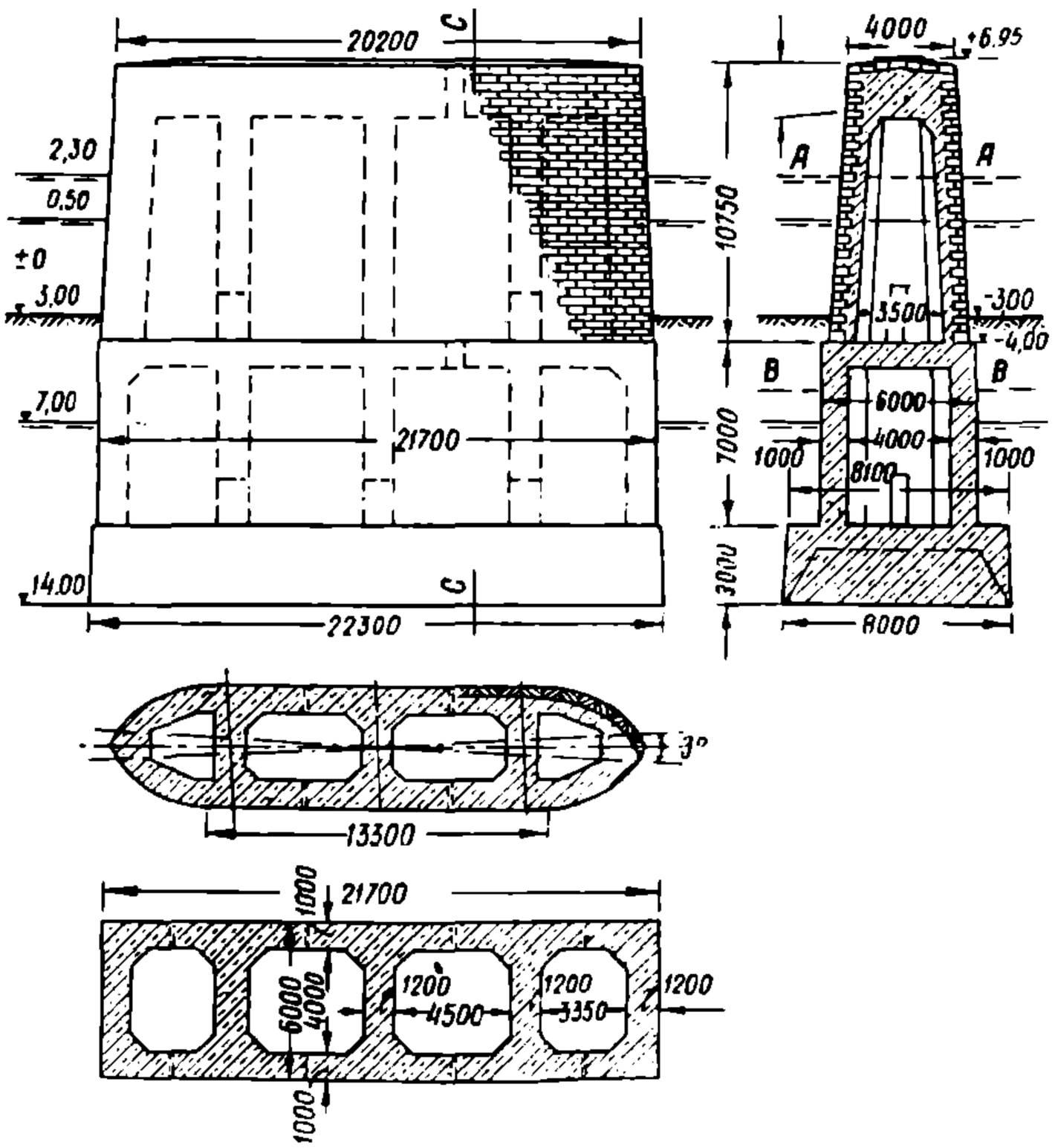
НТБ ДИИЖТ

НТБ ДИИТ

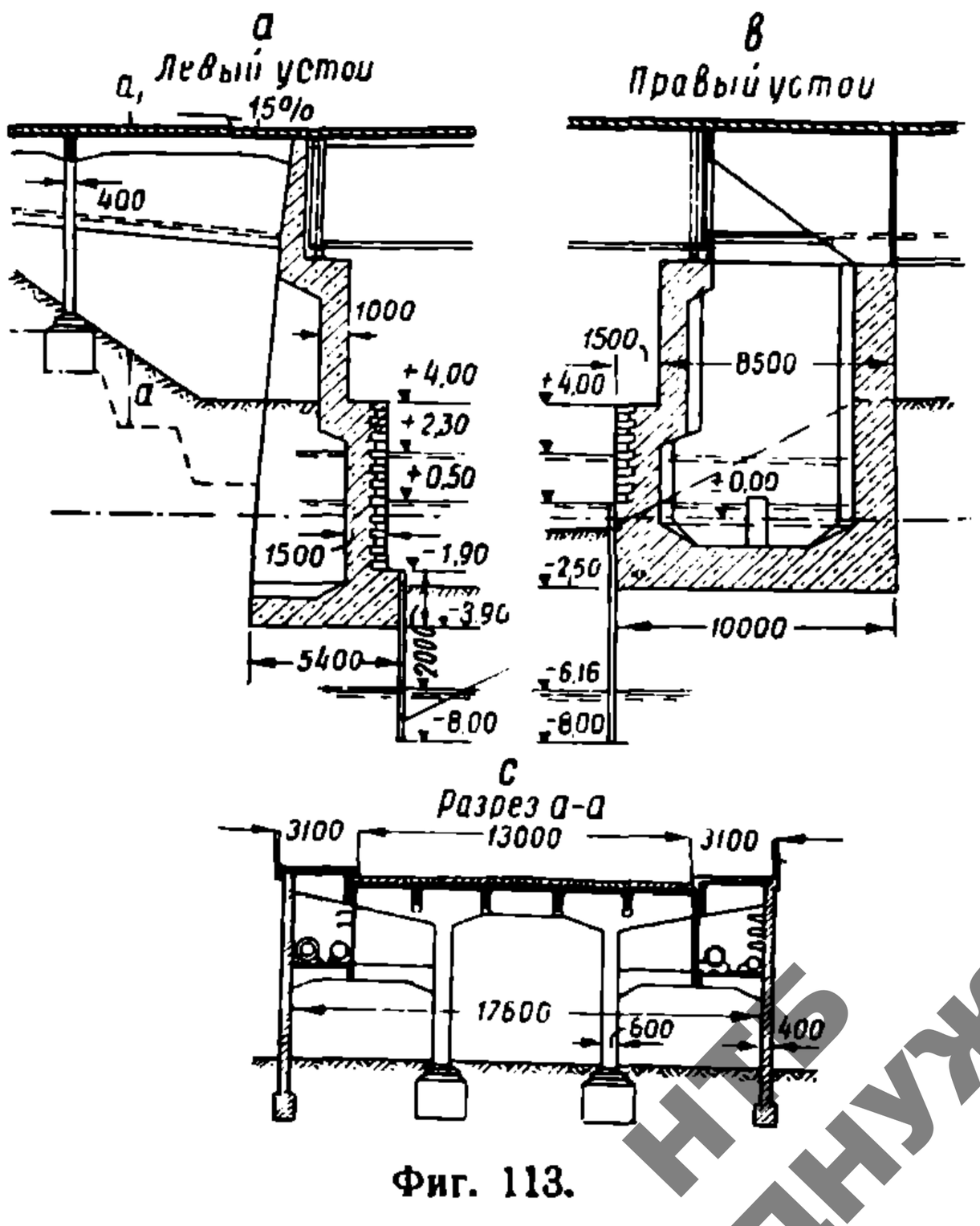


Фиг. 109—111.

среднем пролете и сплошные фермы в боковых пролетах. Схема моста показана на фиг. 103 *g*, перспективный вид — на фиг. 104-*g*, а часть конструктивных чертежей — на фиг. 114 и 115. Применение для среднего пролета арки с фермой жесткости находит обоснование в том, что средний пролет получается почти вдвое больше крайних, если только не увеличивать последних, как сделано в первом варианте. В данном случае средний пролет принят в 115 *м*, а крайние — по 51,4 *м*. Сплошная ферма жесткости среднего пролета и сплошны- фермы крайних пролетов сконструированы как консольная система. Длина консолей принята небольшая — 6,3 *м* (фиг. 114). Фермы приняты постоянной высоты — 3,285 *м*. Из всех проектов данный вариант дает наилучший профиль проезда и наиболее низкую отметку полотна (см. таблицу 10). Боковое отверстие на берегу перекрыто самостоятельной железобетонной конструкцией. Главные фермы, т. е. арки с подвесками в среднем пролете, расположены в поперечном сечении (фиг. 115) вне тротуаров, так что полезная ширина моста не стеснена. При этом получаются более тяжелые попе-

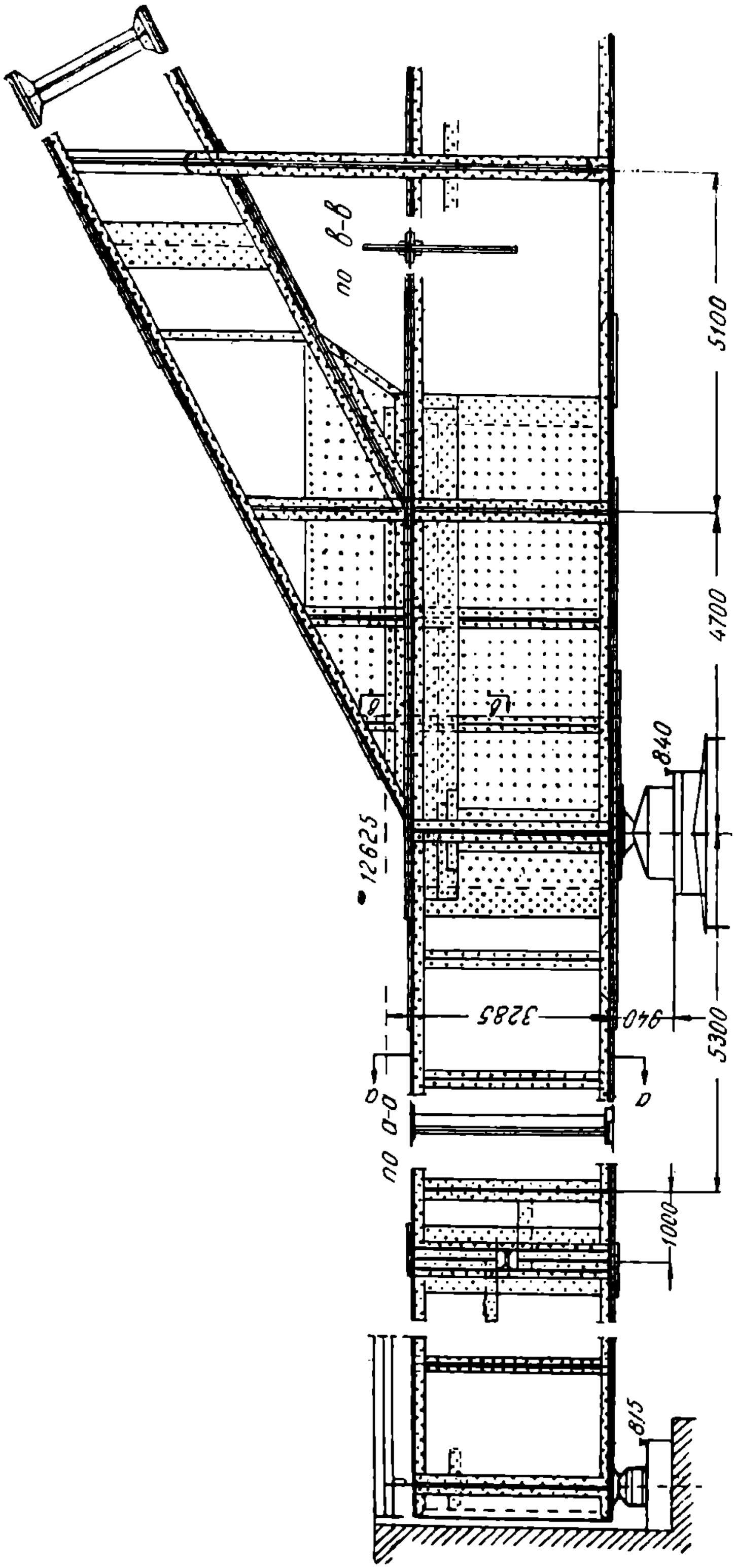


Фиг. 112.



Фиг. 113.

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 114.

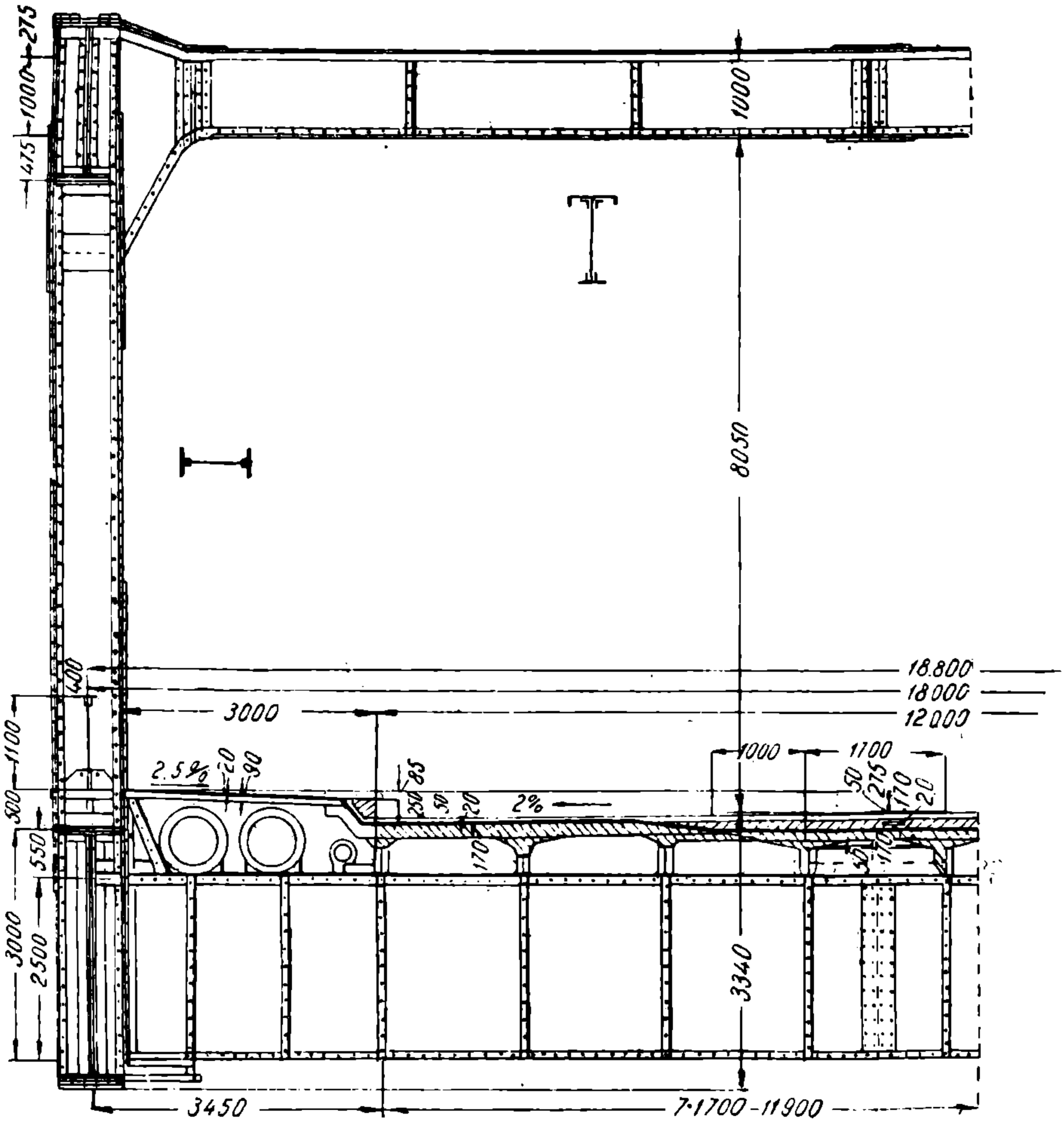
речные балки, чем при расположении тротуаров на консолях.

Система арки с фермой жесткости часто фигурирует в последних проектах и оказывается очень целесообразной экономически. И в данном случае стоимость моста по этому варианту оказывается меньше других. Она вызывает однако возражения с эстетической стороны, так как арка возвышается над проезжей частью и менее удовлетворительно вписывается в ландшафт, чем балочные фермы с ездой по верху. В рассматриваемом проекте эстетические недостатки моста с ездой по низу сведены к минимуму: вид с проезжей части не стеснен, и кроме того вдоль моста он имеет спокойный характер благодаря тому, что арки связаны только распорками, без диагоналей (фиг. 115).

Высота сплошной арки принята в ключе 1,75 *м*, т. е. $^1/_{66}$ пролета; к пятам она несколько увеличивается. Подвески расположены через каждые 10,6 *м* (удвоенное расстояние между поперечными балками). В местах прикрепления подвесок расположены уголки жесткости ферм. Как указы-

НТБ ДИИТ

валось выше, фермы жесткости среднего пролета имеют консоли по 6,3 *м*, на которые свободно опираются подвесные балки пролетом по 45,1 *м*. Так как из эстетических соображений высота арки принята достаточно большая, а следовательно и сопротивляемость ее изгибу довольно велика, то данная система представляет собой нечто среднее между гибкой аркой с фермой жесткости и



Фиг. 115.

жесткой аркой с затяжкой. Те изгибающие моменты, которые возникают в ферме жесткости при применении гибкой арки, в данном случае распределяются между аркой и балкой пропорционально их жесткостям. Арка и ферма приняты одностенчатыми Ширина горизонтальных листов в поясах фермы и нижнем поясе арки принята в 750 *мм*, а в верхнем поясе арки по условиям устойчивости в бо-

НТБ ДИИЖТ

ковом направлении — в 1 000 *мм*. Поперечные балки приняты также сплошными с высотой в 2,2 *м*, составляющей около 1/8,5 их пролета, равного расстоянию между осями ферм в 18,8 *м*.

Расстояние между поперечными балками принято в 5,3 *м*, так что на каждую подвеску передается нагрузка двух панелей.

Подвески поперек моста имеют ширину, равную ширине арки и фермы жесткости, и образуют вместе с поперечными балками и верхними распорками жесткие поперечные рамы, обеспечивающие боковую жесткость арок. Верхних продольных связей арки не имеют. Стенка арок укреплена в местах прикрепления подвесок уголками жесткости и листами, поставленными поперек оси и поддерживающими свесы горизонтальных листов (фиг. 114). В промежутках между подвесками поставлены парные уголки жесткости. Прикрепление арок к фермам жесткости, показанное на фиг. 114, достаточно хорошо осуществляет передачу усилий от арки ферме, не нарушая вместе с тем и требований эстетики. При конструировании этого соединения имелось в виду обеспечить возможность сначала собрать фермы жесткости и иметь верхний пояс их свободным с тем, чтобы по нему можно было уложить рельсы для крана, которым будет собираться арка.

Ветровые связи ферм расположены на уровне верхних поясов поперечных балок.

В боковых пролетах поперечное сечение моста остается таким же, как и в среднем пролете, только отпадают арки и подвески.

В качестве материала для пролетного строения применена на 80% высокосортная сталь и на 20% обычная.

Быки моста, шириной по верху 2,8 *м*, поставлены нормально продольной оси моста, что является необходимым для арок, которые возвышаются над проездом. Фундаменты для быков разработаны в двух вариантах: кладка в открытом котловане за металлическим шпунтовым ограждением, которое потом вынимается, и кессонное основание. Оказалось, что кладка в перемычках не получается дешевле кессонов. Устои заложены на грунте в металлическом шпунтовом ограждении, которое остается в земле с целью обеспечения устоя от сползания.

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

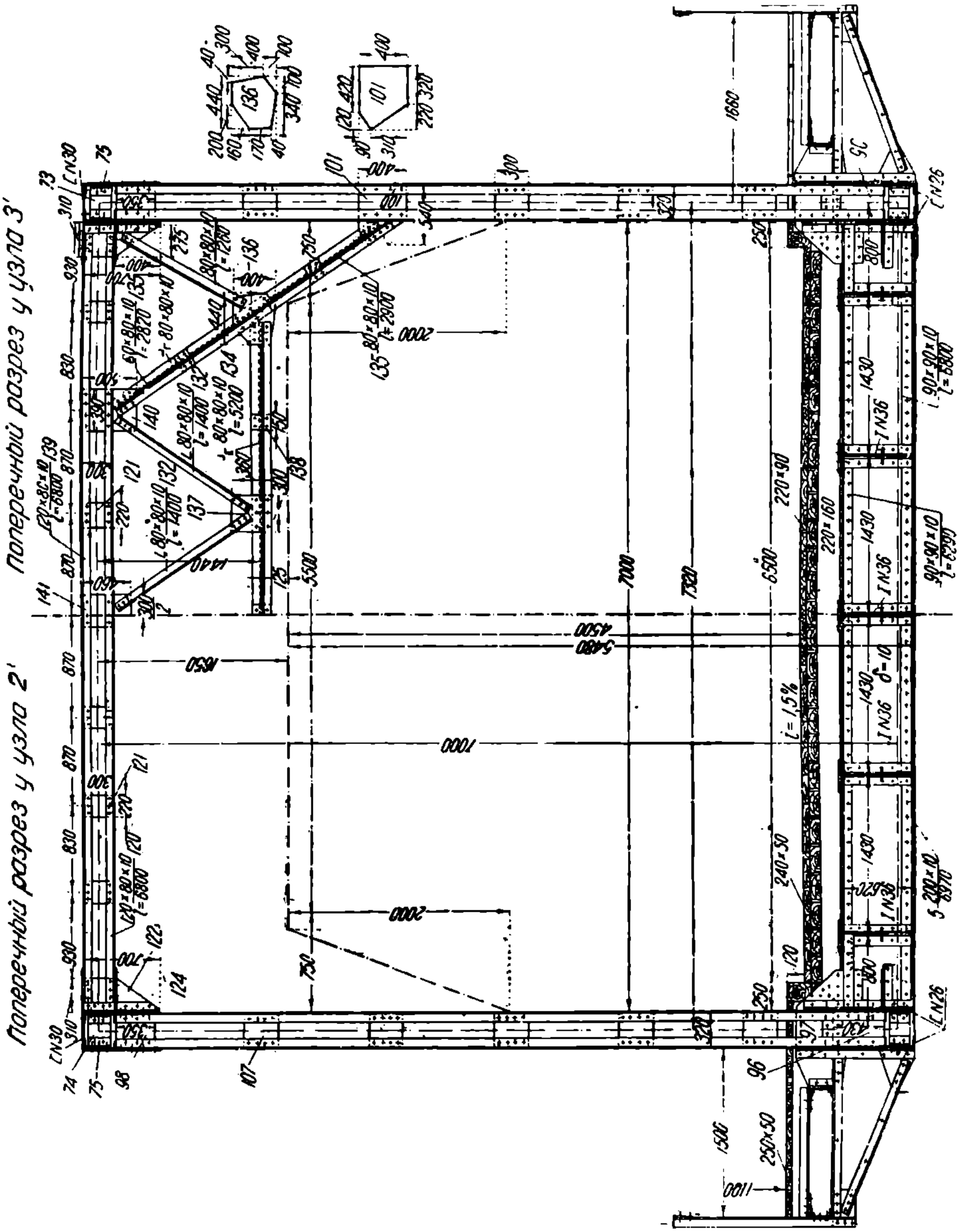
Пример 8. Конструкция и расчет пролетного строения моста со сквозными фермами пролетом 52,5 *м* при езде по низу [1].

43. Общее описание конструкции, расчетные нагрузки и допускаемые напряжения. Фасад пролетного строения моста изображен на фиг. 116 (см. вклейку), поперечные разрезы — на фиг. 117.

Пролетное строение запроектировано для перекрытия отверстия в свету в 50 *м* и предназначается для пропуска двухпутной авто-

[1] По типовым проектам Цудортранса, составленным Укргипродором.

НТБ ДНУЖТ


Поперечный разрез у узла 2'
Поперечный разрез у узла 3'
1660
1430
1430
1430

Главные фермы имеют расчетный пролет в 52,5 *м*, запроектированы с параллельными поясами и треугольной решеткой с дополнительными стойками. Высота ферм 7,0 *м*, т. д. 1/7,5 пролета. Число панелей 8.

Проезжая часть состоит из поперечных балок, поставленных в узлах ферм, т. е. на расстоянии 6,563 *м*. К поперечным приклепаны прокатные продольные балки в числе пяти, по ним уложены деревянные поперечные брусья, поддерживающие двойной досчатый настил. Продольные связи, состоящие из распорок и перекрестных диагоналей, расположены по верхнему и нижнему поясам ферм. В качестве поперечных связей имеются две наклонных опорных рамы в плоскостях опорных раскосов, а также пролетные жесткие рамы, расположенные в вертикальных плоскостях стоек в третьем и пятом узлах. Отдельные детали конструкции и их описание будут указаны в дальнейшем при расчете.

Расчетные нагрузки приняты по схеме Н8 норм Цудортранса, допускаемые напряжения — по тем же нормам.

РАСЧЕТ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

44. Продольные балки. Конструкция проезжей части в поперечном разрезе моста показана на фиг. 118, фасад продольной балки — на фиг. 119 (см. вклейку).

Расчет досчатого настила и деревянных поперечин опускаем, имея в виду, что он ничем не отличается от изложенного в отделе деревянных мостов.

Продольные балки приняты из двутавров № 36.

Расстояние между осями продольных балок 1,43 *м*, расчетный пролет, равный длине панели, 6,563 *м*.

Продольные балки рассчитаны как свободно лежащие.

Постоянная нагрузка на 1 *пог. м* балки:

а) Вес полотна и деревянных поперечин	192 *кг/м*
б) Собственный вес балки по сортаменту при строительном коэфициенте 1,5 (вес связей, заклепок и пр.): 68,939·1,5	104 „
Итого постоянная нагрузка .	$p = 296$ *кг/м*

Наибольший изгибающий момент посредине пролета:

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{296 \quad 6.563^2}{8} = 1\,590 \text{ кгм}.$$

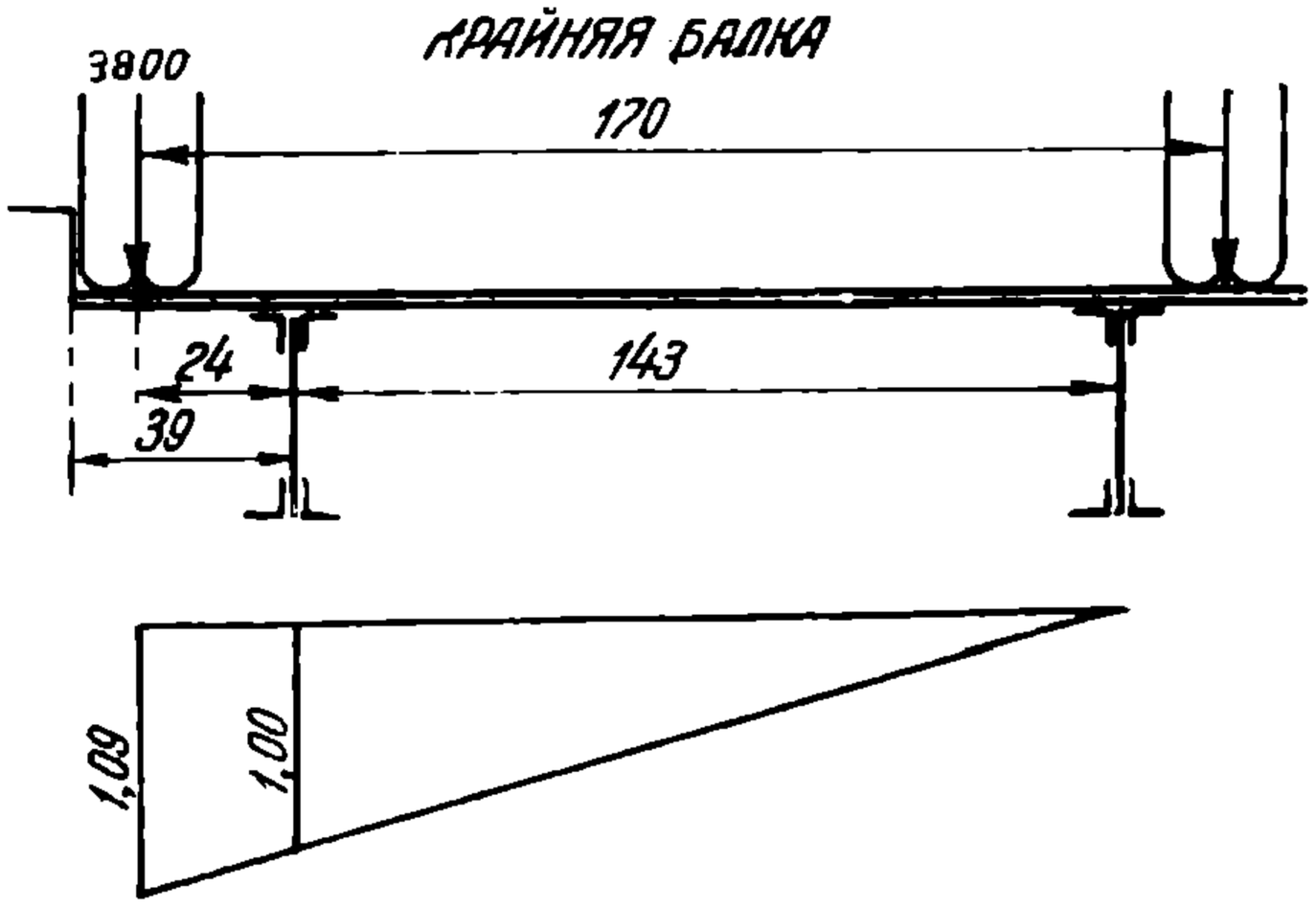
Временная нагрузка принимается в виде грузовика весом в 10,4 *т* с давлением на заднюю ось в 7,6 *т* и на колесо — в 3,8 *т*.

Так как все балки приняты одного сечения, то необходимо проверить, на какую из них — на крайнюю или среднюю — может передаться большее давление при невыгоднейшей поперечной установке грузовиков.

На фиг. 120 показана невыгоднейшая установка для крайней балки. Давление на крайнюю балку определяется в предположении, что над средней балкой деревянная поперечина может быть

НТБ ДИИЖТ

разрезана, а за крайнюю балку свешивается в виде консоли. Линия влияния давления на крайнюю балку показана на фиг. 120. Очевидно наибольшее давление будет при крайнем возможном положении грузовика, когда колесо прижато к колесоотбойному брусу. При этом ордината под грузом равна 1,09.



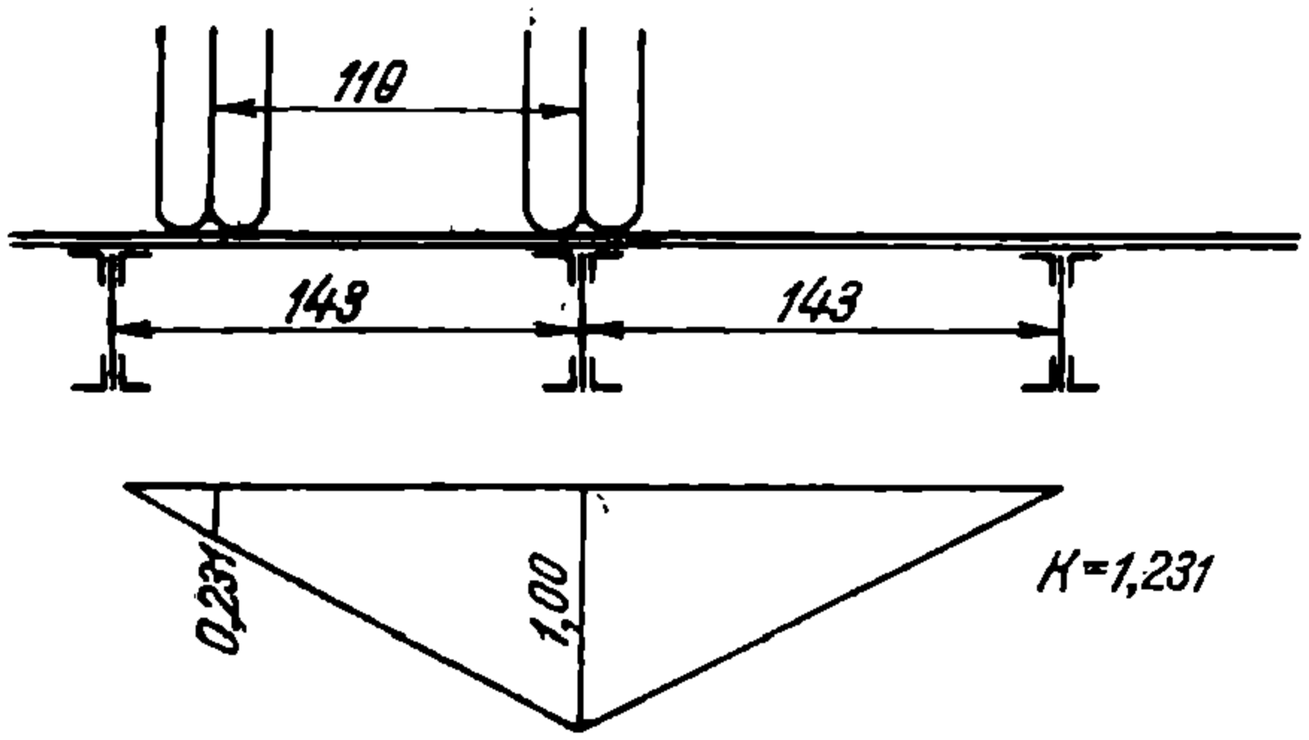
Фиг. 120.

Для средней балки линия влияния давления на нее показана на фиг. 121. Опасной поперечной установкой грузовиков будет та, при которой один груз находится над балкой, а другой (колесо соседнего автомобиля) на минимальном расстоянии 1,1 *м* по нормам. Сумма ординат под грузами равна 1,231>1,09. Следовательно средняя продольная балка получает большее давление, а потому и должна быть рассчитана.

Таким образом на среднюю балку передается от задних осей давление:

$$P = 1{,}231 \cdot 3\,800 = 4\,670 \ кг.$$

Наибольший изгибающий момент будет при расположении задних осей над срединой пролета балки:



Фиг. 121.

$$M_k = \frac{Pl}{4} = \frac{4\,670 \cdot 6{,}563}{4} = 7\,660 \ кгм.$$

Динамический коэфициент:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37{,}5 + \lambda} = 1 + \frac{15}{37{,}5 + 6{,}563} = 1{,}34.$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = M_p + (1 + \mu) M_k = 1\,590 + 1{,}34 \cdot 7\,660 = 11\,885 \ кгм.$$

Момент сопротивления двутавра № 36 по сортаменту:

$$W_{br} = 975 \ см^3.$$

Балка ослабляется заклепками в стенке в местах расположения связей. Согласно Т. У. можно считать ослабление в 15%.

НТБ ДИИЖТ

Тогда:

$$W_n = 0{,}85 \cdot 975 = 828 \ см^3.$$

Расчетные наибольшие нормальные напряжения:

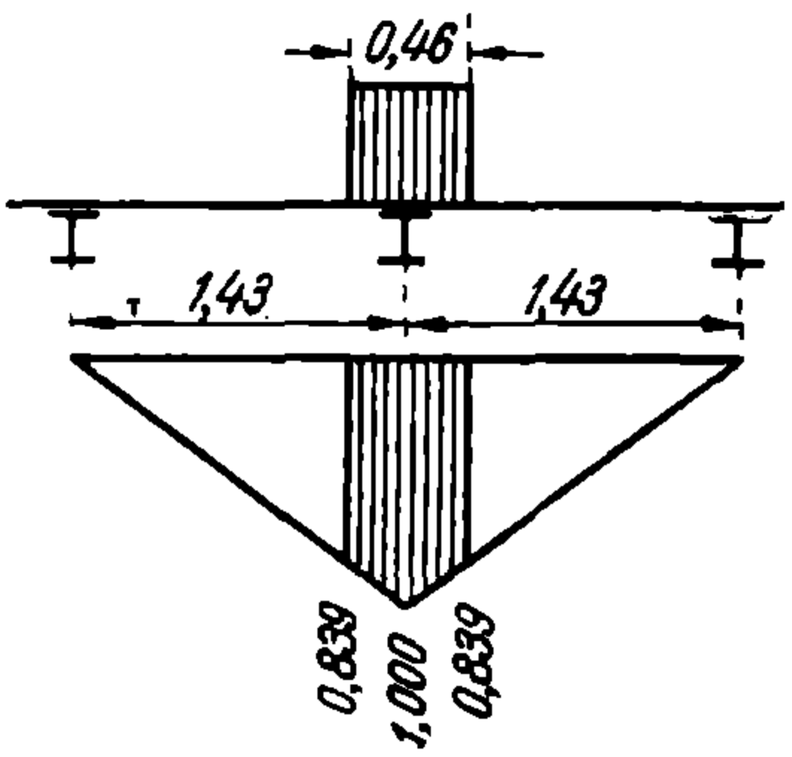
$$\sigma = \frac{11\,88\,500}{828} = 1\,430 \ кг/см^2 > 1\,400.$$

Перенапряжение в $2^0/_0$ допустимо.

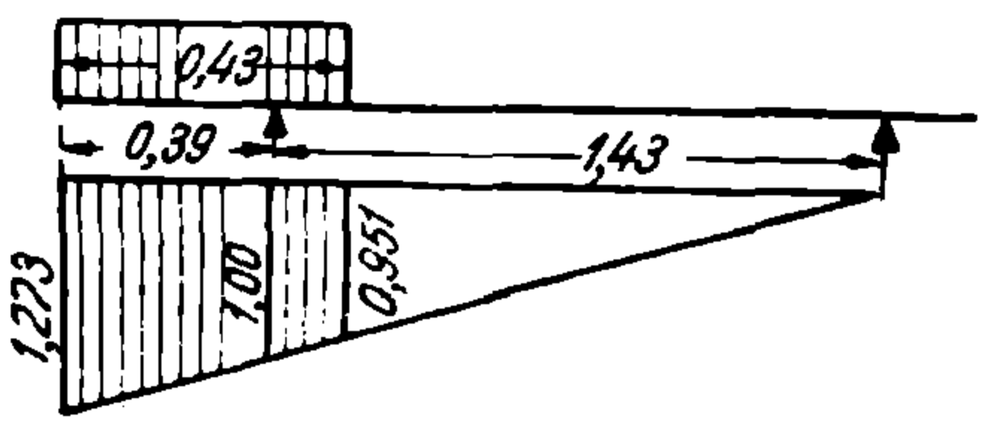
Скалывающие напряжения для прокатных балок можно не проверять в виду того, что стенка их имеет относительно большую толщину. В данном случае скалывающее напряжение в стенке оказалось по расчету 172 $кг/см^2$, т. е. значительно меньше допускаемого 1 050 $кг/см^2$.

В виду малой высоты балки (около $^1/_{18}$ пролета) необходимо проверить наибольший прогиб ее от временной нагрузки по формуле:

$$f = \frac{Pl^3}{48EJ}.$$



Фиг. 122.



Фиг. 123.

Здесь:

$P = 4\,670 \ кг$ — давление на балку от осей автомобиля,

$J = 17\,544 \ см^4$ — момент инерции по сортаменту для двутавра № 36.

$$f = \frac{4\,670 \cdot 656{,}3^3}{48 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 17\,544} = 0{,}75 \ см; \quad f/l = \frac{0{,}75}{656{,}3} = \frac{1}{876} < \frac{1}{750}.$$

Поверка напряжений в балке от *двух полос* равномерной нагрузки — по нормам Цудортранса (тяжелый гусеничный трактор).

Невыгоднейшая поперечная установка полосы для средней балки показана на фиг. 122; там же указана линия влияния давления на балку и даны значения ординат, соответствующих концам нагрузки. Средняя ордината площади под нагрузкой:

$$\frac{1 + 0{,}839}{2} = 0{,}92.$$

Таким образом от веса одной полосы на балку передается 0,92; следовательно коэфициент поперечной установки для двух полос будет 0,46.

Для крайней балки невыгоднейшая поперечная установка показана на фиг. 123. Средняя ордината:

$$\frac{1{,}273 + 0{,}951}{2} = 1{,}112,$$

НТБ ДНУЖТ

т. е. коэфициент поперечной установки для двух полос (0,556) больше, чем для средней балки.

Эквивалентная нагрузка от двух полос по нормам для пролета 6,563 *м* по интерполяции таблиц норм:

$$k = 4{,}52 \ т/м.$$

Наибольший изгибающий момент

$$M_k = \frac{0{,}556 \cdot 4\,52 \cdot 6.563 \cdot 1\,000}{8} = 13\,500 \ кгм.$$

Динамика не учитывается.

Момент от полной нагрузки

$$M = M_p + M_k = 1\,590 + 13\,500 = 15\,090 \ кгм.$$

Напряжения

$$\sigma = \frac{15\,090}{828} = 1\,820 \ кг/см^2.$$

При этом расчете допускается по нормам напряжение на 30% больше обычного, т. е. $1{,}3 \cdot 1\,400 = 1\,820 \ кг/см^2$.

Прикрепление продольных балок к поперечным показано на фиг. 119. Верх продольной балки расположен в одном уровне с верхом поперечной. Горизонтальные полки двух соседних продольных балок перекрыты рыбкой. Стенка двутавра обжата опорными уголками и внизу опирается на прокладку, причем горизонтальные полки здесь срезаются.

Диаметр заклепок принят в 23 *мм*. Число их определяется по опорному моменту и поперечной силе. Согласно техническим условиям проектирования железнодорожных мостов, которые в настоящее время принимаются и для шоссейных мостов, расчетный опорный момент принимается равным 0,6 наибольшего изгибающего, т. е. для данного случая:

$$M_0 = 0{,}6 \ M_{max} = 0{,}6 \cdot 11\,885 = 7\,140 \ кгм.$$

На этот момент рассчитываются рыбка и заклепки в ней.

Растягивающее усилие в рыбке

$$S = \frac{M_0}{h} = \frac{714\,000}{36} = 19\,800 \ кг.$$

В сечении по последнему ряду заклепок, где рыбка работает на полное усилие, ширина ее 26 *см*; толщина — 1 *см*. Сечение ослаблено двумя заклепками. Расчетное напряжение:

$$\sigma = \frac{19\,600}{26 - 2 \cdot 2{,}3} = 925 \ кг/см^2 < 1\,400.$$

Сопротивление заклепки одиночному срезыванию:

$$S_1 = \frac{\pi d^2}{4} = 0{,}8 \ R = \frac{\pi \cdot 2{,}3^2}{4} \cdot 0{,}8 \cdot 1\,400 = 4\,560 \ кг.$$

НТБ ДНУЖТ

То же смятию:

$$S_2 = d\delta \cdot 1{,}75\ R = 2{,}3 \cdot 1 \cdot 1{,}75 \cdot 1\,400 = 5\,640\ кг.$$

Необходимое число заклепок для прикрепления рыбки:

$$k = \frac{19\,800}{4\,560} = 4{,}3 \text{ заклепки. Принято 6 заклепок.}$$

Заклепки в прикреплении стенки рассчитываются по наибольшей опорной реакции.

Опорная реакция от постоянной натрузки:

$$A_p = Q_1^1 = p\,\frac{1}{2} = \frac{296 \cdot 6{,}563}{2} = 972\ кг.$$

Временную нагрузку принимаем в виде эквивалентной по таблицам норм. По интерполяции для поперечной силы при длине загружения в 6,563 *м* имеем по таблицам:

$$k_0 = 3{,}32\ т/м.$$

Для нагрузки Н8 табличные величины умножаются на коэфициент 0,8. Кроме того по предыдущему коэфициент поперечной установки для средней продольной балки равен $\frac{1{,}321}{2} = 0{,}616$.

Таким образом, расчетная нагрузка:

$$0{,}8 \cdot 0{,}616 \cdot 3{,}32 = 1{,}633\ т/м.$$

Опорная реакция

$$A_k = \frac{1\,633 \cdot 6{,}563}{2} = 5\,360\ кг.$$

Динамический коэфициент по предыдущему:

$$1 + \mu = 1{,}34.$$

Полная опорная реакция

$$A = 972 + 1{,}34 \cdot 5\,360 = 8\,162\ кг.$$

Заклепки в прикреплении стенки двусрезные. Поэтому опасным является смятие их [1]. Прочное сопротивление смятию заклепки:

$$P_\delta = d\delta 2\,R = 2{,}3 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 1\,400 = 6\,440\ кг.$$

Необходимое число двусрезных заклепок:

$$k = \frac{8\,162}{6\,440} = 1{,}3 \text{ заклепки. Принято 3.}$$

45. Поперечные балки. Поперечная балка рассчитывается как свободно лежащая, имеющая пролет, равный расстоянию между осями ферм 7,32 *м*.

Постоянная нагрузка на поперечную балку слагается из давления продольных балок от постоянной нагрузки и собственного веса поперечной балки.

---

[1] Срезывание по предыдущему: $2 \cdot 4\,560 = 9\,120\ кг$.

НТБ ДНУЖТ

Постоянная нагрузка продольной балки по предыдущему равна 296 *кг/м*. Следовательно давление от каждой продольной балки на поперечную равно:

$$296 \cdot 6{,}563 = 1\,940 \text{ кг}.$$

Эти давления приложены по длине поперечной балки через каждые 1,43 *м*. Следовательно на 1 *пог. м* длины поперечной балки приходится нагрузка:

$$\frac{1\,940}{1{,}43} = 1\,360 \text{ кг/м}.$$

Сечение поперечной балки показано на фиг. 124.
Собственный вес поперечной балки:

Вертикальный лист 600×10 *мм*	47,10 *кг/м*
4 уголка $90 \times 90 \times 10$ *мм*	58,80 „
2 горизонтальных листа $2 \times 200 \times 10$ *мм* .	31,40 „
Итого	132,30 *кг/м*

Строительный коэфициент принимаем 1,1. Тогда полный вес балки $1{,}1 \cdot 132{,}30$ — 145 *кг/м*.

Полная постоянная нагрузка на поперечную балку

$$p = 1\,360 + 145 = 1\,505 \backsimeq 1\,500 \text{ кг/м}.$$

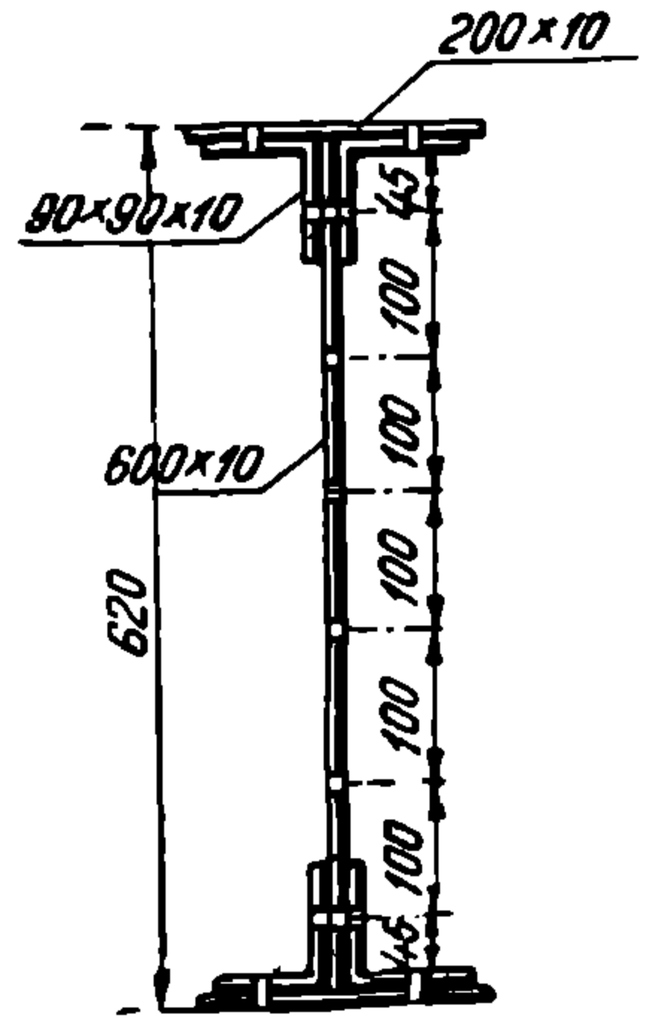
Наибольший изгибающий момент от постоянной нагрузки

$$M_p = \frac{1\,500 \cdot 7{,}32^2}{8} = 10\,000 \text{ кгм}.$$

Наибольшая поперечная сила

$$Q_p = \frac{1\,500 \cdot 7{,}32}{2} = 5\,490 \text{ кг}.$$

Временная нагрузка на поперечную балку состоит из двух рядов грузовиков по схеме Н8. Опасная продольная установка (фиг. 125) соответствует расположению над осью поперечной балки заднего колеса весом в 3,8 *т* тяжелого грузовика. Переднее колесо этого грузовика весом в 1,4 *т* и переднее колесо следующего грузовика весом в 1,2 *т* расположатся симметрично на расстояниях по 4 *м*. Тогда давление на балку:



Фиг. 124.

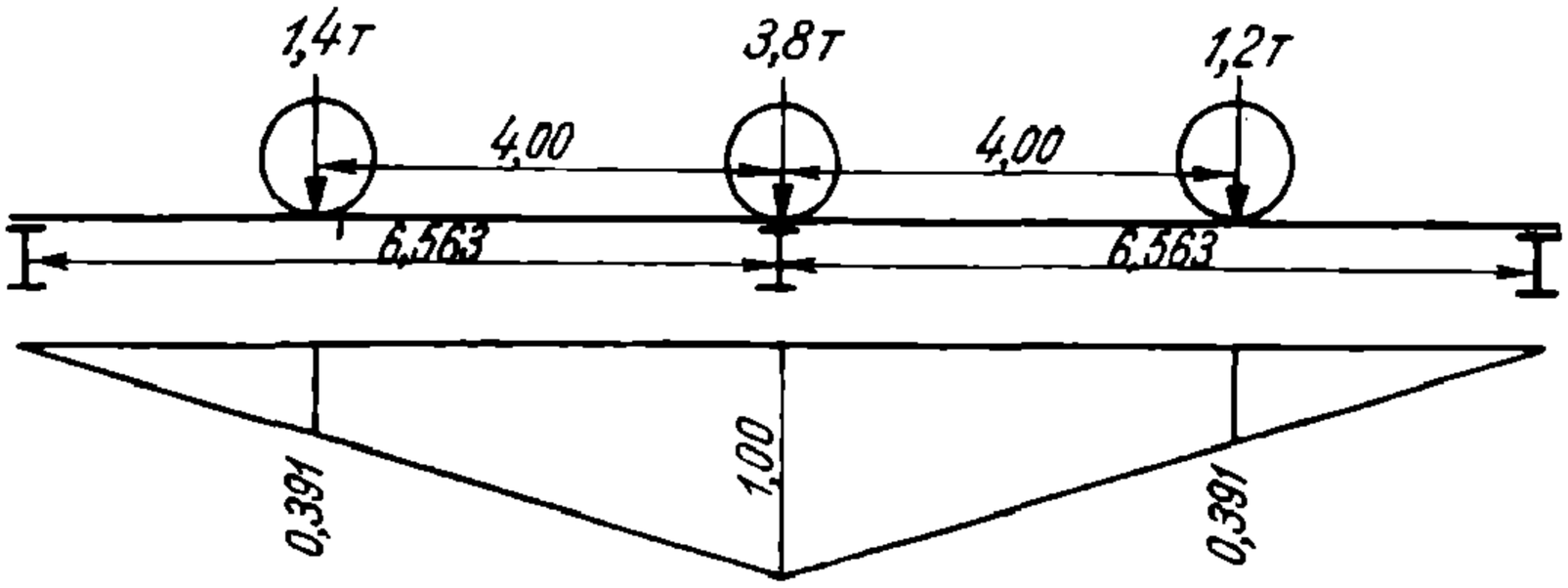
$$D = 3\,800 + (1\,200 + 1\,400) \cdot 0{,}391 = 4\,815 \text{ кг}.$$

Наибольший изгибающий момент будет для сечения посредине пролета, где расположена средняя балка. Невыгоднейшая поперечная установка двух рядов грузовиков показана на фиг. 126. Средняя ордината линии влияния равна:

$$\frac{l}{4} = \frac{7{,}32}{4} = 1{,}83 \text{ м}.$$

НТБ ДНУЖТ

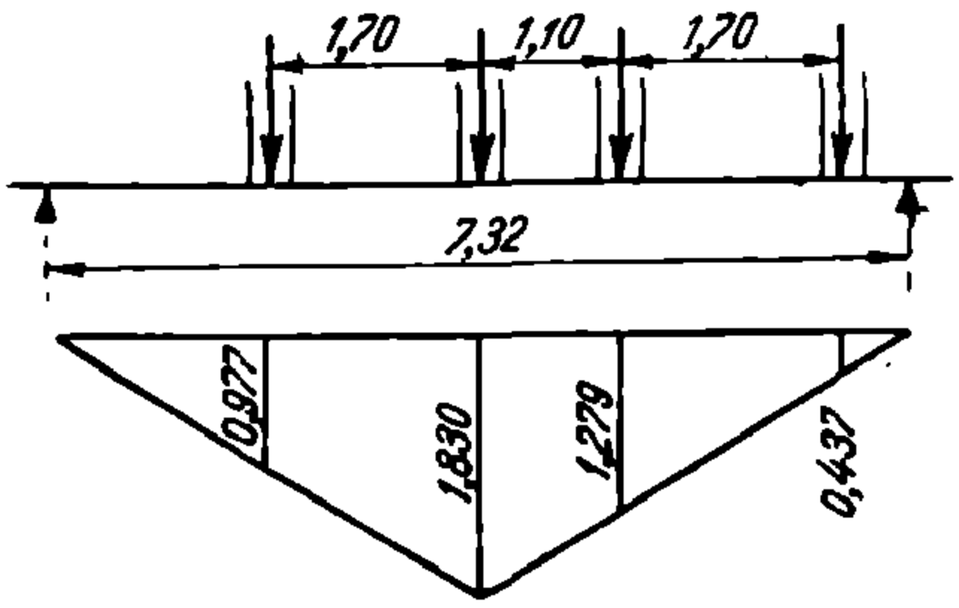
Ординаты под грузами, вычисленные из подобия треугольников, указаны на чертеже.



Фиг. 125.

Тогда наибольший изгибающий момент:

$$M_k = D\Sigma y = 4\,815\ (0{,}977 + 1{,}830 + 1{,}279 + 0{,}437) = 21\,750\ кгм.$$



Фиг. 126.

Динамический коэфициент:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37{,}5 + \lambda} =$$

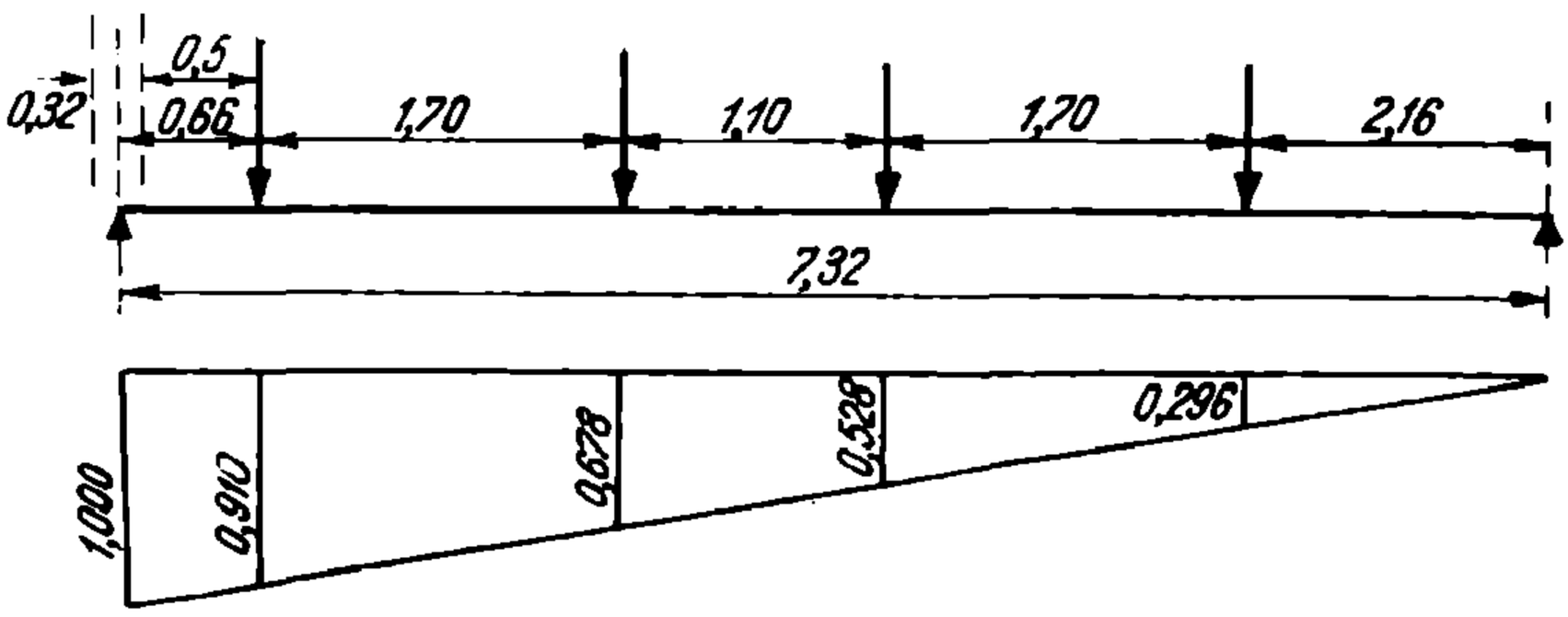
$$= 1 + \frac{15}{37{,}5 + 2 \cdot 6{,}563} = 1{,}30.$$

Полный изгибающий момент

$$M = M_p + (1 + \mu) M_k =$$

$$= 10\,000 + 1{,}3 \cdot 21\,750 = 38\,300\ кгм.$$

Невыгоднейшая поперечная установка для поперечной силы (фиг. 127 соответствует возможно полному приближению грузовиков к опоре когда край кузова расчетного грузовика касается ферм.



Фиг. 127.

Поперечная сила

$$Q_k = D\Sigma y = 4\,815\,(0{,}910 + 0{,}678 + 0{,}528 + 0{,}296) = 11\,600\ кг.$$

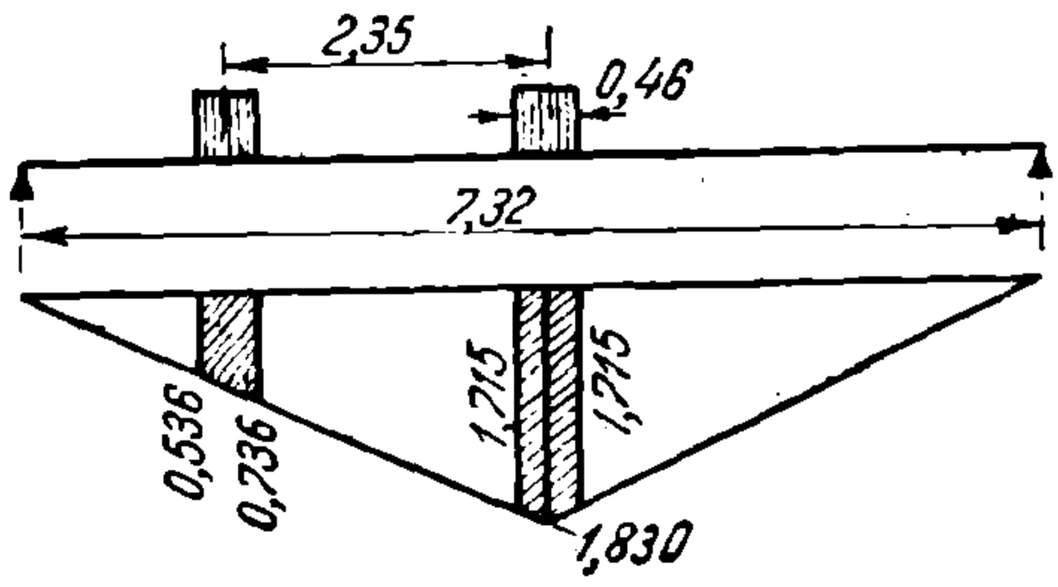
Полная поперечная сила

$$Q = Q_p + (1 + \mu)\, Q_k = 5\,490 + 1{,}3 \cdot 11\,600 = 20\,590\ кг.$$

НТБ ДНУЖТ

Поверка изгибающего момента от нагрузки в виде двух полос

Наибольшее давление от полосы на поперечную балку будет при расположении центра полосы над поперечной балкой. Оно может быть определено по эквивалентным нагрузкам. Эквивалентные нагрузки вычислены для двух полос; поэтому для одной полосы табличные значения должны быть уменьшены вдвое. Линия влияния давления на поперечную балку имеет вид равнобедренного треугольника с основанием $2 \cdot 6{,}563 = 13{,}126$ *м*.



Фиг. 128.

По таблице норм имеем эквивалентную нагрузку

$$k = 2{,}66 \ т/м.$$

Давление каждой полосы на балку

$$D' = \frac{k}{2} \cdot l = \frac{2{,}66}{2} \cdot 6{,}563 = 8{,}71 \ т.$$

Для момента опасное положение поперек моста указано на фиг. 128.

Средняя ордината под центральной полосой

$$y_1 = \frac{1{,}83 + 1{,}715}{2} = 1{,}772 \ м.$$

То же под боковой полосой

$$y_2 = \frac{0{,}536 + 0{,}762}{2} = 0{,}649 \ м.$$

Изгибающий момент

$$M' = D' \Sigma y = 8\,710\,(1{,}772 + 0{,}649) = 21\,100 \ кгм,$$

т. е. меньше, чем от автомобилей.

Точно так же и по величине поперечной силы нагрузка от двух полос менее опасна, чем от автомобилей.

Поверка нормальных напряжений

Момент инерции сечения балки (по таблицам приложения):

Вертикальный лист 600×10 *мм* .	18 000 $см^4$
4 уголка $90 \times 90 \times 10$ *мм*	52 020 „
2 горизонтальных листа $2 \times 18\,610$.	37 220 „
Итого	107 240 $см^4$

Ослабление горизонтальных полок уголков и листов заклепками диаметром 20 *мм*:

$$\Delta_1 J = 4 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 30^2 = 14\,400 \ см^4.$$

Ослабление стенки 15% по Т. У.

$$\Delta_2 J = 0{,}15 \cdot 18\,000 = 2\,700 \ см^4.$$

НТБ ДНУЖТ

Общее ослабление

$$\Delta J = 17\,100 \ см^4.$$

Расчетный момент инерции

$$J_n = 107\,240 - 17\,100 = 90\,140 \ см^4.$$

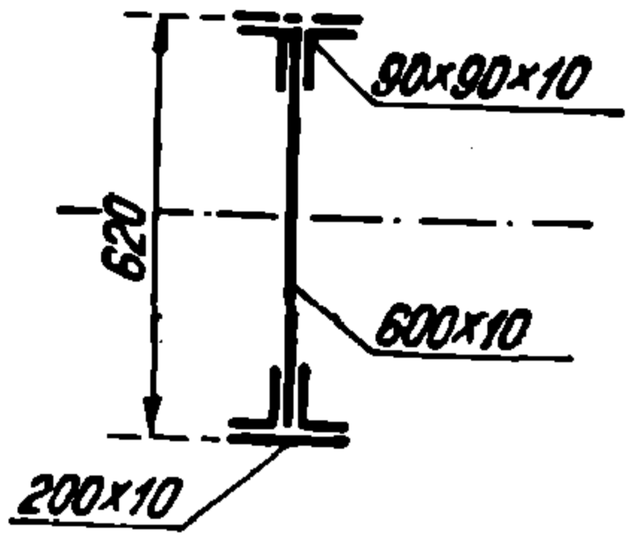
Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{M}{J_n} y_{max} = \frac{3\,830\,000}{90\,140} \cdot 31 = 1\,320 \ кг/см^2 < 1\,400.$$

На опоре поперечной балки, где проверяются касательные напряжения, сечение балки не имеет верхнего горизонтального листа (фиг. 129); поэтому центр тяжести его сместится вниз.

Статический момент горизонтального листа относительно оси, проходящей чрез средину высоты стенки:

$$20 \cdot 30{,}5 = 610 \ см^3.$$



Фиг. 129.

Площадь сечения:

$$4 \cdot 17{,}13 + 60 + 20 = 148{,}52 \ см^2.$$

Величина смещения вниз центра тяжести

$$z = \frac{610}{148{,}52} = 4{,}1 \ см.$$

Статический момент верхнего полусечения относительно нейтральной оси:

$$S = 2 \cdot 17{,}13\,(34{,}1 - 2{,}58) + \frac{34{,}1^2}{2} = 1\,658 \ см^3.$$

Здесь 2,58 *см* — расстояние центра тяжести уголка от полки по таблице сортамента.

Момент инерции сечения относительно оси, проходящей через средину высоты стенки, по предыдущему:

$$J_1 = 107\,240 - 18\,610 = 88\,626 \ см^4.$$

То же относительно нейтральной оси:

$$J = J_1 - Fz^2 = 88\,626 - 148{,}52 \cdot 4{,}1^2 = 86\,136 \ см^4.$$

Касательные напряжения

$$\tau = \frac{QS}{Jb} \cdot \frac{20\,590 \cdot 1\,658}{86\,136 \cdot 1} = 396 \ кг/см^2 < 1\,050.$$

В виду того, что касательные напряжения меньше 60% основных допускаемых, главные напряжения согласно Техническим условиям не проверяются.

Прикрепление поперечной балки к ферме осуществляется заклепками диаметром в 23 *мм*. Число заклепок определяем по наибольшей поперечной силе, увеличивая ее на 40% в виду наличия опорного момента, создающего неравномерность работы заклепок.

НТБ ДНУЖТ

Заклепки двусрезные. По § 44 прочное сопротивление двусрезной заклепки смятию

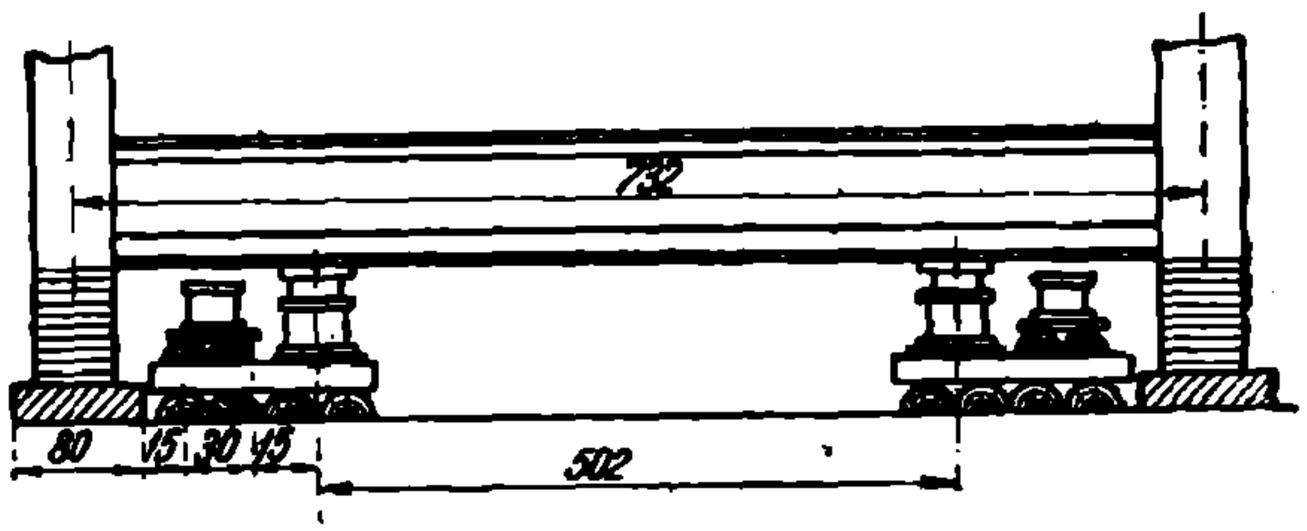
$$P'_2 = 6\,440 \text{ кг}.$$

Необходимое число заклепок

$k = \frac{20\,590}{6\,440} = 3{,}2$ заклепки. Принято 11 двусрезных заклепок.

Поверка напряжений в опорной (домкратной) балке

Крайняя балка принята того же сечения, что и промежуточные. Во время установки ферм на опоры под поперечной балкой устанавливаются домкраты, схема расположения которых указана на фиг. 130. На каждый домкрат передается усилие, равное $^1/_4$ веса всего моста. По спецификации материала вес моста исчисляется в 168 m. Таким образом в центре домкрата на поперечную балку действует сила $P = 42$ m на расстоянии от опоры поперечной балки:



Фиг. 130.

$$c = \frac{7{,}32 - 5{,}02}{2} = 1{,}15 \text{ м (фиг. 130)}.$$

Изгибающий момент

$$M = Pc = 42 \cdot 1{,}15 = 48{,}3 \text{ тм}.$$

Балка рассчитана на момент (см. выше) 38,3 *тм* при допускаемых напряжениях в 1 400 *кг/см²*.

При расчете балки на действие домкратов допускаемое напряжение принимается в 2 000 *кг/см²*, т. е. на 43% выше, а момент увеличивается всего на

$$\frac{48{,}3 - 38{,}3}{38{,}3} \cdot 100 = 26\%.$$

Следовательно напряжения от изгиба не опасны. Поперечная сила от домкратов равна 42 m.

В предыдущем расчете поперечная сила была 20,59 m и касательные напряжения получились равными 396 *кг/см²*. Следовательно от поперечной силы в 42 m напряжения увеличатся до $396 \cdot \frac{42}{20{,}59} = 805$ *кг/см²*, т. е. будут меньше $0{,}6 \cdot 2\,000 = 1\,200$ *кг/см²*. Следовательно и главные напряжения не опасны.

46. Тротуары. Расчет частей тротуаров не представляет каких-либо особенностей и затруднений; поэтому подробный числовой

НТБ ДИИЖТ

расчет опускаем, а ограничимся указаниями о последовательном порядке расчета.

Конструкция тротуара показана на фиг. 118.

Верхняя доска тротуарного настила уложена по деревянным поперечным брусьям, расстояние между осями которых принято по 0,82 *м* (8 брусьев в каждой панели).

Доска настила рассчитывается на равномерную нагрузку от толпы в 400 *кг/м²* или на сосредоточенный груз в 150 *кг* (человек с ношей).

Деревянный поперечный брус опирается на два продольных швеллера и концом заходит на полотно фермы.

Рассчитывается как простая балка пролетом, равным расстоянию между швеллерами (в данном случае 1,145 *м* по фиг. 118), на равномерную нагрузку постоянную и временную в виде толпы в 400 *кг/м²*.

Крайний и средние швеллеры № 20 служат продольными балками для тротуара и опираются на кронштейны, расстояние между которыми равно длине панели ферм, т. е. 6,563 *м*. Расчет швеллеров производится как простых балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой — постоянной и временной (толпой).

Кронштейн рассчитывается на силу от давления крайнего швеллера, приложенную в конце. Эта сила разлагается на направления стержней, так что верхний горизонтальный стержень рассчитывается на растяжение, а подкос — на сжатие по условию устойчивости.

Поручень перил рассчитывается как балка, опирающаяся на стойки и нагруженная равномерной нагрузкой в 75 *кг/м*.

Расстояние между стойками в данном случае принято в 1,641 *м*. Стойка перил рассчитывается как балка, заделанная нижним концом и нагруженная вверху давлением от поручня.

РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ ФЕРМ

47. Геометрические размеры ферм и усилия в поясах фермы от вертикальной нагрузки.

Схема фермы показана на фиг. 131.

Расчетный пролет фермы .	$l = 52{,}5$ *м*
Высота . . .	$h = 7{,}0$ *м*
Длина панели	$d = 6{,}563$ *м*
Длина раскосов	$s = \sqrt{7{,}0^2 + 6{,}563^2} = 9{,}595$ *м*.

Угол наклона раскоса к горизонту:

$$\sin\alpha = \frac{7\,000}{9{,}595} = 0{,}7295.$$

Расстояние между осями ферм: $b = 7{,}32$ *м*.

Постоянная нагрузка на 1 *пог. м* одной фермы:

Проезжая часть	деревянные части .	480 *кг/м*
	металл	470 „
Продольные и поперечные связи ферм		190 „
Собственный вес ферм .		460 „
Итого постоянная нагрузка на одну ферму		1600 *кг/м*

НТБ ДНУЖТ

Временная нагрузка принимается в виде эквивалентной по схеме Н8 норм Цудортранса.

Невыгоднейшая установка двух рядов грузовиков поперек моста для фермы будет такая же, как и для вычисления опорной реакции поперечной балки (см. § 45). Там мы имели сумму ординат под грузами:

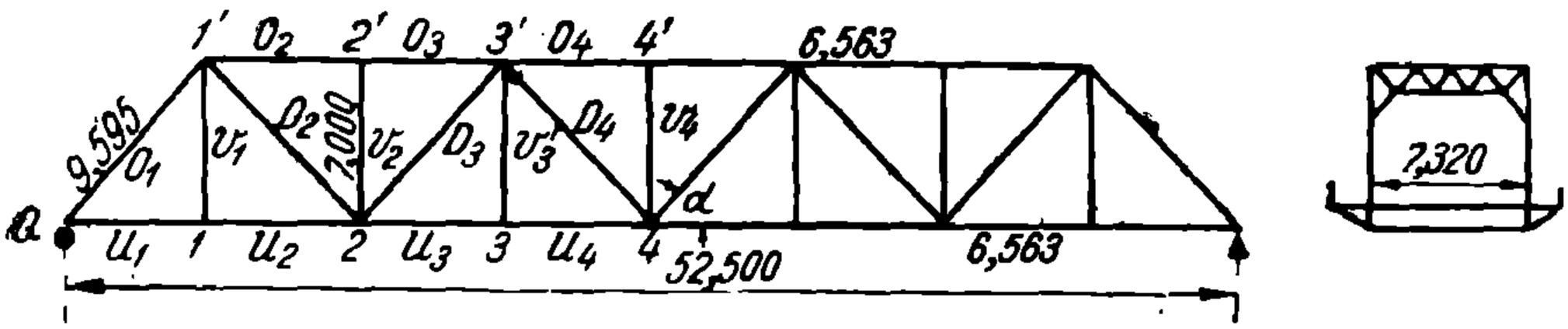
$$0{,}910 + 0{,}678 + 0{,}528 + 0{,}296 = 2{,}412.$$

Таким образом, по отношению к весу одного ряда автомобилей коэфициент поперечной установки равен:

$$\xi = \frac{2{,}412}{2} = 1.206.$$

Динамический коэфициент для ферм:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37{,}5 + 52{,}5} = 1{,}167.$$



Фиг. 131.

Кроме того табличные значения нагрузок для Н8 должны быть умножены на переводный коэфициент 0,8.

Таким образом, полный поправочный коэфициент к табличным значениям:

$$a = \xi(1 + \mu) \cdot 0{,}8 = 1{,}206 \cdot 1{,}167 \cdot 0{,}8 = 1{,}125.$$

Длина загружения для всех элементов пояса равна пролету в 52,5 *м*. По интерполяции таблицы 89 отд. V имеем:

для момента в средине и четверти: $k_2 = k_1 = 1{,}09$ *т/м*;
у опоры . . . . . $k_0 = 1{,}165$ *т/м*;
для $^1/_8$ пролета (узла № 1) по интерполяции $k_3 = 1{,}13$.

По умножении на полный поправочный коэфициент соответственно:

$$k_1' = 1{,}23 \text{ т/м}; \quad k_3' = 1{,}27 \text{ т/м}.$$

Кроме грузовиков на ферму передается вес толпы в 240 *кг/м*^{2} на тротуаре.

Давление на ферму от толпы определяется в предположении, что тротуарный кронштейн является консолью поперечной балки.

Ширина загружения — 1,5 *м* (ширина тротуара); длина консоли — 1,66 *м*.

Центр нагрузки расположен от оси фермы на

$$\frac{1{,}5}{2} + 0{,}16 = 0{,}91 \text{ м}.$$

НТБ ДНУЖТ

Здесь 0,16 *м* — половина ширины фермы.
Нагрузка от толпы на 1 *пог. м* фермы

$$k'' = \frac{240 \cdot 1{,}5\,(7{,}32 + 0{,}91)}{7{,}32} = 395\ кг/м \leqslant 400\ кг/м.$$

Усилия в элементах поясов (кроме O_1) определяются по общей формуле:

$$U = -O = \frac{qx\,(l-x)}{2h}.$$

Здесь:
x — расстояние от левой опоры до точки Риттера данного элемента, т. е. противолежащего узла;
$q = p + k' + k''$ — полная расчетная нагрузка.
Для наклонного элемента O_1 вместо высоты фермы h в формулу подставляется величина $h\cos\alpha$, т. е. расстояние узла № 1 от элемента:

$$h\cos\alpha = 7 \cdot 0{,}6841 = 4{,}8.$$

Вычисления произведены в таблице 12.
Поверка на две полосы равномерной нагрузки не производится, так как она не опасна, в чем убеждают произведенные выше подсчеты для поперечной балки.

Таблица 12

Усилия в поясах от вертикальной нагрузки

Название элемента	Нижний пояс		Верхний пояс		
	U_1, U_2	U_3, U_4	O_1	O_2, O_3	O_4
Противолежащий узел .	1	3	1	2	4
Абсцисса узла x в *м* .	6,563	19,689	6,563	13,126	26,25
$\frac{x(l-x)}{2h}$	21,5	46,0	26,5	36,9	49,2
Временная нагрузка от автомобилей k' *т/м* .	1,27	1,23	1,27	1,23	1,23
Толпа и постоянная нагрузка $(k''+p)$ *т/м*	2,00				
Полная нагрузка *т/м* .	3,27	3,23	3,27	3,23	3,23
Усилие *т*	70,3	148,5	96,5	119,0	159,0

Усилия в поясах от ветра не определяются, так как при расчете на ветер допускаемые напряжения повышаются на 15%, а ветровая нагрузка в данном случае, как это указано в дальнейшем при расчете связей, не превышает 15% вертикальной нагрузки, т. е. не является опасной.

РГБ ДНУКТ

48. Усилия в раскосах от вертикальной нагрузки. Усилия в раскосах (фиг. 132) определяются по общей формуле:

$$D_k = \frac{Q_k}{\sin \alpha}.$$

Здесь Q_k — поперечная сила в панели № k.

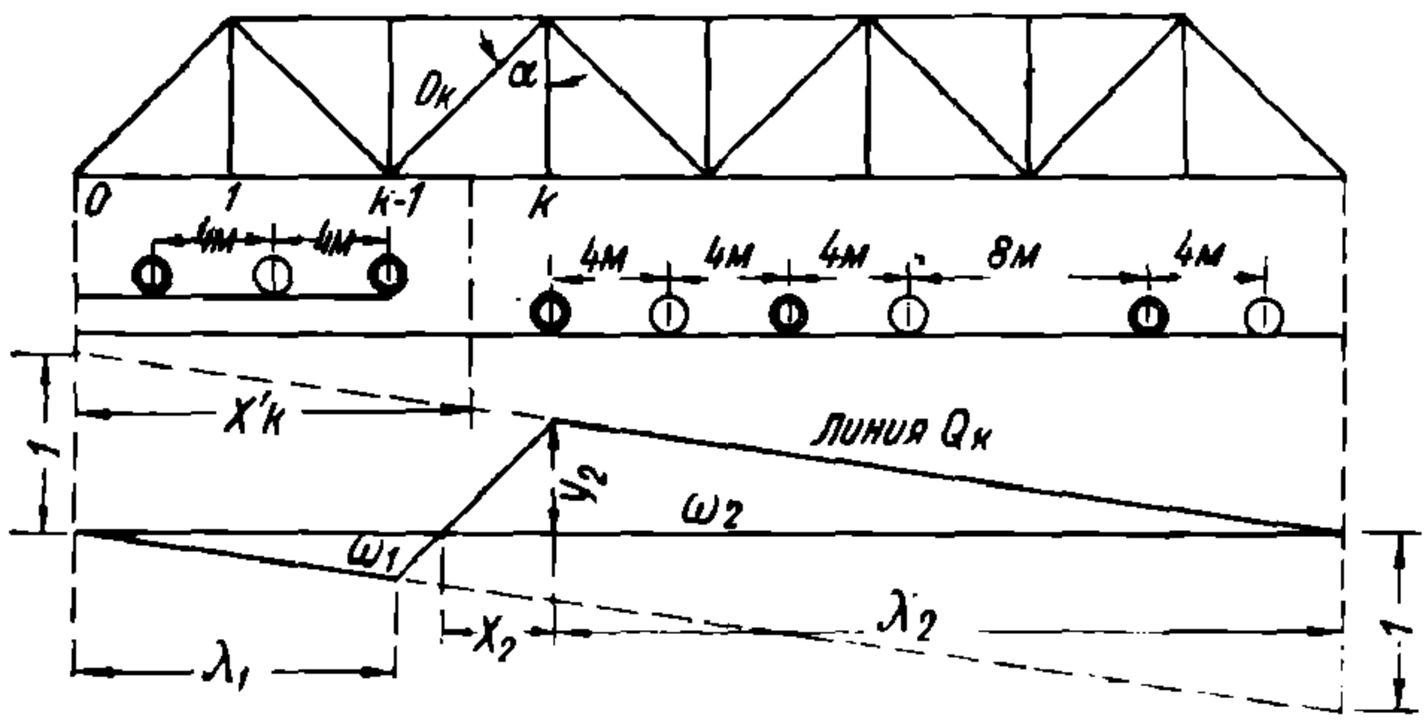
Поперечная сила от постоянной нагрузки определяется по формуле:

$$Q_k = P\left(\frac{l}{2} - x'_k\right).$$

Здесь x'_k — расстояние средины данной панели от левой опоры. Вычисления произведены в первых строках таблицы 13.

Нагрузка от толпы принимается при загружении правых участков линии влияния, имеющих в общем длину более 30 *м*, согласно нормам интенсивностью в 240 *кг/м²*, т. е. такой же, как для поясов. С учетом поперечной установки по предыдущему параграфу нагрузка на одну ферму:

$$k'' = 400 \text{ кг/м}.$$



Фиг. 132.

Для правых участков длина загружения меньше 20 *м*; поэтому интенсивность толпы принимается по нормам в 320 *кг/м*, что дает нагрузку на ферму:

$$k'' = \frac{32}{24} \cdot 400 = 533 \text{ кг/м}.$$

Площадь правого участка линии влияния определяется по формуле:

$$\omega_2 = \frac{\lambda_2^2}{2(l-d)}.$$

То же левого:

$$\omega_1 = \frac{\lambda_1^2}{2(l-d)}.$$

Эти формулы непосредственно выводятся из геометрических соотношений по фиг. 132. Действительно ордината под правым узлом

$$y_2 = \frac{\lambda_2}{l}.$$

То же под левым

$$y_1 = \frac{\lambda_1}{l}.$$

Длина правого участка панели

$$x_2 = d\frac{y_2}{y_1 + y_2} = \frac{\lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2}.$$

НТБ ДНУЖТ

Величина правой площади

$$\omega_2 = \frac{1}{2} y_2 (\lambda_2 + x_2) = \frac{\lambda_2}{2l}\left(\lambda_2 + \frac{\lambda_2}{\lambda_1 + \lambda_2}\right) = \frac{\lambda_2^2}{2l}\left(\frac{\lambda_1 + \lambda_2 + d}{\lambda_1 + \lambda_2}\right) = \frac{\lambda_2^2}{2(l-d)}.$$

Точно также величина левой площади

$$\omega_1 = \frac{\lambda_1^2}{2(l-d)}.$$

Геометрическая сумма площадей

$$\omega = \omega_2 - \omega_1 = \frac{\lambda_2^2 - \lambda_1^2}{2(l-d)} = \frac{l}{2} - x'_k$$

Вычисления усилий от толпы произведены в таблице 13.

Усилия от автомобилей определяются по эквивалентным нагрузкам, которые берутся по таблицам норм. Общий коэфициент приведения $\alpha = 1{,}125$ такой же, как для поясов: он учитывает поперечную установку, динамику и схему Н8.

Исходя из условия, что фактически правый участок загружается только на длине λ_2 от правой опоры до правого узла (фиг. 132), а левый участок только на длине λ_1, табличные значения эквивалентных нагрузок берем, как для прямоугольных треугольников, длиной соответственно λ_2 и λ_1. Эти нагрузки умножаются на площадь:

для правого участка

$$\omega'_2 = \frac{\lambda_2^2}{2l}$$

и для левого

$$\omega'_1 = \frac{\lambda_1^2}{2l}.$$

Вычисления произведены в таблице 13. Для каждого из раскосов определяются наибольшее и наименьшее усилия, причем растяжение обозначается знаком + (плюс), а сжатие знаком — (минус).

Нисходящие раскосы при загрузке правых участков вытянуты, при загрузке левых — сжаты; восходящие раскосы — наоборот.

49. Усилия в подвесках и стойках. Стойки V_2 и V_4 сжаты давлением веса ферм и связей, приходящимся на верхние узлы $2'$ и $4'$.

По § 47 вес ферм и связей:

$$190 + 460 = 650 \ кг/м.$$

Считаем, что половина веса передается на верхние узлы, половина — на нижние. Тогда усилие в стойке

$$V = \frac{650}{2} d = 325 \cdot 6{,}563 = 2135 \ кг.$$

Подвески V_1 и V_3 растянуты узловым давлением в нижних узлах 1 и 3
Постоянная нагрузка на нижний пояс:

$$1\,600 - 325 = 1\,275 \ кг/м.$$

НТБ ДНУЖКТ

Таблица 13

Усилия в раскосах от вертикальной нагрузки

Наименование элемента			D_2	D_3	D_4	Примечания
№ панели			2	3	4	
Поперечная сила от постоянной нагрузки		$\frac{l}{2} - x'_k = 26{,}25 - x'_k$	16,406	9,897	3,334	—
		$p\left(\frac{l}{2} - x'_k\right)$ кг	26 100	— 15 830	5 330	$p = 1\,600$ кг/м
Поперечная сила от толпы	Загружение правого участка	λ_2 м	39,374	32,811	26,248	$k'' = 400$ кг/м
		λ_2^2 м²	1 545	1 075	690	$l - d = 45{,}937$ м
		$\frac{k''}{2(l-d)}\lambda_2^2$ кг	6 740	— 4 730	3 010	$\frac{k''}{2(l-d)} = 4{,}36$ кг/м²
	Загружение левого участка	λ_1 м	6,563	13,126	19,689	
		λ_1^2 м²	43,00	173,00	389,00	$k'' = 533$ кг/м
		$\frac{k''}{2(l-d)}\lambda_1^2$ кг	— 244	984	— 2 215	$\frac{k''}{2(l-d)} = 5{,}69$ кг/м²
Поперечная сила от автомобилей	Загружение правого участка	Эквивалентная нагрузка по табл. кг/м	1 270 ($\lambda \backsim 40$)	1 390 ($\lambda \backsim 32$)	1 510 ($\lambda \backsim 26$)	Общий множитель для вычисления
		$\frac{a\lambda_2^2}{2l}$	16,55	11,53	7,40	$\frac{a}{2l} = \frac{1{,}125}{2 \cdot 52{,}5} = 0{,}01072$
		$\frac{k'a}{2l}\lambda^2$	21,000	— 16 050	11 180	a — коэфициент приведения
	Загружение левого участка	Эквивалентная нагрузка по табл.	3 350 ($\lambda \backsim 6{,}5$)	2 200 ($\lambda \backsim 13$)	1 670 ($\lambda \backsim 20$)	
		$\frac{a\lambda_1^2}{2l}$	0,462	1,86	4,17	
		$\frac{k'a}{2l}\lambda^2$	— 1 545	4 090	— 6 970	
Полная поперечная сила	Наибольшая в кг		53 700	— 10 756	19 520	Знаки поперечных сил приняты соответственно знакам усилий раскосов
	Наименьшая в кг		24 311	— 36 510	— 3 855	
Усилие в раскосах	Наибольшее в кг		73 700	— 14 730	26 750	$\sin a = 0{,}7295$
	Наименьшее в кг		33 300	— 50 100	— 5 280	

НТБ ДНУЖТ

Нагрузка от толпы при интенсивности в 320 *кг/м*, по предыдущему параграфу, 533 *кг/м*.

Усилие в стойке от постоянной нагрузки и толпы

$$V=(p+k)\,d=(1\,275+533)\cdot 6{,}563=11\,900\ кг.$$

Давление на узел от автомобилей равно подсчитанной в § 45 опорной реакции от поперечной балки.

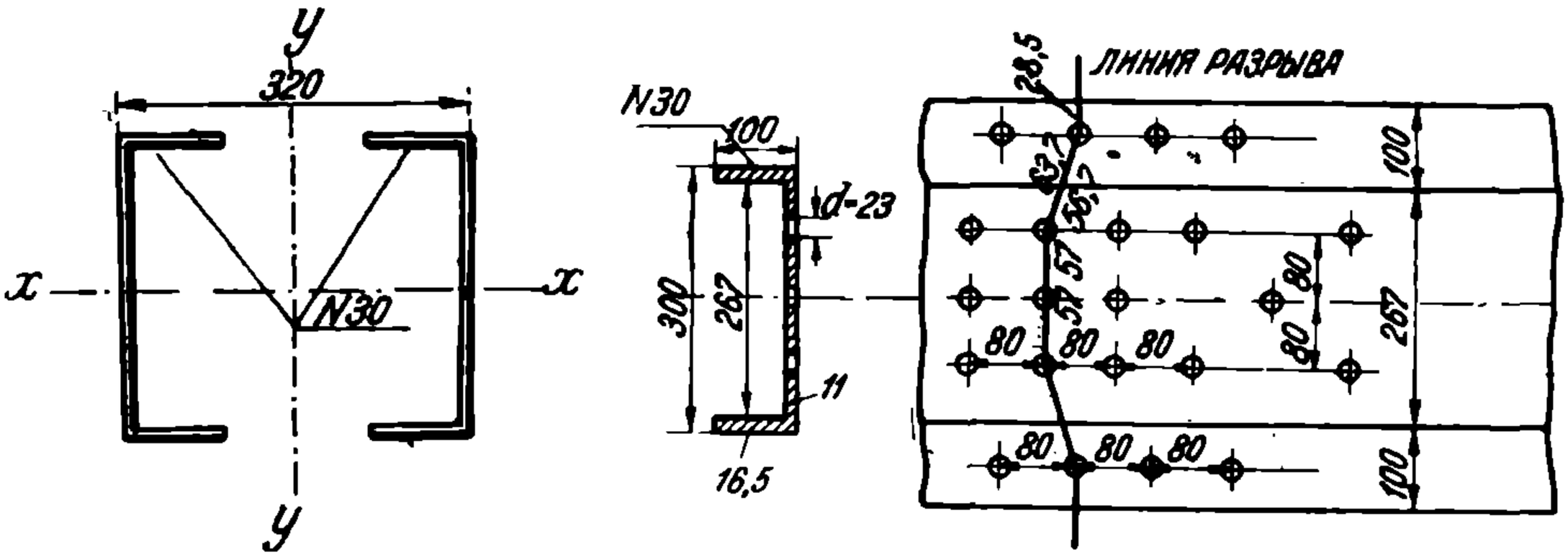
Таким образом усилие в подвеске от автомобилей

$$V_a=1{,}3\cdot 11\,600=15\,100\ кг.$$

Полное усилие в подвеске

$$V=11\,900+15\,100=27\,000\ кг.$$

50. Определение напряжений в элементах фермы. Сжатые элементы фермы рассчитываются по условию устойчивости на продольный изгиб, а также одновременно проверяются и по условию прочности на сжатие.



Фиг. 133.

По условию устойчивости напряжения проверяются по формуле:

$$\sigma=\frac{O}{\varphi F_{br}}\leqslant 1\,400\ кг/см^2.$$

Здесь φ — коэфициент уменьшения напряжений на случай продольного изгиба берется по таблицам норм (отд. V, табл. 112) в зависимости от гибкости элемента, т. е. отношения $\lambda=\frac{l}{i}$.

Гибкость составного стержня, состоящего из двух ветвей, соединенных планками, согласно Техническим условиям принимается при изгибе в плоскости, перпендикулярной плоскостям планок, равной гибкости всего стержня как целого; в плоскости же, параллельной планкам, учитывается приведенная гибкость:

$$\lambda_0=\sqrt{\lambda^2+\lambda^2_1}.$$

Здесь.

λ — гибкость стержня как целого,

$\lambda=\frac{l_1}{i_1}$ — гибкость ветви, исчисленная при свободной длине l_1, равной расстоянию между центрами планок.

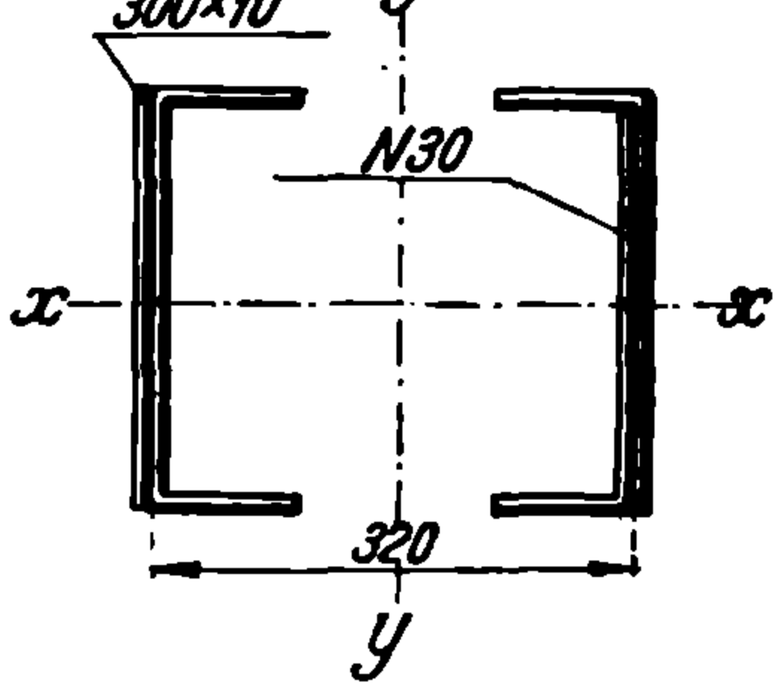
ЧТБ ДИУЖТ

В данном случае (фиг. 133, 134 и т. д.) приведенную гибкость приходится учитывать при поверке устойчивости на продольный изгиб из плоскости ферм.

Свободная длина элемента l берется для поясов равной теоретической длине между центрами узлов, для раскоса при выпучивании из плоскости ферм равной теоретической длине раскоса, а в плоскости ферм — расстоянию между центрами заклепочных соединений в узлах. Это расстояние устанавливается по чертежу (фиг. 116).

Радиус инерции сечения i определяется формулой:

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}}.$$



Фиг. 134.

Момент инерции сечения определяется для двух осей:

J_y — при поверке на выпучивание из плоскости ферм;

J_x — при поверке выпучивания в плоскости ферм.

Моменты инерции сечений вычисляются по таблицам сортамента.

В данном случае сечения поясов и раскосов коробчатые из швеллеров и листов (см. фиг. 133, 134 и т. д.) Для них момент инерции J_x определяется непосредственно по таблицам, а момент инерции J_y вычисляется по формуле:

$$J_y = \sum (J_0 + Fc^2).$$

Здесь:

J_0 — момент инерции швеллера или листа относительно оси, параллельной yy и проходящей через центр тяжести швеллера или листа;

F — площадь швеллера или листа;

c — расстояние от оси до центра тяжести.

По условию прочности напряжения проверяются по формуле:

$$\sigma = \frac{U}{F_n} \leqslant 1\,400 \ кг/см^2.$$

Здесь рабочая площадь сечения F_n определяется для более опасного случая разрыва по косому направлению (фиг. 133). Вычисление площади производится непосредственно по чертежу после того, как намечено расположение заклепок. Ниже на чертежах указаны длины по косому разрыву между заклепками в свету[1].

Если для сжатого элемента $F_n > \varphi F_{br}$, то напряжения на прочность неопасны и могут не определяться. Если же наоборот $F_n < \varphi F_{br}$, то неопасны напряжения при учете устойчивости.

---

[1] При подборе сечений можно ослабление определить по числу заклепок, попадающих в нормальное сечение.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 14

Геометрические элементы сечений верхнего пояса и напряжения

Название элемента	O_2, O_3	O_4	Примечания
Состав сечения и № фиг. .	2 швелл. № 30 фиг. 133	2 швелл. № 30; 2 листа 300×10 *мм*; фиг. 134	
Полная площадь сечения F_{br} *см*^{2}	$2 \cdot 62{,}30 = 124{,}60$	$124{,}6 + 2 \cdot 30 \cdot 1 = 184{,}60$	
Моменты инерции J_y *см*^{4} . . .	$2\,[510 + 62{,}3\,(16 - 2{,}68)^2] = 23\,127$	$23\,127 + 2 \cdot 30 \cdot 16{,}5^2 = 39\,460$	Моментом инерции листов относительно собственного центра тяжести пренебрегаем
Радиус инерции i_y *см* . .	$\sqrt{\frac{23\,127}{124{,}6}} = 13{,}6$	$\sqrt{\frac{39\,460}{184{,}6}} = 14$	
Гибкость всего стержня λ_y . .	$\frac{656{,}3}{13{,}6} = 48$	$\frac{656}{14} = 47$	
Радиус инерции ветви i_1 . .	$\sqrt{\frac{510}{62{,}3}} = 2{,}9$	2,8	
Гибкость ветви λ_1	$\frac{136}{2{,}9} = 48$	$\frac{136}{2{,}8} = 49$	Расстояние между центрами планок по фиг. 116 $l_1 = 136$ *см*
Приведенная гибкость λ_o .	$\sqrt{48^2 + 48^2} = 68$	$\sqrt{47^2 + 49^2} = 67$	
Изгиб в плоскости фермы J_x *см*^{4} .	$2 \cdot 8\,361 = 16\,722$	$16\,722 + 2 \cdot 2\,250 = 21\,222$	
i_x *см* .	$\sqrt{\frac{16\,722}{124{,}60}} = 10{,}7$	$\sqrt{\frac{21\,222}{184{,}6}} = 10{,}7$	
Гибкость λ_x . .	$\frac{656{,}3}{10{,}7} = 62$		
Коэфициент продольного изгиба по таблицам . .	0,75		При наибольшей гибкости λ_o
Приведенная площадь .	97	144	
Ослабленная площадь по фиг. 61*б*	$2\,[2 \cdot 1{,}1(5{,}7 + 5{,}67) + 2 \cdot 1{,}65/2{,}85 + 6{,}37)] = 110{,}88$	$110{,}88 + 60 - 2{,}3 \cdot 1 \cdot 6 = 157{,}08$	Ослабление листов по три заклепки $d = 2{,}3$ *см*
Напряжения на прочность неопасны			
Расчетное усилие элемента по § 49 *кг*	11 900	15 900	
Расчетные напряжения *кг*/*см*^{2}	1 280	1 150	

НТБ ДНУЖТ

Растянутые элементы (нижний пояс и нисходящие раскосы) проверяются только по условию прочности. Однако для них проверяется также и гибкость по наименьшему моменту инерции, так как по Техническим условиям установлены следующие предельные (наибольшие) гибкости элементов главных ферм:

основных сжатых и сжато-вытянутых .	100
дополнительных	. 130
основных и дополнительных вытянутых	. 150

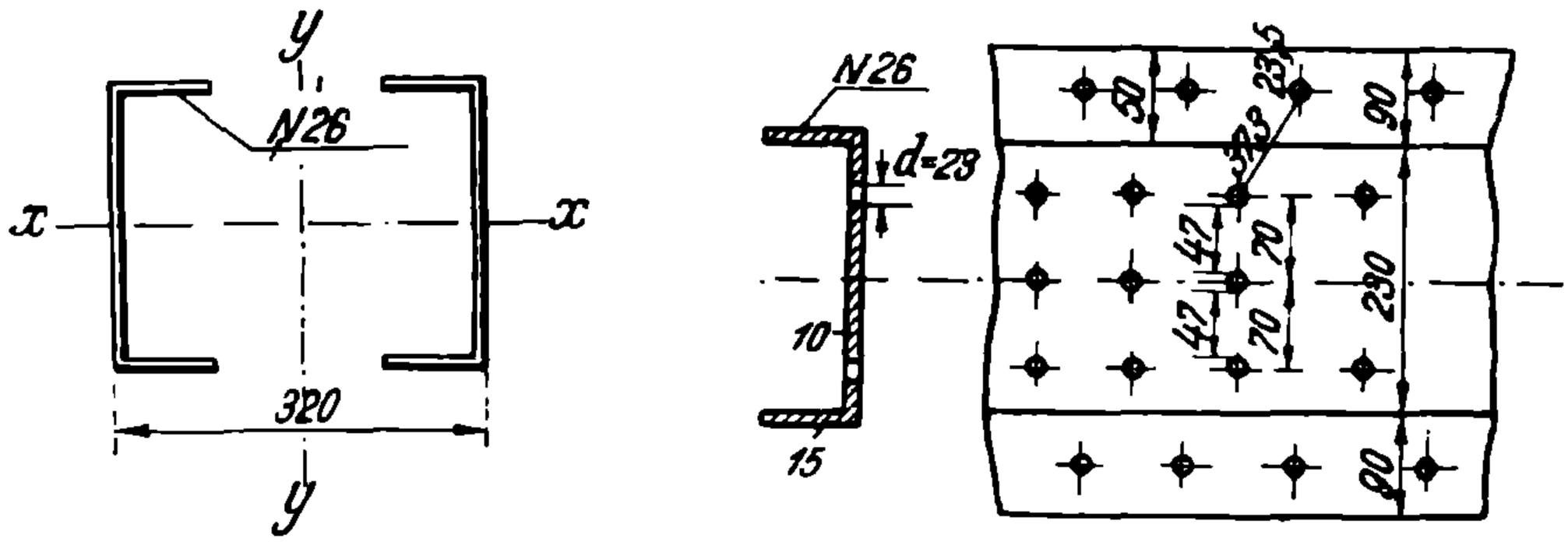
Для удобства вычислений все они сведены в таблицы 14 и 15.

Таблица 15

Геометрические элементы сечений нижнего пояса и напряжения

Название элемента	U_1, U_2	U_3, U_4	Примечание
Состав сечения и № фиг.	2 швелл. № 26 фиг. 135	2 швелл. № 26 2 листа 260 × 10 *мм* фиг. 136	
Полная площадь F_{br} *см*²	2·49,95 = 99,90	99,90+2·26=151,9	
Рабочая площадь по фиг. 135-*б* F *см*² .	4·(4,7 + 3,73)·1 + 4 (4,28+2,85)·1,5=76,50	76,50 + 2·26 — — 6·2,3·1 = 114,7	Ослабление листов по три заклепки $d = 23$ *мм*
Расчетное усилие в *кг*	70 300	148 500	
Напряжение в *кг/см*²	922	1 295	

Верхний пояс. Первый наклонный элемент верхнего пояса входит в состав опорной рамы, и напряжения в нем проверяются при расчете последней.



Фиг. 135.

Сечения элементов пояса O_2 и O_3 показаны на фиг. 133; то же элемента O_4 — на фиг. 134.

Нижний пояс. Сечение элементов U_1, U_2 показано на фиг. 135 *а* и *б*, элементов U_3, U_4 — на фиг. 136.

НТБ ДНУЖТ

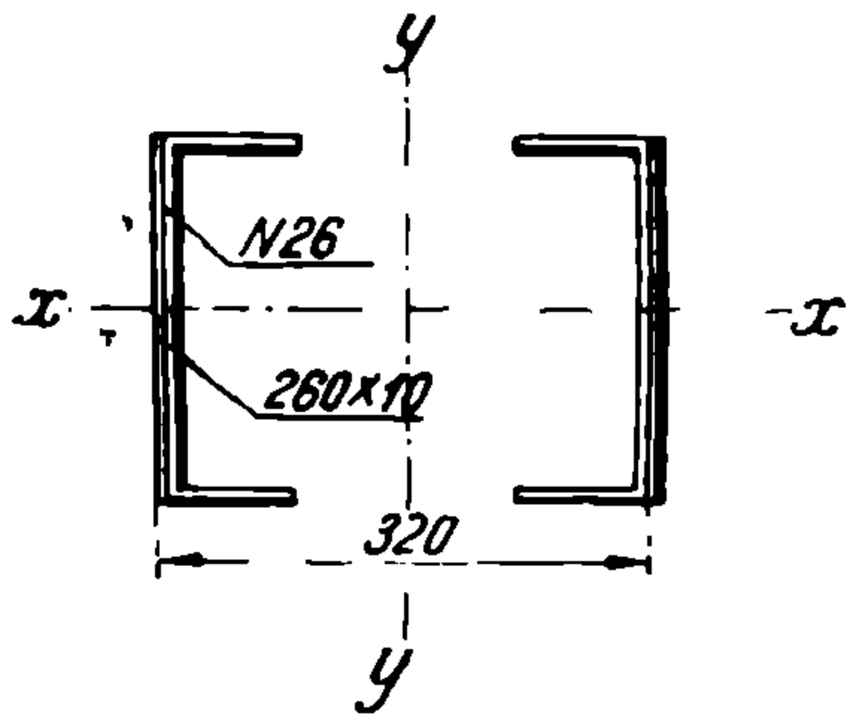
Гибкость проверяем только для более слабого элемента U_1, U_2 по наименьшему моменту инерции относительно оси xx:

$$J_x = 2 \cdot 5\,045 = 10\,090 \ см^4; \ i = \sqrt{\frac{10\,090}{99,9}} = 10,5 \ см.$$

$$\frac{l}{i} = \frac{656,3}{10,5} = 62,5 < 150.$$

Раскосы, подвески и стойки

Раскосы D_2 (вытянутый) и D_4 сжато-вытянутый приняты одинакового сечения из двух швеллеров № 26 (фиг. 137-*а* и *б*).



Фиг. 136.

Расчетным усилием является:
на растяжение

$$D_2 = 73\,700 \ кг;$$

на сжатие

$$\min D_4 = -5\,280 \ кг.$$

Полная площадь сечения

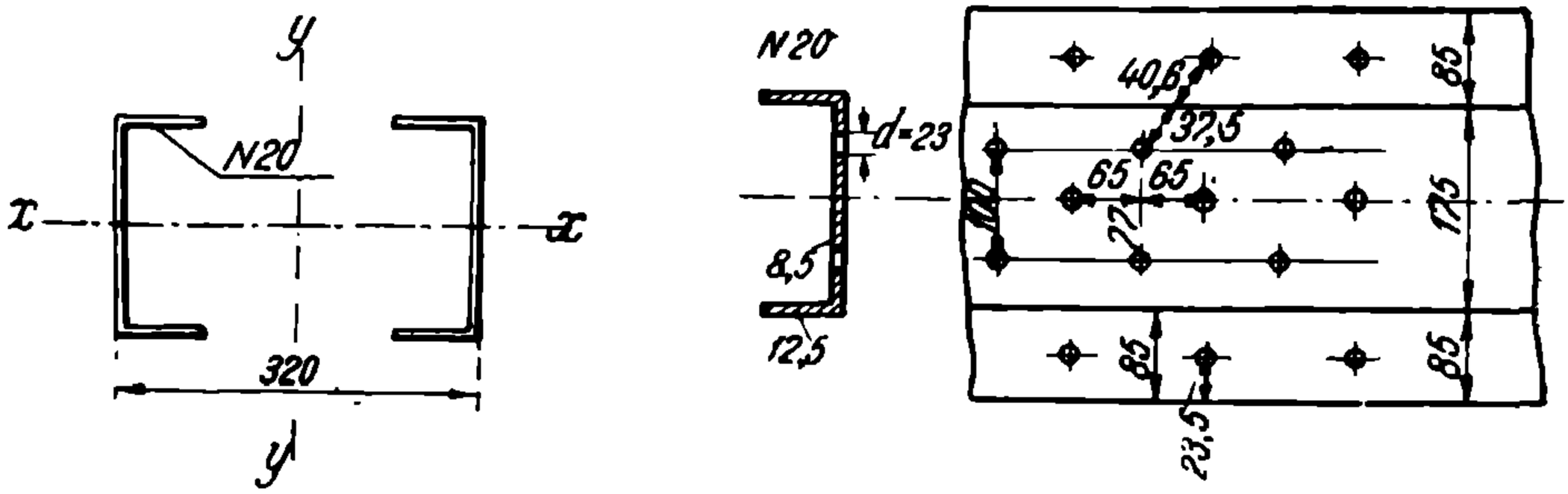
$$F_{br} = 33,93 \cdot 2 = 67,86 \ см^2.$$

Ослабленная площадь по косому разрыву по фиг. 137-*б*:

$$F_n = [2 \cdot (7,7 + 2 \cdot 3,75) \cdot 0,85 + 4 \cdot (4,06 + 2,36) \cdot 1,25 = 57,40 \ см^2.$$

Напряжение на растяжение:

$$\sigma = \frac{73\,700}{57,4} = 1\,290 \ кг/см^2.$$



Фиг. 137.

Поверка на продольный изгиб:

$$J_4 = 2\,[159,2 + 33,93 \cdot (16 - 2,08)^2] = 13\,458 \ см^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{13\,458}{67,86}} = 14,5 \ см; \ \frac{l_y}{i_y} = \frac{959}{14,5} = 66.$$

НТБ ДНУЖТ

Гибкость ветви:

$$i_1 = \sqrt{\frac{159,2}{33,93}} = 2,2 \text{ см}; \frac{l_1}{i_1} = \frac{150}{2,2} = 69.$$

Здесь 150 *см* — расстояние между центрами планок по фиг. 116.

Приведенная гибкость:

$$\lambda_0 = \sqrt{66^2 + 69^2} = 95;$$

$$J_x = 2 \cdot 2018 = 4\,036 \text{ см}^4; \; i_x = \sqrt{\frac{4\,036}{67,86}} = 7,72 \text{ см}.$$

Свободную длину на выпучивание в плоскости ферм принимаем равной расстоянию между центрами заклепочных закреплений раскоса в узлах. По чертежу 116 устанавливаем:

$$l_x = 860 \text{ см}; \frac{l_x}{i_x} = \frac{860}{7,72} = 111.$$

Для вытянутого элемента D_2 допускается гибкость 150, для сжато-вытянутого раскоса D_4 — гибкость 100. В виду того, что сжимающее усилие в раскосе D_4 ничтожно, считаем возможным допустить для него превышение предельной гибкости на 11%.

Коэфициент уменьшения напряжений при данной гибкости по таблице 112 отд. V:

$$\varphi = 0,51.$$

Расчетное напряжение в раскосе D_4:

$$\sigma = -\frac{D_4}{F\varphi_{br}} = -\frac{5\,280}{0,51 \cdot 67,86} = -153 \text{ кг/см}^2.$$

Сжатый раскос D_3 принят сечением из двух швеллеров № 22. Расчетное усилие:

$$D_3 = 50\,100 \text{ кг}.$$

Ввиду того, что это усилие по абсолютной величине меньше, чем в вытянутом раскосе D_2, а сечение принято больше, то поверка на прочность очевидно излишня. Следует проверить только устойчивость.

Аналогично предыдущему вычисляем:

$$J_y = 2\,[207,8 + 38,94\,(16 - 2,23)^2] = 151\,183 \text{ см}^4;$$

$$F_{br} = 2 \cdot 38,94 = 77,88 \text{ см}^2; \; i_y = \sqrt{\frac{15\,138}{77,88}} = 14 \text{ см}.$$

$$\frac{l_y}{i_y} = \frac{959}{14} = 69;$$

$$i_1 = \sqrt{\frac{207,8}{38,94}} = 2,3 \text{ см};$$

$$\frac{l_1}{i_1} = \frac{150}{2,3} = 65;$$

$$\lambda_0 = \sqrt{69^2 + 65^2} = 95;$$

$$i = \sqrt{\frac{5662}{77,88}} = 8,5 \text{ см};$$

$$J_x = 2 \cdot 2831 = 5\,662 \text{ см}^4.$$

НТБ ДНУЖТ

Свободная длина при изгибе в плоскости ферм по чертежу (фиг. 116):

$$l_x = 860 \text{ см};$$
$$\frac{l_x}{i_x} = \frac{860}{8{,}5} = 101.$$

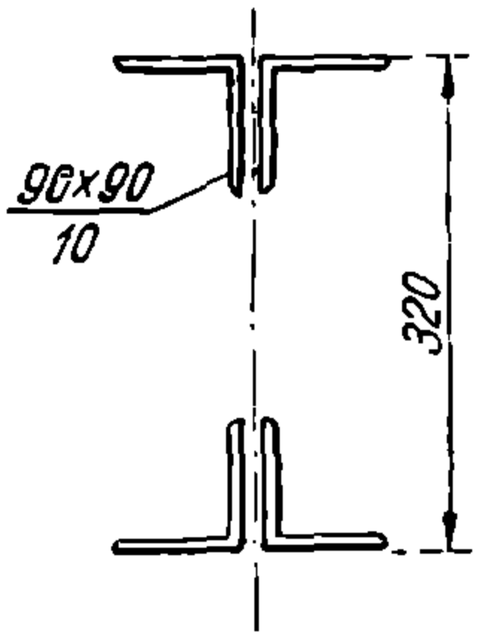
Допустимая гибкость — 100.

Коэфициент уменьшения напряжений при гибкости 101 по таблицам:

$$\varphi = 0{,}57.$$

Расчетное напряжение

$$\sigma = -\frac{50\,100}{0{,}57 \cdot 77{,}88} = -1\,130 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 138.

Подвески V_1, V_3 приняты двутаврового сечения из четырех уголков $90 \times 90 \times 10$ *мм* (фиг. 138). Расчетное усилие в подвеске:

$$V_1 = V_3 = 27\,000 \text{ кг}.$$
$$F_{br} = 4 \cdot 17{,}13 = 68{,}52 \text{ см}^2.$$

Ослабление сечения принимаем, считаясь с возможностью косого разрыва, равным полутора заклепочным отверстиям. Тогда:

$$F_n = 68{,}52 = 4 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 2{,}3 = 54{,}72 \text{ см}^2.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{27\,000}{54{,}73} = 492 \text{ кг/см}^2.$$

По виду сечения стойки непосредственно устанавливаем, что наибольшая гибкость будет при изгибе в плоскости ферм (относительно оси *уу* фиг. 138).

$$J_y = 4(127 + 17{,}13 \cdot 3{,}08) = 1\,156 \text{ см}^4.$$
$$i_y = \frac{1\,156}{68{,}52} = 4{,}11 \text{ см}.$$

Свободная длина между центрами закреплений по чертежу — 632 *см*.

Гибкость

$$\frac{l}{i} = \frac{632}{4{,}11} = 153. \quad \text{Допускается } 150.$$

Стойки V_2, V_4 исполнены того же сечения, что подвески. Они нагружены сжимающей силой от веса верхнего пояса по § 49.

$$V_2 = V_4 = 2\,135 \text{ кг}.$$

Кроме того стойки предназначаются для удержания верхнего сжатого пояса от выпучивания в плоскости фермы. Чем больше усилие в поясе, тем очевидно должна быть мощнее стойка. Это обстоятельство на основании приблизительных расчетов учитывается тем, что стойка проверяется дополнительно на сжатие силой, равной $^1/_{100}$ усилия в поясе. В данном случае:

$$\frac{O_4}{100} = 1\,590 \text{ кг}.$$

НТБ ДНУЖТ

Таким образом, полное сжимающее усилие в стойке:

$$V_4 = 2\,135 + 1\,590 = 3\,725\ кг.$$

Коэфициент уменьшения допускаемого напряжения при гибкости 153 по таблицам:

$$\varphi = 0{,}30.$$

Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{3\,725}{0{,}3 \cdot 68{,}52} = 181\ кг/см^2.$$

Напряжения в элементах от собственного веса. Согласно Техническим условиям горизонтальные и наклонные элементы ферм (пояса и раскосы) должны быть проверены на местный изгиб от собственного веса элемента. Учитывая жесткость соединений в узлах, при этом расчете изгибающий момент принимается равным 0,6 от величины момента в простой балке, пролетом равным горизонтальной проекции длины стержня. Допускаемые напряжения при этом могут быть повышены на $5^0/_0$, т. е. на $0{,}05 \cdot 1\,400 = 70\ кг/см^2$.

Для данного случая поверочный расчет произведем для наиболее напряженных элементов пояса нижнего U_4 и верхнего O_2.

Собственный вес элемента U_4

$$g = 2 \cdot 39{,}21 + 2 \cdot 26 \cdot 0{,}785 = 120\ кг/м.$$

Принимая строительный коэфициент (вес планок, заклепочных головок) в 1,25, получаем практический вес $1{,}25 \cdot 120 = 150\ кг/м$.

Расчетный изгибающий момент

$$M = 0{,}6 \cdot \frac{150 \cdot 6{,}563^2}{8} = 485\ кгм.$$

Момент инерции сечения

$$J_к = 10\,090 + 2 \cdot \frac{26^3}{12} = 13\,020\ см^4.$$

Ослабление считаем в $20^0/_0$.

$$J_п = 0{,}80 \cdot 13\,020 = 10\,400\ см^4.$$

Напряжения

$$\sigma' = \frac{48\,500}{10\,400} \cdot 13 = 61\ кг/см^2 < 70.$$

Собственный вес элемента O_2

$$g = 2 \cdot 48{,}91 + 2 \cdot 30 \cdot 0{,}785 = 145\ кг/м;$$

или со строительным коэфициентом 1,25:

$$g = 1{,}25 \cdot 145 = 180\ кг/м.$$

Изгибающий момент

$$M = 0{,}6 \cdot \frac{180 \cdot 6{,}563^2}{8} = 580\ кгм.$$

Напряжения

$$\sigma' = \frac{58\,000 \cdot 15}{0{,}8 \cdot 16\,772} = 59\ кг/см^2 < 70.$$

НТБ ДНУЖТ

Общие замечания. Как видно из приведенных расчетов, напряжения в большинстве элементов фермы значительно меньше допускаемых, другими словами — сечения взяты с большими запасами. Вообще говоря, это недостаточно экономно. В данном случае неизбежность больших запасов обусловливается следующими обстоятельствами.

Во-первых, элементы решетки помимо условия прочности должны удовлетворять требованию предельной допустимой гибкости. Как мы видели, для стоек и раскосов гибкость принята почти предельная, а в некоторых случаях даже с небольшим преувеличением. Следовательно уменьшение сечений уже невозможно.

Во-вторых, при конструировании предполагалось использовать по преимуществу швеллеры, а не клепанные сечения из уголков и листов; это дает большую экономию в прокатке и клепке. Однако при этом неизбежно приходится мириться с некоторым перерасходом металла. Таким образом судить об экономичности подбора сечений на основании только полученных запасов в напряжениях нельзя. Учитывая все обстоятельства, в данном случае подбор сечения следует признать достаточно целесообразным.

51. Расчет фермы по предельным напряжениям. Допускаемое напряжение в 1 400 *кг/см²*, применяемое для расчета ферм, не является предельным, которое можно допустить по условиям безопасности движения. Практика существующих мостов и некоторые научно-технические исследования показывают, что с достаточной гарантией безопасности движения можно в мостах допускать напряжения до 1 700—1 800 *кг/см²*. По единым нормам КомСТО для сооружений со сроком службы до 5 лет напряжения в железе могут быть повышены на 20 %, т. е. до 1 600 *кг/см²*. Таким образом, рассчитывая мосты по допускаемому напряжению в 1 400 *кг/см²*, мы даем известый запас грузоподъемности моста. Этот запас используется впоследствии, когда временная нагрузка увеличивается по сравнению с расчетной. Однако при наших методах расчета различные части моста будут иметь разные запасы полезной грузоподъемности. Действительно подбор сечения каждого элемента производится по формуле:

$$F = \frac{S_p + S_k}{\sigma}.$$

Здесь:

S_p — усилие от постоянной нагрузки;

S_k — то же от временной, учитывая динамику;

σ — допускаемое напряжение.

Предельное усилие, которое безопасно выдерживается стержнем, будет равно:

$$F\sigma = (S_p + S_k)\frac{\sigma_1}{\sigma}.$$

Здесь σ_1 — предельное допустимое напряжение.

Имея в виду, что усилие стержня от постоянной нагрузки не увеличивается, получим, что наибольшее усилие от временной нагрузки S_k', выдерживаемое стержнем, будет равно:

$$S_k' = F\sigma_1 - S_p = S_p\frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma} + S_k\frac{\sigma_1}{\sigma}.$$

Отношение этого предельного усилия к расчетному усилию от принятой расчетной нагрузки равно:

$$\eta = \frac{S_k'}{S_k} = \frac{S_p}{S_k}\frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma} + \frac{\sigma_1}{\sigma}.$$

НТБ ДНУЖТ

Для упрощения формулы положим, что отношение расчетного усилия от временной нагрузки к усилию от постоянной нагрузки в стержне равно:

$$\frac{S_p}{S_k} = a.$$

Тогда:

$$\eta = a\,\frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma} + \frac{\sigma_1}{\sigma}.$$

Но усилия в элементах от временной нагрузки пропорциональны принятой схеме нагрузок. Обозначая расчетную схему нагрузки H, устанавливаем, что данный стержень выдержит пропуск по мосту нагрузки:

$$\eta H = \left(a\,\frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma} + \frac{\sigma_1}{\sigma}\right) H.$$

Величина η характеризует запас грузоподъемности данного стержня. Как видим, этот запас зависит от величины a, которая различна для разных стержней фермы.

Следовательно запас грузоподъемности различен для разных элементов фермы. Для некоторого элемента он достигнет максимума. Наибольшая величина временной нагрузки, пропускаемая этим элементом, определится из условия:

$$\eta_{max} H = \left(a_{max}\,\frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma} + \frac{\sigma_1}{\sigma}\right) H.$$

Если остальные элементы не пропускают этой нагрузки, то данный наибольший запас грузоподъемности остается неиспользованным.

Для возможности его использования необходимо, чтобы и другие стержни, имеющие меньшую величину a, могли пропустить при предельном напряжении величину $\eta_{max} H$. Для этого теперь при допускаемом напряжении σ для них следует принять такую величину расчетного усилия от временной нагрузки ηS_k, чтобы удовлетворялось условие:

$$\frac{\eta S_k + S_p}{\sigma} = \frac{\eta_{max} S_k + S_p}{\sigma_1}.$$

Здесь:

S_k — усилие в элементе по обычному расчету от нагрузки H;

η — коэфициент увеличения этого усилия для возможности в будущем пропуска нагрузки $\eta_{max} H$.

Имея в виду, что

$$S_p = a S_k,$$

получаем:

$$\frac{\eta S_k + a S_k}{\sigma} = \frac{\eta_{max} S_k + a S_k}{\sigma_1},$$

или:

$$\eta + a = \frac{\sigma}{\sigma_1}(\eta_{max} + a).$$

Отсюда:

$$\eta = \frac{\sigma}{\sigma_1}\eta_{max} - \frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma_1} a.$$

Подставляя в это выражение ранее найденную величину η_{max}, получим:

$$\eta = 1 + (a_{max} - a)\,\frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma_1}.$$

Итак, каждый элемент фермы должен быть проверен на усилие:

$$S = S_p + \eta S_k.$$

Такая поверка проектируется у нас при расчете железнодорожных мостов. Величины допускаемого и предельного напряжений для сквозных ферм принимаются

$$\sigma = 1\,300\ кг/см^2; \quad \sigma_1 = 1\,700\ кг/см^2.$$

НТБ ДПУЖТ

Тогда:

$$\eta = 1 + \frac{13}{17}(a_{max} - a).$$

Для сплошных балок предельное напряжение принимается:

$$n_1 = 1\,870\ кг/см^2.$$

Вследствие этого при расчете балок проезжей части, которые должны иметь ту же предельную грузоподъемность, что и фермы, величина η принимается:

$$\eta = \frac{17}{18{,}7} + \frac{17-13}{18{,}7}a_{max} - \frac{17{,}7-13}{18{,}7}a.$$

Для сплошных ферм соответственно:

$$\eta = 1 + \frac{18{,}7-13}{18{,}7}(a_{max} - a).$$

Коэфициент η учитывается только при расчете на основные нагрузки, при расчете же на основные и дополнительные он в расчет не вводится.

Для мостов на автогужевых дорогах эта поверка не делается.

Поэтому в данном случае не будем производить полного пересчета фермы, а ограничимся некоторыми подсчетами, иллюстрирующими приложение этого метода и его результаты.

При этом расчете примем предельное допускаемое напряжение $\sigma_1 = 1\,700\ кг/см^2$. Тогда:

$$\eta = 1 + \frac{13}{17}(a_{max} - a) = 1 + 0{,}176\,(a_{max} - a).$$

Прежнее расчетное усилие в каждом элементе следует увеличить в отношении:

$$\frac{S'_k + S_p}{S_k + S_p} = \frac{\eta S_k + aS_k}{S_k + aS_k} = \frac{\eta + a}{1 + a}.$$

В том же отношении увеличатся и расчетные напряжения. Там где они окажутся больше $1\,400\ кг/см^2$, сечения очевидно придется увеличить.

Вычислим величину a для всех элементов фермы.

На основании предыдущих расчетов устанавливаем, что для поясов величина a равна отношению постоянной и временной нагрузок, для раскосов — отношению поперечных сил от постоянной и временной нагрузок.

Вычисленные величины a приведены в таблице 16.

По ним определяются для каждого элемента коэфициенты и затем отношения $\frac{a+\eta}{a+1}$. Наконец в последних столбцах определяются приведенные напряжения, получающиеся умножением напряжений по основному расчету на отношение:

$$\frac{a+\eta}{a+1}.$$

На основании таблицы устанавливаем, что максимум a относится к поясам, минимум — к средним раскосам и подвескам. Однако разница напряжений при учете предельной грузоподъемности невелика (не больше 10 %), а так как средние раскосы и подвески приходится подбирать по гибкости и в них поэтому получаются запасы напряжений, то вообще раскосы выдержат предельную грузоподъемность, определяемую сечениями поясов. Таким образом для мостов средних пролетов на автогужевых дорогах этот проверочный расчет, вообще говоря, излишен. Определим ту предельную нагрузку, которую может пропустить данное пролетное строение при напряжении $1\,700\ кг/см^2$.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 16

Расчетные напряжения для предельной грузоподъемности

Название элемента	Отношение усилий от постоянной и временной нагрузок a	$a_{max} - a$	$0{,}176\,(a_{max} - a)$	$\eta = 1 + 0{,}176\,(a_{max} - a)$	$\frac{a+\eta}{a+1}$	Напряжение по основному расчету	Напряжение приведенное	Примечания
						кг/см²		
$\frac{U_1}{U_2}$	0,96	$\backsim 0$	0	1	1	922		
$\frac{U_3}{U_4}$	0,98	0	0	1	1	1 295		$a_{max} = 0{,}98$
$\frac{O_2}{O_3}$	0,98	0	0	1	1	1 280		
O_4	0,98	0	0	1	1	1 150		
D_2	0,95	0,03	$\backsim 0$	1	1	1 290		
D_3	0,77	0,21	0,037	1,037	1,02	1 130	1 150	
D_4	0,38	0,60	0,123	1,123	1,09	467	510	На растяжение
$\frac{V_1}{V_3}$	0,45	0,43	0,076	1,076	1,05	492	517	Стойки V_2, V_4 на временную нагрузку не работают, а потому во внимание не принимаются

По предыдущему:

$$\tau_{1max} = a_{max}\,\frac{\sigma_1 - \sigma}{\sigma} + \frac{\sigma_1}{\sigma} = 0{,}98\,\frac{3}{14} + \frac{17}{14} = 1{,}42.$$

Так как мост рассчитан на нагрузку Н8, то предельная нагрузка будет:

$$1{,}42\text{Н}8 = \text{Н}11{,}4.$$

Другими словами, главные фермы выдерживают пропуск сплошных поездов автомобилей по 11,4 *т* и среди каждого поезда одиночного автомобиля весом 14,8 *т* при расположении по схемам норм.

При предельном напряжении в 1 800 *кг/см²* возможен пропуск поездов автомобилей весом по 12,5 *т* и одиночных по 16,4 *т*.

52. Расчет планок сжатых элементов. Планки, соединяющие отдельные ветви сжатых элементов и обеспечивающие их совместную работу, согласно Техническим условиям рассчитываются на поперечную силу, равную

$$Q = \frac{1\,000\,F}{\lambda_0}.$$

НТБ ДНУЖТ

Здесь:

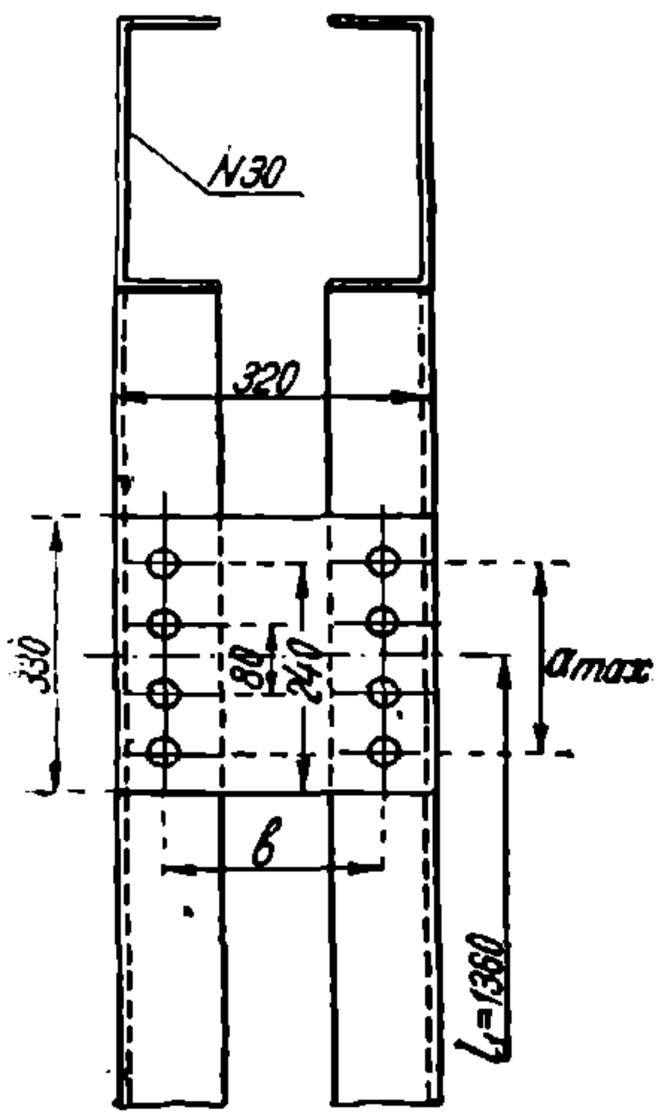
λ_0 — приведенная гибкость стержня;

F — площадь брутто стержня.

Если λ_0 получается по расчету меньше 30 и больше 80, то в формуле для Q величина принимается соответственно 30 или 80.

При наличии нескольких решеток поперечная сила считается распределенной между ними поровну. При коробчатом сечении считается, что половина поперечной силы передается на горизонтальные листы, соединяющие две ветки.

Расчет всех планок в данном случае производится одинаково; поэтому приводим расчет только для верхнего пояса O_2 (фиг. 139).



Фиг. 139.

На основании предыдущих расчетов:

$$F = 124{,}6\ см^2; \quad \lambda_0 = 68.$$

Следовательно:

$$Q = \frac{1\,000 \cdot 124{,}6}{68} = 1\,840\ кг.$$

Сила, срезывающая планку, определяется по формуле:

$$T = \frac{Q}{2}\,\frac{l_1}{b}.$$

Здесь b — расстояние между центрами тяжести ветвей.

В данном случае:

$$b = 32 - 2 \cdot 2{,}68 = 26{,}64\ см;$$

$$T = \frac{1\,840 \cdot 136}{2 \cdot 26{,}64} = 4\,704\ кг.$$

Скалывающее напряжение:

$$\tau = \frac{T}{F_{пл}} = \frac{4\,704}{1 \cdot 33} = 142\ кг/см^2 < 975.$$

Момент, изгибающий планку, определяется по формуле:

$$M = \frac{Ql_1}{4} = \frac{1\,840 \cdot 136}{4} = 62\,660\ кгсм.$$

Считая ослабление планки заклепками 15 %, имеем момент сопротивления

$$W = \frac{0{,}85 \cdot 33^2}{6} = 154\ см^3.$$

Нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{62\,660}{154} = 406\ кг/см^2 < 1\,400.$$

Заклепки, прикрепляющие планку, рассчитываются по срезывающей силе, передающейся на крайнюю заклепку:

$$R = \sqrt{S^2 + N^2}.$$

НТБ ДНУЖТ

Здесь:

$S = \frac{T}{n}$, причем n — число заклепок с каждой стороны;

$N = \frac{Ma_{max}}{\sum a^2}$, где a_{max} — расстояние между крайними заклепками;

a — расстояние между двумя заклепками, симметричными относительно средины планки.

В данном случае:

$$S = \frac{4\,704}{5} = 1\,176\ кг.$$

$$N = \frac{62\,660 \cdot 24}{8^2 + 24^2} = 2\,350\ кг.$$

Усилие, действующее на крайнюю заклепку:

$$R = \sqrt{1\,176^2 + 2\,350^2} = 2\,628\ кг.$$

Заклепки односрезные, диаметром в 23 *мм*. Прочное сопротивление заклепки одиночному срезыванию:

$$P = \frac{\tau \pi d^2}{4} = 1\,100\,\frac{\pi \cdot 2{,}3^2}{4} = 4\,565\ кг > 2.628.$$

53. Расчет заклепок в соединениях элементов. Конструкция соединений показана на общем фасаде фермы (фиг. 116), отдельные узлы в деталях — на фиг. 140 -- 144.

Все основные элементы прикрепляются заклепками диаметром в 23 *мм* (условные обозначения заклепок показаны на фиг. 142). Число заклепок для прикрепления каждого элемента рассчитывается по сечению, т. е. по формулам для одиночного срезывания:

$$k = \frac{\sigma F}{\frac{\pi d^2}{4}\tau} = \frac{4}{\pi d^2 \cdot 0{,}8} F = \mu_1 F.$$

Здесь σ и τ — допускаемые напряжения — нормальное и на срезывание заклепок, причем $\tau = 0{,}8\ \sigma$.

При диаметре заклепок в 23 *мм*

$$\mu_1 = 0{,}30.$$

При двойном срезывании потребное число заклепок вдвое меньше.

На смятие двусрезных заклепок:

$$k = \frac{\sigma F}{d\delta\sigma_\delta} = \frac{1}{2d\delta} F = \mu_2 F.$$

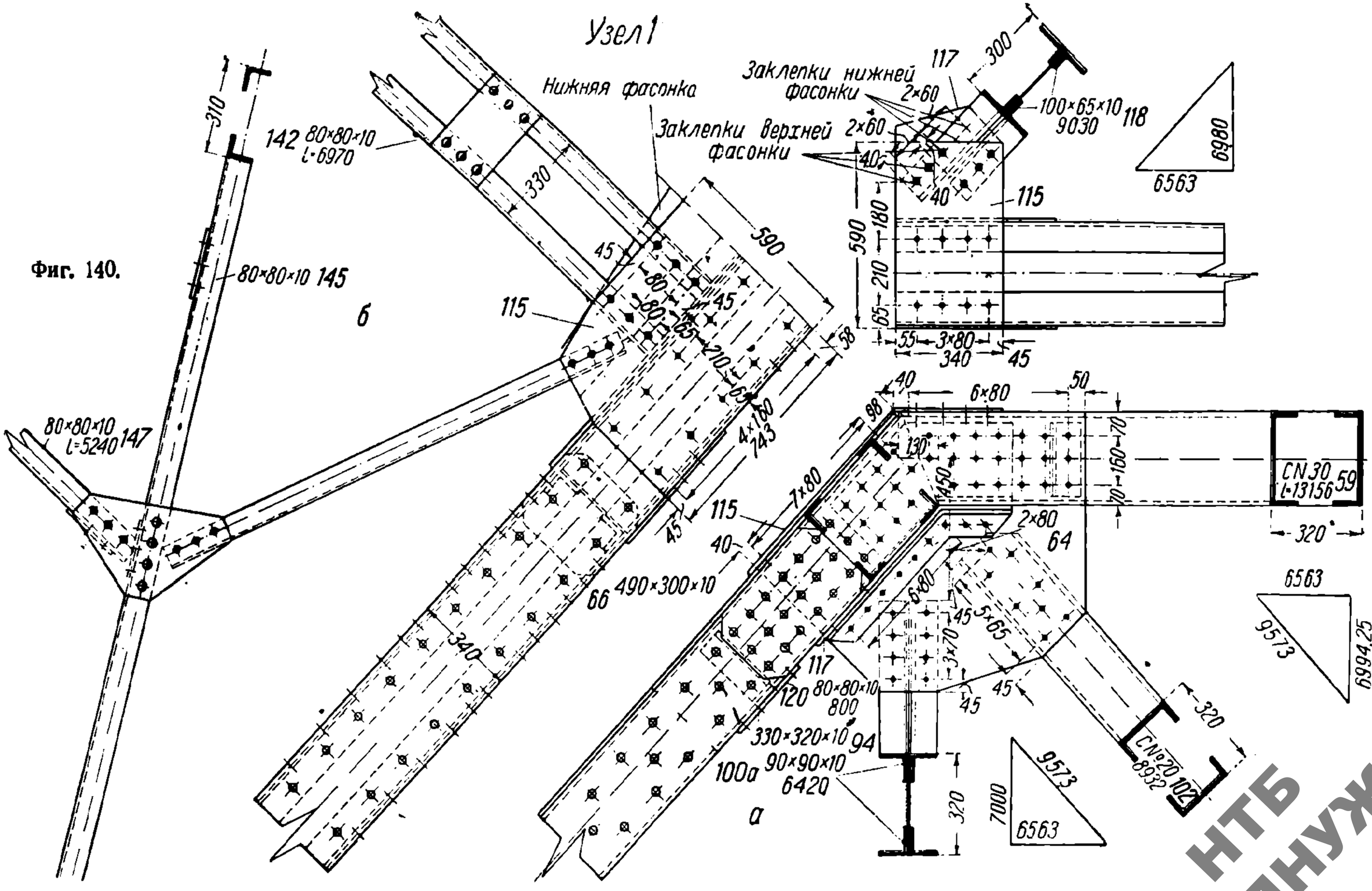
Здесь $\sigma_\delta = 2\sigma$ — допускаемое напряжение на смятие двусрезной заклепки; при $d = 23$ *мм*, $\delta = 10$ *мм*:

$$\mu_2 = 0{,}22.$$

В этих формулах расчетная площадь берется для вытянутых элементов — F_n, для сжатых — φF_{br}.

НТБ ДНУЖТ

Фиг. 140.



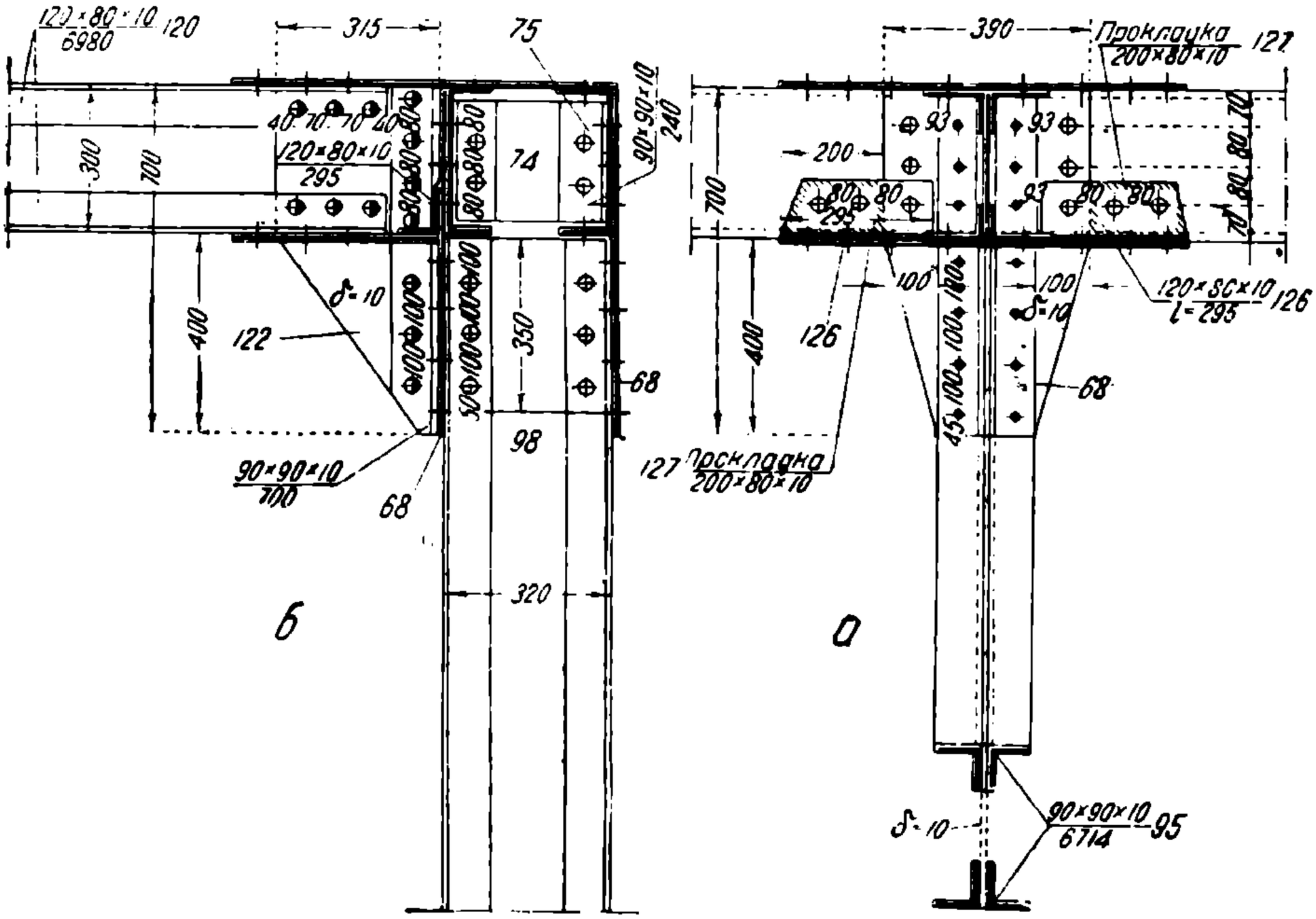
НТБ ДНУЖТ

Верхний пояс

Швеллеры стыкаются только в главных узлах. Стык перекрывается (фиг. 142) с одной стороны узловой фасонкой, с другой — накладкой 240×10 *мм*.

Расчетная площадь швеллера по § 21:

$$\varphi F_{br} = \frac{97}{2} = 48{,}5\ см^2.$$



Фиг. 141.

Число заклепок:

по двойному срезыванию

$$k = \frac{0{,}3}{2} \cdot 48{,}5 = 8 \text{ шт.};$$

по смятию

$$0{,}22 \cdot 48{,}5 = 11 \text{ шт.}$$

Принято 12 шт.

Вертикальные листы прерываются у узловых фасонок и перекрыты односторонними накладками 300×10 *мм*.

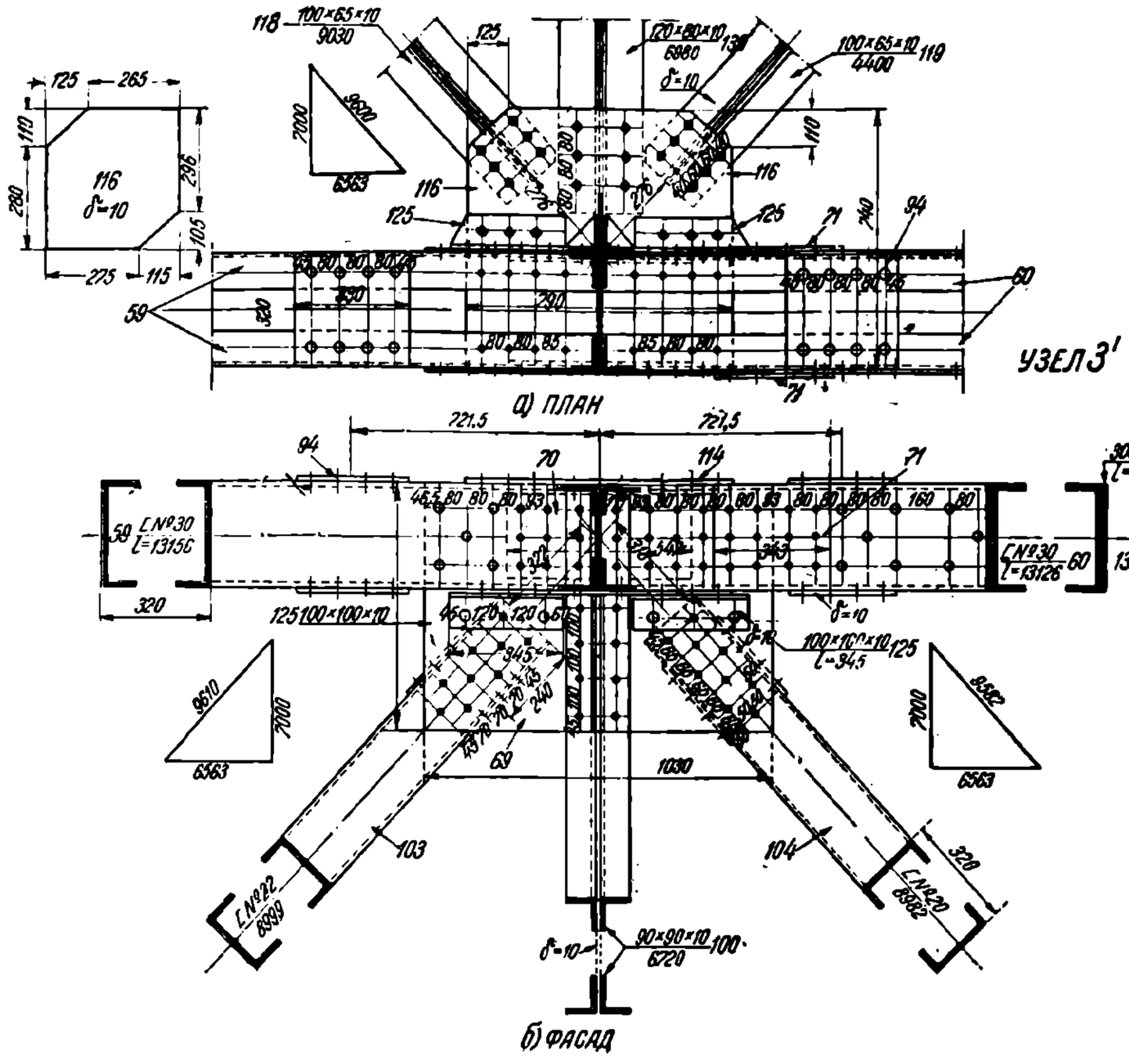
Число односрезных заклепок:

$$\mu_1 \varphi F_{br} = 0{,}3 \cdot 0{,}75 \cdot 30 = 7 \text{ шт.}$$ Принято 8.

НТБ ДНУЖТ

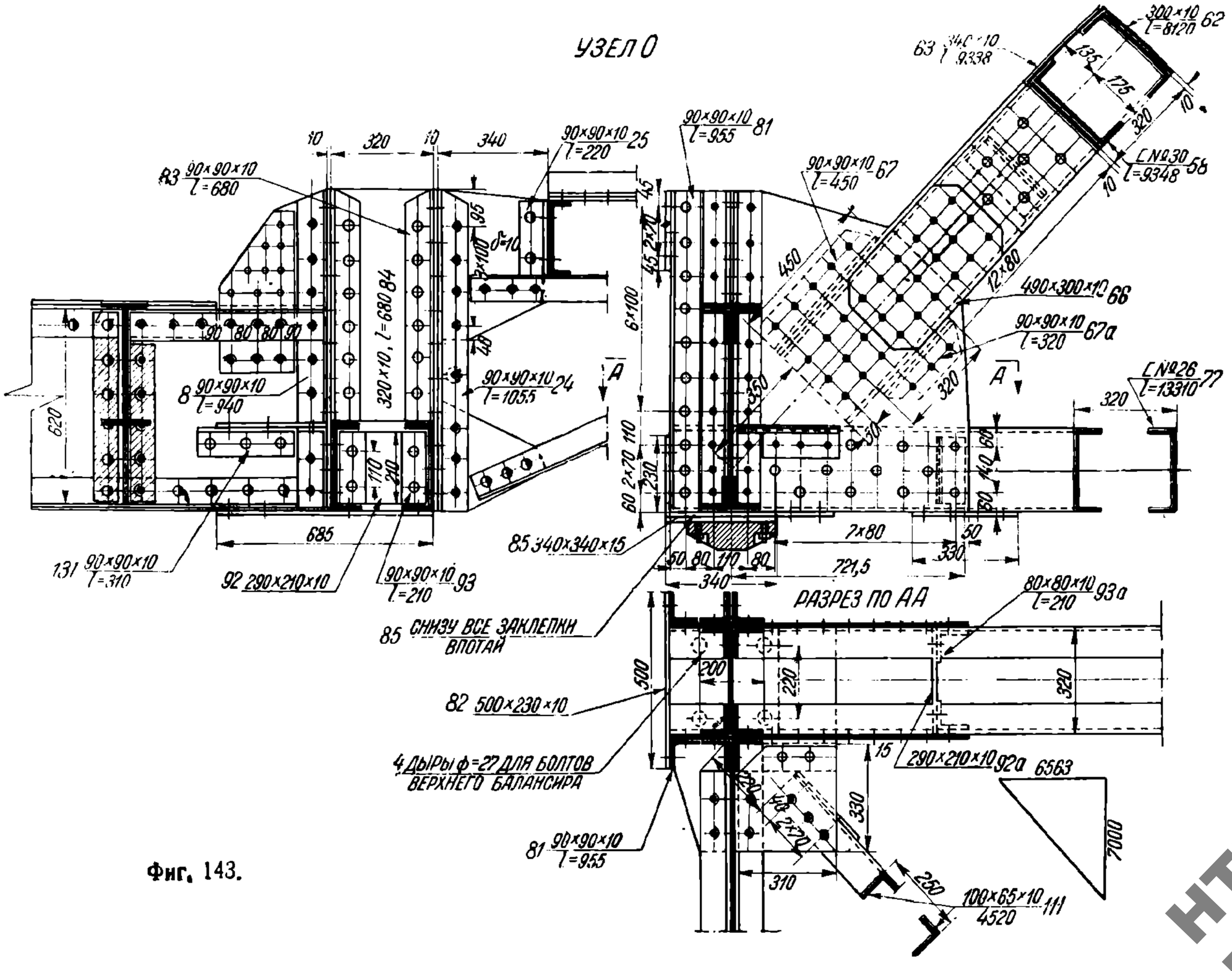
УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ЗАКЛЕПОК:

- d23 заводские
- монтажные
- d20 заводские
- монтажные



Фиг. 142.

НТБ ДНУЖТ

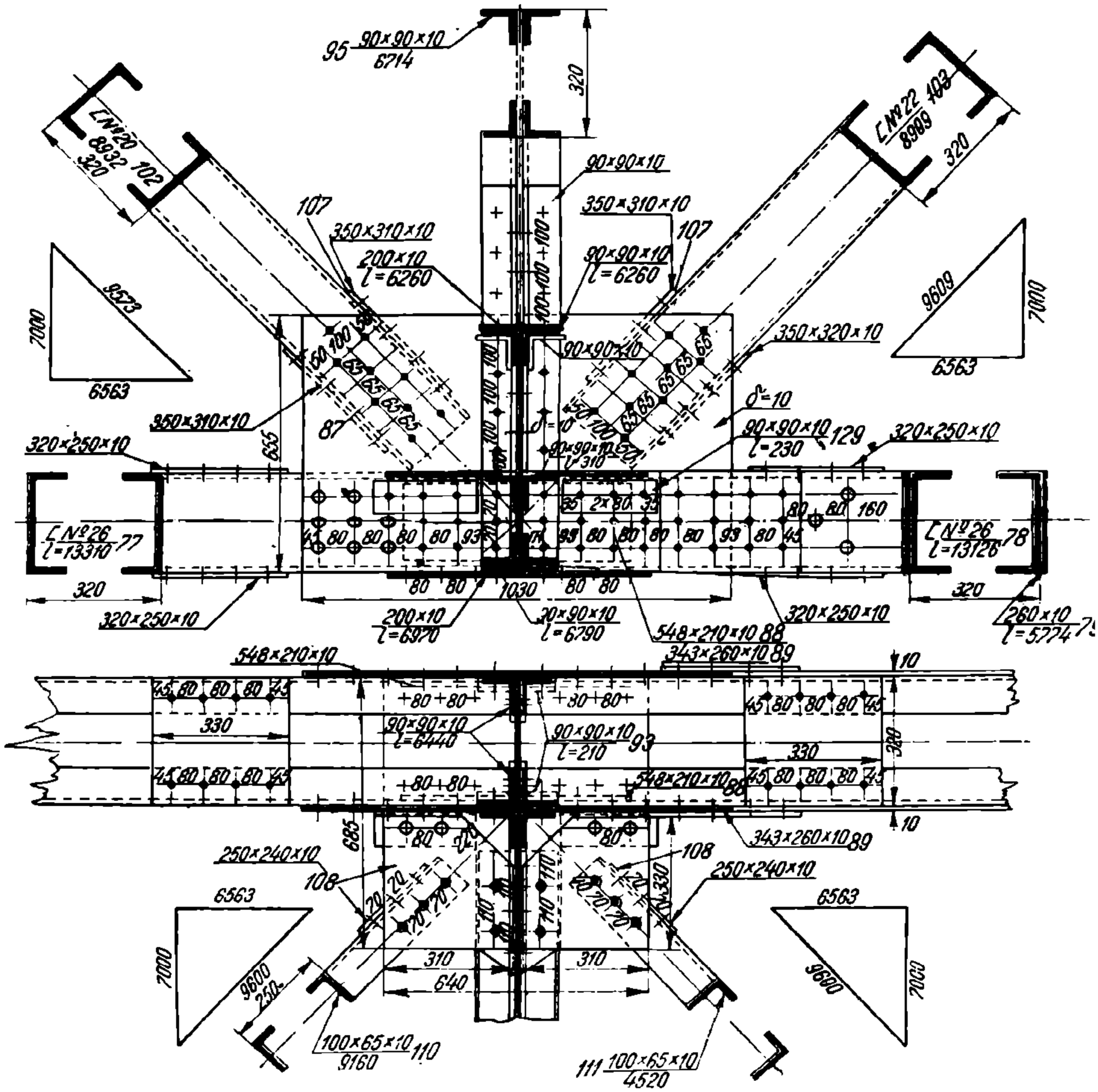


Фиг. 143.

НТБ ДНУЖТ

Нижний пояс

Швеллеры стыкаются в главных узлах (фиг. 144) и перекрываются аналогично верхнему поясу узловыми фасонками и внутренними



Фиг. 144.

накладками 210×10 *см* с двусрезными заклепками. Число заклепок по смятию для одного швеллера:

$$0{,}22 \cdot \frac{76{,}50}{2} = 9 \text{ шт.}$$ Принято 9 шт.

Вертикальные листы доведены до фасонок и перекрыты односторонними накладками 260×10 *мм*.

НТБ ДНУЖТ

Рабочая площадь листа

$$F_n = 26 - 3 \cdot 2{,}3 \cdot 1 = 19{,}3 \text{ см}^2.$$

Число односрезных заклепок

$$k = 0{,}3 \cdot 19{,}3 = 6 \text{ шт.}$$ Принято 6 шт.

Элементы решетки кроме опорного раскоса прикреплены к узловым фасонкам односрезными заклепками (фиг. 116 (см. вклейку), 140 — 144).

Подсчет числа заклепок произведен в таблице 17.

Таблица 17

Число заклепок в прикреплении

Название элемента	Полная площадь одной ветви F_{br}	Расчетная площадь φF_{br} или F_n	Число заклепок	
			по расчету	принятое
D_2	33,93	28,70	9	9
D_3	38,94	21,97	7	9
D_4 [1]	33,93	19,75	6	9
V	34,26	27,36	8	8

Прикрепление первого элемента верхнего пояса (опорного раскоса). Первый элемент верхнего пояса O_1 входит в состав опорной рамы, и расчет его произведен в дальнейшем. Сечение его состоит (фиг. 143-*а*) из двух швеллеров № 30, двух вертикальных листов в 300×10 *мм* и одного горизонтального листа 340×10 *мм*. Прикрепление его в верхнем узле *1'* показано на фиг. 140. Швеллеры прикреплены к узловым фасонкам, и их стык со швеллерами следующего элемента верхнего пояса перекрыт фасонными накладками сечением 240×10 *мм* с 11 заклепками в полунакладке.

$$\varphi F_{br} = 0{,}7 \cdot 62{,}3 = 45 \text{ см}.$$

Необходимое число заклепок:
по одиночному срезыванию

$$k_1 = 0{,}3 \cdot 45 = 14;$$

по смятию

$$\mu_2 F = 0{,}22 \cdot 45 = 10 \text{ шт.}$$

Принято 11 двусрезных заклепок.

[1] Раскос D_4 является сжато-вытянутым. По техническим условиям для таких элементов расчетное число заклепок увеличивается в отношении $1 + \frac{1}{3}\frac{\min S}{\max S}$. В данном случае по § 48:

$$1 + \frac{\min S}{\max S} = 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{5\,280}{26\,750} = 1{,}07,$$ т. е. число заклепок: $6 \cdot 1{,}07 = 7$.

НТБ ДНУЖТ

Вертикальные листы подходят к узловой фасонке впритык, причем стык перекрывается одиночной накладкой 300×10 *мм*.

Число односрезных заклепок

$$\mu_2 \varphi F_{br} = 0{,}22 \cdot 0{,}7 \cdot 30 = 7 \text{ шт.}$$ Принято 9 шт.

Заклепки, прикрепляющие листы, фактически являются двусрезными, причем одно срезывание работает на прикрепление листа, а другое — швеллера. В этом случае следует проверить смятие заклепки от совместного действия усилий в швеллере и в листе. Швеллер прикрепляется 12 односрезными и 11 двусрезными заклепками, т. е. всего на швеллер приходится $k_1 = 34$ среза заклепок. При расчете по площади усилие, приходящееся на каждую заклепку:

$$\frac{\sigma F_1}{k_1} = \frac{45}{34}\sigma.$$

Лист прикрепляется девятью односрезными заклепками, т. е. усилие, передающееся от него на одну заклепку, равно:

$$\frac{\sigma F_2}{k_2} = \frac{21}{9}\sigma.$$

Суммарное усилие заклепки должно быть меньше прочного сопротивления ее смятию, т. е.:

$$\frac{\sigma F_1}{k_1} = \frac{\sigma F_2}{k_2} < \sigma_{\delta} d\delta$$

или при $\sigma_{\delta} = 2\sigma$:

$$\frac{F_1}{k_1} + \frac{F_2}{k_2} \leqslant 2d\delta.$$

В данном случае:

$$\frac{45}{34} + \frac{21}{9} = 3{,}65 < 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1.$$

Горизонтальный лист доводится до стыка швеллеров и прикрепляется к гнутой ветровой накладке.

Число односрезных заклепок

$$k_1 = 0{,}30 \cdot 0{,}7 \cdot 34 = 7{,}1 \text{ шт.}$$ Принято 8.

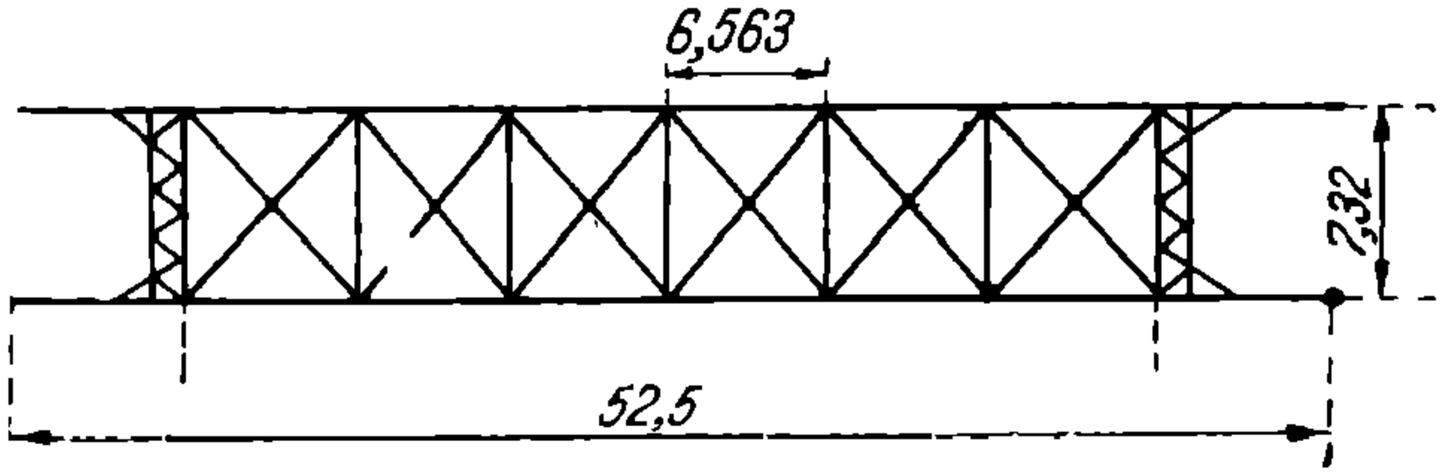
Конструкция нижнего опорного узла показана на фиг. 143.

Швеллеры прикрепляются к фасонке внахлестку, и кроме того нижние полки их подхвачены коротышами длиной по 320 *мм* из уголков в $90 \times 90 \times 10$ *мм*. Каждый из этих коротышей прикреплен к швеллеру четырьмя заклепками. По Техническим условиям расчетное число заклепок в другой полке, т. е. в прикреплении к фасонке, должно приниматься в 1,5 раза меньше, т. е. 2,7. Можно принять 3, которые фактически стоят. Тогда каждый швеллер прикрепляется 21 заклепкой, т. е. больше 14. Вертикальный лист стыкается с фасонкой и прикреплен девятью односрезными заклепками. Поверка на смятие заклепки от совместного действия:

$$\frac{45}{21} + \frac{21}{9} = 4{,}47 < 2 \cdot 2{,}3 \text{ см}^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Горизонтальный лист пропущен внутрь узла и прикреплен уголками $90 \times 90 \times 10$ *мм*, длиной по 450 *мм*, с 10 односрезными заклепками. Конструкцию такого прикрепления нельзя признать целесообразной, так как ширина листа — 340 *мм*, а просвет между фасонками — 320 *мм*. Следовательно концы листа надо срезать с каждой стороны на 10 *мм*. Следовало бы выпустить уголки за узел и прикрепить к ним лист, доведя его до фасонки.



Фиг. 145.

54. Расчет связей между фермами. Схема верхних связей показана на фиг. 145, нижних — на фиг. 146; конструктивные элементы связей и их прикрепления к узлам главных ферм показаны на фиг. 140 — 144. Высота ветровой фермы равна расстоянию между осями главных ферм $h = 7{,}32$ *м*.

Расчетный пролет $l = 52{,}5$ *м*.

Длина панели $d = 6{,}563$ *м*.

Длина диагонали

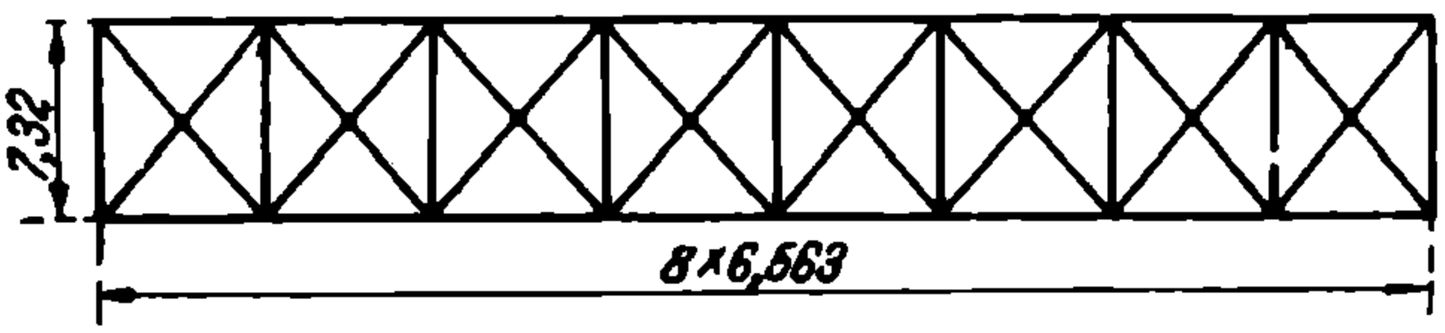
$$s = \sqrt{6{,}563^2 + 7{,}32^2} = 9{,}83 \text{ м}.$$

Угол диагонали с поясом: $\sin \alpha = 0{,}743$.

Связи рассчитаны на давление ветра по нормам Цудортранса: в присутствии временной нагрузки 100 *кг/м²*, в отсутствии — 200 *кг/м²*. Давление ветра на 1 *пог. м* главных ферм при коэфициенте заполнения 0,4:

при ветре 100 *кг/м²* $w_1 = 100 \cdot 0{,}4 \cdot 7 = 280$ *кг/м*;

при ветре 200 *кг/м²* $w_2 = 200 \cdot 0{,}4 \cdot 7 = 560$ *кг/м*.



Фиг. 146.

Считаем, что половина этого давления передается на верхние связи, половина — на нижние.

Боковая поверхность проезжей части, подверженная действию ветра, принимается в виде сплошной полосы, высотой равной высоте верха проезда (вернее тротуаров) над верхней кромкой нижнего пояса, в данном случае 1 *м*. Все это давление считается передающимся на нижние связи. Это при ветре в 100 *кг/м²* дает нагрузку в 100 *кг/м*.

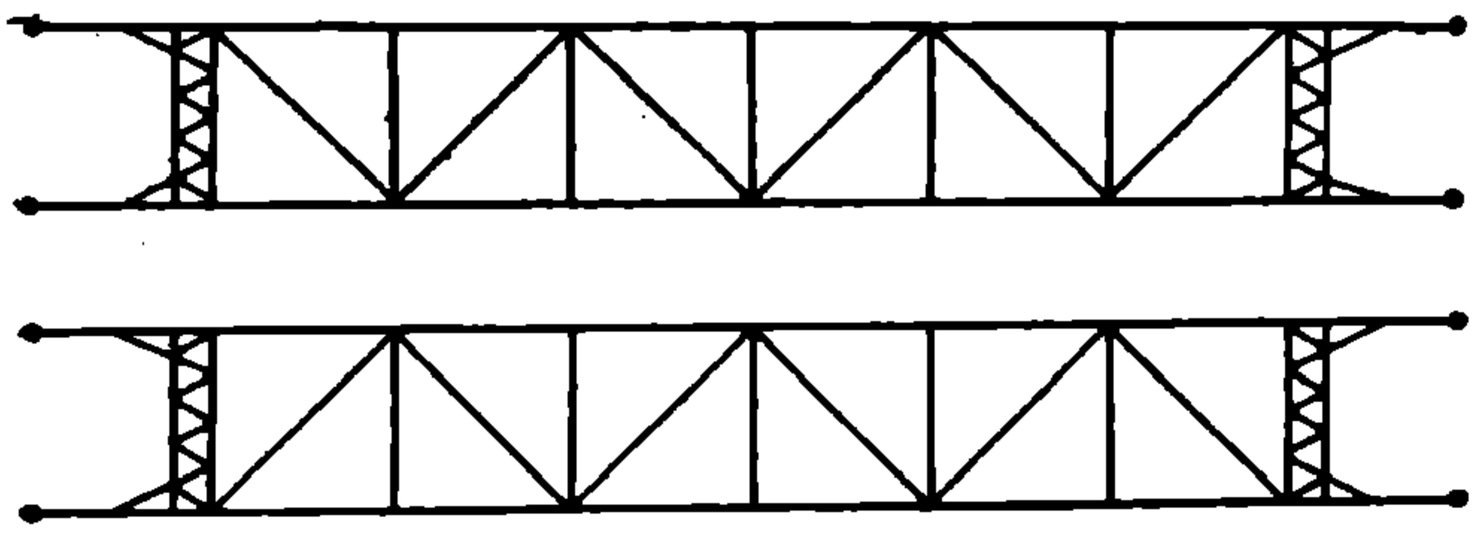
Таким образом, нагрузка на верхние связи при ветре в 200 *кг/м²* $w = 280$ *кг/м*. То же на нижние связи $w = 480$ *кг/м*.

НТБ ДНУЖТ

Поясами ветровой фермы служат пояса главных ферм. В них следовало бы проверить напряжения при совместном действии вертикальной нагрузки и ветра. Но в данном случае полная вертикальная нагрузка для поясов по § 47 равна 3,23 *т/м*, а наибольшая ветровая нагрузка для нижних связей при ветре в 100 *кг/м²* составляет всего 240 *кг/м*. Кроме того усилия в поясах ветровой и главных ферм обратно пропорциональны отношению расстояния между осями ферм к высоте фермы, т. е. в данном случае 7,32/7,0. Таким образом усилия от ветра дадут в поясах добавку напряжений, равную:

$$\frac{240}{3230}\cdot\frac{7}{7{,}32}=0{,}07 \text{ или } 7\,\%.$$

Напряжения при ветре разрешается повышать до 1 700 *кг/см²*, т. е. на 21%. Следовательно в данном случае поверка напряжений в поясах от ветра излишня.



Фиг. 147.

Для расчета диагоналей и распорок связей невыгоднейшим случаем будет давление ветра в 200 *кг/м²*.

Верхние связи. Ветровая ферма является статически неопределимой. Рассчитываем ее приближенно путем разложения на две простых треугольных системы с дополнительными стойками, считая, что каждая из этих систем будет работать на половину нагрузки (фиг. 147).

При этом каждая диагональ и распорка будет сжаты при ветре с одной стороны и растянуты при обратном.

Все диагонали приняты одинакового сечения; поэтому расчет достаточно произвести для наиболее напряженной диагонали второй панели.

На каждую систему приходится нагрузка $w = 140$ *кг/м*.

Поперечная сила во второй панели

$$Q = w\left(\frac{1}{2} - x'\right) = 140\ (26{,}25 - 9{,}844) = 2\,300 \text{ кг}.$$

Здесь $x' = 9{,}844$ *м* — расстояние от левой опоры до средины второй панели.

Усилие в диагонали

$$D = \frac{Q}{\sin\alpha} = \frac{2\,300}{0{,}745} = 3\,100 \text{ кг}.$$

Сечение диагонали принято из четырех уголков в 100×65×10 *мм* (фиг. 148).

Собственный вес диагонали при строительном коэфициенте 1,20:

$$g = 1{,}2\cdot 4\cdot 12{,}24 = 59 \text{ кг/м}.$$

НТБ ДНУЖТ

Изгибающий момент от собственного веса

$$M_g = \frac{59 \cdot 9{,}83^2}{8} = 711 \ кгм.$$

Момент инерции относительно горизонтальной оси

$$J_x = 4 \cdot [51{,}2 + 15{,}59 \cdot (15 - 1{,}64)^2] = 11\,340 \ см^4.$$

Считаем ослабление в 20 %. Тогда:

$$J_n = 0{,}8 \cdot 11\,340 = 9\,090 \ см^4.$$

Момент инерции относительно вертикальной оси,

$$J_y = 4\,(154{,}3 + 15{,}59 \cdot 3{,}87^2) = 1\,560 \ см^4.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{1\,560}{4 \cdot 15{,}59}} = 5 \ см.$$

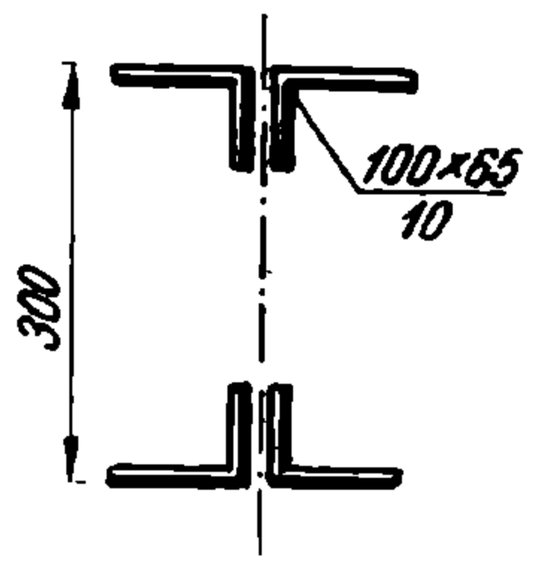
Свободную длину при изгибе в плоскости связей можно принять согласно Техническим условиям равной половине длины диагонали, так как диагонали пересекаются. Тогда гибкость

$$\frac{l}{i} = \frac{983}{2 \cdot 5} = 98.$$

Допускаемая гибкость для связей:
для вытянутых стержней — 200;
для сжатых и сжато-вытянутых — 130.

Коэфициент уменьшения напряжений при гибкости 98:

$$\varphi = 0{,}57.$$



Фиг. 148.

Суммарные напряжения

$$\sigma = \frac{D}{\varphi F_{br}} + \frac{M}{W_n} = \frac{3\,100}{0{,}57 \cdot 4 \cdot 15{,}59} + \frac{71\,100}{9\,090} \cdot 15 = 87 + 117 = 204 \ кг/см^2.$$

Дополнительные напряжения от деформации поясов.

Дополнительное напряжение в диагонали от деформации пояса определяется на основании следующих соображений.

Если до деформации длина пояса l, а диагонали s, после же деформации соответственно $l + \Delta l$ и $s + \Delta s$, то удлинение диагонали при условии, что распорки не изменили своей длины, по фиг. 149 равно: $\Delta s = \Delta l \cos \alpha$.

Тогда относительное удлинение и напряжение в диагонали:

$$\frac{\Delta s}{s} = \frac{\frac{\Delta l \cos \alpha}{l}}{\cos \alpha} = \frac{\Delta l}{l} \cos^2 \alpha.$$

$$\sigma_{диаг} = \sigma_{пояса} \cdot \cos^2 \alpha.$$

Напряжения во второй панели верхнего пояса от вертикальной нагрузки по § 49 равны 1 280 $кг/см^2$.

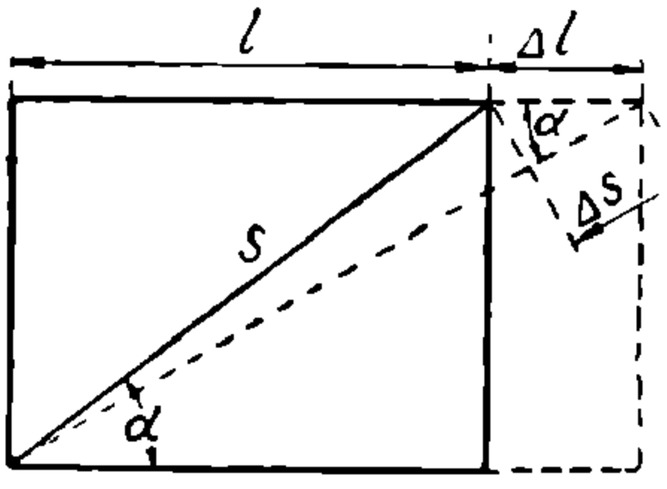
НТБ ДНУЖТ

Напряжения изгиба от собственного веса

$$\sigma' = 59\ кг/см^2.$$

Имея в виду, что полная вертикальная нагрузка для верхнего пояса равна 3,23 $т/м$, а ветровая для верхних связей при ветре в 100 $кг/м^2$ на основании предыдущего равна 140 $кг/м$ и отношение высот ветровой и главных ферм равно 7,32:7, получаем увеличение напряжений в поясе при ветре на

$$\frac{140}{3\,230} \cdot \frac{7,0}{7,32} = 0,04 = 4\,\%.$$



Фиг. 149.

Суммарное напряжение в поясе

$$\sigma = 1,04 \cdot 1\,280 + 59 = 1\,389\ кг/см^2.$$

Дополнительные напряжения в диагонали

$$\sigma_g = 1\,389 \cdot 0,669^2 = 620\ кг/см^2.$$

Напряжения от ветра при интенсивности в 100 $кг/см^2$

$$\sigma = \frac{1\,550}{4 \cdot 15,59} = 25\ кг/см^2.$$

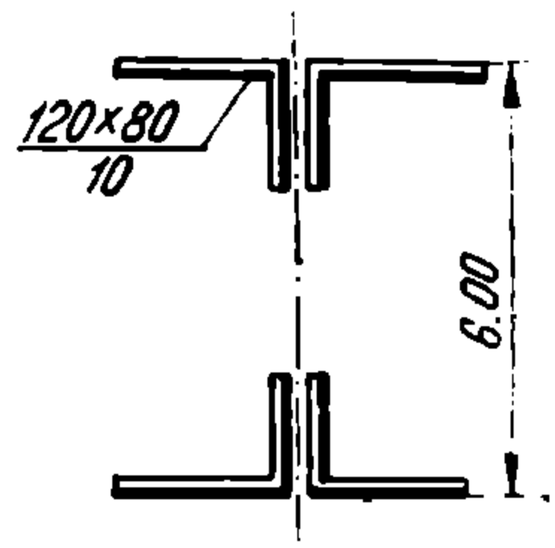
От изгиба собственным весом по предыдущему 117 $кг/см^2$. Полные напряжения

$$\sigma = 620 + 25 + 117 = 762\ кг/см^2 < 0,57 \cdot 1\,700.$$

Первая распорка входит в состав опорной рамы и будет рассчитана в дальнейшем. Остальные распорки приняты одинакового сечения. Сжимающее усилие в распорке от ветра равно половине узлового давления:

$$V = \frac{wd}{2} = 140 \cdot 6,563 = 920\ кг.$$

Сечение распорки состоит из четырех уголков в 120 × 80 × 10 $мм$ (фиг. 150).



Фиг. 150.

Площадь сечения

$$F_{br} = 4 \cdot 19,13 = 76,52\ см^2.$$

Наименьший момент инерции

$$J_y = 4 \cdot (275,6 + 19,17 \cdot 4.42^2)) = 2\,600\ см^4;$$

$$i = \sqrt{\frac{2\,600}{76,52}} = 5,84\ см.$$

Гибкость

$$\frac{l}{i} = \frac{732}{5,84} = 125 < 130.$$

Коэфициент уменьшения напряжений

$$\varphi = 0,43.$$

НТБ ДНУЖТ

Момент инерции относительно горизонтальной оси:

$$J_x = 4 \cdot 3\,357 = 13\,428\ см^4.$$

Ослабление считаем 20 %.

$$J_n = 0{,}8 \cdot 13\,428 = 10\,750\ см^4.$$

Собственный вес распорки со строительным коэфициентом 1,2:

$$g = 1{,}2 \cdot 4 \cdot 15{,}02 = 72\ кг/м.$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{72 \cdot 7{,}32^2}{8} = 482\ кгм.$$

Приведенное напряжение

$$\sigma = \frac{920}{0{,}43 \cdot 76{,}52} + \frac{48\,200}{10\,750} \cdot 30 = 28 + 135 = 163\ кг/см^2.$$

В виду незначительности напряжений соединительные планки в элементах ставятся без расчета. Точно так же без расчета по конструктивным соображениям назначается и число заклепок в прикреплениях элементов в узлах.

Усилие, выдерживаемое одной заклепкой на одиночное срезывание:

$$P = \frac{\pi \cdot 2{,}3^2}{4} \cdot 1\,100 = 4\,580\ кг,$$

т. е. больше продольного усилия и в диагонали, и в распорке.

Расчет нижних связей производится во всем аналогично приведенному, поэтому здесь опускается.

55. Расчет опорной рамы. Опорная рама расположена в плоскости первых наклонных элементов верхнего пояса. Схема рамы показана на фиг. 151. Она рассматривается как двухшарнирная и рассчитывается на давление ветра P, приложенное в верхнем узле. Расчет производится для двух случаев:

1) ветер 100 $кг/м^2$, временная нагрузка — на мосту, допускаемое напряжение 1 700 $кг/см^2$;

2) ветер 200 $кг/м^2$, временная нагрузка отсутствует, допускаемое напряжение 1 400 $кг/см^2$.

Сила P, приложенная в верхнем узле, принимается равной $^1/_4$ давления ветра на ферму.

Площадь фермы:

$$7 \cdot \frac{52{,}5 + 39{,}378}{2} = 287\ м^2.$$

Здесь 39,378 $м$ — длина фермы по верху.

Коэфициент сплошности — 0,4.

Давление на верхний узел рамы при слабом ветре:

$$P = 100 \cdot \frac{1}{4} \cdot 0{,}4 \cdot 287 = 2\,870\ кг.$$

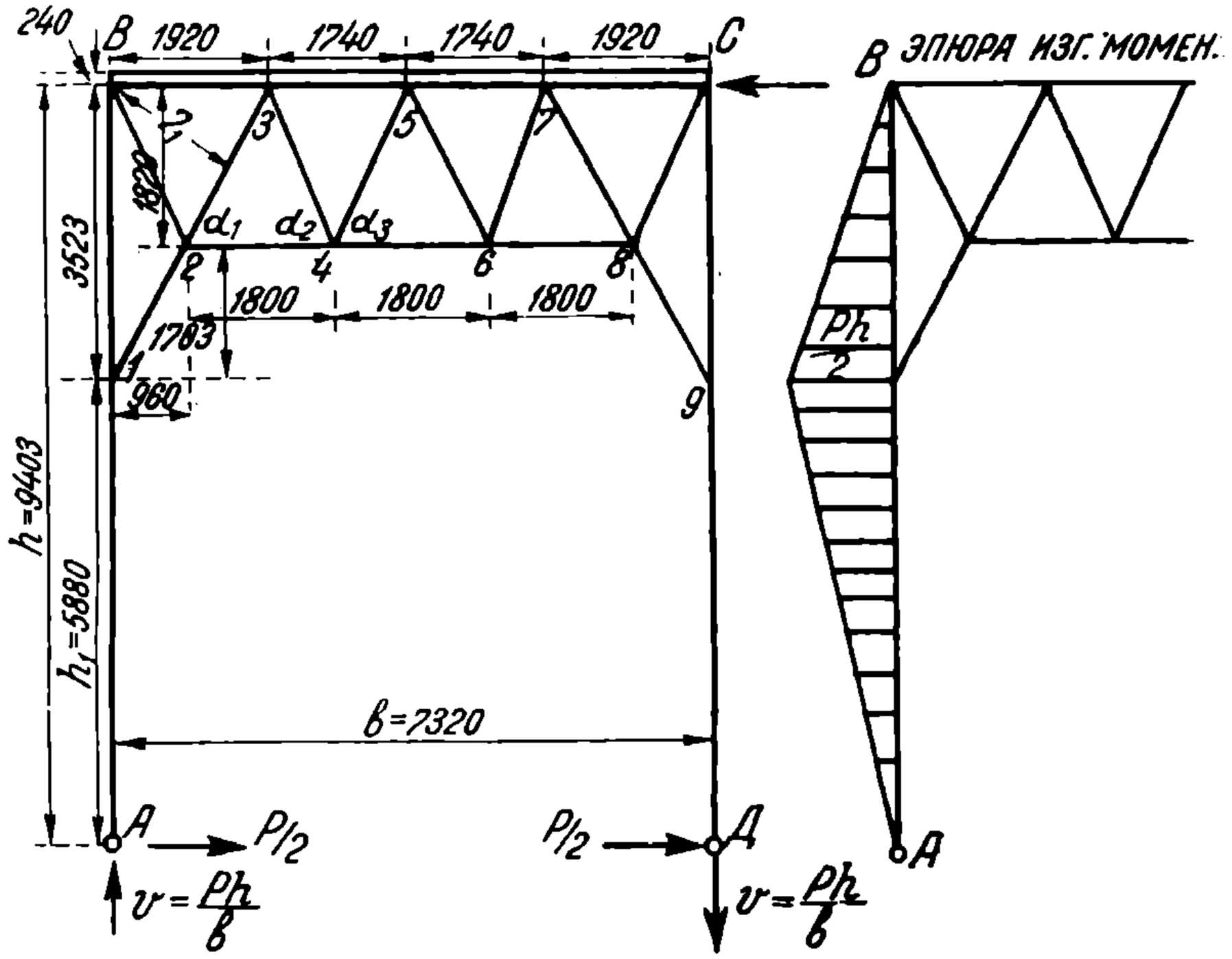
НТБ ДНУЖТ

То же при сильном:

$$P' = 5\,740\ кг.$$

Рама рассчитывается в предположении, что упругие деформации сквозной распорки от продольных сил ничтожно малы по сравнению с деформациями от изгиба ног. В таком случае распоры в нижних шарнирах равны:

$$H = \frac{P}{2} = 1\,435\ кг\ (2\,870\ кг\ \text{при сильном ветре}).$$



Фиг. 151.

Вертикальные реакции, противоположно направленные, равны

$$V_A = V_D = \frac{Ph}{b} = \frac{2\,870 \cdot 940{,}3}{7{,}32} = 3\,690\ кг.$$

При сильном ветре — 7 380 *кг*.

Здесь высота рамы h считается в ее наклонной плоскости до центра распорки.

Усилия в элементах рамы рассчитываются в предположении, что ноги AB и CD жесткие, а узлы решетки шарнирные, причем в узле *1* шарнир неполный.

Нога рамы рассчитывается на одновременное действие вертикальной нагрузки и ветра.

1. Временная нагрузка на мосту, ветер 100 *кг*/*м*².

Усилие в ноге от полной вертикальной нагрузки по § 47:

$$O_1 = 95\,500\ кг.$$

НТБ ДНУЖТ

Продольное усилие от ветра равно опорной реакции:

$$O_1' = 3\,690\ кг.$$

Наибольший изгибающий момент в узле *1* (фиг. 151):

$$M = Hh_1 = 1\,435 \cdot 5{,}88 = 8\,450\ кгм.$$

2. Временная нагрузка отсутствует, ветер 200 $кг/м^2$.
Усилие от постоянной нагрузки по § 47:

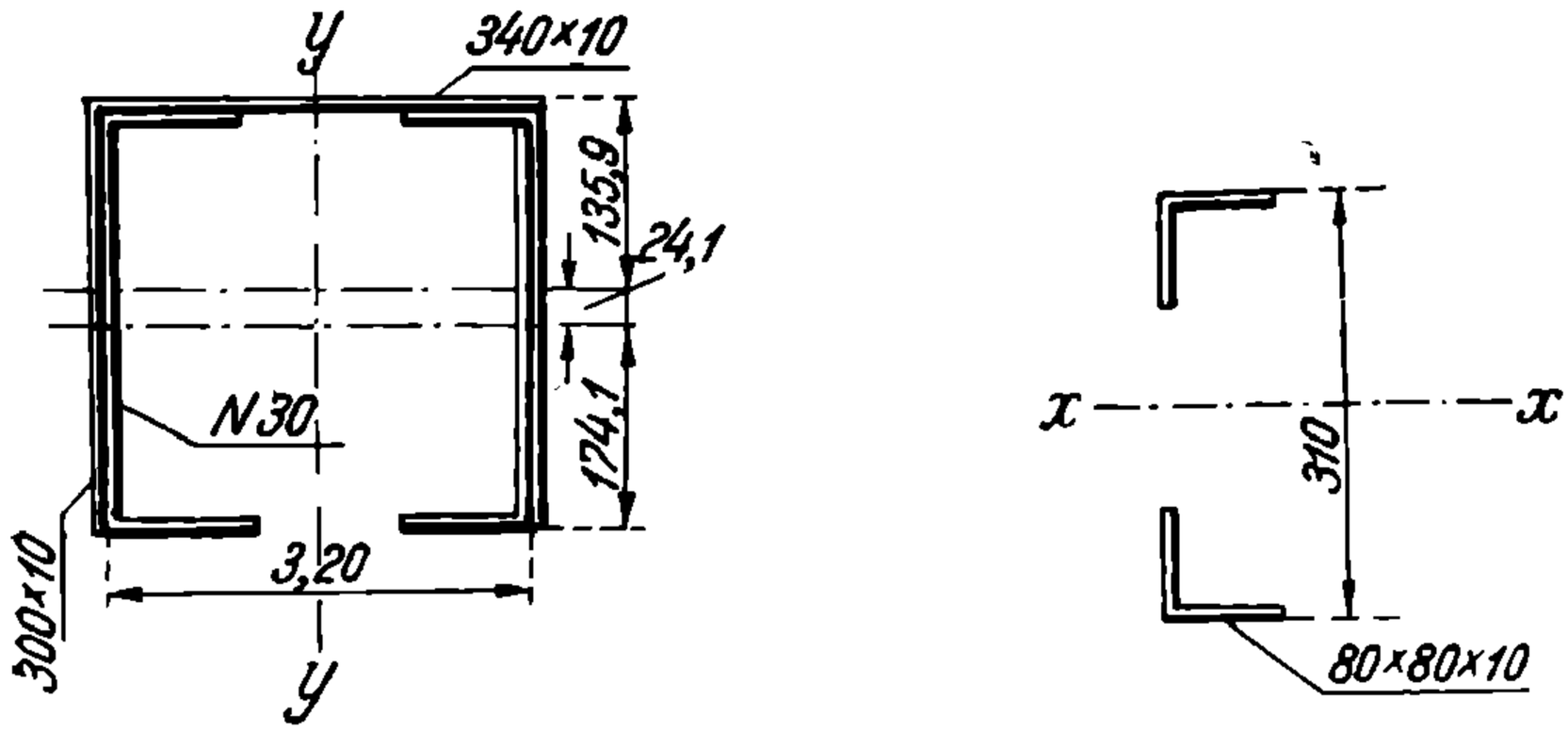
$$O_1 = \frac{1{,}6}{3\,27} \cdot 96\,500 = 47\,200\ кг.$$

От ветра:

$$O_1' = 7\,380\ кг.$$

Изгибающий момент

$$M = 16\,900\ кгм.$$



Фиг. 152-*а, б*.

Сечение ноги (фиг. 152-*а*) состоит из двух швеллеров № 30, двух вертикальных листов в 300×10 *мм* и горизонтального листа 340×10 *мм*.
Площадь сечения

$$F_{br} = 2 \cdot 62{,}3 + 60 + 34 = 218{,}6\ см^2.$$

Расстояние центра тяжести сечения от горизонтальной оси, проходящей через средину швеллеров:

$$c = \frac{34 \cdot 15{,}5}{218{,}6} = 2{,}41\ см.$$

Момент инерции относительно средней оси

$$J_{x1} = 2 \cdot 8\,361 + 2 \cdot \frac{30^3 \cdot 1}{12} = 34 \cdot 15{,}5^2 = 29\,372\ см^4.$$

Момент инерции относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести:

$$J_{xo} = 29\,372 - 218{,}64 \cdot 2{,}41^2 = 28\,102\ см^4;$$

$$i = \frac{28\,102}{218{,}6} = 11{,}3\ см.$$

НТБ ДНУЖТ

Свободная длина ноги при изгибе в плоскости фермы принимается 0,9 теоретической длины:

$$l_x = 0{,}9 \cdot 9{,}595 = 8{,}65 \text{ м}.$$

Гибкость

$$\frac{l}{i} = \frac{865}{11{,}3} = 77;\ \varphi = 0{,}70.$$

Момент инерции относительно вертикальной оси

$$J_y = 2 \cdot (510 + 62{,}3 \cdot 13{,}32^2) + 2 \cdot 30 \cdot 16{,}5^2 + \frac{34^3}{12} = 42\,866 \text{ см}.$$

Продольный изгиб из плоскости фермы не опасен, так как момент инерции больше, а свободная длина меньше.

Приведенное напряжение для первого случая:

$$\sigma = \frac{O}{\varphi F_{br}} + \frac{M}{J_y} x_{\max} = \frac{96\,500 + 3\,690}{0{,}7 \cdot 218{,}6} + \frac{8\,450 \cdot 17}{42\,866} = 655 + 335 = 990 \text{ кг/см}^2.$$

То же для второго случая:

$$\sigma = \frac{47\,200 + 7\,380}{0{,}7 \cdot 218{,}6} + 2 \cdot 335 = 358 + 670 = 1\,028 \text{ кг/см}^2 < 1\,700.$$

Соединительные планки в ноге ставятся с одной стороны и рассчитываются так же, как указано в § 52; при этом в площадь одной ветви включаются швеллер и вертикальный лист. Поперечная сила передается поровну на планки и горизонтальный лист.

Расчет заклепок в прикреплениях ноги указан в § 53.

Элементы решетки работают только на ветер; поэтому для них расчетные усилия определяются при ветре в 200 $кг/м^2$, причем допускаемые напряжения принимаются в 1 400 $кг/см^2$, так как для них ветер является основной нагрузкой.

Усилия в элементах решетки определяются или графически при помощи диаграммы Кремоны, или аналитически — путем последовательных сечений.

В данном случае все элементы распорки *BC* приняты трубчатого сечения из четырех уголков в 80 × 80 × 10 *мм*, а все раскосы коробчатого сечения — из двух уголков в 80×80×10 *мм* (фиг. 152-*б*). Наибольшее усилие получается в подкосе *1—2*, который поэтому и рассчитываем.

Длина раскоса:

$$\sqrt{1{,}703^2 + 0{,}960^2} = 1{,}956 \text{ м}.$$

Угол наклона к вертикали:

$$\sin \alpha = \frac{0{,}960}{1\,956} = 0{,}492.$$

Плечо усилия относительно точки *B* (точки Риттера):

$$i_1 = {}^1/_{1000} \cdot 3\,523 \cdot \sin \alpha = 3{,}523 \cdot 0{,}492 = 1{,}73 \text{ м}.$$

НТБ ДНУЖТ

Проводя вертикальное сечение через раскос, получаем величину усилия (фиг. 151):

$$D = \frac{Hh}{r_1} = \frac{2\,870 \cdot 9{,}403}{1{,}73} = 15\,600 \text{ кг}.$$

Площадь сечения (фиг. 152)

$$F_{br} = 2 \cdot 15{,}11 = 30{,}22 \text{ см}^2;$$
$$J_{\min} = 2 \cdot 87{,}2 = 174{,}4 \text{ см}^4;$$
$$i = \sqrt{\frac{174{,}4}{30{,}22}} = 2{,}4 \text{ см};$$
$$\frac{l}{i} = \frac{1\,956}{24} = 82;$$
$$\varphi = 0{,}67.$$

Напряжения

$$\sigma = \frac{15\,600}{0{,}67 \cdot 30{,}22} = 770 \text{ кг/см}^2.$$

В виду незначительности усилий заклепки и планки ставятся по конструктивным соображениям.

56. Прогиб ферм и строительный подъем. Прогиб фермы определяем по приближенной формуле для трапецоидальной фермы с треугольной решеткой [1]:

$$f = \frac{5ql^4}{384EJ_{cp}} \left| 1 + (\operatorname{tg}\alpha + \operatorname{ctg}\alpha)\frac{h}{l} \right| 1{,}275 = 0{,}0166 \frac{ql^4}{EJ_{cp}} \left[1 + \frac{2}{\sin 2\alpha}\frac{h}{l} \right].$$

Здесь:

q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки;
$E = 2\,100 \text{ т/см}^2$ — модуль упругости металла;
$J_{cp} = (F_в + F_н)\frac{h^2}{4} = 41\,150\,000 \text{ см}^4$ — момент инерции сечения фермы, причем $F_в$ и $F_н$ соответственно площади брутто сечений верхнего и нижнего поясов посредине пролета;
$\alpha = 43°$ — угол раскоса с вертикалью;
$\sin 2\alpha = 0{,}9976 \backsim 1$.

Согласно Техническим условиям расчетный прогиб от вертикальной нагрузки не должен превышать для сквозных ферм $^1/_{1000}$ расчетного пролета.

По § 47 временная нагрузка от автомобилей без динамического коэфициента равна:

$$\frac{1{,}23}{1{,}167} = 1{,}053 \text{ т/м},$$

от толпы:

$$0{,}4 \text{ т/м}.$$

Таким образом полная временная нагрузка для одной фермы:

$$1{,}453 \text{ т/м} = 0{,}01453 \text{ т/см}.$$

---

[1] В. А. Качурин — „О прогибе мостовых ферм". XVI сборник Отд. инж. иссл., Москва, 1928 г.

НТБ ДНУЖТ

Расчетный прогиб

$$f_k = 0{,}0166 \cdot \frac{0{,}01453 \cdot 5\,250^4}{2100 \cdot 41\,150\,000}\left(1 + 2 \cdot \frac{7}{52{,}5}\right) = 2{,}7 \text{ см}.$$

Это меньше допускаемого прогиба:

$$\frac{5 \cdot 250}{1\,000} = 5{,}25 \text{ см}.$$

Строительный подъем ферм согласно Техническим условиям назначается равным расчетному прогибу от постоянной и временной (без динамического коэфициента) нагрузок.

В данном случае полная нагрузка:

$$p + k = 1\,600 + 1\,453 = 3\,053 \text{ кг/м}.$$

Расчетный прогиб

$$f = \frac{3\,053}{1\,453} \cdot 2{,}7 = 5{,}7 \text{ см}.$$

В рассматриваемом проекте учтен еще остаточный прогиб от обжатия стыков при проходе временной нагрузки. Величина этого прогиба принята равной половине упругого прогиба от временной нагрузки, т. е. $0{,}5 \cdot 2{,}7 = 1{,}35$ *см* (по техническим условиям приемки этого прогиба не должно быть).

Таким образом, полный прогиб:

$$5{,}7 + 1{,}35 = 7{,}05 \text{ см}.$$

Строительный подъем принят с запасом в 10 *см*, потому что такой запас для шоссейных мостов благоприятен в виду улучшения условий стока воды.

По этому строительному подъему в средине пролета назначены по параболе подъемы в главных узлах нижнего пояса. Во второстепенных узлах *1* и *3* подъемы взяты по прямолинейной интерполяции (фиг. 153).

Длина подвесок в узлах *1* и *3* оставлена *7 м*. По этим данным определены ординаты узлов *1'* и *3'* верхнего пояса.

После этого определяются вычислением из геометрических соотношений заводские длины всех элементов, показанные на фиг. 153 с округлением до 1 *мм*.

57. Расчет опорных частей. Конструкция опорных частей показана для подвижной опоры на фиг. 154, для неподвижной — на фиг. 155.

Перемещение конца фермы под влиянием температуры:

$$\Delta_1 l = at \cdot l = 0{,}000011 \quad 40 \cdot 5\,250 = 2{,}3 \text{ см}.$$

Здесь:

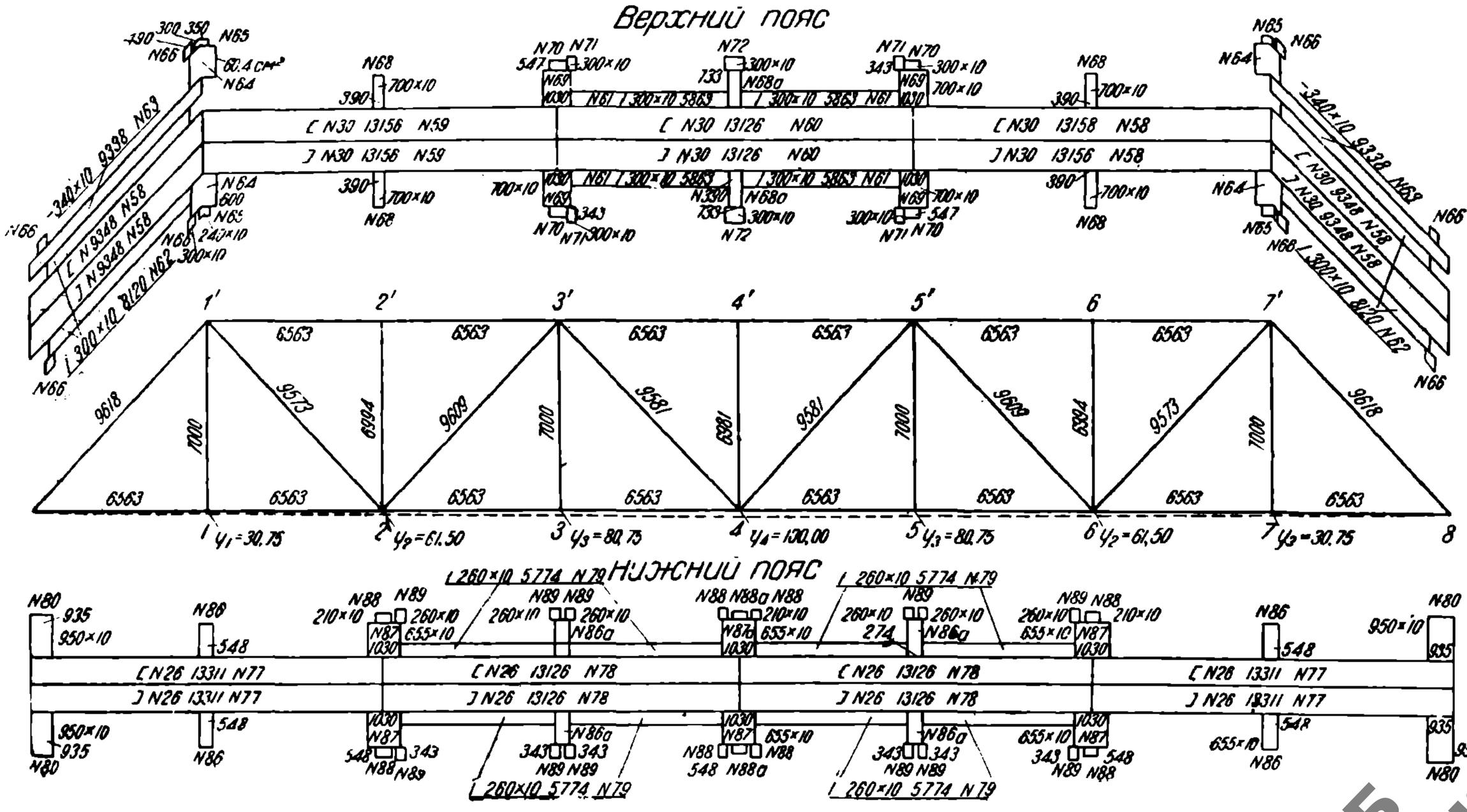
t — расчетное колебание температуры;

a — коэфициент линейного расширения металла.

Перемещение концов фермы от временной нагрузки может быть определено по формуле:

$$\Delta_2 l = \frac{\sigma l}{E \varphi}.$$

НТБ ДНУЖТ


Верхний пояс
Нижний пояс
N65
N66
N64
N68
N69
N70 N71
N72
N71 N70
N80
N88
N89
N86
N87
N86a
N88 N88a N88
N89 N88
N89 N89
N88 N88a
N88 N88
N89
N89 N89
N89 N88
N89 N88
N89 N89
N88 N88
N88 N88a
N88 N88
N89 N89
N89 N89
N89 N88
N89 N88
N89 N89
N89 N89
N89 N89

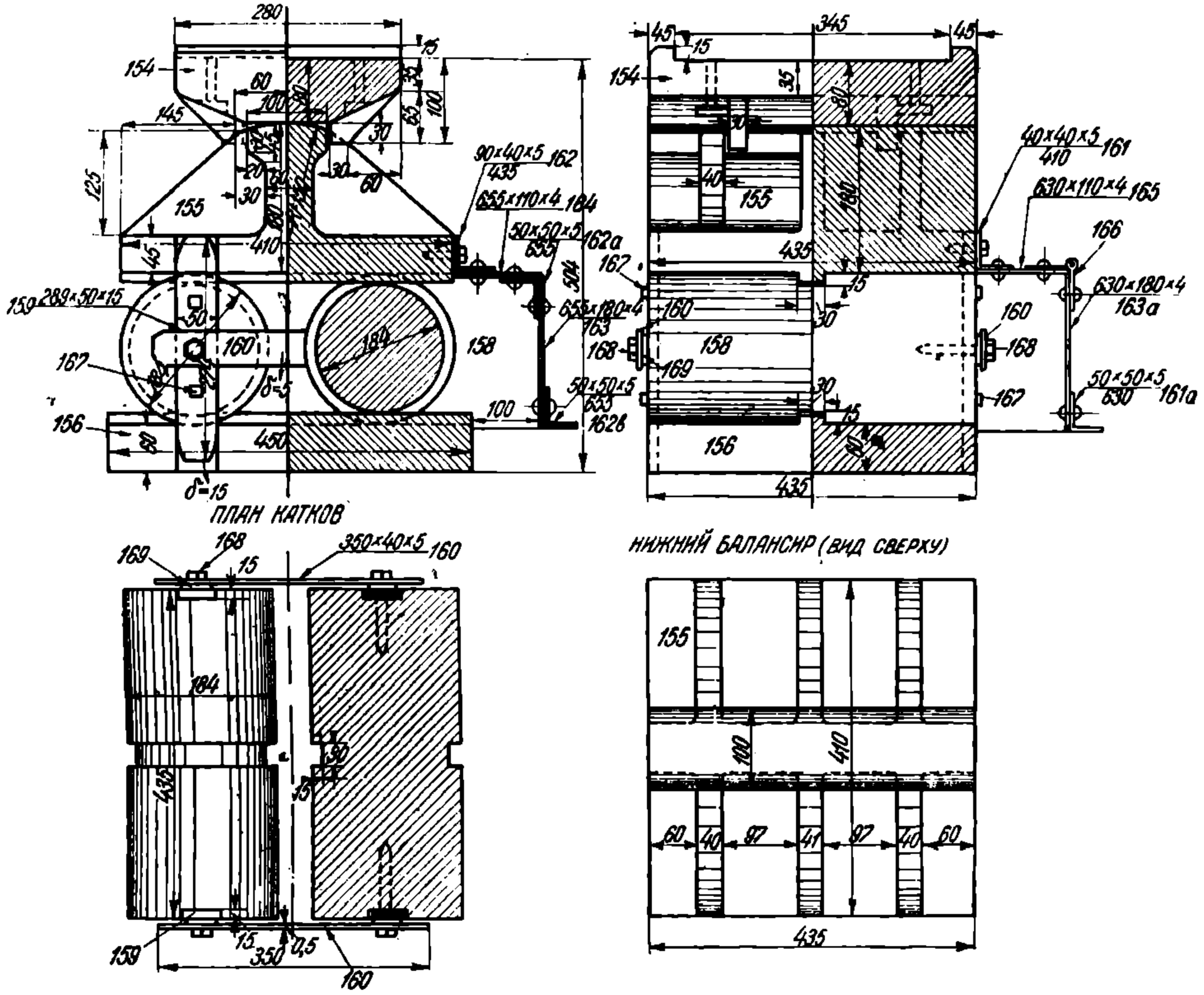
Здесь:

$\psi = 1{,}5$ — эмпирический коэфициент, учитывающий уменьшение деформаций пояса благодаря наличию узловых уширений;

σ — среднее напряжение в нижнем поясе от временной нагрузки.

По § 56 среднее напряжение в нижнем поясе от полной нагрузки:

$$\frac{922 + 1\,295}{2} = 1\,109 \ кг/см^2.$$



Фиг. 154.

Имея в виду, что полная нагрузка равна 3,23 $т/м$, а постоянная — 1,6 $т/м$, получаем напряжение от временной нагрузки:

$$\sigma = \frac{3{,}23 - 1{,}6}{3{,}23} \cdot 1\,109 = 560 \ кг/см^2.$$

Тогда:

$$\Delta_2 l = \frac{560 \cdot 5\,250}{2\,100\,000 \cdot 1{,}5} = 0{,}9 \ см.$$

Перемещение катков будет вдвое меньше полного перемещения конца фермы, т. е.

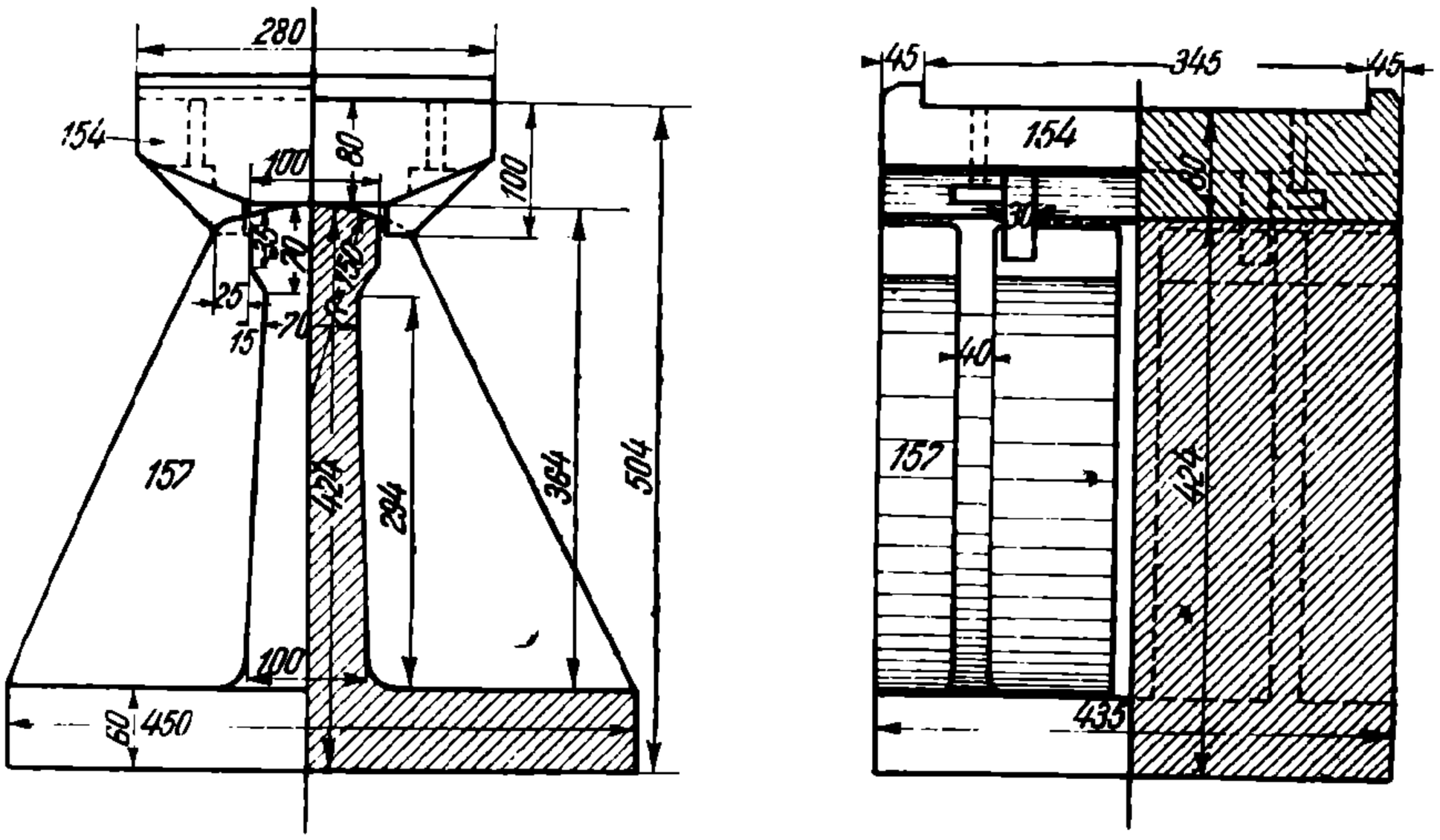
$$\Delta k = \frac{23 + 9}{2} = 16 \ мм.$$

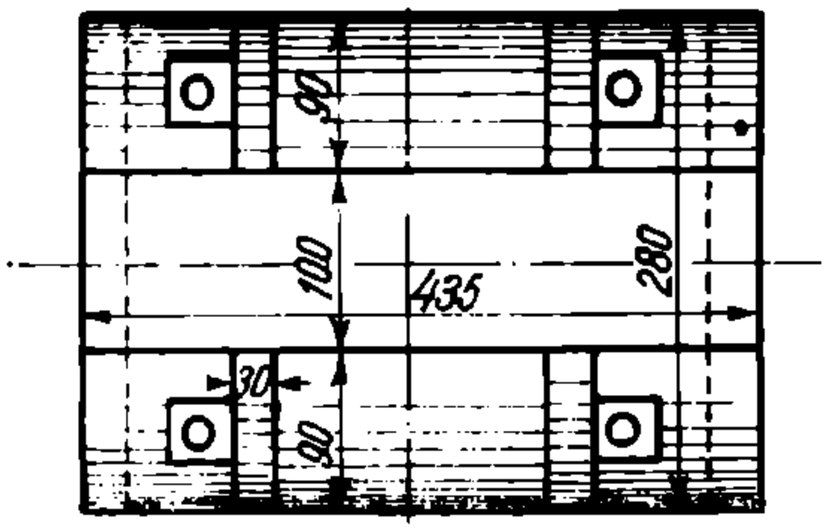
НТБ ДНУЖТ

На такую величину надо дать запас пути катания балансира и нижней подушки, считая от оси крайнего катка. Практически запас дан значительно больше.

Определяем давление на опору.

Табличная величина эквивалентной нагрузки от автомобилей для опорной реакции при пролете 52,5 *м* равна 1,17 *т/м*, или по





Фиг. 155.

умножении на поправочный коэффициент 1,125 (см. § 47):

$$1{,}17 \quad 1{,}125 = 1{,}31 \ т/м.$$

Полная нагрузка от толпы, автомобилей и постоянной нагрузки:

$$1{,}31 + 2{,}00 = 3{,}31 \ т/м.$$

Опорное давление

$$A = \frac{3{,}31 \cdot 52{,}5}{2} = 87 \ т.$$

Верхний балансир рассчитывается на перелом по среднему сечению (фиг. 156-*а*, 154).

Изгибающий момент

$$M = \frac{Aa}{8} = \frac{87\,000 \cdot 28}{8} = 305\,000 \ кгсм.$$

Момент сопротивления сечения

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{37 \cdot 8^2}{6} = 395 \ см^3.$$

Напряжение

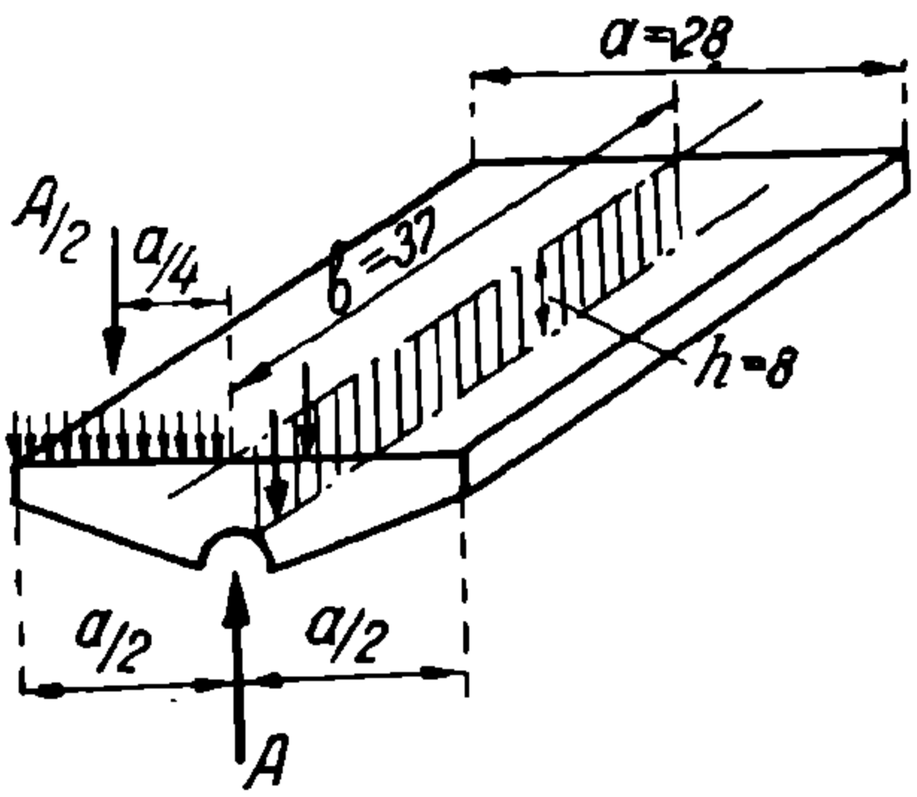
$$\sigma = \frac{305\,000}{395} = 775 \ кг/см^2 < 1\,800.$$

НТБ ДНУЖТ

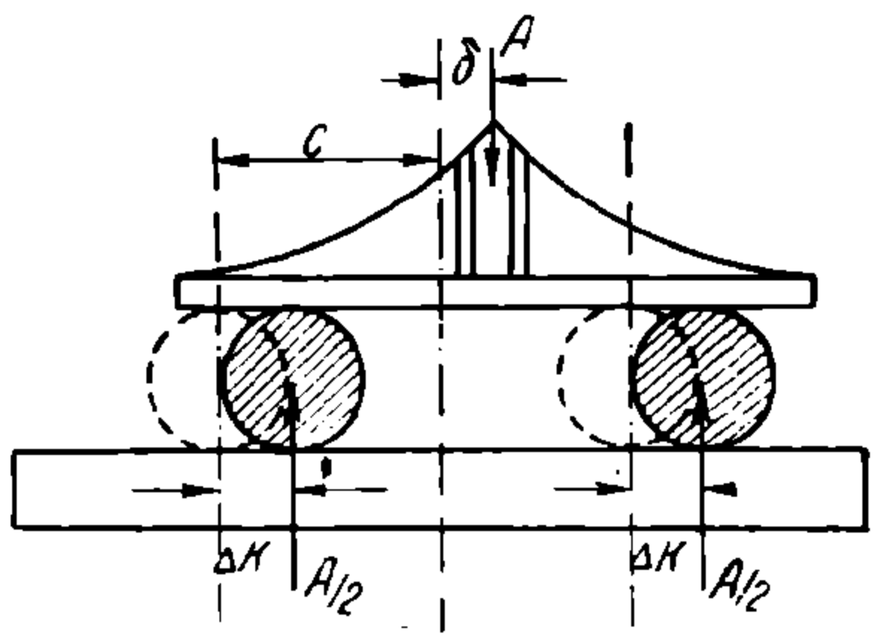
В месте опирания верхнего балансира на нижний, закругленный по радиусу $r = 15$ *см*, проверяем напряжение на смятие по формуле Герца:

$$\sigma_{\text{см}} = 0{,}423\sqrt{\frac{pE}{r}} = 0{,}423\sqrt{\frac{2\,000 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{15}} = 7\,078 \ \text{кг/см}^2,$$

что незначительно превышает допускаемое напряжение 7 000 *кг/см²*.



Фиг. 156-*а*.



Фиг. 156-*б*.

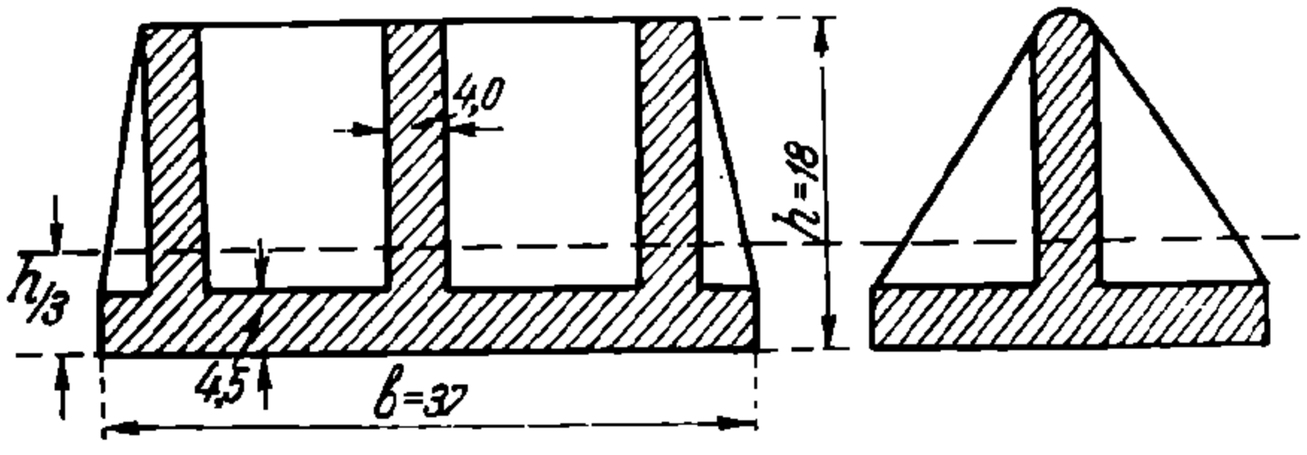
В формуле взято

$$p = \frac{87\,000}{43{,}5} = 2\,000 \ \text{кг/см}$$

погонное давление на единицу длины шарнира.

Нижний балансир рассчитывается на перелом при наибольшем возможном перемещении катков (фиг. 156-*б*).

Считаем, что опорное давление фермы распределяется между двумя катками поровну.



Фиг. 157.

Момент, изгибающий балансир:

$$M = \frac{A}{r}(c + \Delta k) =$$

$$= 43\,500\ (11{,}2 + 1{,}6) =$$

$$= 556\,000 \ \text{кгсм}.$$

Здесь:

$c = 11{,}2$ *см* — расстояние катка от оси балансира при нормальном положении;

$\Delta k = 1{,}6$ *см* — наибольшее перемещение катка по предыдущему.

Опасное сечение балансира у корня реборд показано на фиг. 157. Момент сопротивления этого сечения можно подсчитать и точно, но мы для упрощения определим момент сопротивления одних реборд.

$$W = 3 \cdot \frac{4 \cdot 18^2}{4} = 648 \ \text{см}^3.$$

Напряжения

$$\sigma = \frac{556\,000}{648} = 1\,240 \ \text{кг/см}^2 < 1\,800.$$

НТБ ДНУЖТ

Катки по Техническим условиям должны иметь диаметр:

$$d_{мм} = 130 + l\,(м) = 130 + 52{,}5 = 182{,}5\ мм.$$

Принято $d = 184$ *мм*. Длина катка — 42,5 *см*.
Поверка на раздробление катка по диаметральному сечению:

$$\sigma = \frac{A}{m \cdot d \cdot l} = \frac{87\,000}{2 \cdot 18{,}4 \cdot 42{,}5} = 54\ кг/см^2 < 65.$$

Поверка на смятие по формуле Герца:

$$\sigma_с = 0{,}423 \sqrt{\frac{1\,000 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{9{,}2}} = 6\,390\ кг/см^2 < 7\,000.$$

Здесь:

$1\,000 = \frac{87\,000}{2 \cdot 43{,}5}$ *кг/см* — погонная нагрузка по длине одного катка.

Площадь нижней подушки определяется по допустимому давлению ее на подферменник или, если ферма устанавливается на деревянных опорах, на мауерлаты.

Давление нижней подушки

$$\sigma = \frac{87\,000}{43{,}5 \cdot 41} = 49\ кг/см^2.$$

Для дубовых мауерлатов допускается напряжение на смятие поперек волокон в 50 *кг/см*². То же и для гранитных подферменников.

Пример 9. **Конструкция и расчет арочного пролетного строения городского моста** [1]

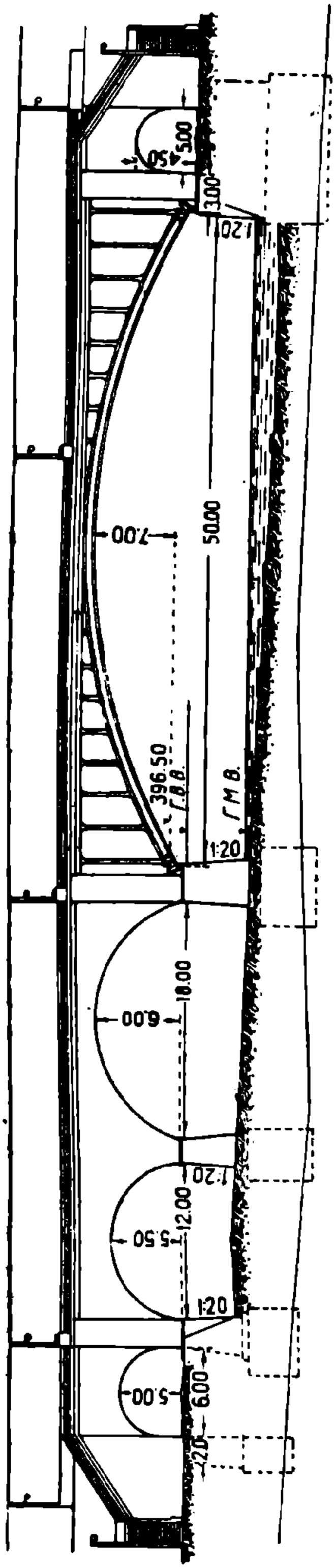
58. Конструкция пролетного строения. Общий вид моста показан на фиг. 158. Мост трехпролетный, с общим отверстием в 80 *м*. Главный пролет 50 *м* над меженью перекрыт металлическими арками, пролеты на поймах — каменными сводами. В настоящей главе приводим расчет только главных арок металлического пролетного строения, имея в виду, что расчет каменных сводов и опор будет рассмотрен в отделе IV.

Конструкция пролетного строения указана на фиг. 159.

Ездовое полотно моста запроектировано из гранитных кубиков толщиной в 10 *см* на слое песка в 5 *см*. Мостовая поддерживается железобетонной плитой, имеющей наименьшую толщину у тротуаров 17 *см* и утолщающейся к средине моста до 27 *см* с целью придания полотну поперечного уклона $i = 0{,}02$. Плита прикрыта изоляцией и защитным слоем толщиной в 5 *см* из тощего бетона 1:4:8. Тротуары ограждены бордюрными камнями, защищающими от ударов колес железобетонные плиты, покрывающие тротуар. Плиты эти, толщиной в 10 *см*, длиной в 2 *м* и шириной (вдоль моста) в 1 *м*, предположены съемными с тем, чтобы их можно было изготовить на стороне, а также сменять при порче. Под тротуарами предусмо-

[1] По проекту автора.

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 158.

трены ящики для трубопроводов и кабелей, легко доступные благодаря съемным плитам. Полотно моста имеет продольный уклон в $1^0/_0$.

Плита проезжей части в боковых частях пролета поддерживается продольными балками высотою в 30 *см*, втопленными в плиту на 12 *см*, и поперечными балками той же высоты, расположенными заподлицо с продольными. Арматура плиты, состоящая из прутьев диаметром в 13 *мм* $\cong 1/2''$, частью прерывается около балок, частью переводится поверх них с целью создания связи между клетками. Плита около балок оканчивается вутами, опирающимися на полки нижних уголков, так что все балки заделаны в бетон.

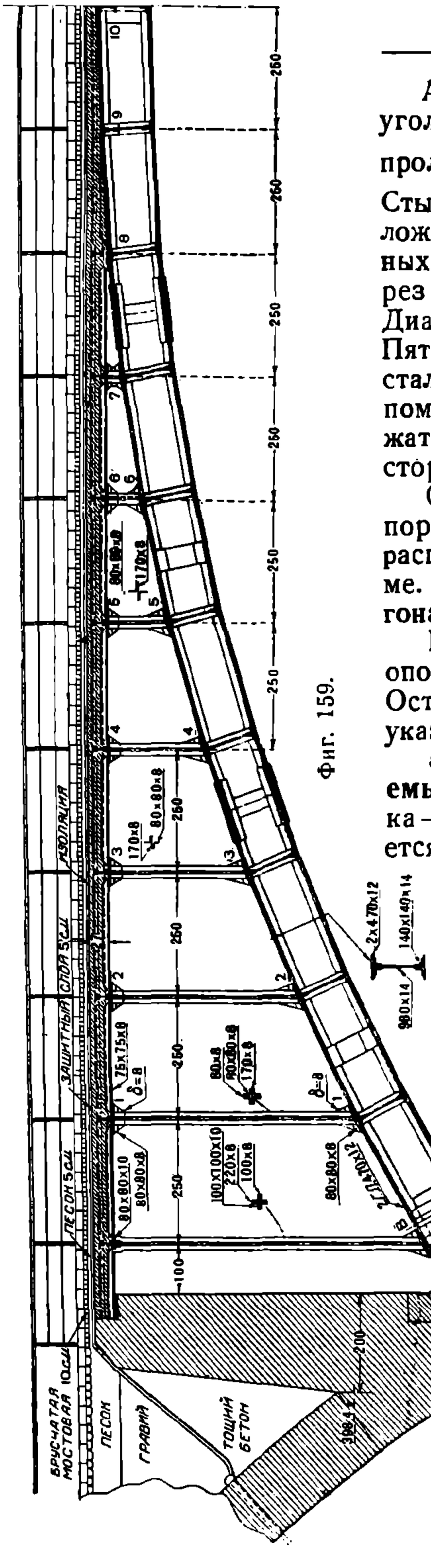
В средней части пролета продольные балки, расположенные над арками, прерываются, а поперечные опускаются между арками, так что плита получает неразрезную конструкцию, опираясь на арки. Расстояние между продольными балками принято в 3 *м*. В местах пересечения поперечные балки идут непрерывно, а продольные обрываются. Стенки продольных балок прикрепляются к поперечным балкам вертикальными уголками, а поясные уголки — вверху рыбками, внизу — уголками, служащими одновременно для прикрепления фасонок для стоек.

Для сопряжения полотна с устоем и быком продольные балки пропущены вместе с плитой на устой, где они скользят по железному листу, закрепленному в кладке. Шов заполняется изоляцией.

Продольные и поперечные балки в местах пересечения поддерживаются стойками крестового сечения, размеры коих указаны в дальнейшем. Диаметр заклепок для проезжей части принят в 20 *мм*.

Главные арки проектированы двухшарнирные. Число арок принято 6, расстояние между ними — 3 *м*. Расчетный пролет арок — 50 *м*, стрелка подъема — 7 *м* $\cong \frac{1}{7} \cdot 50$.

НТБ ДИИЖТ



Фиг. 159.

Арки имеют двутавровое сечение из уголков и листов постоянное по всему пролету. Высота арок — 1,028 *м* ≅ $\frac{1}{50}$ ·50. Стыки вертикальных листов арки расположены приблизительно через 5 *м*, остальных элементов — через 10 *м*, так что через 10 *м* имеются универсальные стыки. Диаметр заклепок для арок — 24 *мм*[1]. Пятовые шарниры запроектированы из стальных отливок, между которыми при помощи болтов диаметром в 24 *мм* зажата стенка арки, усиленная с обеих сторон накладками в 14 *мм*.

Связи между арками состоят из распорок во всю высоту арки и диагоналей, расположенных по полураскосной системе. Между двумя средними арками диагоналей не имеется.

В плоскости крайних стоек устроены опорные рамы ромбической системы. Остальные детали пролетного строения указаны на чертежах и в расчете.

59. Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения. Постоянная нагрузка — собственный вес моста — исчисляется в дальнейшем для каждой части пролетного строения в отдельности.

[1] По современному сортаменту этого диаметра нет: имеется 23 *мм*.

ЦТБ ДИУХТ

Временная нагрузка принята по нормам НКПС 1922 г. тяжелого типа (I разряд) и кроме того в виде двух рядов трамвайных вагонов, весом каждый 14 *т*, при ширине колеи в 1,0 *м*, расстоянии между осями в 2,8 *м*, длине кузова вагона в 9,88 *м*. Расстояние между осями трамвайных путей — 3 *м*.

Горизонтальная нагрузка принята в виде давления ветра по нормам НКПС — 250 *кг/м²*.

Изменение температуры приняго от — 20 до + 40°, так как мост расположен на юге.

Допускаемые напряжения приняты для бетона по нормам НКПС 1926 г., для железа — по нормам 1921 г.

РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ АРОК

60. Геометрические элементы арки. Расчетный пролет арки — 50 *м*. Стрела подъема $f = 7$ *м*.

Ось арки очерчена по параболе второй степени, уравнение которой относительно горизонтальной и вертикальной осей, проходящих через левый опорный шарнир:

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l - x).$$

Разбивая пролет на 20 частей, будем иметь для деления номер k:

$$y = \frac{4f}{400} k(20 - k) = 0{,}07\, k\,(20 - k).$$

Ординаты, вычисленные по этой формуле, помещены в таблице 18. Угол наклона касательной к горизонту в некоторой точке (x, y) определяется по уравнению:

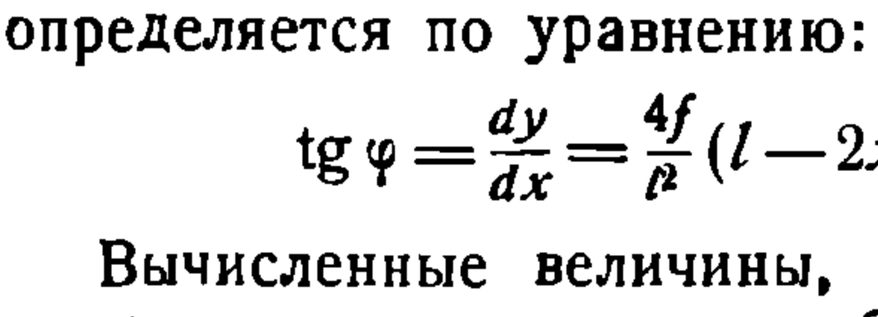
$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l^2}(l - 2x) = \frac{4f\,(10 - k)}{10l} = 0{,}056 \cdot (10 - k).$$

Вычисленные величины, а также $\sin\varphi$ и $\cos\varphi$ для различных точек деления указаны в таблице 18. Длина элементов арки между делением k и $k + 1$ может быть определена по формуле:

$$\Delta s = \sqrt{(x_{k+1} - x_k)^2 + (y_{k+1} - y_k)^2} = \sqrt{\left(\frac{l}{20}\right)^2 + \left(\frac{4f}{400}\right)^2 (20 - 2k - 1)^2} =$$

$$= \sqrt{6{,}25 + 0{,}0049\,(19 - 2k)^2}.$$

61. Нагрузка главных арок. Все арки исполнены одинакового сечения. В невыгоднейших условиях находится средняя арка, которая и рассчитывается.



Фиг. 160.

Постоянную нагрузку на среднюю арку принимаем в виде равномерно распределенной.

Расстояние между арками — 3 *м*.

По предыдущим расчетам вес надарочного строения — 3 210 *кг/м*.

* В современных нагрузках ширина колеи 1,7 *м*.

РГБ ДНУЖТ

Таблица 18

Геометрические размеры оси арки

№№ сечений	x в $м$	$k=20\frac{x}{l}$	y в $м$	tg φ	sin φ	cos φ	Δs в $м$	
0	0	0	0	0,560	0,488	0,878	2,83	
1	2,5	1	1,330	0,504	0,450	0,892	2,77	
2	5,0	2	2,520	0,448	0,409	0,912	2,71	
3	7,5	3	3,570	0,392	0,365	0,930	2,66	
4	10,0	4	4,480	0,336	0,318	0,948	2,62	
5	12,5	5	5,250	0,280	0,270	0,963	2,58	
6	15,0	6	5,880	0,224	0,219	0,976	2,55	
7	17,5	7	6,370	0,168	0,166	0,986	2,52	
8	20,0	8	6,720	0,112	0,112	0,994	2,51	
9	22,5	9	6,930	0,056	0,055	0,998	2,50	
10	25,0	10	7,000	0,000	0,000	1,000	—	
							$\Sigma\Delta s=26,25$	

Собственный вес арок со связями принимаем по эмпирической формуле Бертшингера (Bertschinger):

$$g\ кг/м^2=(15+0,002l^2)\frac{l}{f};$$

$$g=(15+0,002\cdot 2\,500)\frac{50}{7}=143\ кг/м^2,$$

или при расстоянии между арками в 3 $м$ вес каждой арки:

$$g=3\cdot 143=429\backsimeq 430\ кг/м.$$

Полная постоянная нагрузка на среднюю арку:

$$p=3\,210+430=3\,640\ кг/м.$$

В качестве временной нагрузки принимаем невыгоднейшую из трех: 1) толпа весом 400 $кг/м^2$; 2) два поезда автомобилей весом по 10 $т$; 3) два поезда трамвайных вагонов весом 14 $т$.

1. Нагрузка на арку от толпы $k_1=400\cdot 3=1\,200\ кг/м$.

2. Наибольшее давление на арку от двух рядов автомобилей (фиг. 160):

$$D=P\left(1+\frac{1,9+1,4+0,3}{3}\right)=2,2P.$$

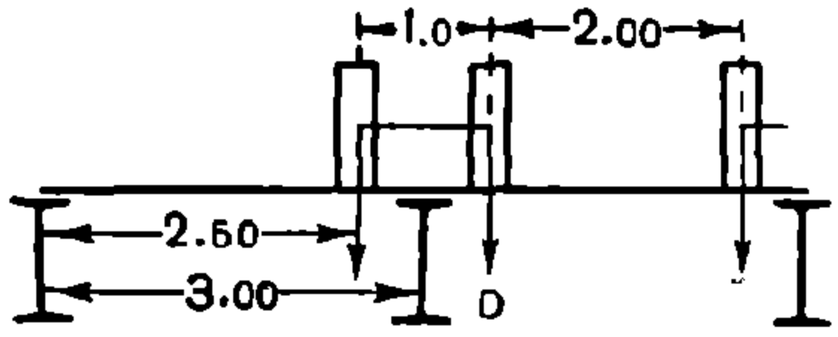
Коэфициент поперечной установки по отношению к полному весу двух рядов автомобилей [1] — $4P$.

$$\xi=\frac{D}{4P}=\frac{2,2}{4}=0,55.$$

[1] При расчетах по современным нагрузкам коэфициент поперечной установки берется по отношению к одному ряду автомобилей.

НТБ ДНУЖТ

По таблицам эквивалентных нагрузок для параболических линий влияния устанавливается, что, начиная с длины загружения линии влияния $\lambda = 36$ *м*, нагрузка от автомобилей (при $x = 36$ *м*, $k = 0{,}550 \cdot 2{,}224 = 1{,}22$ *т/м*) становится меньше, чем от толпы.



Фиг. 161.

3. Оси трамвайных путей располагаются над осями средних арок, так что от каждой оси трамвая на арку передается (фиг. 161) давление

$$D_1 = 3{,}5\left(\frac{2{,}5}{3{,}0} + 1\right) = 6{,}416\ т.$$

Здесь 3,5 *т* — вес колеса.

62. Сечение арки. Сечение арки по всему пролету одинаковое. Состав его и геометрические элементы указаны в таблице 19.

Радиусы инерции сечения:

$$i_{xx} = \sqrt{\frac{985\,310}{512{,}6}} = 43{,}85\ см;$$

$$i_{yy} = \sqrt{\frac{46\,661}{512{,}6}} = 9{,}55\ см.$$

Момент сопротивления

$$W_n = \frac{79\,538}{51{,}4} = 15\,473\ см^3.$$

Диаметр заклепок принят $d = 24$ *мм*.

Таблица 19

Геометрические элементы сечения арки

Состав сечения в *мм*	Площадь F_{br} в $см^2$	Момент инерции относительно горизонтальной оси J_{xx}			Момент инерции относительно вертикальной оси J_{yy} в $см^4$
		J_{br} в $см^4$	ослабление	J_n в $см^4$	
Вертикальный лист 980 × 14	137,2	2·1,4·39 216 = = 109 805	0,15·109 805 = = 16 471	93 335	$\frac{1{,}4^3 \cdot 98}{12} = 22$
4 уголка 140 × 140 × 14	149,80	4·76 620 = = 306 880	4·2,4·1,4 $(48{,}3^2 + 44^2)$ = = 57 375	249 505	4·1 277,8 = = 5,111
4 горизонтальных листа 470 × 12	225,6	2·4,7·604 920 = = 568 625	2·4·0,24·604 920 = = 116 145	452 480	8·5 191 = = 41 528
Итого.	512,6	985 310	—	795 320	46 661

НТБ ДНУЖТ

63. Схема расчета арки и определение распора. Напряжения в арке должны быть проверены по формуле:

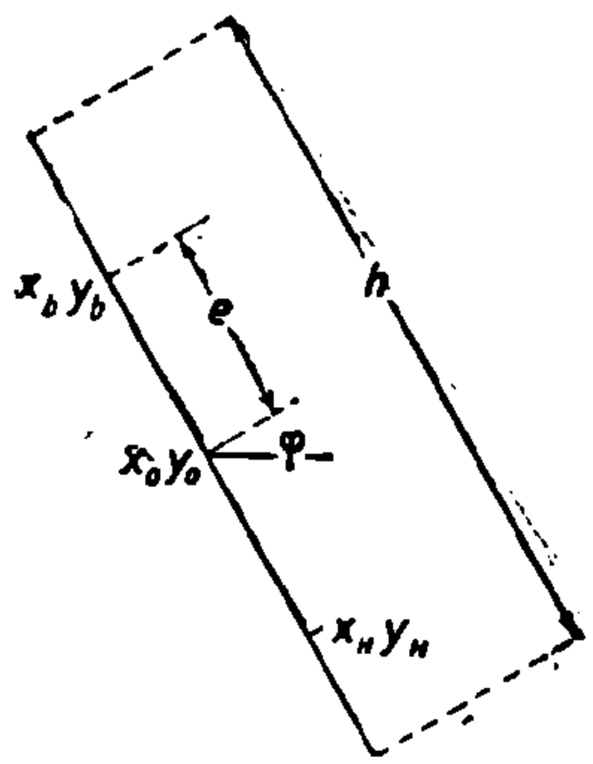
$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} \leqq R,$$

причем за расчетную площадь F принимается наименьшая из величин $F_n = \alpha F_{br}$ или φF_{br}, где коэфициент ослабления α для нашего случая, согласно таблице 20, около 81%. Свободная длина наиболее напряженных элементов, ближайших к $^1/_4$ пролета:

$$l = 266\ см; \quad \frac{l}{i_{yy}} = \frac{2{,}66}{9{,}55} = 27{,}8 \leqq 28.$$

По таблицам $\varphi = 0{,}80$.

Следовательно в данном случае величины напряжений на прочность по формуле $\sigma = \frac{N}{F_n}$ и на устойчивость $\sigma = \frac{N}{\varphi F_{br}}$ приблизительно равнозначны.



Фиг. 162.

Но так как в первом случае момент сопротивления берется нетто, а во втором — брутто, то очевидно напряжения на прочность являются более опасными.

В дальнейшем поверка напряжений производится по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W_n} + \frac{N}{F_n} \leqq R,$$

которая может быть приведена к виду:

$$\sigma = \frac{M_я}{W_n} \leqq R,$$

где $M_я$ — момент относительно ядровой точки (точки пересечения периметра ядра с вертикальной осью сечения).

Координаты ядровых точек определяются по формулам (фиг. 162): для верхней точки

$$x_в = x_0 - e\sin\varphi; \quad y_н = y_0 + e\cos\varphi;$$

для нижней точки:

$$x_н = x_0 + e\sin\varphi; \quad y_н = y_0 - e\cos\varphi.$$

Здесь:

$$e = \frac{i^2}{\frac{h}{2}} = \frac{43{,}85^2}{51{,}4} = 37{,}4\ см.$$

Результаты вычислений приведены в таблице 20.

Для величины распора двухшарнирной арки имеем формулу:

$$H = \frac{\int \frac{M_0 y ds}{J} - \int \frac{Q_0 \sin\varphi \cos\varphi ds}{F}}{\int \frac{y^2 ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi ds}{F}}$$

НТБ ДНУЖТ

Таблица 20

Координаты ядровых точек для сечения арки в *м*

№№ сечений	x_0	y_0	$e \sin \varphi$	$e \cos \varphi$	$x_в$	$y_в$	$x_н$	$y_н$
1	2,5	1,33	0,168	0,333	2,33	1,66	2,67	1,00
2	5,0	2,52	0,153	0,341	4,85	2,87	5,15	2,18
3	7,5	3,57	0,136	0,347	7,36	3,92	7,64	3,22
4	10,0	4,48	0,119	0,354	9,88	4,83	10,12	4,13
5	12,5	5,25	0,105	0,360	12,40	5,61	12,60	4,89
6	15,0	5,88	0,084	0,365	14,92	6,24	15,08	5,51
7	17,5	6,37	0,063	0,368	17,44	6,74	17,56	6,00
8	20,0	6,72	0,042	0,372	19,96	7,09	20,04	6,35
9	22,5	6.93	0,021	0,374	22,48	7,30	22,52	6,56
10	25,0	7,00	0,000	0,374	25,00	7,37	25,00	6,63

Так как сечение арки принято постоянным, то, сокращая числитель и знаменатель на J, получим:

$$H = \frac{\int M_0 y ds - \int Q_0 i^2 \sin \varphi \cos \varphi ds}{\int y^2 ds + \int i^2 \cos^2 \varphi ds}. \qquad (A)$$

Вторыми членами числителя и знаменателя можно пренебречь по малости. Действительно по предварительным подсчетам величина второго члена числителя составляет меньше 0,1 % первого члена, а величина второго члена в знаменателе — около 0,6%.

Итак, достаточно точно распор определяется по формуле:

$$H = \frac{\int M_0 y ds}{\int y^2 ds}. \qquad (B)$$

Для построения линии влияния заметим, что формулы (А) и (В) могут быть представлены в виде:

$$H = \frac{\delta_x}{\delta_{xx}},$$

где δ_{px} — перемещение, соответствующее силе $P=1$, от силы $H = -1$.

Линию прогиба арки от силы $H=1$ можно определить как веревочную кривую или, что то же, как эпюру моментов в простой балке от некоторых фиктивных грузов, величину коих определяем по формуле[1]:

$$w_m = \left(\frac{y_{m-1} + 2y_m}{\cos \varphi_m} + \frac{y_{m+1} + 2y_m}{\cos \varphi_{m+1}} \right).$$

[1] См. также Н. М. Митропольский — „Мосты". Изд. II, § 30, стр. 227.

НТБ ДНУЖТ

Здесь:

y_m — ордината точки приложения груза w_m;

φ_m — угол наклона к горизонту m-го элемента арки;

$$\cos\varphi_m = \frac{\lambda}{\Delta s_m},$$

где $\lambda = 2{,}5$ *м* — длина панели, Δs_m — длина дуги арки по таблице 17.

При тех же обозначениях величина знаменателя после некоторых сокращений будет равна:

$$\sum y_m w_m.$$

Вычисление фиктивных грузов произведено в таблице 21 для половины арки в виду ее симметрии.

Величины изгибающих моментов от фиктивных грузов исчисляются последовательно по формулам:

$$\mathfrak{M}_1 = Q\lambda = A\lambda,$$
$$\mathfrak{M}_2 = \mathfrak{M}_1 + (A - w_1)\lambda,$$
$$\mathfrak{M}_3 = \mathfrak{M}_2 + (A - w_1 - w_2)\lambda \text{ и т. д.},$$

где

$$A = \frac{\Sigma w}{2}.$$

Числовые данные приведены в таблице 22.

Таблица 21

Фиктивные грузы для вычисления *H*

Сечение	Абсцисса (x) в *м*	Ордината (y) в *м*	$\cos\varphi_m$	$\frac{y_{m-1}+2y_m}{\cos\varphi_m}$	$\frac{y_{m+1}+2y_m}{\cos\varphi_{m+1}}$	w_m	$w_m y_m$
0	0	0					
1	2,5	1,33	0,8834	3,011	5,740	8,752	11,640
2	5,0	2,52	0,9025	7,058	9,383	16,391	41,305
3	7,5	3,57	0,9225	10,472	12,362	22,834	31,517
4	10,0	4,48	0,9400	13,330	14,892	28,222	126,435
5	12,5	5,25	0,9542	15,699	16,904	32,603	171,166
6	15,0	5,88	0,9690	17,554	18,452	36,046	211,905
7	17,5	6,37	0,9804	18,992	19,615	38,607	245,927
8	20,0	6,72	0,9921	19,968	20,452	40,420	271,622
9	22,5	6,93	0,9960	20,663	20,860	41,523	287,754
Σ_1^9						265,398	1449,271
10	25,0	7,00	1,0000	20,930	21,011	41,944	293,608
$2\Sigma_1^9 + (10)$						= 572,740	3 192,150

Ординаты линии распора получаются делением моментов $\mathfrak{M}$ на:

$$\sum_1^{20} y_m w_m$$

и указаны в таблице 22.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 22

Ординаты линии H

№ точки	x_m	$Q_m = A - \sum_1^{m-1} w$	$\mathfrak{M}_n = \mathfrak{M}_{n-1} + Q_m \lambda$	Ордината линии влияния распора
0	0	—	—	0
1	2,5	286,370	715,925	0,224
2	5,0	277,618	1 409,970	0,442
3	7,5	261,227	2 063,038	0,646
4	10,0	238,393	2 659,021	0,834
5	12,5	210,171	3 134,449	1,000
6	15,0	177,568	3 628,369	1,137
7	17,5	141,522	3 982,174	1,247
8	20,0	102,915	4 239,462	1,330
9	22,5	62,495	4 395,700	1,379
10	25,0	20,972	4 448,130	1,394

Площадь линии влияния распора:

$$\omega = 2 \cdot 2{,}5\,(0{,}224 + 0{,}442 + 0{,}646 + 0{,}834 + 1{,}000 + 1{,}137 + 1{,}247 + 1{,}330 + 1{,}379 + \tfrac{1}{2} \cdot 1{,}394) = 44{,}680 \ м.$$

64. Определение ядровых моментов от постоянной нагрузки. Ядровые моменты определяются для сечений №№ 2, 4, 5, 6, 8 и 10.

Таблица 23

Ядровые моменты от постоянной нагрузки

№ сечения	Площадь линии влияния M в $м^2$	Ядровый момент $M_я$ в $кгм$
2	18,39	66 940
4	17,69	64 392
5	17,40	63 336
6	17,19	62 572
8	16,87	61 406
10	16,75	60 970

Так как ось параболической арки совпадает с кривой давления от равномерно распределенной нагрузки, то:

$$M_я = + \frac{H \cdot e}{\cos_{,} \varphi},$$

где $e = 37{,}4 \ см$ — расстояние от оси до ядровой точки.

Величина распора H от постоянной нагрузки:

$$H = p\omega = 3\,640 \cdot 44{,}68 = 162\,635 \ кг;$$

$$M_я = 3\,640 \cdot \frac{44{,}80}{\cos \varphi} \cdot 0{,}374.$$

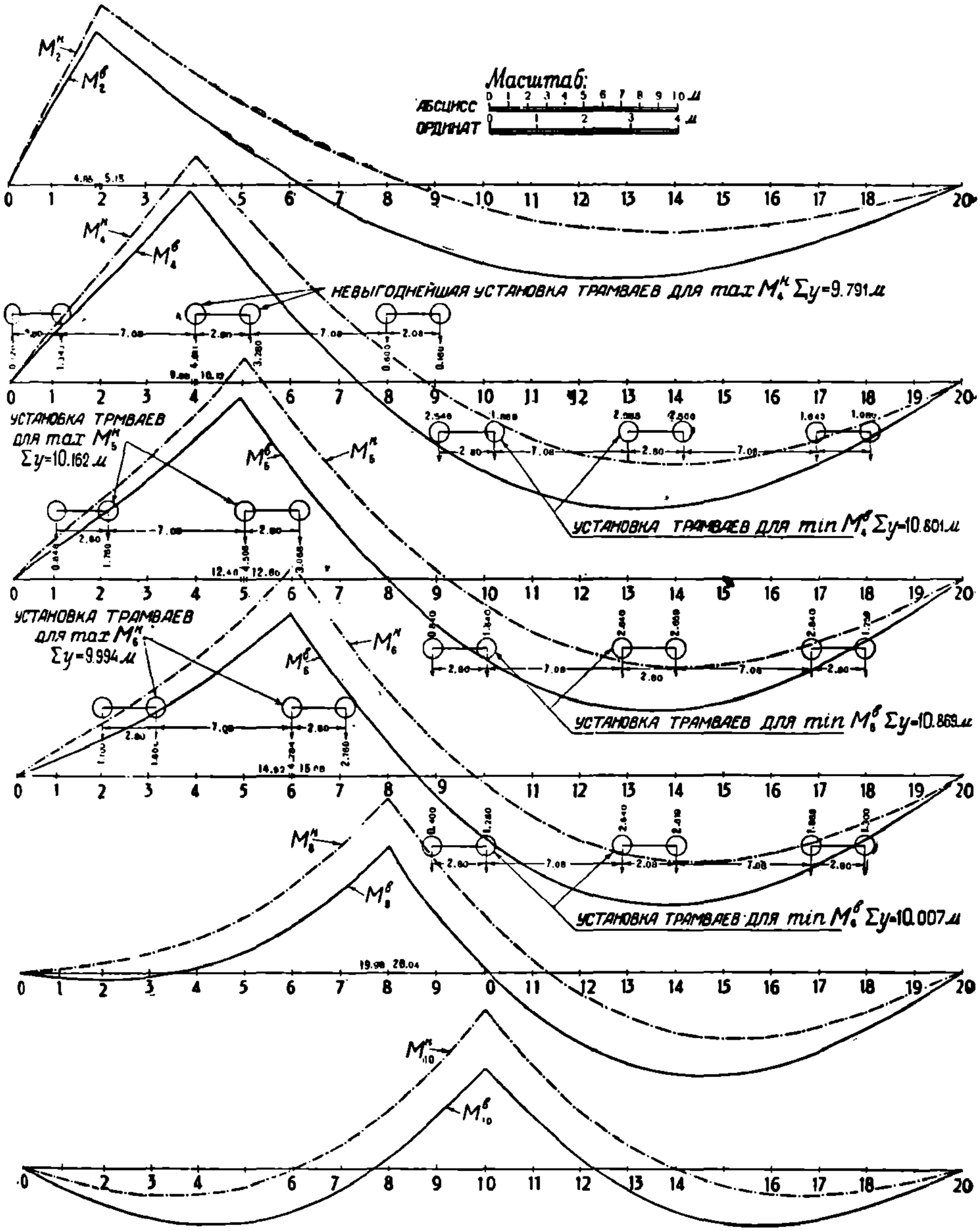
При этом величина

$$\frac{44{,}80}{\cos \varphi} \cdot 0{,}374$$

есть площадь линии влияния момента.

65. Определение ядровых моментов от временной нагрузки. Расчет моментов от временной нагрузки производится по линиям влияния ядровых моментов.

НТБ ДИИЖТ



Фиг. 163.

Ординаты линий влияния для различных положений груза исчисляются по формуле:

$$M = M_0 - Hy;$$

при положении груза над моментной точкой:

$$M_0 = \frac{x(l-x)}{l}.$$

НТБ ДНУЖТ

Для остальных положений груза ординаты M_0 изменяются по прямой.

Величина H берется по линии влияния.

Линии влияния ядровых моментов построены для сечений 2, 4, 5, 6, 8, 10 (фиг. 163).

Вычисления ординат произведены в таблицах 24—29.

Таблица 24

Ординаты линий влияния ядровых моментов для второго сечения

Расстояние груза от левой опоры в *м*	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x = 4{,}85$		$y = 2{,}87$	$x = 5{,}15$		$y = 2{,}18$
	M_o	$Hy_в$	$M_в$	M_o	$Hy_н$	$M_н$
0	0	0	0	0	0	0
2,5	2,258	0,641	1,617	2,243	0,488	1,755
4,85	4,380	1,263	3,117	—	—	—
5,15	—	—	—	4,620	0,964	3,656
7,5	4,122	1,848	2,274	4,377	1,408	2,969
10,0	3,880	2,385	1,495	4,120	1,818	2,302
12,5	3,638	2,860	0,778	3,862	2,180	1,682
15,0	3,395	3,252	0,143	3,605	2,479	1,126
17,5	3,153	3,566	−0,413	3,347	2,718	0,629
20,0	2,910	3,804	−0,894	3,090	2,899	0,191
22,5	2,668	3,944	−1,276	2,833	3,006	−0,173
25,0	2,425	3,987	−1,562	2,575	3,039	−0,464
27,5	2,183	3,944	−1,761	2,318	3,006	−0,688
30,0	1,940	3,804	−1,864	2,060	2,899	−0,839
32,5	1,698	3,576	−1,868	1,802	2,718	−0,916
35,0	1,455	3,252	−1,797	1,545	2,470	−0,934
37,5	1,213	2,860	−1,647	1,288	2,180	−0,892
40,0	0,970	2,385	−1,415	1,030	1,818	−0,788
42,5	0,728	1,848	−1,120	0,772	1,408	−0,636
45,0	0,485	1,263	−0,778	0,515	0,964	−0,449
47,5	0,243	0,641	−0,398	0,258	0,488	−0,230
50,0	0	0	−0	0	0	−0

Таблица 25

Ординаты линий влияния ядровых моментов для четвертого сечения

Расстояние груза от левой опоры в *м*	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x = 9{,}88$		$y = 4{,}83$	$x = 10{,}12$		$y = 4{,}13$
	M_o	$Hy_в$	$M_в$	M_o	$Hy_н$	$M_н$
0	0	0	0	0	0	0
2,5	2,006	1,082	0,924	1,994	0,925	1,069
5	4,012	2,135	1,877	3,988	1,825	2,163
7,5	6,018	3,120	2,898	5,982	2,668	3,314
9,8	7,928	4,027	3,901	—	—	—
10,12	—	—	—	8,072	3,461	4,611
12,5	7,410	4,830	2,580	7,590	4,130	3,460

НТБ ДИИЖТ

Таблица 25 (продолжение)

Расстояние груза от левой опоры в м	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x = 9{,}88$		$y = 4{,}83$	$x = 10{,}12$		$y = 4{,}13$
	M_o	$Ну_в$	$M_в$	M_o	$Ну_н$	$M_н$
15,0	6,916	5,492	1,424	7,094	4,696	2,388
17,5	6,422	6,023	0,399	6,578	5,150	1,428
20,0	5,928	6,424	—0,496	6,072	5,493	0,597
22,5	5,434	6,661	—1,227	5,566	5,695	—0,129
25,0	4,940	6,733	—1,793	5,060	5,757	—0,697
27,5	4,446	6,661	—2,215	4,554	5,695	—1,141
30,0	3,952	6,424	—2,472	4,048	5,493	—1,445
32,5	3,458	6,023	—2,565	3,542	5,150	—1,608
35,0	2,964	5,492	—2,523	3,036	4,696	—1,660
37,5	2,470	4,830	—2,360	2,530	4,130	—1,600
40,0	1,976	1,028	—2,052	2,024	3,444	—1,420
42,5	1,482	3,120	—1,638	1,518	2,668	—1,150
45,0	0,988	2,135	—1,147	1,012	1,825	—0,813
47,5	0,494	1,082	—0,588	0,506	0,925	—0,419
50,0	0	0	—0	0	0	0

Таблица 26

Ординаты линий влияния ядровых моментов для пятого сечения

Расстояние груза $P = 1$ от левой опоры в м	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x = 12{,}40$		$y = 5{,}61$	$x = 12{,}60$		$y = 4{,}89$
	M_o	$Ну_в$	$M_в$	M_o	$Ну_н$	$M_н$
0	0	0	0	0	0	0
2,5	1,880	1,257	0,623	1,870	1,095	0,775
5,0	3,760	2,480	1,280	3,740	2,161	1,579
7,5	5,640	3,624	2,046	5,610	3,159	2,451
10,0	7,520	4,679	2,841	7,480	4,078	3,402
12,40	9,325	5,576	3,749	—	—	—
12,60	—	—	—	9,425	4,919	4,506
15,0	8,680	6,379	2,301	8,820	5,560	3,260
17,5	8,060	6,996	1,064	8,190	6,098	2,092
20,0	7,440	7,461	—0,021	7,560	6,504	1,056
22,5	6,820	7,736	—0,916	6,930	6,743	0,187
25,0	6,200	7,820	—1,620	6,300	6,817	—0,517
27,5	5,580	7,736	—2,156	5,670	6,743	—1,073
30,0	4,960	7,461	—2,501	5,040	6,504	—1,464
32,5	4,340	6,996	—2,656	4,410	6,098	—1,688
35,0	3,720	6,379	—2,659	3,780	5,560	—1,780
37,5	3,100	5,610	—2,510	3,150	4,890	—1,740
40,0	2,480	4,679	—2,199	2,520	4,070	—1,558
42,5	1,860	3,624	—1,764	1,890	3,159	—1,269
45,0	1,240	2,480	—1,240	1,260	2,161	—0,901
47,5	0,620	1,257	—0,637	0,630	1,095	—0,465
50,0	0	0	—0	0	0	—0

НТБ ДИИЖТ

Таблица 27

Ординаты линий влияния ядровых моментов для шестого сечения

Расстояние груза $P=1$ от левой опоры в $м$	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x=14{,}92$		$y=6{,}24$	$x=15{,}08$		$y=5{,}51$
	M_o	$Ну_в$	$M_в$	M_o	$Ну_н$	$M_н$
0	0	0	0	0	0	0
2,5	1,754	1,398	0,356	1,746	1,234	0,512
5,0	3,508	2,758	0,750	3,492	2,435	1,057
7,5	5,262	4,031	1,231	5,238	3,559	1,679
10,0	7,016	5,204	1,812	6,984	4,595	2,389
12,5	8,770	6,240	2,530	8,730	4,510	3,220
14,92	10,468	7,064	3,404	—	—	—
15,08	—	—	—	10,532	6,248	4,284
17,5	9,692	7,781	1,911	9,802	6,871	2,931
20,0	8,952	8,299	0,653	9,048	7,328	1,720
22,5	8,206	8,605	—0,399	8,294	7,595	0,696
25,0	7,460	8,699	—1,239	7,540	7,681	—0,151
27,5	6,714	8,605	—1,891	6,786	7,598	—0,812
30,0	5,968	8,299	—2,331	6,032	7,328	—1,296
32,5	5,222	7,781	—2,559	5,278	6,871	—1,593
35,0	4,476	7,095	—2,619	4,524	6,265	—1,741
37,5	3,730	6,240	—2,510	3,770	5,510	—1,740
40,0	2,984	5,204	—2,220	3,016	4,595	—1,579
42,5	2,238	4,031	—1,793	2,262	3,559	—1,297
45,0	1,492	2,758	—1,263	1,508	2,435	—0,927
47,5	0,746	1,398	—0,652	0,754	1,234	—0,480
50,0	0	0	—0	0	0	—0

Таблица 28

Ординаты линий влияния ядровых моментов для восьмого сечения

Расстояние груза $P=1$ от опоры в $м$	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x=19{,}96$		$y=7{,}09$	$x=20{,}04$		$y=6{,}35$
	M_o	$Ну_в$	$M_в$	M_o	$Ну_н$	$M_н$
0	0	0	0	0	0	0
2,5	1,502	1,588	—0,086	1,498	1,422	1,076
5,0	3,004	3,134	—0,130	2,996	2,807	0,189
7,5	4,506	4,580	—0,074	4,494	4,102	0,392
10,0	6,008	5,913	+0,095	5,992	5,296	0,696
12,5	7,510	7,090	+0,420	7,490	6,350	1,140
15,0	9,012	8,061	+0,951	8,188	7,220	1,768
17,5	10,514	8,841	+1,673	10,484	7,918	2,566
19,96	11,992	9,423	+2,569	—	—	—
20,04	—	—	—	12,008	8,452	3,556
22,5	10,970	9,777	1,193	11,022	8,737	2,265
25,0	9,970	9,883	+0,089	10,020	8,852	1,168
27,5	8,982	9,777	—0,795	9,018	8,757	0,261
30,0	7,984	9,430	—1,446	8,016	8,445	—0,429

НТБ ДИИЖТ

Таблица 28 (продолжение)

Расстояние груза $P=1$ от опоры в $м$	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x=19{,}96$		$y=7{,}09$	$x=20{,}04$		$y=6{,}35$
	M_o	$Ну_в$	$M_в$	M_o	$Ну_н$	$M_н$
32,5	6,926	8,841	—1,855	7,014	7,913	—0,904
35,0	5,988	8,061	—2,073	6,012	7,220	—1,208
37,5	4,990	7,090	—2,100	5,010	6,350	—1,340
40,0	3,992	5,913	—1,921	4,008	5,296	—1,288
42,5	2,994	4,580	—1,586	3,006	4,102	—1,096
45,0	1,996	3,134	—1,138	2,004	2,807	—0,803
47,5	0,998	1,588	—0,590	1,002	1,422	—0,420
50,0	0	0	0	0	0	—0

Таблица 29

Ординаты линий влияния ядровых моментов для десятого сечения

Расстояние груза $P=1$ от опоры в $м$	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x=25{,}0$		$y=7{,}37$	$x=25{,}00$		$y=6{,}63$
	M_0	$Ну_в$	$M_в$	M_0	$Ну_н$	$M_н$
0	0	0	0	0	0	0
2,5	1,250	1,651	— 0,401	1,250	1,485	— 0,235
5,0	2,500	3,257	— 0,757	2,500	2,930	— 0,430
7,5	3,750	4,761	— 1,011	3,750	4,283	— 0,533
10,0	5,000	6,146	— 1,146	5,000	5,529	— 0,529
12,5	6,250	7,370	— 1,120	6,250	6,630	— 0,380
15,0	7,500	8,380	— 0,880	7,500	7,530	— 0,038
17,5	8,750	9,190	— 0,440	8,750	8,268	+ 0,482
20,0	10,000	9,802	+ 0,198	10,000	8,818	+ 1,182
22,5	11,250	10,163	+ 1,087	11,250	9,143	+ 2,107
25,0	12,500	10,274	+ 1,226	12,500	9,242	+ 3,253

Для определения наибольших значений ядровых моментов от временной нагрузки расчет производится для случаев нагрузки: 1) от поезда автомобилей и 2) от поезда трамвайных вагонов. Расчет моментов от загрузки автомобилями производится по площадям линий влияния и эквивалентным нагрузкам.

Величины полных площадей линий влияния ядровых моментов определены в предыдущем параграфе (таблица 23). Величина отрицательного участка линии влияния определяется как площадь параболического сегмента, положительная — как разность полной и отрицательных площадей.

НТБ ДНУЖТ

Эквивалентные нагрузки для загружения отрицательных участков взяты по таблицам НКПС[1] для параболических линий влияния, для положительных — как для треугольных линий влияния; и те и другие — с установленным ранее коэфициентом поперечной установки 0,550.

Вычисленные величины ядровых моментов от загрузки автомобилями приведены в таблице 30.

Таблица 30

Ядровые моменты от загрузки автомобилями

Сечение	Моментная точка	Полная площадь линии влияния $\omega = \omega_1 + \omega_2$	Отрицательный момент				Положительный момент			
			площадь линии влияния — ω_1	длина загружения λ	эквивалентные нагрузки k в кг/м	min M кгм	площадь линии влияния — ω_2	длина загружения λ	эквивалентные нагрузки k	max M кгм
2	Верхняя .	— 18,39	— 42,80	34,4	1 210	— 51 788	24,41	15,6	1 680	41 009
	Нижняя .	+ 18,39	— 17,85	28,7	1 360	— 24 276	36,24	21,3	1 585	57 440
4	Верхняя .	— 17,69	— 53,75	31,4	1 285	— 69 069	36,06	18,6	1 600	57 696
	Нижняя .	+ 17,69	— 30,80	27,8	1 385	— 42 658	48,49	22,2	1 540	74 675
5	Верхняя	— 17,40	— 53,20	30,0	1 325	— 70 490	35,80	20,0	1 590	59 922
	Нижняя .	+ 17,40	— 31,80	26,8	1 370	— 43 566	49,20	23,2	1 530	75 276
6	Верхняя .	— 17,19	— 49,60	28,4	1 350	— 66 960	32,41	21,6	1 575	51 043
	Нижняя .	+ 17,19	— 29,5	25,4	1 450	— 42 775	46,69	24,6	1 510	70 502
8	Верхняя .	— 16,87	— 34,6	24,7	1 465	— 63 251	18,48	16,6	1 650	30 492
	Нижняя .	+ 16,87	— 19,32	21,6	1 510	— 29 173	36,19	28,4	1 450	52 476
10	Верхняя	— 16,75	— 2·14,6	2·19,2	1 540	— 44 968	12,45	11,6	1 700	21 165
	Нижняя .	+ 16,75	— 2·536	2·15,1	1 550	— 16 616	27,47	19,8	1 585	43 540

Расчет ядровых моментов от загружения трамваями производится по линиям влияния путем вычисления ординат, находящихся под грузами.

Невыгоднейшие установки трамваев показаны на фиг. 163; там же указаны и величины ординат под грузами. По предыдущим вычислениям давление на среднюю арку от каждой оси трамвайного вагона

$$D_1 = 6{,}416\ m.$$

Тогда $M = D_1 \Sigma y$.

Вычисления, произведенные для наиболее опасных сечений: четвертого, пятого и шестого, помещены в таблице 31.

Произведенные вычисления показывают, что нагрузка автомобилями более опасна. Величины ядровых моментов от полной вертикальной нагрузки приведены в таблице 32.

[1] См. Сборник № 4 Бюро инженерных исследований.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 31

Ядровые моменты от загрузки трамваями (в *кгм*)

Сечение	Моментная точка	Наибольший момент		Наименьший момент	
		Σy	$\max M_н$	Σy	$\min M_в$
4	Верхняя	—	—	10,801	— 69 299
	Нижняя	9,791	62 819	—	—
5	Верхняя	—	—	10,869	— 69 736
	Нижняя	10,162	65 199	—	—
6	Верхняя	—	—	10,007	— 64 205
	Нижняя	9,964	64 122	—	—

Таблица 32

Ядровые моменты от полной вертикальной нагрузки (в *кгм*)

Сечение	Моментная точка	Постоянная нагрузка	Временная нагрузка		Полная нагрузка	
			M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}
2	Верхняя	— 66 940	+ 41 000	— 51 788	— 25 931	—118 728
	Нижняя	+ 66 940	+ 57 440	— 24 276	+124 380	+ 42 664
4	Верхняя	— 64 392	+ 57 696	— 69 069	— 6 696	—133 461
	Нижняя	+ 64 392	+ 74 675	— 42 658	+139 067	+ 21 734
5	Верхняя	— 63 336	+ 56 922	— 70 490	— 6 414	—133 826
	Нижняя	+ 63 336	+ 75 276	— 43 561	+138 612	+ 19 770
6	Верхняя	— 62 572	+ 51 046	— 66 960	— 11 526	—129 532
	Нижняя	+ 62 572	+ 70 502	— 42 775	+133 074	+ 19 797
8	Верхняя	— 61 406	+ 30 492	— 63 251	— 30 914	—124 657
	Нижняя	+ 61 406	+ 52 476	— 29 173	+113 882	+ 32 233
10	Верхняя	— 60 970	+ 21 165	— 44 968	— 39 805	—105 928
	Нижняя	+ 60 970	+ 43 540	— 16 616	+104 510	+ 44 354

66. Расчет напряжений от вертикальной нагрузки. На основании таблицы может быть построена эпюра наибольших и наименьших ядровых моментов для верхней и нижней точек. В случае если сечение арки переменное, по этой эпюре могут быть определены места теоретического обрыва горизонтальных листов совершенно аналогично тому, как это делается в сплошных балках.

В данном случае в виду незначительного колебания наибольших значений моментов сечение арки принято постоянное. По табл. 32

НТБ ДГУЖТ

устанавливаем, что наиболее опасным сечением при расчете на вертикальную нагрузку является четвертое сечение.

Для расчета верхних волокон, более напряженных, чем нижние, имеем расчетные моменты:

$$\max M_я = 139\,067 \ кгм,$$
$$\min M_я = 21\,737 \ кгм.$$

Наибольшие напряжения в верхнем волокне:

$$\sigma = \frac{M_я}{W_п} = \frac{13906700}{15473} = 906 \ кг/см^2.$$

Допускаемое напряжение по нормам 1921 г.:

$$R = \frac{1300}{1 + \frac{0{,}625}{1 + 0{,}02 \cdot 22{,}2}\left(1 - \frac{21\,737}{139\,067}\right)} = 950 \ кг/см^2.$$

Поверка напряжений в других сечениях очевидно излишня.

67. Определение ядровых моментов от изменения температуры. Для определения амплитуды колебаний температуры принимаем в качестве низшего предела $-20°$, высшего $+40°$; температуру сборки моста в среднем $+10°$ Тогда наибольшая величина отклонения будет $\pm 30°$.

Величина распора от колебания температуры:

$$H = \frac{EatlJ_{br}}{\int y^2 ds}.$$

Здесь:

$E = 2{,}1 \cdot 10^6 \ кг/см^2$ — модуль упругости,

$a = 0{,}000012$ — коэфициент линейного расширения,

$$Ea = 25 \ кг/см^2,$$
$$t = \pm 30,$$
$$l = 50 \ м,$$
$$J_{br} = 985\,310 \ см^4,$$
$$\int y^2 ds = \frac{\lambda}{6} \Sigma w_m y_m,$$

где $\lambda = 2{,}5 \ м$ — длина панели;

$$\Sigma y_m w_m = 3\,192{,}15 \ м^2$$

по предыдущим подсчетам.

Таким образом:

$$H = \pm \frac{25 \cdot 30 \cdot 5\,000 \cdot 985\,310}{\frac{250}{6} \cdot 31\,921\,500} = \pm 2\,778 \ кг.$$

Величины ядровых моментов, исчисленные по формуле:

$$M_я = \pm H y_я,$$

указаны в таблице 33.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 33

Ядровые моменты от вертикальной нагрузки и температуры (в *кгм*)

Сечение	Моментная точка	Момент от температуры		Полный момент	
		y	$\pm Hy$	max M	min M
2	Верхняя .	2,86	7 945	— 17 937	— 126 673
	Нижняя .	2,18	6 056	+ 130 436	+ 36 608
4	Верхняя .	4,83	13 418	+ 6 722	— 146 879
	Нижняя .	4,13	11 473	+ 150 540	+ 10 261
5	Верхняя .	5,61	15 585	+ 9 171	— 149 411
	Нижняя .	4,89	13 584	+ 152 196	+ 6 186
6	Верхняя .	6,24	17 335	+ 5 809	— 146 870
	Нижняя .	5,51	15 307	+ 148 381	+ 4 490
8	Верхняя .	7,09	19 696	— 11 218	— 144 353
	Нижняя .	6,35	17 640	+ 131 522	+ 14 593
10	Верхняя .	7,37	20 474	— 19 231	— 126 412
	Нижняя .	6,63	18 418	+ 122 928	+ 25 936

От совместного действия вертикальной нагрузки и температуры наиболее напряженным является сечение пятое.

Для верхнего волокна:

$$\max M_н = 152\,196 \ кгм; \ \min M_н = 6186 \ кгм.$$

Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{15\,219\,600}{15\,473} = 985 \ кг/см^2.$$

Допускаемое напряжение

$$R = \frac{1\,450}{1 + \frac{0{,}625}{1 + 0{,}02 \cdot 23{,}2}\left(1 - \frac{6\,186}{152\,196}\right)} = 1030 \ кг/см^2.$$

Для нижнего волокна:

$$\min M_в = -149\,411 \ кгм; \ \max M_в = 9171 \ кгм.$$

Действительное напряжение

$$\sigma = \frac{14\,941 \cdot 100}{15\,473} = 967 \ кг/см^2.$$

Допускаемое напряжение

$$R = \frac{1450}{1 + \frac{0{,}625}{1 + 0{,}02 \cdot 30{,}0}\left(1 - \frac{9\,171}{149\,411}\right)} = 1020 \ кг/см^2.$$

Поверка напряжений в других сечениях очевидно излишня.

НТБ ДНУЖТ

68. Заклепки в главных арках. Шаг поясных заклепок в арках устанавливается без расчета в виду того, что скалывающая сила незначительна.

Число заклепок в стыках горизонтальных листов и уголков определяется по сечению обычным расчетом, который указан выше и здесь поэтому опускается. Что же касается стыковых заклепок стенки арки, то расчет их производится для наиболее напряженного крайнего ряда, так же, как в клепанных балках, с той лишь разницей, что положение нулевой линии, которая в балке проходит через центр тяжести сечения, здесь в арке изменяет свое положение в зависимости от соотношения между моментом и продольной силой. Невыгоднейшим случаем будет тот, когда нулевая линия лежит в бесконечности, т. е. $M = 0$. При этом напряжения будут одинаковы по всему сечению, и наибольшая возможная величина их равна φR. Тогда усилие, приходящееся на крайний ряд заклепок, при вертикальном шаге, соответствующем этому ряду a, равно:

$$(a - d)\ \delta\varphi R.$$

При парных накладках опасным является смятие, а потому необходимое число заклепок в ряду:

$$k = \frac{(a-d)\,\delta\varphi R}{d\delta 2R} = \frac{(a-d)\,\varphi}{2d}.$$

По § 63 $\varphi = 0{,}80$.

Для заклепок в уголке $140 \times 140 \times 14$ *мм* — расстояние крайнего ряда от обушка — 6 *см* и второго — 10 *см*. Таким образом вертикальный шаг, соответствующий крайнему ряду, 8 *см*.

Число заклепок диаметром 24 *мм*:

$$k = \frac{(8-2{,}4)\cdot 0{,}80}{2\cdot 2{,}4} = 0{,}9 \text{ заклепки. Приняты две.}$$

НТБ ДНУЖТ

ОТДЕЛ III

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

ГЛАВА ПЯТАЯ

ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 10. Эскизный проект железобетонного путепровода

69. Балочный вариант. Путепровод должен быть построен через два пути железной дороги. Основное требование проектирования — наименьшая высота путепровода и подходов к нему. Полотно железной дороги проходит в выемке глубиной 2 *м* (фиг. 164).

Путепровод предназначается для двухпутного смешанного движения с уменьшением скорости при встрече, а также для пропуска широких сельскохозяйственных машин. В соответствии с этим ширина проезда принята по габариту Цудортранса Г5, т. е. 4,5 *м*. Предохранительные полоски приняты по 0,50 *м*.

С целью упрощения полотна в данном варианте нет бордюрных камней, и полоски безопасности отделяются от полотна откосиками с уклоном 1:1, шириной и высотой по 0,25 *м*. Таким образом полная ширина моста между перилами получается равной:

$$4{,}5 + 2 \cdot 0{,}5 + 2 \cdot 0{,}25 = 6{,}0 \ м.$$

Следует заметить, что при сильном автодвижении откосы недостаточно предохраняют от заезда автомобиля при большой скорости на предохранительную полоску, а потому их лучше заменять бордюрными камнями с вертикальной гранью. Бордюрные камни должны быть надежно закреплены, а потому конструкция должна быть соответственно изменена. Применение бордюрных камней позволило бы в данном варианте или превратить предохранительные полоски в тротуары шириной по 0,75 *м*, или уменьшить ширину моста между перилами до 5,5 *м*, как это предусматривается габаритом Г5.

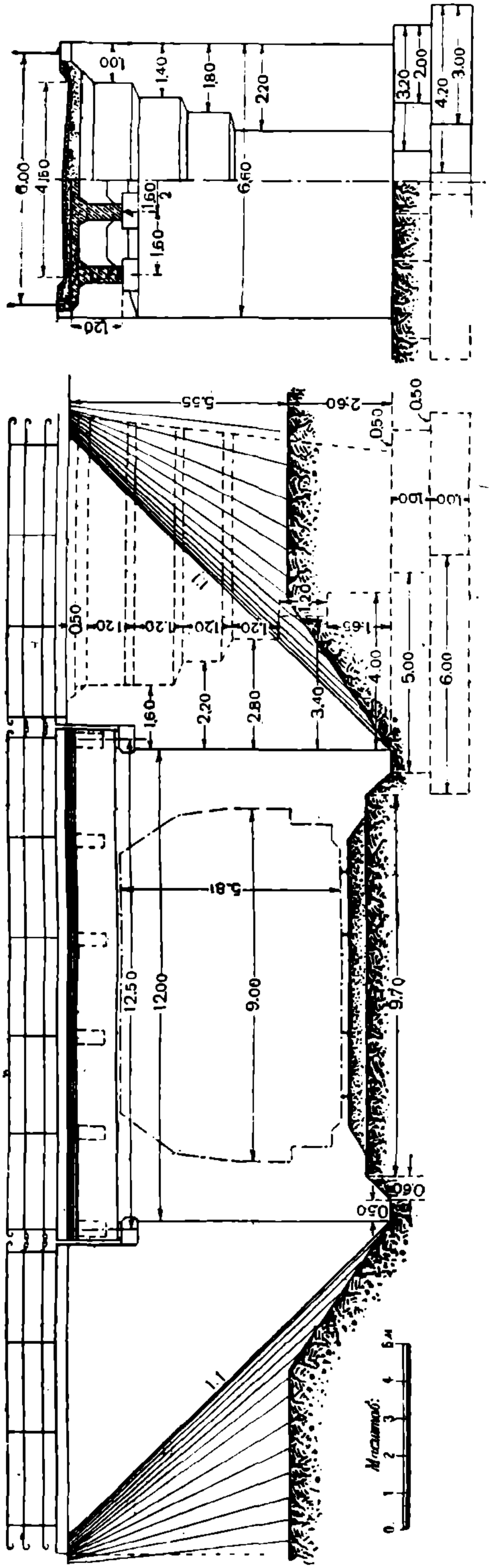
Расчетную нагрузку принимаем Н8 по нормам 1933 г.

В качестве одежды полотна выбираем щебеночную кору, которая удобно ремонтируется одновременно с ремонтом всего прилегающего участка шоссе. Верхней поверхности даем поперечный уклон около $2^0/_0$, принимая толщину щебеночного слоя по оси моста 20 *см* и у тротуаров 15 *см*. Продольный уклон принят также $2^0/_0$ в обе стороны от средины.

Простейшим решением является балочный мост (фиг. 164), который и рассмотрим в качестве первого варианта.

Отверстие моста в свету определяется очертанием полотна пересекаемой железной дороги, которое устанавливается техническими условиями проектирования. Чтобы не препятствовать пропуску

ЦТБ ДИИЖТ



Фиг. 164.

воды под мостом, располагаем внутренние грани устоев вне дна кюветов (фиг. 164). Тогда получаем отверстие в свету $l_0 = 12$ *м*.

Для определения по данному отверстию расчетного пролета можно воспользоваться эмпирической формулой:

$$l = 1{,}03 l_0 + 0{,}4.$$

Для данного случая имеем:

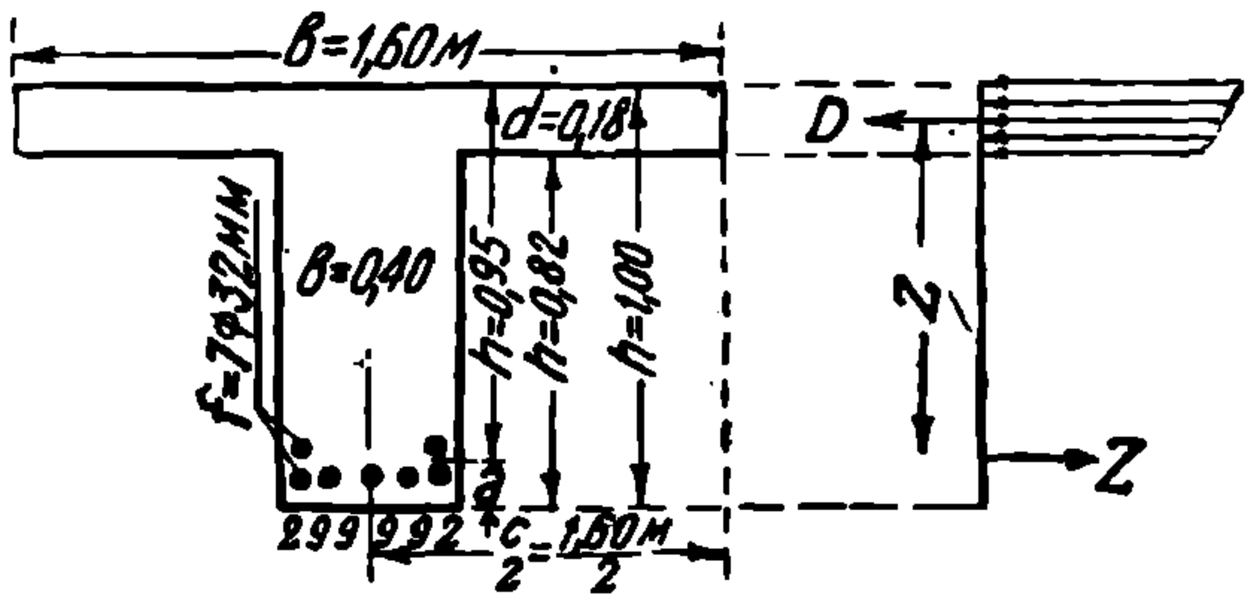
$$l = 1{,}03 \cdot 12 + 0{,}40 = 12{,}7 \text{ м}.$$

Мы примем 12,5 *м*, имея в виду более удобное размещение распорок между балками и перильных стоек на взаимном расстоянии 2,5 *м*.

При данной величине пролета пролетное строение должно быть очевидно в виде ребристого перекрытия. Число ребер и расстояние между ними определяется по условию минимума стоимости, которая в общем почти пропорциональна количеству материала. Из этого условия устанавливается правило, что площадь сечения плиты должна быть равна площади сечения ребра, т. е. $cd = b_1 h_2$ (фиг. 165), где c — расстояние между ребрами, d — толщина плиты, b_1 — ширина и h_2 — высота ребра. Этой формулой мы воспользуемся потом для проверки принятых размеров, а пока назначим расстояние между ребрами и число их по соображениям удобства конструкции и по данным практики. Для упрощения производства работ желательно плиту проезжей части опереть непосредственно на главные ребра, без применения поперечных и вспомогательных продольных ба-

НТБ ДНУЖТ

лок. Для того чтобы плита в этом случае не получилась слишком толстая, расстояние между ребрами не должно быть больше 2—2,5 *м*. Этим исключается применение двух ребер. При трех ребрах расстояние между ними может быть доведено до 2,5—2 *м*, если выпустить плиту в виде консоли за крайние ребра. Но при этом среднее ребро будет значительно перегружено в сравнении с крайними, устройство же больших свесов плиты потребует усиления ее арматуры. Устройством четырех ребер указанные недостатки устраняются. Расстояние между ребрами при небольших свесах плиты (около 0,40 *м* в чистоте) получает величину 1,6 *м*. Дальнейшее уменьшение этого расстояния было бы невыгодно, так как при ширине колеи 1,7 *м* каждое ребро все равно пришлось бы рассчитывать на полное давление колеса, т. е., увеличивая число ребер, мы не могли бы уменьшить их размеры. Останавливаемся поэтому на четырех ребрах (фиг. 164). Обращаясь к данным практики, можно определить расстояние между ребрами *c* по эмпирической формуле:



Фиг. 165.

$$c = 0{,}8 + 0{,}07l.$$

Для данного случая

$$c = 0{,}8 + 0{,}07 \cdot 12{,}5 = 1{,}67 \ м,$$

т. е. приблизительно величина, принятая нами.

Толщину плиты *d* определяем расчетом последней, как балки пролетом 1,6 *м*, шириной 100 *см*.

Постоянная нагрузка на плиту слагается из веса щебеночной одежды толщиной $\sim 0{,}2$ *м*, $p = 2\,000 \cdot 0{,}2 = 400$ *кг/м²* и собственного веса плиты, толщину коей вместе с изоляцией и смазкой примем 20 *см*, $g = 2\,400 \cdot 0{,}2 = 480$ *кг/м²*. Изгибающий момент от постоянной нагрузки

$$M_p = \frac{(p+g)l^2}{8} = \frac{880 \cdot 1{,}6^2}{8} = 282 \ кгм.$$

Временную нагрузку принимаем в виде давления заднего колеса автомобиля по схеме Н8.

Ширину соприкасания обода колеса с полотном вдоль пути можно принять $b = 0{,}2$ *м*. Давление колеса распространяется на ширину плиты:

$$b + 2H + \frac{l}{3} = 0{,}2 + 2 \cdot 0{,}2 + \frac{1{,}6}{3} = 1{,}13 \ м;$$

здесь $H = 0{,}2$ *м* — толщина щебеночной одежды.

НТБ ДНУЖТ

Таким образом на расчетную ширину плиты 1 *м* приходится давление колеса:

$$P = \frac{3{,}8}{1{,}13} = 3{,}36\ т.$$

Динамический коэфициент по нормам (см. отд. V, § 108) принимаем 1,2.

Наибольший изгибающий момент:

$$M = (1 + \mu)\frac{Pl}{4} = 1{,}2 \cdot \frac{3\,360 \cdot 1{,}6}{4} = 1\,610\ кгм.$$

Полный момент

$$M_{max} = 1\,892\ кгм.$$

Так как плита работает как неразрезная балка, то по Т. У. можно принять положительный момент по средине ее пролета и отрицательный на опоре:

$$M = 0{,}7 M_{max} = 0{,}7\ \ 1\,892 = 1\,320\ кгм.$$

Для плиты предполагаем применить бетон с временным сопротивлением $R_{28} = 90$ и с допускаемым напряжением 40 *кг/см²*, так как бетон высших марок требует большей тщательности работ и больше арматуры.

Для толщины плиты d при $\sigma_b = 40$ *кг/см²* и $\sigma_e = 1\,250$ *кг/см²* имеем:

$$d - a = 0{,}416\sqrt{\frac{132\,000}{100}} = 15{,}1\ см.$$

Величину a назначаем по конструктивным соображениям $a = 2{,}9$ *см*. Тогда $d = 18$ *см*.

Для площади железа имеем:

$$f = 0{,}00216\sqrt{132\,000 \cdot 100} = 7{,}85\ см^2;$$

принимаем 10 стержней диаметром 10 *мм*, площадью 7,9 *см²*.

Эту арматуру посредине пролета располагаем внизу, у опор отгибаем кверху. Часть нижней арматуры (2 стержня) пропускаем над опорами без отгиба на случай появления положительного момента от прогиба главных ребер. Поэтому сверху придется добавить еще 2 стержня.

Распределительную арматуру принимаем по Т. У. в количестве 15% от основной — 3 стержня диаметром 8 *мм* на метр.

Для определения размеров ребер вычисляем наибольший изгибающий момент.

Постоянная нагрузка на ребро слагается из веса ездового полотна и плиты $p = 1{,}6 \cdot 880 = 1\,400$ *кг/м* и собственного веса ребра, ширину которого принимаем, руководствуясь общеупотребительными размерами, $b_1 = 0{,}40$ *м* и высоту $h_2 = 0{,}80$ *м* (полная высота с плитой $h = 1\ м = \frac{1}{12{,}5} l$):

$$g = 0{,}4 \cdot 0{,}8 \cdot 2\,400 = 770\ кг/м.$$

НТБ ДНУЖТ

Момент от постоянной нагрузки

$$M=(p+g)\frac{l^2}{8}=2\,170\cdot\frac{12{,}5^2}{8}=42\,300\ \ кгм.$$

Невыгоднейшая установка временной нагрузки поперек моста будет при расположении колес автомобилей над осью ребра. Так как ширина колеи 1,7 *м*, а расстояние между ребрами 1,6 *м*, то давление другого ряда колес на расчетное ребро передаваться не будет. Таким образом, коэфициент поперечной установки равен 0,5.

Динамический коэфициент по нормам принимаем 1,10. С учетом этих коэфициентов эквивалентная нагрузка по табл. 89 отд. V для схемы Н8 для момента посредине и при пролете 12,5 *м*:

$$0{,}5\cdot 1{,}1\cdot 0{,}8\cdot 1{,}9=0{,}836\ \ т/м.$$

Наибольший изгибающий момент

$$M_k=\frac{836\cdot 12{,}5^2}{8}=16\,300\ \ кгм.$$

Полный момент

$$M=42\,300+16\,300=58\,600\ \ кгм.$$

Главная балка имеет тавровое сечение (фиг. 165). Расчетную ширину полки, руководствуясь указаниями Технических условий [1], принимаем равной расстоянию между осями ребер: $b=160$ *см*, так как эта величина меньше $^1/_4$ пролета и меньше 16 толщин плиты. Высоту назначаем пока, руководствуясь существующими примерами:

$$h=1\ \ м=\frac{1}{12{,}5}\,l.$$

Ширину ребра примем $b_1=0{,}4$ *м*.

Площадь арматуры определяем из условия, что момент внутренней пары равен моменту внешних сил:

$$Dz=Zz=M.$$

Величину z определяем приближенно, пренебрегая сжимающими напряжениями в ребре и считая, что центр сжатия бетона совпадает со срединой плиты. Тогда $z=h_1-\frac{d}{2}$.

Расстояние центра арматуры от низа ребра примем $a=5$ *см*. Тогда:

$$z=100-5-\frac{18}{2}=86\ \ см.$$

Площадь арматуры

$$f=\frac{M}{z\sigma_e}=\frac{5\,850\,000}{86\cdot 1\,250}=52\ \ см^2.$$

Назначаем 7 стержней $d=32$ *м* $\left(1\frac{1}{4}''\right)$, площадью $f=7\cdot 7{,}92=55{,}4\ см^2$.

[1] Митропольский Н. М., проф. — „Мосты“, стр. 292.

НТБ ДНУЖКТ

Располагаем их в 2 ряда: 5 в нижнем и 2 в верхнем (фиг. 165). Необходимая ширина ребра b_1:

5 стержней по 32 *мм* .	160 *мм*
4 промежутка по 32 *мм*	128
Удвоенное расстояние крайнего стержня до внешней поверхности 2·20	40 „
Всего	$b_1 = 328$ *мм*

Принято $b_1 = 40$ *см*.

Проверим наибольшее напряжение в бетоне по приближенной формуле:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} \cdot \frac{nf(h-a) + \frac{b}{2} d^2}{bdz} = \frac{1\,250}{15} \cdot \frac{15 \cdot 55{,}4 \cdot 95 + 80 \cdot 18^2}{160 \cdot 18 \cdot 84} = 35 \ кг/см^2 < 40.$$

Очевидно, можно было бы несколько уменьшить высоту ребра; при этом, однако, увеличилось бы количество арматуры. Считая подобные исправления сечений относящимися уже к детальному проектированию, в данном случае остановимся на подобранном сечении.

Сравнивая сечение плиты и ребра, имеем:

$$b_1 h_2 = 0{,}4 \cdot 0{,}84 = 0{,}336 \ м^2;$$
$$dc = 0{,}16 \cdot 1{,}6 = 0{,}256 \ м^2.$$

Следовательно расстояние между ребрами *c* несколько меньше, чем следует из указанного выше признака экономичности.

Полное число стержней необходимо лишь в средней части пролета; по направлению к опорам стержни последовательно отгибаются кверху. Места отгиба стерженей назначаем, сообразуясь с эпюрами наибольших моментов и поперечных сил. По эпюре моментов определяем, где *можно* отогнуть стержни, по эпюре поперечных сил — где *следует* отогнуть их, с целью использования для восприятия косых растягивающих напряжений.

Эпюру наибольших моментов строим приблизительно, как параболу с наибольшей ординатой посредине пролета, равной определенной выше величине M_{max} (фиг. 166).

Наибольший момент, выдерживаемый сечением, M' считаем приблизительно пропорциональным числу стержней, т. е. $M' = R \cdot kf_0 z$, где k — число стержней, f_0 — площадь одного стержня.

Для 7	стержней	$M = 1\,250 \cdot 86 \cdot 7{,}92 \cdot 7 = 5\,950\,000$ *кг/см*
5	„	$\cdot 5 = 4\,250\,000$ „
3	„	$\cdot 3 = 2\,550\,000$ „

Откладывая эти величины на эпюре моментов, определим места возможного отгиба стержней.

Эпюру наибольших поперечных сил строим по двум ординатам: на опоре и в средине пролета. Это достаточно точно, ибо эпюра max Q очень мало отличается от прямой.

НТБ ДНУЖТ

Для опорного сечения от постоянной нагрузки:

$$Q_p = \frac{2\,170 \cdot 12{,}5}{2} = 13\,560 \ кг.$$

Временную нагрузку принимаем в виде эквивалентной по таблице 89, учитывая указанные ранее коэфициенты поперечной установки, динамический и поправку на схему Н8.

Для длины загружения 12,5 *м*:

$$k = 0{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}8 \cdot 2{,}25 = 1{,}19 \ т/м.$$

Поперечная сила

$$Q = \frac{kl}{2} = \frac{1{,}19 \cdot 12{,}5}{2} = 7{,}45 \ т = 7\,450 \ кг.$$

От полной нагрузки: $Q = 21\,010$ *кг*.

Для средины пролета поперечная сила от постоянной нагрузки равна нулю.

Эквивалентная нагрузка при длине нагружения 6,25 *м*:

$$k = 0{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}8 \cdot 3{,}45 = 1{,}52 \ т/м.$$

Поперечная сила

$$Q = \frac{kl}{8} = \frac{1{,}52 \cdot 12{,}5}{8} = 2{,}375 \ т = 2\,375 \ кг.$$

Наибольшие скалывающие напряжения на опоре

$$\tau_1 = \frac{Q}{bz} = \frac{21\,010}{40 \cdot 86} = 6{,}1 \ кг/см^2.$$

Посредине пролета:

$$\tau_2 = \frac{2375}{40 \cdot 86} = 0{,}7 \ кг/см^2.$$

Сумма косых растягивающих напряжений, равных по абсолютной величине наибольшим скалывающим, для половины пролета:

$$N = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2} \cdot \frac{l}{2\sqrt{2}} b_1 = \frac{6.1 + 0{,}7}{2} \cdot \frac{625}{1{,}41} \cdot 40 = 60\,200 \ кг.$$

Согласно нормам, 40% этого усилия можно передать на бетон с тем, однако, чтобы величина напряжения бетона не превосходила 2 *кг/см²*. Таким образом на арматуру передается усилие:

$$N_1 = 0{,}6 \cdot 60\,200 = 36\,120 \ кг.$$

Необходимое число стержней диаметром 32 *мм*:

$$b = \frac{N_1}{\sigma_e f_0} = \frac{36\,120}{1\,250 \cdot 7{,}92} = 3{,}64 \sim 4 \ шт.$$

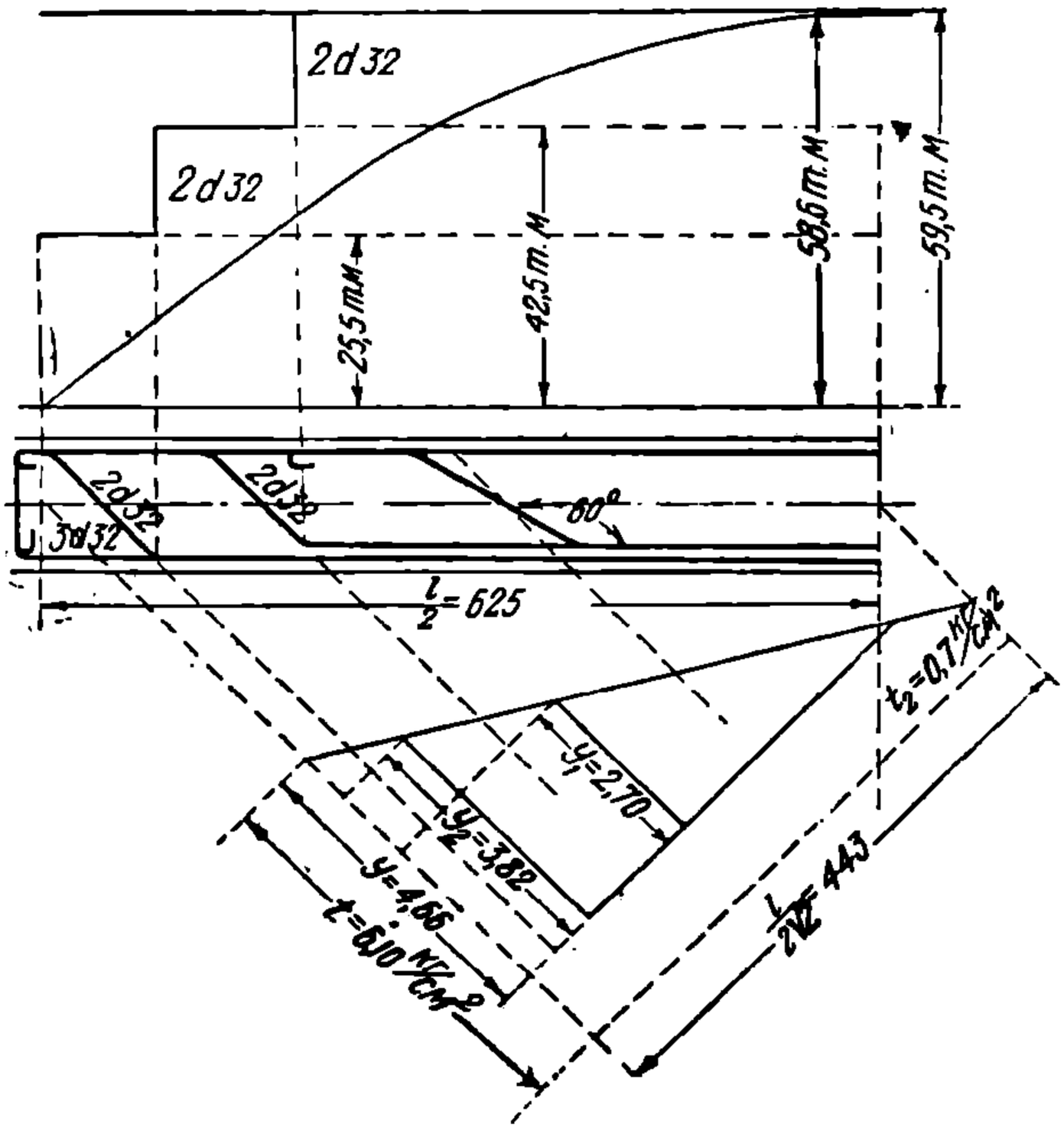
У средины пролета придется поставить два дополнительных отогнутых стержня, так как нижних отогнуть еще нельзя.

Таким образом, число отогнутых стержней 6.

НТБ ДНУЖТ

Для расположения мест отгиба строим графически эпюру главных растягивающих напряжений на фиг. 166, в виде трапеции.

Полная площадь этой трапеции представляет величину силы N. Верхняя часть в виде треугольника, передаваемая на железо, должна составлять не меньше 60% всей площади. Определим высоту этого треугольника.



Фиг. 166.

Если обозначим основание через x, то высота равна $y = x \operatorname{tg} \alpha$. Здесь α — угол наклона верхней стороны трапеции.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\tau_1 - \tau_2}{l} 2\sqrt{2}.$$

Площадь треугольника:

$$\frac{xyb_1}{2} = \frac{y^2}{\tau_1 - \tau_2} \frac{lb_1}{4\sqrt{2}}.$$

По предыдущему она равна:

$$N_1 = k \frac{\tau_1 + \tau_2}{2} \frac{lb_1}{2\sqrt{2}}.$$

Отсюда получаем:

$$y = \sqrt{k} \cdot \sqrt{\tau_1^2 - \tau_2^2} = \sqrt{0{,}6} \cdot \sqrt{6{,}1^2 - 0{,}7^2} = 0{,}775 \cdot 6{,}05 = 4{,}66 \text{ кг/см}^2;$$

здесь $k = 0{,}6$ — коэфициент, указывающий, какую часть всей площади составляет данный треугольник. Этой же формулой можно воспользоваться для того, чтобы разбить треугольник на 3 равные части соответственно трем отгибам по 2 стержня.

Наибольшая ордината первого от средины треугольника:

$$y_1 = \sqrt{0{,}2} \cdot 6{,}05 = 2{,}7 \text{ кг/см}^2;$$

здесь $k = 0{,}2$, так как первый треугольник составляет $^1/_3$ всего усилия, передаваемого на стержни.

Ордината второго треугольника при $k = 0{,}4$:

$$y_2 = \sqrt{0{,}4} \cdot 6{,}05 = 3{,}82 \text{ кг/см}^2.$$

В качестве нейтральной оси принимается средняя линия (посредине высоты) балки. Места расположения отогнутых стержней намечаем, снося центры тяжести частных площадей эпюры на среднюю линию.

НТБ ДНУЖТ

По чертежу устанавливаем, что средние отогнутые стержни далеко отстоят от следующей пары. Целесообразно поэтому сделать их отгиб более пологим. Примем 60° вместо 45°. Но тогда следует проверить напряжение в этих стержнях. Усилие, направленное под углом 45° для этих стержней, равно:

$$\frac{36\,120}{3} = 12\,040\ кг.$$

Усилие, действующее вдоль стержней:

$$\frac{12\,040}{\cos(60° - 45°)} = 12\,500\ кг.$$

Напряжение:

$$\frac{12\,500}{2 \cdot 7{,}92} = 792\ кг/см^2 < 1250.$$

Кроме косых стержней, для связи ребра с плитой устанавливаем без расчета, руководствуясь Т. У. и существующими примерами, хомуты.

Для подвески хомутов и для лучшей связи всего каркаса в верхней части балки пропускаем во всю длину 2 монтажных стержня диаметром 32 *см*.

Произведенных подсчетов достаточно для полного выяснения конструкции пролетного строения.

Что касается устоев моста, то они в данном варианте ничем не отличаются от типа устоев для моста с железными фермами. Поэтому, наметив по общим правилам очертание их, поверку прочности и устойчивости опускаем, но, вообще говоря, для составления эскиза ее следует произвести.

Подварианты балочного моста

Рассмотренный вариант характеризуется тем, что железобетон применен здесь только для пролетного строения, а устои запроектированы из бутовой кладки. Это, во-первых, имеет смысл с точки зрения экономии железа, во-вторых, применение бутовой кладки целесообразно, когда имеется дешевый камень. Однако устои получаются очень массивными, а потому и дорогими.

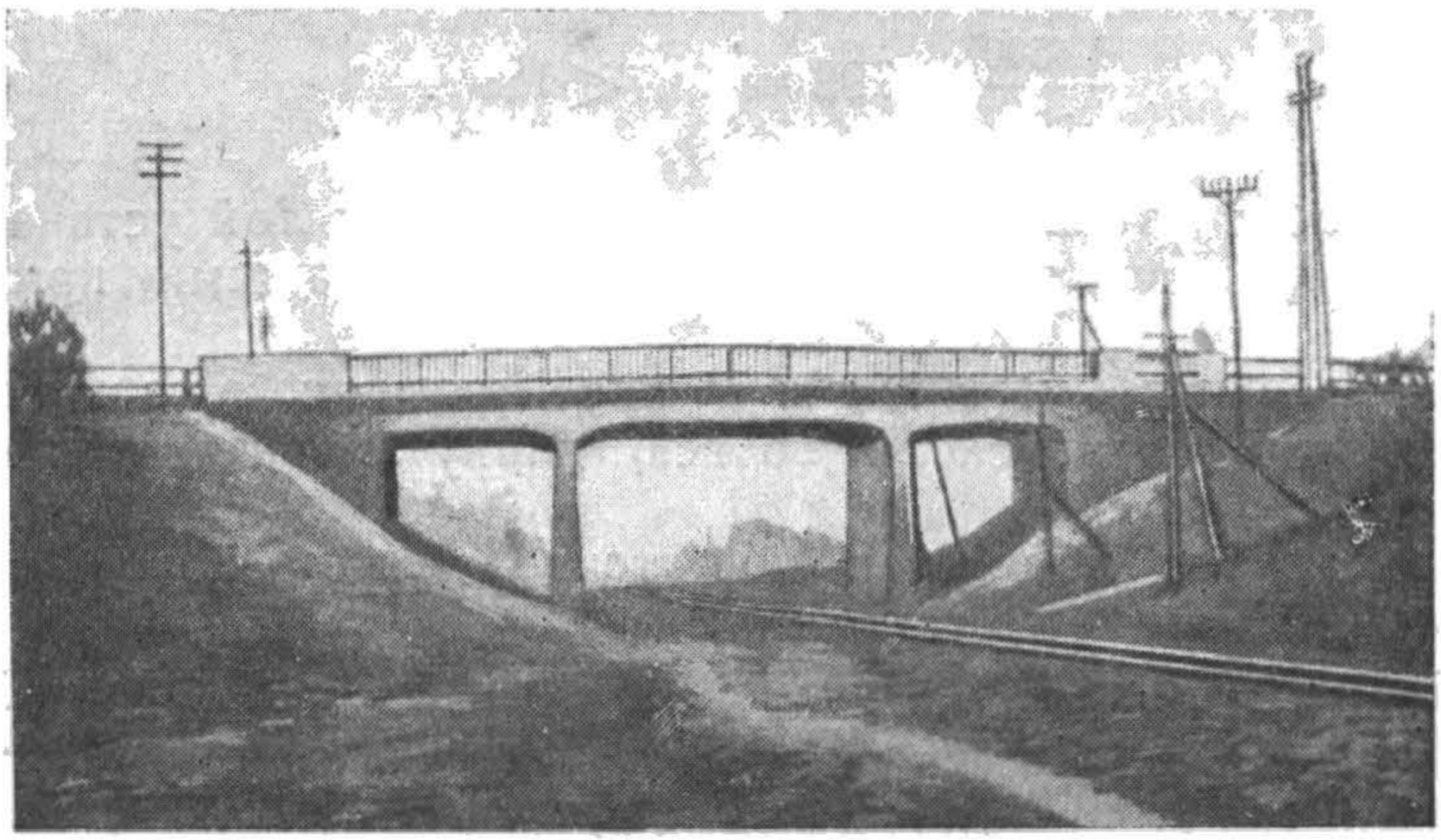
В зависимости от местных условий изыскание наиболее целесообразной конструкции может итти в двух направлениях. С одной стороны, можно применить камень и для пролетного строения, тогда получим каменный мост. С другой стороны, можно направить свою мысль и в обратную сторону: к удешевлению массивных устоев путем уменьшения их объема. Первым шагом здесь может быть применение обсыпных устоев и промежуточных быков (фиг. 167).

Здесь количество кладки сокращается за счет увеличения железобетона. В дальнейшем можно запроектировать и опоры из железобетона и затем перейти к рамным вариантам, которые мы рассмотрим в следующем параграфе.

НТБ ДНУЖТ

В отношении самой конструкции пролетного строения точно так же следует рассмотреть и другие варианты. В данном случае ездовое полотно имеет щебеночную одежду, которая может ремонтироваться и сменяться одновременно с прилегающим шоссе. Создается таким образом непрерывность однотипного полотна.

Пролетное строение не подвергается износу и непосредственному действию атмосферных осадков и предохраняется от проникновения воды изоляцией и защитным слоем. Все это достаточно целесообразно, но щебеночная одежда значительно утяжеляет мост. Если ее заменить тонким слоем асфальтобетона, то можно получить экономию в материалах пролетного строения: в железе и цементе. Асфальтобетон по сравнению с щебеночной одеждой более удобен



Фиг. 167.

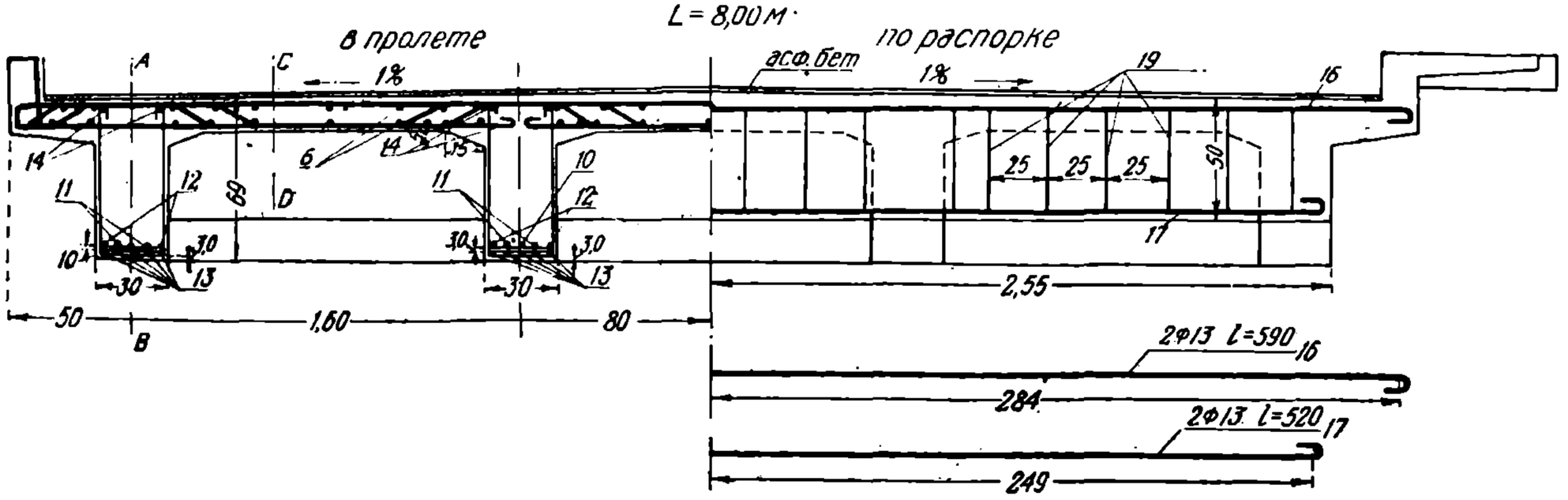
для автомобильного движения, но хуже для гужевого. Кроме того, в этом случае полотно на мосту должно ремонтироваться особо от шоссе, а если этот ремонт не будет осуществлен своевременно, то плита будет подвергаться непосредственному износу, действию атмосферных осадков и разрушаться. Учитывая эти факторы, можно констатировать, что вопрос целесообразности применения асфальтобетона не может решаться изолированно от вопросов организации содержания и ремонта дороги.

Но во всяком случае при известных производственных предпосылках применение асфальтобетона весьма целесообразно. На фиг. 168—169 показан пример конструкции пролетного строения с асфальтобетонной одеждой по типовым проектам Гипрошосса.

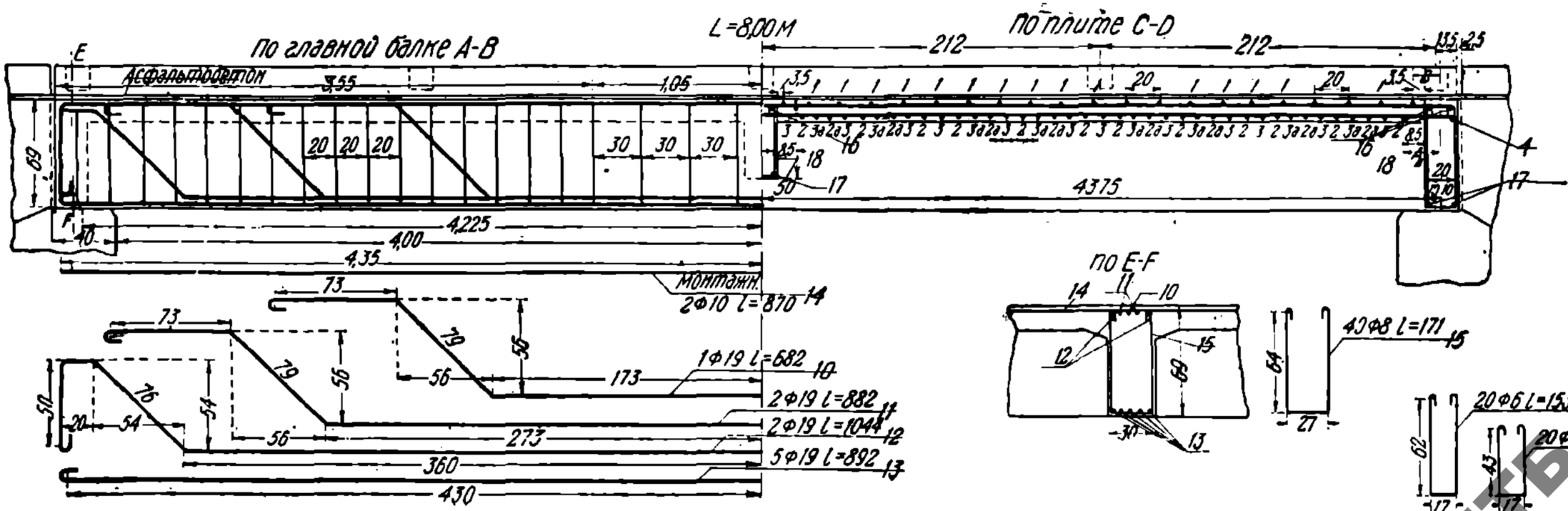
На фиг. 170—172 даны конструктивные чертежи железобетонных устоев.

70. Рамный вариант. Рассматривая первый вариант, можно установить, что здесь почти на 50% заполнена материалом площадь трапеции, образованной полотном железной дороги, уровнем шоссе и откосами. Небольшой, сравнительно, просвет под мостом стесняет поле зрения машиниста, массивные, выдвинутые из откосов устои

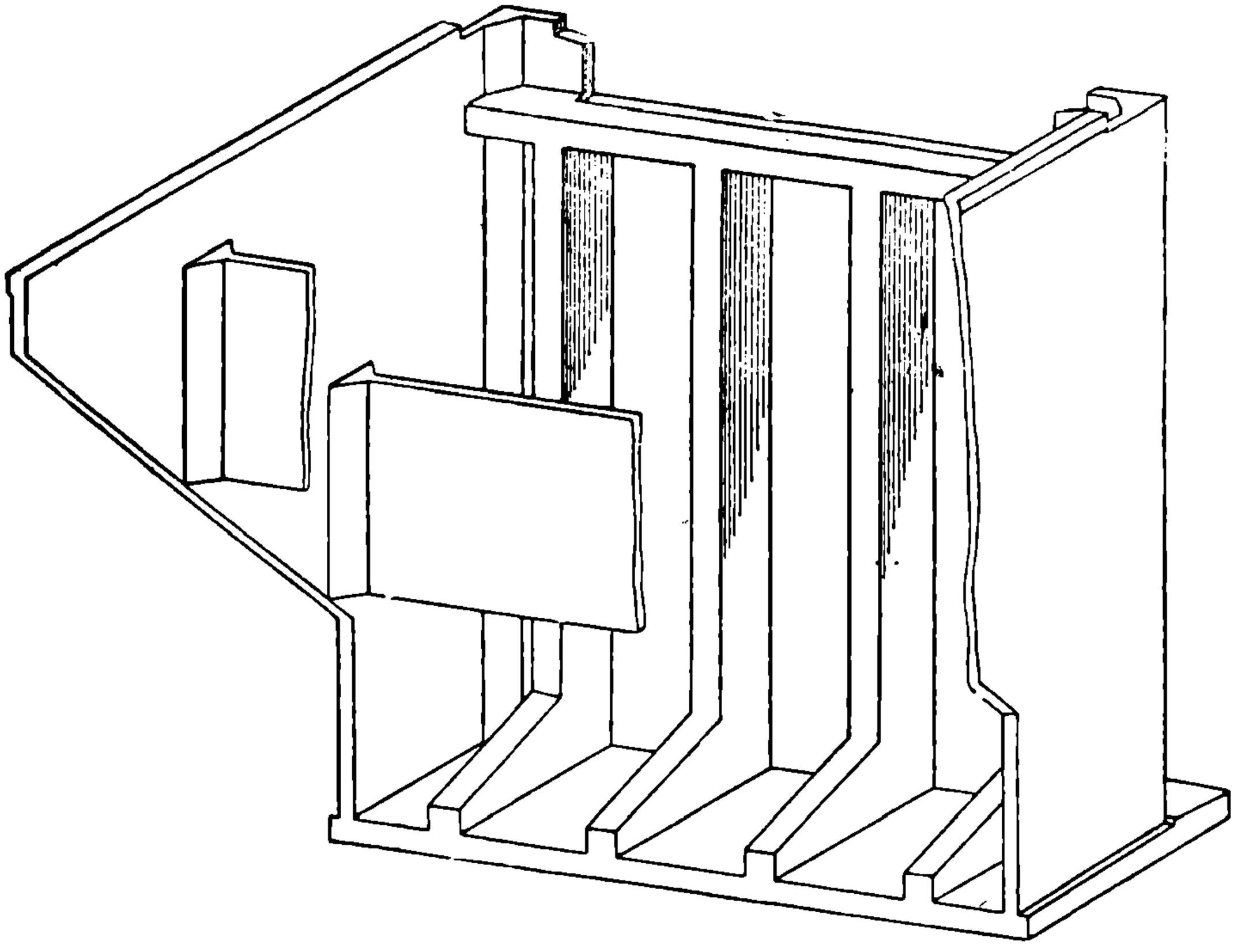
НТБ ДПУКТ


L = 8,00 м
в пролете
по распорке
асф. бет
1%
1%
A
C
D
B
14
11
12
10
6
15
13
19
16
17
25
25
25
50
60
30
1,60
80
2,55
2Ф13 l=590
284
2Ф13 l=520
249

Фиг. 168.


L=8,00 м
По главной балке A-B
по плите C-D
E
F
асфальтобетон
3,55
1,05
212
212
4375
4,225
4,00
4,35
монтажн.
2Ф10 l=870
1Ф19 l=682
2Ф19 l=882
2Ф19 l=1044
5Ф19 l=892
273
360
430
По E-F
4ОФ8 l=171
20Ф6 l=153
20Ф6 l=115

требуют, как указано выше, много материала, правда, более дешевого, чем железобетон. В этом варианте по существу мы не использовали целиком свойств железобетона: вместо железобетонного моста мы ограничились железобетонным пролетным строением на каменных опорах. В дальнейшем мы должны, очевидно, стремиться к использованию железобетона и для опор, с целью уменьшения их объема. Этого можно достигнуть несколькими путями. Например, если вместо передней стенки каменного устоя мы установим для поддержания пролетного строения железобетонные стойки, за-



Фиг. 170.

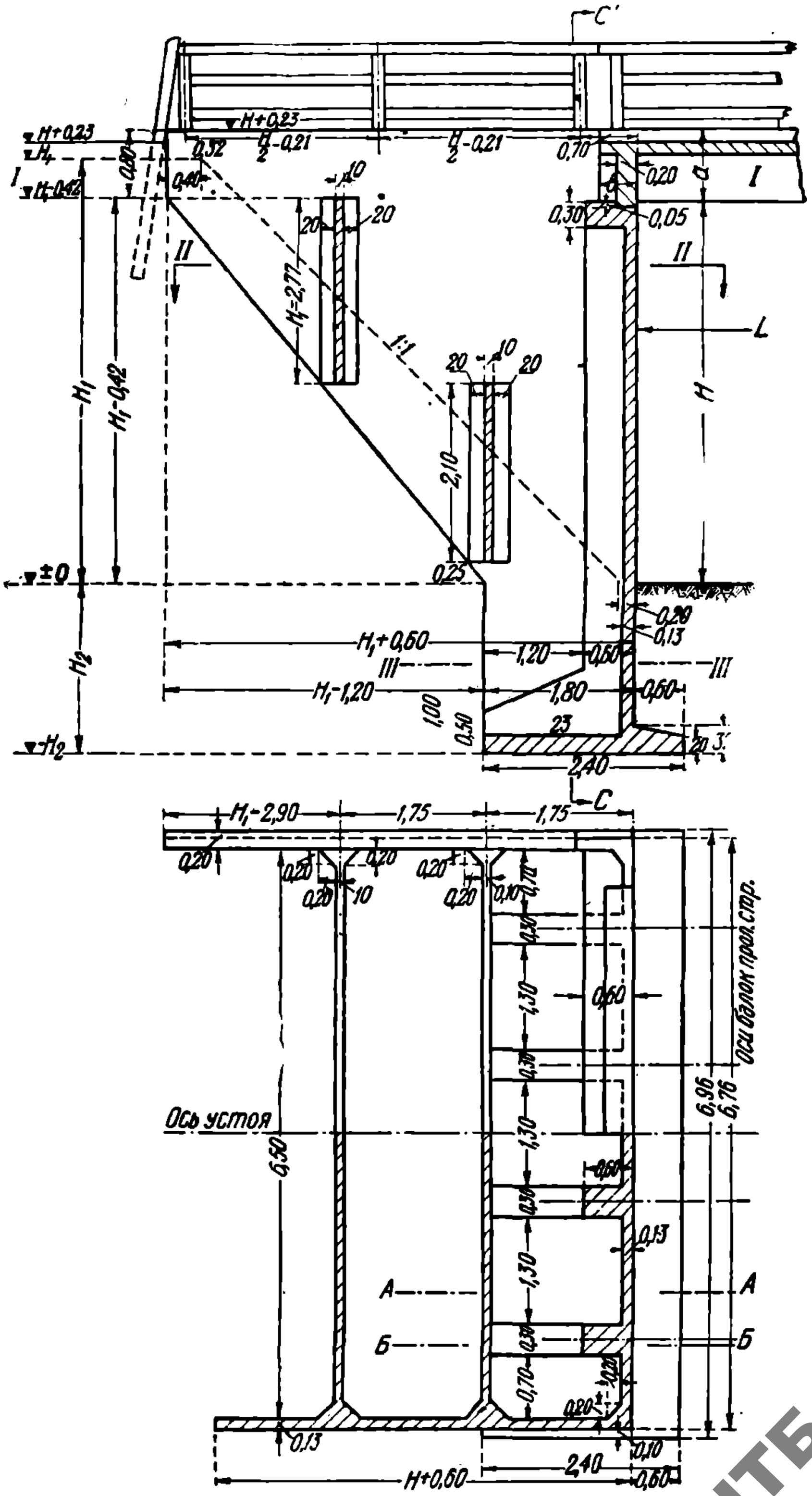
тем откосы перекроем также железобетонными балками, то получим схему рамного моста, которая в свою очередь допускает много вариантов.

С другой стороны, можно уменьшить длину и высоту устоев, увеличив пролет и заменив балки арками.

Рассмотрим в качестве второго варианта рамный мост. Здесь возможны разные варианты, и прежде всего консольный.

Если сохранить величину среднего пролета 12 *м*, то боковые получают длину около 7 *м* — больше половины среднего пролета. Применить при таком соотношении консольную раму затруднительно из-за невыгодного соотношения моментов и прогиба свободных концов консолей. Если уменьшить свес консолей приблизительно

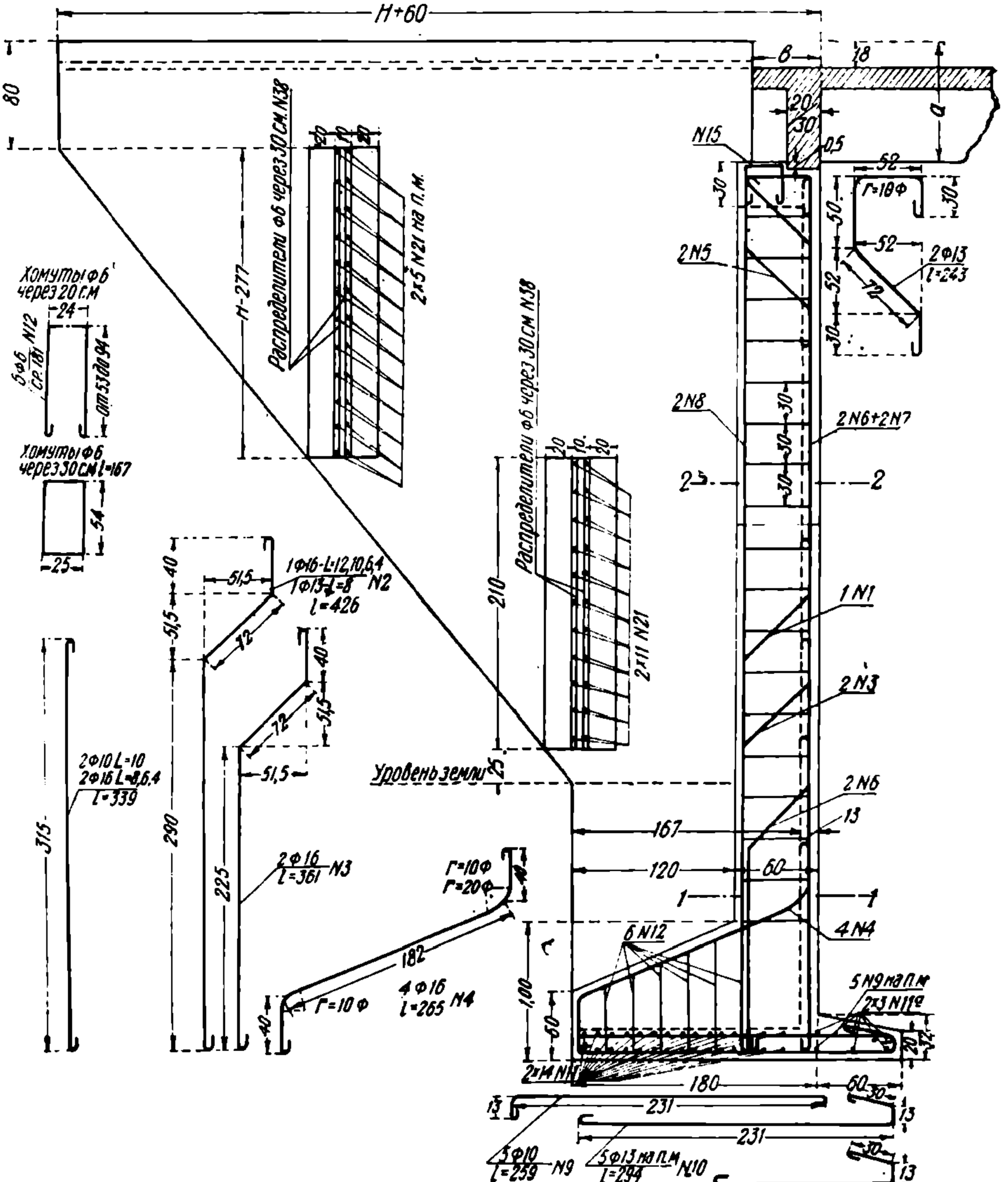
НТБ ДПУКТ



Фиг. 171.

НТБ ДНУЖТ

до 6—5 *м*, то средний пролет увеличится до 14—16 *м*. Получим путепровод по типу фигуры 173. Однако здесь ригель получается довольно тяжелый. Для его облегчения и уменьшения конструктив-



Фиг. 172.

ной высоты лучше поддержать концы консолей колоннами, т. е. перейти к трехпролетной раме. Для лучшей работы ригеля в этом случае желательно уже уравнять все три пролета. Для этого средние

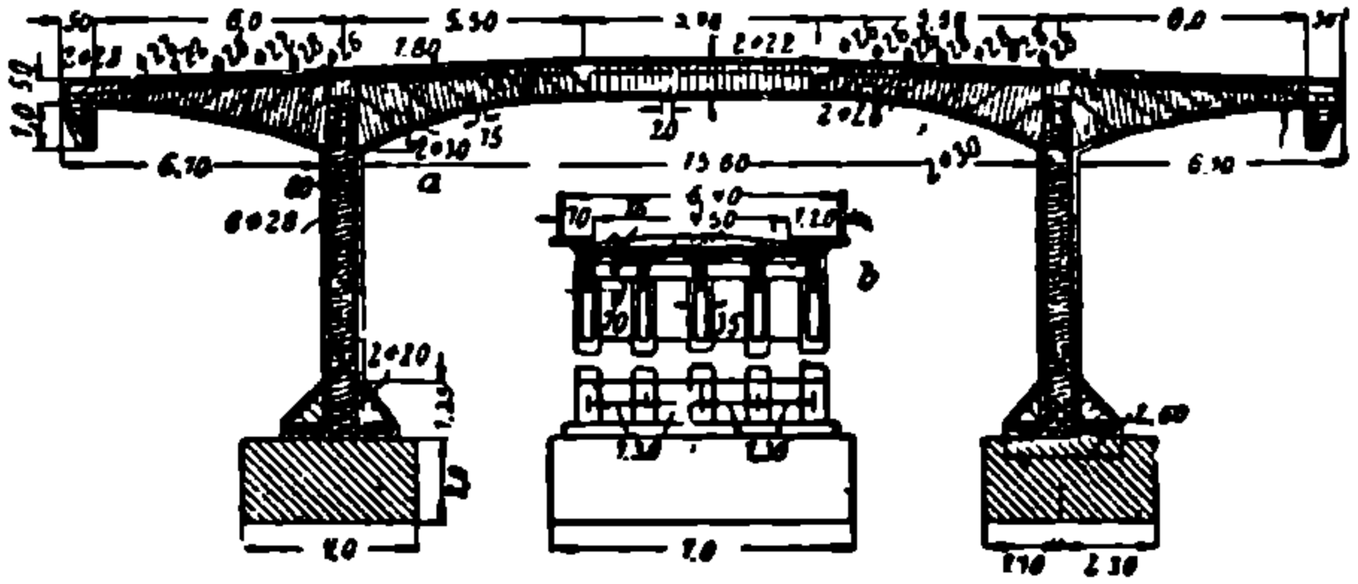
НТБ ДНУЖТ

стойки помещаем на бровке полотна (фиг. 174). Тогда получаем три пролета — 8 *м*; 10 *м*; 8 *м*.

Для облегчения среднего пролета можно из крайних пролетов выпустить консоли и на них уложить подвесную балку (фиг. 175). Этот вариант имеет смысл в том случае, когда необходимо не прерывать движение во время постройки путепровода. Боковые пролеты можно бетонировать на подмостях, консоли собрать навесной сборкой с подвешиванием форм, а среднюю балку изготовить на стороне и затем надвинуть или установить краном.

Но в большинстве случаев применение шарниров в ригелях нецелесообразно: неразрезная рама (фиг. 174) проще и жестче. Поэтому остановимся на рассмотрении этого варианта.

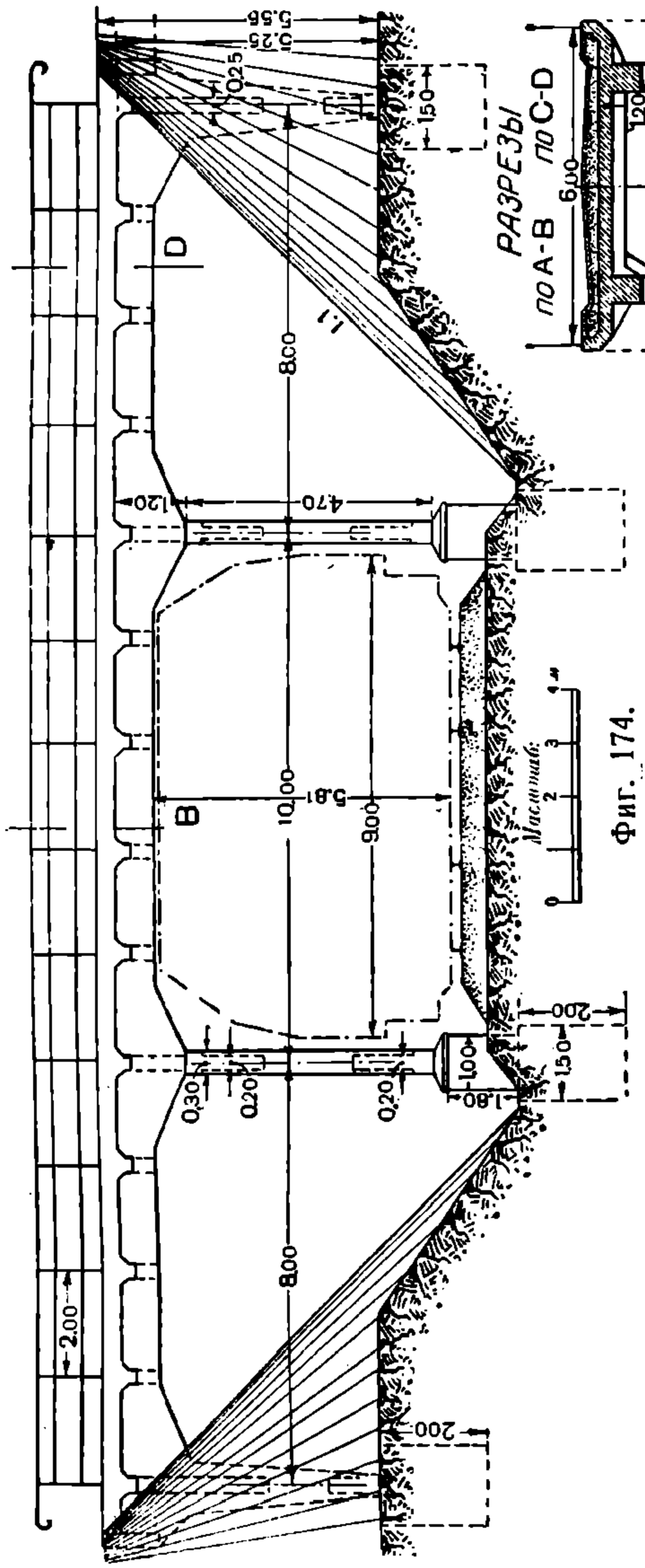
Следующим основным вопросом является назначение числа главных рам и расстояния между ними. По сравнению с ребрами первого варианта рамы представляют значительно более сложную конструкцию; поэтому желательно уменьшить их число, хотя и за счет утяжеления плиты проезжей части. Применение трех рам мы считаем нерациональным из-за перегрузки средней рамы. Поэтому останавливаемся на двух рамах. Для облегчения плиты проезжей части назначим возможно большие свесы — по 1 *м* при расстоянии между рамами 4 *м* (фиг. 174). Это целесообразно и в эстетическом отношении, так как большие свесы скрадывают толщину ригеля, и мост получает более легкий и смелый вид. Следует однако иметь в виду, что чем больше расстояние между рамами, тем больше нужно заботиться о поперечной жесткости моста, так как гибкость распорок, связывающих ноги рам, увеличивается пропорционально их длине. В данном случае можно считать, что ребристая плита проезжей части достаточно жестка в поперечном направлении; что же касается распорок, то их всегда можно сделать достаточно жесткими; в данном случае мы укрепляем жесткость узлов угловыми консолями (фиг. 174, разрез). Соединение ног рамы с ригелем и с фундаментом может быть шарнирное или бесшарнирное. Чтобы осуществить бесшарнирное соединение ноги с фундаментом, нужно не только заделать ногу в фундамент, но и дать последнему значительные размеры; в противном случае он может повернуться вместе с поворотом ноги. Для экономии в кладке можно предпочесть шарнирное соединение всех стоек с фундаментами. Что касается соединений с ригелем, то для средних ног также предполагаем шарниры с целью избежать изгиба ног; тогда для крайних ног неизбежно жесткое соединение с ригелем, для создания геометрической неизменяемости системы. Плита проезжей части при расстоянии между



Фиг. 173.

ДЛЯ ПРОСМОТРА

рамами 4 *м* получает ребристую конструкцию. Расстояние между ребрами (поперечными балками) *c* назначаем так, чтобы оно целое число раз укладывалось как в средних, так и в крайних пролетах; тогда плита получает везде одинаковую толщину. Этому удовлетво-



Фиг. 174.

ряет $c = 1$ *м* или 2 *м*. При $c = 1$ *м* плита должна получиться довольно тонкая — меньше 16 *см* (см. 1-й вариант). Это нежелательно. Кроме того, поперечные ребра по соображениям жесткости желательно иметь более мощными. Поэтому останавливаемся на расстоянии $c = 2$ *м*. Толщину плиты определяем подсчетом на изгиб.

Вес щебеночной одежды $p = 400$ *кг*/*м*^{2}.

Собственный вес плиты при средней толщине ее с изоляцией и смазкой 20 *см*:

$$g = 2\,400 \cdot 0{,}20 = 480 \text{ кг/м}^2.$$

Изгибающий момент

$$M = \frac{880 \cdot 2^2}{8} = 440 \text{ кгм}.$$

Временная нагрузка — в виде заднего колеса автомобиля Н8 весом 3,8 *т*.

Ширина обода = 30 *см*.

По Т. У. при толщине шоссе 20 *см* давление колеса распространяется на ширину плиты

$$b_1 = 30 + 2 \cdot 20 + \frac{200}{3} = 132 \text{ см} \cong 1{,}4 \text{ м}.$$

На ширину плиты 100 *см*, таким образом, передается давление:

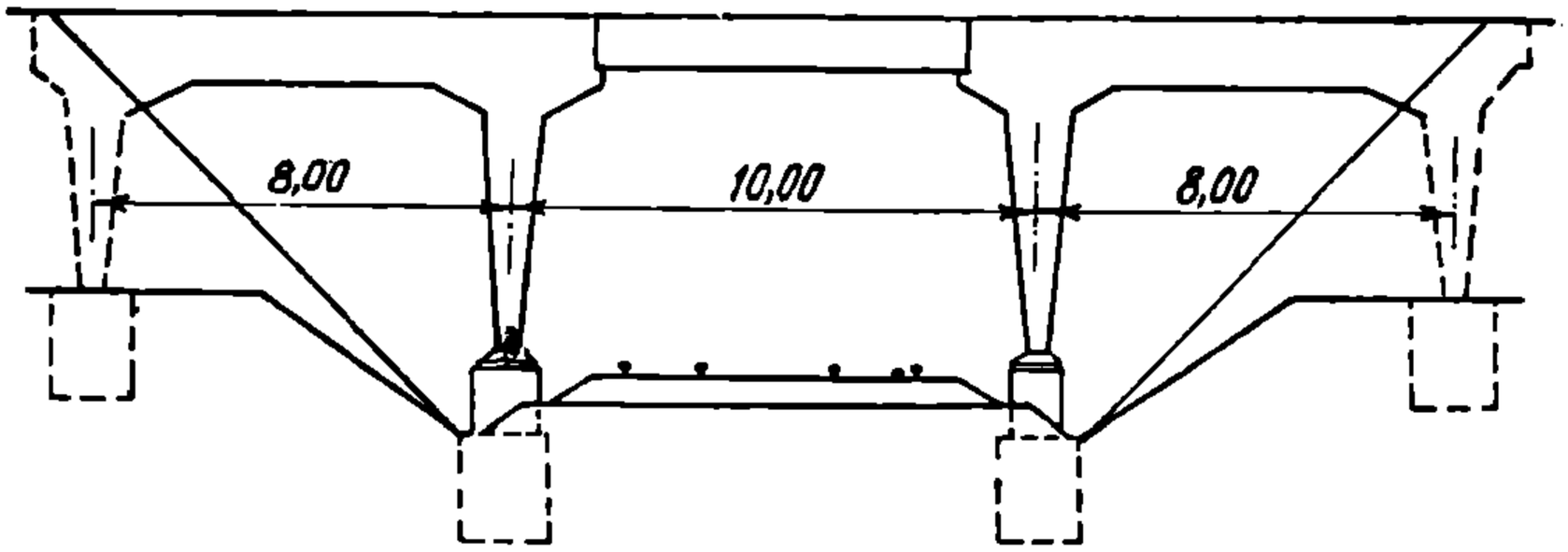
$$\frac{1}{1{,}4} \cdot 3{,}8 = 2{,}72 \text{ т}.$$

НТБ ДНУЖТ

Динамический коэфициент — 1,2.
Изгибающий момент

$$M_k = 1{,}2 \cdot \frac{2\,720 \cdot 2}{4} = 1\,630 \text{ кгм}.$$

Полный момент: $M = 2\,110$ *кгм*, а расчетный $M = 0{,}7 \cdot 2\,110 = 1\,477$ *кгм*, т. е. несколько больше чем в 1-м варианте. Сечение плиты принимаем одинаковое с первым вариантом, так как там был некоторый запас в высоте; арматуру увеличим на 1 стержень.



Фиг. 175.

Поперечные ребра работают как консольные балки.
Постоянная нагрузка от плиты

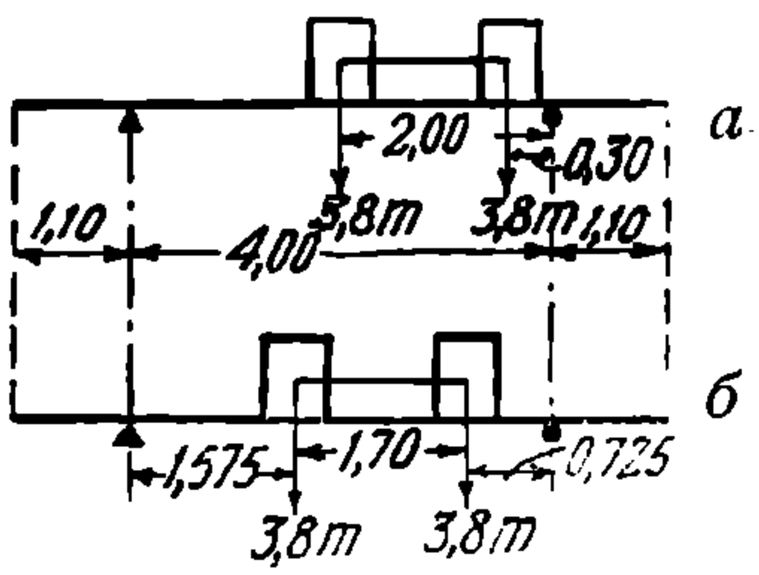
$$p = 880 \cdot 2 = 1\,760 \text{ кг/м}.$$

Для вычисления собственного веса ребра назначим предварительно его размеры. Для ширины b_1 примем размер, близкий к минимальному, $b_1 = 25$ *см*; полную высоту (с плитой) примем:

$$h = \frac{1}{10} \cdot 400 = 40 \text{ см}.$$

Тогда высота ребра $h' = 24$ *см*.
Собственный вес $d = 0{,}25 \cdot 0{,}24 \cdot 2\,400 = 144$ *кг/м*.
Полная постоянная нагрузка:

$$p + g = 1\,904 \text{ кг/м}.$$



Фиг. 176.

Считаясь с наличием неучтенных вутов и возможностью превышения расчетных размеров над принятыми, примем $p + g = 2\,000$ *кг/м*.
Опорный момент (фиг. 176-*а*):

$$M_p = -\frac{2\,000 \cdot 1{,}1^2}{2} = -1\,210 \text{ кгм}.$$

Посредине пролета:

$$M_p = \frac{2\,000 \cdot 4^2}{8} - 1\,210 = 2\,790 \text{ кгм}.$$

Временная нагрузка — в виде задней оси автомобиля для положительного момента или толпы для отрицательного момента на опоре.

НТБ ДИИЖТ

Для средины пролета момент (фиг. 176-*а*):

$$M_k = \frac{3{,}8\,(2 + 0{,}3)}{4} \cdot 2 = 4{,}37\ тм$$

или с динамическим коэфициентом 1,2:

$$M'_k = 1{,}2 \cdot 4{,}37 = 5{,}25\ тм = 5\,250\ кгм.$$

От полной нагрузки:

$$M = 8\,040\ кгм.$$

Для определения абсолютного максимума момента устанавливаем автомобиль в поперечном направлении по правилу Винклера: средина расстояния между равнодействующей и критическим грузом должна совпадать со срединой пролета, т. е. расстояние опасного сечения от левой опоры $x = \frac{l}{2} - \frac{s}{4} = 2 - \frac{1{,}7}{4} = 1{,}575\ м$ (фиг. 176-*б*).

Опорная реакция

$$A = 3{,}8\,\frac{2{,}425 + 0{,}725}{4} = 3\ т.$$

Момент под грузом

$$M_k = Ax = 3 \cdot 1{,}575 = 4{,}72\ тм$$

или с динамическим коэфициентом:

$$M'_k = 1{,}2 \cdot 4{,}72 = 5{,}67\ тм.$$

Момент в данном сечении от постоянной нагрузки:

$$M_p = \frac{2000}{2} = 1{,}575 \cdot (4 - 1{,}575) - 1\,210 = 2\,610\ кгм.$$

Полный момент

$$M = 5\,670 + 2\,610 = 8\,280\ кгм,$$

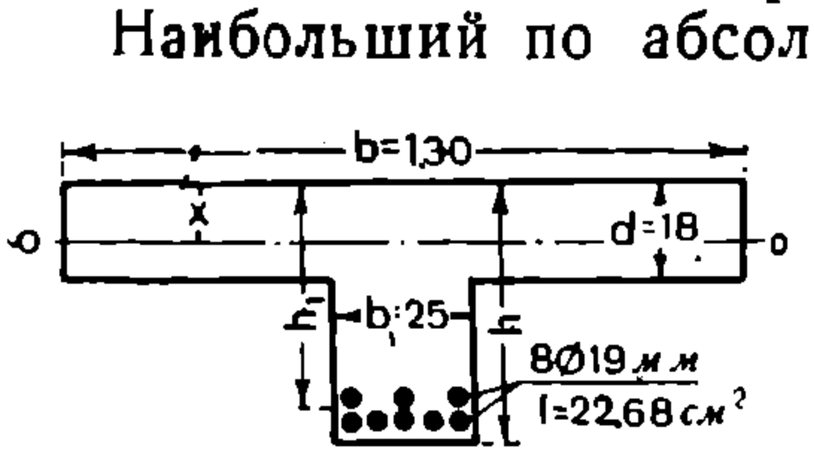
т. е. больше, чем для средины пролета.

Наибольший по абсолютной величине опорный момент будет при загружении консолей толпой 320 $кгм^2$:

$$M_{min} = -320 \cdot 2 \cdot \frac{1{,}1^2}{2} = -387\ кгм.$$

Полный момент на опоре

$$M_p = -(M_p + M_n) = -1\,597\ кгм.$$



Фиг. 177.

Поперечная балка имеет тавровое сечение (фиг. 177). Ввиду большой высоты плиты по сравнению с высотой ребра можно предположить, что нейтральная ось проходит в пределах плиты. Расчетную ширину тавра по верху b_1 принимаем по Т. У. равной:

$$\frac{1}{3} \cdot 4\ м \leqq 1{,}3\ м.$$

НТБ ДИИТ

Тогда для сечений в пролете при

$$M = 8\,280\ кгм;\quad \sigma_b = 40\ кг/см^2;$$

$$h - a = 0{,}416\sqrt{\frac{828\,000}{130}} = 33\ см;$$

$$x = 0{,}324 \cdot 33 = 10{,}8\ см;$$

$$f = 0{,}00216\sqrt{828\,000 \cdot 130} = 22{,}2\ см^2.$$

Примем 8 стержней диаметром 19 *мм* $\left(\frac{3''}{4}\right)$, площадью 22,68 $см^2$, расположенных в два ряда: 5 внизу и 3 вверху.

Ширина ребра b должна быть:

$$b \geqslant 5 \cdot 1{,}9 + 4 \cdot 2{,}5 + 2{,}2 = 23{,}5\ см.$$

Принимаем $b = 25\ см$.

Полагая $a = 5\ см$, получим полную высоту балки $h = 38\ см = \frac{1}{9{,}5} \cdot l$. Расчетное сечение на опоре имеет вид прямоугольника шириной $b = 25\ см$.

Высоту сечения оставляем 38 *см*.

Плечо внутренней пары приближенно:

$$z = 0{,}88\,(h - a) = 0{,}88 \cdot 34 = 30\ см.$$

Необходимое количество железа:

$$f = \frac{M}{\sigma_c z}\,\frac{159\,700}{1\,250 \cdot 30} = 4{,}2\ см^2.$$

Принято конструктивно 5 стержней диаметром 19 *мм* и площадью 14,18 $см^2$.

Наибольшая поперечная сила на опоре:
от постоянной нагрузки

$$Q_p = 2000 \cdot 2 = 4\,000\ кг;$$

от временной при нахождении одного из грузов над опорой:

$$O_k = A_k = 1{,}2\left(3{,}8 + 3{,}8 \cdot \frac{2{,}3}{4}\right) = 7{,}16\ т = 7\,160\ кг;$$

$$Q = Q_p + Q_k = 11\,160\ кг.$$

Наибольшие скалывающие напряжения на опоре:

$$\tau_1 = \frac{O}{bz} = \frac{11\,160}{25 \cdot 28{,}2} = 16\ кг/см^2.$$

Наибольшие допускаемые главные растягивающие напряжения для данного бетона по единым нормам равны 8 $кг/см^2$. Поэтому или ширину, или высоту сечения необходимо увеличить. Принимаем высоту балки посредине 40 *см*, а на опоре при помощи вутов доводим до 60 *см*.

Тогда

$$\tau = \frac{11\,160}{25 \cdot 0{,}88(60 - 4)} = 9\ кг/см^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Перенапряжение считаем допустимым, имея в виду поставить сильную косую арматуру.

Для средины пролета:

$$Q_k = 1{,}2 \cdot 3\,800 \left(\frac{2 + 0{,}3}{4}\right) = 2\,620 \text{ кг};$$

$$\tau_2 = \frac{Q}{b_1\left(h - a - \frac{x}{3}\right)} = \frac{2\,620}{25 \cdot (32 - 3)} = 3{,}7 \text{ т/см}^2.$$

Сумма растягивающих напряжений на длине полупролета:

$$N = \frac{9 + 3{,}7}{2} \cdot \frac{2\,0}{\sqrt{2}} \cdot 25 = 22\,500 \text{ кг}.$$

Число наклонных стержней диаметром 19 *мм*:

$$k = \frac{0{,}6 \cdot 22\,500}{1\,250 \cdot 2\,335} = 4.$$

Отгибаем 5 стержней внизу и ставим 2 дополнительных.

Примечание. Большая величина скалывающих напряжений показывает, что ширина балки взята весьма малая. В последнее время с целью улучшения условий бетонирования ширину ребер обычно назначают больше.

Распределение отогнутых стержней производится так же, как указано в параграфе 69.

Для расчета главных рам прежде всего определяем нагрузку, приходящуюся на каждую раму.

Постоянная нагрузка на ригель, передаваемая поперечными балками:

$$p = \frac{2\,000 \cdot 3.1}{2} = 3\,100 \text{ кг/м}.$$

Здесь 3,1 *м* — половина длины балки.

Для определения собственного веса ригеля назначаем приблизительно его размеры:

ширину

$$b_1 = 0{,}50 \text{ м};$$

полную высоту

$$h \cong \frac{1}{13} \cdot 10 = 0{,}75 \text{ м},$$

или высоту ребра

$$h' = 0{,}75 - 0{,}18 = 0{,}57 \text{ м};$$

вес

$$g = 2\,400 \cdot 0{,}50 \cdot 0{,}57 = 685 \text{ кг/м}.$$

Полную постоянную нагрузку принимаем:

$$p = 3\,100 + 685 \cong 3\,800 \text{ кг/м}.$$

НТБ ДНУЖТ

Временная нагрузка определяется в виде одного ряда автомобилей по схеме Н8, так как 2 ряда при ширине проезда 4,5 *м* не устанавливаются. Невыгоднейшее поперечное положение автомобиля для левой рамы показано на фиг. 178.

Давление, передающееся на раму от веса автомобиля:

$$\frac{4{,}1+2{,}4}{4}\cdot\frac{P}{2}=0{,}814\,P,$$

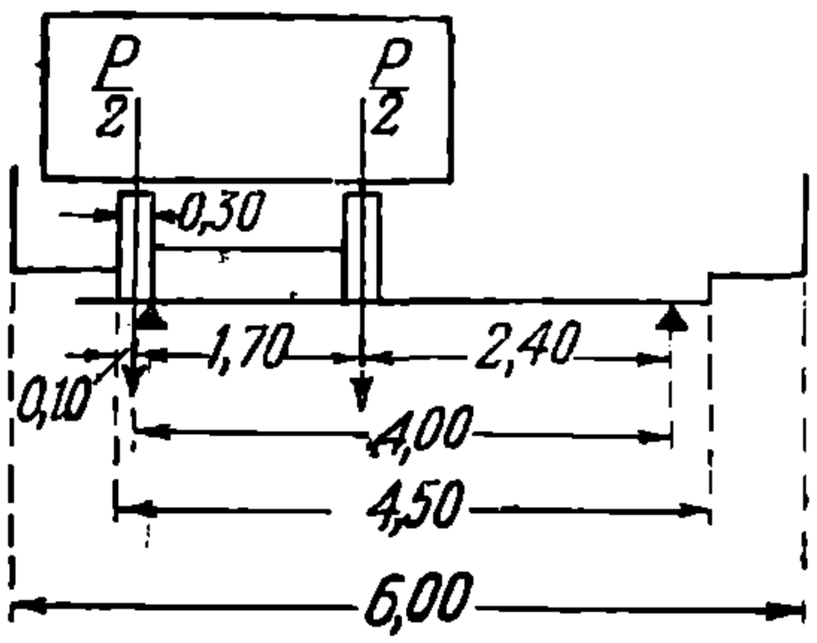
т. е. коэфициент поперечной установки равен 0,814.

Динамический коэфициент принимаем 1,1.

При пользовании эквивалентными нагрузками общий поправочный коэфициент

$$0{,}814\cdot 1{,}1=0{,}9.$$

Для расчета рамы воспользуемся готовыми формулами для трехпролетной рамы с шарнирами на концах стоек[1].



Фиг. 178.

В этих формулах приняты следующие обозначения по фиг. 179-*а*.

$$k=\frac{J_2}{J_4}\frac{l_1}{l};\quad k_1=\frac{J_2}{J_1}\frac{h}{l};\quad k_2=\frac{J_3}{J_2}\frac{h}{l}.$$

При загружении первого пролета равномерной нагрузкой (фиг. 179-*б*):

$$\left.\begin{aligned}
M_B&=-\frac{ql^2}{8}\left[\frac{3k^2(2k_2+1)+2k_2}{12k(k_1+k_1k_2+k_2)+2k_2(4k_1+3)+9k}+\frac{2k+1}{2(k+k_2)(k+2)+3(2k+1)}\right]\\
M_G&=-\frac{ql^2}{8}\left[\frac{3k(2k_2+1)+2k_2}{12k(k_1+k_1k_2+k_2)+2k_2(4k_1+3)+9k}-\frac{2k+1}{2(k+k_2)(k+2)+3(2k+1)}\right]\\
M_{C_1}&=-\frac{ql^2}{8}\left[\frac{2(k+k_1+k_2)+1}{2(k+k_2)(k+2)+3(2k+1)}+\frac{(2k_1+1)(2k_2+3k)}{12k(k_1+k_1k_2+k_2)+2k_2(4k_1+3)+9k}\right]\\
M_{E_1}&=+\frac{ql^2}{8}\left[\frac{2(k+k_1+k_2)+1}{2(k+k_2)(k+2)+3(2k+1)}-\frac{(2k_1+1)(2k_2+3k)}{12k(k_1+k_1k_2+k_2)+2k_2(4k_1+3)+9k}\right]\\
M_{C_2}&=-\frac{ql^2}{4}\left[\frac{k_1+k_2}{2(k+k_2)(k+2)+3(2k+1)}+\frac{k_2(2k_1+1)}{12k(k_1+k_1k_2+k_2)+2k_2(4k_1+3)+9k}\right]\\
M_{E_2}&=+\frac{ql^2}{4}\left[\frac{k_1+k_2}{2(k+k_2)(k+2)+3(2k+1)}-\frac{k_2(2k_1+1)}{12k(k_1+k_1k_2+k_2)+2k_2(4k_1+3)+9k}\right]
\end{aligned}\right\}\ (A)$$

$$M_{C_3}=M_{C_1}-M_{C_2};\quad M_{E_3}=M_{E_1}-M_{E_2};$$

$$V_F=\frac{M_{E_3}-M_{C_3}}{l_1}+\frac{M_{E_2}-M_G}{l};\quad V_H=\frac{M_{E_1}-M_G}{l};$$

$$V_A=\frac{ql}{2}+\frac{M_{C_1}-M_B}{l};\quad V_D=\frac{ql}{2}+\frac{M_B-M_{C_1}}{l}+\frac{M_{E_3}-M_{C_3}}{l_1};$$

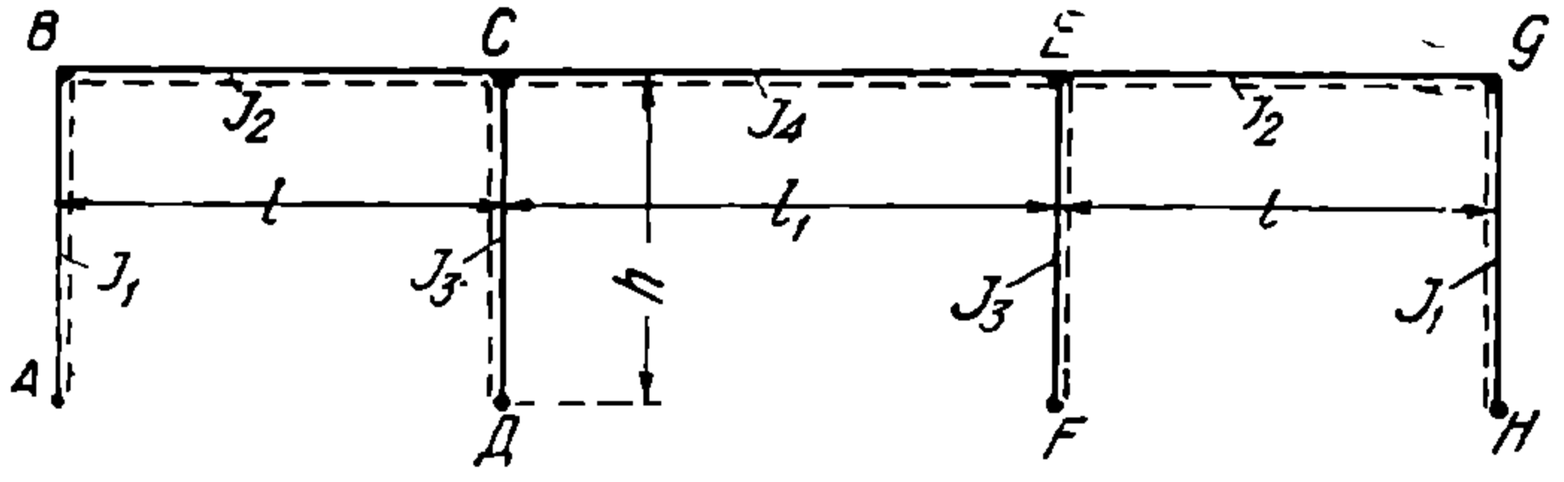
$$H_A=-\frac{M_B}{h};\quad H_D=\frac{M_{C_2}}{h};\quad H_F=-\frac{M_{E_3}}{h};\quad H_H=-\frac{M_G}{h}.$$

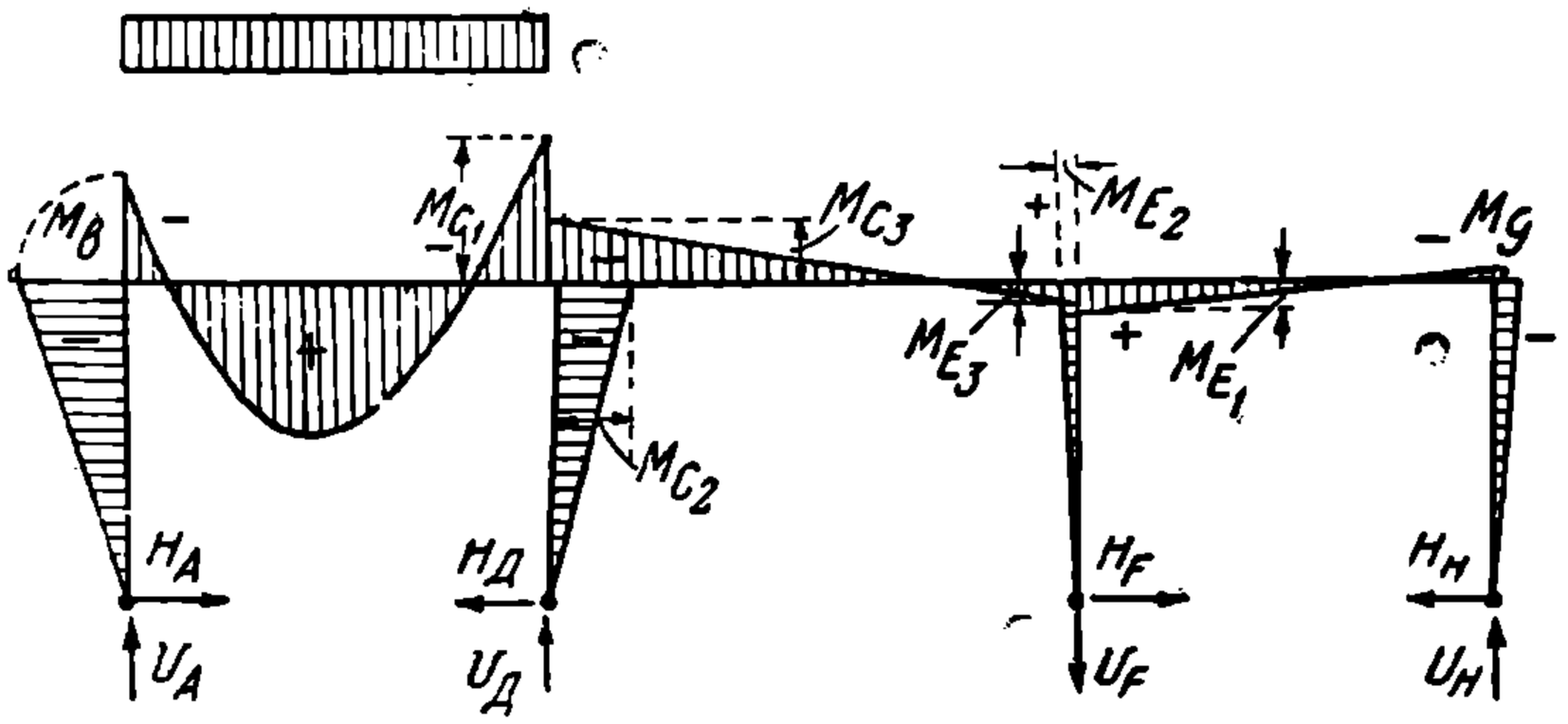
[1] См. А. Клейнлогель — „Формулы для расчета сложных рам".

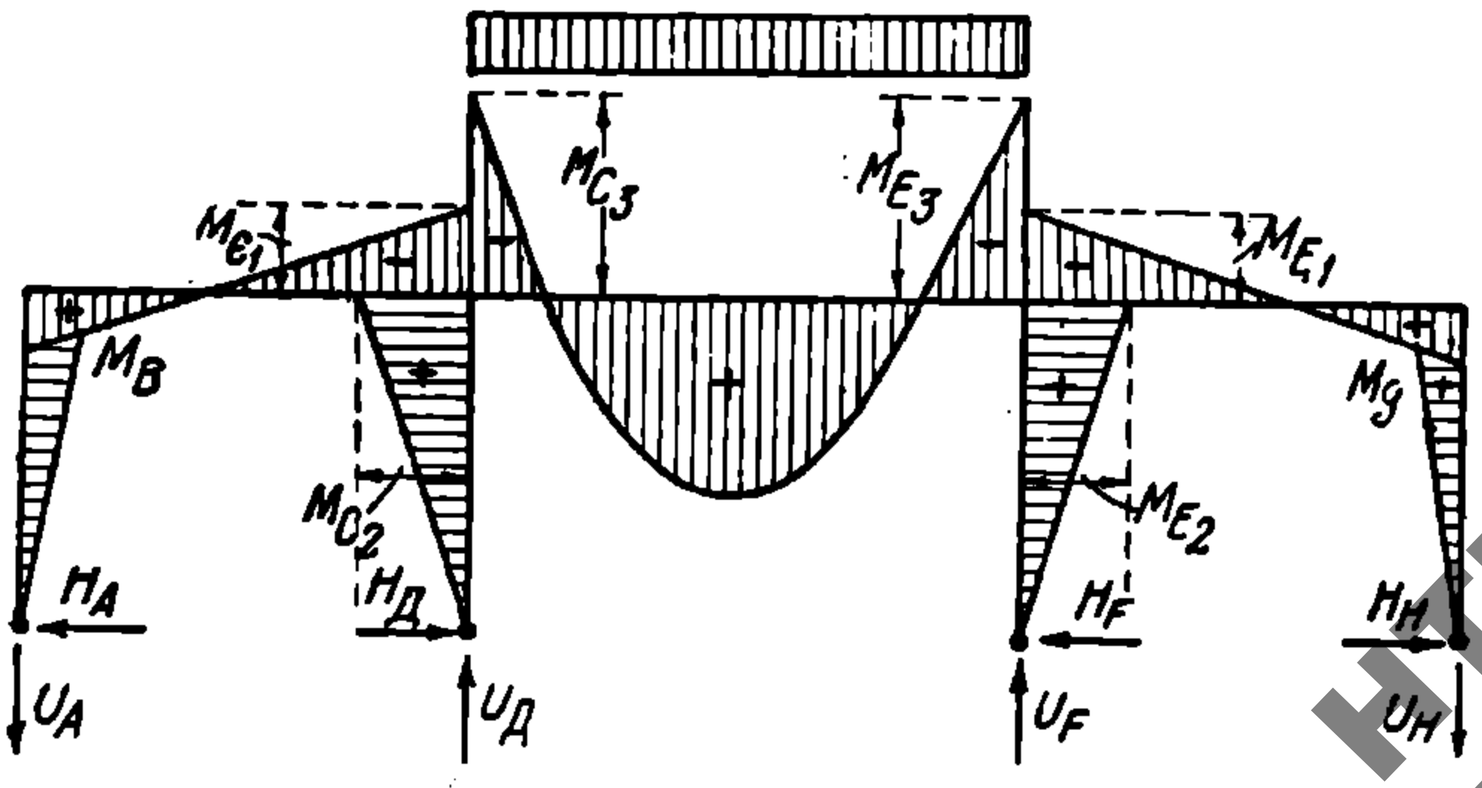
НТБ ДНУЖТ

При загружении второго пролета (фиг. 179-*в*):

$$\left.\begin{aligned} M_B = M_G &= +\frac{ql_1^2}{2}\,\frac{kk_2}{12k(k_1+k_1k_2+k_2)+2k_2(4k_1+3)+9k} \\ M_{C_1} &= M_{E_1} = -2M_B(k_1+1); \\ M_{C_3} = M_{E_3} &= -\frac{ql_1^2}{3}\,k\,\frac{4k_2(k_1+1)+4k_1+3}{12k(k_1+k_1k_1+k_2)+2k_3(4k_1+3)+9k} \\ M_{C_2} &= M_{E_2} = M_{C_1} - M_{C_3}; \\ V_B = V_H &= \frac{M_B - M_{C_1}}{l}; \quad V_D = V_F = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - + M_{C_1}}{l} \\ H_A = H_H &= \frac{M_B}{h}; \quad H_D = H_F = \frac{M_{C_3}}{n}. \end{aligned}\right\} \text{(В)}$$







Фиг. 179.

НТБ ДНУЖТ

При загружении третьего пролета эпюра моментов будет зеркальным изображением эпюры при загрузке первого пролета.

Для нашего случая при шарнирном соединении средних стоек с ригелем следует положить для них $J_3 = 0$, тогда $k_2 = \infty$. В приведенных формулах и числитель, и знаменатель следует предварительно разделить на k_2. Тогда формулы получат вид:

при загружении первого пролета (фиг. 179-*б*):

$$\left.\begin{aligned} M_B = M_G &= -\frac{ql^2}{8}\left[\frac{6k+2}{12k(k_1+1)+8k_1+6}\right] \\ M_{C_1} = M_{C_3} &= -\frac{ql^2}{8}\left[\frac{1}{(k+2)}+\frac{4k_1+2}{12k(k_1+1)+8k_1+6}\right] \\ M_{E_1} = M_{E_3} &= +\frac{ql^2}{8}\left[\frac{1}{k+2}-\frac{4k_1+2}{12k(k_1+1)+8k+6}\right] \\ M_{C_2} &= M_{E_2} = 0; \end{aligned}\right\} (A_1)$$

при загружении второго пролета (фиг. 179-*в*):

$$\left.\begin{aligned} M_B = M_G &= \frac{ql_1^2}{2}\frac{k}{12k(k_1+1)+8k_1+6} \\ M_{C_2} = M_{E_1} = M_{G_3} = M_{E_3} &= -2M_B(k_1+1); \\ M_{C_3} &= M_{E_2} = 0. \end{aligned}\right\} (B_1)$$

Примечание. Последними формулами (A_1) и (B_1) можно пользоваться в качестве приближенных и в случае жесткого соединения средних стоек с ригелем, когда эти стойки достаточно гибки.

Для определения отношений погонных гибкостей k и k_1 следует задаться размерами сечений ригеля и крайних стоек. По примерам практики высота ригеля (включая плиту) в рамах составляет в середине пролета от $^1/_{14}$ до $^1/_{12}$ пролета, а на опорах от $^1/_{10}$ до $^1/_8$ пролета. Примем для данного случая высоту ригеля одинаковой для среднего и крайних пролетов, равную 75 *см*. У опор при помощи вутов увеличиваем эту высоту до 120 *см*, что составляет $^1/_{8,5}$ от среднего пролета. При уклоне $^1/_4$ каждый вут имеет длину $4 \cdot (120 - 75) = 180$ *см*. Таким образом, на протяжении 360 *см* длины каждого пролета можно считать среднюю высоту:

$$\frac{120+75}{2} \cong 100 \text{ см},$$

на остальной длине 75 *см*. Для среднего пролета длина вута составляет около $^1/_3$, поэтому среднюю высоту можно принять:

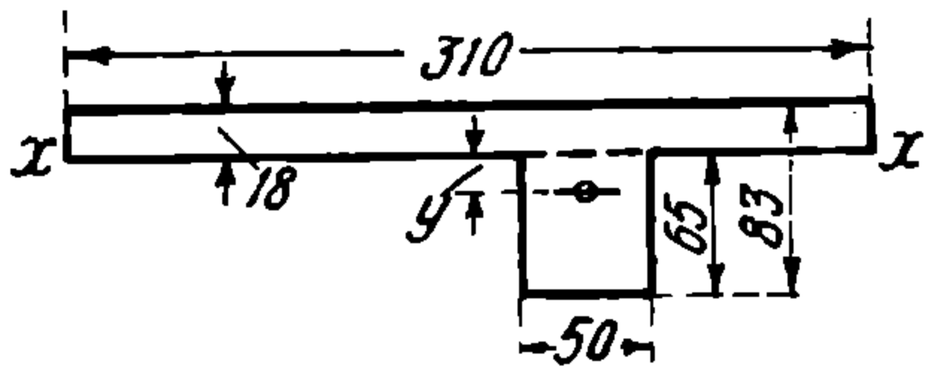
$$\frac{2 \cdot 75 + 100}{3} = 83 \text{ см}.$$

Для крайнего пролета длина вута приблизительно равна половине пролета; можно принять среднюю высоту:

$$\frac{75+100}{2} = 88 \text{ см}.$$

НТБ ДНУЖТ

Так как в деформации участвует все пролетное строение, то момент инерции согласно Техническим условиям определяется, с учетом работы всего бетона. При этом железо не учитывается. При полной ширине плиты 6,2 *м* примем в качестве расчетного сечения (с точки зрения деформаций) для ригеля в среднем пролете тавровое сечение по фиг. 180. Ширину ребра примем 50 *см*.



Фиг. 180.

Площадь сечения

$$F = 18 \cdot 310 + 65 \cdot 50 = 8\,820\ см^2.$$

Статический момент относительно низа плиты — оси *xx*:

$$S_x = \frac{310 \cdot 18^2}{2} - \frac{50 \cdot 65^2}{2} = -55\,200\ см^3.$$

Расстояние центра тяжести вниз от оси:

$$y = \frac{55\,200}{8\,820} = 6{,}25\ см.$$

Момент инерции относительно оси *xx*:

$$J_x = \frac{310 \cdot 18^3}{3} + \frac{50 \cdot 65^3}{3} = 5\,164\,000\ см^4.$$

Момент инерции относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести:

$$J_4 = 5\,164\,000 - 55\,200 \cdot 6{,}25 = 4\,819\,000\ см^4;$$

Для крайнего пролета высота ребра 70 *см*, остальные размеры те же.

$$F = 18 \cdot 310 + 70 \cdot 50 = 9\,080\ см^2;$$

$$S_x = \frac{310 \cdot 18^2}{2} + \frac{50 \cdot 70^2}{2} = 70\,300\ см^3;$$

$$y = \frac{70\,300}{9\,080} = 7{,}74\ см;$$

$$J_x = \frac{310 \cdot 18^3}{3} + \frac{50 \cdot 70^3}{3} = 6\,313\,000\ см^4;$$

$$J_2 = 6\,313\,000 - 70\,300 \cdot 7{,}74 = 577\,000\ см^4.$$

Отношение погонных гибкостей пролетов:

$$k = \frac{J_2}{J_4} \quad \frac{J_1}{l} = \frac{5\,770\,000}{4\,819\,000} \cdot \frac{10}{8} = 1{,}5.$$

Сечение крайней стойки принимаем переменное, уширяющееся кверху. Ширину стойки (поперек моста) принимаем равной ширине ребра, т. е. 50 *см*. Высоту сечения (т. е. размер вдоль моста) принимаем по низу 30 *см*, а по верху 70 *см*. Считаясь с тем, что благодаря треугольной эпюре моментов верхняя часть стойки работает более интенсивно, в качестве среднего сечения стойки принимаем сечение на двух третях ее высоты (под центром тяжести эпюры моментов

НТБ ДПУЖТ

в стойке). Расчетная высота здесь около 57 *см*. Тогда момент инерции стойки:

$$J_1 = \frac{50 \cdot 57^3}{21} = 772\,000 \ см^4.$$

Расчетная высота стойки от фундамента до низа плиты пролетного строения $h = 5{,}25$ *м*. Тогда отношение гибкостей:

$$k_1 = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{l} = \frac{5\,770\,000}{772\,000} \cdot \frac{525}{800} = 5.$$

Подставляя найденные величины в формулы (A_1) и (B_1), получаем при загружении первого пролета:

$$M_B = M_G = -0{,}0089 \ ql^2; \ M_{C_1} = M_{C_3} = -0{,}0537 \ ql^2;$$
$$M_{E_1} = M_{E_3} = 0{,}0179 \ ql^2. \qquad (A_2$$

То же второго:

$$M_B = M_G = 0{,}0049 q l_1^2;$$
$$M_{C_1} = M_{E_1} = M_{C_3} = M_B = -0{,}0584 \ ql_1^2. \qquad (B_2)$$

Для подбора сечений ригеля определяем величины изгибающих моментов наибольших и наименьших для 4 сечений: на левой опоре M_B, посредине первого пролета M_1, на средней опоре M_C и посредине среднего пролета M_2.

Изгибающие моменты от постоянной нагрузки получим по предыдущим формулам, полагая $q = p$ и загружая все три пролета.

Момент на крайней опоре:

$$M_B = -2 \cdot 0{,}0089 \, pl^2 + 0{,}0049 \, p_1^2.$$

При $p = 3\,800$ *кг/м*; $l = 8$ *м*; $l_1 = 10$ *м*

$$M_B = (-0{,}0178 \cdot 8^2 + 0{,}0049 \cdot 10^2) \cdot 3\,800 = -2\,460 \ кгм.$$

Момент на средней опоре

$$M_C = (-0{,}0537 + 0{,}0179) \, pl^2 - 0{,}0584 \ pl_1^2.$$

При $p = 3\,800$ *кг/м*; $l = 8$ *м*; $l_1 = 10$ *м*

$$M_C = -(0{,}0358 \cdot 8^2 + 0{,}0584 \cdot 10^2) \cdot 3\,800 = -30\,900 \ кгм.$$

Момент посредине первого пролета

$$M_1 = \frac{pl^2}{8} + \frac{M_B + M_C}{2} = \frac{3\,800 \cdot 8^2}{8} - \frac{2\,460 + 30\,900}{2} = 12\,720 \ кгм.$$

Момент посредине второго пролета

$$M_2 = \frac{pl_1^2}{8} + M_C = \frac{3\,800 \cdot 10^2}{8} - 30\,900 = 16\,600 \ кгм.$$

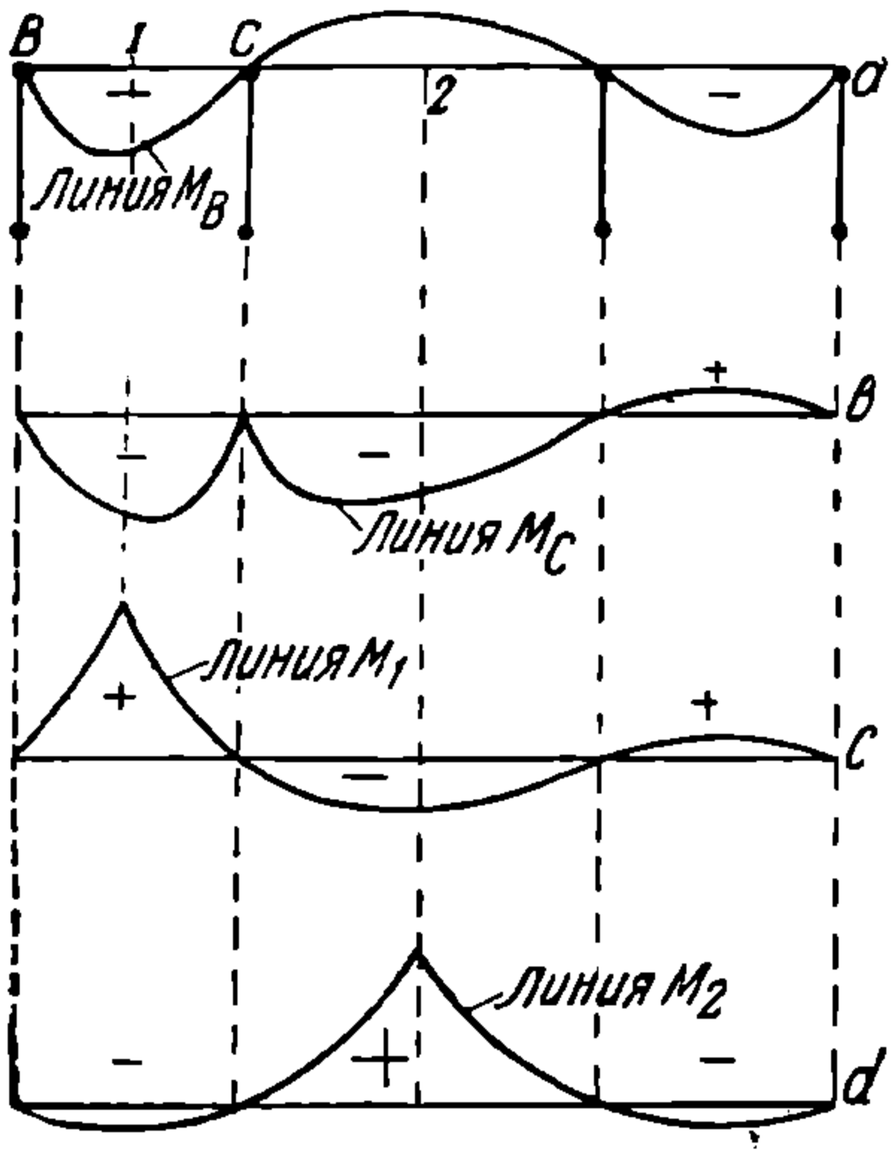
Изгибающие моменты от временной нагрузки определяются по эквивалентным нагрузкам.

Величина эквивалентной нагрузки зависит от вида линий влияния.

НТБ ДНУЖТ

Так как для рам линии влияния имеют в общем такое же очертание, как для неразрезных балок, то величину эквивалентной нагрузки можно определить на основе известных линий влияния для неразрезных балок.

Для опорного момента M_B линия влияния показана на фиг. 181-*а*. Для получения min M_B необходимо загрузить первый и третий пролеты.



Фиг. 181.

На первом пролете форма линии влияния такая же, как, например, для опорного момента в двухпролетной неразрезной балке. Используем последнюю линию для определения величины эквивалентной, пользуясь известными ординатами [1]. На фиг. 182 показана невыгоднейшая установка автомобиля весом 10,4 *m* по схеме Н8.

$$\sum Py = (7{,}6 \cdot 0{,}096 + 2{,}8 \cdot 0{,}025)\, l = \\ = 0{,}800\ l.$$

Площадь линии влияния [2]:

$$\omega = 0{,}0625\ l^2.$$

Эквивалентная нагрузка при $l = 8$ *м*:

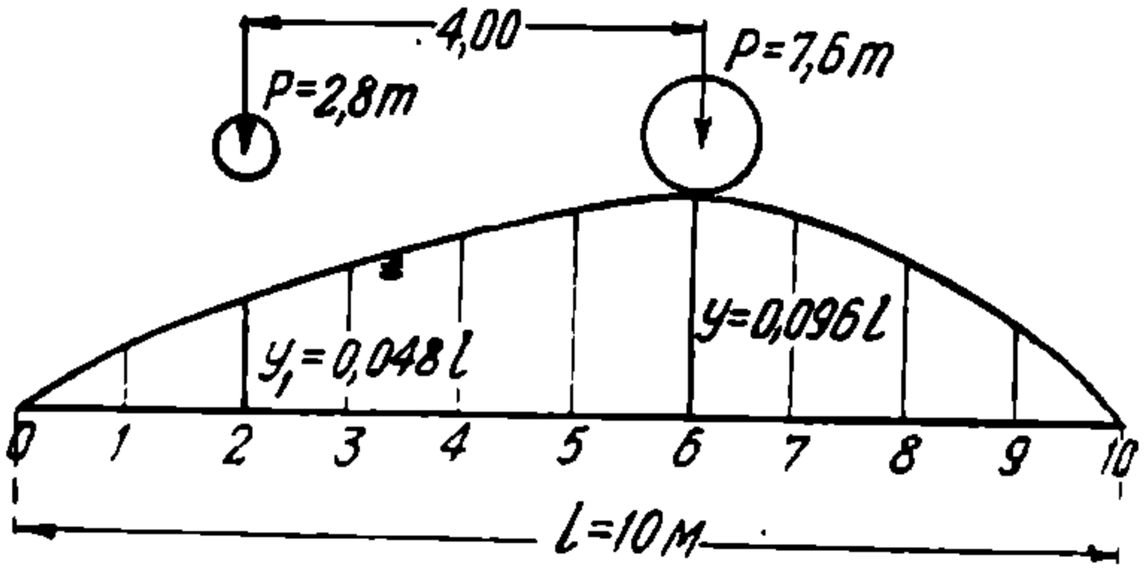
$$k = \frac{\Sigma Py}{0{,}0625\, l^2} = \frac{0{,}800}{0{,}0625 \cdot 8} = 1{,}60\ \ m/м.$$

При одновременном загружении третьего пролета, на нем устанавливается нормальный грузовик по схеме Н8 весом 8 *m*. Так как форма линии влияния такая же, а вес грузовика меньше в $\frac{10{,}4}{8}$ раза, чем на первом пролете, то эквивалентную нагрузку можно принять равной [3]:

$$\frac{1{,}60 \cdot 8}{10{,}4} = 1{,}23\ \ m/м.$$

Среднюю величину нагрузки для обоих пролетов можно принять:

$$\frac{1}{2}(1{,}60 + 1{,}23) = 1{,}41\ \ m/м.$$



Фиг. 182.

По предыдушим расчетам коэфициент поперечной установки и

---

[1] Н. М. Митропольский — „Мосты", изд. 1931 г., § 42, фиг. 453.

[2] При загружении обоих пролетов равномерной нагрузкой опорный момент на средней опоре двухпролетной балки равен 0,125 pl^2. Следовательно площадь двух участков линии влияния равна 0,125 l^2, а одного — 0,0625 l^2.

[3] Вычисленные нами аналогичным образом величины эквивалентных нагрузок для различных пролетов неразрезных балок и рам приведены в приложении. Эти нагрузки вошли в технические условия на проектирование мостов на автогужевых дорогах.

ЕТБ ДГУЖТ

динамический для автомобиля равен 0,9, следовательно расчетная временная нагрузка для $\min M_B$ равна:

$$k = 0{,}9 \cdot 1{,}41 = 1{,}27 \ т/м.$$

На основании формул (A_2) при загружении первого и третьего пролетов:

$$M_B = -2, \quad 0{,}0089 \cdot 1{,}27 \cdot 8^2 = -1{,}45 \ тм.$$

Для дальнейших расчетов будем пользоваться эквивалентными нагрузками по таблицам 91 — 94 (см. отд. V).

$\max M_B$ получается при загружении второго пролета.

Эквивалентная нагрузка для схемы Н8 по таблице:

$$k = 0{,}8 \cdot 1{,}72 = 1{,}38 \ т/м.$$

При прежнем коэфициенте поперечной установки и динамическом на основании формул (B_2) имеем:

$$\max M_B = 0{,}0049 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}38 \quad 10^2 = 0{,}67 \ тм.$$

От полной нагрузки:

$$\min M_B = -2\,460 - 1\,450 = -3\,910 \ кгм;$$
$$\max M_B = -2\,460 + 670 = -1\,790 \ кгм.$$

На средней опоре наименьший момент M_c получается при загружении первого и второго пролетов (фиг. 181-*b*). Для линии влияния такого вида эквивалентная нагрузка по таблице 91 (отд. V) при длине загружения $l_1 + l_2 = 18 \ м$ для Н8:

$$x = 0{,}8 \cdot 1{,}6 = 1{,}28 \ т/м.$$

Тогда на основании формул (A_2) и (B_2) при поправочном коэфициенте 0,9 получим:

$$\min M_c = -(0{,}0537 \cdot 8^2 + 0{,}0584 \cdot 10^2) \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}28 = -11{,}10 \ т/м.$$

Max M_c получается при загружении третьего пролета. На основании предыдущих вычислений эквивалентную нагрузку можно принять 1,6 $т/м$. Тогда по формуле (A_2) (как для M_E при загружении первого пролета):

$$\max M_C = 0{,}0179 \cdot 0{,}90 \cdot 1{,}6 \cdot 8^2 = 1{,}66 \ тм.$$

От полной нагрузки:

$$\min M_C = -30\,900 - 11\,100 = -42\,000 \ кгм;$$
$$\max M_C = -30\,900 + 1\,660 = -29\,240 \ кгм.$$

Для момента посредине первого пролета линия влияния показана на фиг. 181-*c*. Обшая формула для этого момента:

$$M_1 = M^0 + \frac{M_B + M_C}{2};$$

здесь M^0 — момент в простой балке.

НТБ ДНУЖТ

При загружении первого пролета:

$$M_1 = \frac{kl^2}{8} - \frac{1}{2}(0{,}0089 + 0{,}0537)\,kl^2 = 0{,}0937\,kl^2.$$

Следовательно площадь линии влияния на первом участке равна $0{,}0937l^2$.

При загружении второго пролета:

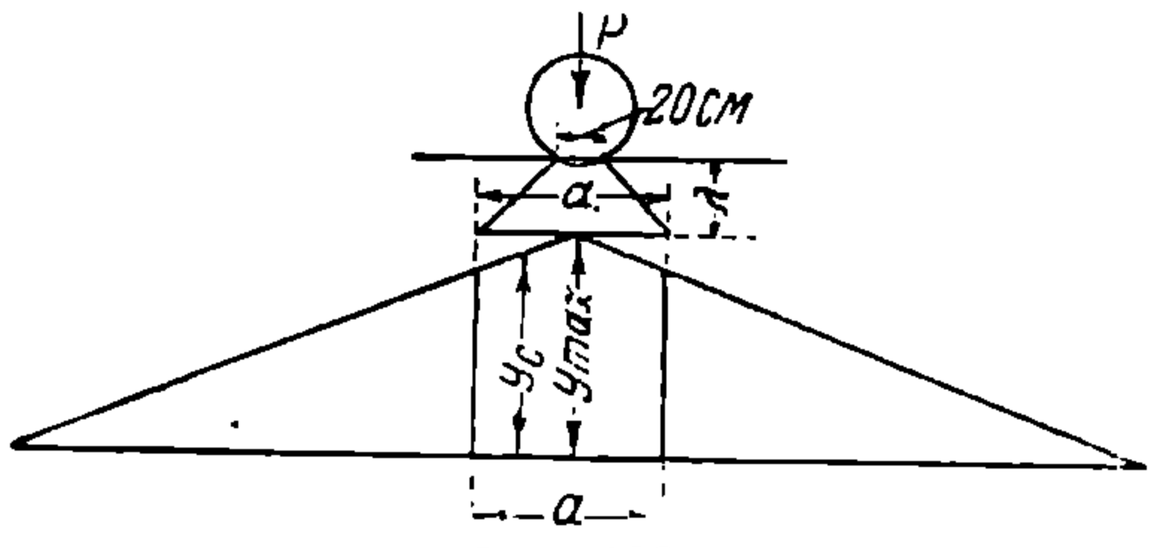
$$M_1 = \frac{1}{2}(0{,}0049 - 0{,}0584)\,\kappa l_1^2 = -0{,}0267\,kl^2.$$

Площадь линии влияния на втором участке: $-0{,}0267l_1^2$.

Точно так же для третьего участка:

$$(-0{,}0089 + 0{,}0179)\,l^2 = 0{,}0090\,l^2.$$

Для получения max M_1 необходимо загрузить первый и третий пролеты. На первом пролете линия влияния является криволинейным треугольником. Величину эквивалентной нагрузки можно взять по таблице 94 отд. V.



Фиг. 183.

Для треугольной фермы линии влияния, для груза, стоящего над вершиной, сказывается влияние распределения нагрузки через балласт. При действии сосредоточенного давления величина момента (фиг. 183) равна $M = Py_{max}$.

При распределении давления по длине a момент $M_1 = Py_c$.

При этом

$$y_c : y_{max} = \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{4}\right) : \frac{l}{2} = 1 - \frac{a}{2l}.$$

В данном случае при невыгоднейшей установке на пролете 8 *м* помещается только один груз. Следовательно вся величина эквивалентной нагрузки должна быть уменьшена в отношении

$$1 - \frac{a}{2l}.$$

При $a = a_0 + 2h = 20 + 2 \cdot 20 = 60$ *см* и при $l = 800$ *см*

$$1 - \frac{a}{2l} = 0{,}0375 \cong 4\ \%.$$

Таким образом, уменьшение это совершенно ничтожно и его можно не учитывать даже при детальном расчете, если a/l невелико, а тем более если на пролете помещается несколько грузов, так как для грузов, стоящих не над вершиной треугольника, распределение давления совсем не сказывается.

При $l = 8$ *м* имеем по таблице 94 для Н10 нагрузку $k = 2{,}67$ *т/м*. Следовательно для Н8 имеем $k = 0{,}8 \cdot 2{,}67 = 2{,}10$ *т/м*.

При загружении третьего пролета величина эквивалентной нагрузки по предыдущим вычислениям (для грузовика 8 *т*) равна 1,23 *т/м*.

Таким образом:

$$\max M_1 = 0{,}0937 \cdot 0{,}90 \cdot 2{,}10 \cdot 8^2 + 0{,}0090 \cdot 0{,}90 \cdot 1{,}23 \cdot 8^2 = 11{,}50\ тм.$$

НТБ ДНУЖТ

Для получения min M_1 загружается второй пролет. Величина эквивалентной нагрузки 1,38 *т/м*:

$$\min M_1 = 0{,}0267 \cdot 0{,}90 \cdot 1{,}38 \cdot 10^2 = 3{,}32 \text{ } тм.$$

От полной нагрузки:

$$\max M_1 = 12\,720 + 11\,500 = 24\,220 \text{ } кгм;$$
$$\min M_1 = 12\,720 - 3\,320 = 9\,400 \text{ } кгм.$$

Для средины среднего пролета линия влияния момента показана на фиг. 181-*д*. Так же, как и в предыдущем случае, определяем площади отдельных участков.

Общая формула:

$$M_2 = M^0 + \frac{1}{2}(M_C + M_E).$$

1-й участок

$$\omega_1 = -\frac{0{,}0537 + 0{,}0179}{2} l^2 = -0{,}0179\, l^2;$$

2-й участок

$$\omega_2 = (0{,}125 - 0{,}0584)\, l_1^2 = 0{,}0666\, l_1^2;$$

3-й участок

$$\omega_3 = -0{,}0179\, l^2;$$

max M_2 получается при загружении второго пролета. Эквивалентная нагрузка по табл. 93 при $l_1 = 10$ *м*:

$$k = 0{,}8 \cdot 2{,}32 = 1{,}85 \text{ } т/м,$$
$$\max M_2 = 0{,}0666 \cdot 0{,}900 \cdot 1{,}85 \cdot 10^2 = 11{,}00 \text{ } тм.$$

При загружении первого и третьего пролетов эквивалентная нагрузка в среднем по предыдущему, как для M_B, равна 1,41 *т/м*.

$$\min M_2 = -2 \cdot 0{,}0179 \cdot 0{,}90 \cdot 1{,}41 \cdot 8^2 = -2{,}91 \text{ } тм.$$

От полной нагрузки:

$$\max M_3 = 16\,600 + 11\,000 = 27\,600 \text{ } кгм;$$
$$\min M_3 = 16\,600 - 2\,910 = 13\,690 \text{ } кгм.$$

По найденным величинам строим эпюры наибольших и наименьших моментов (фиг. 184). Для этого откладываем соответствующие ординаты в рассмотренных сечениях, а между ними проводим плавную параболическую кривую.

Подбор сечений для ригеля начнем по наибольшему положительному моменту для средины среднего пролета.

Расчетный изгибающий момент

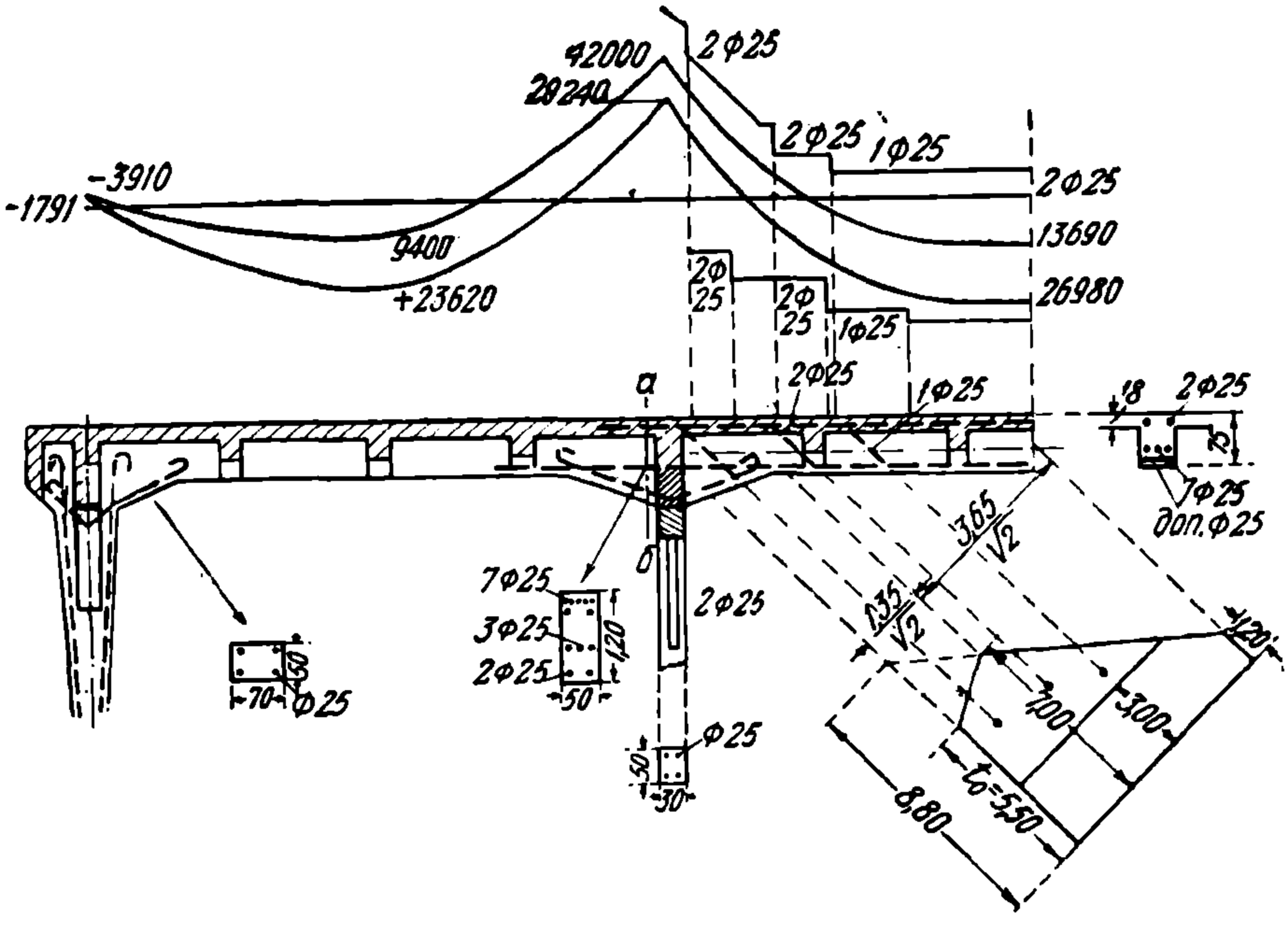
$$M = 27\,600 \text{ } кгм.$$

По существующим примерам намечаем высоту сечения вместе с плитой 75 *см* $= \frac{1}{13{,}3}$ пролета.

Ширину ребра принимаем 50 *см*. Толщина плиты по предыдущему 18 *см* (фиг. 185). Расчетную ширину плиты принимаем, считаясь

НТБ ДВУЖТ

с конструкцией моста (фиг. 173), 2,2 *м*, т. е. симметрично в обе стороны от оси ребра.

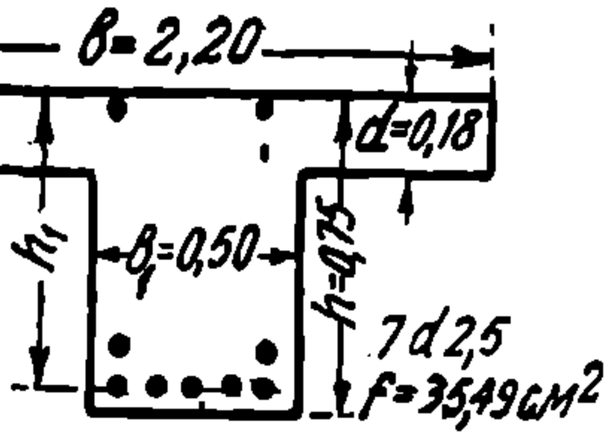


Фиг. 184.

Количество необходимой арматуры определяем по приближенной формуле (см. § 69 — подбор сечения ребра главной балки):

$$z = h - a - \frac{d}{z} = 75 - 4 - 9 = 62\ см.$$

Здесь $a = 4\ см$ — предполагаемое расстояние от низа ребра до центра тяжести одиночной арматуры.



Фиг. 185.

$$f = \frac{M}{z\sigma_a} = \frac{27\,600}{0{,}62 \cdot 1\,250} = 33{,}5 см^2.$$

Примем 7 стержней диаметром 25 *мм*. (1″), общей площадью $7 \cdot 5{,}07 = 35{,}49\ см^2$, и расположим 5 стержней в нижнем ряду, а два в верхнем.

Проверку напряжений в бетоне см. § 69— подбор главной балки.

Сечение на средней опоре имеет вид прямоугольника шириной 50 *см*, так как плита попадает в растянутую зону и не работает. Определим необходимую высоту сечения, предполагая одиночную арматуру.

Расчетный момент

$$M = 42\,000\ кгм.$$

НТБ ДНУЖТ

Допускаемое напряжение бетона[1] $\sigma_b = 40$ *кг/см²*, железа $\sigma_e = 1\,250$ *кг/см²*.

Расчетная высота:

$$h - a = c_1 \sqrt{\frac{M}{b_1}} = 0{,}416 \sqrt{\frac{42\,000}{0{,}50}} = 120 \text{ см}.$$

Предполагая величину $a = 4$ *см*, получим полную высоту сечения 124 *см*.

Раньше мы задавались высотой на опоре 120 *см* $= \frac{1}{8{,}3}$ пролета.

Этого можно достигнуть, применив сжатую арматуру. Количество арматуры при заданной высоте сечения определяется следующим образом.

Расчетная высота сечения:

$$h - a = 120 - 4 = 116 \text{ см}.$$

Момент, выдерживаемый данным сечением при полном использовании бетона и одиночной арматуре, определяется по формуле:

$$M_1 = (h - a)^2 \frac{b}{c_1^2} = 116^2 \cdot \frac{50}{0{,}416^2} = 3\,890\,000 \text{ кгсм}.$$

Количество растянутой арматуры, соответствующее этому моменту:

$$f_1 = c_2 \sqrt{M_1 b} = 0{,}00216 \sqrt{3\,890\,000 \cdot 50} = 29{,}3 \text{ см}^2.$$

Момент, который должен быть выдержан сжатой арматурой и добавочной растянутой:

$$M_2 = 4\,200\,000 - 3\,890\,000 = 310\,000 \text{ кгсм}.$$

По чертежу расстояние между центрами сжатой и вытянутой арматуры:

$$h - a - a_1 = 120 - 4 - 4 = 112 \text{ см}.$$

Усилие в дополнительной растянутой арматуре:

$$Z_2 = \frac{M_2}{h - a - a_1} = \frac{310\,000}{112} = 2\,770 \text{ кг}.$$

Добавочная площадь растянутой арматуры:

$$f_2 = \frac{Z_2}{\sigma_e} = \frac{2\,770}{1\,250} = 2{,}2 \text{ см}^2.$$

Полная площадь растянутой арматуры:

$$f = f_1 + f_2 = 29{,}3 + 2{,}2 = 31{,}5 \text{ см}^2.$$

Диаметр арматуры следует принять тот же, что и для сечения посредине пролета, т. е. 25 *мм*. Принимаем 7 стержней площадью 35,49 *см²*.

---

[1] По последним нормам для опорных сечений, где имеется плита в растянутой зоне, допускаемые напряжения увеличиваются.

НТБ ДНУЖТ

Для сжатой арматуры наибольшее возможное напряжение равно $m\sigma_b'$, где σ_b' напряжение в бетоне, соответствующее той высоте, на которой расположено железо. Нейтральная ось расположена от верха на расстоянии:

$$x = 0{,}324\,(h - a) = 0{,}324 \cdot 116 = 38\ см.$$

Напряжение в бетоне на уровне расположения сжатой арматуры:

$$\sigma_b' = \sigma_b \frac{x - a_1}{x} = 40 \cdot \frac{38 - 4}{38} = 36\ кг/см^2.$$

Напряжение в железе

$$\sigma_e' = 15 \cdot 36 = 540\ кг/см^2.$$

Необходимая площадь сжатого железа:

$$f' = \frac{Z}{\sigma_e'} = \frac{2\,770}{540} = 5{,}1\ см^2.$$

Принято 2 стержня диаметром 25 *мм*, площадью 10,14 *см*, расположенных по вуту (фиг. 184).

Остальные сечения можно не подбирать, если отгибать стержни по эпюре моментов. Для выяснения теоретических мест отгиба определим, какой наибольший момент выдерживает сечение на опоре при полном использовании растянутой арматуры.

Момент, выдерживаемый сечением:

$$M' = fn\,(h - a) = 35{,}49 \cdot 1\,250 \cdot 116 = 5\,150\,000\ кгсм.$$

Момент, соответствующий одному стержню:

$$m' = \frac{5\,150\,000}{7} = 735\,000\ кгсм.$$

Высота сечения от опоры к средине пролета уменьшается при помощи вута, имеющего уклон 1:3. Длина вута равна: $(120 - 74) \cdot 3 = 1{,}35\ м$.

Момент, выдерживаемый сечением посредине пролета при 7 стержнях:

$$M' = 35{,}49 \cdot 1\,250 \cdot 62 = 2\,750\,000\ кгсм.$$

Момент, соответствующий одному стержню:

$$m' = \frac{2\,750\,000}{7} = 393\,000\ кгсм.$$

По этим данным можно наметить места теоретического отгиба стержней. На протяжении вута эпюра моментов, выдерживаемых сечением, идет по наклонной прямой, ввиду изменения высоты сечения.

Для установления действительных мест отгиба необходимо рассчитать главные (косые) напряжения и число отогнутых стержней.

Этот расчет произведем только для среднего пролета, имея в виду, что для крайнего он производится аналогично.

НТБ ДПИКТ

Общая формула для поперечной силы в среднем пролете:

$$Q = Q^0 + \frac{M_E - M_C}{l_1}.$$

Для постоянной нагрузки $M_E = M_C$, а потому $Q = Q_0$.
Для опорного сечения:

$$Q_p = \frac{pl_1}{2} = 3\,800 \cdot 5 = 19\,000 \text{ кг}.$$

Линия влияния поперечной силы для опорного сечения показан на фиг. 186-*а*. Без большой погрешности можно рассчитать поперечную силу как для простой балки, имея в виду, что в обоих случаях наибольшее давление задней оси множится на одну и ту же ординату, равную 1, а влияние других осей с меньшим весом и попадающих на малые ординаты весма незначительно.

Тогда по фиг. 186-*б* поперечная сила у опоры от автомобиля с учетом коэфициента 0,9:

$$Q_k = 0{,}9\,(7{,}6 + 2{,}8 \cdot 0{,}6) = 8{,}35 \text{ т}.$$

От полной нагрузки:

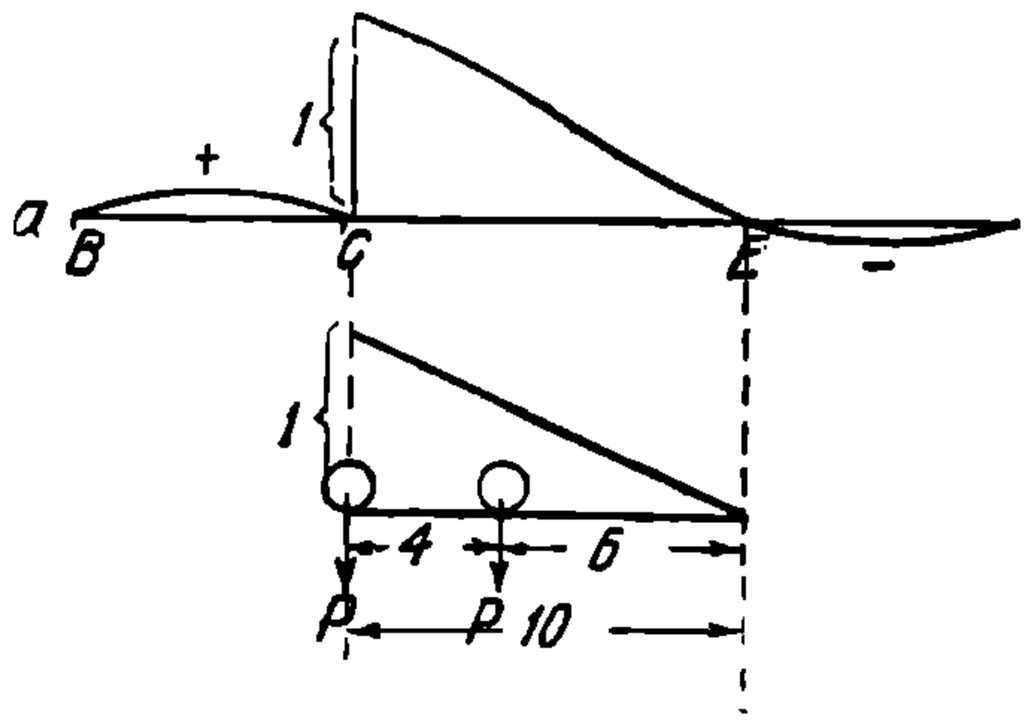
$$Q = 19\,000 + 8\,350 = 27\,350 \text{ кг}.$$

Плечо внутренней пары для опорного сечения:

$$z = 0{,}892\,(n - a) = 0{,}892 \cdot 116 = 103 \text{ см}.$$

Скалывающие напряжения

$$\tau_0 = \frac{Q}{zb_1} = \frac{27\,350}{103 \cdot 50} = 5{,}5 \text{ кг/см}^2 < 9.$$



Фиг. 186 *а*, *б*.

Для построения эпюры определим скалывающие напряжения для того случая, если бы опорное сечение было такое же, как в пролете. Для сечения в пролете плечо внутренней пары $z = 62$ *см*.

$$\tau_0 = \frac{27\,350}{62 \cdot 50} = 8{,}8 \text{ кг/см}^2.$$

Для средины пролета поперечная сила от постоянной нагрузки равна 0. Наибольшая поперечная сила от временной нагрузки будет при расположении задней оси грузовика над сечением, а передней на расстоянии 1 *м* от правой опоры.

$$Q = 0{,}9\,(7{,}6 \cdot 0{,}5 + 2{,}8 \cdot 0{,}1) = 3{,}68 \text{ т}.$$

Скалывающие напряжения

$$\tau_1 = \frac{35\,800}{50 \cdot 62} = 1{,}2 \text{ кг/см}^2.$$

По этим данным строим эпюру главных растягивающих напряжений, которые равны скалывающим и направлены под углом 45° к оси.

НТБ ДНУЖТ

Построение эпюры показано на фиг. 184. Промежуточная ордината в начале вута, определенная по чертежу, равна 7 *кг/см*². Полная площадь эпюры равна:

$$N = \left(\frac{5,5+7}{2}\cdot 135 + \frac{7+1,2}{2}\ 365\right)\cdot 50\cdot\frac{\sqrt{2}}{2} = 83\,290\ кг.$$

Здесь 135 *см* — длина вута, 50 *см* — ширина ребра.

По единым нормам на бетон можно передать напряжение 2 *кг/см*², что дает величину косой силы:

$$\frac{2\cdot 500}{\sqrt{2}}\cdot 50 = 35\,200\ кг.$$

Эта сила не должна однако быть больше 40 % от полного косого усилия. Так как в данном случае 35 200 *кг* составляет 42%, то можно считать, что на арматуру передается усилие:

$$N_1 = 83\,200 - 35\,200 = 47\,000\ кг.$$

Это усилие воспринимается хомутами и наклонными стержнями, причем рекомендуется большую часть передавать на наклонные стержни.

Если отогнуть 5 стержней, то на них можно передать усилие:

$$5\cdot 5,07\cdot 1\,250 = 31\,700\ кг = 67\ \%\ от\ 47\,000\ кг.$$

Можно отогнуть 5 и 6 стержней, смотря по тому, что удобней конструктивно. Останавливаемся на 5 стержнях.

Тогда на хомуты передается усилие:

$$47\,000 - 31\,700 = 15\,300\ кг.$$

Это соответствует напряжению:

$$\frac{15\,300\cdot\sqrt{2}}{500\cdot 50} = 0,9\ кг/см^2,$$

если считать по всей длине полупролета. Можно поэтому принять, что на бетон и хомуты вместе от эпюры главных напряжений следует отсечь 3 *кг/см*² (фиг. 184).

Оставшуюся площадь эпюры делим на 5 равных частей.

Близ средины пролета ставим дополнительный стержень диаметром 25 *мм* и отгибаем его в первую очередь, причем угол наклона его принимаем не 45°, а 60°. Затем отгибаем два раза по два стержня под углом 45°, согласуя отгибы с эпюрой моментов.

Ввиду того, что на хомуты передается малое усилие, их ставим без расчета по конструктивным соображениям. Для подвески хомутов по верху балки на всем протяжении установлены 2 монтажных стержня диаметром 25 *мм*.

Три нижних стержня проходят над опорой без отгиба, кроме того по вуту устанавливаем два изогнутых стержня.

В боковых пролетах отгибы назначаются так же; расчет их здесь опускается.

НТБ ДНУЖТ

Подбор сечений стоек рамы.

Давление на среднюю стойку определяем на основании формул (А) и (В).

Для любого случая загружения давление на среднюю стойку:

$$V_D = V_D^0 + \frac{M_E - M_C}{l_1} - \frac{M_C - M_B}{l}.$$

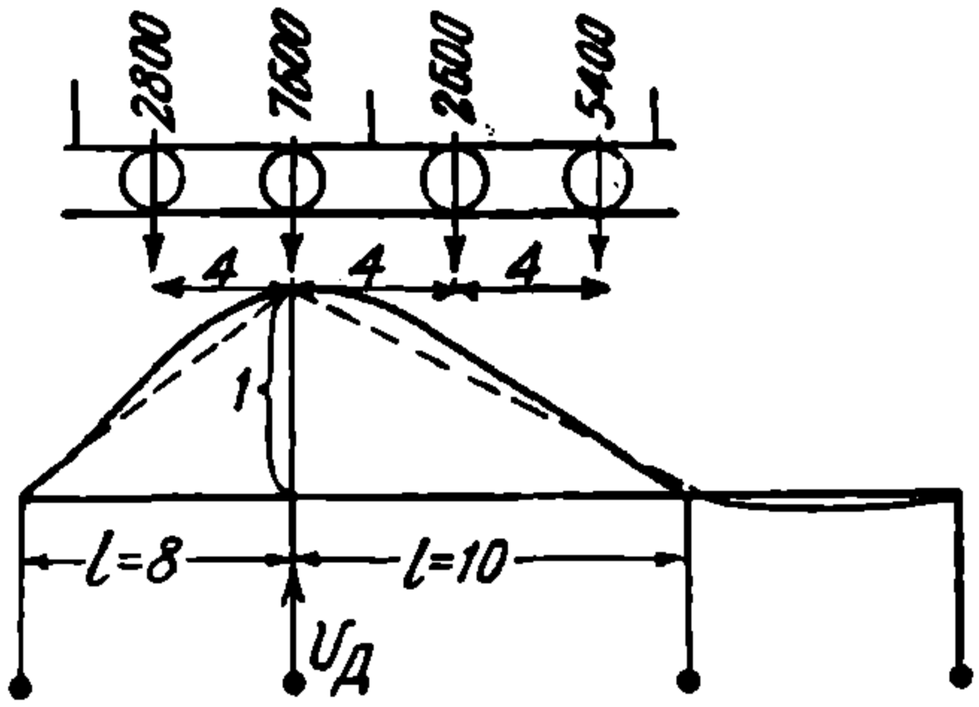
Для постоянной нагрузки $M_E = M_C$, следовательно:

$$V_D = p\,\frac{l + l_1}{2} - \frac{M_C - M_B}{l}.$$

В данном случае:

$$V_D = \frac{3\,800 \cdot (8 + 10)}{2} + \frac{30\,900 - 2\,460}{8} = 37\,770\ кг.$$

Линия влияния давления на среднюю стойку показана на фиг. 187. Она очень мало отличается от линии влияния в разрезной балке, как указано пунктиром. С достаточно малой погрешностью можно учесть влияние временной нагрузки, как для простой балки, тем более, что наибольший груз попадает на одинаковую ординату. Так как линия влияния очень мало отличается от равнобедренного треугольника, то эквивалентную нагрузку берем, как для момента посредине пролета простой балки при длине загружения $\lambda = 8 + 10 = 18\ м$ по таблице 89. Тогда для схемы Н8 при коэфициенте поперечной установки, включая динамический — 0,9, имеем:



Фиг. 187.

$$V_D'' = 0{,}8 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}55 \cdot \frac{8 + 10}{2} = 10\ т.$$

От полной нагрузки:

$$V_D = 37\,770 + 10\,000 = 47\,770\ кг.$$

Собственный вес стойки при сечении ее $50 \times 30\ см$ и длине $4{,}7\ м$:

$$G = 2\,400 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}3 \cdot 4{,}7 = 1\,690\ кг.$$

Полная сжимающая сила

$$P = 49\,460\ кг.$$

Принимаем сечение $50 \cdot 30\ см$ с 4 стержнями диаметром $25\ мм$: площадью 20,28 (1,4% площади бетона).

Отношение длины стойки к наименьшему размеру $\frac{470}{30} = 15{,}7$.

По таблице 129 $\varphi \leqslant 1$.

ЧТБ ДНУЖТ

Напряжение в бетоне

$$\sigma_b = \frac{49\,460}{(50 \cdot 30 + 15 \cdot 20{,}28)} = 27\ кг/см^2.$$

Вес фундамента (фиг. 174):

$$G = 2\,200(1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}8 + 1{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 2) = 13\,600\ т.$$

Давление на грунт

$$\sigma = \frac{49\,460 + 13\,600}{150 \cdot 150} = 2{,}7\ кг/см^2.$$

Предполагаем, что грунт допускает такое давление.

Расчет крайней ноги произведем на сжатие опорной реакцией и изгиб от момента, передаваемого ригелем благодаря жесткой заделке.

Величина момента на крайней опоре по предыдущим расчетам:

$$M_0 = -3\,910\ кгм.$$

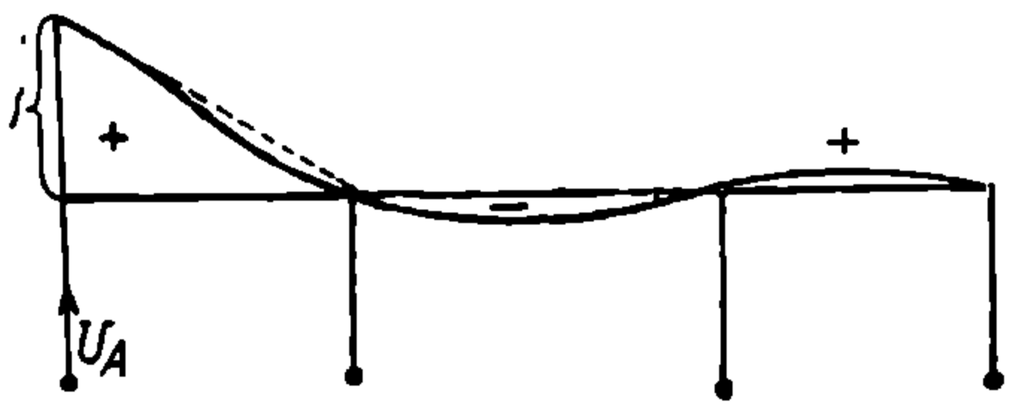
Общая формула опорной реакции:

$$V_A = V_A^\circ + \frac{M_C - M_B}{l}$$

От постоянной нагрузки:

$$V_A' = \frac{3\,800 \cdot 8}{2} - \frac{30\,900 - 2\,460}{8} = 11\,520\ кг.$$

Линия влияния V_A' показана на фиг. 188. Давление на стойку от временной нагрузки определим, как для реакции простой балки пролетом в 8 *м* по эквивалентным нагрузкам:



Фиг. 188.

$$V_A' = 0{,}8 \cdot 0{,}9 \cdot 2{,}88 \cdot 4 = 8{,}12\ т.$$

Полное давление на стойку:

$$V_A = 11\,520 + 8\,120 = 19\,640\ кг.$$

Опасным сечением стойки является верхнее. Оно принято размерами (фиг. 184) $70 \times 50\ см$.

Для подбора сечений при неравномерном сжатии могут служить таблицы 136 и 137 отд. V.

В данном случае предполагаем симметричную арматуру, т. е. $f = f_1$.

Пользуясь таблицей 137, вычисляем вспомогательные величины: эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{391000}{19640} = 20\ см;$$

$$\frac{N}{e} = \frac{19640}{20} = 982\ кг/см.$$

НТБ ДНУЖТ

Пользуясь этими величинами при заданных h и b, можем вычислить коэфициенты:

$$a = \frac{h_1}{6e} = \frac{66}{6 \cdot 20} = 0{,}55;$$

здесь $h_1 = 70 - 4 = 66\,см$ — расчетная высота сечения от центра растянутой арматуры до противоположной грани; при этом в данном случае принято расстояние

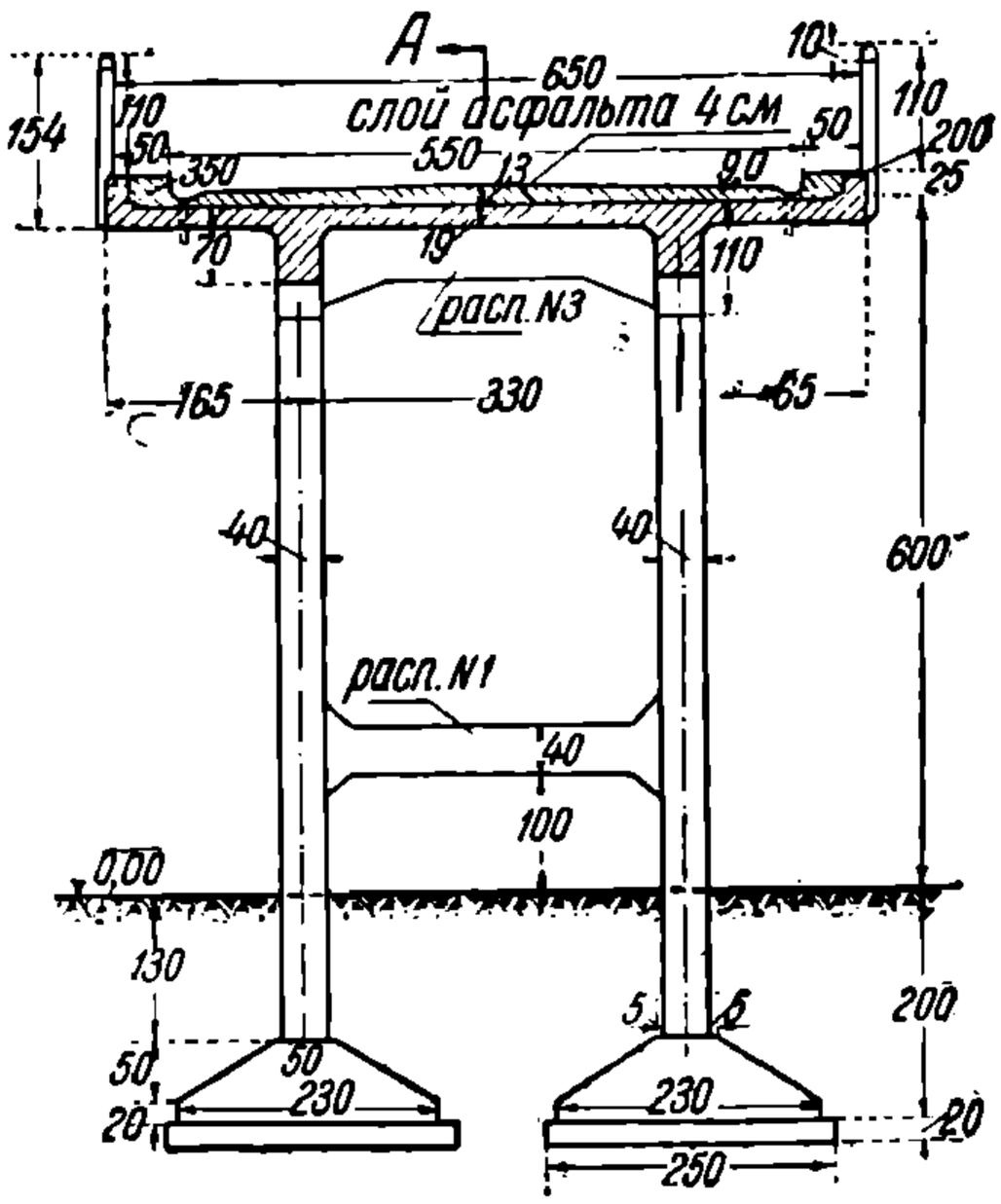
растянутой арматуры от внешней грани $a = 4\,см$;

$$\beta = \frac{3ebo_b}{N} = \frac{3 \cdot 50 \cdot 40}{982} = 6{,}14.$$

Здесь принято напряжение в бетоне $\sigma_b = 40\,кг/см^2$.

По таблице 137 устанавливаем, что даже при минимальном армировании $\mu = 0{,}002$ коэфициенту $a = 0{,}55$ соответствует коэфициент $\beta = 2{,}41 < 6{,}14$. Отсюда следует, что при минимальном армировании напряжения в бетоне будут значительно меньше допускаемых.

Принимаем конструктивно арматуру из четырех стержней диаметром 25 *мм* общей площадью $4 \cdot 5{,}07 = 20{,}28\,см^2$. Очевидно размеры сечения бетона приняты с большим запасом.



Фиг. 189.

Определим минимальную высоту сечения при данном армировании. Процент армирования:

$$\mu = \frac{f}{bh} = \frac{2 \cdot 5{,}07}{50 \cdot 70} = 0{,}0029 \geqslant 0{,}003.$$

При этом армировании и при коэфициенте $\beta = 6{,}14$ по таблице находим $a = 0{,}33$.

Тогда высота сечения $h_1 = 6 \cdot 20 \cdot 0{,}33 = 40\,см$.

Напряжение в железе (растянутом): $\sigma_e = mn\sigma_b = 1 \cdot 15 \cdot 40 = 600\,кг/см^2$.

Сечение стойки уменьшается книзу до размера $50 \times 30\,см$.

В соединении с фундаментом поставлен шарнир. Фундамент принят тех же размеров, что и для средних стоек.

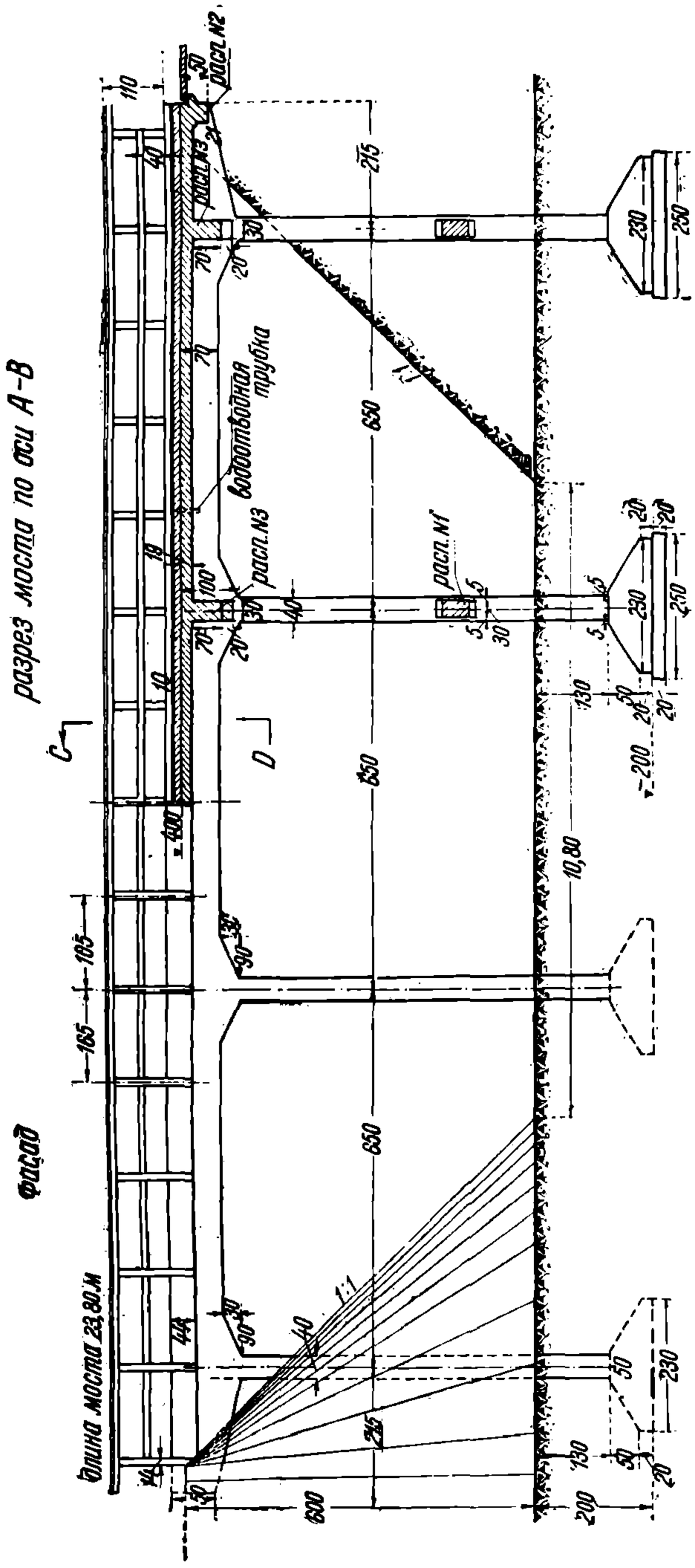
Вертикальное давление на грунт

$$N = 19\,640 + 13\,600 = 33\,240\,кг.$$

Величина распора, приложенного в шарнире:

$$H_A = \frac{M_B}{h} = \frac{3\,910}{5{,}25} = 745\,кг.$$

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 189а.

Момент относительно подошвы фундамента:

$$M = 745 \cdot 2 = 1\,490\ кгм.$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{1\,490\,00}{33\,240} = 4{,}5\ см < \frac{1}{6} \cdot 150.$$

Наибольшее давление на грунт

$$\sigma = \frac{33\,240}{150 \cdot 150}\left(1 + \frac{6 \cdot 4{,}5}{150}\right) = 1{,}7\ кг/см^2.$$

На этом можно считать эскизную разработку варианта законченной.

Замечания по детальному проектированию рамы. Расчет рамы в изложенном эскизном проекте пр веден достаточно полно, так что он может быть применен и при детальном проектировании. Однако применение готовых формул для расчета не всегда возможно, например если рама не симметрична. Кроме того пользование готовыми формулами сопряжено с некоторой механичностью расчета, вследствие чего более возможны ошибки. Поэтому желательно применение для расчета и общих методов строительной механики, тем более, что это не связано с какими-либо затруднениями для одноярусных мостовых рам. Наиболее применим в данном случае метод фокусов или непосредственное приложение уравнений трех моментов (при шарнирных или очень гибких средних стойках) или четырех моментов (при учете жесткости средних стоек).

НТБ ДНУЖТ

Влиянием перекоса рамы во всех случаях действия вертикальной нагрузки можно пренебречь.

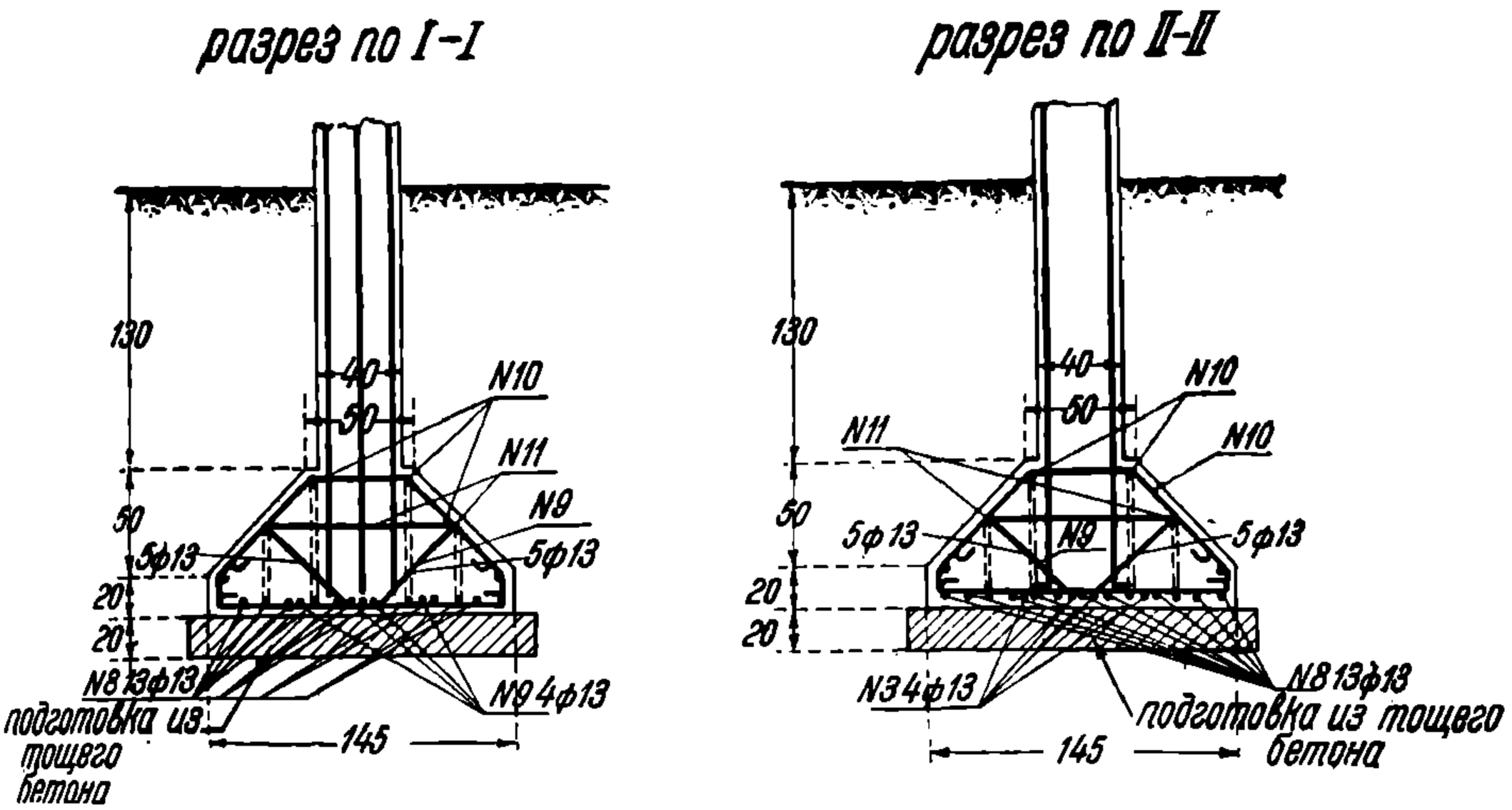
Расчет рекомендуется производить путем построения эпюр для загружений отдельных пролетов, как это проведено в изложенном расчете.

Применение эквивалентных нагрузок совершенно исключает необходимость длительного вычисления ординат линий влияния и катания по ним поездов и является определенной рационализацией расчета.

Кроме вертикальных нагрузок на раму могут действовать горизонтальные силы от торможения и давления земли. Давление земли при отдельных стойках можно не учитывать, так как стойка со всех сторон окружена землей и подвергается всестороннему, взаимно-уравновешивающемуся давлению.

В детальном расчете, после подбора сечений должны быть проверены все напряжения по формулам, которые приведены в дальнейшем в отделе детального проектирования.

Дальнейшее проектирование сводится к разработке конструкции, спецификации материалов. В качестве примера конструкции рамы на фиг. 189—191 приведены чертежи типового проекта Цудортранса для рамного моста.



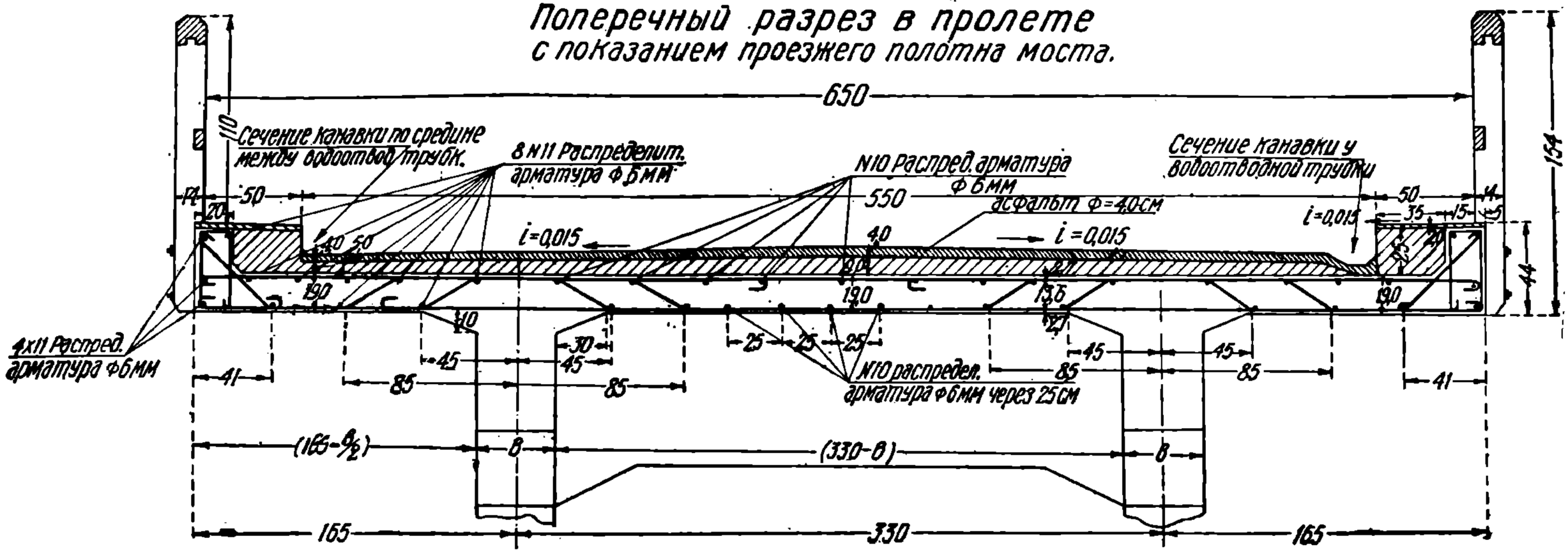
Фиг. 190.

71. Арочный вариант. В качестве третьего варианта рассмотрим указанную в § 69 схему арочного моста. Пролет арки и стрелу подъема подбираем путем нескольких попыток на чертеже, как указано на фиг. 192, *а* и *б*. Принимая для простоты вычерчивания очертание арки по дуге круга, намечаем произвольным радиусом по габариту (по точкам *a* и *b* фиг. 192-*а*) очертание внутренней направляющей арок. Пяты арок назначим — для лучшего внешнего вида и для лучшего содержания арки — вне пределов откосов. Получим отверстие в свету и по приблизительной толщине арки $\frac{1}{30} - \frac{1}{40}\ l$ намечаем ось, пролет и подъем арки.

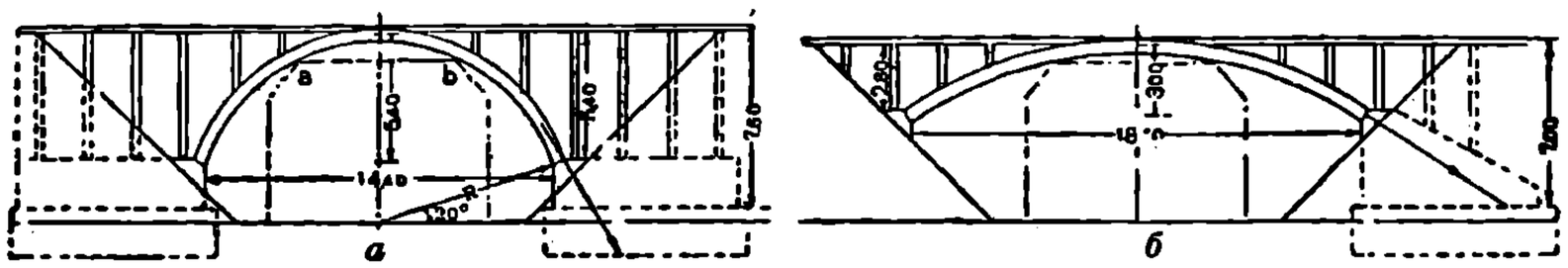
Сравнивая несколько вариантов, например по фиг. 192, *а* и *б*, устанавливаем, что при уменьшении пролета и увеличении подъема арки (фиг. 192-*а*) увеличивается конструктивная высота пролетного строения и высота насыпи, увеличивается свободная длина над-

НТБ ДНУЖТ

Поперечный разрез в пролете с показанием проезжего полотна моста.



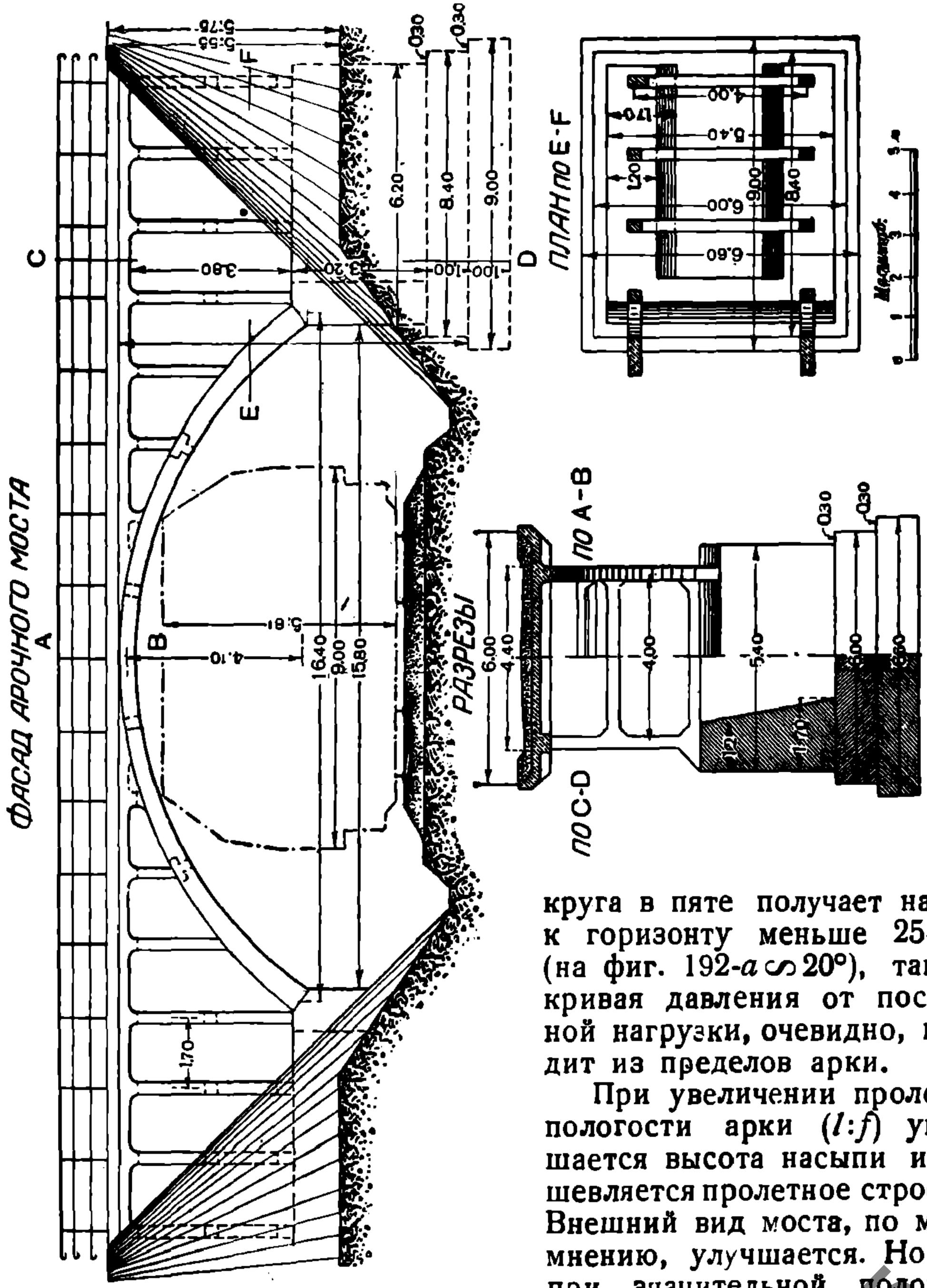
Фиг. 191.



Фиг. 192.

НТБ ДНУЖТ

арочных стоек, т. е. надарочное строение удорожается, но зато улучшаются условия работы арки и уменьшается объем массива устоя. При очень большом отношении стрелы подъема к пролету радиус



Фиг. 193.

круга в пяте получает наклон к горизонту меньше 25—30° (на фиг. 192-*а* $\varphi \leq 20°$), так что кривая давления от постоянной нагрузки, очевидно, выходит из пределов арки.

При увеличении пролета и пологости арки ($l:f$) уменьшается высота насыпи и удешевляется пролетное строение. Внешний вид моста, по моему мнению, улучшается. Но зато при значительной пологости устои получаются массивными и, как на фиг. 192-*б*, выходят уже за естественные пределы моста, которые определяются необходимой длиной моста по верху.

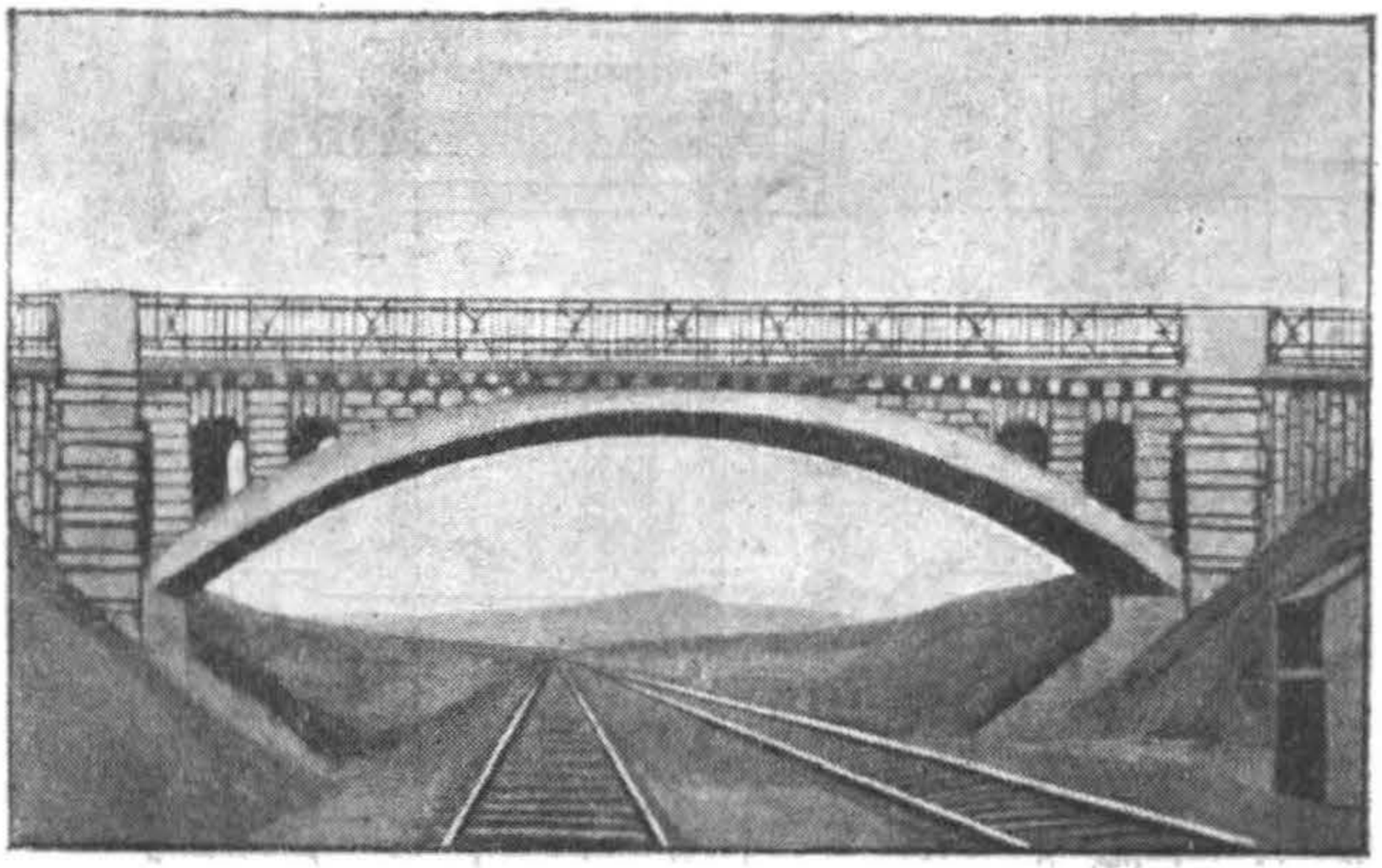
Примем поэтому для рассмотрения некоторый средний вариант,

НТБ ДИЭИТ

в котором (фиг. 193) касательная к оси арки в пяте образует с горизонтом угол не менее 30° и пересекает близ средины подошву устоя в его естественном очертании.

Наметив приблизительно пролет и подъем перекрытия, остановимся на выборе системы арок и надарочного строения.

На фиг. 194 показан один из возможных вариантов. Здесь применены трехшарнирные сплошные своды с довольно массивным надарочным строением и устои с обратными стенками. Внешнее оформление более соответствует бетонному или каменному мосту. Для данного случая желательно создать более легкий мост. Применение в данном случае сплошного свода со щековыми стенками и заполнением я считаю не рациональным потому, что: 1) при ширине моста 6 *м* и небольшой сравнительно временной нагрузке в сплошном своде материал не может быть полностью использован; 2) при большом сравнительно подъеме моста щековые стенки с заполнением непроизводительно утяжеляют пролетное строение и требуют массивных устоев с обратными стенками; 3) в мостах под автогужевую дорогу нет причин особенно опасаться ударности нагрузки и заботиться о большой массивности сооружения. Останавливаемся поэтому на отдельных арках с надарочным строением из стоек, ряд которых продолжается и над устоями (фиг. 193).



Фиг. 194.

Арки предполагаем бесшарнирными, так как при средних качествах грунта можно не бояться неравномерности осадки опор, которая к тому же не так болезненно отражается на железобетонных арках, как на каменных сводах.

По тем же соображениям, что и для рамного варианта, принимаем 2 арки с расстоянием 4 *м*.

Расстояние между стойками по фасаду моста принято 1,7 *м* как над арками, так и над устоями. Стойки перекрываются поперечными балками, поддерживающими плиту. Таким образом, конструкция проезжей части получается во всем аналогичной второму варианту. Поперечные связи осуществлены в виде распорок между арками в четверти пролета и около ключа, а также между стойками над откосами (фиг. 193). Подбор сечения плиты и поперечной балки производится так же, как во втором варианте, поэтому здесь мы его опускаем, принимая без расчета толщину плиты 18 *см*, высоту поперечной балки посредине 38 *см* у опор — 50 *см*.

НТБ ДНУЖТ

Сечение стоек принято 25×25 *см*. Проверим достаточность его и определим количество арматуры.

Две стойки с поперечной балкой образуют однопролетную раму. Прежде всего выясним отношение погонных гибкостей стоек и поперечной балки. Для последней принимаем расчетное сечение в виде тавра с шириной полки 1,7 *м*, равной расстоянию между осями ребер (фиг. 195).

Статический момент сечения балки относительно нижнего ребра плиты:

$$S_x = \frac{170 \cdot 18^2}{2} - \frac{25 \cdot 20^2}{2} = 22\,600 \ см^3.$$

Расстояние центра тяжести

$$z = \frac{22\,600}{170 \cdot 18 + 25 \cdot 20} = 6{,}35 \ см.$$

Момент инерции относительно того же ребра:

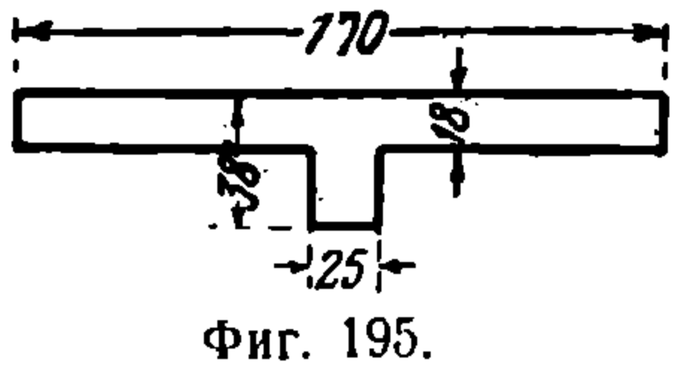
$$J_n = \frac{170 \cdot 18^3}{3} + \frac{25 \cdot 20^3}{3} = 397\,600 \ см^4.$$

Момент инерции относительно оси, проходящей через центр:

$$J_p = 397\,600 - 22\,600 \cdot 6{,}35 = 254\,100 \ см^4.$$

Пролет балки 4 *м*.
Момент инерции стойки

$$J_o = \frac{25^4}{12} = 32\,600 \ см^4.$$



Фиг. 195.

Длина наиболее короткой стойки по чертежу равна 2 *м*.
Отношение погонных гибкостей:

$$k = \frac{J_p}{J_e} \cdot \frac{h}{l} = \frac{254100}{32\,600} \cdot \frac{2}{4} = 2.$$

Стойки и поперечная балка представляют собой однопролетную раму. На основании формул, приведенных в курсе мостов для однопролетной рамы с заделанными пятами при равномерно распределенной нагрузке на ригеле, момент в верхнем конце стойки:

$$M_C = M_A - H_h = \frac{ql^2}{12} \cdot \frac{1}{2+k} - \frac{ql^2}{4} \cdot \frac{1}{2+k} = \frac{ql^2}{12} \cdot \frac{2}{2+k}.$$

По отношению к наибольшему моменту в простой балке

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8};$$

это составляет:

$$M_e = \text{∽}\, 0{,}7 \ M_{max} \frac{2}{2+k}.$$

По расчетам поперечной балки в предыдущем параграфе:

$$M_{max} = 8\,280 \ кгм.$$

НТБ ДНУЖТ

Следовательно:

$$M_c = 0{,}7 \cdot 8\,280 \frac{2}{2+4} = 1930 \text{ кгм}.$$

В данном случае в виду наличия консоли надо еще учесть разгружающий момент от постоянной нагрузки консоли. По предыдущему параграфу момент консоли от постоянной нагрузки равен 1210 *кгм*. Можно считать, что момент от консоли распределяется между ригелем и стойкой обратно пропорционально их гибкостям.

Поэтому на стойку передается момент от консоли $\frac{1210}{3} \backsimeq 400$ *кгм*.

Следовательно момент в стойке равен:

$$M_c = 1930 - 400 = 1530 \text{ кгм}.$$

Вертикальное давление определим, пользуясь подсчетами второго варианта.

Постоянная нагрузка на поперечную балку:

$$p = 880 \cdot 1{,}7 + 144 = 1644 \text{ кг/м}.$$

Давление на стойку от полной нагрузки:

$$D_p + D_k = 1\,644 \cdot 3{,}1 + 7\,160 = 12\,260 \text{ кг}.$$

Сечение стойки принято 25·25 *см*. Определим количество арматуры, пользуясь таблицей 137 приложения, предполагая симметричную арматуру.

Вычисляем вспомогательные величины:

$$h_1 = 25 - 3 = 22 \text{ см}; \quad e = \frac{M}{D_p + D_k} = \frac{153\,000}{12\,260} = 12{,}5 \text{ см};$$

$$\alpha = \frac{h_1}{6e} = \frac{22}{6 \cdot 12{,}5} = 0{,}294; \quad \beta = \frac{3ebo_b}{N} = \frac{3 \cdot 12{,}5 \cdot 25 \cdot 40}{12260} = 3{,}06.$$

По таблице 137 устанавливаем, что при $\alpha = 0{,}294$ и содержании арматуры $\mu = 0{,}02$; $\beta = 3{,}16 > 3{,}06$, т. е. в бетоне имеется перенапряжение около 3%, что считаем допустимым.

Количество растянутой арматуры:

$$f = \mu h_1 b = 0{,}02 \cdot 22 \cdot 25 = 11 \text{ см}^2.$$

Диаметр арматуры целесообразно принять такой же, как и в поперечной балке, т. е. 19 *мм* (см. предыдущий параграф). Тогда число стерженей в растянутой зоне:

$$\frac{11}{2{,}84} = 4 \text{ шт.}$$

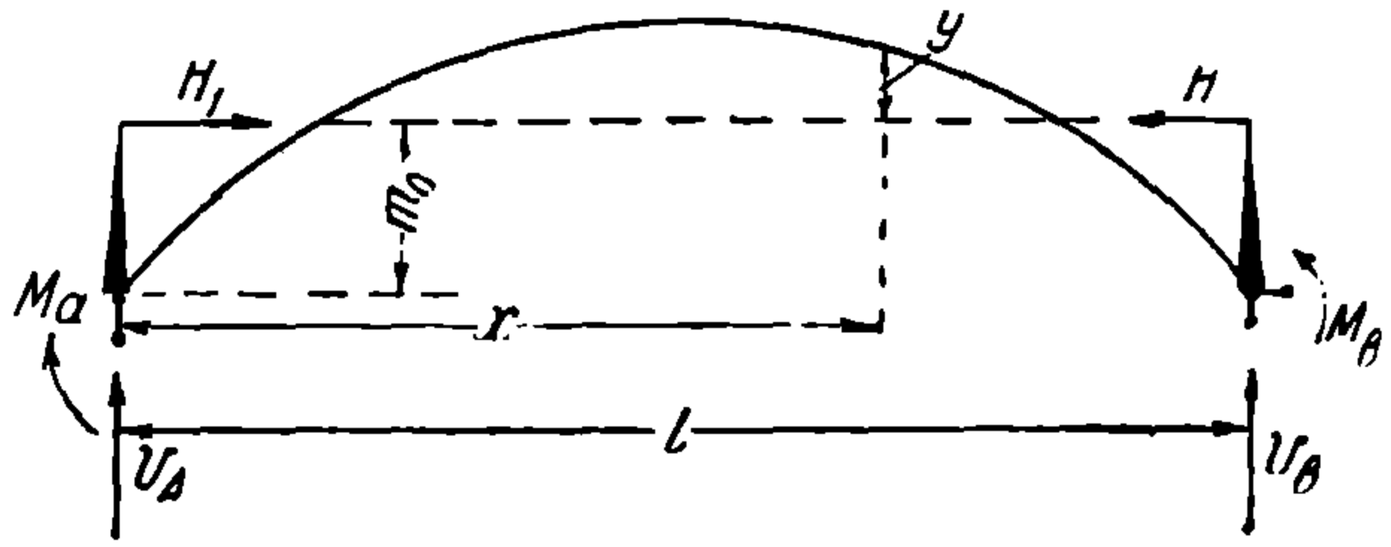
Принято по 4 шт. и в сжатой, и в растянутой зонах.

Подбор сечений арки по способу Штрасснера

Для расчета арок применим способ Штрасснера, один из наиболее удобных. Изложение теоретической стороны этого способа не входит в нашу задачу, поэтому здесь мы ограничимся указанием основ этого метода и затем приведем формулы и таблицы, показав на примере данной арки пользование этим методом.

ГГТБ ДНУЖТ

В качестве основной статически определимой системы для расчета бесшарнирного свода Штрасснер принимает кривую балку (фиг. 196), на которую действуют опорные моменты M_a и M_b и горизонтальная сила H, приложенная на некотором расстоянии $m_в$ от уровня пят. Для удобства вычислений в качестве статически неопределимых параметров принимаются величины:



$$X_1 = \frac{M_a + M_b'}{2}$$

и

$$X_2 = M_a - M_b.$$

Фиг. 196.

Изгибающий момент в любом сечении арки:

$$M_n = M^0 + M_a \frac{l-x}{l} + M_b \frac{x}{l} - Hy = M_x' - Hy.$$

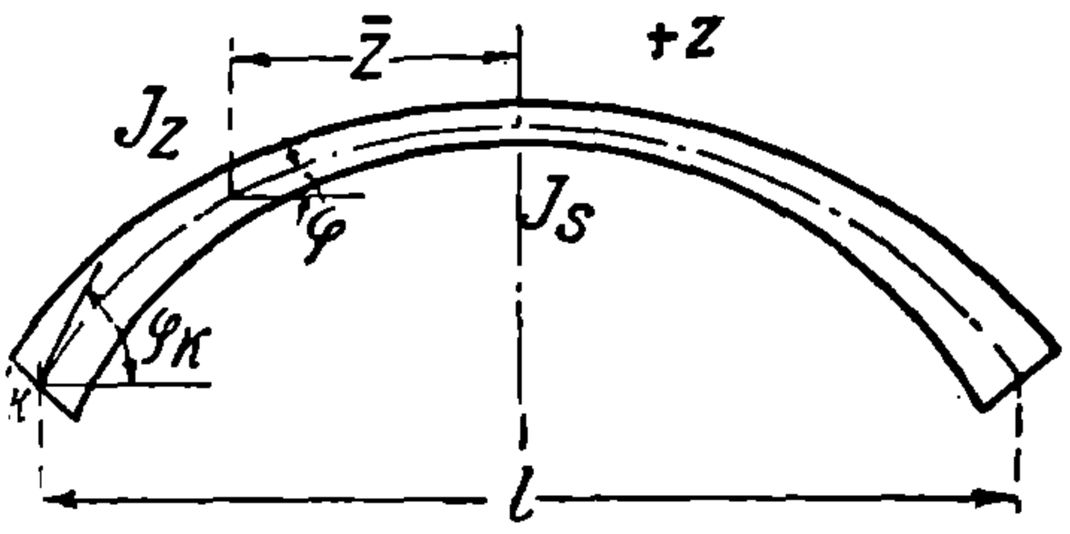
Величина M_x' называется балочным моментом и Hy — арочным моментом.

Для интегрирования уравнений деформации Штрасснер принимает некоторый определенный закон изменения сечений свода или арки, а именно:

$$\frac{J_s}{J_z \cos\varphi} = 1 - (1-n)\frac{z}{(l/2)}.$$

Здесь:

φ — угол наклона оси свода в сечении,
J_s — момент инерции свода в ключе (фиг. 197),
J_z — в любом сечении на расстоянии z от ключа,
n — коэфициент, характеризующий изменение толщины сечения. Этот коэфициент определяется по условию:



Фиг. 197.

$$n = \frac{J_s}{J_k \cos\varphi_k},$$

где J_k — момент инерции сечения в пяте. В большинстве случаев принимается для предварительных расчетов $n = 0{,}30$.

Задавшись таким законом, удается получить интегралы в раскрытом виде, вследствие чего Штрасснером даны приближенные формулы для напряжений в пяте и замке для предварительного подбора сечений свода или арки, а также таблицы для точного расчета.

Этот метод применяется Штрасснером для определения напряжений от временной нагрузки, температуры и усадки.

НТБ ДИИТ

Напряжения от постоянной нагрузки определяются как для трехшарнирной арки, так как ось арки принимается по кривой давления от постоянной нагрузки.

Вид этой кривой зависит от отношения интенсивности постоянной нагрузки в ключе и пяте, т. е. от коэфициента $m = \frac{g_k}{g_s}$.

Здесь g_s — интенсивность постоянной нагрузки в ключе, g_k — то же в пяте.

Таким образом при пользовании методом Штрасснера необходимо задаться или предварительно определить по приближенным методам коэфициенты n и m.

После этих предварительных замечаний перейдем к приближенному расчету арки для данного случая.

Постоянная нагрузка арки слагается из веса полотна, поперечных балок, стоек и собственного веса арки.

По предыдущим расчетам от каждой поперечной балки передается постоянная нагрузка на стойку $1\,644 \cdot 3{,}1\ m$.

При расстоянии между стойками вдоль арки 1,7 *м* на 1 *пог. м* пролета приходится нагрузка: $\frac{1\,644 \cdot 3{,}1}{1{,}7} = 3\,000\ кг/м$.

Для предварительных подсчетов примем высоту арки в ключе $d_s = \frac{1}{40} \cdot 16{,}4 = 0{,}4\ м$, ширину примем 0,3 *м*.

Тогда собственный вес арки в ключе: $2\,400\ 0{,}4 \cdot 0{,}3 = 288\ кг/м$.

Полная нагрузка в ключе: $g_s = 3\,000 + 288 = 3\,288\ кг/м$.

Для пятового сечения следует включить еще вес стойки.

При длине крайней стойки 2 *м* ее вес, приходящийся на 1 *пог. м* пролета:

$$\frac{2\,400 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}25 \cdot 2}{1{,}7} = 176\ кг/м.$$

Сечение арки по направлению к пяте увеличивается. Коэфициент изменения сечения можно принять для предварительных расчетов: $n = 0{,}3$.

Ширину сечения арки в пяте сохраняем ту же, что и в ключе — 0,3 *м*.

Тогда высота d_k определится из условия:

$$n = \frac{J_s}{J_k \cos\varphi} = \frac{d_s^3}{d_k^3 \cos\varphi_k}.$$

Определим предварительно величину $\cos\varphi_k$.

При сквозном надсводном строении постоянные нагрузки в пяте и ключе мало разнятся друг от друга. Поэтому кривая давления или ось арки будет близка к параболе, а для нее

$$\operatorname{tg}\varphi_k = \frac{4f}{l}.$$

В данном случае:

$$\operatorname{tg}\varphi_k = 1; \qquad \varphi_k = 45^\circ; \qquad \cos\varphi_k = 0{,}707.$$

НТБ ДНУЖТ

Примечание. Для дуги круга:

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\varphi_k}{2}\right)=\frac{2f}{l}$$

или для данного случая

$$\operatorname{tg}\frac{\varphi_k}{2}=\frac{1}{2};$$

$$\frac{\varphi_k}{2}=26°30';$$

$$\varphi_k=53°;$$

$$\cos\varphi_k=0{,}602.$$

Очертание приближается к дуге круга при увеличении разницы между нагрузкой в пяте и ключе.

Таким образом получаем высоту сечения в пяте:

$$d_k=\frac{d_s}{\sqrt[3]{n\cos\varphi_k}}=\frac{0{,}4}{\sqrt[3]{0{,}3\cdot 0{,}707}}=0{,}67\ м.$$

Для вычисления погонного веса берем толщину арки, измеренную по вертикали. Тогда вес арки в пяте:

$$2\,400\cdot 0{,}30\cdot\frac{0{,}67}{\cos\varphi_k}=680\ кг/м.$$

Интенсивность нагрузки в пяте

$$g_k=3\,000+176+680=3\,856\ кг/м.$$

Отношение нагрузок:

$$m=\frac{g_k}{g_s}=\frac{3\,856}{3\,288}=1{,}17.$$

Временную нагрузку принимаем в виде эквивалентной.

Коэфициент поперечной установки будет такой же, как вычислен в предыдущем примере для рамного варианта. Динамический коэфициент в соответствии с нормами принимаем 1,1. Тогда общий поправочный коэфициент будет, как и для рамного моста, 0,9.

Величина эквивалентной нагрузки зависит от вида линии влияния и от длины загружения.

Вид линий влияния для бесшарнирной арки и длина отдельных участков загружения очень мало зависят от величины n и m.

Поэтому можно вычислить эквивалентную нагрузку для линий влияния при каких-либо значениях n и m, а затем этими нагрузками пользоваться и для других значений n и m.

В данном случае воспользуемся для вычисления эквивалентных нагрузок линиями влияния моментов в пяте и ключе, вычисленными для параболической арки, у которой моменты инерции изменяются по закону косинуса; это соответствует значениям $m=1$ и $n=1$. Эти линии влияния показаны на фиг. 198.

Величина эквивалентной нагрузки вообще определяется по формуле:

$$p=\frac{\Sigma Py}{\omega};$$

НТБ ДНУЖТ

здесь: y — ордината под грузом, P — величина груза, ω — площадь загружаемого участка линии влияния.

Система грузов должна быть поставлена в невыгоднейшее положение.

Для ключевого сечения опасным является загружение положительного участка линии влияния, когда наибольший груз, т. е. задняя ось повышенного грузовика, в данном случае весом 7,6 m, совпадает с наибольшей ординатой.

В данном случае расчетный пролет арки $l = 16{,}4$ $м$.

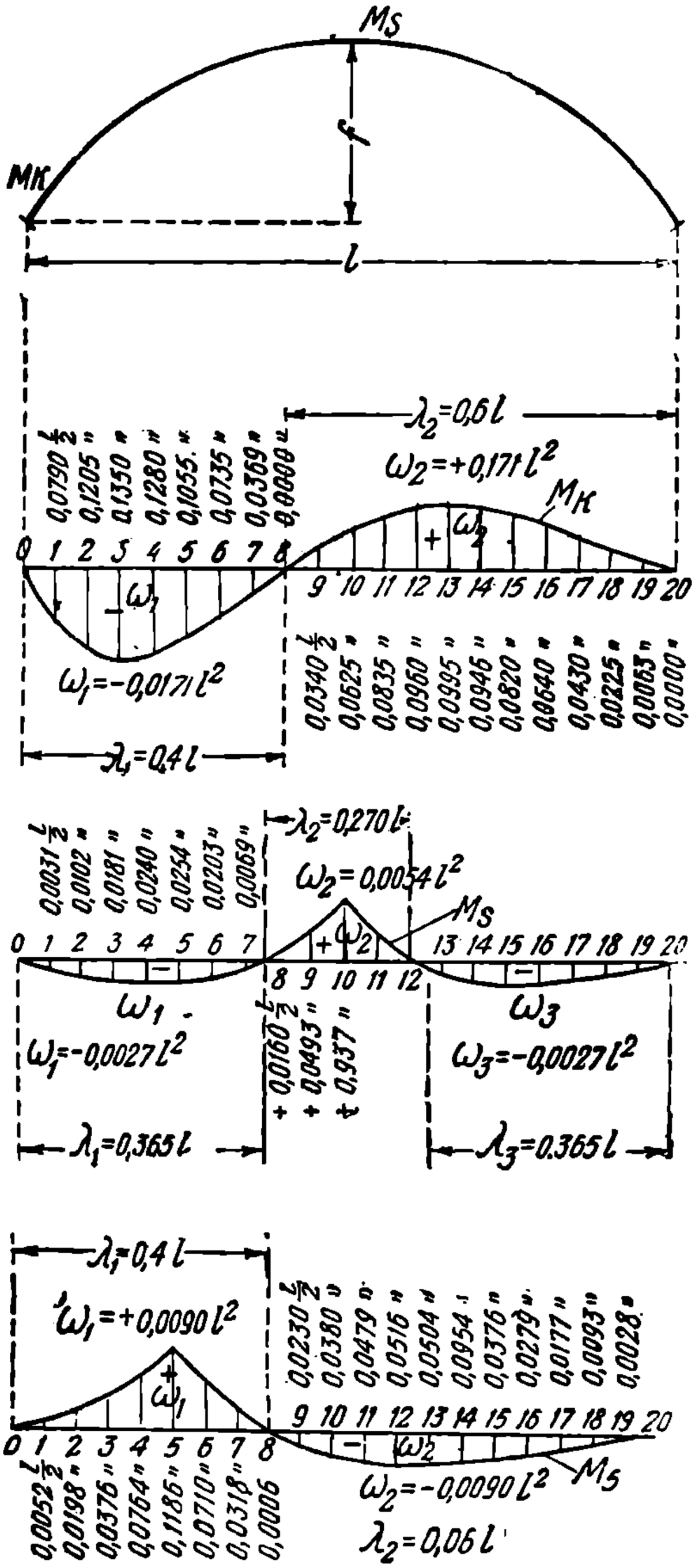
Если возьмем для упрощения расчёта эквивалентную нагрузку, как для пролета 16 $м$, то ошибка будет невелика. Но тогда передняя ось весом 2,8 m попадет на ординату $0{,}0254\,\frac{l}{2}$ в четверти пролета (фиг. 197), т. е. будем иметь:

$$p_s = \frac{\Sigma P}{\omega} =$$

$$= \frac{(7{,}6 \cdot 0{,}0937 - 2{,}8 \cdot 0{,}0254) \cdot \frac{16}{2}}{0{,}054 \cdot 16^2} =$$

$$= 3{,}7\ m/м.$$

Примечание. Длина загружения положительного участка при 16 $м$ равна $0{,}27 \cdot 16 = 4{,}32$ $м$. Если бы мы взяли для этой длины загружения эквивалентную нагрузку по нормам, как для момента в неразрезной балке (табл. 93 по интерполяции), то получили бы $p_s = 4{,}78 \cdot 0{,}8 = 3{,}8$ $m/м$. Если пренебрегать этой разницей, то можно пользоваться непосредственно таблицами-норм.



Фиг. 198.

Указанная величина эквивалентной нагрузки вычислена по линии влияния момента. Для вычисления распора при том же положении нагрузки эквивалентная нагрузка будет иная, так как линия влияния распора имеет другой вид. Линия влияния распора для параболической арки ($m = 1$ и $n = 1$) показана

НТБ ДИИТ

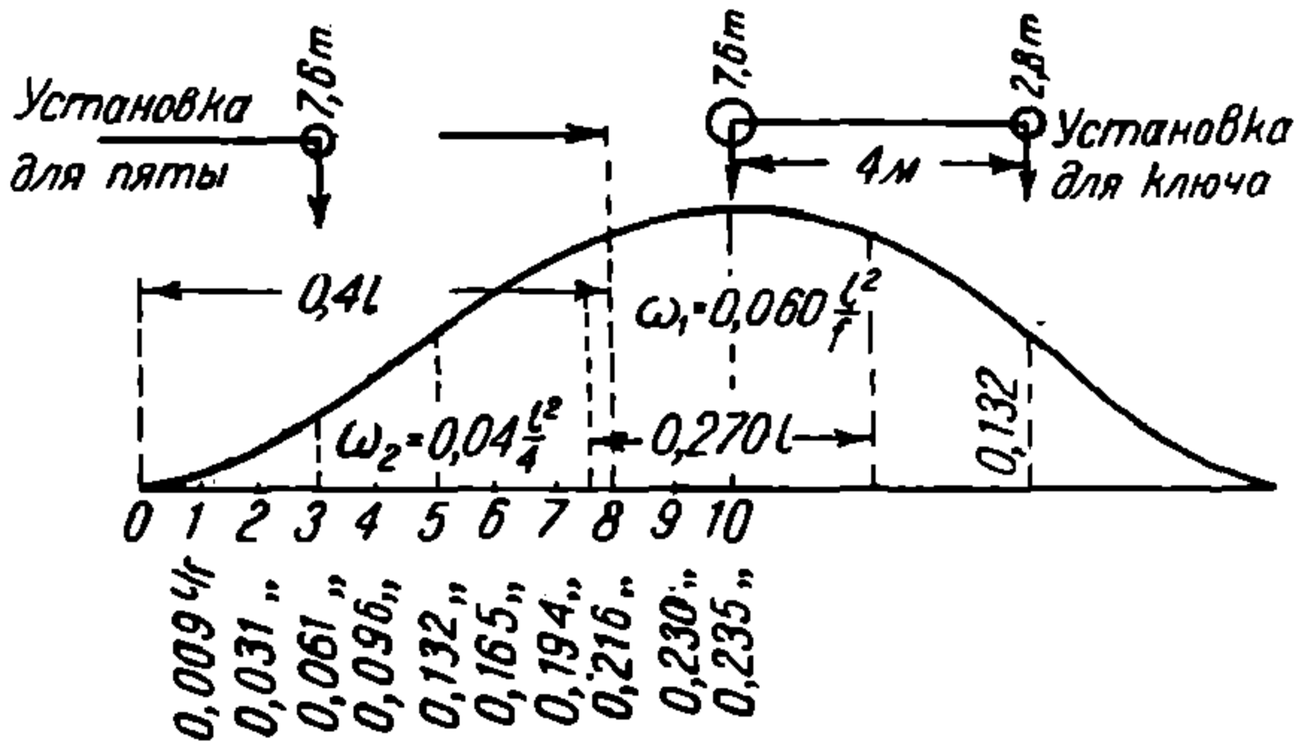
на фиг. 199. Воспользуемся ею для вычисления эквивалентной нагрузки для распора.

При установке грузов, соответствующей максимуму момента в ключе (фиг. 199), величина распора равна:

$$H = \sum Py = \sum P\eta \frac{l}{f} = (7{,}6 \cdot 0{,}235 + 2{,}8 \cdot 0{,}132)\frac{l}{f} = 2{,}15\frac{l}{f}.$$

Здесь η — числовая величина, показанная на фиг. 199.

При вычислении эквивалентной нагрузки для момента мы величину нагрузки относили к площади лишь положительного участка, так как, если бы мы имели дело с равномерной нагрузкой, то мы загрузили бы только этот участок. Длина этого участка, как показано на фиг. 198, равна $0{,}270l$. Соответственно с этим и эквивалентную нагрузку для распора мы должны относить тоже только к среднему участку на протяжении $0{,}270\,l$. Площадь этого участка равна $\omega_1 = 0{,}060\frac{l^2}{f}$.



Фиг. 199.

Таким образом, для любого свода эквивалентную нагрузку для распора при загружении, соответствующем моменту в ключе, мы можем вычислить по формуле:

$$p'_s = \frac{\sum P\eta}{0{,}060l}.$$

В нашем случае при $l = 16$ *м* получим:

$$p'_s = \frac{2{,}15}{0{,}060 \cdot 16} = 2{,}22\ т/м.$$

Для момента в пяте следует загрузить отрицательный участок.

При пролетах до 16 *м*, если задняя ось находится над наибольшей ординатой, передняя выходит за пределы пролета.

Тогда имеем:

$$p_k = \frac{P \cdot 0{,}1350 \cdot \frac{l}{2}}{0{,}0171l^2} = P \cdot \frac{3{,}96}{l} = \text{ᔕ}\,4\frac{P}{l}.$$

В данном случае:

$$p_k = 4 \cdot \frac{7{,}6}{16} = 1{,}9\ т/м.$$

Замечание. Если воспользуемся таблицей 92 отд. V, то получим величину эквивалентной нагрузки при длине загружения $\lambda = 0{,}4\,l = 0{,}4 \cdot 16 = 6{,}4$ *м* для Н8:

$$p'_k = 0{,}8 \cdot 2{,}34 = 1{,}88\ т/м.$$

Таким образом мы видим, что для вычисления моментов мы можем непосредственно пользоваться таблицами норм (отд. V).

НТБ ДНУЖТ

Эквивалентная нагрузка для вычисления распора при том же положении автомобиля может быть определена по линии влияния распора (фиг. 199). Площадь линии влияния распора для длины $0{,}4l$ равна $\omega_2 = 0{,}04\frac{l}{f}$.

Эквивалентная нагрузка:

$$p'_k = \frac{\Sigma yP}{\omega_2} = \frac{\Sigma P\eta \cdot \frac{l}{f}}{0{,}04\frac{l^2}{f}} = \frac{\Sigma P\eta}{0{,}04l}.$$

В данном случае:

$$p'_k = \frac{7{,}6 \cdot 0{,}061}{0{,}04 \cdot 16} = 0{,}72\ т/м,$$

где $\eta = 0{,}061$ (фиг. 199).

При подборе сечений следует учесть также влияние температуры и усадки.

Колебания температуры определяем по таблице Т. У. при изотермах, соответствующих Москве: июльской $+19°$ и январской $-10°$; по табл. 132 отд. V высшая температура оси $+22°$, низшая $-18°$. Температуру замыкания примем $7°$. Тогда расчетное понижение температуры $-25°$; повышение $+15°$.

Влияние усадки бетона приравниваем $-15°$ С.

Сечение арки в ключе.

Для этого сечения опасным является положительный момент и понижение температуры.

Распор от постоянной нагрузки по Штрасснеру определяется по формуле:

$$H_g = k_g \frac{g_s l^2}{f};$$

здесь g_s — постоянная нагрузка в ключе.

$$k_g = 0{,}1080 + 0{,}0190\,m - 0{,}0005\,m^2.$$

В данном случае при $m = 1{,}17$:

$$k_g = 0{,}1080 + 0{,}0190 \cdot 1{,}17 - 0{,}0005 \cdot 1{,}17^2 = 0{,}1295;$$

$$H_g = 0{,}1295 \cdot 3\,288 \cdot \frac{16{,}4^2}{4{,}1} = 28\,000\ кг.$$

Изгибающий момент от постоянной нагрузки равен 0.

Предыдущая величина распора вычислена без учета влияния продольных сил на укорочение оси свода. От этого фактора (упругого обжатия) появляется еще дополнительный распор, исчисляемый по формуле:

$$\Delta H_g = \frac{k_e g_s l^2 d_s^2}{1\,000\,f^3}.$$

Здесь согласно прежним обозначениям:

d_s — высота сечения в ключе,

k_e — коэфициент, определяемый по табл. 34 в зависимости от параметров n и m.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 34

Коэфициенты k_e и u_e для формул дополнительного распора

	n	Для распора k_e	Для момента u_e
Сечение в ключе	1	$-92-16\,m$	$327+34\,m$
	0,6	$-116-22$ „	$362+38$
	0,3	$-155-33$ „	$408+46$
	0,15	$-195-46$ „	$454+54$
Сечение в пятс	1	То же, что и для сечения	$-591-131\,m$
	0,6		$-786-185$ „
	0,3	в ключе	$-1129-230$ „
	0,15		$-1500-406$ „

Примечание. Коэфициенты k_e и u зависят от $f:l$ и вычислены для $f:l=0{,}20$. При других отношениях $f:l$ следует для уточнения на каждую сотую увеличения или уменьшения $f:l$ по срзвнению с $f:l=0{,}20$ соответственно увеличить или уменьшить коэфициенты, полученные по таблице, на 0,8%.

В данном случае при $n=0{,}3$; $m=1{,}17$ и $f:l=0{,}25$:

$$k_e=[1+0{,}008\cdot(25-20)]\cdot[155+33\cdot 1{,}17]=202.$$

Распор

$$\Delta H_g=-\frac{202\cdot 3\,288}{1\,000}\cdot\frac{16{,}4^2\cdot 0{,}4^2}{4{,}1^3}=-415\ кг.$$

Изгибающий момент, вызываемый дополнительным распором определяется по формуле:

$$\Delta M_g=\frac{u_e g_s}{10\,000}\left(\frac{l}{f}\right)^2 d_s^2,$$

здесь u_e — коэфициент по таблице 34.

$$u_e=[1+0{,}008\cdot(25-20)]\cdot(408+46\cdot 1{,}17)=480.$$

Дополнительный момент

$$\Delta M_g=\frac{480\cdot 3\,288}{1\,000}4^2\cdot 0{,}4=404\ кгм.$$

Распор от временной нагрузки определяется по формуле:

$$H_p=\frac{k_p p l^2}{10\,000 f};$$

здесь p — величина эквивалентной нагрузки при загружении, соответствующем максимуму момента, так как для ключа опасным является положительный момент. По предыдущим расчетам при учете поправочного коэфициента (поперечной установки и динамического) имеем:

$$p=0{,}9\cdot 2{,}22=2{,}0\ т/м.$$

НТБ ДНУЖТ

Коэфициент k_p берется по табл. 35 в зависимости от параметров n и m. Имеем при загрузке для положительного момента в ключе:

$$k_p = 579 + 35 \cdot 1{,}17 = 620.$$

Распор

$$H_p = \frac{620 \cdot 2000 \cdot 16{,}4^2}{10\,000 \cdot 4{,}1} = 8\,100 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент определяется по формуле:

$$M_p = \frac{u_p}{100\,000} pl^2;$$

здесь коэфициент u_p по табл. 35:

$$u_p = 426 + 37 \cdot 1{,}17 = 469.$$

Момент

$$M_p = \frac{469 \cdot 3\,330 \cdot 16{,}4^2}{100\,000} = 4\,200 \text{ кгм}.$$

Таблица 35

Коэфициенты k_p и u_p для распора и момента от временной нагрузки

	n	Для распора k_p	Для момента u_p
Положительный момент в ключе	1,0	$594 + 32\ m$	$521 + 51\ m$
	0,6	$581 + 33$	$472 + 45$
	0,3	$579 + 35$	$426 + 37$
	0,15	$566 + 37$	$381 + 33$
Отрицательный момент в ключе	1,0	$584 - 21\ m$	$-525 + 25\ m$
	0,6	$597 - 19$	$-495 + 25$
	0,3	$609 - 18$	$-452 + 24$
	0,15	$632 - 16$	$-396 + 19$
Положительный момент в пяте	1,0	$856 + 19\ m$	$1\,700 + 126\ m$
	0,6	$851 + 22$	$1\,838 + 139$
	0,3	$868 + 24$	$2\,062 + 164$
	0,15	$870 + 29$	$2\,325 + 191$
Отрицательный момент в пяте	1,0	$363 - 9\ m$	$-1\,708 + 56\ m$
	0,6	$363 - 9$	$-1\,856 + 61$
	0,3	$356 - 8$	$-2\,100 + 69$
	0,15	$349 - 6$	$-2\,357 + 78$

Распор и изгибающий момент от температуры для ключа определяем при понижении температуры, так как при этом в ключе возникает положительный изгибающий момент. Приравнивая усадку понижению температуры на 15°, получим по предыдущему полную расчетную величину понижения $t = -40°$.

Величина распора определяется по формуле:

$$H_t = \frac{k_t}{100} \frac{Eatb\,d_s^3}{f^2}.$$

НТБ ДНУЖТ

Здесь:
$E = 200\,000$ *кг/см²* — модуль упругости бетона ,
$\alpha = 0{,}000010$ — коэфициент линейного расширения бетона,
$E\alpha = 2$ *кг/см²* $= 20\,000$ *кг/м²*,
$d = 0{,}40$ *м* — толщина арки в ключе,
$b = 0{,}30$ *м* — ширина арки в ключе,
k_t — коэфициент, определяемый по таблице 36,
$k_t = 185 + 6 \cdot 1{,}17 = 192$.
Распор

$$H_t = -1{,}92 \cdot 20\,000 \cdot \frac{40 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}4^3}{4{,}1^2} = -1\,760 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент

$$M_t = \frac{u_t}{1\,000} \cdot E\alpha \frac{tb\,d^3}{f};$$

здесь по таблице 36:

$$u_t = -455 + 2 \cdot 1{,}17 = -453;$$

$$M_t = \frac{453}{1\,000} \cdot 20\,000 \cdot \frac{40 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}4^3}{4{,}1} = 1590 \text{ кгм}.$$

Таблица 36

Коэфициенты k_t и u_t для распора и момента от температуры

	n	Для распора k_t	Для момента u_t
Сечение в ключе .	1,0	$93 + 2 \quad m$	$-323 + 3 \quad m$
	0,6	$127 + 3{,}5$.	$-273 + 2{,}5$
	0,3	$185 + 6$.	$-455 + 2$
	0,15	$249 + 10{,}5$ „	$-533 + 1{,}5$
Сечение в пяте .	1,0	Те же, что для ключа	$621 + 22 \quad m$
	0,6		$892 + 36$.
	0,3		$1\,387 + 64$.
	0,15		$1\,953 + 107$.

Суммарный распор от всех факторов

$$H = H_g + \Delta H_g + H_p + H_t = 33\,925 \text{ кг}.$$

Суммарный момент

$$M = \Delta M_g + M_p + M_t = 6\,194 \text{ кгм}.$$

Сечение в ключе примем 30×40 *см* с симметричной арматурой. Для подбора арматуры воспользуемся таблицей 137 отд V.

Допускаемые напряжения в бетоне при учете всех факторов примем по нормам

$$R_b = 75 \text{ кг/см}^2.$$

[1] Такую величину принимает Штрасснер. По нашим нормам $E = 210\,000$ *кг/см²*.

НТБ ДНУЖТ

Подбор сечения производится на основании формул:

$$h = 6\alpha e;$$

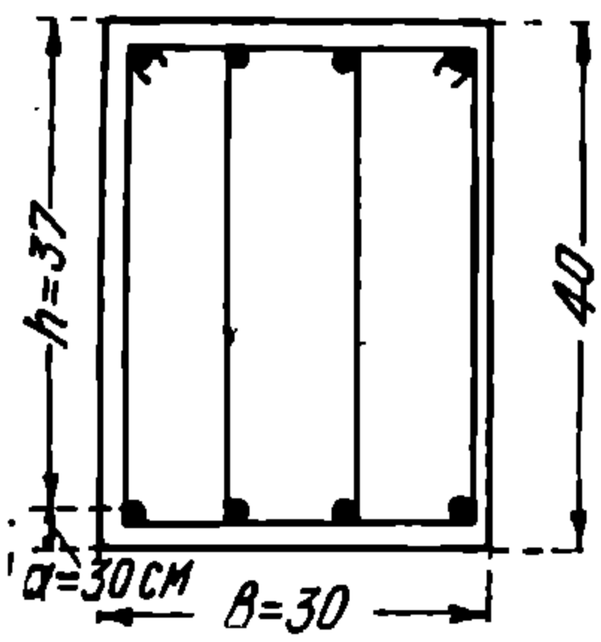
$$\sigma = \beta \frac{N}{3\sigma e};$$

$$f = f_1 = \mu bh;$$

здесь:

h — рабочая высота сечения (фиг. 200),
μ — процент армирования,
α, β — коэфициенты по таблице.

По этим формулам можно задаться процентом армирования и определить рабочую высоту балки или же, задавшись высотой, определить процент армирования при данном допускаемом напряжении в бетоне и ширине сечения.



Фиг. 200.

В данном случае примем $h = 40 - 3 = 37$ *см*.

Тогда:

$$e = \frac{619400}{33925} = 18 \text{ см}, \quad 37 = 6\alpha \cdot 18; \quad 75 = \beta \frac{33925}{3 \cdot 30 \cdot 18}.$$

Отсюда:

$$\alpha = 0{,}340; \quad \beta = 3{,}38.$$

При проценте армирования 0,015 по таблице находим, что при $\alpha = 0{,}325$ $\beta = 3{,}12$.

При увеличении α до 0,377 величина β, а следовательно и напряжения в бетоне будут меньше принятых для расчета. Следовательно, приняв $\mu = 0{,}015$, будем иметь некоторый запас в напряжениях.

Тогда площадь арматуры:

$$f = \mu bh = 0{,}015 \cdot 30 \cdot 37 = 17 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по 4 стержня диаметром 25 *мм* ($\sim$ 1); $f = f_1 = 20{,}28$ *см*^{2}.

Примечание. Это сечение следует еще проверить на основные силы без учета усадки и температуры при допускаемом напряжении 50 *кг/см*^{2}. Кроме того, мы приняли симметричную арматуру, как это обычно принимается для арок. В случае несимметричной арматуры следует проверить сечение на отрицательный момент по тем же формулам и таблицам, только величина эквивалентной нагрузки должна быть взята иная, соответственно загружению крайних участков линии влияния фиг. 198.

Подбор сечения арки в пяте производится по отрицательному моменту с учетом понижения температуры, что является более опасным.

Расчет производится по тем же формулам и таблицам, как и для ключевого сечения.

Постоянная нагрузка

$$H_g = 28\,000 \text{ кг}; \quad M_g = 0.$$

НТБ ДНУЖТ

Влияние обжатия оси от постоянной нагрузки:

$$\Delta H_g = -415 \text{ кг}.$$

$$u_t = (-1\,129 - 280 \cdot 1{,}17)(1 + 0{,}008)(25 - 20) = -1\,520,$$

$$\Delta M_g = -\frac{1\,520}{480} \cdot 404 = -1\,280 \text{ кгм (см. предыдущий расчет)}.$$

Временная нагрузка.

По предыдущим расчетам интенсивность временной нагрузки для отрицательного момента в пяте с поправочным коэфициентом равна:

для момента: $p = 0{,}9 \cdot 1{,}9 = 1{,}71$ $т/м$;

для распора: $p' = 0{,}9 \cdot 0{,}72 = 0{,}65$ $т/м$.

По табл. 35: $k_p = 356 - 8 \cdot 1{,}17 = 346$;

$$u_p = -2\,100 + 69 \cdot 1{,}17 = -2\,019;$$

$$H_p = \frac{346 \cdot 650 \cdot 16.4^2}{10\,000 \cdot 4{,}1} = 1\,475 \text{ кг}; \quad M_p = -\frac{2019 \cdot 1710 \cdot 16{,}4^3}{100\,000} = -9300 \text{ кгм}.$$

Температура $H_t = -1\,760$ кг.

$$u_t = 1\,387 + 64 \cdot 1{,}17 = 1\,426;$$

$$M_t = -\frac{1\,426}{453} \cdot 1\,590 = -5\,000 \text{ кгм}.$$

Суммарный распор от всех факторов

$$H = 27\,634 \text{ кг}.$$

Продольную силу для пятового сечения можно определить по формуле:

$$N = \frac{H}{\cos \varphi_k};$$

здесь φ_k — угол оси арки в пяте с горизонтом.

Эта формула не точна, так как

$$N \cos \varphi \quad Q \sin \varphi = H,$$

а следовательно

$$N = \frac{H}{\cos \varphi} + Q \operatorname{tg} \varphi.$$

Но величина поперечной силы Q в арке невелика, поэтому вторым членом для предварительного подбора сечения можно пренебречь и принять по примеру Штрасснера упрощенную формулу.

Тангенс угла наклона в пяте можно определить по табл. 37 в зависимости от величины $\frac{f}{l}$.

В данном случае при $m = 1{,}17$:

$$\operatorname{tg} \varphi_k = \frac{4{,}109}{4} = 1{,}027.$$

По таблицам:

$$\varphi_k = 45°45';$$
$$\cos \varphi_k = 0{,}698.$$

НТБ ДНУЖТ

Таблица 37

Величины тангенса углов наклона оси арки в пяте к горизонту

m	1,000	1,347	1,756	2,240	2,814	3,500	4,324	5,321	6,536	8,031	9,889
$\operatorname{tg}\varphi_k$	4,000	4,217	4,442	4,675	4,915	5,165	5,427	5,700	5,985	6,283	6,601
	Множитель для табличных значений тангенсов: $\frac{f}{l}$.										

Тогда продольная сила в пяте

$$N = \frac{27\,634}{0{,}698} = 39\,600 \text{ кг}.$$

Суммарный момент

$$M = -15\,507 \text{ кгм}.$$

Сечение арки в пяте принимаем в согласии с предыдущими расчетами 67×30 *см*. Арматуру предполагаем симметричную и для подбора ее воспользуемся таблицей 137, как и для ключевого сечения.

Определяем вспомогательные величины:

$$6e = \frac{6M}{N} = \frac{6 \cdot 15\,507}{39\,600} = 2{,}28 \text{ м};$$

$$\frac{N}{3be} = \frac{N^2}{3bM} = \frac{39\,600^2}{3 \cdot 30 \cdot 15\,507} = 12 \text{ кг/см}^2.$$

Рабочую высоту арки в пяте принимаем:

$$h_1 = 67 - 3 = 64 \text{ см}.$$

Тогда

$$\alpha = \frac{64}{228} = 0{,}28$$

Допускаемое напряжение

$$\sigma = 75 \text{ кг/см}^2;$$

$$\beta = \frac{75}{12} = 6{,}25.$$

По таблице устанавливаем, что при $\mu = 0{,}0075$ и при $\alpha = 0{,}28$ по интерполяции $\beta = 5{,}55 < 6{,}25$, т. е. напряжения не превзойдут допускаемых, и запас будет не очень велик.

Принимаем поэтому $\mu = 0{,}075$; $f = f_1 = 0{,}0075 \cdot 64 \cdot 30 = 14{,}5$ *см*^{2}. Назначаем так же, как в ключе, по 4 стержня диаметром 25 *мм* и площадью $f = f_1 = 20{,}28$ *см*^{2}.

Устои моста запроектированы (фиг. 193) в виде двух стенок, в которые упираются две арки и по верху которых установлены два ряда стоек; со стороны пролета устой имеет переднюю стенку. Фундамент устоя сплошной.

Поверку размеров устоя произведем для сечения каждой из стенок по обрезу фундамента, не принимая во внимание сопротивления передней стенки.

НТБ ДНУЖТ

Наиболее опасным случаем будет загружение всего пролета временной нагрузкой при повышении температуры.

Вес стенки

$$G_1 = 2{,}2 \cdot 3{,}2 \cdot 6{,}2 \cdot \frac{1}{2}(1{,}2 + 1{,}7) = 63{,}2\ m.$$

Вес стоек и проезжей части над устоем

$$G_2 = 4\,(1{,}7 \cdot 3{,}1 + 2{,}4 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}25 \cdot 3{,}8) = 23{,}4\ m.$$

Распор арки от постоянной нагрузки по предыдущему: $H_g = 28\ m$.

Распор от временной нагрузки при полном загружении пролета можно определить по приближенной формуле:

$$H_p = \frac{pl^2}{8f},$$

имея в виду, что небольшая неточность в определении распора для расчета опор не имеет значения.

Временную нагрузку принимаем соответственно виду линии влияния распора, как для параболы при длине загружения 16 *м*.

Для схемы Н10 по таблицам имеем $k = 1{,}5\ m/м$.

Введя поправочный коэфициент для схемы Н8 и коэфициент поперечной установки по предыдущему, имеем:

$$p = 0{,}8 \cdot 0{,}814 \cdot 1{,}5 = 0{,}98\ m/м.$$

Тогда

$$H_p = \frac{0{,}98 \cdot 16{,}4^2}{8 \cdot 4{,}1} = 8\ m.$$

Динамический коэфициент при расчете опор не вводится. Распор от нагрузки считаем приложенным в центре пятового сечения Опорным моментом от временной нагрузки при полном загружении можно пренебречь.

Распор от понижения температуры на 40° по предыдущим подсчетам равен — 1760 *кг*. При повышении на 15° его величина:

$$H_t = \frac{15}{40} \cdot 1760 = 660\ кг.$$

Опорный момент от температуры в соответствии с предыдущими расчетами:

$$M_t = \frac{15}{40} \cdot 5\,000 = 1870\ кгм.$$

Момент распора относительно обреза фундамента:

$$H \cdot h = (28 + 8 + 0{,}66) \cdot 2{,}9 + 1{,}87 = 108\ тм.$$

Вертикальная составляющая опорной реакции от постоянной нагрузки может быть определена по формуле:

$$A_g = H_g \operatorname{tg} \varphi_k = 28 \cdot 1{,}027 = 28{,}8\ m.$$

От временной:

$$A = \frac{pl}{2} = 0{,}98 \cdot 8{,}2 = 8\ m.$$

НТБ ДНУЖТ

Момент опорной реакции относительно центра сечения по обрезу фундамента:

$$A_a = -(28{,}8 + 8)\cdot 2{,}8 = -103\ тм.$$

Сумма вертикальных сил

$$N = 63{,}2 + 23{,}4 + 36{,}8 = 123{,}4\ т.$$

Момент всех сил

$$M = 108 - 103 = 5\ тм.$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{500}{123{,}4} = 4\ см.$$

Напряжения:

$$\sigma = \frac{123{,}4}{1{,}7\cdot 6{,}2}\left(1 \pm \frac{6\cdot 4}{620}\right) = 11{,}7\,(1 \pm 0{,}038)\ т/м^2;$$

$$\sigma_{max} = 12\ т/м^2 = 1{,}2\ кг/см^2.$$

Давление на грунт.

Вес устоя с засыпкой:

$$G_0 = 2{,}0\cdot 3{,}2\cdot 6{,}2\cdot 5{,}4 = 214\ т \text{ (приблизительно)}.$$

Вес стоек и проезжей части над устоем:

$$2G_2 = 47\ т.$$

Вес части конуса над устоем:

$$P_1 = 1{,}8\,\frac{4^2}{2}\cdot 6{,}6 = 95\ т; \quad p_1 = 3{,}1 - \frac{4}{3} = 1{,}8\ м; \quad P_1p_1 = 171\ тм.$$

То же насыпи за устоем:

$$P_2 = 1{,}8\cdot 7\cdot 0{,}6\cdot 6{,}6 = 50\ т;\ p_2 = 3{,}1 + 0{,}3 = 3{,}4\ м;\ P_2p_2 = 171\ тм.$$

Весом грунта над уступами фундамента пренебрегаем.

Вес фундамента:

$$G_3 = 2{,}2\,(8{,}4\cdot 6 + 9\cdot 6{,}6) = 242\ т; \quad g_3 = 0.$$

Опорные давления двух арок от постоянной нагрузки и температуры удваиваются, а от временной нагрузки вместо коэфициента поперечной установки 0,814 берется 1, так как на 2 арки передается полный вес грузовика.

Момент распора относительно центра подошвы фундамента:

$$Hh = \left(2\cdot 28 + \frac{8}{0{,}814} + 2\cdot 0{,}66\right)\cdot 4{,}9 + 2\cdot 1{,}87 = 333\ тм.$$

Вертикальная составляющая

$$A = 2\cdot 28{,}8 + \frac{8}{0{,}814} = 67\ т.$$

Момент ее относительно центра фундамента:

$$Aa = -67\cdot 2 = -134\ тм.$$

НТБ ДНУЖТ

Сумма вертикальных сил

$$N = 214 + 47 + 95 + 50 + 242 + 67 = 715\ т.$$

Момент всех сил

$$M = 171 + 170 + 333 - 134 = 540\ тм.$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{540}{715} = 0{,}76\ м.$$

Давление на грунт:

$$\sigma = \frac{715}{9{,}0 \cdot 6{,}6}\left(1 \pm \frac{6 \cdot 0{,}76}{9{,}0}\right) = 12\,(1 \pm 0{,}51)\ т/м^2;$$

$$\sigma_{max} = 1{,}2 \cdot 1{,}51 = 1{,}8\ кг/см^2 < 2\ кг/см^2.$$

72. Сравнение вариантов. Для суждения о достоинствах рассмотренных вариантов сравним примерную стоимость их, не считая земляных работ по устройству насыпи, конусов и полотна, одинаковых для всех вариантов.

1-й вариант.

Объем железобетонного пролетного строения с подферменниками — 43 $м^3$.

Стоимость $= 43 \cdot 120 = 5\,200$ руб.

Объем бутовой кладки опор и фундаментов — 750 $м^3$.

Стоимость $= 750 \cdot 25 = 18\,750$ руб.

Полная стоимость 1-го варианта $= 24\,000$ руб.

2-й вариант.

Объем железобетонных пролетного строения и стоек — 76 $м^3$.

Единичную цену железобетона следует принять несколько большей, чем для первого варианта. Примем 140 руб., тогда стоимость $= 76 \cdot 140 = 10\,600$ руб.

Объем бетонной кладки опор и фундаментов — 25 $м^3$.

Стоимость $= 35 \cdot 25 = 875$ руб.

Полная стоимость по 2-му варианту $= 11\,475 \leqslant 11\,500$ руб.

3-й вариант.

Объем железобетона — 53 $м^3$.

Стоимость $= 140 \cdot 53 = 7\,500$ руб.

Объем опор и фундаментов — 350 $м^3$.

Стоимость $= 30 \cdot 350 = 10\,500$ руб.

Полная стоимость — 18 000 руб[1].

Таким образом, при данных соотношениях цен наиболее дешевым является рамный вариант. Одновременно он лучше других удовлетворяет основному требованию: минимум высоты насыпи на подходах, которая равна 5,25 $м$, в то время как для первого и третьего вариантов высота насыпи 5,55 $м$.

Пример 11. Эскизный проект городского моста

73. Общие данные по проекту. В данном примере мы рассмотрим конкурсные проекты для городского моста через р. Лех при

[1] Цены взяты условные, не соответствующие современным.

НТБ ДПУЖТ

Хохцеллере (верхней таможне) около Аугсбурга. Существовавший здесь железный мост с ездой по низу, построенный в 1890—91 гг., имел ширину проезда 5 *м* и два тротуара по 1 *м*. Ввиду недостаточной пропускной способности и грузоподъемности моста, не соответствовавших современному движению, в 1927 г. его решено было заменить новым и был объявлен конкурс. Технические условия для проектирования нового моста сводились к следующему.

Мост должен быть расположен в непосредственной близости с прежним, насколько это позволяет планировка прилегающих улиц. Ширина проезда по мосту назначается 11 *м*, учитывая два пути трамвая; ширина каждого тротуара — 3 *м*.

Отверстие моста — 82 *м*. Выражалось пожелание, чтобы мост был по примеру прежнего, а также существующего рядом железнодорожного — однопролетным, хотя разрешалась проектировка и многопролетных мостов.

Возвышение низа ферм над горизонтом самых высоких вод должно быть не меньше 1 *м*. Для металлических пролетных строений затопление опорных частей не допускалось. Для железобетонных же опорные части могли быть опущены ниже г. в. в. на 2 *м*. Верх полотна посредине моста не должен по возможности возвышаться больше чем на 2 *м* и как крайний предел — на 3 *м* по сравнению с существующим мостом. Продольные уклоны полотна могут быть допущены до 2,5‰.

Давление на грунт (синюю глину) на глубине 8 *м* от ложа реки допускалось 5 *кг/см²*.

Расчетные нагрузки приняты по нормам *DJN* 1072, как для дороги I класса. Этими нормами предусматривается поезд из грузовых автомобилей весом по 9 *т*. Давление на заднюю ось автомобиля — 6 *т*, на переднюю — 3 *т*. Ширина кузова — 2,5 *м*, колеи — 1,6 *м*, длина кузова — 6 *м*, расстояние между колесами — 3 *м*.

При длине загружения свыше 30 *м* нагрузка от автомобилей может быть заменена равномерно распределенной 0,6 *т/м²*.

Кроме этого предвидится нагрузка толпой интенсивностью равной 500 *кг/м²* при длине загружения до 25 *м*;

то же 525 — *l* „ „ „ „ от 25 *м* до 125 *м*

и 400 „ „ „ от 125 *м* и выше.

Кроме этой нагрузки предвидится еще одиночный каток весом 23 *т* с давлением на передний барабан 10 *т* и на два задние по 6,5 *т*. Размеры катка в плане те же, что и автомобиля.

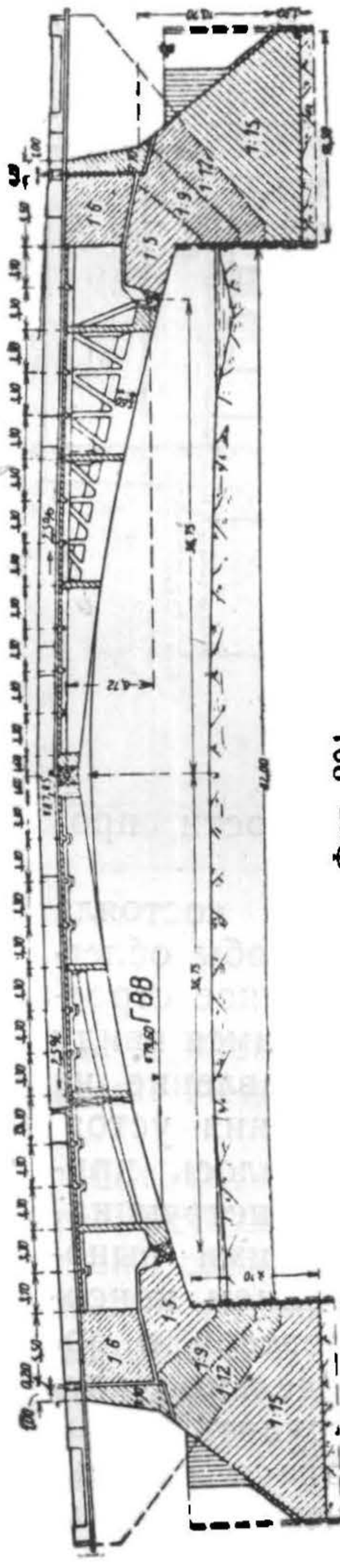
Ширина переднего барабана 1,0 *м*, задних по 0,5 *м*.

На конкурс был представлен 41 проект, из них 20 металлических мостов и 21 массивных: железобетонных и бетонных. Средняя стоимость по всем проектам металлического моста исчислялась 640 тыс. марок, железобетонных 770 тыс. марок, т. е. на 20% дороже.

Большинство проектов предвидело однопролетное решение согласно выраженному пожеланию устроителей конкурса. Как указывается в описании конкурса, применение промежуточных опор, имевшее место в некоторых проектах, существенного удешевления не принесло.

НТБ ДИИТ

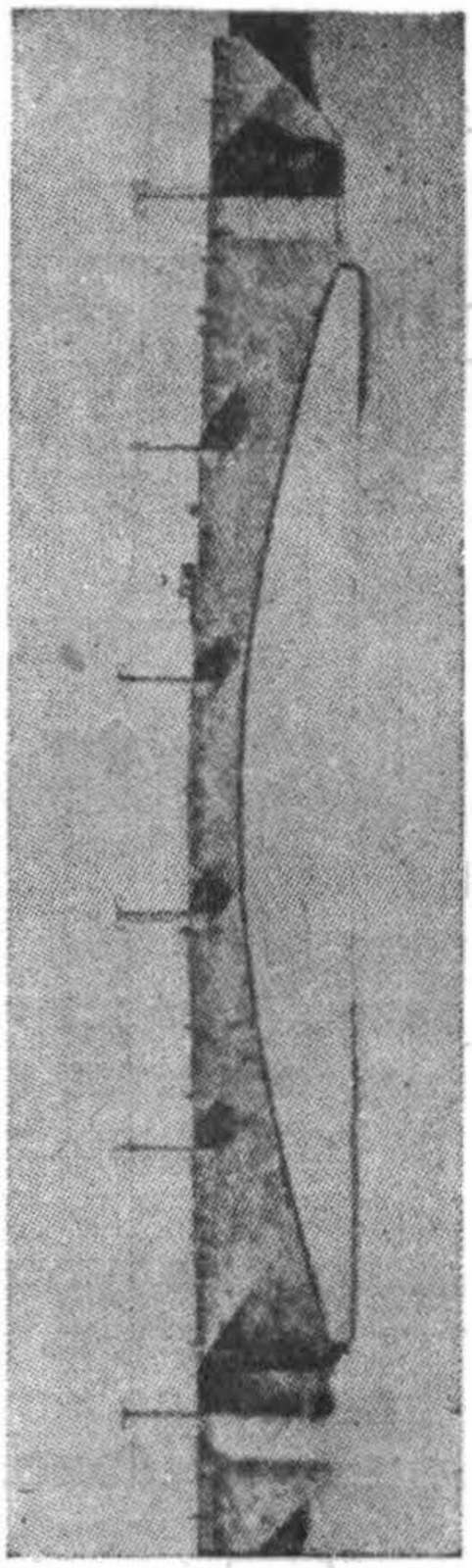
К этому последнему указанию следует сделать некоторые оговорки и отнестись критически. Желательность устройства одного пролета никакими мотивами, кроме ссылки на прецеденты, т. е. традицией, не подкреплена. Между тем местные условия (см. фиг. 201), т. е. небольшая высота моста, очень маленькое меженнее русло, нежелательность поднимать уровень проезда по мосту, определенно наталкивают на мысль о многопролетном мосте.



Фиг. 201.

Конструкция моста при этом получилась бы проще и дешевле, а также уровень проезда был бы ниже.

Проектировщики в данном случае (а таковыми являлись строительные фирмы), заинтересованные в получении заказа, не могли, конечно, в силу конкуренции отнестись критически к желаниям заказчика и дали в большинстве случаев однопролетные решения, тем более что при этом, благодаря большим трудностям устройства одного пролета, можно было щегольнуть интересными решениями и тем привлечь к себе заказ [1].



Фиг. 201-*а*.

В последние годы в Западной Европе и у нас большим вниманием пользуются балочные железобетонные мосты больших пролетов, консольные и неразрезные (см. пример седьмой — конкурс на мост через реку Рейн). Нужно думать, что если бы данный конкурс был не в 1927 г., а в 1931 г., то заметное место среди проектов заняли бы многопролетные балочные железобетонные мосты.

Ставя вопрос шире и выходя из рамок данного конкурса, следует заметить, что при аналогичных местных условиях вполне применимо и дерево. Весьма возможно, что деревянный подкосноригельный мост оказался бы наиболее целесообразным решением.

Все эти оговорки делаются для того, чтобы, приводя интересные конструктивные решения данного конкурса, предостеречь читателей относительно применения их в тех случаях, когда они не вызываются необходимостью и экономической целесообразностью, когда можно обойтись более простой и дешевой конструкцией.

Когда же местные условия, например судоходные требования или большая глубина реки и высота моста, вынуждают к большим пролетам, ознакомление с данными настоящего конкурса весьма полезно.

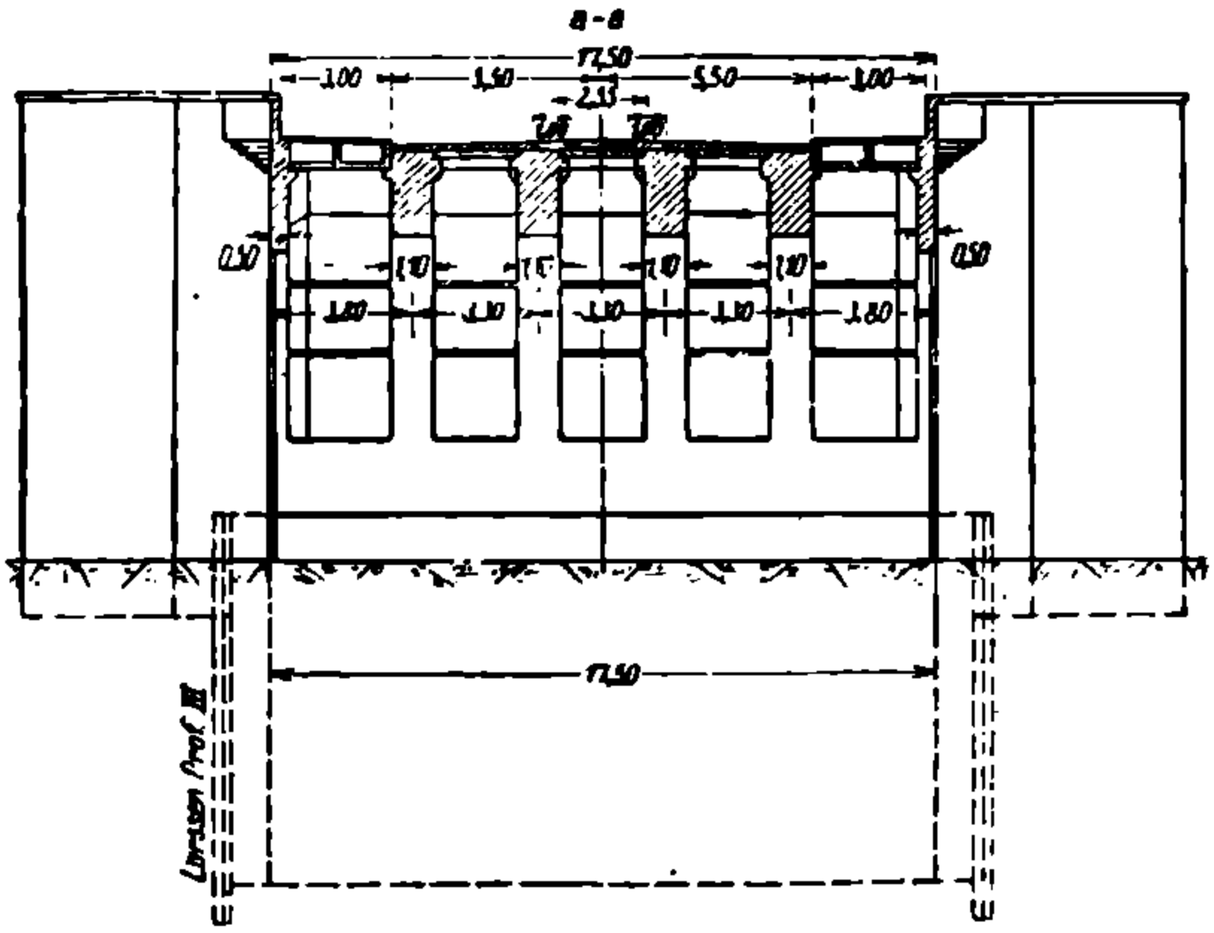
---

[1] Многие строительные фирмы идут иногда на убыточную постройку городских мостов, используя их для рекламы. Таким образом здесь экономические соображения играют своеобразную роль. В частности и данный мост в постройке оказался значительно дороже.

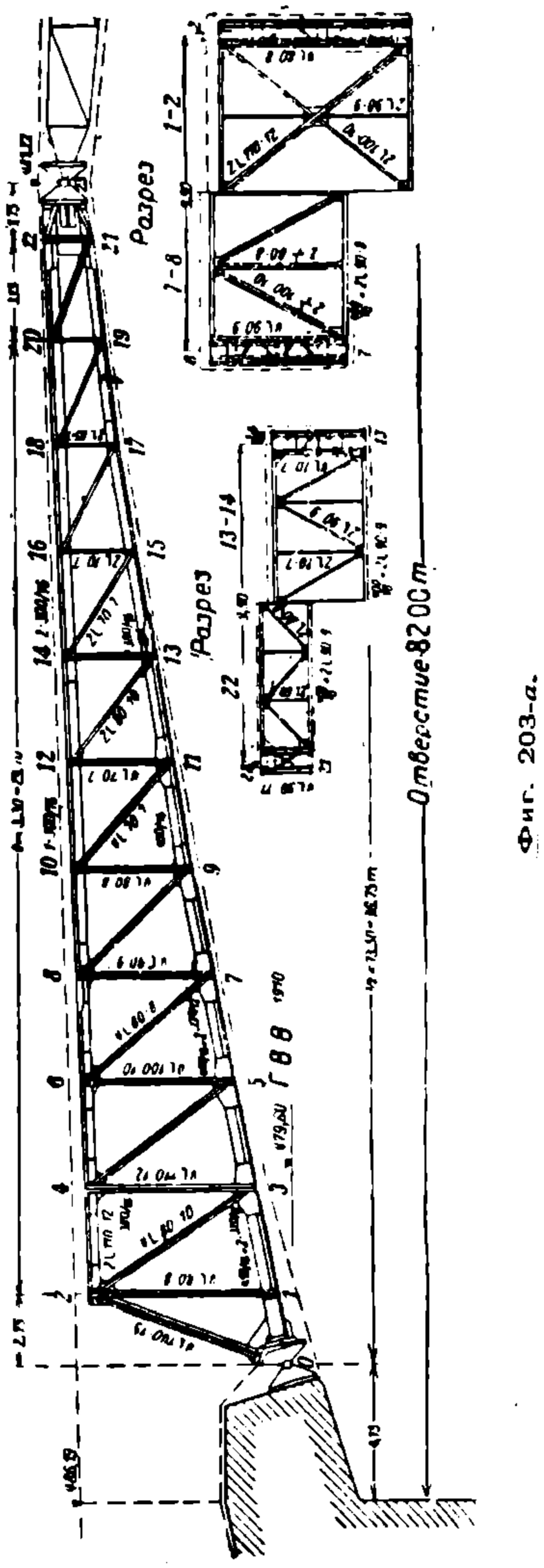
НТБ ДИУКТ

В дальнейшем мы ограничимся рассмотрением только массивных мостов.

В то время как для железных мостов однопролетное решение не представляло существенных трудностей, для массивных оно тре-



Фиг. 202.



Фиг. 203-а.

бовало большой тщательности проектирования.

Задача конструкторов состояла главным образом в том, чтобы облегчить по возможности пролетное строение и уменьшить распор, имея ввиду небольшое допускаемое давление на грунт и опасность скольжения устоя. Это стремление осуществлялось применением ребристой конструкции, трубчатых сечений, большими выносами тротуаров, применением консолей в устоях и противовесов в арках. Насколько это в отдельных случаях удавалось, можно судить из того, что величина распора в отдельных проектах колебалась от 4 000 *m* до 9 550 *m*, а длина устоя от 15 до 25 *м*.

В большинстве проектов были применены трехшарнирные арки, и только в единичных случаях рекомендовались двух- и бесшарнирные. Последние были признаны жюри вызывающими сомнения.

В большинстве проектов сквозное надсводное строение было закрыто на всем протяжении моста тонкими щековыми стенками с тем, чтобы придать внешнему виду моста более спокойный вид.

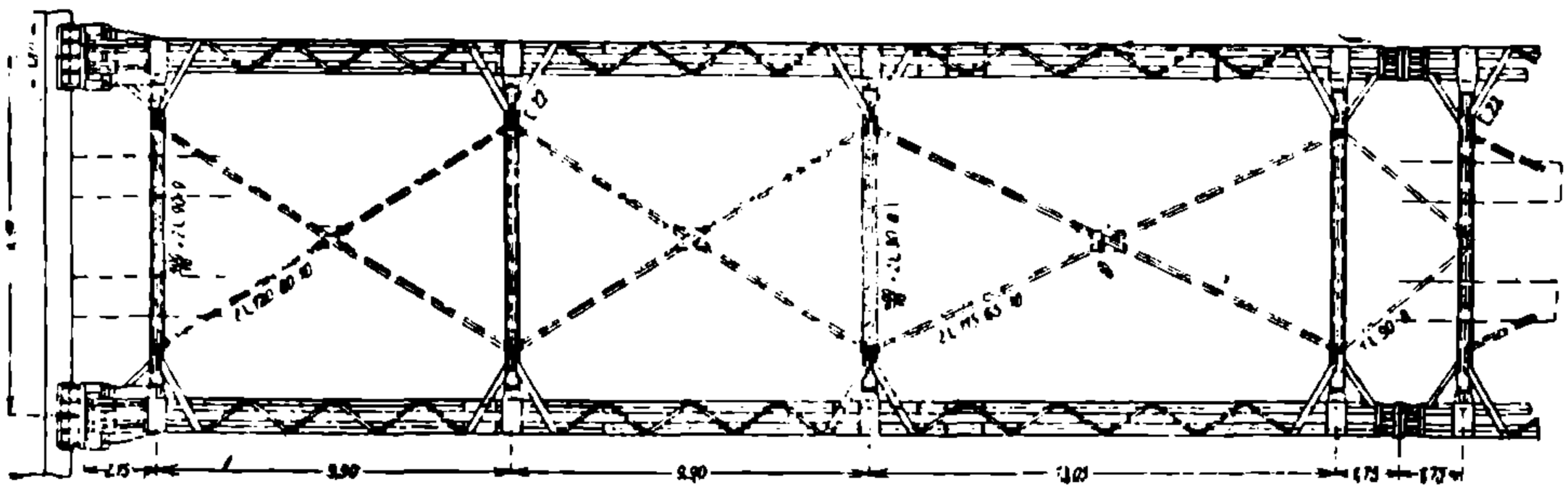
74. Первый вариант (фиг. 201—204). Пролетное строение состоит из шести отдельных трехшарнирных арок со стрелой подъема $^1/_{11}$.

НТБ ДИИЖТ

Верх проезда поднят над существующим на 3 *м*, а пяты арок опущены ниже горизонта высокой воды на 2 *м*. Оба устоя имеют консольные выносные пяты, так что пролет самой железобетонной арки уменьшен до 73,5 *м* и шарниры лежат выше горизонта высокой воды.

Арки запроектированы с консолями (фиг. 201 и 204), свешивающимися над устоями и несущими противовесы из сплошного бетонного массива во всю ширину моста. Благодаря этим консолям и выносным пятам устоя удалось ограничить длину устоя до 16,5 *м* и уменьшить распор до 4 647 *т*. Кривая давления от постоянной нагрузки в подошве устоя имеет наклон к вертикали всего 17,5°.

Из шести ребер два, расположенные у тротуаров, имеют жесткую арматуру системы Мелана (фиг. 203), а два средние (фиг. 204)



Фиг. 203-*б*.

и крайние — гибкую арматуру. С внешней стороны арки прикрыты сплошными щековыми стенками. Между собой арки связаны поперечными стенками.

Порядок производства работ авторами намечается следующий. При помощи легких подмостей, устанавливаемых на короткое время (можно впрочем и без подмостей), собирается жесткая арматура двух арок. К ней затем подвешиваются подмости и формы для бетонирования этих арок. Самое бетонирование производится без перерыва в течение 24 часов, так что бетон не успевает еще затвердеть, и вес его целиком передается на арматуру. Таким образом арматура получает предварительные напряжения от собственного веса арок, а бетон не работает. Поэтому на последующую нагрузку бетон может быть использован полностью. После затвердения арок с жесткой арматурой к ним подвешиваются подмости для бетонирования средних и крайних арок с гибкой арматурой.

Этот порядок может быть и видоизменен, а именно: после установки жесткой арматуры к ней подвешиваются подмости для бетонировки средних арок; после того как они забетонированы и затвердели, производится бетонировка самих мелановских арок, а затем и крайних.

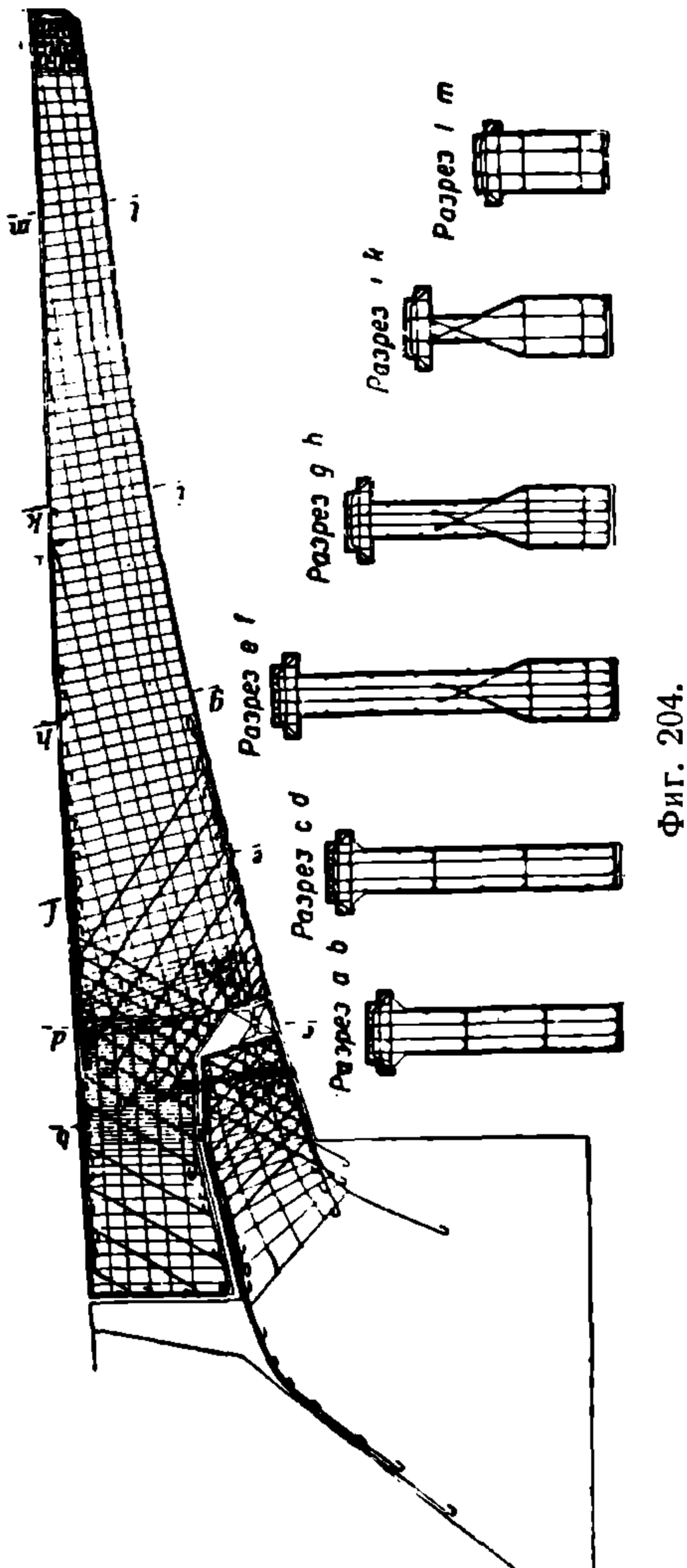
Для жесткой арматуры применена сталь 48 (высокосортная)

НТБ ДНУЖТ

Напряжения в бетоне допускались до 70 *кг/см²*, в ключевом шарнире до 100 *кг/см²*, а в пятовом в виду его эксцентричного положения в устое только 70 *кг/см²*.

Устои заложены в открытых котлованах за металлическим шпунтовым ограждением.

Внешний вид моста получается спокойный.



Фиг. 204.

Мачты для трамвайных проводов, помещенные на консолях, оживляют фасад и дают масштаб сооружению. Стоимость моста исчислена в 960 тыс. марок.

75. Второй вариант (фигуры 205—208). Пролет перекрывается трехшарнирным коробчатым сводом со стрелой $^1/_{10}$. Верх проезда поднят на 3 *м* выше существующего, пяты опущены на 2 *м* ниже горизонта высокой воды.

Коробчатый свод имеет ширину 14,5 *м* и состоит из верхнего и нижнего поясов в виде плит, соединенных между собой продольными и поперечными стенками. Надсводное строение тоже коробчатого типа. Такая система при большой экономии материала создает весьма большую жесткость пролетного строения.

В данном случае напряжения в бетоне свода не превосходят 60 *кг/см²*, если совсем не принимать во внимание арматуры. Арматура, ненужная по расчету, поставлена для обеспечения прочности бетона при раскружаливании и для связи диафрагм и стенок с плитами, что обеспечивает совместную работу коробчатого сечения. Авторы замечают, что такие коробчатые конструкции обещают большие выгоды в новом железобетонном строительстве.

Нижняя часть устоев запроектирована массивной, а верхняя надстройка также коробчатого типа, так что там имеется пустое пространство, через которое возможен доступ к пятовым шарнирам. Если бы впоследствии понадобилось проложить вдоль берега до-

НТБ ДИИЖТ

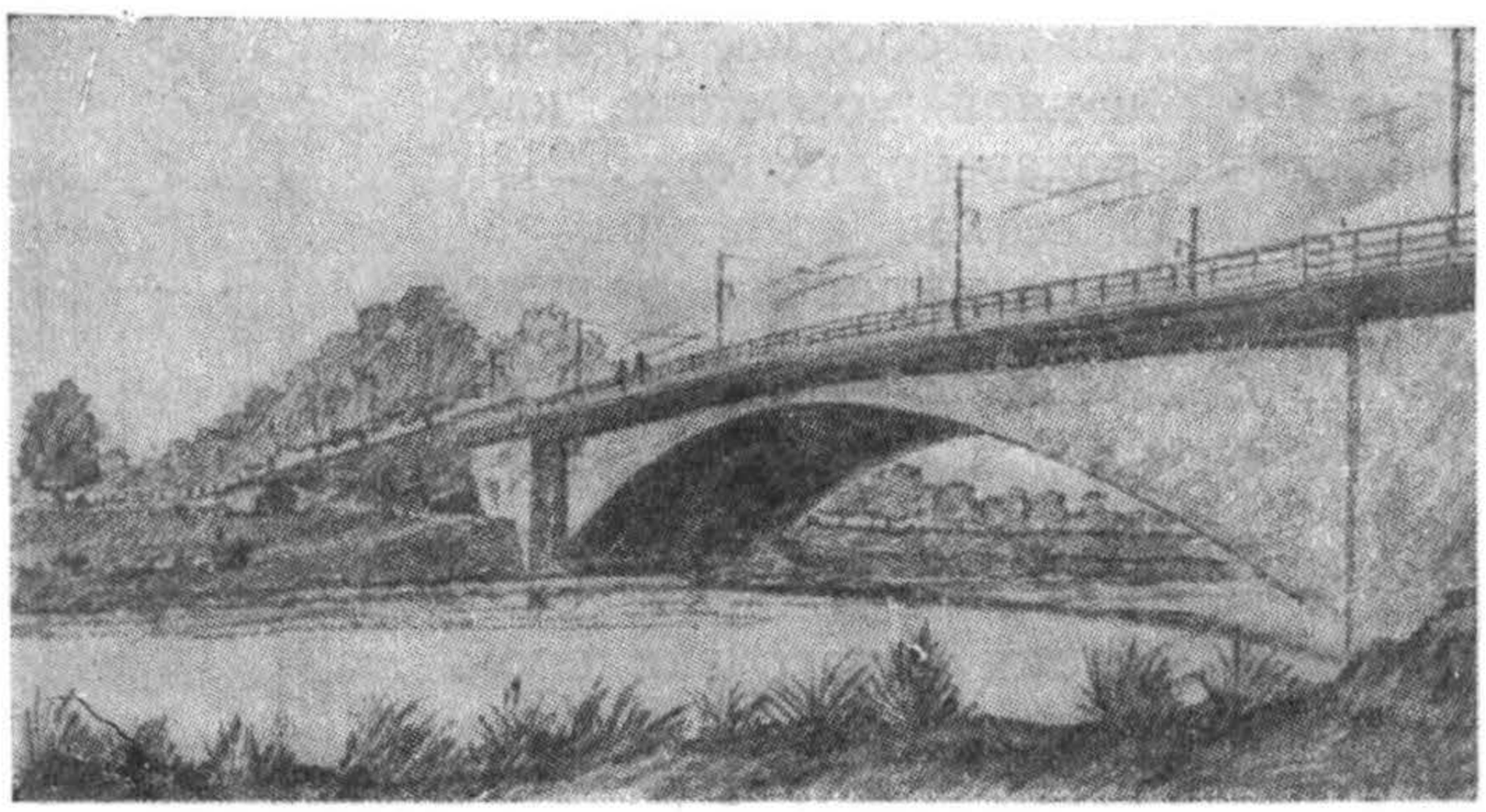
рогу, то наружные стенки устоев могли быть сняты. Конусы насыпи отнесены к задней части устоя и поверхность берега спланирована, так что устои почти полностью видны, чем выгодно оттеняется их массивность.

Длина устоя 16 *м*, подошва сделана наклонная в виду того, что кривая давления имеет наклон к вертикали 17°.

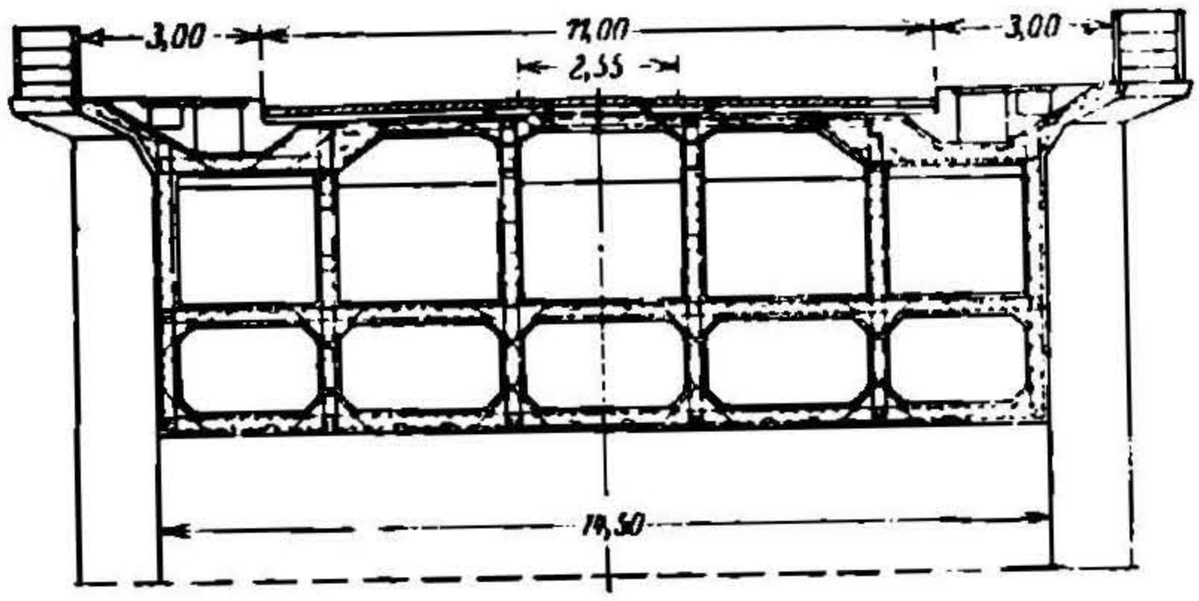
Величина распора 5 620 *т*.

Стоимость моста исчисляется в 760 тыс. марок.

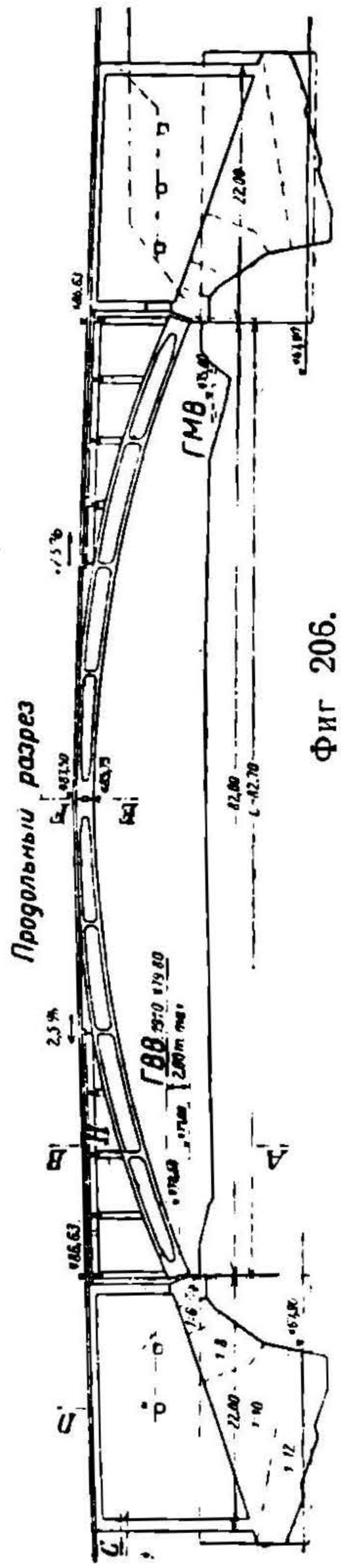
76. Третий вариант (фиг. 209—211). Пролетное строение состоит из восьми двухшарнирных арок



Фиг. 205.



Фиг. 207.

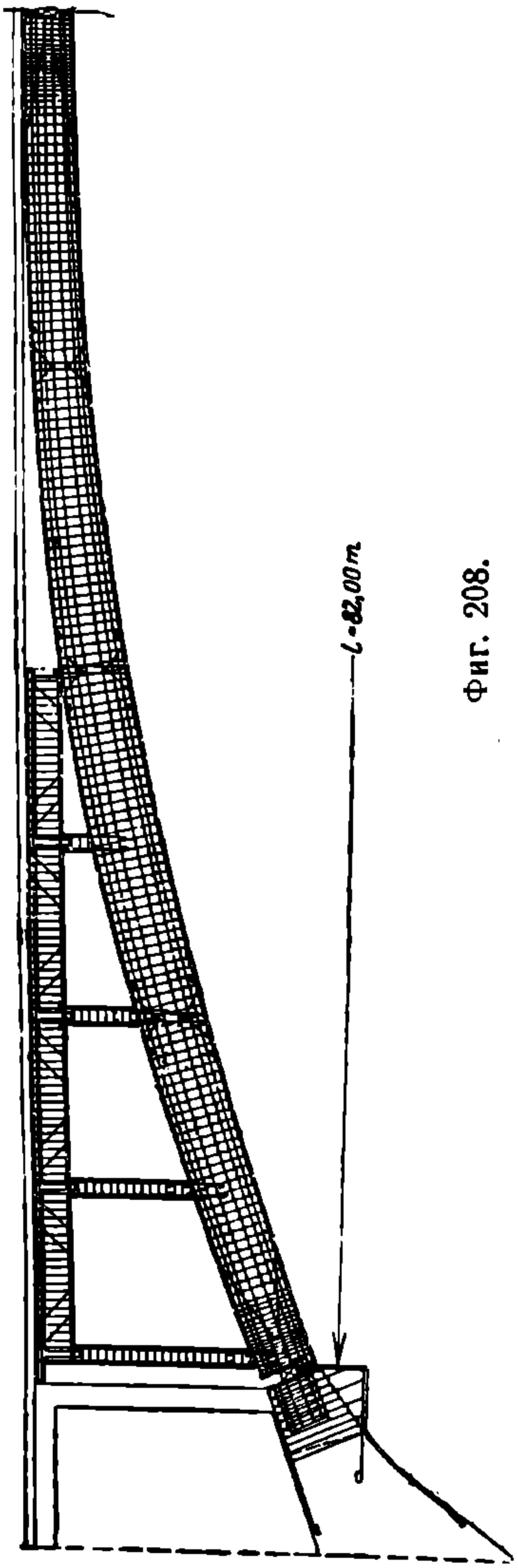


Фиг 206.

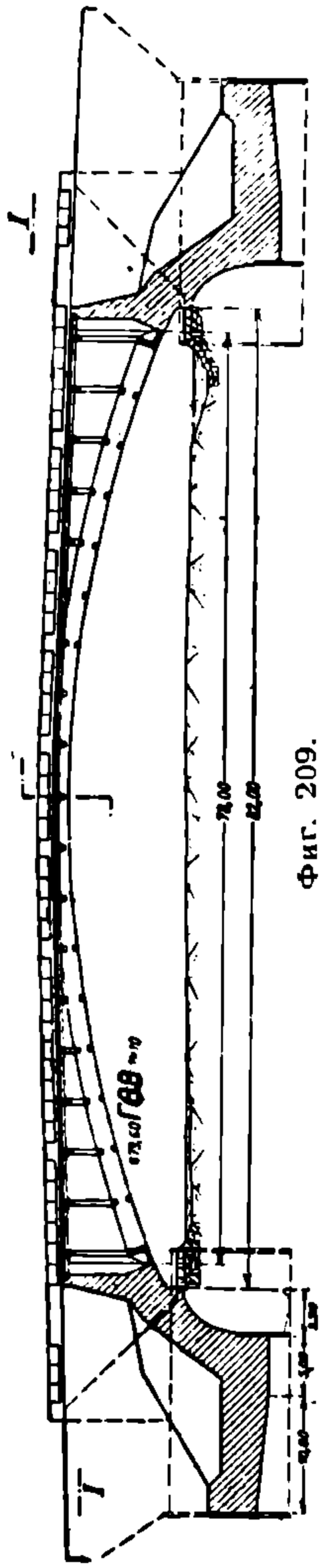
и сквозного надсводного строения, прикрытого снаружи железобетонными щековыми стенками. Устои имеют выносные пяты по 2 *м*, так что шарниры находятся выше горизонта высокой воды, и пролет арки имеет величину 78 *м*. Стрела подъема арки $^1/_{11}$; верх полотна поднят на 2,85 *м* выше существующего моста. Арки имеют жесткую арматуру системы Эмпергера (фиг. 211). Крайние арки, расположенные под тротуарами по две с каждой стороны, совершенно отделены от

НТБ ДПУЖТ

четырех средних, расположенных под ездовым полотном. Это сделано с целью уничтожить возможное вредное влияние на средние арки со стороны крайних, в которых могут появляться термические деформации от солнечного нагрева или холодного ветра и дождя. Арки имеют переменную высоту и ширину сечения, которое у опорных шарниров имеет форму квадрата, а в четверти и в ключе увеличивается по высоте, уменьшаясь в ширине (фиг. 211). Для арок применен бетон в обойме, образованной хомутами, как показано на фиг. 211. Жесткая арматура запроектирована в виде трехшарнирных арок. Ключевые шарниры в ней являются временными для регулирования при подвеске опалубки и загрузки арок при бетонировании, а затем они заделываются.



Фиг. 208.

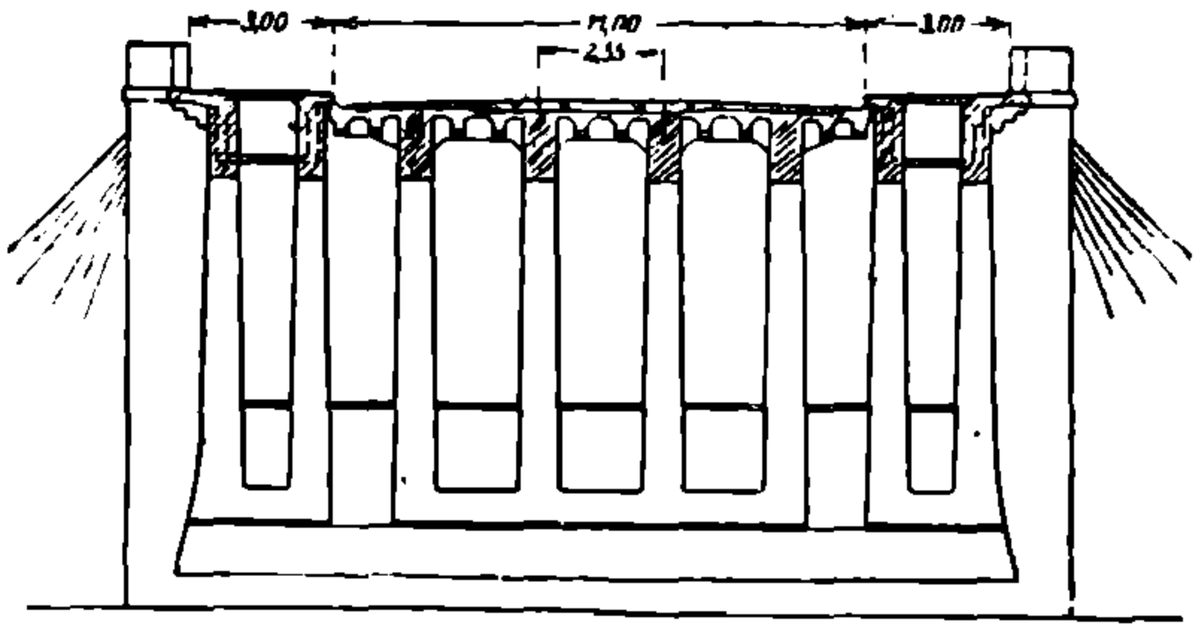

Фиг. 209.

Для установки жесткой арматуры предположены легкие подмости из трехсвайных быков. При последующем бетонировании арок опалубка частью опирается на эти кусты, а между ними подвешивается к арматуре. Процесс производства работ предположен следующий. Сначала устанавливается при помощи подмостей жесткая арматура одной пары тротуарных арок. Посредине моста устраивается путь для подвозки материалов. К арматуре подвешивается опалубка и загружается песком по весу, равным весу бетона с тем, чтобы арматура сразу получила требуемые деформации. Затем песок заменяется постепенно бетоном. После этого бетонируется надстройка над тротуарными арками. По ее готовности и затвердении бетона подмости переносятся под дру-

НТБ ДИИТ

гую пару тротуарных арок, а путь для подвозки материала располагается на готовом тротуаре.

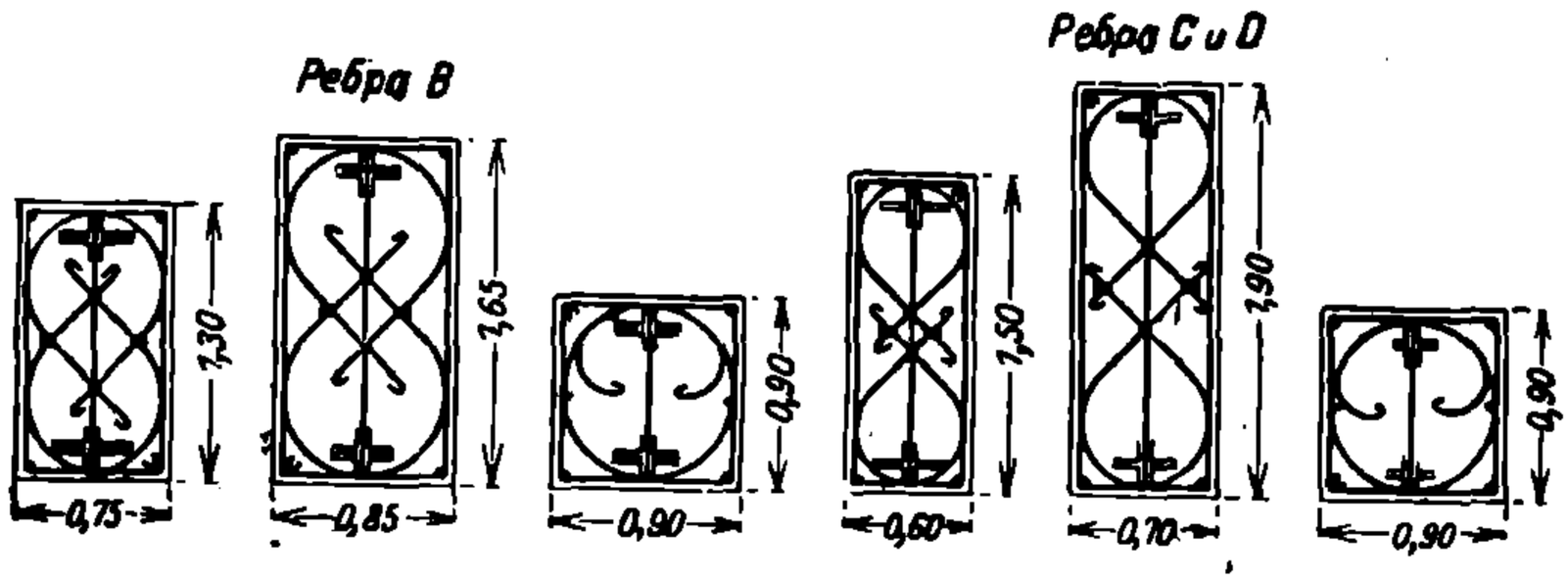
Следующий этап — установка арматуры и бетонирование одной и затем другой пары средних арок, и в последнем этапе — возведение надарочного строения над средними арками.



Фиг. 210.

Распор арок имеет величину 4082 *т*. Устои длиной по фасаду 15 *м* имеют в плоскостях арок ребра. Кривая давления в подошве фундамента имеет наклон к вертикали 28°, вследствие чего сооружение не имеет полной надежности на скольжение.

Стоимость моста определена в 590 тыс. марок.



Фиг. 211.

ГЛАВА ШЕСТАЯ

ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

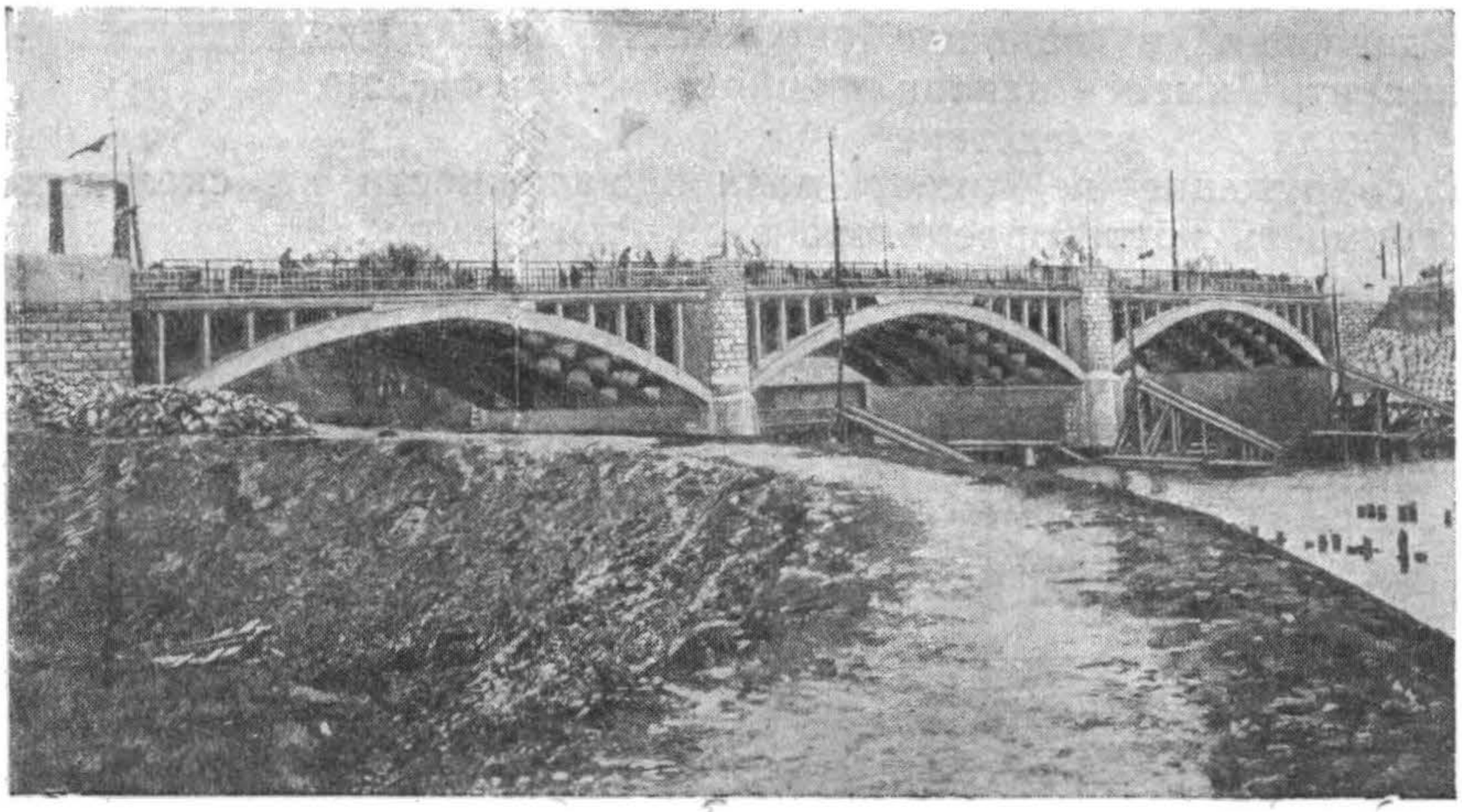
Пример 12. Конструкция и расчет арочного пролетного строения городского моста[1]

77. Основные данные проекта. Общий вид моста изображен на фиг. 212. Мост имеет три равных пролета по 30 *м* в свету, перекрытых трехшарнирными арками. Опоры моста из бутовой кладки на свайном основании. Конструкция пролетного строения указана на фиг. 213 и 214. Ширина моста — 13 *м*, из которых 10 *м* отведено на ездовое полотно и 3 *м* — на два тротуара. Полотно моста, из гранитных кубиков толщ. 13 *см* на слое песка 5 *см*, имеет продольный уклон 1% и поперечные от средины к тротуарам 2%. Железо-

[1] Мост через реку Тезу в гор. Шуе по моему проекту.

НТБ ДНУЖТ

бетонная плита проезжей части, прикрытая сверху изоляцией и защитным слоем, имеет толщину по оси моста 30 *см* и у тротуаров 20 *см* и поддерживается поперечными балками со взаимным расстоянием 1,9 *м*. Поперечные балки поддерживаются стойками, расстояние между которыми поперек моста равно расстоянию между осями главных арок — 2,5 *м*. В ключе арок стойки отсутствуют, и плита вместе с поперечными балками располагается между главными арками. В пониженных точках расположены водоспускные трубки, над ключом арки устроен температурный шов, перекрытый железной полосой и изоляцией. Главные арки имеют расчетный



Фиг. 212.

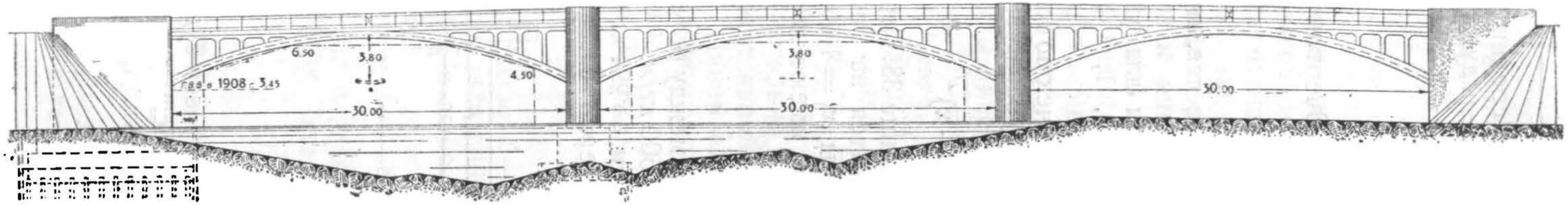
пролет $l = 30{,}2$ *м* и стрелу подъема $f = 3{,}80$ *м* $= \frac{1}{8} l$; число арок 6, из них 4 средние имеют наибольшее сечение в $\frac{1}{4}$ пролета 85×65 *см*, убывающее к опорам и ключу до 60×60 *см*, две крайние арки имеют постоянное сечение 60×60 *см*. Шарниры арок устроены при помощи свинцовых прокладок, занимающих среднюю треть высоты шва. В местах расположения стоек и у шарниров арки соединены распорками. Арки исполняются из бетона марки 2. Допускаемые напряжения по нормам НКПС 1926 г.

Расчетные нагрузки — по 1-й (тяжелой) схеме Упшосса от 1921 г.

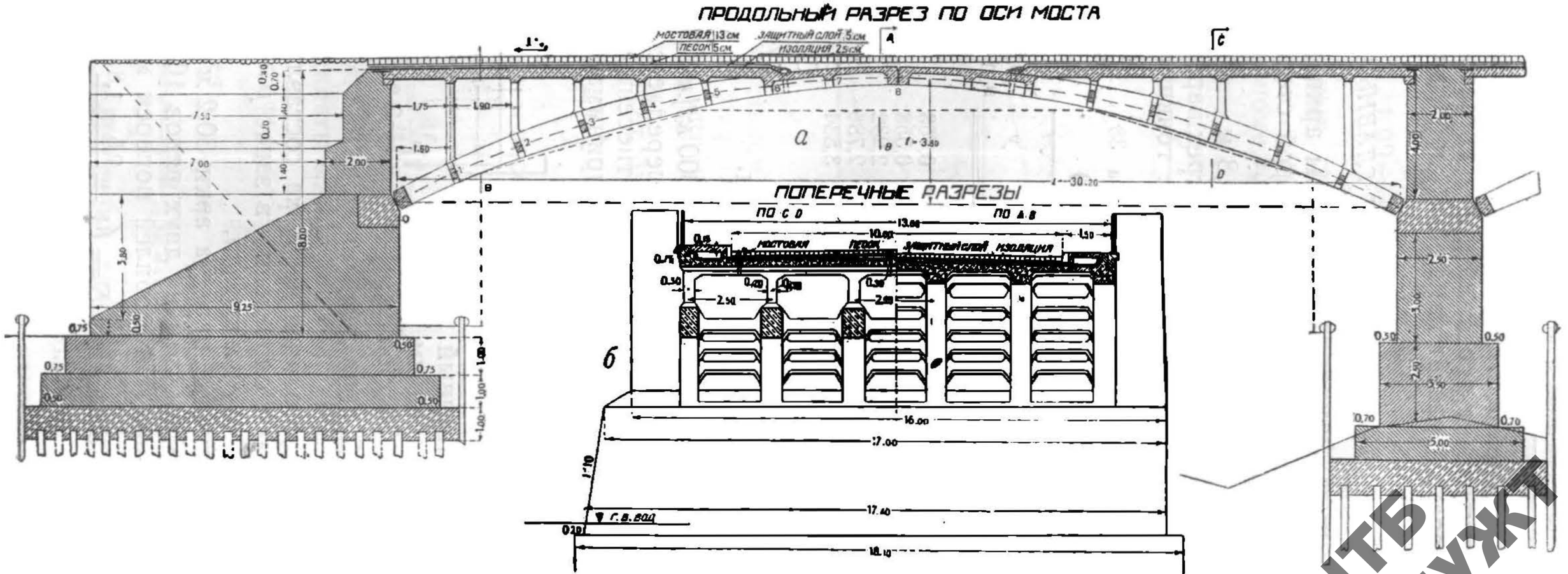
Этими нормами предусматривались два поезда автомобилей по 10 *т* весом. В каждом поезде три автомобиля могли быть сближены до расстояния между осями в 3,2 *м*, а следующий автомобиль мог находиться не ближе 20 *м*.

Кроме того предвиделась нагрузка толпой и каток, каковые в последующем расчете нам не понадобятся, так как для средней арки опасной является автомобильная нагрузка.

НТБ ДИИЖТ



Фиг. 213.



Фиг. 214.

НТБ ДНУЖТ

В дальнейшем приводится расчет только главных арок (средних), так как расчет проезжей части достаточно выяснен в предыдущих примерах, а расчет каменных опор приведен в главах 7 и 8.

РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ АРОК

78. Геометрические размеры арки и схема расчета. Очертание арки принято по параболе второй степени.

Расчетный пролет $l = 30{,}2$ *м*.

Стрела подъема арки $f = 3{,}8$ *м*.

Арки рассчитываются как трехшарнирные, причем считается, что нагрузка передается в узловые точки под стойками. Усилия и напряжения подсчитаны для узловых точек №№ 0, 1, 2, 3, 4, 6, 8 (фиг. 214).

Таблица 38

Координаты точек оси арки (*м*)

№№ сечений	x	$l-x$	$x(l-x)$	y
1	1,6	28,6	45,76	0,763
2	3,5	26,7	93,45	0,558
3	5,4	24,8	133,92	2,232
4	7,3	22,9	167,17	2,786
6	11,1	19,1	212,01	3,534

Ординаты этих точек по оси арки определены по уравнению параболы:

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x)$$

и помещены в таблице 38. Первая стойка находится на расстоянии от опоры $x_1 = 1{,}6$ *м*. Остальные панели имеют длину 1,9 *м*.

79. Нагрузка средней арки.

а) Постоянная нагрузка.

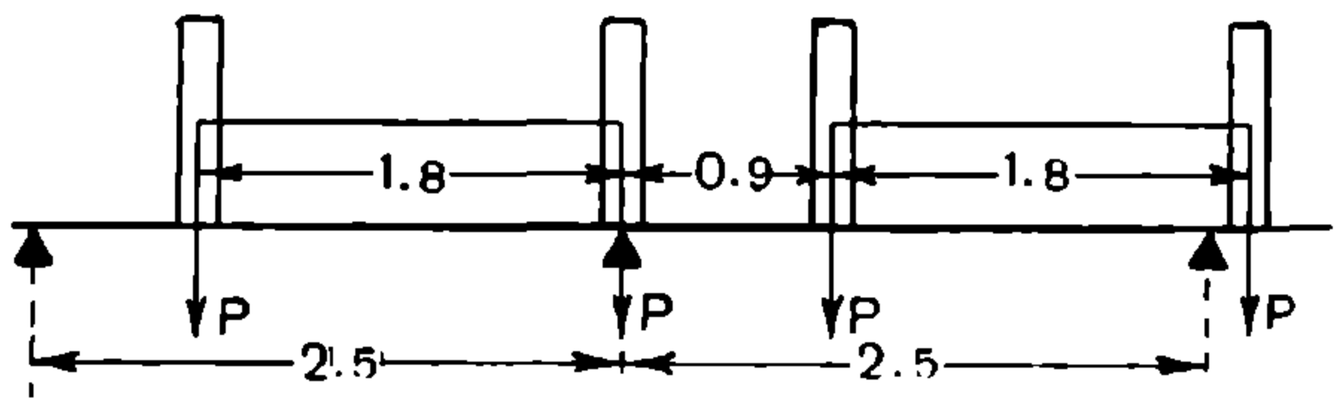
1) Вес полотна и плиты 1 000 *кг/м²*. При расстоянии между осями арок 2,5 *м* на среднюю арку передается $1\,000 \cdot 2{,}5 = 2\,500$ *кг/м*.

2) Вес поперечных балок, отнесенный к 1 *пог. м* арки, = 294 *кг/м*.

3) Вес стоек над арками, принимаемый как равномерно распределенный на весь пролет, — 89 *кг/м*.

4) Вес распорок — 212 *кг/м*.

5) Собственный вес арки при среднем сечении арки 70×65 *см*: $2{,}4 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}65 = 1090$ *кг/м*.



Фиг. 215.

Итого постоянная нагрузка составляет 4 185 *кг/м*.

Принимаем округленно в запас $p = 4\,200$ *кг/м*.

б) Временная нагрузка,

При величине пролета арки 30,2 *м* невыгоднейшим случаем будет загружение поездом из двух рядов 10-*т* автомобилей. Невыгоднейшая установка автомобилей поперек моста указана на фиг. 215.

Давление на арку $S = \left(1 + \frac{2{,}5 - 1{,}8}{2{,}5} + \frac{2.5 - 0{,}9}{2{,}5}\right) = 1{,}92\,P$.

ЧТЗ ДНУЖТ

Так как усилия в сечениях арки исчисляются по таблицам моментов НКПС, составленных для двух рядов автомобилей, т. е. $4P$, то коэфициент поперечной установки

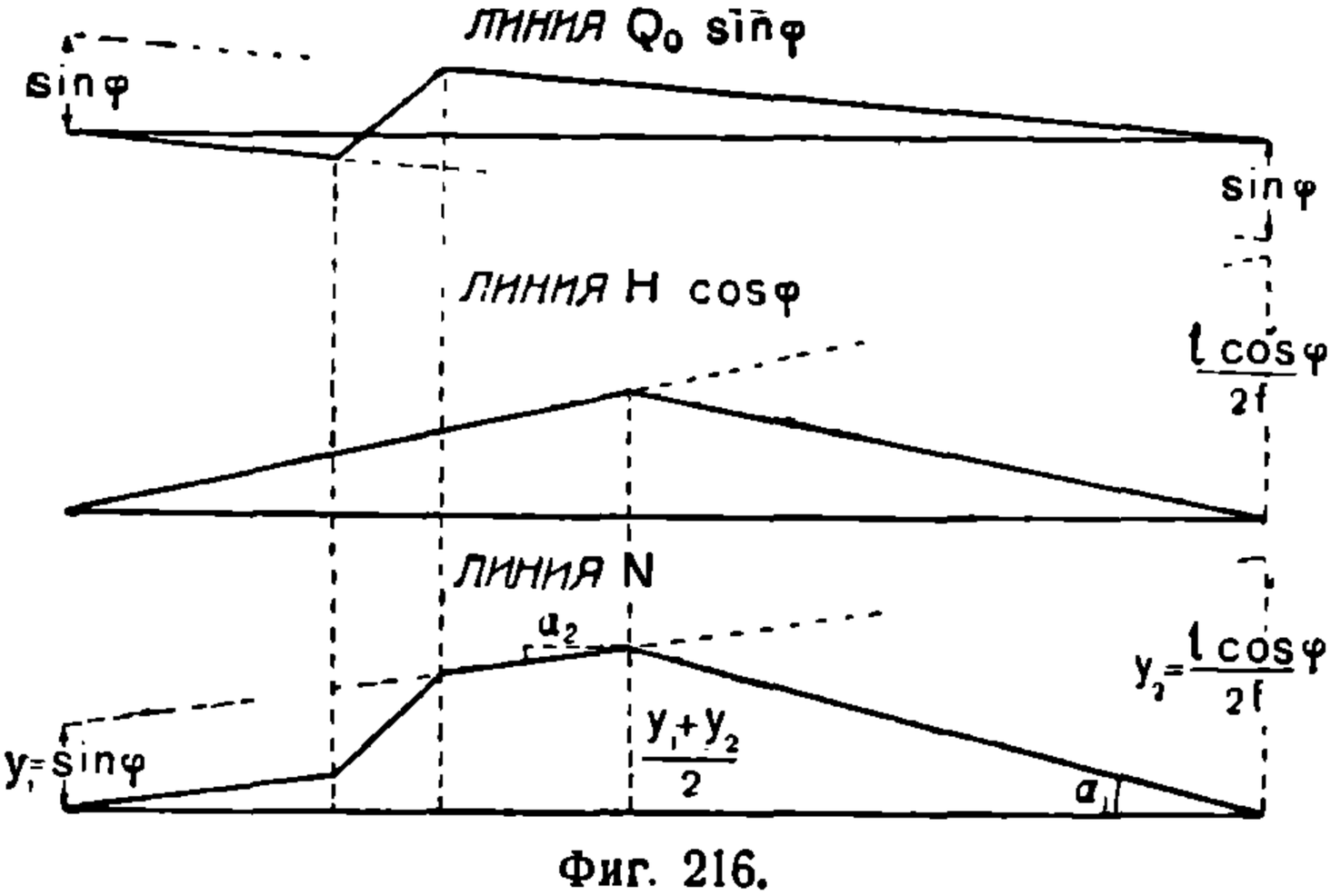
$$\eta = \frac{1}{4} \cdot 1{,}92 = 0{,}48.$$

80. Определение продольных сил от постоянной нагрузки. Благодаря тому, что ось арки очерчена по параболе, величина изгибающего момента от равномерно распределенной постоянной нагрузки для любого сечения равна нулю.

Величина продольной силы от постоянной нагрузки исчислена по линиям влияния.

Для продольной силы имеем выражение: $N = Q_0 \sin\varphi + H\cos\varphi$.

Здесь Q_0 поперечная сила простой балки с пролетом $l = 30{,}2$ *м*, H — распор арки, φ — угол касательной к оси арки в данном сечении с горизонтом.



Фиг. 216.

Линии влияния $Q_0 \sin\varphi$ и $H\cos\varphi$ изображены на фиг. 216. Суммируя их, получим общий вид линии влияния N для любого сечения.

Площадь линии влияния может быть исчислена по формуле:

$$\omega = \frac{l^2}{8f}\cos\varphi + \left(\frac{1}{2} - x - \frac{d}{2}\right)\sin\varphi.$$

Здесь: d — длина панели, x — расстояние от левой опоры до левого узла данной панели.

Для любого сечения арки

$$\operatorname{tg}\varphi = y' = \frac{4f}{l^2}(l - 2x).$$

По найденному тангенсу определяем, пользуясь таблицами, $\sin\varphi$ и $\cos\varphi$. Затем вычисляем ординаты линии влияния:

$$y_1 = \sin\varphi;\ y_2 = \frac{l\cos\varphi}{2f}$$

и углы наклона линии влияния:

$$\operatorname{tg}\alpha_1 = \frac{y_1 + y_2}{2} : \frac{l}{2} = \frac{y_1 + y_2}{l};\ \operatorname{tg}\alpha_2 = \frac{y_2 - y_1}{l}.$$

Результаты произведенчых вычислений для всех сечений приведены в таблицах 39 и 40.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 39

Характерные величины линий влияния *N*

№№ сечений	x	$l-2x$	tg φ	$y_1=\sin\varphi$	$\cos\varphi$	$y_2=\frac{l\cos\varphi}{2f}$	$\frac{y_1+y_2}{2}$	tg α_1	-tg α_2
0	0	30,2	0,503	0,443	0,894	3,55	2,000	0,132	0,162
1	1,6	27	0,45	0,404	0,899	3,57	1,987	0,131	0,104
2	3,5	23,2	0,386	0,357	0,926	3,68	2,018	0,133	0,110
3	5,4	19,4	0,323	0,306	0,948	3,76	2,033	0,135	0,114
4	7,3	15,6	0,260	0,251	0,966	3,83	2,040	0,135	0,118
6	11,1	8	0,133	0,130	0,991	3,93	2,030	0,134	0,126

Таблица 40

Площади и величины продольной силы *N* от постоянной нагрузки

№№ сечений	$\frac{l^2}{8f}\cos\varphi$	$a=\frac{l}{2}-x-\frac{d}{2}$	$a\sin\varphi$		$N=\frac{\omega p}{m}$
1	26,9	12,55	5,06	21,97	134,5
2	27,8	10,65	3,80	31,60	132,6
3	28,4	8,75	2,67	31,07	130,5
4	28,9	6,85	1,72	30,62	128,5
6	29,7	3,05	0,40	30,10	126,4

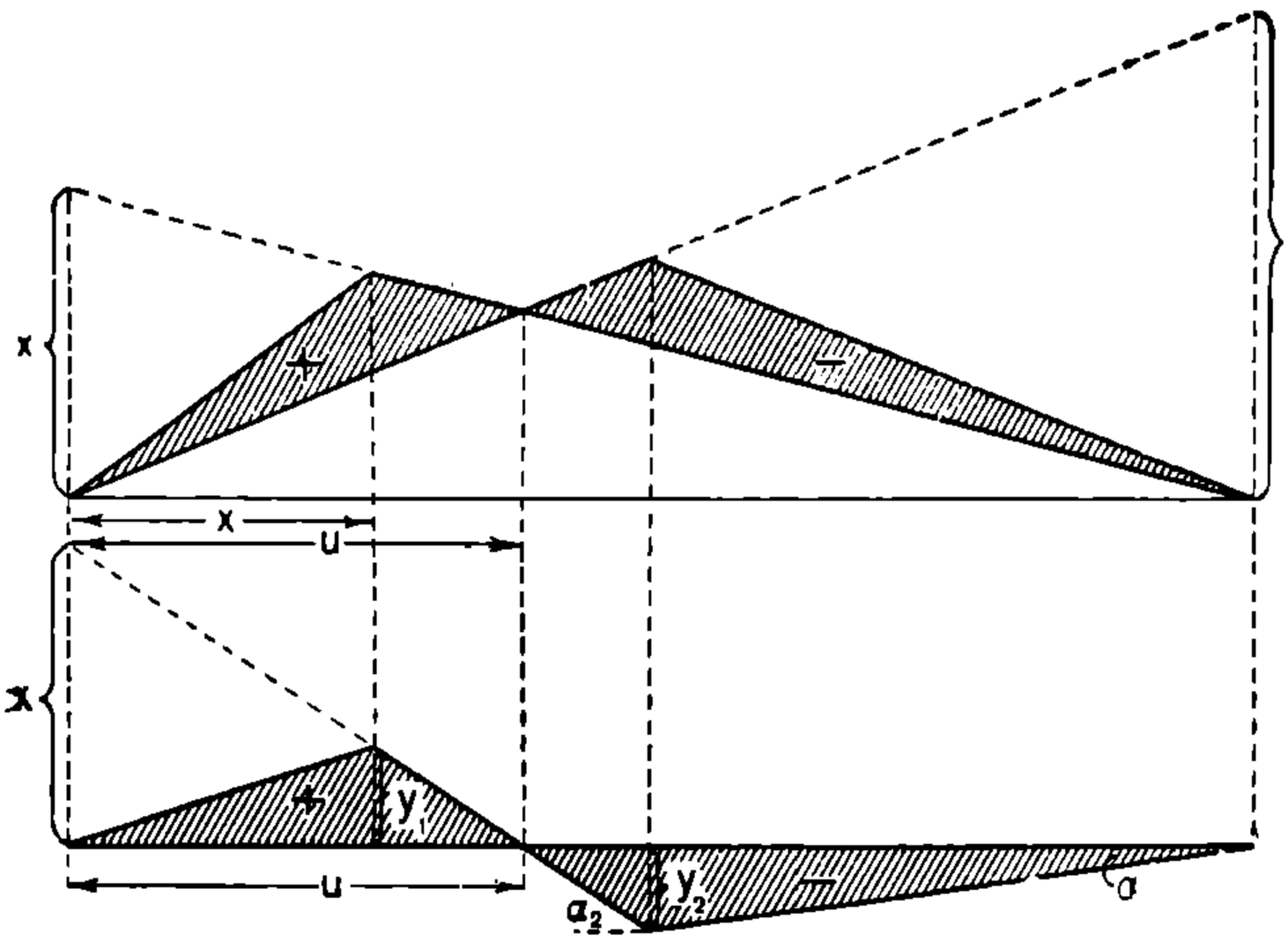
81. Определение изгибающих моментов и продольных сил от временной нагрузки. Наиболее опасными для напряжений являются изгибающие моменты; поэтому в дальнейшем рассматривается положение нагрузки, соответствующее наибольшему по абсолютной величине моменту.

Наибольшие значения моментов определяются по линиям влияния.

Для моментов в любом сечении арки имеем выражение:

$$M=M_0-Hy.$$

Здесь M_0 — изгибающий момент в простой балке пролетом 30,2 *м*, y — ордината оси арки.



Фиг.-217.

НТБ ДНУЖТ

Вид линии M показан на фиг. 217.

Абсцисса нулевой точки u определится по условию:

$$\frac{x}{l}(l-u)=\frac{l\cdot y}{2f}\frac{1}{l}\cdot u;$$

отсюда, подставляя численные значения:

$$\frac{u}{l}=\frac{1}{1+3{,}97\frac{y}{x}}.$$

После определения абсциссы нулевой точки вычисляем последовательно:

$$\operatorname{tg}\alpha_2=\frac{x}{u};$$

$$y_1=(u-x)\operatorname{tg}\alpha_2;$$

$$y_2=\left(\frac{l}{2}-u\right)\operatorname{tg}\alpha_2;$$

$$\operatorname{tg}\alpha_1=\frac{2y_2}{l},$$

а также (для проверки) величины отрицательных и положительных площадей.

Все произведенные вычисления приведены в табл. 41 и 42.

Таблица 41

Абсциссы нулевых точек

№№ сечений	$\frac{y}{x}$	$3{,}97\frac{y}{x}$	$\frac{u}{l}$	u
1	0,477	1,90	0,3448	10,41
2	0,445	1,768	0,3613	10,91
3	0,413	1,641	0,3786	11,43
4	0,382	1,518	0,3971	11,99
6	0,318	1,264	0,4917	13,94

Таблица 42

Характерные ординаты и площади линий влияния M

№№ сечений	x	u	$\operatorname{tg}\alpha_2$	$u-x$	$\frac{l}{2}-u$	y_1	$-y_2$	$\operatorname{tg}\alpha_1$	ω_1	ω_2
1	1,6	10,41	0,154	8,81	4,69	1,36	0,722	0,048	7,08	7,10
2	3,5	10,91	0,321	7,41	4,19	2,38	1,340	0,089	12,98	12,92
3	5,4	11,43	0,472	6,63	3,67	2,85	1,730	0,115	16,29	16,24
4	7,3	11,99	0,609	4,69	3,11	2,86	1,890	0,125	17,15	17,21
6	11,1	13,34	0,832	2,24	1,76	1,86	1,460	0,097	12,40	12,31

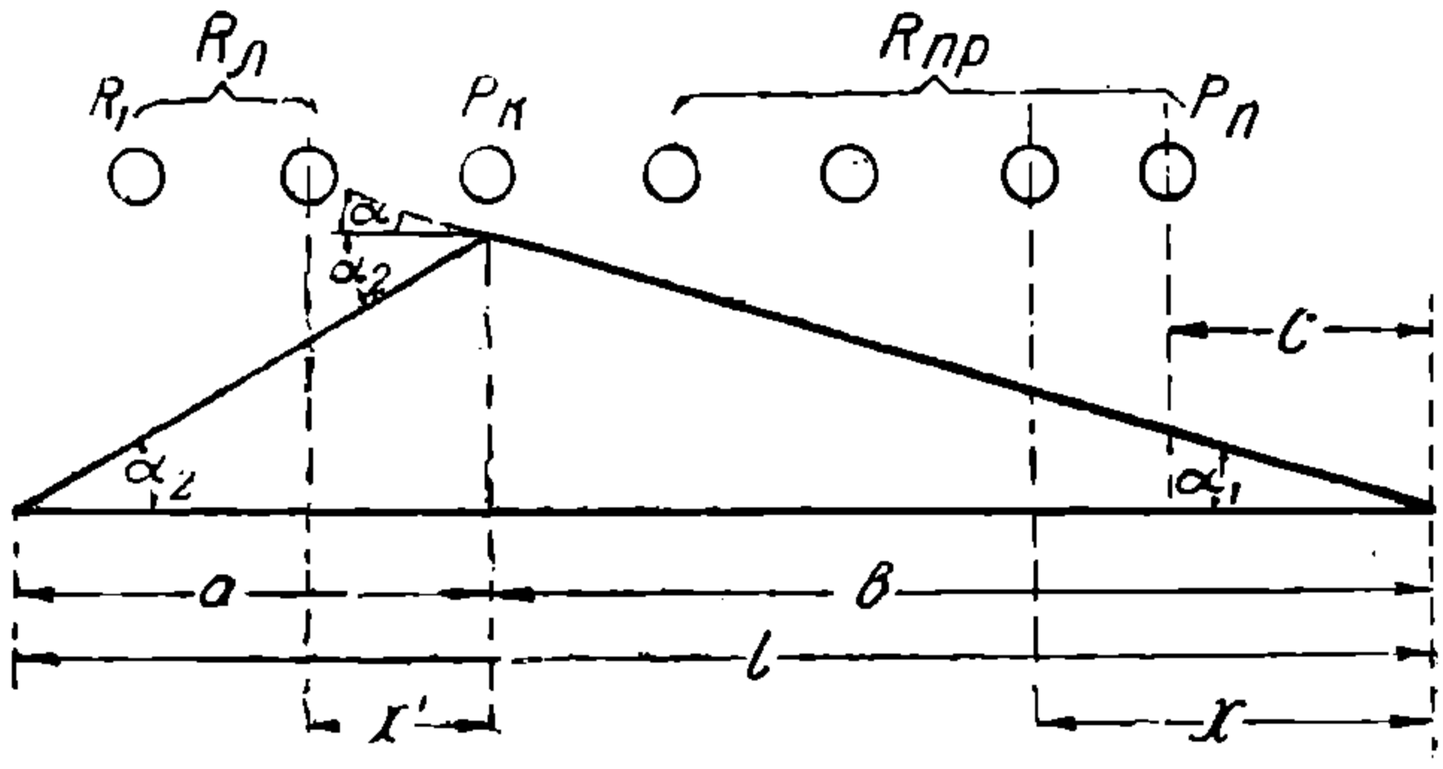
Примечание. В пределах точности вычислений $\omega_1-\omega_2=0$.

При расчете продольных сил и моментов в различных сечениях арки приходится решать две задачи: 1) нахождение опасного положения поезда, 2) вычисление моментов и продольных сил при этом положении нагрузки.

Опасным положением нагрузки в данном случае будет то, которое дает наибольший изгибающий момент, так как наибольшие напряжения арки возникают при изгибе ее. Кроме того, так как сечение арки принято с симметричной арматурой, то более опасен отрицательный момент, ибо из таблицы 42 мы устанавливаем, что

НТБ ДИИЖТ

хотя наибольшие отрицательные ординаты и меньше наибольших положительных, но длина положительного участка почти вдвое меньше, следовательно на ней вдвое меньше поместится грузов. Кроме того, из фиг. 216 устанавливаем, что при загружении для отрицательного момента, т. е. правой части пролета, величина продольной силы получается значительно больше, чем при загрузке левой части. В силу этого в дальнейшем расчеты произведены только для отрицательных моментов, и на чертежах показаны лишь правые части линий влияния, вычерченные на основании таблицы 42.



Фиг. 218.

Для треугольной линии влияния опасным положением поезда будет то, при котором один из грузов, называемый критическим, будет находиться над вершиной треугольника.

Действительно: искомая величина момента при любом положении поезда (фиг. 218) равна:

$$M = \Sigma Py.$$

При движении поезда вправо или влево на величину Δx момент получит приращение:

$$\Delta M = \Sigma P \Delta y = \Sigma P \Delta x \operatorname{tg} \alpha.$$

Если ни один из грузов не находится над вершиной треугольника, то это приращение будет при движении в одну сторону положительно, при движении в другую отрицательно, т. е. данное положение нагрузки не соответствует максимуму, ибо последний характеризуется тем, что при движении в любую сторону величина функции уменьшается, т. е. приращение получается отрицательным.

Пусть теперь один из грузов P_k находится над вершиной треугольника. Назовем сумму левых сил $R_л$, правых — $R_п$. Для того чтобы данное положение соответствовало максимуму, необходимо соблюдение условий:

$$\Sigma P \Delta x \operatorname{tg} \alpha < 0; \quad \text{или} \quad \Sigma P \operatorname{tg} \alpha < 0$$

при движении вправо:

$$R_л \operatorname{tg} \alpha_2 < (P_k + R_п) \operatorname{tg} \alpha_1; \quad \text{или} \quad \frac{R_л}{a} \leqslant \frac{P_k + R_п}{b}$$

при движении влево:

$$(R_л + P_k) \operatorname{tg} \alpha_2 > R_п \operatorname{tg} \alpha_1; \text{ или } \frac{R_л + P_k}{a} \geqslant \frac{R_п}{b}.$$

НТБ ДНУЖТ

После преобразования находим признак для нахождения критического груза.

Критическим грузом будет тот, который удовлетворяет условиям:

$$R_л < \frac{a}{l} R,$$

$$R_л + P_k > \frac{a}{l} R.$$

Здесь R — сумма всех грузов.

Вычисление величины изгибающего момента или другой искомой величины удобно производить, пользуясь заранее составленными таблицами статических моментов расчетного поезда.

По фиг. 218 имеем:

$$M = \sum_1^n Py = \sum_1^n Px \operatorname{tg} \alpha_1 - \sum_1^k Px' (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2) =$$

$$= M_B \operatorname{tg} \alpha - M_k (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta).$$

Но

$$M_B = M_п + Rc,$$

следовательно:

$$M = (M_п + Rc) \operatorname{tg} \alpha_1 - M_k (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2);$$

здесь: M_B — статический момент всех грузов относительно правой опоры, $M_п$ — то же относительно последнего груза, M_k — момент предшествующих грузов относительно критического груза. Величины $M_п$ и M_k могут быть вычислены заранее, как это и сделано в таблице 43, которая вычислена для двух рядов автомобилей.

Таблица 43

Статические моменты расчетного поезда автомобилей (два ряда)

Число грузов n	Расстояние последнего груза до первого l_n м	Сумма грузов $\sum_1^n P$ т	Момент предшествующих грузов относительно последнего M_n т.м
Схема поезда A (фиг. 219) при движении слева-направо:			
1	0	6	0
2	3,8	20	22,8
3	7,0	26	86,8
4	10,8	40	185,6
5	14,0	46	313,6
6	17,8	60	488,4
Схема поезда B при движении справа-налево:			
1	1	14	0
2	3,8	20	53,2
3	7,0	34	117,2
4	10,8	40	246,4
5	14,0	54	374,4
6	17,8	60	579,6

Примечание. Для современных нагрузок таблиц статических моментов не составлено; поэтому вычисления производятся путем непосредственного определения ординат под грузами.

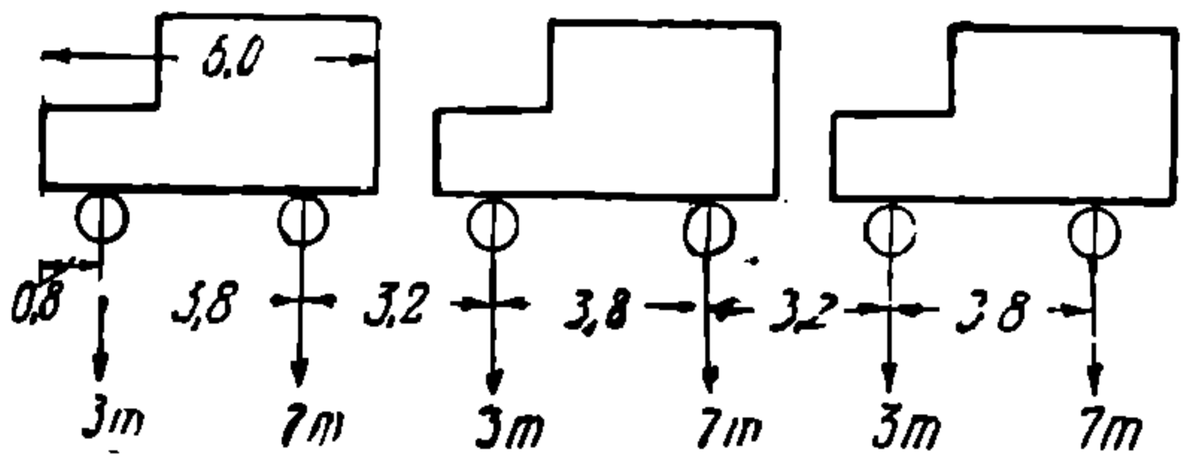
НЕ ДЛУЖТ

Остальные обозначения по чертежу фиг. 218.

Здесь $\operatorname{tg}\alpha_1$ и $\operatorname{tg}\alpha_2$ для вычисления M берутся по таблице 42, для N — по таблице 39.

M_n, M_k, c в обоих случаях имеют одно и то же значение.

По предыдущему коэфициент поперечной установки $\eta = 0{,}48$.



Фиг. 219.

Принимая динамический коэфициент $\mu = 1{,}4$, мы должны табличные значения моментов умножить на величину

$$1{,}4 \cdot 0{,}48 = 0{,}672.$$

Сечение 1. Правый участок линии влияния момента изображен на фиг. 220. На его длине устанавливаются 6 грузов. Расчетная схема поезда — A.

Критический груз 2, так как на основании табл. 43:

для первого груза:

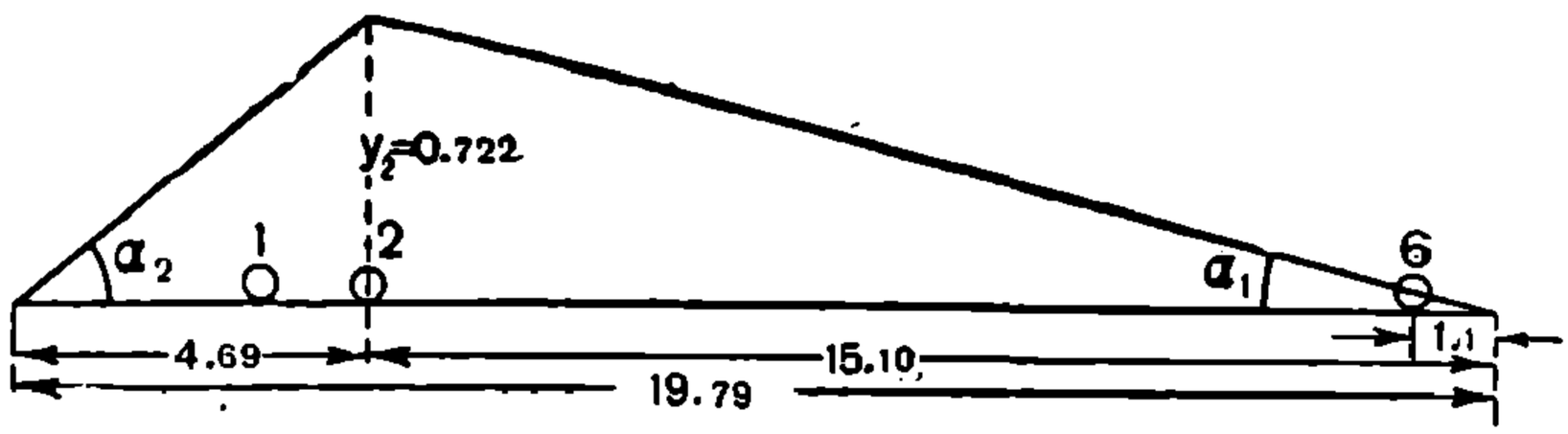
$$6 < \frac{4{,}69}{19{,}29} \cdot 60;$$

для второго груза:

$$20 > \frac{4{,}69}{19{,}29} \cdot 60.$$

По таблицам 42 и 43 имеем:

$$\min M_1 = (488{,}4 + 60 \cdot 1{,}1)\, 0{,}048 - 22{,}8\,(0{,}048 + 0{,}154) =$$
$$= 584 \cdot 0{,}48 - 22{,}8\,(0{,}04 + 0{,}154) = 22\ тм.$$



Фиг. 220.

Вводя поправочный коэфициент 0,672:

$$\min M = 0{,}672 \cdot 22 = 14{,}8\ тм.$$

Соответствующая продольная сила при значениях $\operatorname{tg}\alpha_1$ и $\operatorname{tg}\alpha_2$ по таблице 39 и при той же установке поезда, что и для $M\min$:

$$N = 584 \cdot 0{,}131 - 22{,}8\,(0{,}131 + 0{,}104) = 67{,}24\ т.$$

С поправкой

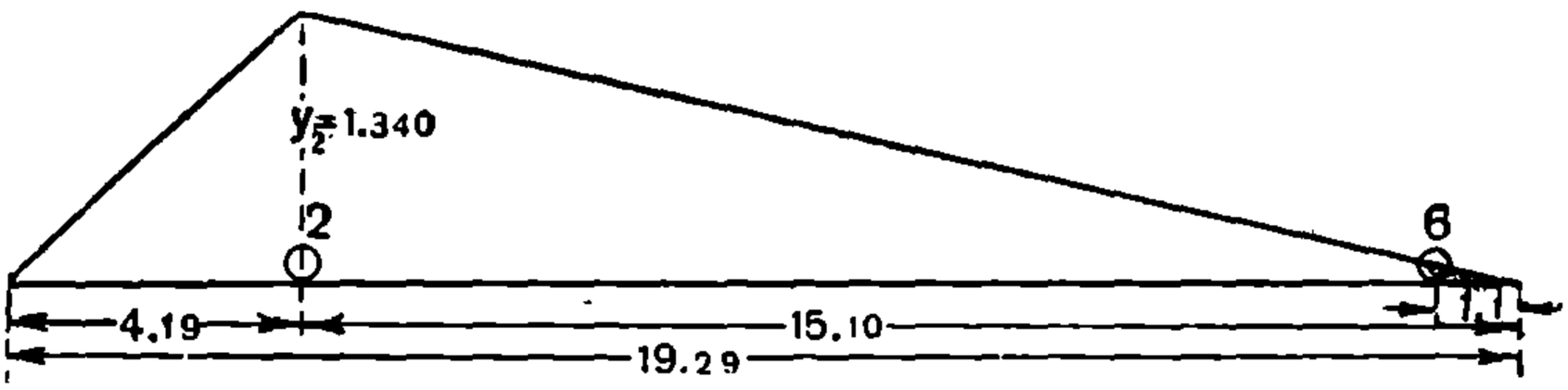
$$N = 0{,}672 \cdot 67{,}24 = 45{,}15\ т.$$

Случай $\max M$ ввиду симметрии сечения (см. дальше) менее опасен.

НТБ ДНУЖТ

Сечение 2 (фиг. 221).

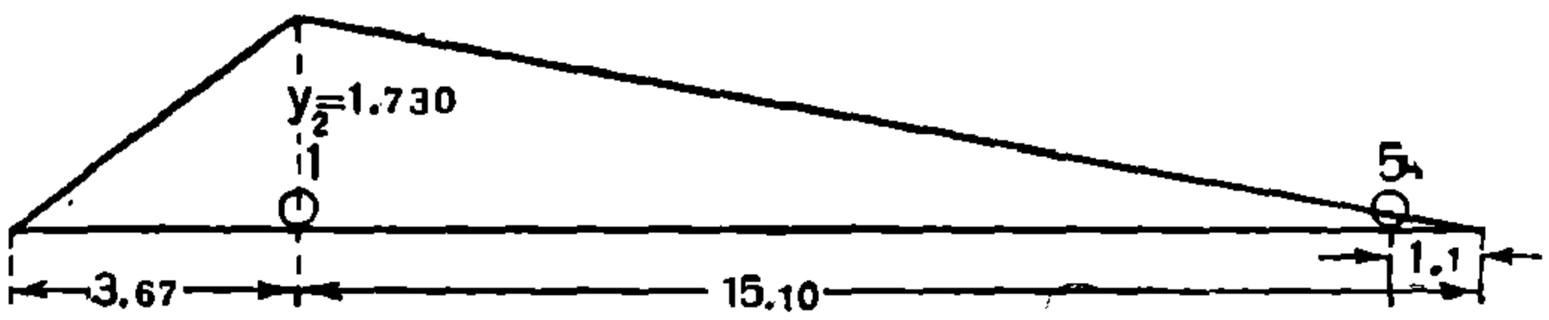
$$\min M_2 = 0{,}672\,[554{,}4 \cdot 0{,}089 - 22{,}8\,(0{,}089 + 0{,}321)] = 26{,}8\ тм;$$
$$N_2 = 0{,}672\,[554{,}4 \cdot 0{,}133 - 22{,}8\,(0{,}110 + 0{,}133)] = 45{,}8\ т.$$



Фиг. 221.

Сечение 3. Схема *B* (фиг. 222).

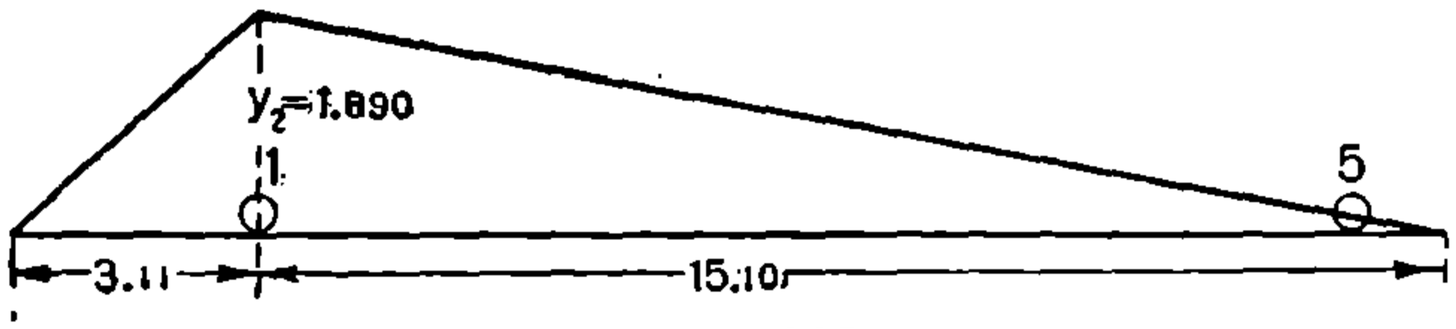
$$\min M_3 = 0{,}672 \cdot (374{,}8 - 54 \cdot 11) \cdot 0{,}115 = 33{,}05\ тм;$$
$$N_3 = 0{,}672 \cdot 433{,}8 \cdot 0{,}135 = 39{,}4\ т.$$



Фиг. 222.

Сечение 4. Схема *B* (фиг. 223).

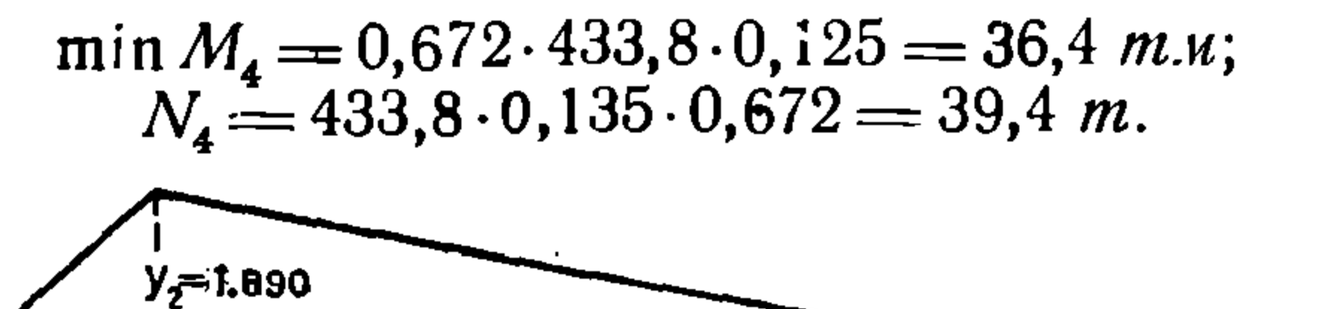
$$\min M_4 = 0{,}672 \cdot 433{,}8 \cdot 0{,}125 = 36{,}4\ тм;$$
$$N_4 = 433{,}8 \cdot 0{,}135 \cdot 0{,}672 = 39{,}4\ т.$$



Фиг. 223.

Сечение 6 (фиг. 224).

$$\min M_6 = 433{,}8 \cdot 0{,}097 \cdot 0{,}672 = 28{,}4\ тм;$$
$$N_6 = 0{,}672 \cdot 433{,}8 \cdot 0{,}134 = 39{,}1\ т.$$



Фиг. 224.

Значения моментов и продольных сил от полной нагрузки приведены в таблице 44.

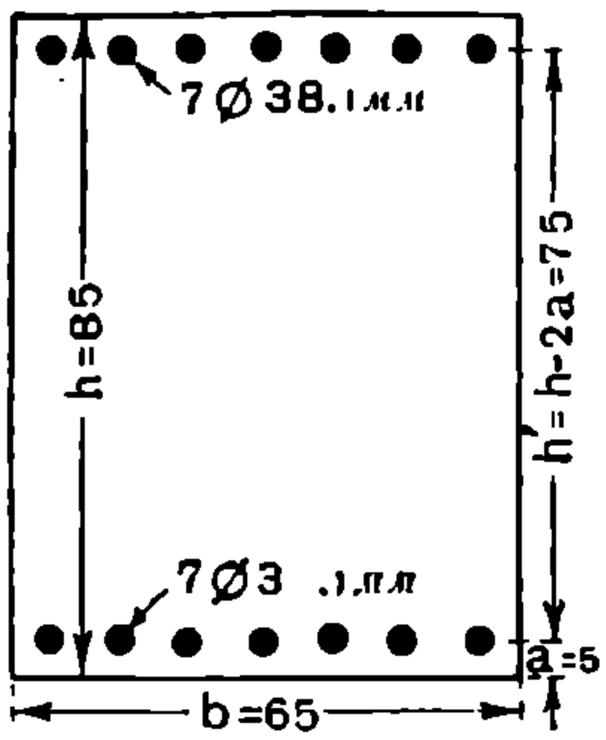
НТБ ДНУЖТ

Таблица 44

Расчетные значения изгибающих моментов и продольных сил в сечениях арки

№№ сечений	Продольная сила N m			Момент M $тм$	$e=\frac{M}{N}$ $м$
	постоянная нагрузка	временная нагрузка	полная нагрузка		
1	134,5	45,15	179,65	14,8	0,082
2	132,6	45,8	178,4	26,8	0,15
3	130,5	39,4	169,9	33.5	0,197
4	128,5	39,4	167,9	36,4	0,216
6	126,4	39,1	165,5	28,4	0,172

82. Расчет нормальных напряжений в сечениях арки. Наиболее опасным является сечение № 4. Размеры сечения указаны на фиг. 225.



Фиг. 225.

Арматура принята симметричная из 14 стержней диаметром:

$$1\frac{1''}{2}=38{,}1\ мм;$$

$$f=f_1=79{,}8\ см^2.$$

Для определения положения нейтральной оси имеем, сохраняя общепринятые обозначения, уравнение:

$$x^3-3x^2\left(\frac{h}{2}-\frac{M}{N}\right)+12\frac{M}{N}\cdot\frac{mf}{b}x-\frac{mf}{b}\left(\frac{M}{N}\right)+$$
$$+2\left(\frac{h}{2}-a\right)^2=0.$$

Или, вводя обозначения,

$$\mu=\frac{f}{bh}=\frac{79{,}8}{65\cdot 85}=0{,}0145,$$

$$e=\frac{M}{N};\quad h'=h-2a=75;\quad t=\frac{x}{h},$$

имеем после числовых подстановок:

$$f(t)=0{,}754\,t^3-0{,}562\,t^2+0{,}504\,t-0{,}645=0.$$

Путем пробных подстановок и приближений находим корень последнего уравнения:

$$t=0{,}985;\quad x=0{,}985\cdot 85=82\ см.$$

Примечание. Общий метод приближенного решения уравнений третьей степени состоит в следующем.

1. Подставляем некоторое числовое значение t_1 в левую часть уравнения.

Получаем величину $f(t_1)$, вообще говоря, не равную нулю, что обозначает, что корень t_1 не удовлетворяет уравнению.

НТБ ДИИЖТ

Тогда вычисляем поправку Δt_1 по формуле:

$$\Delta t_1 = \frac{f(t_1)}{f'(t_1)},$$

здесь $f'(t)$ производная левой части уравнения по неизвестному t.

2. Вводя полученную поправку, получаем второе приближенное значение корня $t_2 = t_1 + \Delta t_1$. Вставляя его в уравнение, получаем значение $f(t_2)$. Эта функция также не будет равна нулю, но если разница незначительна, то можно удовлетвориться полученным значением t_2.

Если же она заметна, то вычисляют новую поправку Δt_2 и затем новое приближенное значение корня $t_3 = t_2 + \Delta t_2$.

Напряжение в бетоне:

$$\sigma_b = \frac{N}{\frac{bx}{2} + mf\frac{2x-h}{x}} = \frac{169\,900}{2660 + 1250} = 43{,}4\ кг/см^2 < 45.$$

Вместо решения уравнения третьей степени можно для расчета напряжений воспользоваться таблицей 137 отд. V

В данном случае имеем:

$$e = 21{,}6\ см \text{ (по табл. 44)};$$
$$h_1 = 85 - 5 = 80\ см;$$
$$\alpha = \frac{h}{6e} = \frac{80}{6 \cdot 21{,}6} = 0{,}618;$$
$$\mu = \frac{f}{bh_1} = \frac{79{,}8}{80 \cdot 65} = 0{,}0153.$$

Для $\mu = 0{,}015$ и $\alpha = 0{,}618$ по таблице 137 имеем: $\beta = 1{,}12$. Следовательно напряжение в бетоне:

$$\sigma_b = \beta\frac{N}{3be} = \frac{1{,}12 \cdot 167{,}9 \cdot 1000}{3 \cdot 65 \cdot 21{,}6} = 44{,}3\ кг/см^2.$$

Как видим, разница по обоим расчетам ничтожна.

Напряжение в железе:

$$\sigma_e = \frac{x-a}{x}\sigma_b m = 612\ кг/см^2 < 900.$$

Растяжения в железе не будет.

Сечения № 3 и № 5 имеют те же размеры и арматуру; проверка напряжений для них излишня.

Сечения № 2 и № 6:

$$M_2 = 26{,}8\ тм; \quad N_2 = 178{,}4\ т; \quad M_6 = 28{,}4\ тм; \quad N_6 = 165{,}5\ т.$$

Высота сечения принята $h = 75\ см^2$; арматура та же, что и в предыдущем случае: $f = 79{,}8\ см^2$.

$$\mu = \frac{79{,}8}{48{,}75} = 0{,}0164.$$

Уравнение для определения x в сечении 6:

$$e = 0{,}172,$$
$$f(t) = 0{,}678\,t^3 - 0{,}550\,l^2 + 0{,}459\,t - 0{,}592 = 0,$$
$$f(1) = 0{,}005.$$

НТБ ДНУЖТ

Можно принять $t=1$; $x=85$ *см*.

В этом случае напряжения могут быть определены по формуле:

$$\sigma=\frac{N}{F_{пр}}\pm\frac{M}{W_{пр}},$$

$$F_{пр}=75\cdot65+2\cdot15\cdot79{,}8=7269\ см^2,$$

$$J_{пр}=\frac{75^3\cdot65}{12}+2\cdot15\cdot79{,}8\cdot32{,}5^2=4\,820\,000\ см^4.$$

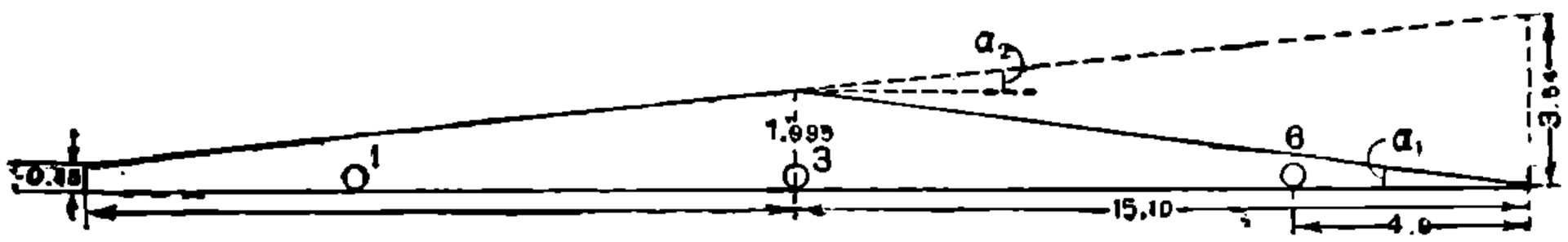
$$W_{пр}=\frac{4\,820\,000}{37{,}5}=128\,500\ см^3.$$

Напряжение в бетоне:

$$\sigma_b=\frac{165\,500}{7\,269}\pm\frac{2\,840\,000}{128\,500}=22{,}8\pm22{,}1\ кг/см^2,$$

$$\sigma_b'=44{,}9\ кг/см^2<45.$$

Напряжения в железе не опасны.



Фиг. 226.

Для сечения 2:

$$\sigma_b=\frac{178\,400}{7269}\pm\frac{2\,680\,000}{128\,500}=24{,}6\pm20{,}8\ кг/см^2,$$

$$\sigma_b=45{,}4\ кг/см^2\leqq45.$$

Сечение № 1.

$$M=14{,}8\ тм;\ N=179{,}62\ т.$$

Высота сечения $h=70$ *см*.

Арматура из 12 стержней 38 *мм* $\left(1\frac{1''}{2}\right)$; $f=68{,}4\ см^2$;

$$F_{пр}=70\cdot65+2\cdot15\cdot68{,}4=6\,605\ см^2;$$

$$J_{пр}=\frac{70^3\cdot65}{12}+2\cdot15\cdot30^2=3\,707\,000\ см^4;$$

$$W_{пр}=\frac{3\,707\,000}{35}=106\,000\ см^3.$$

Напряжения в бетоне:

$$\sigma_b=\frac{179\,650}{6605}\pm\frac{1\,480\,000}{106\,000}=27{,}2\pm14\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{max}=41{,}2\ кг/см^2<45.$$

Напряжения в железе не опасны.

Опорное сечение № 0 и ключевое № 8.

Наиболее опасным является опорное сечение. Для него $M=0$.

Продольная сила определяется по линии влияния, вид которой показан на фиг. 226, а ординаты определяются как и в предыдущих случаях. Площадь линии влияния:

$$\omega=\frac{0{,}45+1{,}995}{2}\cdot15{,}1+\frac{1{,}995}{2}\cdot15{,}1=33{,}5\ м.$$

НТБ ДНУЖТ

Продольная сила от постоянной нагрузки:

$$N_p = 4{,}2 \cdot 33{,}5 = 140{,}7\ m.$$

От временной нагрузки невыгоднейшая установка автомобилей (схема *B*) указана на фиг. 226; продольная сила вычисляется по таблицам моментов поезда автомобилей:

$$\max N = 0{,}672\,[(579{,}6 + 60 \cdot 4{,}9) \cdot 0{,}132 - 117{,}2\,(0{,}132 + 0{,}162)] = 59{,}2\ m.$$

Полная продольная сила:

$$N = 199{,}9\ m.$$

Опорное сечение имеет высоту $h = 60$ *см*. Арматура симметричная из 8 прутьев 38 *мм* ($1^1/_2''$); $f + f' = 91{,}2$ *см*^{2}.

$$F_{пр} = 60 \cdot 65 + 15 \cdot 91{,}2 = 526\ см^2.$$

Напряжение в бетоне:

$$\sigma = \frac{199\,900}{5\,267} = 38\ кг\ см^2 < 45.$$

83. Расчет шарниров. Шарниры устроены простейшего типа при помощи свинцовых прокладок с примесью сурьмы. Наиболее нагруженными являются пятовые шарниры средних арок. Для них наибольшее давление на шарнир по предыдущим подсчетам:

$$N = 199{,}9\ m \backsim 200\ m.$$

Шарниры исполняются из бетона марки 1, т. е. состава $1 : 1^1/_2 : 3$. Для такого бетона допускаемое напряжение на сжатие 50 *кг*/*см*^{2}. По Т. У. сооружения каменных и беттнных мостов для шарниров может быть допущено вдвое большее напряжение, т. е. 100 *кг*/*см*^{2}. Но принимая во внимание наличие в шарнирах хомутов, поставленных через 10 *см*, считаем возможным повысить допускаемое напряжение в согласии с Т. У. до 120 *кг*/*см*^{2}.

Ширина арки в пяте принята $b = 65$ *см*. При помощи утолщения распорки и вутов на опоре доводим эту ширину до 85 *см*.

Таким образом длина свинцовой прокладки принята 85 *см*. Ширина — 20 *см* $= \frac{1}{3}$ высоты арки.

Напряжение в шарнире:

$$\sigma = \frac{200\,000}{85 \cdot 20} = 118\ кг/см^2 < 120.$$

Для ключевого шарнира конструкция принята та же, так что проверка напряжений излишня.

Пример 13. Расчет бесшарнирной арки по таблицам Штрасснера

84. Основные данные для расчета. Предложенный Штрасснером способ расчета бесшарнирных арок является одним из наиболее удобных и распространенных. Сфера его применения достаточно широка, хотя он и не является универсальным. Основная предпо-

НТБ ДПУЖТ

сылка для расчета состоит в том, что ось арки назначается по кривой давления от постоянной нагрузки, причем не учитывается влияние нормальных сил на очертание оси. Эта предпосылка создает ограничения сферы применения данного способа, а именно: для малых пролетов каменных мостов часто бывает целесообразно для упрощения производства работ назначать очертание по дуге круга, которая, хотя и очень мало, но все же отличается от кривой давления. Поэтому здесь лучше применять другие способы расчета. Наоборот, для больших сводов желательно ось свода назначать ближе к кривой давления, учитывая и влияние нормальных сил. Таким образом, по нашему мнению, способ Штрасснера для детального расчета целесообразно применять при величинах пролетов приблизительно от 10—15 *м* до 40—50 *м*. При больших пролетах, а такие встречаются сравнительно редко, следует более подробно исследовать вопрос об очертании свода, распределении нагрузки и пр. Для эскизного проектирования применение способа Штрасснера можно рекомендовать всегда. В Германии таблицами Штрасснера пользуются при назначении оси свода по кривой давления от постоянной и половины временной нагрузки. При этом способ расчета моментов от временной нагрузки слегка видоизменяется, по сравнению с тем, какой изложен у Штрасснера и приведен здесь.

Для расчета напряжений Штрасснер пользуется ядровыми моментами. Это наиболее удобно для каменных и бетонных сводов. Для железобетонных приходится переходить от ядровых моментов к осевым, как это будет указано в дальнейшем.

Таким образом изложенный ниже расчет может быть применен и к каменным и к железобетонным аркам и сводам.

В дальнейшем изложении несколько перегруппированы и пересоставлены таблицы для более удобного их использования, причем самый метод расчета оставлен в неприкосновенности. Кроме того, опущены таблицы ординат линий влияния, которые являются излишними при пользовании эквивалентными нагрузками.

В настоящем примере мы рассмотрим расчет бесшарнирной арки путепровода, эскизно запроектированного в примере 10 § 71.

Для детального расчета арки или свода прежде всего необходимо на основании данных эскизного проекта установить более или менее точно основные параметры для расчета m, n, из которых первый параметр m зависит от величины постоянной нагрузки и определяет собой очертание оси свода, назначаемой как кривая давления от постоянной нагрузки, а второй параметр n определяется в зависимости от изменения сечений арки.

В данном случае постоянная нагрузка в ключе и пяте была вычислена при эскизном проектировании. Так как в результате подбора сечений они были оставлены теми же, какими задавались, то и для детального проекта можно оставить те же расчетные величины нагрузок и значения параметров.

Таким образом имеем:

$g_k = 3\,288$ *кг/м*; $g_k = 3\,856$ *кг/м*; $m = 1{,}17$.

НТБ ДНУЖТ

Точно также остается без изменения параметр $n = 0{,}3$.
Расчетный пролет арки $l = 16{,}1$ *м*.
Стрела подъема:

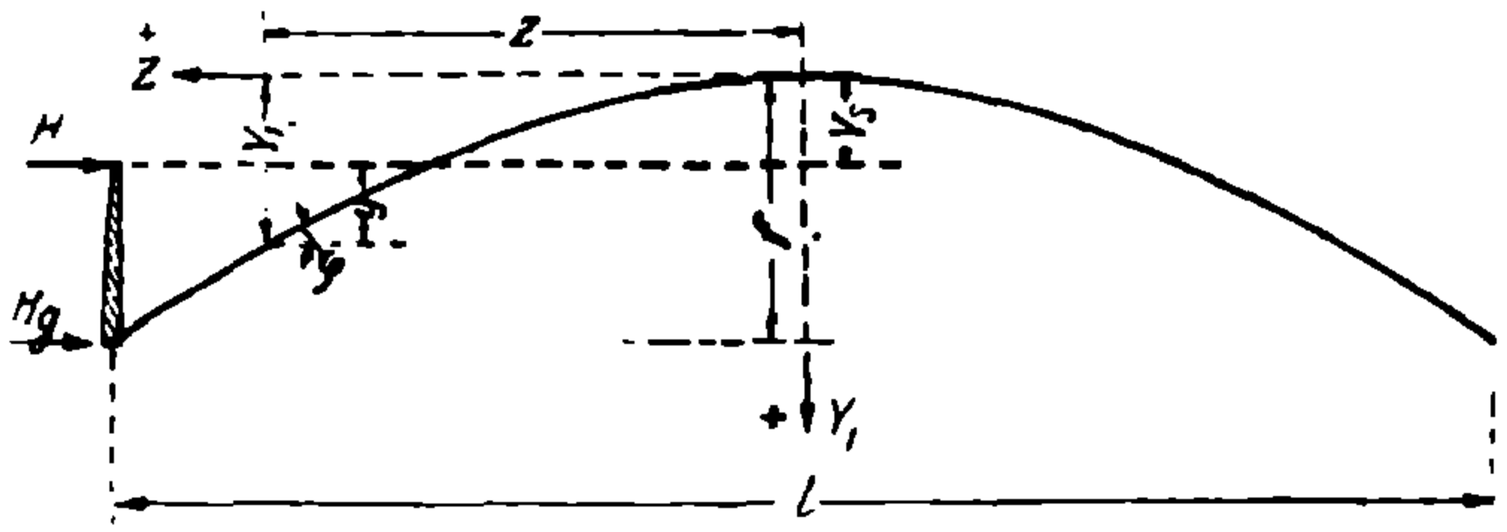
$$f = \frac{1}{4} \cdot l = 4{,}1 \text{ м}.$$

85. Очертание оси арки и закон изменения толщины

1. *Очертание оси*

Из условия, что ось свода является веревочной кривой от постоянной нагрузки, для нее получается следующее уравнение:

$$y_1 = \frac{f}{m-1} \cdot (\cos h\,\xi \cdot k - 1).$$



Фиг. 227.

Здесь по фиг. 227 начало координат считается расположенным в вершине оси арки, ось z направлена горизонтально влево, ось y_1 вертикально вниз:

$\xi = \frac{2z}{l}$ — отношение абсциссы точки к полупролету,

k — коэфициент, равный:

$$k = Ar \cos hm = \ln (m + \sqrt{m^2 - 1}).$$

Вычисления ординат по этой формуле для различных сечений произведены в табл. 45.

Ось арки разделена на 24 части.

В таблице даются отношения ординат y_1 к стреле подъема, увеличенные в 10000 раз, так что для получения величины y_1 следует табличное значение умножить на $0{,}0001\,f$.

Углы наклона касательных к оси арки с горизонтом определяются по уравнению:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2fk}{l\,(m-1)} \sin h\xi k.$$

Для вычисления $\operatorname{tg}\varphi$ служит табл. 46, где даны величины $1000\,\frac{l}{f}$, так что для получения $\operatorname{tg}\varphi$ в любой точке оси надо табличную величину умножить на $0{,}001\,\frac{f}{l}$.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 45

Величины $10\,000\,\frac{y_1}{f}$ для вычисления ординат оси арки

Сечение	Значения m								
	1,000	1,347	1,756	2,240	2,814	3,500	4,324	5,321	6,536
0									
пята	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000	10 000
1	8 403	8 331	8 256	8 180	8 101	8 019	7 935	7 849	7 758
2	6 944	6 831	6 714	6 595	6 473	6 348	6 221	6 090	5 955
3	5 625	5 493	5 359	5 223	5 085	4 944	4 801	4 656	4 507
4	4 444	4 312	4 179	4 044	3 908	3 771	3 632	3 491	3 349
5	3 403	3 284	3 163	3 042	2 920	2 798	2 675	2 552	2 428
6									
четверть	2 500	2 400	2 300	2 200	2 100	2 000	1 900	1 800	1 700
7	1 736	1 660	1 584	1 508	1 432	1 357	1 282	1 208	1 133
8	1 111	1 059	1 007	955	903	852	802	751	701
9	625	594	563	532	502	472	443	413	384
10	278	264	249	235	221	208	194	181	168
11	70	66	62	59	55	52	48	45	41
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Таблица 46

Величины $1\,000\,\frac{l}{f}\,\mathrm{tg}\,\varphi$ для вычисления $\mathrm{tg}\,\varphi$

Сечение	Значения m								
	1,000	1,347	1,756	2,240	2,814	3,500	4,324	5,321	6,536
0									
пята	2 000	4 217	4 442	4 675	4 915	5 165	5 427	5 700	5 985
1	3 667	3 802	3 938	4 077	4 219	4 364	4 511	4 663	4 818
2	3 334	3 402	3 475	3 537	3 607	3 675	3 740	3 807	3 872
3	3 000	3 020	3 037	3 053	3 067	3 079	3 090	3 098	3 103
4	2 667	2 650	2 637	2 611	2 588	2 567	2 538	2 508	2 476
5	2 333	2 293	2 251	2 207	2 163	2 116	2 066	2 017	1 964
6									
четверть	2 000	1 946	1 892	1 836	1 780	1 720	1 662	1 603	1 542
7	1 667	1 609	1 549	1 490	1 432	1 371	1 311	1 249	1 189
8	1 333	1 276	1 224	1 166	1 112	1 058	1 000	947	894
9	1 000	954	907	860	815	770	724	680	635
10	667	632	600	567	535	503	471	439	408
11	333	316	298	281	264	249	232	214	200
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0

НТБ ДНУЖКТ

На основе таблиц 45 и 46, применяя интерполяцию для $m = 1{,}17$, составляем таблицу 47 для нашей арки. При этом ординаты вычисляем только для четных сечений, а углы наклона только для сечений в пяте, четверти и ключе, где будем проверять напряжения и нам понадобятся величины $\cos\varphi$.

Данных таблицы 47 достаточно для вычерчивания оси арки.

Таблица 47

Геометрические элементы оси арки при $m = 1{,}17$; $l = 16{,}4$ м; $f = 4{,}1$ м

Сечение		0 пята	2	4	6 четверть	8	10	12 замок
$1000\frac{y_1}{f}$ по интерполяции табл. 45 . .		10 000	6 887	4 378	2 450	1 085	271	0
y_1 см		410	283	180	100	44	11	0
$1000\frac{l}{f}\operatorname{tg}\varphi$ по интерполяции табл. 46 . .		4 109	—	—	1 973	—	—	0
$\operatorname{tg}\varphi$.		1,027	—	—	0,495	—	—	0
По справочнику	φ .	45°45′	—	—	26°29′	—	—	0
	$\cos\varphi$ . .	0,698	—	—	0,896	—	—	1

2. Определение толщин арки в разных сечениях

Закон изменения сечений принимается Штрасснером следующий:

$$\frac{J_s}{J_z \cos\varphi} = 1 - (1 - n)\frac{2z}{l};$$

здесь z считается от ключа влево (фиг. 227).

Для прямоугольного сечения постоянной ширины получаем для толщины арки (высоты сечения) на расстоянии z от ключа:

$$d_z = \frac{d_s}{\sqrt[3]{\cos\varphi}\cdot\sqrt[3]{\left|1 - (1 - n)\frac{2z}{l}\right|}}.$$

Полагая

$$\frac{1}{\sqrt[3]{\left|1 - (1 - n)\frac{2z}{l}\right|}} = c,$$

НТБ ДНУЖТ

имеем:

$$d_z = c\,\frac{d_s}{\sqrt[3]{\cos\varphi}};$$

здесь d_s — толщина в ключе.

Коэфициент c, зависящий от n и z, вычислен в таблице 48, откуда и может быть взят.

В данном случае мы ограничимся вычислением толщины только для четверти пролета.

Толщина в ключе по эскизному проекту $d_s = 40$ *см*.

По таблице 47 — для четверти: $\cos\varphi = 0{,}896$.

По таблице 48: $c = 1{,}154$ при $n = 0{,}3$.

Следовательно толщина в четверти:

$$d_{1/4} = \frac{1{,}154 \cdot 40}{\sqrt[3]{0{,}896}} = 48\ см.$$

Таблица 48

Коэфициент c, увеличенный в 1 000 раз, для вычисления толщин арки

Сечения	Значения параметра n								
	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15
0									
пята	1 000	1 077	1 186	1 260	1 357	1 494	1 587	1 710	1 832
1	1 000	1 070	1 164	1 227	1 305	1 408	1 474	1 554	1 655
2	1 000	1 063	1 145	1 197	1 260	1 339	1 387	1 442	1 508
3	1 000	1 056	1 126	1 170	1 221	1 282	1 317	1 357	1 403
4	1 000	1 049	1 109	1 145	1 186	1 233	1 260	1 289	1 322
5	1 000	1 042	1 093	1 122	1 154	1 191	1 211	1 233	1 256
6	1 000	1 036	1 077	1 101	1 126	1 154	1 170	1 186	1 203
четверть									
7	1 000	1 029	1 063	1 081	1 101	1 122	1 133	1 145	1 157
8	1 000	1 023	1 049	1 063	1 077	1 093	1 101	1 109	1 117
9	1 000	1 017	1 036	1 046	1 056	1 066	1 072	1 077	1 083
10	1 000	1 011	1 023	1 029	1 036	1 042	1 046	1 049	1 052
11	1 000	1 006	1 011	1 014	1 017	1 020	1 022	1 023	1 025
12	1 000	1 000	1 000	1 000	1 000	1 000	1 000	1 000	1 000
замок									

86. Определение ядровых моментов и напряжений от постоянной нагрузки и температуры. При расчете по таблицам Штрасснера напряжения от постоянной нагрузки определяются сначала от распора, вычисленного без учета деформаций от продольной силы, а затем вводится поправка, учитывающая этот последний фактор (упругое обжатие).

Основная величина распора H_g зависит от параметра m и определяется по формуле:

$$H_g = \frac{k_g}{10\,000}\quad\frac{g_s l^2}{f}.$$

НТБ ДНУЖТ

Значения коэфициента k_g для различных значений m даются в таблице 49.

Таблица 49

Коэфициенты k_g для вычисления распора от постоянной нагрузки

m	1 000	1,347	1,756	2,240	2,814	3,500	4,324	5,321	6,536
k_g	1 250	1 320	1 397	1 483	1 579	1 687	1 808	1 946	2 104

В данном случае при $m = 1{,}17$; $k_g = 1\,285$:

$$H_g = \frac{0{,}1285 \cdot 3\,288 \cdot 16{,}4^2}{4{,}1} = 27\,800 \text{ кг}.$$

Основная величина распора приложена в центре пятового сечения. Ввиду того, что ось свода очерчена по кривой давления от постоянной нагрузки, изгибающие моменты от нее для всех сечений равны нулю, а нормальная сила вычисляется по формуле:

$$N = \frac{H_g}{\cos\varphi}.$$

Вычисления напряжений приведены в таблице 54 для трех сечений арки.

Напряжения от всех других факторов вычисляются при помощи ядровых моментов.

По формуле неравномерного сжатия имеем напряжения в крайних волокнах:

$$\sigma = \pm\frac{M}{W} + \frac{N}{F}.$$

В арках и сводах положительными считаются сжимающие напряжения.

При положительном моменте и положительной продольной силе (т. е. направленной от сечения) напряжение в верхнем волокне:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{N}{F} = \frac{1}{W}\left(M + N\frac{W}{F}\right) = \frac{M + Ne}{W} = \frac{M_я^н}{W};$$

здесь $e = \frac{W}{F}$ представляет собой, как это известно из строительной механики, расстояние крайней точки ядра сечения от центра;

$M_я^н = M + Ne$ представляет собой момент всех левых сил относительно нижней ядровой точки, т. е. так называемый ядровый момент.

Для прямоугольника:

$$e = \frac{bd^2}{6bd} = \frac{d}{6}.$$

Итак напряжения в верхнем волокне определяются по формуле:

$$\sigma_0 = \frac{M_я^н}{W}.$$

НТБ ДНУЖТ

Точно также в нижнем волокне;

$$\sigma_н = -\frac{M_я^н}{W},$$

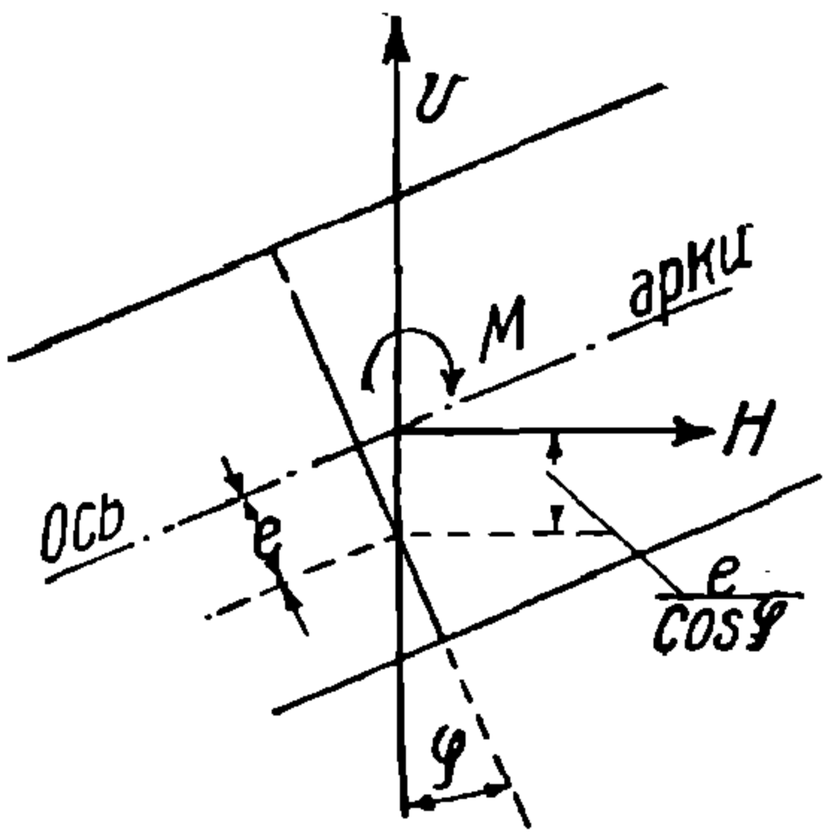
где

$$M_я^в = M - Ne.$$

Расчет ядровых моментов Штрасснер производит следующим образом.

Проводим через некоторую точку оси свода (фиг. 228) вертикальное сечение и заменяем равнодействующую левых сил ее составляющими: вертикальною V и горизонтальною H и моментом M.

Вблизи данной точки проводим сечение, нормальное к оси арки, и на таком расстоянии, чтобы оно пересеклось с вертикалью в нижней точке ядра сечения. Тогда момент всех левых сил относительно этой точки равен:



Фиг. 223.

$$M_я^н = M + H\frac{e}{\cos\varphi}.$$

Следовательно напряжения в верхнем волокне:

$$\sigma_0 = \frac{M_я^н}{W}.$$

Таким образом Штрасснер определяет напряжения не в сечении, проведенном через назначенную точку, а в другом, достаточно близко расположенном. В этом заключается неточность, но весьма малая, так как сечения лежат близко. Неточность уменьшается с уменьшением угла φ и для ключа равна нулю.

Точно так же ядровый момент относительно верхней точки ядра сечения равен:

$$M = M - H\frac{e}{\cos\varphi}$$

Ядровые моменты можно вычислить и без посредства центровых моментов, если непосредственно брать момент левых сил относительно ядровой точки. Этот прием применяется для вычисления ядровых моментов от влияния упругого укорочения оси и температуры.

Упругое укорочение оси свода от постоянной нагрузки создает добавочный распор ΔH, приложенный в так называемом упругом центре (фиг. 227), положение которого прежде всего и следует определить.

Расстояние упругого центра от оси арки в ключе y_s вычислено и дано для различных значений m и n в таблице 50.

В данном случае при $m = 1{,}17$ и $n = 0{,}3$ по интерполяции имеем:

$$y_s = 0{,}2405 \quad 4{,}1 = 0{,}99 \text{ м}.$$

НТБ ДНУЖТ

Таблица 50

Коэфициент $10\,000\,\frac{y_s}{f}$, определяющий положение упругого центра арки или свода

Значения m	Значения параметра n								
	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15
1,000	3 333	3 148	2 917	2 778	2 619	2 436	2 233	2 222	2 101
1,347	3 262	3 079	2 850	2 713	2 556	2 347	2 273	2 163	2 044
1,756	3 190	3 009	2 783	2 647	2 491	2 312	2 212	2 103	1 985
2,240	3 117	2 938	2 714	2 580	2 427	2 250	2 150	2 043	1 926
2,814	3 044	2 867	2 646	2 513	2 362	2 187	2 089	1 983	1 876
3,500	2 970	2 795	2 577	2 446	2 296	2 124	2 027	1 922	1 808
4,324	2 895	2 723	2 507	2 378	2 230	2 060	1 964	1 861	1 748
5,321	2 820	2 650	2 437	2 309	2 164	1 996	1 901	1 799	1 688
6,536	2 743	2 576	2 366	2 240	2 097	1 931	1 838	1 738	1 628

Для дальнейших расчетов определяем ординаты оси арки в пяте, четверти и ключе относительно горизонтальной оси, проведенной через упругий центр, причем условимся положительное направление считать вверх. Тогда по фиг. 227 имеем: $y = y_s - y_1$, причем y_1 берется по абсолютной величине.

Результаты вычисления приведены в таблице 51.

Таблица 51

Расчетные геометрические элементы сечения арки

Сечение	Ординаты оси		Высота сечения	$\cos\varphi$	$\frac{d}{6\cos\varphi}$	Ординаты ядровых точек		Площадь	Момент сопротивления
	y_1	y	d			верхней y_0	нижней y_u	bd	$\frac{bd^2}{6}$
	м	м	м		м	м	м	м²	м³
Пята	4,1	— 3,11	0,67	0,698	0,16	— 2,95	— 3,27	0,20	0,0225
Четверть	1,0	— 0,03	0,48	0,896	0,07	0,06	— 0,08	0,144	0,0115
Ключ	0,0	0,9[illegible]	0,40	1,000	0,067	1,06	0,92	0,112	0,008

Затем определяются ординаты ядровых точек относительно той же оси по формулам:

для верхней точки

$$y_0 = y + \frac{d}{6\cos\varphi}$$

для нижней точки

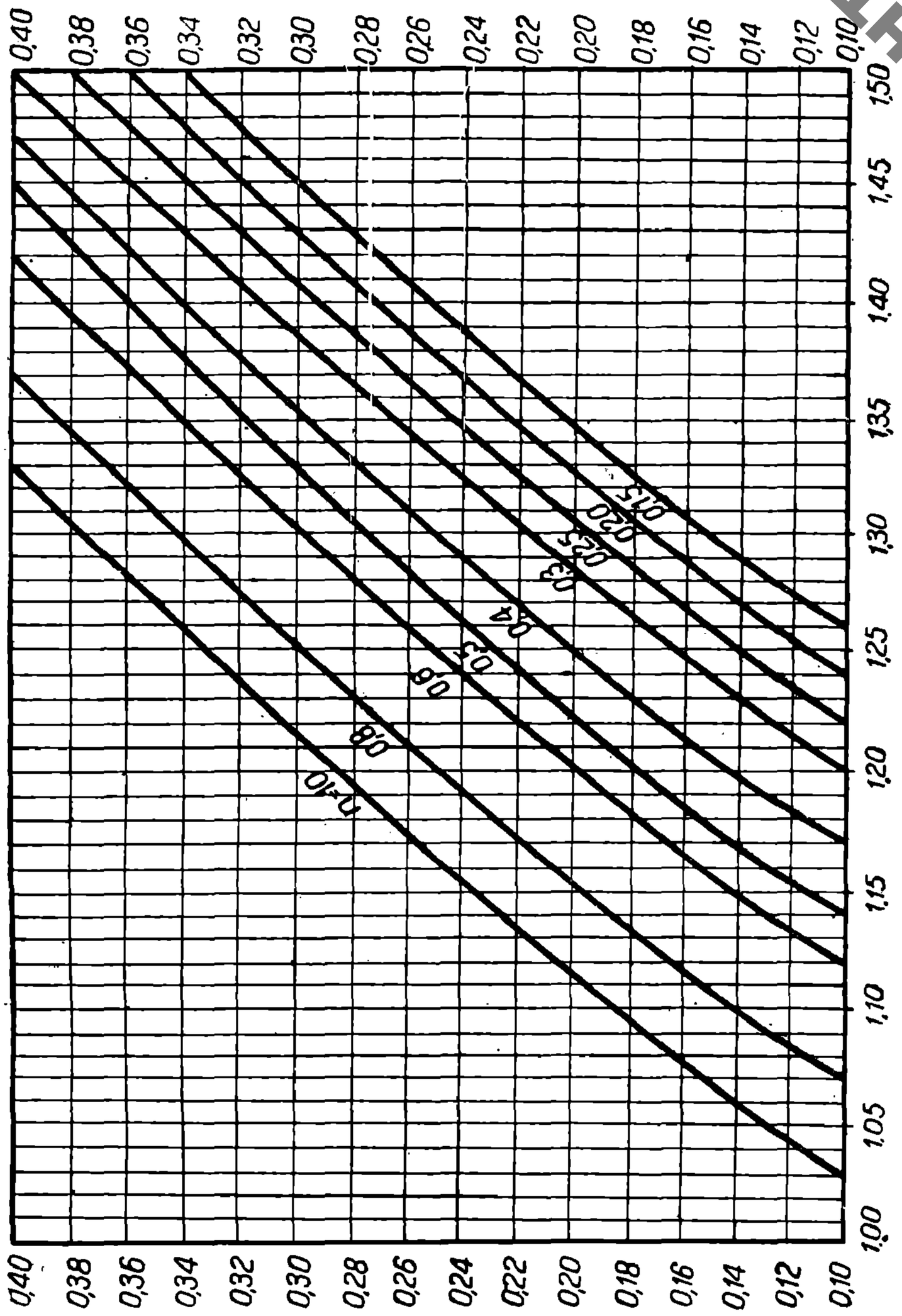
$$y_u = y - \frac{d}{6\cos\varphi}$$

НТБ ДНУЖТ

Дополнительный распор от упругого обжатия оси может быть определен по формуле:

$$\Delta H = -\mu H_g.$$

Таблица 52



Здесь в свою очередь коэфициент μ имеет значение:

$$\frac{\int \frac{\cos^2 \varphi \, ds}{F}}{\int \frac{y \, y_0 ds}{J}}.$$

Если проинтегрировать и числитель, и знаменатель, то очевидно в числителе мы получим величину вида $\frac{l}{F_m}$, где l — пролет арки, а F_m — некоторая площадь.

Знаменатель после интегрирования будет иметь вид:

$$\vartheta \cdot \frac{f^2 l}{J_s}.$$

Здесь ϑ некоторый числовой коэфициент, различный для каждого случая.

Таким образом будем иметь:

$$\mu = \frac{J_s}{F_m f^2 \vartheta}.$$

Полагая $F_m = \nu F_s$ и имея в виду, что

$$\frac{J_s}{F_s} = \frac{d_s^2}{12},$$

имеем окончательно:

$$\mu = \frac{1}{12 \nu \vartheta} \frac{d_s^2}{f^2}.$$

Коэфициенты ν и ϑ вычислены Штрасснером для различных значений. Значения коэфициента ν берутся по таблице (графику) 52 в зависимости от $\frac{f}{l}$ и n. По вертикали графика отложены величины $f:l$, по горизонтали — коэфициенты ν.

Значения коэфициента ϑ приведены в таблице 53.

Таблица 53

Значения коэфициента 10 000 ϑ

m	Значения параметра n								
	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15
0,1 .	889	775	653	588	520	448	410	370	329
1,347 .	875	761	640	577	509	437	400	361	320
1,756 .	863	750	629	566	498	428	390	352	312
2,240 .	847	736	616	553	486	417	380	342	302
2,814 .	834	722	604	541	475	407	370	332	294
3,500 .	821	710	593	530	466	396	361	323	285
4,324 .	807	697	581	519	455	386	351	314	276
5,321 .	798	684	568	507	443	376	341	305	267
6,536 .	779	671	556	496	432	366	331	295	259

НТБ ДНУЖТ

В данном случае по графику $\nu = 1{,}34$ и по таблице $\vartheta = 0{,}0442$

$$\mu = \frac{1}{12 \cdot 1{,}34 \cdot 0{,}0442} \frac{0{,}42^2}{4{,}1^2} = 0{,}0134.$$

$$\Delta H = -27\,800 \cdot 0{,}0134 = -373 \text{ кг}.$$

Ядровые моменты от дополнительного распора получаются по формуле:

$$M_я^в = -\Delta H y_0; \quad M_я^н = -\Delta H y_u.$$

По этим моментам получаются напряжения в крайних фибрах:

$$\sigma_0 = \frac{M_я^н}{W}; \qquad \sigma_u = \frac{M_я^в}{W}.$$

Результаты вычисления для трех сечений приведены в таблице 54.

Таблица 54

Расчет напряжений в сечениях арки от постоянной нагрузки и температуры

Сечение арки			Ключ	Четверть	Пята
Постоянная нагрузка	Продольная сила от основного распора: $N = \frac{H_g}{\cos\varphi}$	m	27,80	31,00	39,8
	Основные напряжения $\frac{N}{F}$	$m/м^2$	232	215	148
	Ядровые моменты от дополнительного распора:				
	верхний $M_я^в = \Delta H y_0$	. $тм$	0,395	0,02	—1,10
	нижний $M_я^н = \Delta H y_u$.	. $тм$	0,343	—0,03	—1,22
	Напряжения дополнительные:				
	в верхнем волокне $\frac{M_я^н}{W}$	. $m/м^2$	43	—2	—54
	в нижнем — $\frac{M_я^в}{W}$	$m/м^2$	— 49	3	49
	Суммарные напряжения в верхнем волокне . .	. $m/м^2$	275	213	144
	в нижнем . . .	. $m/м^2$	183	218	247
Температура — понижение и усадка	Ядровый момент:				
	верхний $H_t y_0$	. $тм$	1,92	0,11	—5,34
	нижний $H_t y_u$	$тм$	1,66	—0,14	—5,92
	Напряжение:				
	в верхнем волокне $\frac{M_я^н}{W}$	$m/м^2$	208	—12	—263
	в нижнем $\frac{M_я^в}{W}$	. $m/м^2$	— 240	10	237
Температура — повышение	Напряжения [1]:				
	в верхнем	$m/м^2$	—78	4	99
	в нижнем .	. $m/м^2$	90	—4	—89

[1] Умножением предыдущих напряжений на $\frac{15}{40}$ и переменой знака.

НТБ ДНУЖТ

Распор от температуры вообще определяется по формуле:

$$H_t = \frac{Eatl}{\int \frac{yy_0 ds}{J}}.$$

Но выше мы имели:

$$\int \frac{yy_0 ds}{J} = \frac{\vartheta f^2 l}{J_s}.$$

Следовательно:

$$H_t = \frac{EatJ_s}{\vartheta f^2}.$$

Здесь:
$E = 210\,000$ *кг/см²* — модуль упругости бетона,
$a = 0{,}000010$ — коэфициент линейного расширения,
$Ea = 21$ *т/м²*,
$t = +15$ — расчетное повышение температуры по данным § 71,
$t = -40$ понижение, включая усадку,
$J_s = \frac{0{,}40^3 \cdot 0.30}{12} = 0{,}0016$ *м⁴* — момент инерции сечения арки в ключе,
$\vartheta = 0{,}0442$ — коэфициент по таблице 53,
$f^2 = 16{,}8$ *м²*.
Следовательно при повышении температуры:

$$H_t = \frac{21 \cdot 15 \cdot 0.0016}{0{,}0442 \cdot 16{,}8} = 0{,}68\ т.$$

При понижении температуры и усадки:

$$H_t = -\frac{40}{15} \cdot 0{,}68 = -1{,}81\ т.$$

Ядровые моменты от температурного распора получаются так же, как в предыдущем случае, умножением на соответствующие координаты. Вычисления сведены в таблицу 54.

87. Определение ядровых моментов и напряжений от временной нагрузки. Расчет эквивалентных нагрузок. Временную нагрузку принимаем в виде эквивалентной по таблицам 91—94 отд. V.

Так как последние составлены для схемы Н10, то для схемы Н8 табличные значения необходимо умножить на коэфициент 0,8.

При составлении эскизного проекта в § 71 был вычислен коэфициент поперечной установки 0,814 и принят динамический коэфициент 1,1. Таким образом общий поправочный коэфициент к табличным значениям равен:

$$0{,}8 \cdot 0{,}814 \cdot 1{,}1 = 0{,}72.$$

Величины эквивалентных нагрузок будем брать в зависимости от вида линий влияния моментов, так как они являются решающими в смысле напряжений.

Вид линий влияния моментов показан на фиг. 198.

Для *опорного сечения* оба участка имеют параболический вид.

НТБ ДНУЖТ

Длина отрицательного участка, как указано в § 71, может быть принята равной:

$$0{,}4 \cdot l = 0{,}4 \cdot 16{,}4 = 6{,}5 \text{ м}.$$

Для этой длины имеем по таблице 92:

$$k = 2{,}31 \text{ т/м}.$$

Длина положительного участка может быть принята:

$$0{,}6 \cdot l = 0{,}6 \cdot 16{,}4 = 10 \text{ м}.$$

По таблице:

$$k = 1{,}72 \text{ т/м}.$$

Введя указанный выше поправочный коэфициент 0,72, будем иметь:

для отрицательного момента: $p = 2{,}31 \cdot 0{,}72 = 1{,}66$ т/м;
для положительного момента: $p = 1{,}72 \cdot 0{,}72 = 1{,}24$ т/м.

Для сечения в четверти положительный участок имеет вид криволинейного треугольника.

Длина его:

$$0{,}4l = 6{,}5 \text{ м}.$$

Эквивалентная нагрузка по таблице 94 с поправочным коэфициентом:

$$p = 3{,}24 \cdot 0{,}72 = 2{,}34 \text{ т/м}.$$

Для отрицательного момента длина и форма линии влияния те же, что для положительного опорного момента, следовательно эквивалентная нагрузка будет одинакова, т. е.

$$p = 1{,}24 \text{ т/м}.$$

Для сечения в ключе положительный участок имеет форму криволинейного треугольника и длину:

$$0{,}27l = 0{,}27 \cdot 16{,}4 = 4{,}4 \text{ м}.$$

Но при его загружении один из грузов может попасть на отрицательный участок, поэтому эквивалентную нагрузку следует брать по таблице 93; с поправочным коэфициентом имеем:

$$p = 45 \cdot 0{,}72 = 3{,}24 \text{ т/м}.$$

Для отрицательного момента линия влияния состоит из двух участков. При загружении одного из них утяжеленным грузовиком по нормам, на другом могут расположиться только нормальные грузовики, вес которых меньше на 23 %. Поэтому, если для одного участка возьмем нагрузку по таблице, то для другого надо взять на 23% меньше. В данном случае оба участка одинаковы, поэтому мы возьмем среднюю нагрузку на 11% меньше табличной.

НТБ ДИИТ

Таблица 55

Расчет ядровых моментов и напряжений от временной нагрузки

Сечения	Замок	Четверть	Пята
Площадь линии влияния для max M по интерполяции значений таблиц 56 и 57 для $n=0{,}3$; $m=1{,}17$	0,0045 l^2	0,0075 l^2	0,0216 l^2
Величина эквивалентной нагрузки по предыдущим подсчетам p . . $т/м$	3,24	2,34	1,24
max M . . . . . $тм$	3,92	4,72	7,20
Соответствующая площадь линии влияния H по интерполяции значений таблиц 56 и 57	0,060 $\frac{l^2}{f}$	0,034 $\frac{l^2}{f}$	0,087 $\frac{l^2}{f}$
Распор H . . . . . $т$	12,7	5,22	9,85
Поправка от упругого укорочения (по предыдущим подсчетам $\mu=0{,}0134$), $\Delta H=-\mu H$ . . . . . $т$	—0,13	—0,05	—0,10
Поправка для момента (y по таблице 51) $-y\Delta H=y\mu H$ . . . . . $тм$	0,16	0,00	0,41
Поправка для перехода к ядровым моментам $\left(\frac{d}{6\cos\varphi}\right.$ по таблице 51$\left.\right) H(1-\mu)\frac{d}{6\cos\varphi}$ $тм$	0,84	0,36	1,53
Момент относительно нижней ядровой точки $M_я^н=M+y\mu H+H(1-\mu)\frac{d}{6\cos\varphi}$ . . $тм$	4,92	5,03	8,21
То же верхней $M_я^в=M+y\mu H-H(1-\mu)\frac{d}{6\cos\varphi}$ $тм$	3,24	4,30	6,1
Напряжения в верхнем волокне $\sigma_0=\frac{M_я^н}{W}$ $тм^2$	611	436	361
То же в нижнем $\sigma_н=-\frac{M_я^в}{W}$ $тм^2$	—401	—375	—262
Площадь линии влияния min M по интерполяции значений таблиц 56 и 57 . .	—0,0043 l^2	—0,0078 l^2	—0,0208 l^2
Эквивалентная нагрузка p . $т/м$	1,55	1,24	1,66
min M . . . . . $тм$	—1,78	— 2,53	—9,20
Соответствующая площадь линии влияния H по интерполяции значений таблиц 56 и 57	0,066 $\frac{l^2}{f}$	0,091 $\frac{l^2}{f}$	0,039 $\frac{l^2}{f}$
H . . $т$	6,7	15,1	4,25
ΔH . . . . $т$	—0,09	— 0,20	—0,06
$y\Delta H=y\mu H$. $тм$	0,09	0,00	—0,18
$H(1-\mu)\frac{6}{d\cos\varphi}$ $м$	0,44	1,04	0,67
Нижний ядровый момент $M_я^н$. $тм$	—1,25	—1,49	—8,72
То же верхний $M_я^в$ . . $тм$	—2,13	—3,57	—10,05
Напряжения в верхнем волокне σ_0 . . $т/м^2$	— 156	— 130	— 338
Напряжения в нижнем волокне $\sigma_н$. $т/м^2$	266	310	444

НТБ ДНУЖТ

Длина каждого отрицательного участка:

$$0{,}365l = 0{,}365 \cdot 16{,}4 = 6 \text{ м}.$$

По таблице 92 с учетом двух поправок:

$$p = 2{,}42 \cdot 0{,}89 \cdot 0{,}72 = 1{,}55 \text{ т/м}.$$

Определение площадей линий влияния и ядровых моментов. Штрасснером составлены таблицы ординат и площадей линий влияния распора и моментов в сечениях арки. Из них мы берем только таблицы площадей, так как при расчете по эквивалентным нагрузкам вычисление ординат не требуется. В этом, между прочим, сказывается большое преимущество применения эквивалентных нагрузок. В таблицах 56—64 даны для различных значений m и n площади наибольших и наименьших моментов и соответствующих величин распоров для сечений в замке, четверти и пяте.

Эти таблицы составлены без учета влияния упругих деформаций от продольной силы при временной нагрузке. Поэтому при расчете приходится вводить поправку, подобно тому как это делалось при расчете постоянной нагрузки. Все вычисления моментов относительно центров сечений, поправок к ним, затем ядровых моментов и напряжений произведены в таблице 55.

Площади линий влияния моментов и распора (таблицы 56—64)

$m = 1{,}00$ Таблица 56

Название величины		Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M	54	52	49	47	46	44	43	41	40	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	60	59	59	59	59	59	59	59	59	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	54	52	49	47	46	44	43	41	40	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	65	66	66	66	66	66	66	66	66	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M	90	88	85	83	80	76	74	71	68	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	40	39	38	37	36	35	34	33	31	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	90	88	85	83	80	76	74	71	68	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	85	86	87	88	89	90	91	92	94	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Пята	max M	171	177	186	192	200	211	217	226	236	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	85	86	86	86	86	86	87	87	87	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	171	177	186	192	200	211	217	226	236	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	40	39	39	39	39	39	38	38	38	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$

НТБ ДИИЖТ

Таблица 57

$m = 1{,}347$

	Название величины	Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M .	58	55	52	50	48	46	45	43	42	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	62	62	62	61	61	61	61	61	61	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	52	50	47	45	43	42	41	39	38	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	64	64	64	65	65	65	66	66	66	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M .	89	87	84	82	79	75	73	70	67	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	40	39	38	37	36	34	33	32	31	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	94	91	89	87	84	80	77	71	71	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	86	87	88	89	90	92	94	95	96	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Пята	max M .	181	187	196	204	212	222	230	239	250	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	87	87	88	88	88	88	89	90	90	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	166	172	181	187	194	204	211	219	229	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	39	39	38	38	38	38	38	37	37	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$

Таблица 58

$m = 1{,}756$

	Название величины	Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M .	61	59	55	53	52	49	47	46	44	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	65	64	64	64	64	64	64	63	63	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M . .	48	48	45	43	43	41	39	38	36	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	62	63	63	63	64	64	64	65	66	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M .	87	85	82	80	78	74	72	69	66	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	40	39	38	36	35	34	33	32	31	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	96	94	91	89	87	83	81	78	75	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	87	88	89	91	93	94	95	96	98	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Пята	max M .	192	193	208	216	225	235	245	254	266	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	89	89	89	90	91	91	91	91	92	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	161	167	175	181	189	196	205	213	222	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	38	38	38	37	37	37	37	37	36	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$

НТБ ДНУЖТ

$m = 2{,}240$

Таблица 59

Название величины		Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M	65	62	59	56	54	52	50	49	47	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	67	67	67	67	67	67	67	67	67	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	45	45	43	41	40	38	36	36	35	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	61	61	61	62	62	62	63	63	63	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M	86	84	81	79	76	73	70	68	64	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	39	38	38	36	35	34	33	32	31	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	99	98	95	93	90	87	84	82	77	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	89	90	91	93	94	95	97	98	99	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Пята	max M	204	209	220	228	237	249	260	269	281	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	91	92	92	93	93	93	94	94	95	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	156	161	170	175	182	192	198	205	214	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	37	36	36	36	36	36	36	36	36	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$

$m = 2{,}814$

Таблица 60

Название величины		Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M	69	65	61	59	57	54	52	50	48	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	69	69	69	69	69	69	69	69	69	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	45	43	40	39	38	36	35	33	33	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	60	60	60	61	61	62	62	62	63	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M	84	83	79	78	75	71	69	66	63	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	39	38	38	36	35	34	33	32	31	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	101	101	98	97	94	90	88	85	81	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	90	91	92	94	95	97	98	99	101	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Пята	max M	214	220	233	241	250	264	272	285	297	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	93	93	94	95	95	96	96	97	98	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	150	155	164	170	176	186	192	199	208	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	36	36	35	35	35	35	35	34	34	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$

НТБ ДИИЖТ

Таблица 61

$m = 3{,}500$

	Название величины	Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M . .	73	69	65	63	60	57	55	53	51	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	72	72	72	72	72	72	72	72	73	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	42	41	39	38	36	35	34	32	32	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	57	58	58	59	59	61	61	60	60	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M	83	81	78	76	73	70	68	65	62	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H . .	39	38	38	36	35	34	33	32	31	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	104	103	101	99	97	94	92	89	85	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	90	92	93	95	96	98	99	101	103	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Пята	max M .	224	231	245	253	63	279	288	300	313	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H . .	94	95	95	96	296	97	97	98	100	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M	145	150	159	164	170	180	186	192	201	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	35	35	35	35	35	35	35	34	34	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$

Таблица 62

$m = 4{,}324$

	Название величины	Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M . .	74	74	69	67	64	61	59	57	55	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	74	74	75	75	75	76	76	77	77	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	39	39	36	35	34	34	32	31	31	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	56	57	57	57	57	58	59	59	59	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M .	82	80	77	75	72	69	67	64	61	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	39	38	37	36	35	34	33	32	31	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	107	105	105	103	101	98	96	93	89	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H .	91	93	94	96	97	99	101	103	104	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
Пята	max M .	236	244	257	265	277	292	303	316	331	$0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	96	97	93	99	99	100	101	102	103	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$
	min M .	141	146	154	159	165	174	180	185	194	$-0{,}0001\ pl^2$
	Соответств. H	34	34	34	34	34	34	34	34	33	$0{,}001\ \frac{pl^2}{f}$

НТБ ДИИЖТ

$m = 5{,}321$

Таблица 63

Название величины		Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M . .	82	79	74	71	68	65	63	60	58	0,0001 pl^2
	Соответств. H .	78	78	78	78	78	78	79	79	79	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
	min M .	36	36	34	33	32	31	30	28	28	— 0,0001 pl^2
	Соответств. H .	54	54	55	56	57	58	59	59	60	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M	81	79	76	74	71	67	65	63	59	0,0001 pl^2
	Соответств. H .	39	38	37	36	35	34	33	32	31	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
	min M .	110	110	108	107	105	101	99	97	93	— 0,0001 pl^2
	Соответств. H .	93	94	96	98	100	101	103	105	107	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
Пята	max M . . .	248	256	270	279	293	307	319	333	349	0,0001 pl^2
	Соответств. H .	99	99	100	101	102	103	103	104	105	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
	min M .	135	140	148	153	159	167	173	179	187	— 0,0001 pl^2
	Соответств. H	33	33	33	33	33	33	33	33	33	0,001 $\frac{pl^2}{f}$

$m = 6{,}536$

Таблица 64

Название величины		Значения n									Множитель
		1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	0,2	0,15	
Замок	max M . . .	88	83	78	75	73	69	66	64	62	0,0001 pl^2
	Соответств. H .	81	81	81	81	81	81	81	81	82	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
	min M .	35	33	32	31	30	29	28	27	26	— 0,0001 pl^2
	Соответств. H .	62	63	64	65	66	67	67	68	69	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
Четверть	max M . . .	80	77	74	72	70	66	64	61	58	0,0001 pl^2
	Соответств. H .	38	38	38	36	35	34	34	33	32	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
	min M .	113	112	111	109	108	105	103	100	97	— 0,0001 pl^2
	Соответств. H . .	94	95	97	100	102	104	105	106	109	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
Пята	max M .	259	269	282	293	305	324	334	349	367	0,0001 pl^2
	Соответств. H .	100	101	102	103	104	105	105	106	108	0,001 $\frac{pl^2}{f}$
	min M .	131	136	143	148	153	161	166	173	180	— 0,0001 pl^2
	Соответств. H .	32	32	32	32	32	32	32	32	32	0,001 $\frac{pl^2}{f}$

НТБ ДНУЖКТ

88. Расчет наибольших напряжений, изгибающих моментов и продольных сил. На основании таблиц 54 и 55 для выяснения наиболее опасных расчетных напряжений составлена сводная таблица 65.

Таблица 65

Напряжения в сечениях свода при действии различных сил ($т/м^2$)

Сечение	Замок		Четверть		Пята	
Волокна	верхн.	нижн.	верхн.	нижн.	верхн.	нижн.
Постоянная нагрузка . .	275	183	213	218	144	247
Временная нагрузка { max M . .	611	— 401	438	— 375	391	— 262
Временная нагрузка { min M . .	— 156	266	— 130	310	— 388	444
Наибольшие сжимающие напряжения . . .	886		651			691
от нагрузки постоянной и	max M		max M			min M
Наибольшие растягивающие напряжения . .		— 218		— 157	— 244	
от нагрузки постоянной и . .		max M		max M	min M	
Температура { понижение и усадка . . .	208	— 240	— 12	10	— 263	237
Температура { повышение .	— 78	90	4	— 4	99	— 89
Наибольшие расчетные сжимающие напряжения .	1 904		655			928
от постоянной нагрузки плюс . .	max M *пониж. темп.*		max M *повыш. темп.*			min M *пониж. темп.*
Наибольшие растягивающие от тех же факторов .		— 458		— 161	— 507	

Расчет наибольших растягивающих и сжимающих напряжений по таблице 65 является окончательным для каменных и бетонных сводов, но для железобетонных эти напряжения являются фиктивными, так как при определении расстояний ядровых точек и моментов сопротивления сечений и площадей не учтена арматура.

Поэтому на основании полученных расчетных напряжений следует определить изгибающий момент и продольную силу, действующие в сечении. Это легко сделать на основании формул:

$$\sigma_0 = \frac{M}{W} + \frac{N}{F}; \quad \sigma_u = -\frac{M}{W} + \frac{N}{F}.$$

Поэтому:

$$N = \frac{\sigma_0 + \sigma_u}{2} \cdot F; \quad M = \frac{\sigma_0 - \sigma_u}{2} \cdot W.$$

НТБ ДНУЖТ

Так как для случаев действия одной вертикальной нагрузки и совместно с температурой и усадкой даются различные допускаемые напряжения, то оба эти случая следует рассмотреть отдельно.

Сечение в замке.

Наиболее опасным случаем является на основании таблицы 65 действие положительного момента max M.

При этом напряжения: $\sigma_0 = 886\ т/м^2$; $\sigma_н = -218\ т/м^2$.

Следовательно продольная сила:

$$N = \frac{886 - 218}{2} . 0{,}12 = 40\ т.$$

$$M = \frac{886 + 218}{2} \cdot 0{,}008 = 4{,}4\ тм.$$

Совместное действие временной нагрузки, понижения температуры и усадки:

$$N = \frac{1094 + 458}{2} \cdot 0{,}12 = 38\ т.$$

$$M = \frac{1094 + 458}{2} \cdot 0{,}008 = 6{,}2\ тм.$$

По этим моментам и продольным силам подбирается или проверяется подобранное сечение. Если сечение симметричное, то расчет отрицательного момента не требуется, если же несимметричное, то определение изгибающего момента и продольной силы по напряжениям таблицы 65 делается по предыдущему.

Сечение в четверти.

Наиболее опасным случаем является на основании таблицы 65 действие положительного момента и повышение температуры.

Сечение в пяте.

Опасны отрицательный момент и понижение температуры с усадкой. Определение для этих случаев изгибающих моментов и продольных сил делается по вышеуказанному образцу. Другой способ вычисления осевых моментов и продольных сил указан в следующем параграфе.

89. Непосредственное определение изгибающих моментов и продольных сил в сечениях железобетонной арки или свода. Изложенный в предыдущих параграфах способ расчета наиболее удобен для неармированных сводов. Для железобетонных сводов и арок от ядровых моментов приходится возвращаться к осевым, т. е. делать обратный ход. Для сокращения выкладок желательно этого избежать. Это очень легко сделать, если допустить подобно Штрасснеру некоторую неточность, а именно принять для временной нагрузки, что

$$N = \frac{H}{\cos \varphi} .$$

Эта формула не точна, так как

$$N = \frac{H}{\cos \varphi} + Q \operatorname{tg} \varphi .$$

НТБ ДНУЖТ

Таблица 66

Расчет изгибающих моментов и продольных сил в пятовом сечении

Геометрические элементы	$\cos\varphi$ y	$м$	06,98 — ,311
Постоянная нагрузка	Основная величина распора H_g .	$т$	27,8
	Дополнительный распор ΔH .	$т$	— 0,373
	Продольная сила $N = \frac{H_g}{\cos\varphi} + \Delta H \cos\varphi$.	$т$	39,5
	Изгибающий момент $M = \Delta H y$.	$тм$	1,16
Временная нагрузка	Площадь линии влияния для max M по интерполяции значений таблиц 56 и 57 для $n = 0{,}3$; $m = 1{,}17$ . .		0,1216 $\frac{м}{}$
а) положительный момент	Величина эквивалентной нагрузки	$т/м$	1,24
	max M	$тм$	7,20
	Соответствующая площадь линии влияния H по интерполяции значений таблиц 56 и 57 .		0,087 $\frac{м}{}$
	Распор H	$т$	9,85
	Поправка распора от упругого укорочения $-\mu H$	$т$	— 0,10
	То же момента $\mu H y$ . . .	$тм$	— 0,41
	Продольная сила $N = \frac{H_p - \mu H}{\cos\varphi}$	$т$	13,05
	Момент	$тм$	6,79
б) отрицательный момент	Площадь линии влияния min M		— 0,0208 $м^2$
	Эквивалентная нагрузка	$тм$	1,66
	min M .	$тм$	— 9,20
	Соответствующая площадь линии H		0,039 $\frac{м^2}{}$
	Распор H	$т$	4,25
	Поправка распора μH .	$т$	— 0,06
	Поправка момента $\mu H y$	$тм$	— 0,18
	Продольная сила N	$т$	6,0
	Момент M	$тм$	— 9,88
Температура а) понижение и усадка	Распор H_t .	$т$	— 1,81
	Продольная сила $-H_t \cos\varphi$	$т$	— 1,27
	Момент $M = -H_t \cdot y$	$тм$	— 5,63
б) повышение	Распор H	$т$	0,68
	Продольная сила	$т$	0,48
	Момент M	$тм$	3,03

Однако ошибка здесь невелика, так как: 1) погрешность в определении нормальной силы вообще мало сказывается на напряжениях, зависящих главным образом от момента; 2) для постоянной нагрузки, дающей большую часть продольной силы, второй член равен нулю, т. е. первая формула является точной; 3) для ключа второй член равен нулю всегда; 4) для других сечений, особенно при пологих сводах, $\operatorname{tg}\varphi$ мало отличается от нуля; 5) величина поперечной силы для арок и сводов вообще мала.

НТБ ДГУЖТ

Указанных причин достаточно, чтобы допустить эту погрешность.

От влияния упругого сжатия свода и от температуры величину продольной силы следует вычислять по точной формуле:

$$N = H' \cos \varphi.$$

Тогда изложенный выше расчет видоизменится следующим образом.

1. По § 86 определяется основная величина распора от постоянной нагрузки H_g.

2. Определяется положение упругого центра, т. е. величина y_s, и затем координаты оси в расчетных сечениях, как в таблице 51, причем пять последних столбцов таблицы опускаются как ненужные.

3. Определяется дополнительная величина распора от обжатия: ΔH.

4. Определяется распор от температуры по § 86. Таблица 54 опускается.

5. По § 87 определяются величины эквивалентных нагрузок.

6. На основании вычислений по пунктам 1—5, а также при помощи таблиц площадей линий влияния, производится вычисление изгибающих моментов и продольных сил для различных сечений арки. Эти вычисления удобнее свести в таблицу. В качестве примера в таблице 66 произведен расчет для пятового сечения.

НТБ ДНУЖТ

ОТДЕЛ IV

КАМЕННЫЕ МОСТЫ

ГЛАВА СЕДЬМАЯ

ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 14. **Составление эскиза каменного моста**

90. Первый вариант. Местные данные для составления проекта указаны на фиг. 229. Высота насыпи, считая от уровня межени до бровки, — 6 *м*, горизонт высоких вод — 2,4 *м*. Необходимое отверстие моста определено в 20 *м*, считая между вертикальными гранями устоев. В случае обсыпных устоев, когда отверстие ограничивается откосами конусов и живое сечение получает вид трапеции, отверстие 20 *м* считается по средней линии.

Расчетная нагрузка — Н10 по нормам Цудортранса 1933 г., габарит Г4, т. е. ширина проезда 5,5 *м* и предохранительные полоски по 0,5 *м*.

В качестве материала принимается бутовая кладка из постелистых камней на цементном растворе 1 : 4. Основное допускаемое напряжение принято 25 *кг/см*^{2} по нормам ЦДТ.

Геологический разрез грунта показан на фиг. 229. На поверхности лежит растительный слой, затем идет слабый суглинок, а с глубины примерно 2—2,5 *м* начинается плотный суглинок.

Первым вопросом при проектировании моста на каменных опорах является выбор системы основания. В данном случае мощный слой плотного суглинка позволяет, вообще говоря, основаться непосредственно на нем. Однако, если для перекрытия пролетов применять бесшарнирные своды, которые наиболее просты, то необходимо по возможности полнее устранить осадку опор. Поэтому в данном случае, не желая давать трехшарнирного свода, предполагаем устройство свайного основания. При этом до слоя плотного суглинка предполагается вырыть котлован в шпунтовом ограждении и сваи забить в плотный суглинок.

Для составления схемы моста прежде всего выясним, насколько возможно при данном соотношении отверстия моста и высоты насыпи устройство однопролетного моста. Для этого определим, какая может быть принята стрела подъема свода. Приблизительную величину ее можно определить по внутреннему очертанию свода.

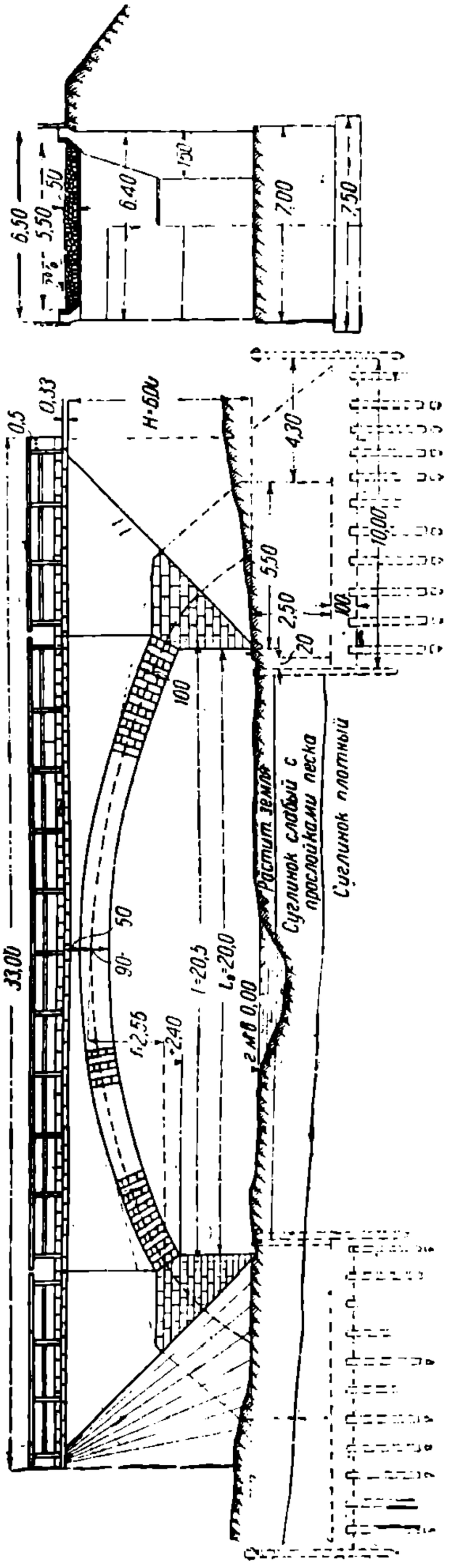
Выясняем отметку низа свода в ключе.

Отметка бровки насыпи относительно межени 6,00 *м*.

Полотно дороги имеет поперечные уклоны, как показано на

ЧГБ
ДНУЖТ

фиг. 230, где дан нормальный поперечный профиль. Отметка верха полотна по оси пути при данных уклонах будет равна:



Фиг. 229.

$$6{,}00 + 0{,}06 \cdot 2 + 0{,}04 \cdot 2{,}75 = 6{,}23 \text{ м}.$$

Мощение полотна проходит по мосту непрерывно. Толщина мощения и песчаной подсыпки, показанная на фиг. 230, будет иметь ту же величину и над ключом свода. В этом месте под песчаной подсыпкой будут располагаться защитный слой и изоляция свода, толщину которых можно принять около 10 *см*. Тогда минимальное возможное расстояние верха свода от верха полотна будет равно 43 *см*.

Имея в виду, что для укладки изоляции свод придется предварительно несколько выравнять из-за неизбежных неровностей кладки, примем минимальное расстояние от полотна до верха свода равным 0,5 *м*.

Тогда отметка верха свода в ключе: $6{,}23 - 0{,}5 = 5{,}73$ *м*.

Толщину свода в ключе для данного пролета можно ориентировочно наметить по формуле Сежурне:

$$d_0 = a(1 + \sqrt{l});$$

здесь коэфициент a для автогужевых дорог может быть принят от 0,12 до 0,18.

Принимая ориентировочно пролет свода l равным отверстию 20 *м*, получим при $a = 0{,}16$:

$$d = 0{,}16\ (1 + \sqrt{20}) = 0{,}88 \cong 0{,}90 \text{ м}.$$

Тогда отметка низа свода в ключе: $5{,}73 - 0{,}90 = 4{,}83$ *м*.

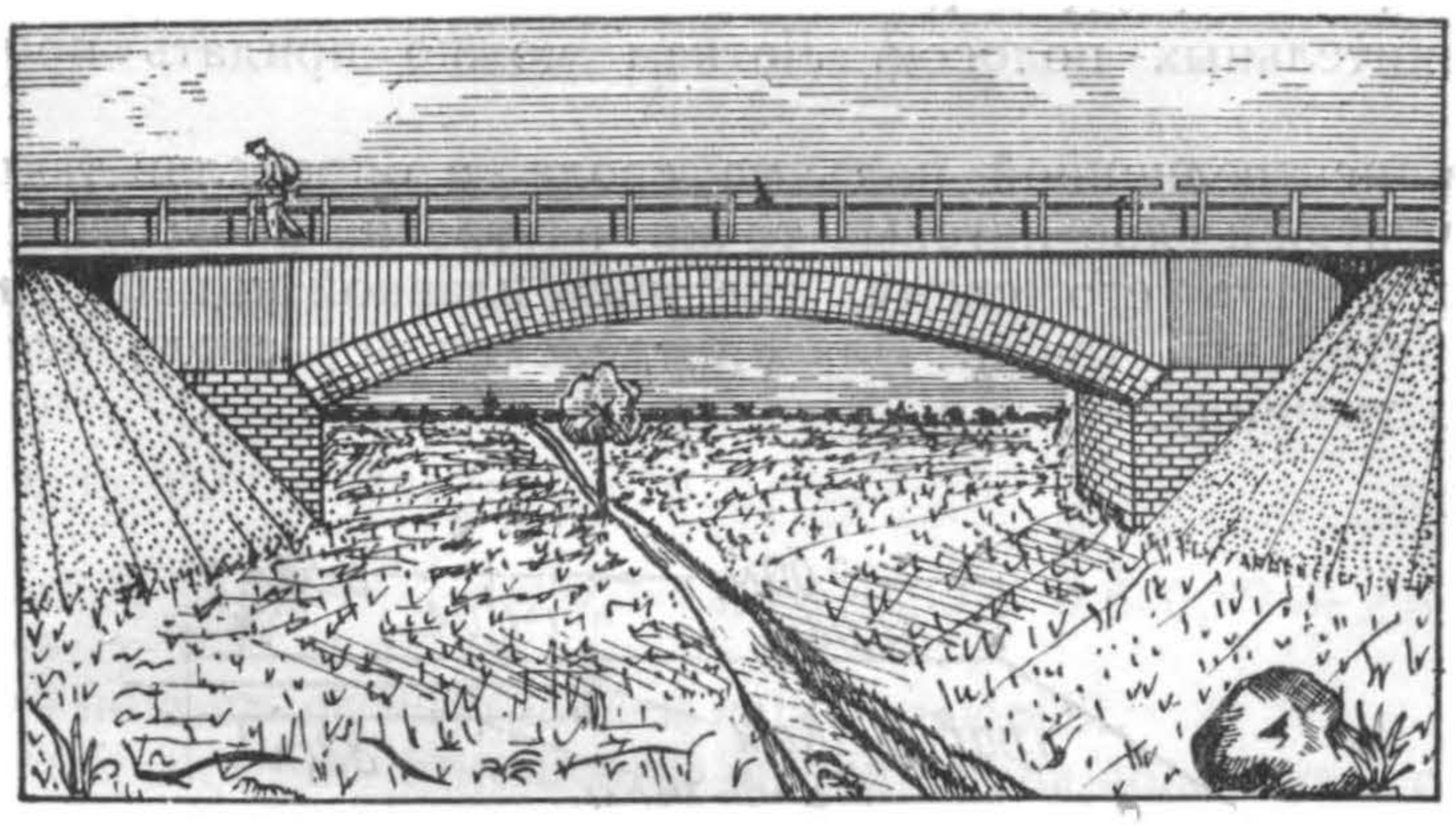
Низ свода в пяте может быть расположен на уровне высоких вод, т. е. на отметке 2,4 *м*. Следовательно имеем для стрелы подъема свода по внутреннему очертанию наибольшую величину:

$$4{,}83 - 2{,}4 = 2{,}43 \text{ м} = \frac{1}{8{,}25} \text{ пролета.}$$

ЕТБ ДНУЖТ

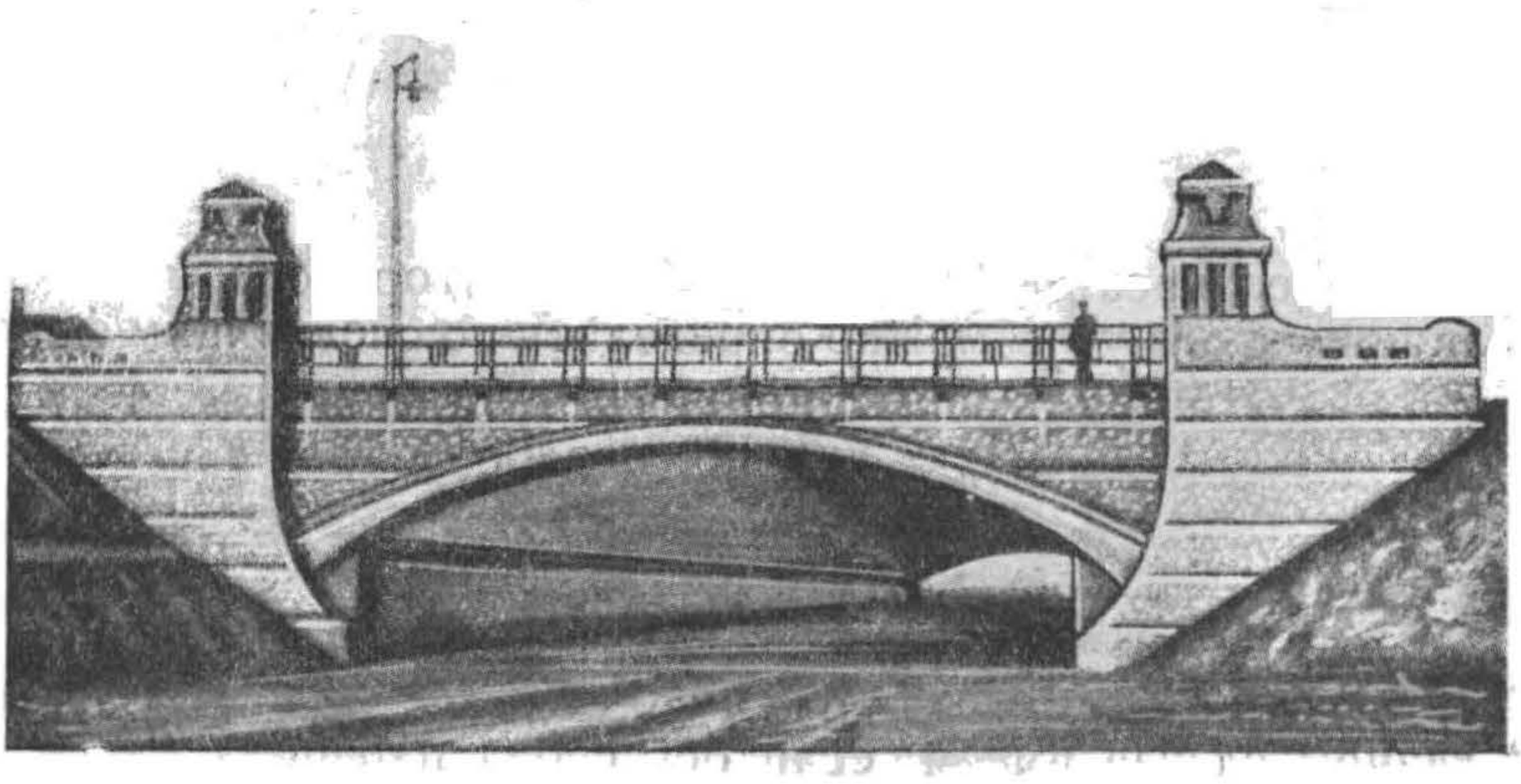
Такая пологость свода, вообще говоря, приемлема. Следовательно устройство однопролетного моста возможно.

Для некоторого округления размеров примем стрелу подъема для нашего случая равной 1:8 пролета. Очевидно это возможно,



Фиг. 229-*а*.

если на несколько сантиметров опустить пяту или же поднять ключ. Небольшое опускание пяты ниже горизонта самой высокой воды вполне допустимо. Что касается подъема ключа, то это также воз-



Фиг. 229-*б*.

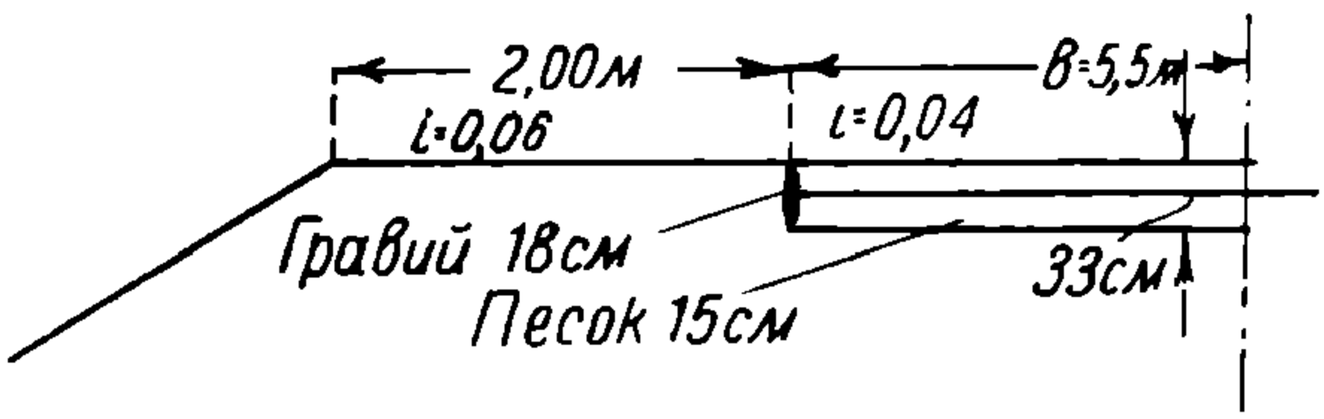
можно, если, не меняя насыпи подходов, сделать по мосту продольный уклон полотна. Применение уклона 2% на мосту даст возможность повысить ключ приблизительно на 30 *см*. Это было бы полезно и для отвода воды с полотна. Однако с точки зрения проез-

БГБ ДИЖКТ

да автомобилей создание слегка горбатого профиля на коротких мостах неудобно: при быстрой езде получается толчок. Вследствие этого на коротких мостах двухсторонние уклоны обычно не применяются.

В данном случае примем полотно моста горизонтальным, водоотвод будем осуществлять поперечным уклоном $2^0/_0$ к лоткам у предохранительных полосок. Лоткам можно придать продольный уклон.

Задавшись величиной подъема свода и определив таким образом ключевую и две пятовых точки внутреннего очертания свода, можно вычертить его схему, соединяя плавной кривой (например дугой круга) эти точки. Для определения оси свода необходимо знать его толщину.



Фиг. 230.

По предыдущему толщину в ключе принимаем:

$$d_0 = 0{,}90 \text{ м}.$$

Толщину в пяте можно определить по формуле:

$$d = \frac{d_0}{\cos \varphi_n};$$

здесь φ_n — угол касательный к оси свода с горизонтом.

Величину этого угла можно определить по следующим формулам:

$$\operatorname{tg} \varphi_n = 4 \frac{f}{l} \text{ для параболы;}$$

$$\operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_n}{2}\right) = 2 \frac{f}{l} \text{ для дуги круга.}$$

В данном случае имеем, если ось свода парабола:

$$\operatorname{tg} \varphi_n = 4 \cdot \frac{1}{8} = 0{,}5;\ \varphi_n = 26°30';\ \cos \varphi_n = 0{,}895.$$

Если ось свода дуга круга, то:

$$\operatorname{tg} \frac{\varphi_n}{2} = 0{,}25;\ \varphi_n = 2 \cdot 14° = 28°;\ \cos \varphi_n = 0{,}883.$$

НТБ ДНУЖТ

Если ось свода будет очерчена по кривой давления, то она будет приближаться к параболе или дуге круга, поэтому можно взять среднюю величину:

$$\cos \varphi_n = 0{,}89.$$

Тогда толщина свода в пяте:

$$d = \frac{0{,}9}{0{,}89} = 1{,}00 \text{ м}.$$

После этого можно определить более точно величину пролета и стрелы подъема.

Расчетный пролет, считая между центрами пят, равен (фиг. 231):

$$l = l_o + d \sin \varphi_n = 20{,}0 + 1{,}0 \cdot 0{,}46 = 20{,}5 \text{ м}.$$

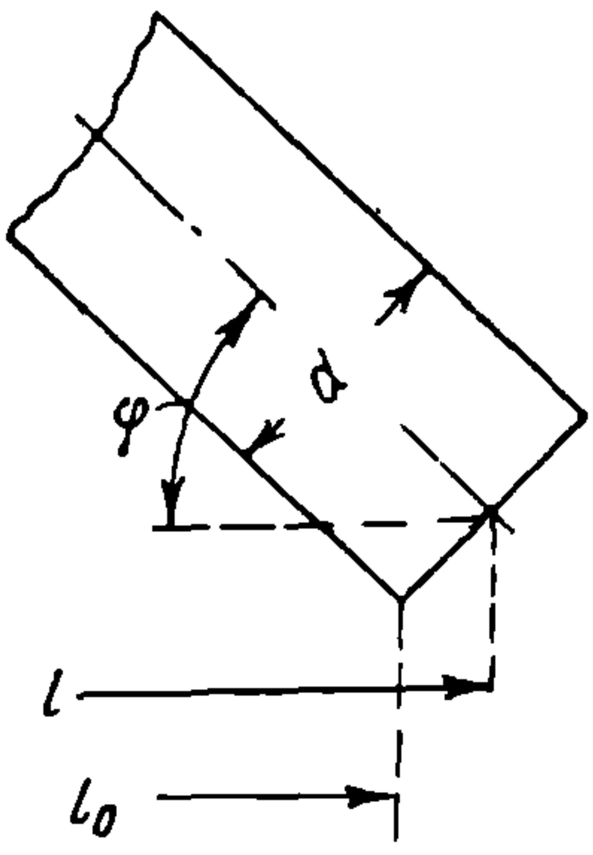
Стрела подъема, считая по оси:

$$f = f_o + \frac{d_o}{2} - \frac{d}{2} \cos \varphi_n \quad 2{,}5 + 0{,}45 - 0{,}5 \cdot 0{,}89 = 2{,}5 \text{ м};$$

здесь f_o — подъем по внутренней направляющей.

Таким образом, по отношению к оси свода пологость составляет:

$$f : l = 2{,}5 : 20{,}5 = \frac{1}{8{,}2} \text{ пролета}.$$



Фиг. 231.

Можно или оставить данную величину для дальнейшего проектирования, или же принять $f : l = 1 : 8$, для чего придется увеличить подъем до $f = 2{,}56$ м путем опускания пят.

Принимаем последнее решение, исправляя соответствующим образом чертеж.

Следующим вопросом является определение очертания оси свода. Ось свода назначаем по веревочной кривой от постоянной нагрузки. Величину постоянной нагрузки в ключе и в пяте можем определить по составленному эскизному чертежу.

Для подсчета выделяем 1 м ширины свода.

Интенсивность нагрузки в ключе:

$$q_o = 2 \cdot 0{,}5 + 2{,}2 \cdot 0{,}9 = 2{,}98 \cong 3 \text{ т/м};$$

здесь: 2 $т/м^3$ — объемный вес полотна над ключом,
2,2 $т/м^3$ — то же кладки свода,
0,5 м — толщина полотна над ключом, включая защитный слой и изоляцию.

Интенсивность нагрузки в пяте:

$$q_n = 2(0{,}5 + 2{,}56) + \frac{1{,}0}{0{,}89} \cdot 2{,}2 = 8{,}60 \text{ т/м};$$

здесь: $f = 2{,}56$ м — высота заполнения над центром пяты,
$\frac{d}{\cos \varphi_n} = \frac{1{,}0}{0{,}89}$ — толщина свода по вертикальному сечению.

ЧТБ ДНУЖТ

Для промежуточных сечений предполагаем, что нагрузка изменяется по параболическому закону:

$$q = q_o + (q_n - q_o) \cdot \frac{x^2}{\left(\frac{l}{2}\right)^2}.$$

При этих условиях, полагая начало координат в ключе свода, ось y направленной вниз и ось x — влево по горизонтали, будем иметь для веревочной кривой уравнение:

$$y = \frac{6q_o}{5q_o + q_n}\left(1 + \frac{q_n - q_o}{6q_o} \cdot \frac{4x^2}{l^2}\right) \cdot \frac{4x^2}{l^2} f.$$

Для вычисления ординат полагаем $\frac{x}{l} = \frac{k}{10}$ и даем последовательно значения $k = 1, 2, 3, 4, 5$.

Тогда

$$y = \frac{6 \cdot 3}{5 \cdot 3 + 8{,}6}\left(1 + \frac{8{,}6 - 3}{6 \cdot 3} \cdot \frac{4}{100} k^2\right) \cdot \frac{4 \cdot 2{,}56}{100} \cdot k^2 = 0{,}0783 \times$$
$$\times (1 + 0{,}0124k^2) \cdot k^2 = 0{,}0586\,(1 + 0{,}0055\,k^2)\,k^2$$

при $k = 1;\quad 2;\quad 3;\quad 4;\quad 5;$

$y = 0{,}08;\quad 0{,}33;\quad 0{,}78;\quad 1{,}50;\quad 2{,}56$ *м*.

По вычисленным координатам наносим точки оси свода и соединяем их плавной кривой. Откладывая принятые раньше толщины свода в пятах и ключе, можем считать очертание свода достаточно выясненным.

Устой моста очерчиваем, сообразуясь с тем, чтобы кривая давления проходила по возможности через центры его сечений.

В пяте свода направление кривой давления совпадает с касательной к оси свода. В дальнейшем она загибается книзу, благодаря действию веса заполнения над устоем, а также и горизонтальному давлению земли со стороны насыпи. Учитывая эти обстоятельства, можем для первого приближения от руки наметить направление кривой давления в устое (фиг. 229).

Проводя к ней нормали и откладывая в обе стороны одинаковые расстояния, намечаем очертание задней грани. В дальнейшем принятое очертание требует проверки и уточнения. Устои моста принимаем простейшего типа с обратными стенками. Обратные стенки отделяются от щековых температурными швами. Откосы конуса при условии замощения принимаем одиночными. Обратные стенки заходят за конец насыпи по верху на 0,5 *м*.

Заполнение между щековыми стенками предполагаем из гравия. Поверх свода укладывается изоляционный слой и по нему защитный слой из тощего бетона. Вода отводится за устои.

Общий вид моста показан на фиг. 229-*а*, вариант архитектурного оформления на фиг. 229-*б*.

После того как конструкция моста эскизно намечена, проверим достаточность размеров свода расчетом на прочность.

Опасными сечениями являются пятовое и ключевое.

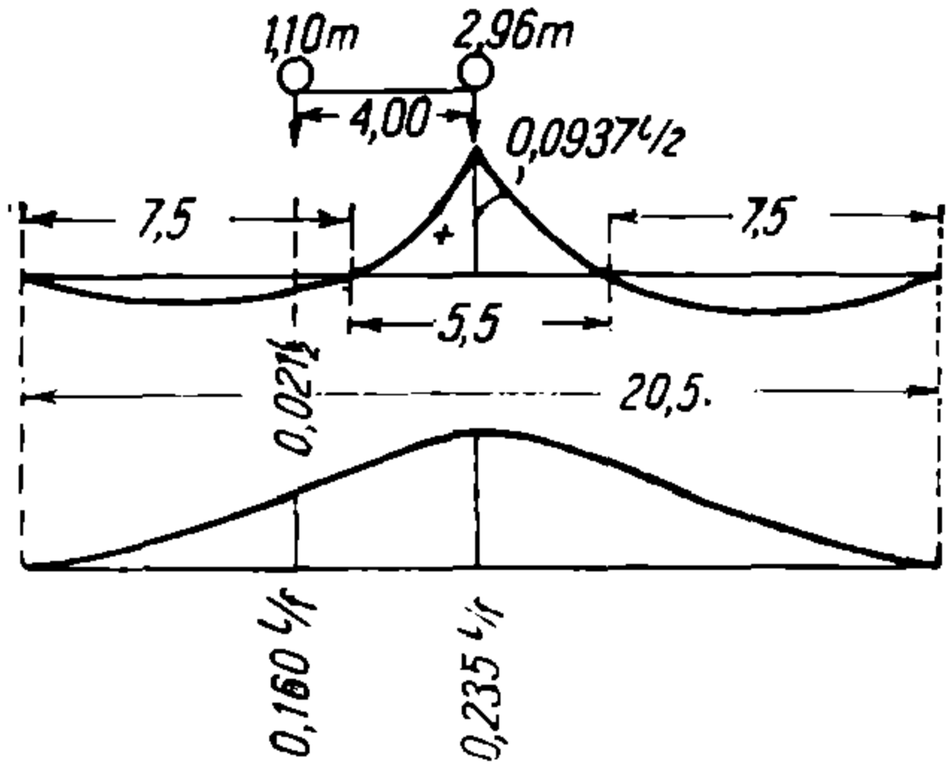
НТБ ДИИЖТ

Сечение в ключе. Распор свода от постоянной нагрузки при очертании по кривой давления равен:

$$H = \frac{1}{48}(5q_o + q_n)\frac{l^2}{f} = \frac{1}{48}(5{,}3 + 8{,}6)\frac{20{,}5^2}{2{,}56} = 81\ m.$$

Изгибающий момент от постоянной нагрузки для всех сечений равен нулю, так как ось свода очерчена по кривой давления.

Для вычисления распора и момента от временной нагрузки воспользуемся линиями влияния, вычисленными для параболической арки. Ординаты этих линий влияния приведены на фиг. 198 § 71.



Фиг. 232.

Временная нагрузка на свод состоит из двух поездов автомобилей.

Давление задней оси тяжелого грузовика схемы Н10 равно 9,5 *m*, передней — 3,5 *m*. По ширине моста устанавливается 2 автомобиля. Ширина свода 6,4 *м*. По Техническим условиям Цудортранса считается, что нагрузка распространяется на всю ширину свода равномерно. Тогда на 1 *м* ширины свода приходится нагрузка:

от задней оси

$$P_1 = 2\ \frac{9{,}5}{6{,}4} = 2{,}96\ m;$$

от передней оси

$$P_2 = \frac{2 \cdot 3{,}5}{6{,}4} = 1{,}1\ m.$$

Опасная установка для изгибающего момента в ключе согласно линии влияния показана на фиг. 232.

Изгибающий момент:

$$M_k = \Sigma Py = (2{,}96 \cdot 0{,}0937 - 1{,}10 \cdot 0{,}0210)\frac{20{,}5}{2} = 2{,}5\ тм.$$

Соответствующая величина распора:

$$H_k = \Sigma Py = (2{,}96 \cdot 0{,}235 + 1{,}1 \cdot 0{,}160)\,8 = 7{,}0\ m.$$

Динамический коэфициент по Техническим условиям принимается равным 1.

Полный распор от вертикальной нагрузки:

$$H = 81 + 7 = 88\ m.$$

Нормальная сила в ключе равна распору. Среднее напряжение в сечении:

$$\sigma_o = \frac{N}{100 \cdot d_o} = \frac{88000}{100 \cdot 90} = 9{,}8\ кг/см^2.$$

Эксцентриситет: $e = \frac{M}{N} = \frac{2{,}6}{88} = 0{,}030\ м.$

НТБ ДНУЖТ

Крайние напряжения: $\sigma_{max} = 9{,}8\left(1 + \frac{6 \cdot 3{,}0}{90}\right) = 11{,}7\ кг/см^2 < 25$;

$$\sigma_{min} = 9{,}8\left(1\ \frac{6 \cdot 3.0}{90}\right) = 7{,}8\ кг/см^2.$$

Для сводов пролетом больше 15 *м* должны быть проверены напряжения от температуры.

Колебания температуры примем по изотермам, соответствующим Москве, т. е. январской — 11° и июльской + 20° (см. фиг. 293 и 294 отд. V).

Тогда по таблице 133 отд. V расчетная температура для свода: наименьшая — 12° и наибольшая + 19°.

Температуру замыкания свода примем для расчета 8°. По Техническим условиям полагается принимать от 5 до 15°Ц. Тогда расчетное понижение температуры — 20°.

Для ключа опасным является понижение температуры.

Величину распора определяем по приближенной формуле:

$$H_t = \frac{45}{4}\frac{\alpha E t J_0}{f^2};$$

здесь:

J_0 — момент инерции сечения свода в ключе:

$$J_0 = \frac{0{,}9^3 \cdot 1}{12} = 0{,}061\ м^4;$$

E — модуль упругости каменной кладки. По Техническим условиям Цудортранса $E = 60\,000\ кг/см^2 = 600\,000\ т/м^2$;
$\alpha = 0{,}000008$ — коэфициент линейного расширения;
$Ex = 4{,}8\ т/м^2$.
В данном случае при $t = -20$:

$$H_t = -\frac{45}{4}\frac{4{,}8 \cdot 20 \cdot 0{,}061}{2{,}56^2} = 10\ т.$$

Распор приложен в упругом центре, расстояние которого от оси в ключе можно принять:

$$y_0 = \frac{1}{3}f = \frac{2{,}56}{3} = 0{,}83\ м.$$

Положительный момент в ключе от температуры:

$$M_t = H_t y_0 = 10 \cdot 0{,}83 = 8{,}3\ тм.$$

Распор от вертикальной нагрузки и температуры:

$$H = 88 - 10 = 78\ т.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{78000}{90 \cdot 100} = 8{,}7\ кг/см^2.$$

Полный момент от временной нагрузки и температуры:

$$M = 2{,}6 + 8{,}3 = 10{,}9\ тм.$$

НТБ ДНУЖТ

Эксцентриситет

$$e = \frac{10,9}{78} = 0,14\ м; \quad \frac{6e}{d_0} = \frac{6 \cdot 14}{90} = 0,93.$$

Крайние напряжения:

$$\sigma_{max} = 8,7 \cdot 1,93 = 16.8\ кг/см^2;$$
$$\sigma_{min} = 8,7 \cdot 0,07 = 0,6\ кг/см^2.$$

Допускаемое напряжение при учете температуры повышается на 15 %.

Сечение в пяте. Нормальная сила от постоянной нагрузки равна:

$$N = \frac{H}{\cos \varphi_n}.$$

Величину угла наклона касательной к оси с горизонтом можно определить по уравнению оси свода, взяв производную по x и вставив затем вместо x значение $\frac{l}{2}$.

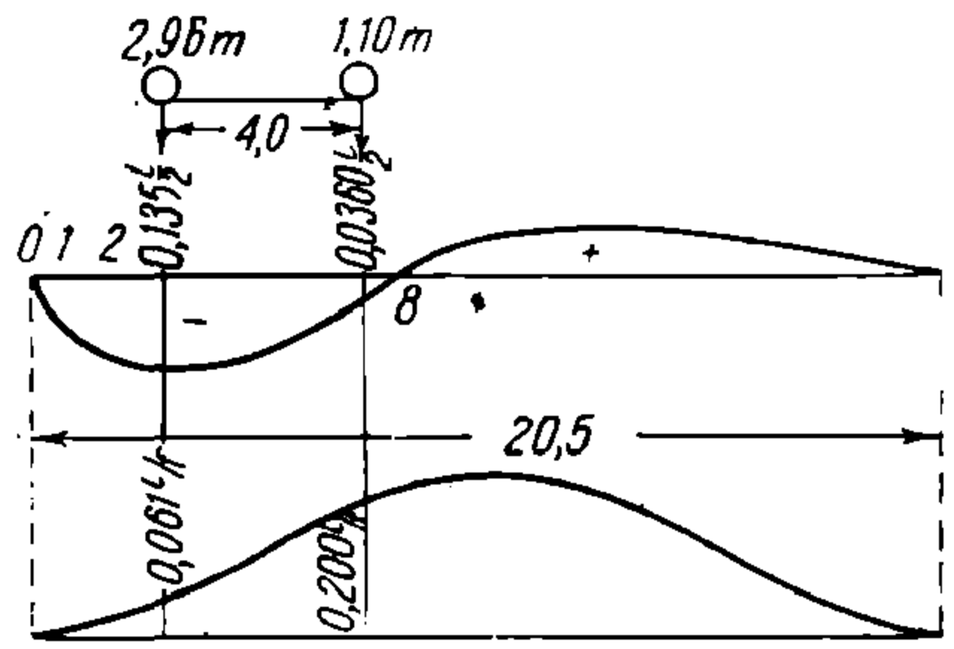
Произведя эти выкладки, получим:

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \left(\frac{24 q_0}{5 q_0 + q_n} + \frac{q_n - q_0}{q_0}\right) \frac{f}{l}.$$

В данном случае:

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \left(\frac{24 \cdot 3}{5 \cdot 3 + 8,6} + \frac{8,6 - 3}{3}\right) \frac{1}{8} = 0,614;$$

$$\varphi_n = 31°30'; \quad \cos \varphi_n = 0,85.$$



Фиг. 233.

Нормальная сила от постоянной нагрузки:

$$H = \frac{81}{9,85} = 95,5\ m.$$

Для вычисления момента и распора от временной нагрузки воспользуемся приближенными ординатами линий влияния, которые даны в отд. III, § 71, фиг. 198.

Изгибающий момент (отрицательный) при установке по фиг. 233:

$$M_k = \Sigma P y = (2,96 \cdot 0,135 + 1,1 \cdot 0,036) 10,25 = 4,4\ тм.$$

Распор

$$H_k = (2,96 \cdot 0,061 + 1,1 \cdot 0,200) \cdot 8 = 3,2\ m.$$

С небольшой погрешностью продольную силу можно определить по формуле:

$$N_k = \frac{H_k}{\cos \varphi_n} = \frac{3,2}{0,85} = 3,77\ m.$$

Полная продольная сила

$$N = 95,5 + 3,77 = 99,27\ m.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_o = \frac{99,27 \cdot 1000}{100 \cdot 100} = 9,9\ кг/см^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,4}{99,27} = 0,044\ м;\ \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 4}{100} = 0,24.$$

Крайние напряжения:

$$\sigma_{max} = 9,9 \cdot 1,24 = 12\ кг/см^2 < 25;$$
$$\sigma_{min} = 9,9 \cdot 0,76 = 7,5\ кг/см^2.$$

Влияние температуры опасно при понижении.

Распор по предыдущему:

$$H_t = 10\ т.$$

Продольная сила в пяте

$$N_t = H_t \cos\varphi_n = 10 \cdot 0,85 = 8,5\ т.$$

Момент распора

$$M_t = H_t \cdot \frac{2f}{3} = \frac{10 \cdot 2,56 \cdot 2}{3} = 16,6\ тм.$$

Полная продольная сила

$$N = 99,27 - 8,5 = 90,77\ т.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{90,77}{100 \cdot 100} = 9\ кг/см^2.$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{4,4 + 16,6}{90,77} = 0,23\ м;\ \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 23}{100} = 1,38.$$

Крайние напряжения:

$$\sigma_{max} = 9 \cdot 2,38 = 21,4\ кг/см^2 < 25;$$
$$\sigma_{min} = 9 \cdot 0,38 = -3,4\ кг/см^2 \text{ (растяжение)}.$$

Допускаемое напряжение на растяжение принимается по Техническим условиям равным 0,12 от основного. В данном случае:

$$R_z = 0,12 \cdot 25 = 3\ кг/см^2.$$

При учете температуры допускаемое напряжение повышается на 15 %, т. е. в нашем случае до 3,45 $кг/см^2$.

Следовательно перенапряжения нет. Однако желательно все-таки для уменьшения растягивающих напряжений сечение в пяте увеличить например до 1,1 $м$.

Поверка размеров устоев. Для устоя проверим напряжения по обрезу и по подошве фундамента от одних постоянных сил с тем, чтобы установить положение кривой давления и убедиться в целесообразности принятых размеров. Кроме того для сечения по подошве фундамента проверим устойчивость и давление на грунт при невыгоднейшей комбинации всех сил.

Сечение по обрезу фундамента. Для расчета выделим 1 $м$ ширины устоя поперек моста. Вес устоя и заполнения для упрощения расчета вычисляем совместно, приняв средний объемный вес 2,1 $т/м^3$.

НГБ ДНУЖТ

Полную высоту устоя с заполнением можно принять 6,23 *м*; длина устоя по фасаду 5,5 *м*. Тогда на 1 *м* ширины устоя вес:

$$G = 2{,}1 \cdot 6{,}23 \cdot 5{,}5 = 72\ т.$$

Плечо веса относительно центра основания можно принять $g = 0$.

Опорные давления свода от постоянной нагрузки. Вертикальная составляющая при указанном раньше параболическом законе распределения вычисляется по формуле:

$$V_q = \frac{q_0 l}{2} + \frac{q_n - q_0}{3} \cdot \frac{l}{2}.$$

В данном случае:

$$V = 3 \cdot 10{,}25 + \frac{8.6 - 3}{3} \cdot 10{,}5 = 50\ т.$$

Плечо относительно центра сечения:

$$v = \frac{5{,}5}{2} - 0{,}25 = 2{,}5\ м.$$

Момент

$$Vv = -50 \cdot 2{,}5 = -125\ тм.$$

Распор от постоянной нагрузки по предыдущему: $H = 81\ т$.

$$h = 6{,}23 - 0{,}50 - \frac{0{,}9}{2} - 2{,}56 = 2{,}72\ м.$$

Момент

$$Hh = 81 \cdot 2{,}72 = 220\ т.$$

Давление земли при угле естественного откоса $\varphi = 33°$ и объемном весе насыпи 1,7 $т/м^3$ определяется по формуле:

$$E = 0{,}23 H_0^2;$$

где H_0 — высота насыпи — берется в метрах, E — в тоннах.

$$E = 0{,}23 \cdot 6{,}23^2 = 9\ т.$$

Плечо

$$e = \frac{6.23}{3} = 2{,}08\ м.$$

Момент:

$$Ee = -9 \cdot 2{,}08 = -19\ тм.$$

Нормальная сила в сечении

$$N = 72 + 50 = 122\ т.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{122\,000}{100 \cdot 550} = 2{,}2\ кг/см^2.$$

Момент от всех постоянных сил:

$$M = 220 - 125 - 19 = 76\ тм.$$

НТБ ДНУЖТ

Эксцентриситет в сторону насыпи:

$$e = \frac{76}{122} = 0{,}62\ м,$$

что составляет около $^1/_9$ длины сечения. Таким образом кривая давления проходит достаточно благоприятно.

Крайние напряжения:

$$\sigma_{max} = 2{,}2\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}62}{5{,}5}\right) = 3{,}8\ кг/см^2;$$

$$\sigma_{min} = 2{,}2\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}62}{5{,}5}\right) = 0{,}6\ кг/см^2.$$

Скалывающая сила

$$T = 81 - 9 = 72\ т.$$

Скалывающие напряжения

$$\tau = \frac{3}{2}\frac{T}{F} = \frac{3}{2}\frac{72}{100 \cdot 550} = 1{,}9\ кг/см^2.$$

Допускаемые напряжения на скалывание при изгибе принимаются в 0,1 от основного, т. е. 2,5 $кг/см^2$. Для сечения по обрезу фундамента согласно Техническим условиям Цудортранса допускаемые напряжения уменьшаются на 30%. В данном случае будем иметь $2{,}5 \cdot 0{,}7 = 1{,}75\ кг/см^2$, т. е. получаем перенапряжение около 12%. Очевидно желательно несколько удлинить устой по низу.

Сечение по подошве фундамента. Фундамент закладывается на глубину вместе с бетонной подушкой 3,5 $м$. Длина подошвы фундамента по фасаду 10,0 $м$ (фиг. 229); промежутки между шпунтовыми стенками и телом фундамента заполняются гравием. Вес фундамента вычисляем для 1 $м$ его ширины, считая полный объем между стенками и объемный вес 2,2 $т/м^3$:

$$G = 2{,}2 \cdot 3{,}5 \cdot 10{,}0 = 77\ т.$$

Плечо относительно центра основания можно считать равным нулю. Вес заполнения и насыпи над задним уступом и скосом фундамента при удельном весе в среднем 1,9 $т/м^3$:

$$P = 1{,}9 \cdot 6{,}23 \cdot 4{,}3 = 51\ т.$$

Плечо относительно центра основания:

$$p = 5{,}0 - \frac{4{,}3}{2} = 2{,}85\ м.$$

Момент

$$Pp = 51 \cdot 2{,}85 = 145\ тм.$$

Остальные силы берем из предыдущего расчета.
Сумма вертикальных сил:

$$N = 72 + 50 + 62 + 51 = 235\ т.$$

НТБ ДНУЖТ

Среднее давление на грунт:

$$\sigma_0 = \frac{235\,000}{1\,000 \cdot 100} = 2{,}35\ кг/см^2.$$

Для вычисления момента всех сил относительно центра подошвы фундамента воспользуемся тем обстоятельством, что если известен момент системы сил относительно какой-либо точки C, то момент этих сил относительно другой точки равен моменту относительно C плюс сумма вертикальных проекций сил, умноженная на горизонтальное расстояние между точками C и D, плюс сумма горизонтальных проекций, умноженная на вертикальное расстояние между точками C и D. Горизонтальное расстояние между центрами сечений по обрезу и по подошве фундамента:

$$5 - \frac{5{,}5}{2} - 0{,}2 = 2{,}05\ м.$$

Вертикальное расстояние: 3,5 *м*.

Таким образом получаем момент всех сил относительно центра подошвы фундамента:

$$M = 76 - 122 \cdot 2{,}05 + 72 \cdot 3{,}5 + 145 = 219\ тм.$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{219}{235} = 0{,}93\ м,$$

т. е. приблизительно $^1/_{10}$ длины основания.

Давления на грунт в крайних точках:

$$\sigma_{max} = 2{,}35\left(1 + \frac{6 \cdot 0{,}93}{10}\right) = 3{,}6\ кг/см^2 = 36\ т/м^2;$$

$$\sigma_{min} = 2{,}35\left(1 - \frac{6 \cdot 0{,}93}{10}\right) = 1{,}2\ кг/см^2 = 12\ т/м^2.$$

Сообразуясь с полученным давлением на грунт от постоянной нагрузки, установим число, диаметр и размещение свай.

Предположим применение свай диаметром 32 *см*. Допускаемая нагрузка на такую сваю по Техническим условиям 28 *т*.

Общее число свай можно определить по полному вертикальному давлению.

На 1 *м* ширины устоя необходимое число свай:

$$\frac{235}{28} = 8\ шт.$$

Учитывая влияние временной нагрузки и температуры, что надлежит еще проверить, примем возможно большее число свай. Наименьшее расстояние между центрами свай по Техническим условиям 2,5 диаметра, т. е. 80 *см*. Это минимальное расстояние примем для свай наиболее напряженной грани. Если такое же расстояние

НТБ ДПУКТ

принять и поперек моста, то на каждую сваю будет приходиться площадка, равная $0{,}80 \cdot 0{,}80 = 0{,}64\ м^2$ и соответствующее давление:

$$P = 36 \cdot 0{,}64 = 23\ т < \text{допускаемой нагрузки } 28\ т.$$

По направлению к менее напряженной грани (к пролету) расстояние между сваями можно увеличить. Всего намечаем в каждом ряду 11 свай и расстояние между рядами поперек моста 0,80 *м*.

Проверка давлений на грунт и устойчивости на скольжение при временных силах. Невыгоднейшим случаем для давления на грунт является загружение всего пролета временной нагрузкой соответственно максимуму распора и повышение температуры.

Временную нагрузку принимаем в виде эквивалентной, как для параболической линии влияния по табл. 92 отд. V. При установке двух поездов автомобилей и общей ширине свода 6,4 *м* коэфициент поперечной установки для расчетной ширины 1 *м* равен:

$$\xi = \frac{2}{6{,}4} = 3{,}1\ .$$

Эквивалентная нагрузка при длине загружения 20,5 *м* по табл. 92 равна:

$$k = 0{,}31 \cdot 1{,}38 = 0{,}427\ т/м\ .$$

Распор определим по приближенной формуле:

$$H = \frac{kl^2}{8f} = \frac{0{,}427 \cdot 20{,}5^2}{8 \cdot 2{,}56} = 8{,}8\ т\ .$$

Вертикальная реакция

$$V = \frac{kl}{2} = 0{,}427 \cdot 10{,}25 = 4{,}37\ т\ .$$

Момент опорных реакций относительно центра сечения по подошве фундамента:

$$Hh_1 + Vv_1 = 8{,}8\,(2{,}72 + 3{,}5) + 4{,}37\,(5{,}0 - 0{,}2 - 0{,}25) = 34{,}8\ тм\ .$$

Распор от температуры при расчетном повышении температуры

$$t = 19 - 8 = 11°$$

$$H_t = \frac{11}{20} \cdot 10 = 5{,}5\ т\ .$$

Распор приложен в упругом центре.

Плечо:

$$t = 2{,}72 + \frac{2{,}56 \cdot 2}{3} \cdot 3{,}5 = 7{,}93\ м.$$

Момент:

$$5{,}5 \cdot 7{,}93 = 43{,}6\ тм.$$

Эксцентриситет при учете только временной нагрузки и температуры:

$$e = \frac{34{,}8 + 43{,}6}{4{,}37} = 17{,}9\ м.$$

НТБ ДНУЖКТ

Крайние напряжения:

$$\sigma = \frac{4{,}37}{1 \cdot 10}\left(1 \pm \frac{6 \cdot 17{,}9}{10}\right);$$

$$\sigma_{max} = 5{,}1\ т/м^2; \quad \sigma_{min} = -4{,}2\ т/м^2.$$

Дополнительная нагрузка на сваю:

$$\Delta P = 5{,}1 \cdot 0{,}7 = 3{,}5\ т.$$

Полная наибольшая нагрузка на сваю:

$$P_{max} = 23 + 3{,}5 = 26{,}5\ т < 28.$$

Устойчивость на скольжение при свайном основании проверять согласно Техническим условиям не требуется.

Однако, вообще говоря, на сваи не рекомендуется передавать горизонтальных сил. Для сравнительной оценки и при свайном основании применяют условный расчет устойчивости на скольжение, принимая коэфициент трения 0,5 и коэфициент устойчивости 1,3.

В данном случае сдвигающая сила

$$T = 72 + 8{,}8 + 5{,}5 + 86{,}3\ т.$$

Сила трения

$$fN = 0{,}5\,(235 + 4{,}37) = 119{,}7\ т.$$

Коэфициент устойчивости

$$\xi = \frac{119{,}7}{86{,}3} = 1{,}4 > 1{,}3.$$

91. Последующие варианты. Эскизная разработка первого варианта показывает, что применение для данных местных условий однопролетного моста с пологостью свода 1:8 вызывает удорожание и усложнение устройства фундаментов устоев. Длина фундаментов значительно выходит в сторону насыпи за естественные пределы моста, которые определяются его длиной по верху.

Основание под устоем работает недостаточно равномерно и довольно напряженно. Хотя размеры устоя и давление на грунт и проверены расчетом, это не исключает все же некоторых опасений за неравномерность осадки устоя. Чтобы не бояться совершенно этой осадки, можно было бы применить трехшарнирные или двухшарнирные своды. Однако устройство и эксплоатация шарниров вносит известные осложнения. Для такого небольшого сравнительно мостика не следует итти на осложнения конструкции, если в том нет прямой необходимости. В отношении самого свода тоже надо иметь в виду, что очень пологие своды требуют более тщательной кладки, так как работают более напряженно.

Всех этих неудобств можно избежать, разбив отверстие на несколько пролетов, что по местным условиям вполне возможно. Стоимость промежуточных опор может окупиться экономией на устоях и удешевлением кладки сводов.

Рассмотрим поэтому вариант двухпролетного моста.

При назначении схемы воспользуемся типовыми проектами ЦДТ, описанными в примере 16. При общем отверстии 20 *м*, для каж-

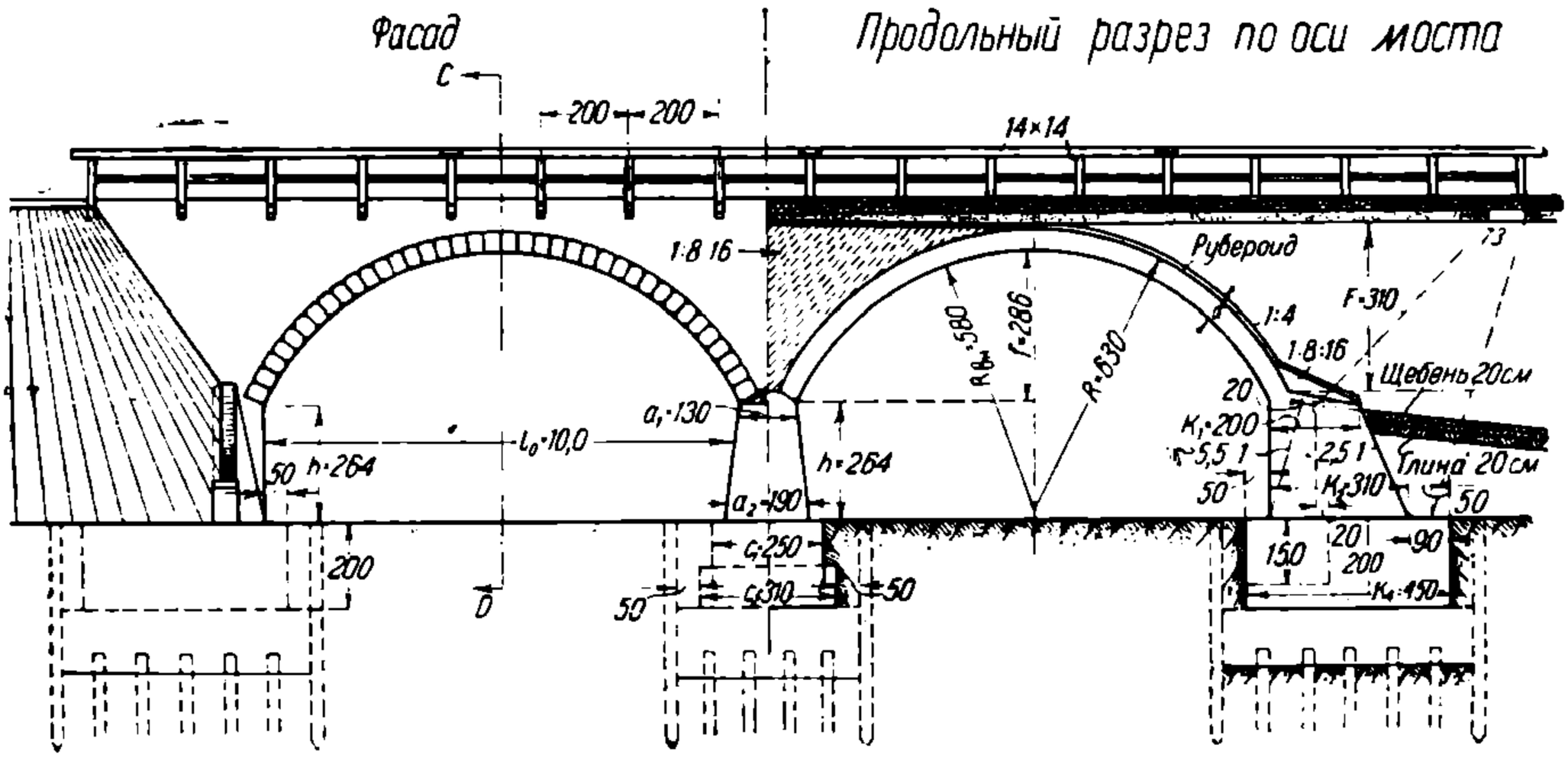
НТБ ДИИЖТ

дого из двух пролетов получим отверстие в свету 10 *м*. Для этого отверстия и высоты насыпи 6 *м* по таблице 73 (см. стр. 371) определяем все основные размеры моста. Фундамент устанавливаем на бетонной подушке, основанной на сваях (фиг. 234).

Размеры быка назначаем по таблице 78 (см. стр. 398).

Согласно таблице 73 высота устоя или быка от обреза фундамента до уровня пят составляет 2,64 *м*, т. е. в данном случае пяты свода будут выше горизонта высокой воды на 24 *см*.

Размеры откосных крыльев берем по таблице 72 (см. стр. 368).



Фиг. 234.

Фундамент откосных крыльев считаем возможным сделать глубиной 2,5 *м*, включая бетонную подушку толщиной 1 *м*, и основать непосредственно на грунте, имея в виду, что откосные крылья являются менее ответственными, чем устои моста.

Таким образом второй вариант можно считать полностью выясненным не только для эскиза, но и в качестве детального проекта.

Применение откосных крыльев в типовых проектах имеет целью уменьшить длину обратных стенок, а следовательно и фундамента устоев. Длина устоя здесь принимается только такая, которая достаточна для поддержания свода.

Той же цели уменьшения размеров устоя можно достигнуть, если принять откос конусов круче одиночного. В данном случае, если устраним откосные крылья и оставим те же размеры устоя, получим величину горизонтального заложения откоса по фиг. 234.

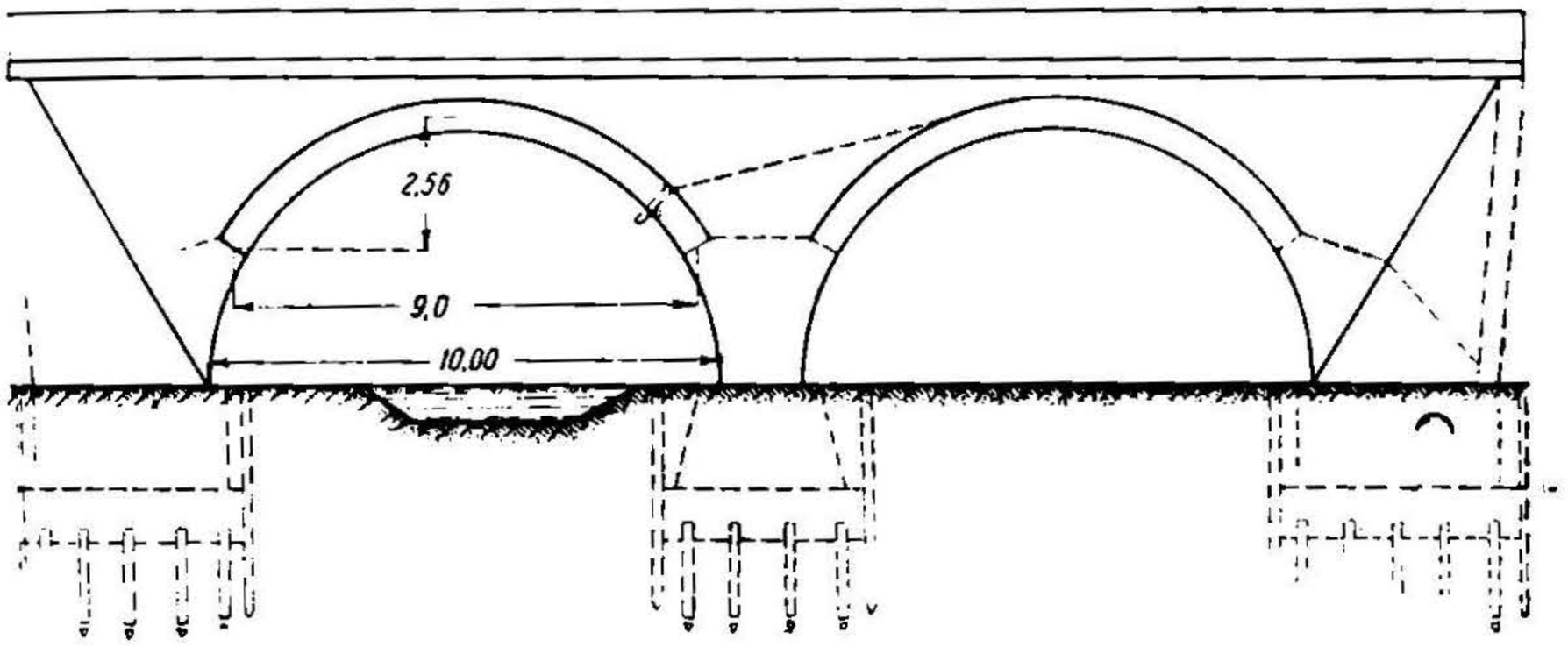
$$3{,}1 + 0{,}5 + \frac{6}{8} - 0{,}5 = 3{,}85\ м.$$

При высоте насыпи 6 *м* получим уклон откоса:

$$3{,}85 : 6 \backsimeq 1 : 1{,}5.$$

НТБ ДНУЖТ

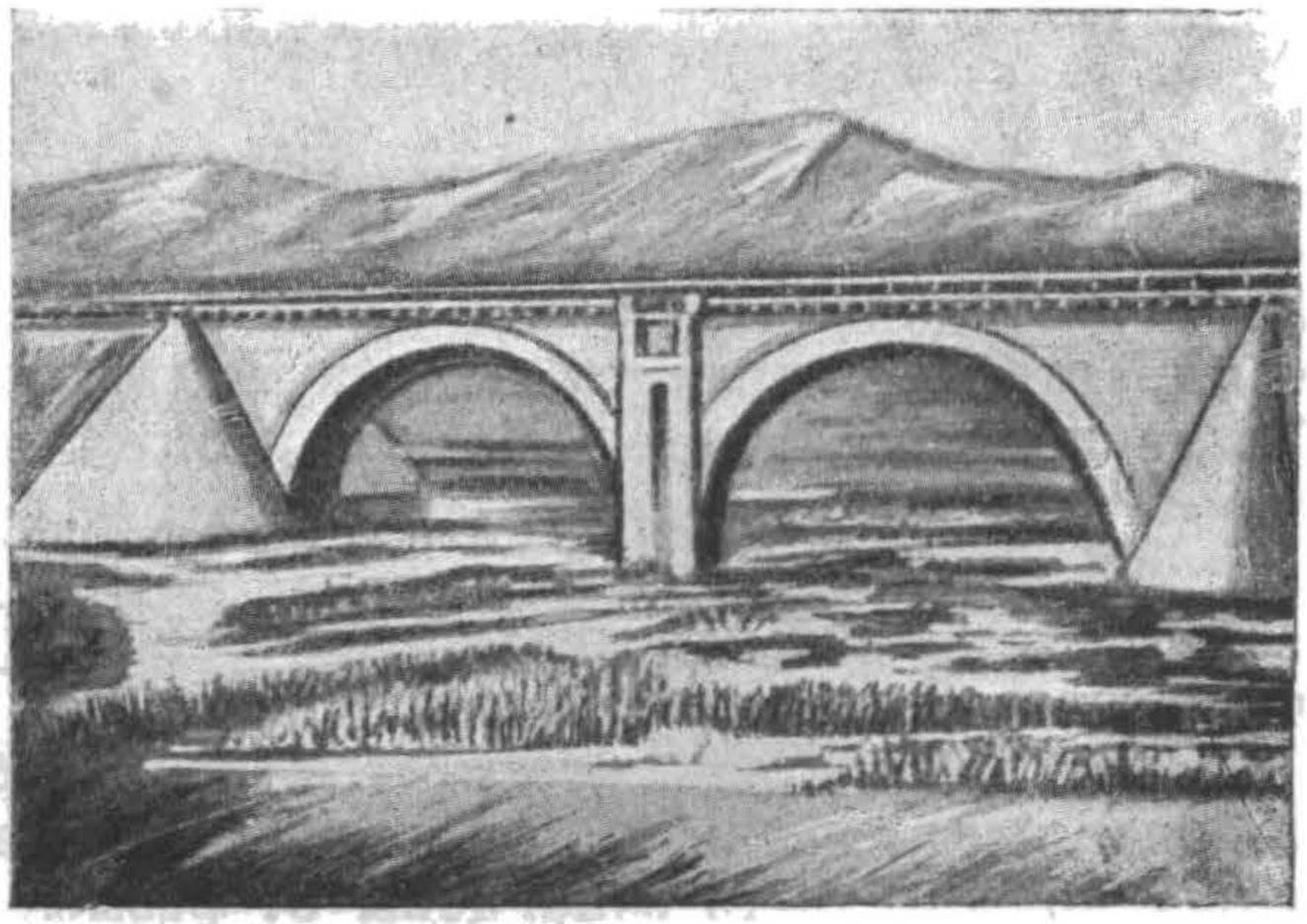
Создание такого откоса вполне возможно при надлежащем его укреплении, например путем одежды из каменной кладки на растворе. Подобных проектов у нас еще не имеется, но следует ожидать, что такое устройство будет дешевле откосных крыльев.



Фиг. 235.

В отношении самого моста при подъеме свода $f:l = 1:3{,}5$ вполне возможно оформление сводов в виде полуциркульных. Для этого необходимо только применить выносные пяты.

Внося в проект эти изменения, получим подвариант второго варианта, показанный на фиг. 235. Построенный мост подобного типа из заграничной практики показан на фиг. 236.



Фиг. 236.

В процессе отыскания наилучшего решения рассмотрим еще мост с обсыпными устоями и выпущенными в пролет откосами насыпи. В этом варианте мы избегаем устройства откосных крыльев или крутых укрепленных откосов, заменяя их обычными одиночными мощеными. При обсыпных устоях живое сечение под мостом получает вид трапеции. Для сохранения той же площади сечения длину отверстия 20 *м* следует считать по средней линии трапеции. На горизонте высоких вод ($+2{,}4$ *м*) длина отверстия получится тогда равной 22,4 *м*. Это отверстие можно разбить на два пролета со сводами 11,2 *м* в свету.

При назначении размеров опять будем руководствоваться типовыми проектами Цудортранса. Хотя моста с пролетами 11,2 *м* в

НТБ ДНУЖТ

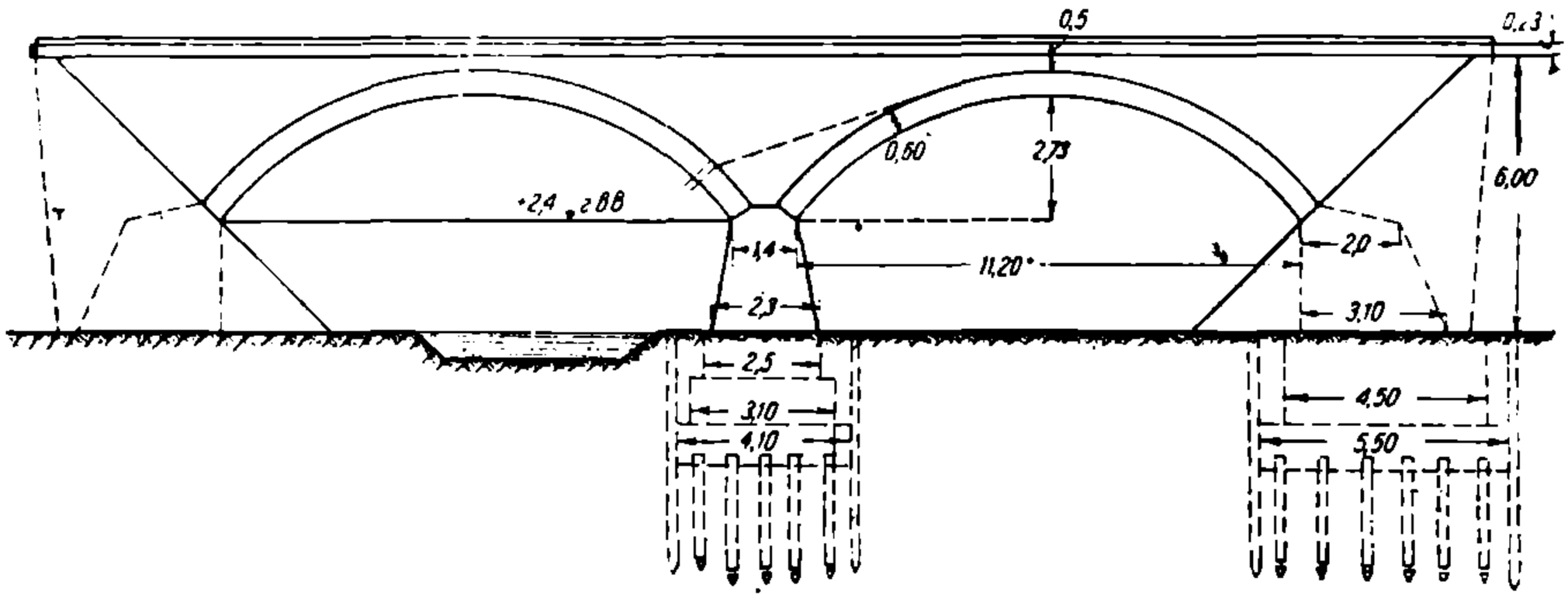
таблице 73 не имеется, для эскизного проекта можно экстраполировать табличные данные, имея в виду, что, во-первых, они составлены по определенным законам, и, во-вторых, пролет 11,2 *м* лишь немного отличается от данных в таблице.

Толщина свода в типовых проектах принимается равной $^1/_{20}$ пролета к свету; для данного случая примем 60 *см*. Если верх полотна расположить на 0,5 *м* выше ключа свода и низ пяты на уровне высоких вод. то стрела подъема по внутреннему очертанию

$$f = 6{,}23 - 0{,}5 - 0{,}6 - 2{,}4 = 2{,}73 \ м,$$

что составляет $^1/_4$ пролета.

Ширину быка по верху, сообразуясь с таблицей 78, можно принять 1,4 *м* и по низу 2,3 *м*. Толщина по средней линии высоты 1,85 *м*.



Фиг. 237.

На эту величину следует увеличить отверстие моста между конусами, чтобы сохранить заданную площадь светового отверстия. Тогда получим расстояние между откосами на уровне высоких вод:

$$22{,}4 + 1{,}85 = 24{,}25 \ м.$$

По этим данным вычерчиваем эскиз (фиг. 237). Фундаменты устраиваются аналогично предыдущему.

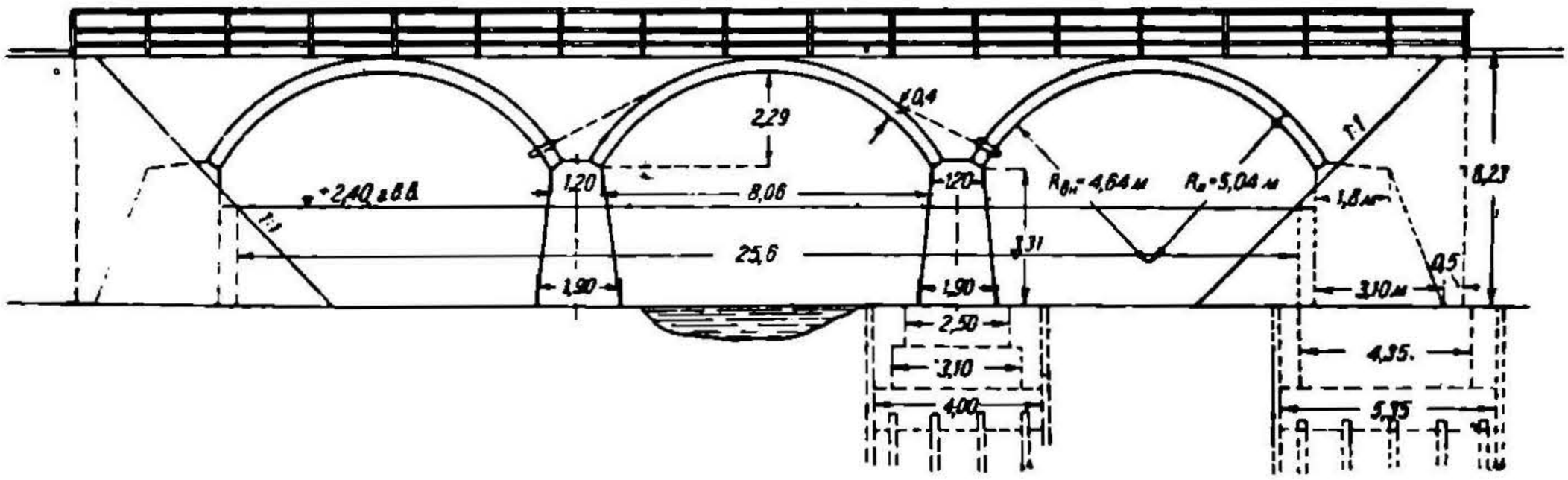
Следует заметить, что в этом варианте части откосов, выпущенные в отверстие, подвергаются действию проточной воды и поэтому должны быть защищены от размыва. Рекомендуется внутри откоса устроить водонепроницаемое ядро, например из утрамбованной глины. В горных речках при очень быстром течении от этого варианта лучше отказаться.

Во всех вариантах двухпролетного моста русло реки следует спланировать и отвести в один из пролетов (фиг. 237).

Сравнение составленных вариантов однопролетного и двухпролетного мостов показывает нам, что переход от однопролетного решения к двухпролетному значительно упрощает конструкцию: своды получаются меньшего пролета и более подъемистыми, устои менее массивными. Сравнивая подварианты двухпролетного моста, уста-

БГТБ ДИЖКТ

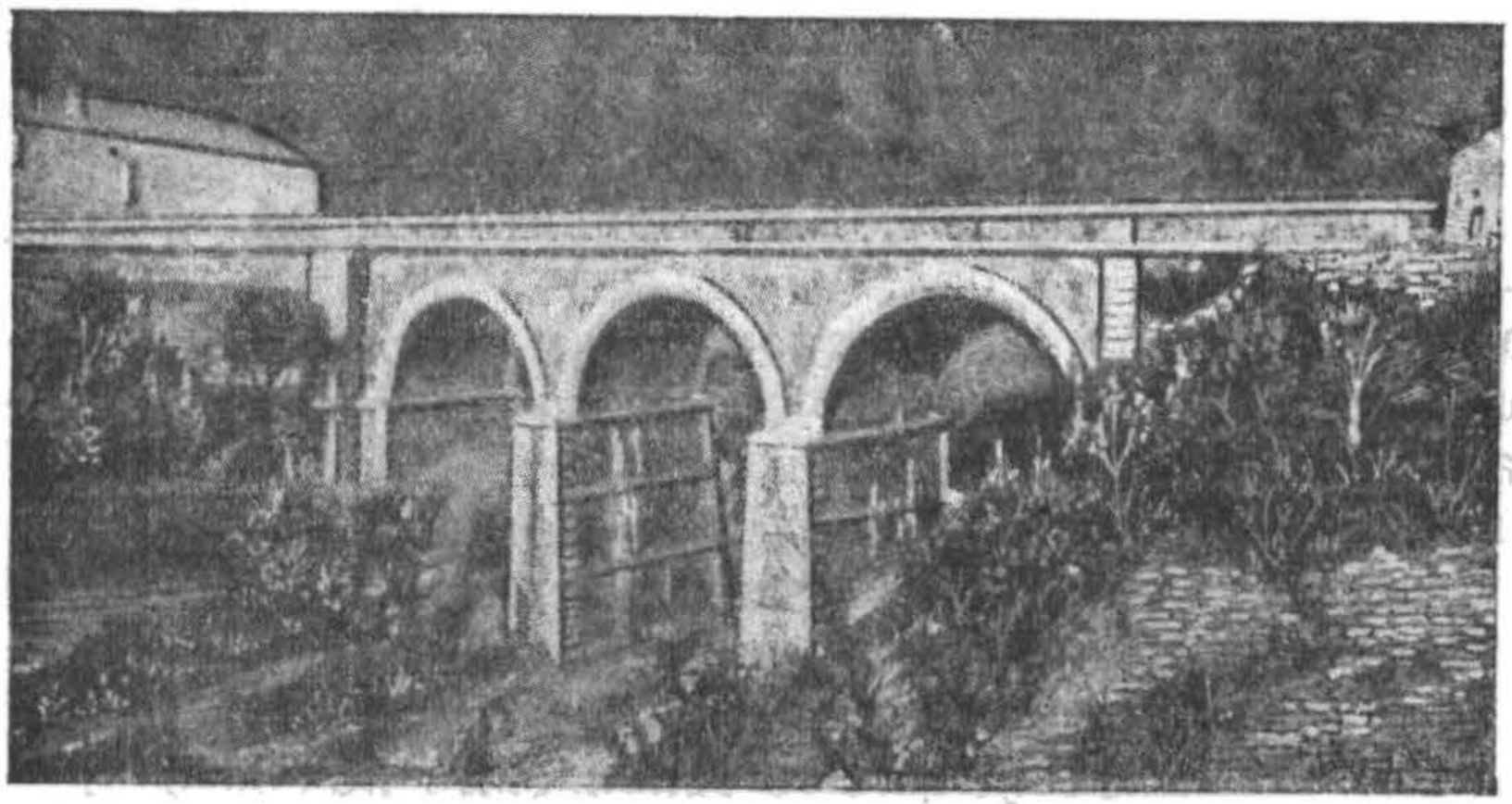
навливаем, что в первых двух подвариантах несколько усложняет конструкцию применение откосных крыльев или крутых укрепленных раскосов; зато в третьем подварианте сами своды получаются более пологими. Дальнейшего упрощения конструкции можно достигнуть, если, сохранив обсыпные устои, перейти на три пролета. Рассмотрим поэтому вариант трехпролетного моста, руковод-



Фиг. 238.

ствуясь при назначении размеров и конструкции типовыми проектами Цудортранса.

Для уравновешения распоров на быках все пролеты принимаем одинаковыми. Величина пролетов получится тогда около 8 *м* в свету. По таблице 78 средняя толщина быка для пролета 8 *м* и высоты насыпи 6 *м* будет около 1,6 *м*.



Фиг. 239.

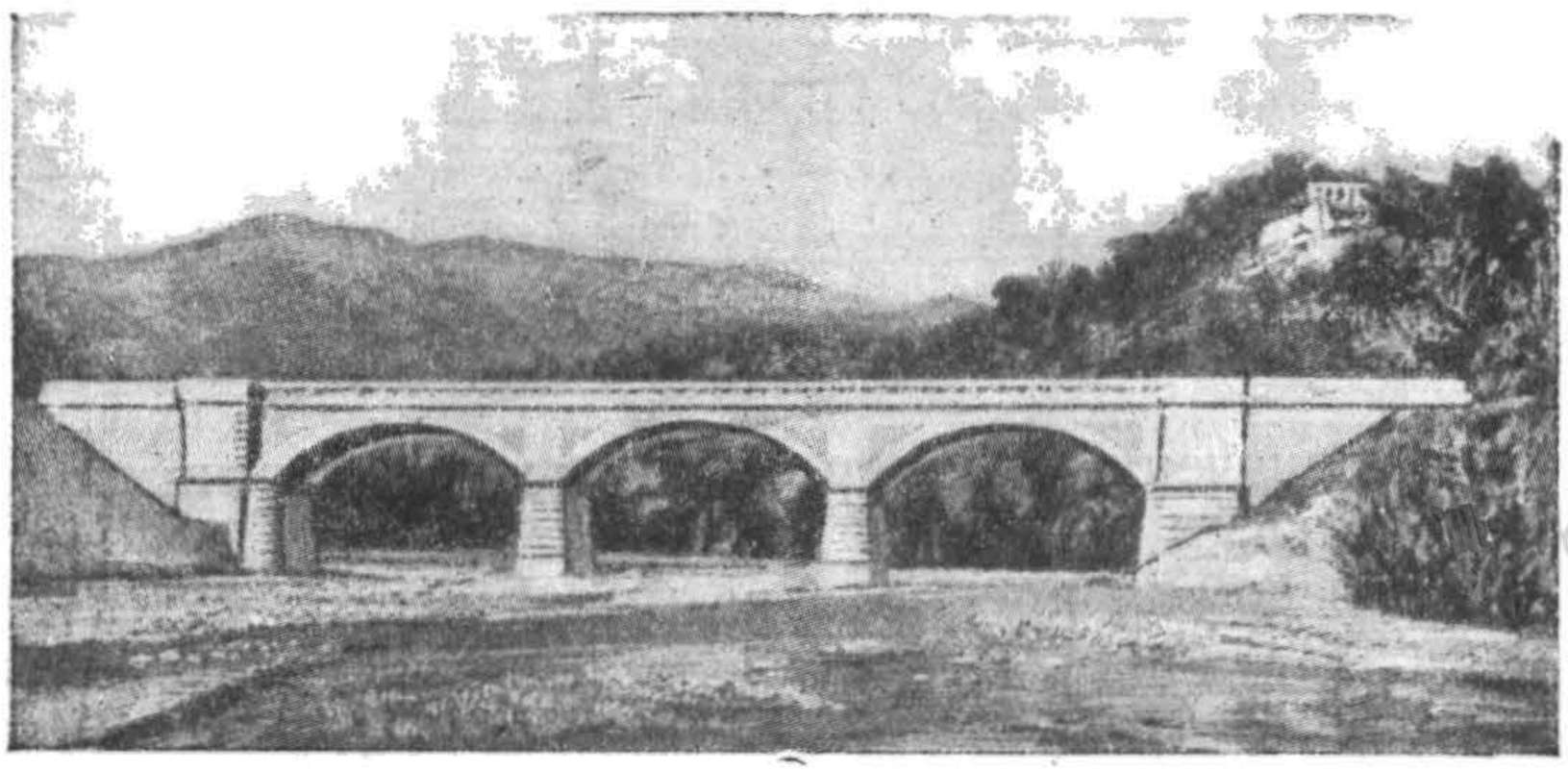
Согласно предыдущим расчетам при выпущенных конусах надо назначить расстояние между конусами на уровне высоких вод равным $22,4 + 2 \cdot 1,6 = 25,6$ *м*. По этому размеру вычерчиваем трапецию живого сечения под мостом (фиг. 238). Если принять три пролета в свету по 8 *м*, то согласно таблице 78 высота быка от фундамента до пят свода — 3,31 *м* и толщина быка на этом уровне — 1,2 *м*. Наносим на чертеж эти размеры, располагая быки симметрично.

НТБ ДИИТ

Размеры сводов и устоев берем по таблице 73 и наносим на чертеж. Ввиду того, что при составлении последних вариантов мы руководствовались типовыми проектами, поверка их размеров расчетом на прочность представляется излишней. Следовало бы только произвести расчет свайных оснований. Этот расчет производится во всем аналогично изложенному в предыдущем параграфе, а потому здесь опускается.

Примеры исполненных трехпролетных мостов показаны на фиг. 239 и 240.

92. Сравнение вариантов. В качестве первого признака для сравнения примем количество каменной кладки, требующейся для различ-



Фиг. 240.

ных вариантов, а также число свай и длину шпунтовых стенок. Соответствующие данные приведены в таблице 67.

Для первого варианта количество каменной кладки вычислено непосредственно по чертежу, для вариантов 2, 2б и 3 использованы таблицы 141 и 142 отд. V.

На основании табл. 67 устанавливаем, что однопролетный мост в данном случае по сравнению со всеми другими вариантами требует значительно больше кладки, как всей вообще, так в частности и наиболее ответственной кладки сводов. Объясняется это большой пологостью сводов, требующей развития устоев.

Трехпролетный вариант в данном случае следует сравнивать с вариантом 2б, который имеет такие же обсыпные устои и выпущенные в отверстие конусы. Это сравнение показывает, что трехпролетный мост невыгоден. Итак в данном случае можно установить, что наивыгоднейшим решением является двухпролетный мост. Из сравнения вариантов двухпролетного моста устанавливаем, что применение откосных крыльев дороже, чем устройство обсыпных устоев. Однако этот факт не может быть решающим, так как в зависимости от местных условий технические качества обоих вариантов неодинаковы.

В отношении производства работ следует признать вариант однопролетного моста более трудным, остальные же более или менее равноценными.

НТБ ДИИЖТ

Таблица 67

Количество каменной кладки и свай в различных вариантах каменного моста

Наименование частей моста		Номера вариантов и соответствующих фигур			
		1 (фиг. 229)	2 (фиг. 234)	2б (фиг. 237)	3 (фиг. 233)
Своды	$м^3$	142	80,2	89	77,1
Надсводное строение (щековые стенки с карнизами)	$м^3$	41	43,24	48	41,8
Устои с обратными стенками и фундаментами без бетонной подушки .	$м^3$	617	281,84	281,84	285,68
Быки с фундаментами (без бетонной подушки)	$м^3$	—	78,88	78,88	175,1
Откосные крылья с фундаментами	$м^3$	—	131	—	—
Бетонные подушки устоев	$м^3$	150	82 5	82 5	80
То же быков	$м^3$	—	31	31	60
Итого бутовой и бетонной кладки	$м^3$	950	728	611	720
Число свай шт.	.	176	136	136	144
Длина шпунтовых стенок *пог. м*. .	.	70	130	75	98

Замечания к таблице. Количество материала для варианта 2б подсчитано в соответствии с вариантом 2, причем количество материала в пролетном строении увеличено пропорционально изменению отверстия, т. е. в отношении 11,2:10, так как по таблице 141 видим, что с увеличением пролета кубатура кладки увеличивается. Количество материала в опорах принято для вариантов 2б и 2 одинаковым, так как по таблице 141 видим, что количество кладки в опорах зависит, главным образом, от высоты насыпи и почти не зависит от пролета.

С точки зрения пропуска воды наилучшим следует признать первый вариант, где отверстие не стеснено промежуточными опорами. Наибольшего значения это преимущество достигает для горных рек. Из двухпролетных мостов для рек с быстрым течением следует предпочесть вариант с откосными крыльями, где меньше угрозы подмыва конусов. Трехпролетный вариант является во всех случаях наихудшим.

С точки зрения технических требований: прочности, жесткости и устойчивости, все варианты почти равноценны. Это является следствием того, что все они запроектированы по одинаковым техническим условиям, и, значит, во всех вариантах одинаково обеспечены прочность, жесткость и устойчивость. Следует только заметить, что в первом варианте свод работает более напряженно и на нем больше сказывается колебание температуры. В малых и более крутых сводах других вариантов имеются большие запасы в сечениях. Точно также и опоры в первом варианте более ответственны. При проектировании мы, конечно, принимаем все меры, чтобы обеспечить устойчивость опор, но в виду неопределенности

ГПБ ДНУЖТ

свойств грунтов мы не имеем здесь полной уверенности, как при проектировании пролетных строений. Поэтому первый вариант является менее спокойным.

Перейдем к эстетической оценке составленных вариантов.

Однопролетный мост является современным решением, однако большая толщина свода и пологость его создают не совсем спокойное впечатление грузной напряженности.

Из двухпролетных мостов наилучшее по нашему мнению впечатление производит вариант 2б. Решение здесь прежде всего представляется достаточно непринужденным. Пролетное строение, выходя из откоса насыпи, легко опирается на небольшую промежуточную опору и вторым шагом достигает другого откоса. Пролетное строение здесь составляет главную часть моста, опоры не имеют больших размеров и служат лишь для поддержания пролетного строения, что является характерным для современных мостов. Вариант 2 (фиг. 234) имеет в общем тот же характер. Но вариант 2а (фиг. 236) имеет по существу противоположное содержание. В полуциркульных сводах сказывается подражание римским мостам. Здесь получается более спокойное впечатление монументальной стены с отверстиями. Но это впечатление нарушается отсутствием мощных устоев и крутыми откосами насыпи. Общий тон сооружения, по моему мнению, не выдержан. Более уместны были бы здесь устои с обратными стенками по типу например фиг. 240. Трехпролетные варианты приближаются к типам виадуков.

Здесь так же желательно применение более видных устоев, чтобы концы данного виадука—аркады не терялись в насыпи (фиг. 240). Следует обратить внимание на пример моста на фиг. 239. Здесь нет мощных устоев, но наличие за мостом (слева) подпорных стенок как бы продолжает мост неопределенно далеко, так что получается впечатление длинной стены, в которой сделаны отверстия.

Учитывая всю совокупность рассматриваемых выше признаков для сравнения вариантов, следует в данном случае предпочесть вариант 2б, имея в виду, что, судя по геологическому разрезу, мы имеем дело с равнинной рекой и малыми скоростями течения, так что размыв выпущенных в отверстие моста конусов не опасен.

Пример 15. **Эскизный проект городского моста**

93. Общие данные. В настоящем примере мы рассмотрим данные конкурса 1920/21 г. на составление проекта Большого Каменного моста в Москве[1].

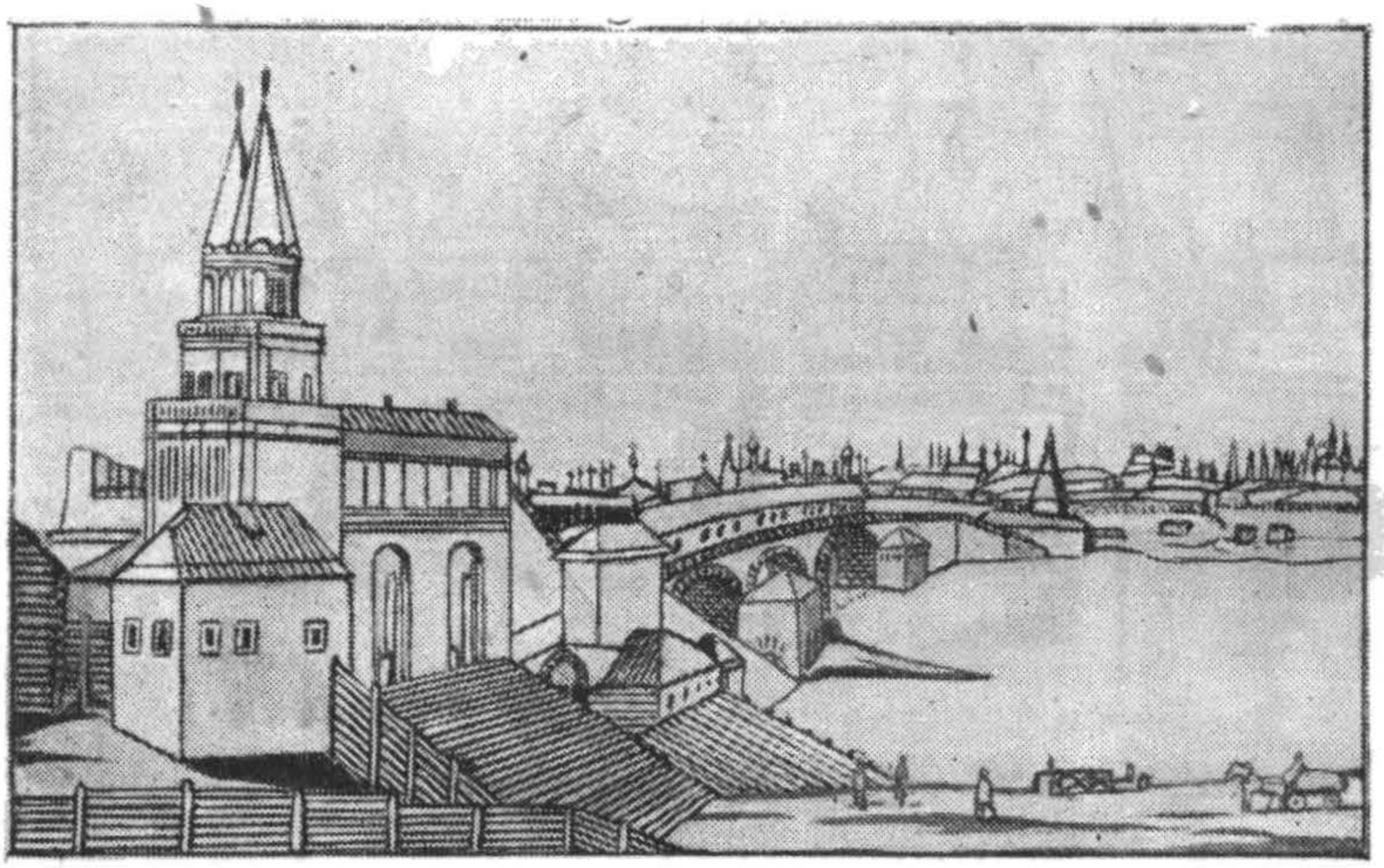
Название „Большой Каменный“ сохранилось от прежде существовавшего здесь каменного моста (фиг. 241). Этот мост был начат постройкой в 1643 г. выписанным для этой цели палатным мастером Яганом Кристером. Работы были вскоре прерваны и возобновлены только в 1682 г. и мост был закончен в 1687 г. по „мостовому образцу“ Кристера. Мост этот имел 7 арок пролетами до

[1] См. „Строительная промышленность“, 1924 г., № 3.

НТБ ДНУЖТ

28,4 *м* (40 арш.) в русле реки и 2 береговых пролета при общей длине около 150 *м*.

По длине моста вдоль перил шли высокие сквозные каменные аркады с разными украшениями, а по концам моста, по боковым сторонам проезда, были расположены торговые лавки с красным товаром. Такое устройство типично для средневековых мостов. На замоскворецком конце моста была расположена высокая башня с двумя шатровыми верхами. Эта башня называлась шестиворотной, потому что имела три парных въезда на мост: один прямо и два в стороны вдоль берегов. В башне помещались корчемная канцелярия, тюрьма и питейное заведение.



Фиг. 241.

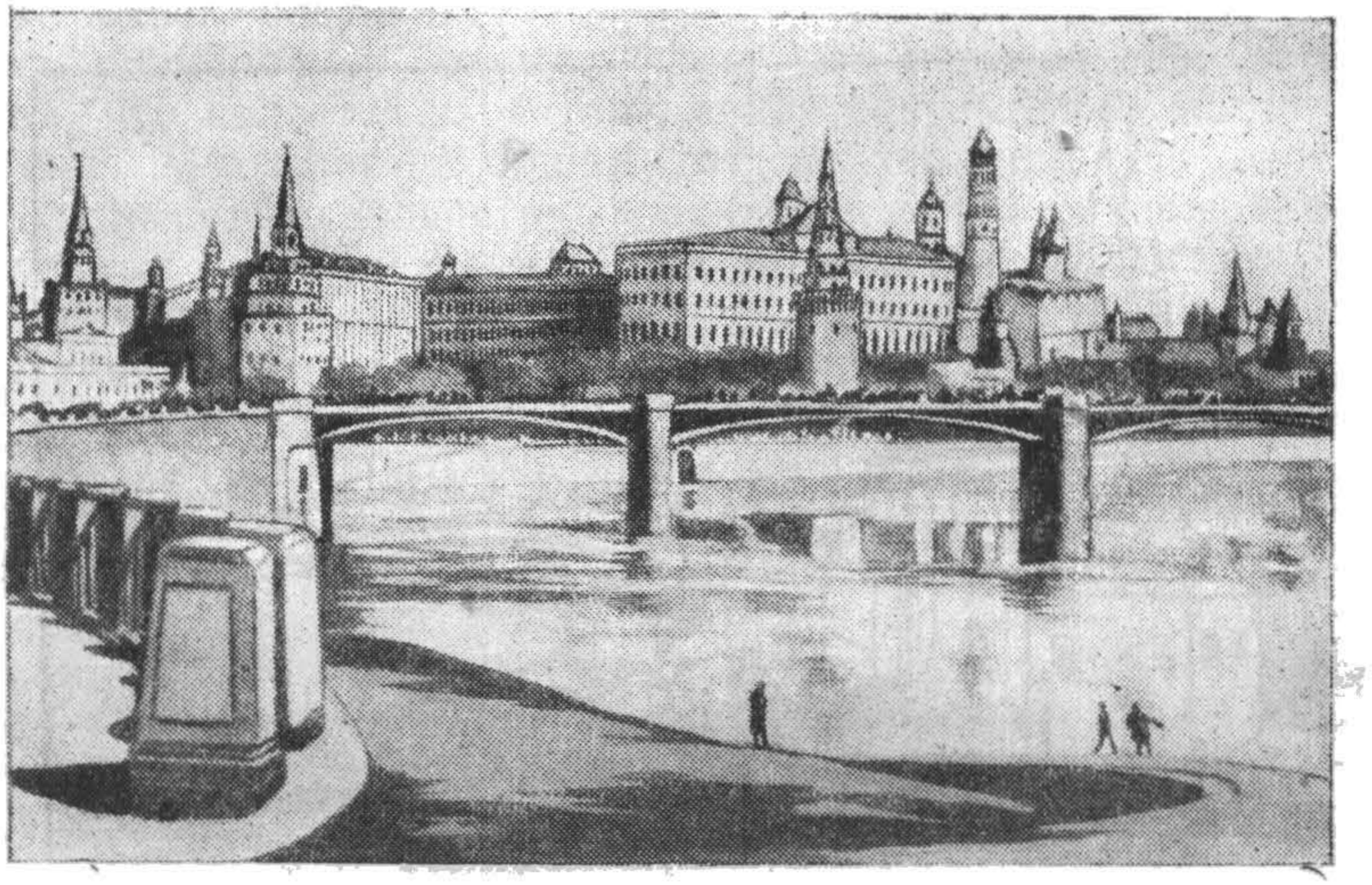
Этот мост был долгое время единственным большим каменным мостом в России. В своем первоначальном виде он просуществовал около ста лет. Затем верхние надстройки были сняты. К половине прошлого столетия мост пришел в плохое состояние и нуждался в частом ремонте. Вследствие этого в 1859 г. он был заменен новым, существующим до сих пор (фиг. 242). Этот мост имеет три пролета величиной $36 + 38 + 36$ *м*, перекрытых железными арками. В свое время это был один из первых мостов в мире, где были применены железные арки.

Ввиду недостаточно удовлетворительного состояния моста, в 1921 г. в связи с проектами „большой Москвы“ и был объявлен конкурс на составление эскизных проектов нового моста. Конкурс был организован путем заказа определенным лицам проектов, но, кроме того, в нем могли принять участие и все желающие.

Основные технические условия на составление проекта сводились к следующему. Место расположения и ось моста сохраняются прежние. Число пролетов произвольное в пределах от 1 до 5. Общее отверстие моста 117 *м* (55 саж.), один судоходный пролет 42,7 *м*

НТБ ДНУЖТ

(20 саж.) и остальные не менее 18,1 *м* (8,5 саж.). Возвышение низа пролетного строения над подпертым горизонтом (2,15 саж. над московским нулем) требуется на протяжении 35 *м* не менее 6,4 *м*; из них на средних 17 *м* не менее 8,5 *м*. Пяты каменных, бетонных и железобетонных арок могут быть затоплены. Ширина проезжей части 18,1 *м* (8,5 саж.), тротуаров по 4,25 *м* (2 саж.), продольный уклон допускается не более 2,25 $^0/_0$, а поперечный 1—1,5 $^0/_0$. Одежда полотна — каменная брусчатая или деревянная торцовая. В качестве материала могут быть применены камень, бетон, железобетон и металл.



Фиг. 242.

94. Варианты моста. Исторические воспоминания о первом Каменном мосте и соседство Кремля навевали мысль о создании нового моста, воспроизводящего облик прежнего и гармонирующего с кремлевскими стенами. Такое желание определенно высказывалось на предварительных совещаниях по выработке условий проектирования. Поэтому всеми проектировщиками были разработаны исключительно варианты каменного моста. Схемы представленных проектов в порядке величины пролетов указаны на фиг. 243, а некоторые технико-экономические показатели даны в таблице 68.

Проекты были рассмотрены в трех подкомиссиях: технической, благоустройства и художественно-архитектурной. Характеристики проектов, данные этими подкомиссиями, сводятся к следующим.

Первый проект (фиг. 243-*а*), благодаря большой величине среднего пролета (76 *м*), представляет наибольшие удобства для судоходства. Некоторыми недостатками проекта являются толстые быки и малая величина забутки над ключом свода. Мост запроектирован из гранита и имеет внешнюю обработку в суровом типе средневе-

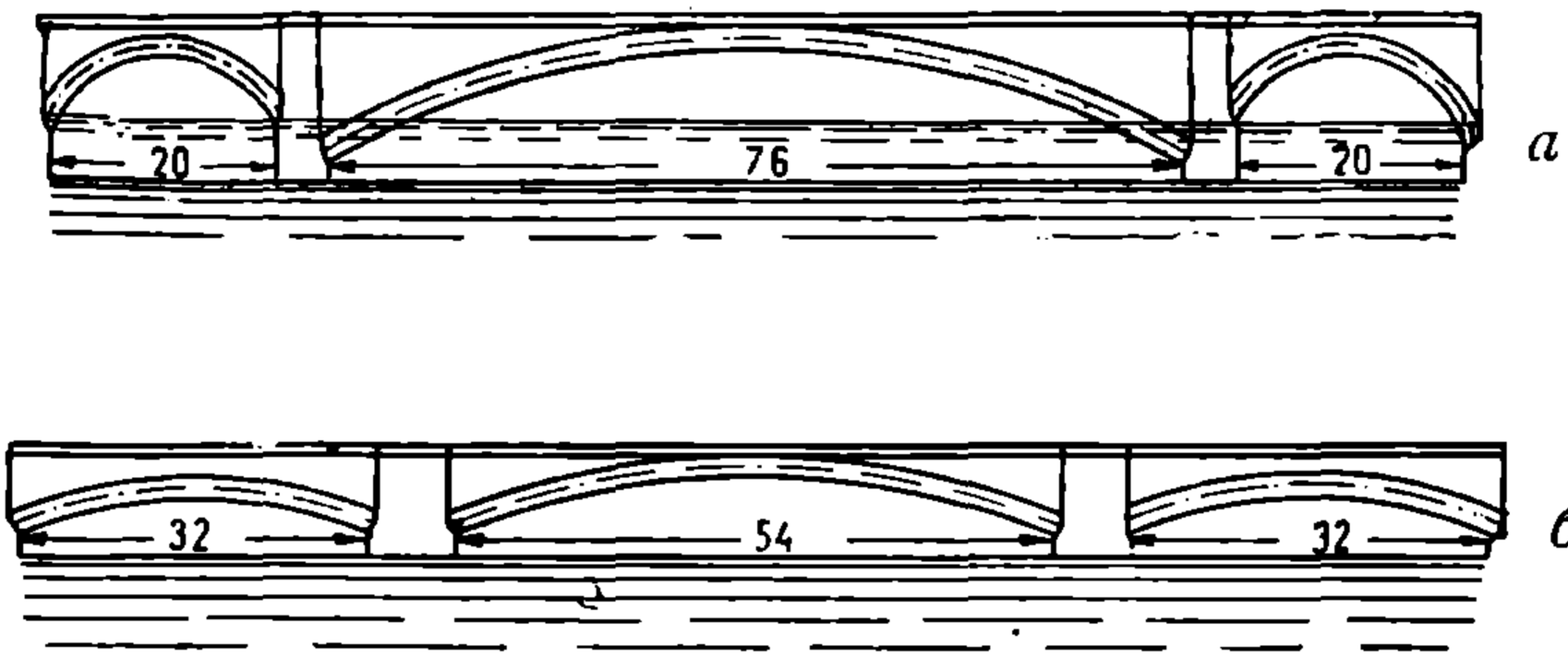
НТБ ДИИЖТ

Таблица 63

Основные данные по различным вариантам

№ и схема по фиг. 243	Материал	Тип и ширина свода *м*	Наибольший пролет: *l* *м*	толщина свода: пята *м*	толщина свода: ключ *м* a_0	напряжение наибольшее *кг/см²*: сжимающ.	напряжение наибольшее *кг/см²*: растяг.	подъем свода *1:l*	$a_0:l$	Объем сводчатой кладки *м³*	Толщина быков *м*	Объем всей кладки на 1 пог. *м* места *м³*	Авторы
1 (а)	Гранит	Сплошн. 27,6 *м*	76	2,03	1,60	42	—	1:7	1:47,5	—	5,5	216	С. И. Белзецкий
2 (б)	Бетониты 1:2:2,5	Сплошной со швами 27,5	48	1,40	1,40	31	—	1:10	1:35	—	7	205	И. Г. Александров
3 (в)	Гранит	Три арки по 6,238	48	1,60	1,40	64	— 3,6	1:8	1:35	2 85	5,3	205	Г. Г. Кривошеин
4 (г)	То же	Три арки по 6 238	42,8	1,60	1,40	50	—	1:8	1:30	—	5,3	—	То же
5 (д)		Сплошной 27,24	44	1,20	1,00	49	— 0,4	1:8	1:44	3 620	12 0 6,0 4,0	300	П. В. Щусев и И. В. Желтовский
6 (е)		Сплошной 27,70	43,36	1,40	1,10	44	— 5,1	1:8	1:40	4 300	5,0 4,3	250	Г. П. Передерий и А. В. Щусев
7 (ж)		Сплошной 27,70	43,25	1,20	1,00	43	— 5,6	1:8	1:43	3 700	5,0 4,3	232	То же
8 (з)	Клинкер в большом своде гранит в остальных	Сплошной 26,68	43,30	1,20	1,00	29	— 3,5	1:7,5	1:43	3 920	5,0 4,2	233	

НТБ ДНУЖТ

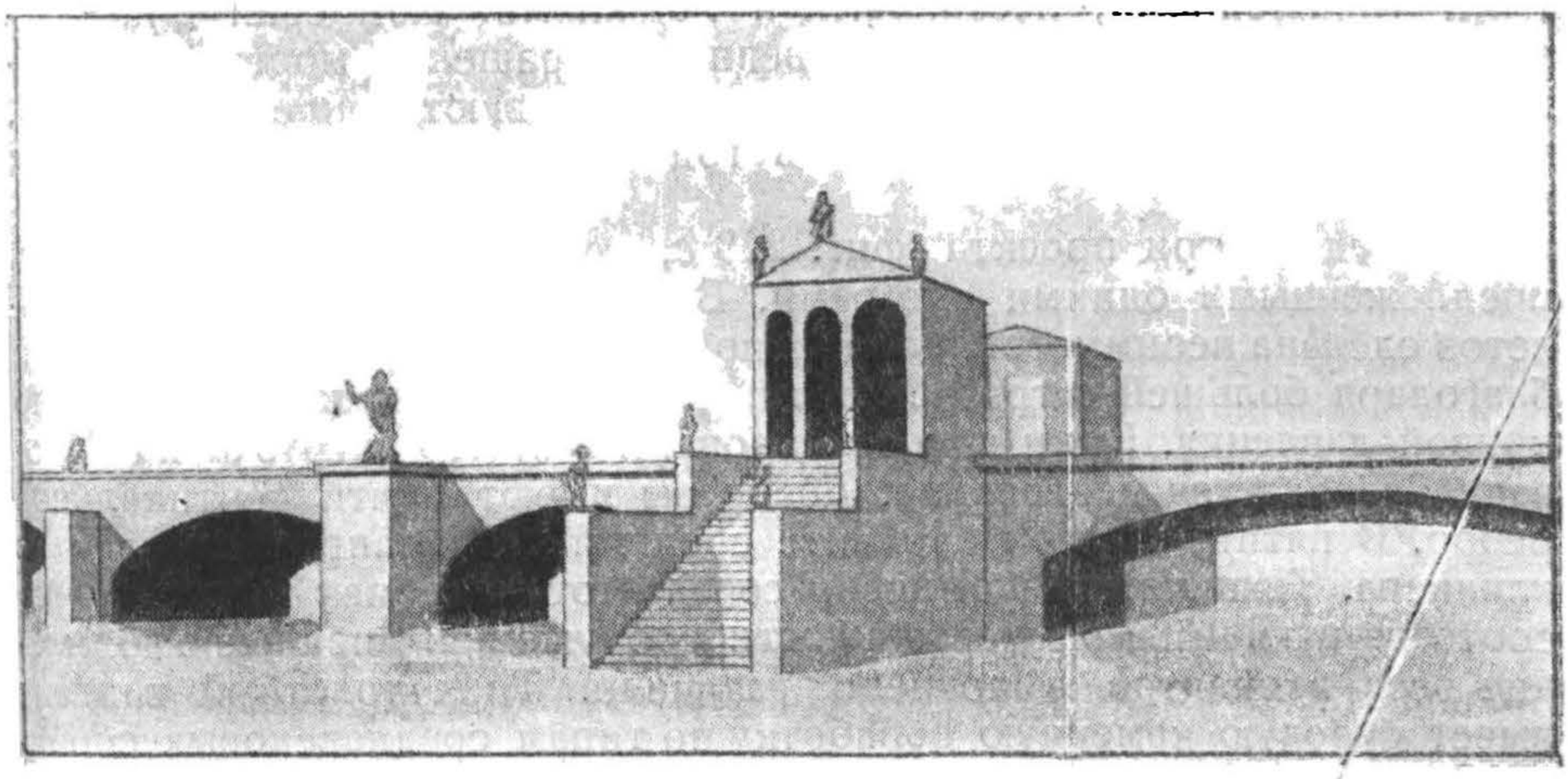


Фиг. 243.

НТБ ДНУЖТ

ковых сооружений и грандиозной простотой своих арок достаточно гармонирует со стенами Кремля.

Второй проект (фиг. 243-*б*) со средним пролетом 54 *м* отличается простотой и ясностью композиции в смысле общего соотношения пролетов. Своды предположено выполнять из бетонных прессованных камней состава 1 : 2 : 2,5. По мнению подкомиссии, такой материал не соответствует монументальности сооружения. Очертание сводов подобрано по кривой давления. В сводах применены выносные пяты и временные шарниры, которые должны быть забетонированы после окончательной осадки опор и перед постановкой декоративной гранитной облицовки. Внешнее оформление выполнено в стиле кремлевских стен. Третий и четвертый проекты (фиг 243 *в, г*) — два варианта одчого автора. Пролеты перекрыты не сплошными



Фиг. 244.

сводами, как во всех остальных проектах, а раздельными, состоящими из трех отдельных гранитных арок шириной по 6,238 *м*, причем общая ширина с промежутками составляет 27,45 *м*. Промежутки перекрыты поперечными сводиками с горизонтальной шелыгой по всей длине моста. Эти сводики опираются в ключе на главный свод, а у пят на забутку, которая частично запроектирована из шлакобетона, прикрытого тонкими (0,45 *м*) обкладными стенками. Такая конструкция была признана слабым местом проекта, благодаря боковому распору на главные арки и забутку. Существенной экономии в кладке она не дала. При запроектированных размерах свод не удовлетворяет допускаемым напряжениям и нуждается в усилении по признанию самого автора. Очертание арок принято по дуге круга. Внешнее оформление выполнено в ломбардско-венецианском стиле с порталом-воротами со стороны Кремля.

Этот грандиозный портал с башней воспроизводит средневековые предмостные укрепления и по справедливому замечанию комис-

НТБ ДИИТ

сии является не вполне уместным для современного городского моста.

Следующий проект (фиг. 243-*д* и фиг. 244) является наиболее оригинальным, благодаря несимметричной разбивке пролетов и богатству обработки. Разбивка на пролеты с расположением двух больших у одного берега мотивируется разным характером берегов, неравномерностью распределения струй и характером регуляционной линии. Своды очерчены по кривой давления. Забутка устроена сквозная с целью доступа к сводам для их осмотра и для предотвращения неравномерного нагревания их. В качестве недостатков проекта отмечается прежде всего слишком большая его стоимость. Кроме того, разбивка на небольшие сравнительно пролеты и наличие слишком толстых быков ухудшают судоходные условия. Внешняя обработка выдержана в строго классическом стиле с богатыми украшениями, лестницами и лоджиями. Комиссия благоустройства замечает, что художественные украшения моста и спускающаяся к воде лестница вряд ли соответствуют нашему климату, при котором значительную часть года они будут покрыты снегом или инеем.

Последние три проекта (фиг. 243 *е*, *ж*, *з*) являются вариантами, предложенными одними авторами. В двух вариантах разбивка пролетов сделана несимметричная. Распоры на быках уравновешиваются, благодаря большей загрузке малых пролетов. Своды очерчены по кривой давления. Быки запроектированы так, что нагрузка на основание передается центрально. Ледорезы имеют почти вертикальное ребро. В пятипролетном варианте средний свод запроектирован из клинкера. Техническая комиссия сочла этот материал недостаточно соответствующим монументальности сооружения. Внешнее оформление всех вариантов выполнено различно. Трехпролетный вариант имеет суровую каменную обработку по типам средневековых сооружений. В четырехпролетном варианте в конце моста расположена башня, спирально поднимающаяся кверху. По мнению архитектурно-художественной подкомиссии она не совсем вяжется со всей архитектурой моста и не является необходимой. В пятипролетном варианте по бокам проезжей части моста расположены перила — аркады по типу прежнего каменного моста. Комиссия считала, что они являются ненужным заграждением.

95. Общая оценка вариантов. По рассмотрении всех вариантов и обсуждении жюри вынесло следующее постановление.

„1. Присудить премию проекту акад. И. В. Желтовского и инж. П. В. Щусева (фиг. 243-*д* и фиг. 244), имеющему своей задачей создать на фоне моста цельный архитектурный памятник. Проект выделяется смелостью и оригинальностью своей идеи, своей монументальностью и богатством замысла, хотя общее расположение опор и разбивка на пролеты с технической точки зрения должны быть признаны недостаточно целесообразными.

Однако жюри, считаясь с исключительной сложностью проекта, громадной его стоимостью, несоответствием его нашим климатическим условиям, серьезными затруднениями, причин емыми им судо-

НТБ ДИИЖТ

водству, и с необходимостью засыпки для его осуществления ряда центральных жилых кварталов при планировке кремлевского берега, не считает себя в праве рекомендовать его к осуществлению.

2. Не находит также возможным жюри рекомендовать к осуществлению и какой-либо иной из представленных на конкурс проектов.

3. Основываясь на материалах конкурса, жюри считает в будущем наиболее правильным сооружение моста каменного гранитного, арочного бесшарнирного".

Процитированное постановление жюри поучительно в том отношении, что оно констатирует полное крушение основной идеи конкурса — идеи создания монументального „вечного" моста-памятника.

Действительно по первому пункту постановления оказывается, что премированный проект, наилучшим образом удовлетворявший поставленной цели, оказался чрезмерно дорогим и в то же время обладал значительными техническими дефектами, так что жюри не рискнуло его рекомендовать к осуществлению. По пункту второму все другие проекты, очень интересные, составленные крупными специалистами, заслужившие лестные отзывы жюри и отразившие в большей или меньшей степени идею моста-памятника, признаны также неосуществимыми. Отсюда следует, что основная идея конкурса вообще оказалась нежизненной и противоречащей требованиям, предъявляемым к мосту. Кроме того, из материалов конкурса устанавливается, что ни один проектировщик не воспроизвел в более или менее чистом виде прежний каменный мост, несмотря на то, что такое пожелание высказывалось при разработке условий конкурса.

Очевидно, это желание было неосуществимо, благодаря современным требованиям к мосту. Если поэтому представить себе, что прежний мост какими-либо судьбами сохранился до сего дня, то очевидно он служил бы чрезвычайным тормозом для речного и городского движения. Отсюда опять следует, что невозможно на перекрестке путей создавать „вечный" памятник. Между тем из этой же идеи вытекает и третий пункт постановления жюри. Действительно, утверждение, что мост должен быть гранитным, является априорным и совсем не вытекает из данных конкурса, так как на нем не было представлено ни одного варианта моста из других материалов: железа, железобетона.

Утверждать поэтому, что каменный мост является наиболее целесообразным, на основании данных конкурса нельзя.

Идея „вечного" моста имеет давнее происхождение и, как видно из описанного конкурса, имеет не мало сторонников и в настоящее время, несмотря на то, что при современном положении она находится в коренном противоречии с основным назначением моста. Мост есть сооружение, расположенное на перекрестке двух путей: водного и сухопутного, и предназначенное служить для обеспечения удобств движения по обоим путям. Располагать здесь вечный мост-памятник значить ставить рамки развитию этого движения.

НТБ ДНУЖТ

Рамки эти, правда, могут быть сделаны достаточно широкими, если в расчете на развитие движения в отдаленном будущем дать мосту большие запасы в ширине, грузоподъемности и подмостных габаритах. Однако эти запасы чрезмерно удорожают мост и в большинстве случаев являются непроизводительным расходом, ибо при расчете на длительный срок службы моста они могут быть использованы только в последние годы его существования, а до этого будут лежать мертвым капиталом. Кроме того, совершенно невозможно точно предугадать, в какой степени будет развиваться движение по мосту в смысле числа экипажей и их веса, а также движение под мостом. Обычно мост приходится перестраивать по какой-либо одной причине: или недостаточна ширина, а запас грузоподъемности и габарит под мостом еще не использованы, или недостает грузоподъемности, когда габариты под мостом и самого моста еще не использованы.

Во всех таких случаях затраты на неиспользованные запасы явились излишними.

При современных темпах развития движения сооружение весьма долговечного моста невозможно, а попытки к его осуществлению ведут к напрасной затрате средств. Это относится не только к железным и автогужевым дорогам, но и к городам, так как в настоящее время мы непосредственно видим, что городские пути сообщения настолько интенсивно развиваются, что изменяется вся физиономия города.

Прежний город мог быть охарактеризован, как собрание зданий, свободные промежутки между которыми — улицы и площади — использовались для различных целей: для проезда, прогулок, собраний, торговли, игр детей, постановки памятников и пр.

В противоположность этому современный город может быть охарактеризован, как густая сеть уличных путей сообщения, свободные промежутки между которыми, кварталы города, используются для жилых и общественных зданий, торговых помещений, рынков, скверов для прогулок, для постановки памятников и т. д. Это перерождение города, изменение его лица и его существа происходит на наших глазах. Прежние тихие улицы с играющими детьми и с прогуливающимися гражданами, улицы, непроезжие весной и осенью, еще имеются в небольших провинциальных городах. Наоборот, в больших городах с улиц убираются торговые палатки, упраздняются рынки на площадях, переносятся в более укромные уголки памятники, запрещаются детские игры на улицах, строго регламентируется движение, которому подчиняется вся уличная жизнь. Ради удобства движения сносятся дома и целые кварталы. Количественное нарастание движения меняет качественную характеристику города.

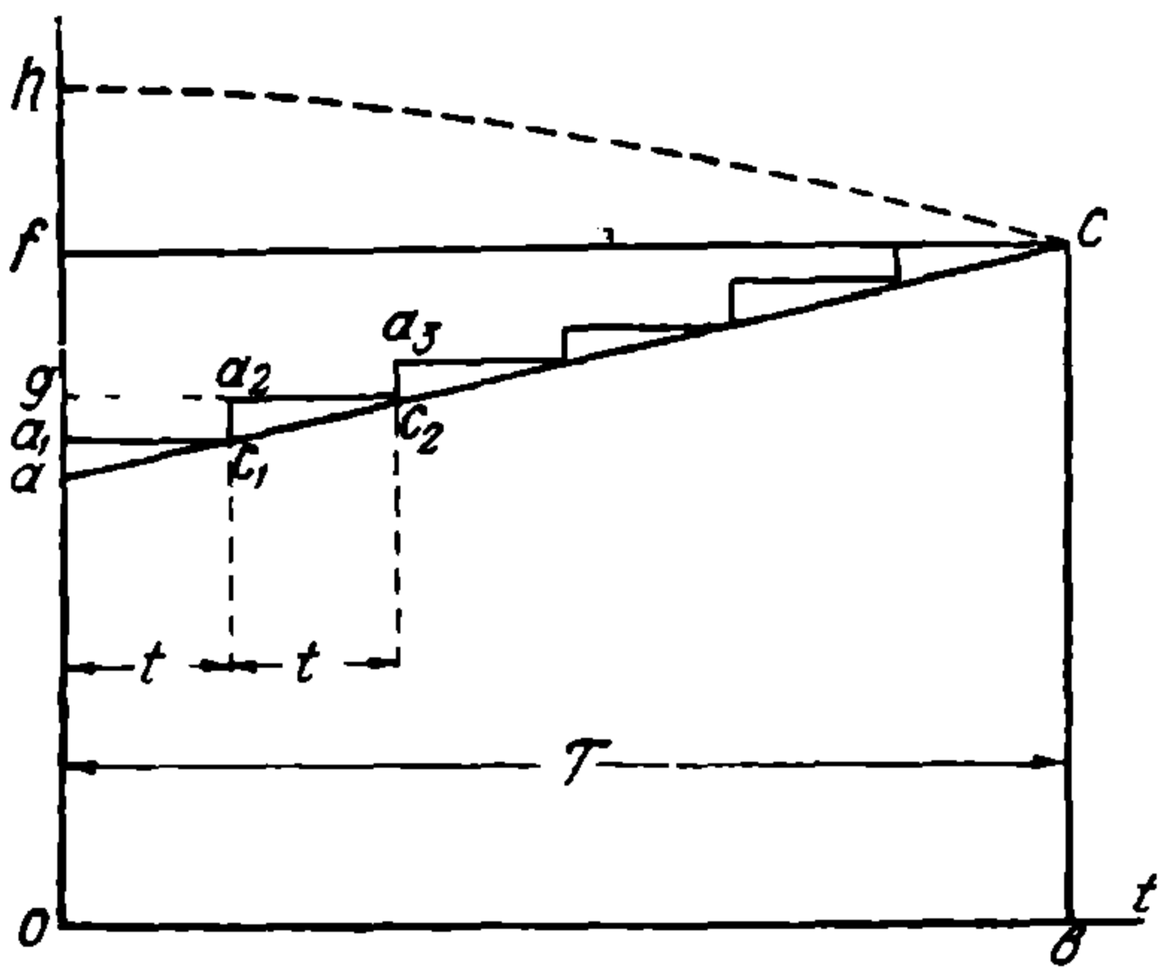
Закрывать глаза на этот процесс — значит не понимать диалектики исторического развития. Но такой же процесс происходит и в городском мостостроении. Мы видели, что в прежнее время мосты помимо своего прямого назначения — сообщения между берегами — использовались очень широко и для других целей: на них располагались торговые палатки, они использовались, как место

НТБ ДПУКТ

прогулок, для чего украшались статуями и памятниками: на одном мосту в Южной Германии была устроена даже эстрада для музыкантов. Но, как выше указывалось, еще сто с лишним лет тому назад с московского Каменного моста пришлось снести торговые помещения, мешавшие движению. Совершенно очевидно, что современные мосты, как узловые пункты движения, должны быть всецело подчинены его потребностям и не ставить препятствий его развитию.

Вопрос о сроке службы моста является прежде всего экономическим. Он должен решаться на основании учета стоимости капиталовложений. В качестве метода решения этого вопроса мною предложен следующий способ определения наивыгоднейшего срока службы моста.

Считаясь с непрерывным ростом движения, следует признать что основным фактором, от которого зависит срок службы моста, является рост нагрузок. Предположим (фиг. 245), что нам необходимо построить мост на некоторый длительный срок T. Для нагрузок настоящего времени необходима грузоподъемность моста Oa. По истечении срока T благодаря росту нагрузок необходимая грузоподъемность моста должна быть равна bc. Возрастание нагрузок примем по простейшему прямолинейному закону. Желая обеспечить существование моста на T лет, мы должны с самого начала дать ему грузоподъемность $Of = bc$. Если считаться с падением прочности моста, то первоначальную грузоподъемность следует еще увеличить до Oh. Падение прочности моста вследствие порчи материала от атмосферных осадков будет замедленным (линия hc). Если с целью увеличения срока службы материала моста принять меры при проектировании и содержании моста к предохранению его от атмосферных осадков, то на протяжении ближайших лет падение прочности будет незаметно. Поэтому мы примем для последующих расчетов, что прочность моста остается постоянной, имея в виду, что выгодный срок службы моста получается небольшой. Таким образом получим необходимую грузоподъемность моста на протяжении T лет равной трапеции $Oacb$, а имеющуюся грузополъемность моста в виде прямоугольника $Ofcb$. Следовательно треугольник afc дает меру неиспользованной грузоподъемности моста. Очевидно, запас неиспользованной грузоподъемности моста можно значительно уменьшить, если разбить весь срок T на частные сроки t и давать последовательное увеличение грузоподъемности моста по ломаной линии $a_1c_1a_2c_2$... Чем меньше будет частный срок t, тем выгоднее будет решение. Но для осуществимости этого необходимо обеспечить прежде всего техническую и экономическую возможность такого увеличения грузоподъемности моста.



Фиг. 245.

Предположим невыгодный случай, что по истечении t лет нам придется для увеличения грузоподъемности моста сломать старый мост и построить новый с большей грузоподъемностью. Для установления экономической возможности и целесообразности этого рассмотрим два соседние срока t. Вместо того чтобы сразу придавать мосту грузоподъемность Og, дадим грузоподъемность Oa_1, и стоимость моста при этом примем за 100 %. Неизрасходованную стоимость добавочной грузоподъемности a_1g обозначим через k %. Учитывая стоимость капиталовложений, можем считать, что эти неизрасходованные k %, будучи вложены в другие более рента-

НТБ ДНУЖТ

бельные отрасли народного хозяйства, через t лет превратятся в капитал $k\left(1+\frac{p}{100}\right)^t$, считая по сложным годовым процентам p.

Этот капитал должен обеспечить постройку нового моста грузоподъемностью Qg и стоимостью $100+k$ и дать остаток в $k^0/_0$ для того, чтобы через новые t лет обеспечить постройку следующего моста Кроме того, следует учесть, что старый мост сохранит некоторую стоимость в $\beta^0/_0$ от первоначальной. Таким образом, получаем условие для определения наивыгоднейшего срока службы моста:

$$k\left(1+\frac{p}{100}\right)^t = 100+2k-\beta. \qquad (A)$$

Величины k и t связаны между собой еще и следующим условием. Если рост нагрузок в год составляет $n^0/_0$, то в t лет будет равен n^t. Увеличение грузоподъемности моста на $1^0/_0$ влечет за собой увеличение его стоимости на некоторую величину $m^0/_0$

Следовательно:

$$k = mnt. \qquad (B)$$

Коэфициент m можно назвать удельной ценой грузоподъемности, выраженной в процентах от полной стоимости моста.

Сопоставляя эти два условия, получаем уравнение для определения наименьшего срока, который является наивыгоднейшим:

$$\left(1+\frac{p}{100}\right)^t = \frac{100+2mnt-\beta}{mnt}$$

или

$$t\lg\left(1+\frac{p}{100}\right) = \lg(100-\beta+2mnt) - \lg mnt. \qquad (C)$$

Это уравнение справедливо для всех видов мостов, только коэфициенты β, m, n будут в каждом частном случае различны. Оно может быть решено подстановками. Для конкретизации рассмотрим сначала возможные величины коэфициента m.

В каждом мосту имеются элементы, работающие на временную нагрузку, и элементы от нее независящие. Первые подбираются по условиям прочности и устойчивости в зависимости от действующих усилий, вызываемых временной нагрузкой и собственным весом сооружения. Для этих элементов можно принять, что увеличение их стоимости пропорционально увеличению грузоподъемности. Другие элементы, как например, перила, одежда полотна, опоры, почти не зависят в своей стоимости от грузоподъемности моста. Таким образом, между стоимостью и грузоподъемностью моста существует такое соотношение:

$$y = ax + b,$$

где:

x — грузоподъемность моста,

y — стоимость,

a, b — постоянные величины.

Эту прямолинейную зависимость можно написать также на основании следующих соображений. Между грузоподъемностью и стоимостью моста существует зависимость, которая графически выражается, вообще говоря, некоторой плавной кривой. При проектировании моста практически нам приходится решать вопрос о желательной грузоподъемности моста, изменяющейся лишь в небольших пределах, например: рассчитывать ли на нагрузку Н3 или Н10. Другими словами, конкретно нам приходится рассматривать не всю кривую зависимости стоимости и грузоподъемности, а лишь небольшой ее участок. Но на небольшом участке всякая плавная кривая может быть заменена прямой, общее уравнение которой имеет вид:

$$y = ax + b.$$

Если грузоподъемности моста дадим некоторое приращение — Δx, то стоимость увеличится пропорционально на

$$\Delta y = a\Delta x.$$

НТБ ДНУЖТ

Но если абсолютное увеличение стоимости Δy пропорционально Δx — приращению грузоподъемности, то в процентном отношении к первоначальным величинам — этой пропорциональности нет:

$$\frac{\Delta y}{y} = \frac{a\Delta x}{ax + b} < \frac{\Delta x}{x}.$$

Процент увеличения стоимости моста вообще меньше процента увеличения грузоподъемности, и разница тем заметнее, чем больше относительная величина b.

Соотношение между стоимостью и грузоподъемностью каждого моста можно установить совершенно точно, если сначала спроектировать мост грузоподъемностью x, а затем $x + \Delta x$. Вычисляя стоимость в обоих случаях, получим интересующее нас соотношение в виде равенства:

$$\frac{\Delta y}{y} = m\frac{\Delta x}{x}.$$

Таким образом, можно принять, что процент увеличения стоимости пропорционален проценту увеличения грузоподъемности, но коэфициент пропорциональности m будет различен для каждого типа моста.

Стоимость мостов небольших и средних пролетов обычно считают пропорциональной количеству материала.

В качестве измерителя полезной грузоподъемности можно принять расчетную нагрузку. Исходя из этого, наметим ориентировочно некоторые частные значения коэфициента m.

По таблицам расхода материалов для деревянных мостов (см. отд. V) можно установить влияние увеличения расчетной нагрузки на расход лесоматериала. Отношение процентного увеличения расхода материала к процентному увеличению нагрузки даст величину коэфициента m. Соответствующие данные приведены в таблице 69.

Таблица 69

Расход материала в мостах при габарите Г4 и нагрузках Н6 и Н8 в $м^3$ на 1 *пог. м* моста

Система	Балочный пролет 6,5 *м*	Подкосно ригельные		Фермы Гау пролетом 21,6 *м*	
		12,5 *м*	18,0 *м*	езда по низу	езда по верху
Нагрузка Н6	2,39	2,37	2,45	д. 3,62 / ж. 115 *кг*	д. 2,77 / ж. 123,4 *кг*
Нагрузка Н8	2,56	2,56	2,63	д. 4,12 / ж. 161 *кг*	д. 3,11 / ж. 183 *кг*
Увеличение в % по отношению к Н6	7	7	7,4	14/40	12,3/49
Значение коэфициента m	0,2	0,2	0,22	ср. 0,7	0,51

Примечание к таблице. Для ферм Гау показан расход лесоматериала в $м^3$ (верхние числа) и поковок (нижние числа). Коэфициент вычислен средний, принимая стоимость 1 $м^3$ дерева в деле в 200 руб. и железа в 600 руб. за тонну. Процентное увеличение нагрузки $\frac{Н8}{Н6} = 33{,}3\%$.

НТБ ДНУКТ

Для железных ферм величину коэфициента m можно установить по типовым проектам железнодорожных ферм, запроектированных на 2 нагрузки: Н7 и Н8. В таблице 70 приведены данные о расходе металла для этих пролетных строений.

Таблица 70

Вес металлическесских пролетных строений в тоннах на 1 *пог. м* под 1 путь жел. дор. при нагрузках Н7 и Н8

Пролет в *м*	55	87,6	
Расположение езды	по верху	по низу	по низу
Нагрузка Н7	170,86	162,43	361,46
Нагрузка Н8	188,31	178	377,81
Увеличение веса в % по отношению к Н7	10	10	4,5
Значение коэфициента m .	0,7	0,7	0,32

Примечание. Процентное увеличение нагрузки $\frac{\text{Н8}}{\text{Н7}} = 14{,}25\%$.

Для железобетонных мостов величина коэфициента m должна быть меньше, чем для железных и деревянных мостов; для каменных мостов величина m еще уменьшается. Наконец, для каменных труб, находящихся под высокими насыпями, величина коэфициента m может быть принята равной нулю, так как здесь временная нагрузка почти не влияет на стоимость сооружения. Если рассматривать отдельно пролетные строения и опоры, то для последних коэфициент m также почти равен нулю.

Вычисления наивыгоднейших сроков службы и соответствующих запасов грузоподъемности по уравнению (С) приведены в таблице 71 для различных значений коэфициентов p, m, n, β.

На основании табл. 71 устанавливаем следующее:

1. Чем выше относительная ценность капиталовложений, т. е. учетный процент p, тем с меньшими запасами грузоподъемности, т. е. на меньший срок, следует строить мосты.

2. Чем меньше сказывается увеличение расчетной грузоподъемности моста на его стоимости, тем большие запасы грузоподъемности следует давать мосту, например каменный мост надо рассчитывать на большую нагрузку чем железный, и наивыгоднейший срок службы для него получается больше.

В пределе при $m = 0$ наивыгоднейший срок службы по уравнению (С) получается равным бесконечности. Отсюда следует, что, например, трубы под высокими насыпями выгодно делать в виде „вечных“ сооружений. Точно также и массивные опоры балочных мостов целесообразно проектировать на более долгий срок службы.

Вместе с тем следует заметить, что при определении величины коэфициента m мы исходили из условия, что стоимость моста пропорциональна расходу материала.

Однако при всякой постройке имеются расходы независимо от количества материала. В частности при пересечении, например, глубоких рек или горных долин стоимость подмостей не зависит от количества материала в пролетном строении. Здесь коэфициент m получает значительно меньшую величину. Следовательно, чем труднее местные условия и сложнее постройка моста, тем больше наивыгоднейший срок службы моста.

НТБ ДИУКТ

Основные размеры мостов

Таблица 73

Отверстие в свету .	L_0 м	4			6			8			10		
Высота насыпи . .	H м	4	6	8	4	6	8	4	6	8	4	6	8
Длина моста по верху	L м	10,80	12,70	15,00	12,80	14,70	17,00	14,80	16,70	19,00	16,80	18,70	21,00
Своды													
Толщина свода . .	d см	40	40	40	40	40	40	40	40	40	50	50	50
Подъем свода .	t см	$^1/_{3,5}$ 400 = 114	$^1/_{3,5}$ 400 = 114	$^1/_{3,5}$ 400 = 114	$^1/_{3,5}$ 600 = 171	$^1/_{3,5}$ 600 = 171	$^1/_{3,5}$ 600 = 171	$^1/_4$ 800 = 200	$^1/_{3,5}$ 800 = 229	$^1/_{3,5}$ 800 = 229	$^1/_4$ 1 000 = 250	$^1/_{3,5}$ 1 000 = 286	$^1/_{3,5}$ 1 000 = 286
Внутренний радиус .	$R_{вн}$ м	2,32	2,32	2,32	3,48	3,48	3,48	5,00	4,64	4,64	6,25	5,80	5,80
Наружный радиус .	$R_н$ м	2,72	2,72	2,72	3,88	3,88	3,88	5,40	5,04	5,04	6,75	6,30	6,30
Подъем наружной направляющей свода	F см	134	134	134	190	190	190	216	248	248	270	310	310
Устои													
Высота устоя от фундамента до пяты .	h м	2,46	4,46	6,46	1,89	3,89	5,89	1,60	3, 31	5,31	1,00	2,64	4,64
Ширина устоя на уровне пят . .	K_1 м	1,40	1,40	1,40	1,60	1,60	1,60	1,80	1,80	1,80	2,00	2,00	2,00
Ширина устоя по обрезу фундамента .	K_2 м	2,40	3,10	4,00	2,40	3,10	4,00	2,40	3,10	4,00	2,40	3,10	4,00
Фундамент устоев													
Длина фундамента по низу .	K_3 м	3,40	4,10	5,00	3,50	4,20	5,10	3,65	4,35	5,25	3,80	4,50	5,40
Задний (к насыпи) обрез фундамента	e см	50	50	50	60	60	60	75	75	75	90	90	90

НТБ ДНУЖТ

В зависимости от местных условий глубина фундамента может быть увеличена по сравнению с указанной на чертеже. Откосные крылья на общем чертеже показаны направленными в плане нормально к оси пути. Это направленне может быть изменено путем применения ломаного или криволинейного очертания с соответствующим увеличением длины крыльев применительно к местным условиям.

В сечении стенки по обрезу фундамента должна быть обеспечена передача растягивающих напряжений путем раствора и соответствующего производства работ.

Глубина фундамента откосных крыльев может быть изменена в зависимости от глубины промерзания с проверкой давления на грунт соответствующим расчетом.

Основные расчетные данные при проектировании типовых мостов приняты следующие:

1) нагрузка I класса норм 1927 г. с динамическим коэфициентом для расчета сводов — 1,2;

2) допускаемое напряжение по нормам НКПС от 10/1 1926 г.;

3) вес кладки 2,2 $m/м^3$, грунта — 1,8 $m/м^3$;

4) угол естественного откоса грунта 33°.

Мосты запроектированы для ширины проезда 4,5 *м*, что предполагает малую интенсивность движения по дороге. При большей интенсивности ширина моста может быть увеличена до 5,5 *м* путем уширения свода до 6,4 *м* при сохранении всех остальных размеров элементов моста, за исключением толщины одежды полотна, которая в этом последнем случае принимается в ключе 40 *см* вместо 35 *см*.

Своды и опоры исполняются из обычной бутовой кладки из постелистого камня на цементном растворе, состава не ниже 1:4. В случае применения для сводов камней неправильной формы минимальная толщина в 40 *см* увеличивается до 50—60 *см* для удобства производства кладки.

Для откосных крыльев раствор принимается состава 1:4, для кладки фундаментов — 1:6. Взамен бутовой кладки может быть применена кирпичная из обыкновенного кирпича с временным сопротивлением 150 $кг/см^2$ на цементном растворе, состава для сводов не ниже 1:4, а для фундаментов — 1:6.

Облицовка лицевой поверхности сводов и углов устоев в случае бутовой кладки производится из постелистых камней с грубым приколом (в шубу без рамки) лицевой грани. Щековые поверхности не облицовываются, но камни укладываются в подбор.

97. Основные формулы для расчетов сводов.

1. Схема расчета. Своды приняты кругового очертания постоянной толщины при стреле подъема

$$f:l = 1:3{,}5 \text{ и } 1:4.$$

Расчет свода производится как бесшарнирной упругой арки. Для получения основной статически определимой системы свод рассекается вертикальным сечением через ключ, причем в качестве

ИТБ ДИУЖТ

статически неопределимых параметров приняты: распор H, поперечная сила V и момент Z, отнесенные к упругому центру, находящемуся на оси симметрии свода на расстоянии y_0 от центра свода в ключе (фиг. 248).

Ордината y_0 определяется по известной формуле:

$$y = \frac{\int_{-\frac{s}{2}}^{+\frac{s}{2}} y \frac{ds}{J}}{\int_{-\frac{s}{2}}^{+\frac{s}{2}} \frac{ds}{J}}. \qquad (A)$$

Если начало координат помещено в центре приведения, то для статически неопределимых параметров будем иметь выражения:

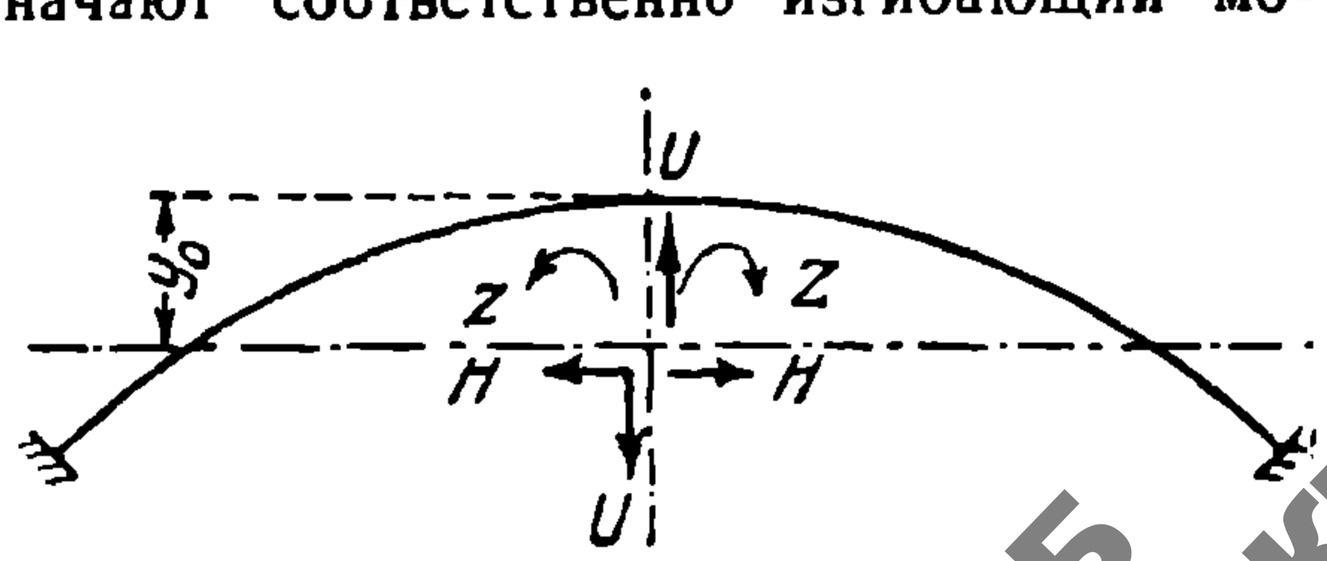
$$Z = -\frac{\int \mathfrak{M} \frac{ds}{J}}{\int \frac{ds}{J}};$$

$$H = \frac{\int \mathfrak{M} y \frac{ds}{J} - \int \mathfrak{N} \frac{\cos\varphi\, ds}{F}}{\int \frac{y^2 ds}{J} + \int \frac{\cos^2\varphi\, ds}{F}}; \qquad (B)$$

$$V = -\frac{\int \mathfrak{M} \frac{x ds}{J} + \int \mathfrak{N} \frac{\sin\varphi\, ds}{F}}{\int x^2 \frac{ds}{J} + \int \frac{\sin^2\varphi\, ds}{F}}.$$

Здесь интегралы распространены на всю длину свода.

Величины $\mathfrak{M}$ и $\mathfrak{N}$ обозначают соответственно изгибающий момент и продольную силу в основной статически определимой системе.



Фиг. 248.

В данном случае в выражениях (A) и (B), благодаря постоянству сечения свода, величина J может быть сокращена. Кроме того, интегралы, зависящие от продольной силы, в числителе формулы для H, а также в формуле для V, имеют ничтожно малую величину по сравнению с первыми члена-

НТБ ДПУЖТ

ми, а потому могут быть отброшены. Тогда формулы (B) приобретают вид:

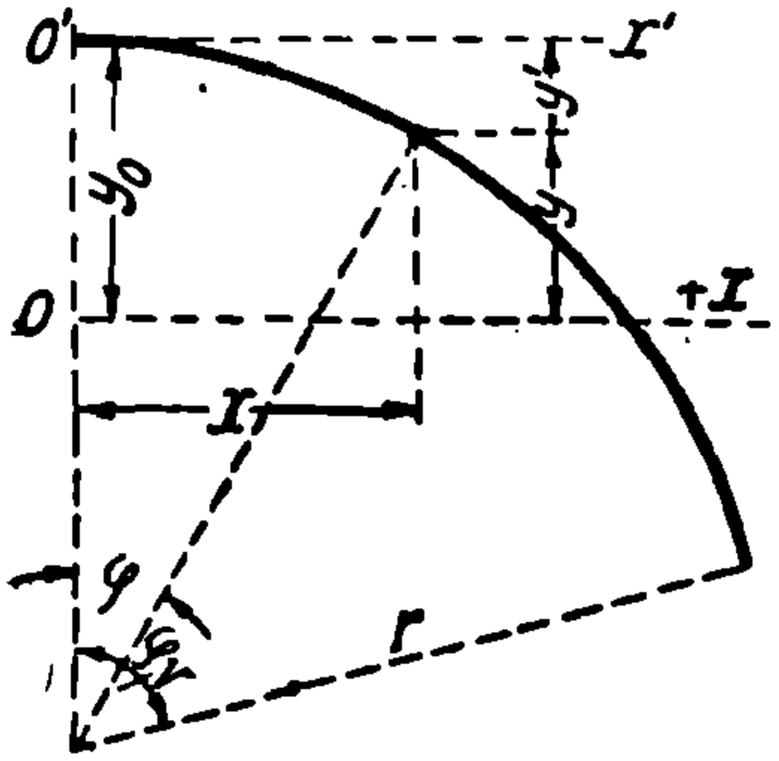
$$Z = -\frac{\int \mathfrak{M}\, ds}{\int ds};$$

$$H = \frac{\int \mathfrak{M}\, y ds}{\int y^2\, ds + i^2 \int \cos^2 \varphi\, ds}; \qquad (C)$$

$$V = -\frac{\int \mathfrak{M}\, x ds}{\int x^2 ds}.$$

Здесь $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ радиус инерции сечения свода.

В виду того, что своды очерчены по дуге круга, которая хотя и очень мало, но все же отличается от кривой давления, здесь неприменимы употребительные методы расчета вроде Штрасснера, при котором ось арки совпадает с кривой давления. С другой стороны, в этом нет и нужды, так как при очертании по правильной кривой: кругу, параболе, — интегралы могут быть получены в раскрытом виде. Так и было сделано в типовых проектах каменных мостов НКПС, запроектированных проф. В. И. Рудневым. Впоследствии аналогичные вычисления были проделаны проф. К. С. Завриевым для круговых и параболических бесшарнирных арок, в которых толщина меняется по



Фиг. 249.

закону косинуса [1].

В данном случае я принял постоянную толщину свода, равную $^1/_{20}$ отверстия в свету. В связи с этим и метод расчета в основе я принял тот же, что и в типовых железнодорожных мостах, несколько изменив его и дополнив выведенными мною формулами для сосредоточенных грузов, так как железнодорожные мосты рассчитаны на равномерную нагрузку.

2. Интегралы знаменателей, не зависящие от нагрузки. В качестве независимого переменного принимаем угол φ нормали к оси арки с вертикалью. *Угол* φ считается положительным вправо от вертикали и отрицательным — влево. Тогда для величин,

[1] См. 25-й сборник Института инж. иссл.—„Исследования работы каменных опор и массивных мостов".

НТБ ДНУЖТ

входящих в подынтегральные функции, будем иметь выражения (фиг. 249):

$$ds = r\,d\varphi;\quad y = y_0 - y';\quad y' = r(1-\cos\varphi);\quad x = r\sin\varphi;$$

$$y_0 = \frac{\int y'\,ds}{\int ds} = \frac{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} r^2(1-\cos\varphi)\,d\varphi}{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} r\,d\varphi} = \frac{2r^2\varphi_n - 2r^2\sin\varphi_n}{2r\varphi_n} = r\frac{\varphi_n - \sin\varphi_n}{\varphi_n}$$

Подставляя эти выражения в интегралы знаменателей формулы (C) и производя интегрирование, получим:

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} ds = 2r\int_0^{\varphi_n} d\varphi = 2rB,\quad \text{где}\quad B = \varphi_n.$$

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} y^2\,ds = \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} r^3\left(\frac{\varphi_n - \sin\varphi_n}{\varphi_n} - 1 + \cos\varphi\right)^2 d\varphi = 2r^3\left(C - \frac{A^2}{B}\right)$$

Здесь $A = \sin\varphi_n$

$$C = \int_0^{\varphi_n} \cos^2\varphi\,d\varphi = \frac{1}{2}(\varphi_n + \cos\varphi_n.\sin\varphi_n)$$

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \cos^2\varphi\,ds = r\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \cos^2\varphi_n\,d\varphi = rC.$$

Тогда знаменатель в формуле для H будет иметь величину:

$$\int y^2\,ds + i^2\int \cos^2\varphi\,ds = 2r^3\left(C - \frac{A^2}{B} + \sigma C\right),$$

здесь обозначение $\sigma = \frac{i^2}{r^2}$.

Точно также найдем:

$$\int x^2\,ds = 2r^3 D,$$

где $D = \int_0^{\varphi_n} \sin^2\varphi\,d\varphi = B - C.$

Входящие сюда определенные интегралы A, B, C, D зависят лишь от угла φ_n, другими словами от подъема свода, и вычислены в таблице 74 для значений $f/l = 1/3{,}5$ и $1/4$.

3. Значения статически неопределимых параметров от постоянной нагрузки. Постоянная нагрузка для сводов принимается изменяющейся по параболическому закону:

$$p_x = p_0 + (p_n - p_0)\frac{4x^2}{l^2};$$

НТБ ДНУЖТ

где:

p_0 — нагрузка в ключе,

$p_п$ — нагрузка в пяте,

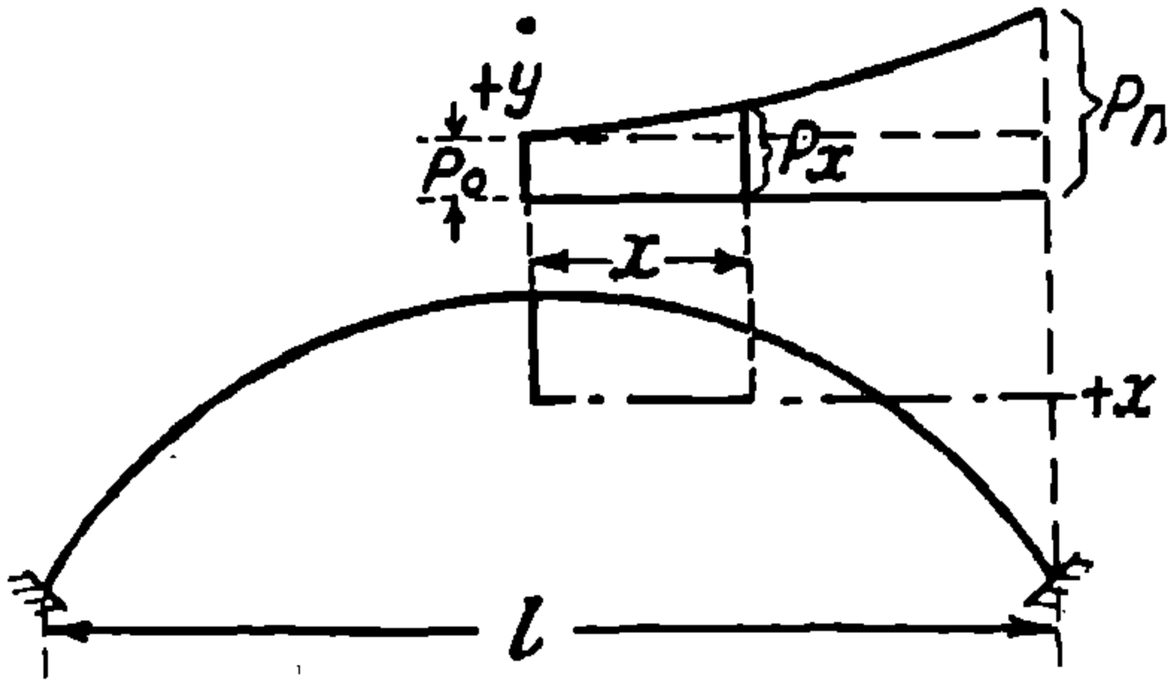
x — считается от оси симметрии свода + вправо и — влево (фиг. 250).

Эта нагрузка разлагается на равномерную и чистую параболическую:

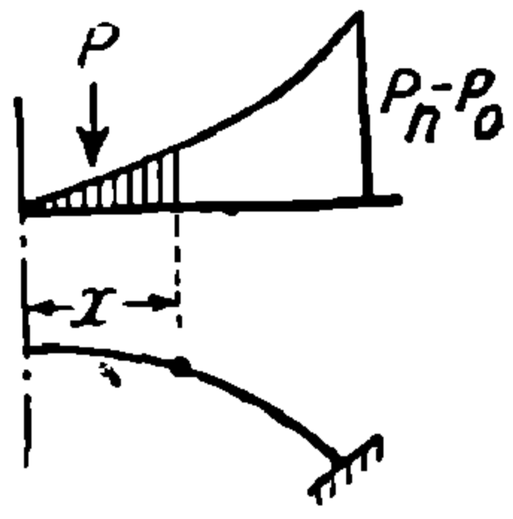
$$(p_п - p_0) \cdot \frac{4x^2}{l^2}.$$

Определяем значения интеграла числителей формул (С) отдельно от каждой из нагрузок.

а) Параболическая нагрузка (фиг. 251):



Фиг. 250.



Фиг. 251.

Равнодействующая левых сил:

$$P = \int_0^x \frac{p_п - p_0}{l^2} \cdot 4x^2\,dx = \frac{4}{3}(p_п - p_0)\frac{x^3}{l^2}.$$

Продольная сила:

$$\mathfrak{N} = P\sin\varphi = \frac{4}{3}(p_п - p_0)\frac{x^3}{l^2}\sin\varphi.$$

Изгибающий момент:

$$\mathfrak{M} = -P\frac{x}{4} = \frac{p_п - p_0}{3}\cdot\frac{x^4}{l^2}$$

Подставляя в числители формул (С), найдем (см. тип. проект ЦОСа, стр. 16—19):

$$\int \mathfrak{M}\,ds = -\frac{p_п - p_0}{3l^2} r \int_{-\varphi_п}^{+\varphi_п} x^4\,d\varphi = \frac{2r^5}{l^2}\cdot\frac{p_п - p_0}{3} G,$$

где $G = \int_0^{\varphi_п} \sin^4\varphi d\varphi = \frac{3}{8}(\varphi_п - \cos\varphi_п \sin\varphi_п) - \frac{1}{4}\cos\varphi_п \sin^3\varphi_п$,

$$\int \mathfrak{M}y\,ds = -\frac{p_п - p_0}{3l^2}\int_{-\varphi_п}^{+\varphi_п} x^4 y\,ds = \frac{(p_п - p_0)}{3l^2} r^6 \left(\frac{r - y_0}{r} G - L\right);$$

здесь $L = \int_0^{\varphi_п} \sin^4\varphi\cos\varphi\,d\varphi = \frac{1}{5}\sin^5\varphi_п$.

НТБ ДНУЖТ

$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} x\, ds = 0$, так как подынтегральная функция нечетна.

б) Равномерная нагрузка p_0:

$$P = px;$$

$$\mathfrak{N} = px \sin\varphi; \qquad \mathfrak{M} = -\frac{px^2}{2};$$

$$\int \mathfrak{M}\, ds = -\frac{p}{2} r \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x^2\, d\varphi = r^3 D.$$

$$\int \mathfrak{M}\, y\, ds = \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} -\frac{px^2}{2}\, y \cdot r\, d\varphi = r^4 \left(\frac{r - y_0}{r} D - E\right)$$

где $E = \int_0^{\varphi_n} \sin^2\varphi \cos\varphi\, d\varphi = \frac{\sin^3\varphi_n}{3}$

$$\int \mathfrak{M} x\, ds = 0.$$

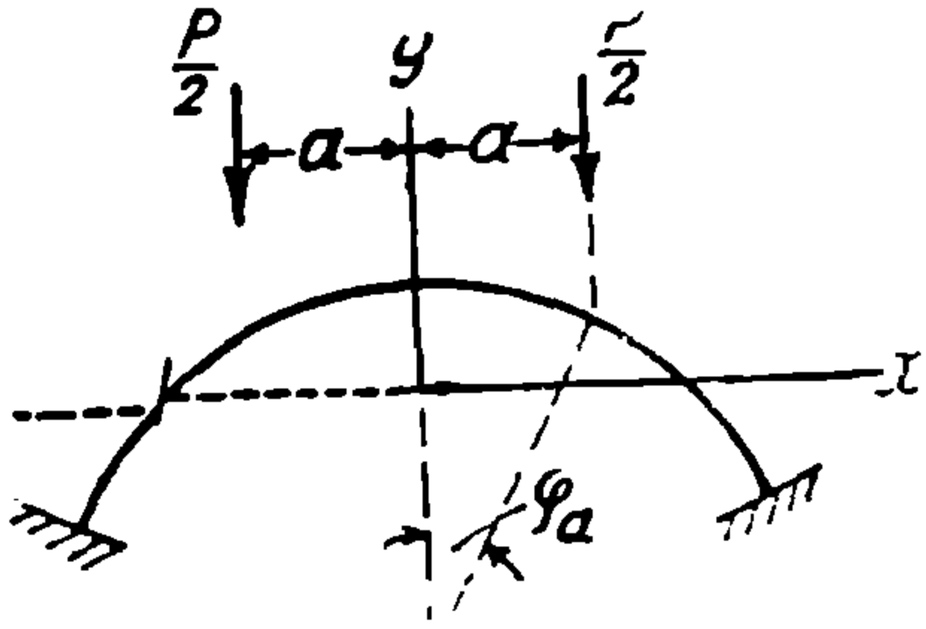
Таким образом, получаем для полной постоянной нагрузки значения статически неопределимых параметров:

$$Z = \frac{G}{12BA^2}(p_n - p_0) r^2 + \frac{D}{2B} p_0 r^2; \qquad (1)$$

$$H = \frac{\frac{A}{B} G - L}{12A^3\left(C - \frac{A^2}{B} + \sigma C\right)}(p_n - p_0) r + \frac{\frac{A}{B} D - E}{2\left(C - \frac{A^2}{B} + \sigma C\right)} p_0 r; \qquad (2)$$

$$V = 0.$$

4. Значения статически неопределимых параметров от временной нагрузки. Временная нагрузка рассматривается в виде сосредоточенных давлений колес автомобилей. С целью использования симметрии свода для вычисления статически неопределимых параметров действие сосредоточенного груза P заменяется симметричной нагрузкой из двух грузов $\frac{P}{2}$ и обратно симметричной: $+\frac{P}{2}$ в правой половине свода и $-\frac{P}{2}$ в левой.



Фиг. 252.

а) Временная нагрузка из двух грузов, симметрично расположенных (фиг. 252).

Для этого случая нагрузки выводятся следующие расчетные формулы, причем членами в числителе, содержащими $\sigma = \frac{i^2}{r^2}$, пренебрегается.

НТБ ДИУЖТ

Момент относительно центра приведения:

$$Z = -\frac{\int \mathfrak{M}\, ds}{2Br}$$

при $-a < x < a$: $\mathfrak{M} = 0$;

при $-a > x > a$: $\mathfrak{M} = -\frac{P}{2}(x-a)$

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M}\, ds = 2\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} -\frac{P}{2}(x-a)\, ds = 2\left[\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} -\frac{P}{2} x\, ds + \int_{\varphi_a}^{\varphi_n} a\frac{P}{2} ds\right] =$$

$$= P\left[a\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} r\, d\varphi - \int_{\varphi_a}^{\varphi_n} r^2 \sin\varphi\, d\varphi\right] = P\left[ar(\varphi_n - \varphi_a) + (\cos\varphi_n - \cos\varphi_a) r^2\right] =$$

$$= Pr^2\left[\sin\varphi_a(\varphi_n - \varphi_a) + (\cos\varphi_n - \cos\varphi_a)\right].$$

Таким образом

$$Z = \frac{\cos\varphi_a - \cos\varphi_n \cdot \sin\varphi_a(\varphi_n - \varphi_a)}{2B} Pr = \frac{f_1(\varphi_a)}{2B} Pr, \qquad (3)$$

где

$$f_1(\varphi_a) = \cos\varphi_a - \cos\varphi_n - (\varphi_n - \varphi_a)\sin\varphi_a. \qquad (4)$$

Распор H:

$$H = \frac{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} y\, ds}{2r^3\left(C - \frac{A^2}{B} + \sigma C\right)}$$

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} y\, ds = 2\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} -\frac{P}{2}(x-a) y\, ds = -P\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} (x-a) y\, ds.$$

Но

$$x = r\sin\varphi; \quad y = y_0 - y' = y_0 - r(1-\cos\varphi) = \left(\frac{y_0 - r}{r} + \cos\varphi\right) r$$

$$\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} (x-a) y\, ds = \int_{\varphi_a}^{\varphi_n} r\sin\varphi \left(\frac{y_0 - r}{r} + \cos\varphi\right) r^2\, d\varphi -$$

$$- a\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} \left(\frac{y_0 - r}{r} + \cos\varphi\right) r^2\, d\varphi = r^3\left[\frac{y_0 - r}{r}\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} \sin\varphi\, d\varphi + \right.$$

$$\left. + \int_{\varphi_a}^{\varphi_n} \sin\varphi\cos\varphi\, d\varphi - \frac{a}{r}\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} \frac{y_0 - r}{r} d\varphi - \frac{a}{r}\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} \cos\varphi\, d\varphi\right] =$$

$$= r^3\left[\frac{A}{B}\cos\varphi + \frac{\sin^2\varphi}{2} + \sin\varphi_a \frac{A}{B}\varphi - \frac{a}{r}\sin\varphi\right]_{\varphi_a}^{\varphi_n} =$$

$$= r^3\left[\frac{A}{B}(\cos\varphi_n - \cos\varphi_a) + \frac{\sin^2\varphi_n - \sin^2\varphi_a}{2} + \sin\varphi_a \frac{A}{B}(\varphi_n - \varphi_a) - \right.$$

$$\left. - \sin\varphi_a(\sin\varphi_n - \sin\varphi_a)\right] = -f_2(\varphi_a) r^3.$$

НТБ ДНУЖТ

Тогда

$$H = \frac{f_2(\varphi_a)}{2\left(C - \frac{A^2}{B} + cC\right)} P, \tag{5}$$

где $f_2(\varphi_a)$ после некоторых преобразований равно:

$$f_2(\varphi_a) = \frac{A}{B}(\cos\varphi_a + \cos\varphi_n) - \frac{\sin^2\varphi_n - \sin^2\varphi_a}{2} - \sin\varphi_a\left[\sin\varphi_a - \frac{A}{B}\varphi_a\right]. \tag{6}$$

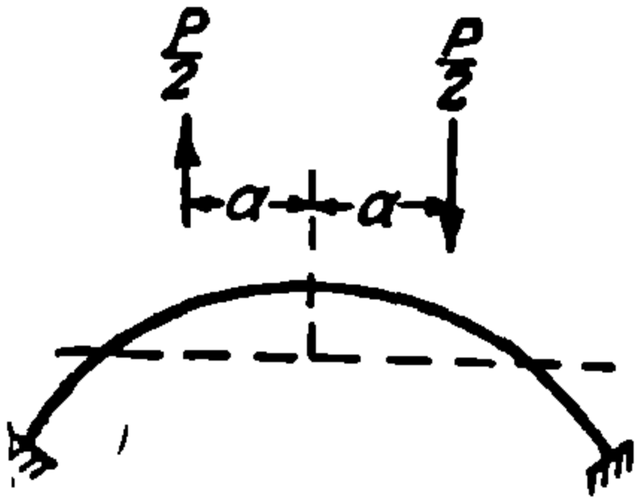
Примечание. При малом φ_a член с $\sin\varphi_a$ и φ_a весьма близок к 0 и $\cos\varphi_a = 1$.

Тогда

$$f_2(\varphi_a) = \frac{A}{B}(1 - \cos\varphi_n) - \frac{A^2 - \sin^2\varphi_a}{2}, \tag{7}$$

$$V = 0.$$

б) Обратно симметричная нагрузка из двух сосредоточенных грузов (фиг. 253):



Фиг. 253.

$$Z = H = 0.$$

$$V = -\frac{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M}x\,ds}{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x^2\,ds}. \tag{8}$$

$$\int x^2\,ds = 2r^3D.$$

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M}x\,ds = -P\int_{\varphi_a}^{\varphi_n}(x-a)\,x\,ds = -P\left[\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} r^3\sin^2\varphi\,d\varphi - a\int_{\varphi_a}^{\varphi_n} r^2\sin\varphi\,d\varphi\right] =$$

$$= -Pr^3\left[\int_{\varphi_a}^{\varphi_n}\frac{1}{2}(\varphi - \cos\varphi\cdot\sin\varphi) + \sin\varphi_a\cdot\cos\varphi\right] = -Pr^3\left[\frac{1}{2}(\varphi_n - \varphi_a) - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{2}(\sin\varphi_n\cdot\cos\varphi_n - \sin\varphi_a\cdot\cos\varphi_a) + \sin\varphi_a\cdot\cos\varphi_a - \sin\varphi_a\cdot\cos\varphi_a\right] =$$

$$= -Pr^3\left[\frac{\varphi_n - \varphi_a}{2} - \frac{\sin\varphi_n\cdot\cos\varphi_n}{2} + \frac{\sin\varphi_a\cdot\cos\varphi_a}{2} + \right.$$

$$\left. + \sin\varphi_a\cdot\cos\varphi_n - \sin\varphi_a\cdot\cos\varphi_a\right] = -Pr^3 f_3(\varphi_a).$$

Тогда

$$V = \frac{P}{2}\cdot\frac{f_3(\varphi_a)}{D}, \tag{9}$$

где:

$$f_3(\varphi_o) = \frac{\varphi_n - \varphi_a}{2} - \frac{\sin\varphi_n\cdot\cos\varphi_a}{2} + \sin\varphi_a\cdot\cos\varphi_n - \frac{\sin\varphi_a\cdot\cos\varphi_a}{2}. \tag{10}$$

Эта формула применяется в дальнейшем при $x = \frac{l}{4}$; тогда:

$$\sin\varphi_n = \frac{1}{2}\sin\varphi_n \quad \text{и} \quad f_3 = \frac{\varphi_n - \varphi_a}{2} - \frac{\sin 2\varphi_a}{4}. \tag{11}$$

Замечание. ***Формулы 1—11 справедливы для всех сводов постоянной толщины с осью по дуге круга.***

НТБ ДИИЖТ

Таблица 74

Значения интегралов, зависящих от подъема свода

Значения интегралов	Отношение стрелы подъема к пролету $f:l$	
	1/3,6	1/4
$A=\int_0^{\varphi_n}\cos\varphi_n\,d\varphi=\sin\varphi_n$	0,86154	0,8000
$B=\int_0^{\varphi_n}d\varphi=\varphi_n$	1,03778	0,92735
$C=1/2\,(\varphi_n+\cos\varphi_n\cdot\sin\varphi_n)$	0,73755	0,70368
$D=1/2\,(\varphi_n-\cos\varphi_n\cdot\sin\varphi_n)$	0,30023	0,22367
$E=\frac{\sin^3\varphi_n}{3}$	0,21316	0,17067
$G=3/8\,(\varphi_n-\cos\varphi_n\cdot\sin\varphi_n)-1/4\cos\varphi_n\cdot\sin^3\varphi_n$	0,14402	0,09088
$L=\frac{\sin^5\varphi_n}{5}$	0,09494	0,06553
$\cos\varphi_n$	0,30762	0,60000

Таблица 75

Величины, входящие в выражения статически неопределимых параметров

Значения величин	$f:l$	
	1/3,6	1/4
$\frac{A}{B}$	0,83017	0,86267
$\frac{A}{B}\,G$	0,11956	0,07840
$\frac{A}{B}\,D$	0,24924	0,19295
$1-\cos\varphi_n$	0,49238	0,40000
A^2	0,74225	0,64000
A^2B	0,77029	0,59350
$\frac{G}{A^2B}$	0,18697	0,15312

98. Расчетные формулы для сводов с подъемом 1/4.

1. Геометрические элементы. Проверка напряжений в сводах производится для ключевого и пятового сечений, для которых выводятся расчетные формулы изгибающих моментов и продольных сил от постоянной и временной нагрузок.

НТБ ДНУЖТ

Толщина свода постоянная:

$$d = \frac{1}{20} l_0.$$

Радиус оси свода:

$$r = \frac{l_0}{2 \sin \varphi_n} + \frac{d_0}{2} = l_0 \left(\frac{1}{2 \sin \varphi_n} + \frac{1}{40} \right) = l_0 \left(\frac{1}{1{,}6} + \frac{1}{40} \right) = 0{,}65 l_0;$$

$$r^2 = 0{,}4225 l_0^2; \quad i^2 = \frac{d^2}{12} = \frac{l_0^2}{4\,800};$$

$$\sigma = \frac{i^2}{r^2} = \frac{1}{4\,800 \cdot 0{,}4225} = \frac{1{,}0000}{2028} = 0{,}0049.$$

2. Статически неопределимые параметры для полной постоянной нагрузки при подстановке чисел из таблицы:

$$Z = \frac{G}{12BA^2} (p_n - p_0) r^2 + \frac{D}{2B} P_0 r^2 = 0{,}01276 (p_n - p_0) r^2 + 0{,}12060 p_0 r^2. \quad (12)$$

$$H = \frac{\frac{A}{B} G - L}{12A^2 \left(C - \frac{A^2}{B} + \sigma C \right)} (p_n - p_0) r + \frac{\frac{A}{B} D - E}{2 \left(C - \frac{A^2}{B} + \sigma C \right)} p_0 r =$$

$$= \frac{0{,}07840 - 0{,}06553}{7{,}68 (0{,}70368 - 0{,}69014 + 0{,}0049 \cdot 0{,}70368)} (p_n - p_0) r + \frac{0{,}19295 + 0{,}17067}{2 \cdot 0{,}01368} p_0 r.$$

$$H = 0{,}12073 (p_n - p_0) r + 0{,}80259 p_0 r. \quad (13)$$

3. Моменты и продольные силы от постоянной нагрузки:

а) в ключе

$$M_0 = Z - H y_0.$$

$$y_0 = \frac{B - A}{B} r = 0{,}13733 r.$$

$$M_0 = 0{,}01276 (p_n - p_0) r^2 + 0{,}12060 p_0 r^2 - 0{,}12073 \cdot 0{,}13733 (p_n - p_0) r^2 -$$
$$- 0{,}80259 \cdot 0{,}13733 p_0 r^2.$$

$$M_0 = - 0{,}00382 (p_n - p_0) r^2 + 0{,}01038 p_0 r^2. \quad (14)$$

$$N_0 = + 0{,}12073 (p_n - p_0) r + 0{,}80259 p_0 r; \quad (15)$$

б) в пяте

$$M_n = Z + H (f - y_0) + \mathfrak{M}.$$

$$f - y_0 = r (1 - \cos \varphi_n) - 0{,}13733 r = 0{,}26267 r.$$

$$\mathfrak{M} = - (p_n - p_0) \frac{A^2}{12} r^2 - p_0 \frac{A^2}{2} r^2 = - 0{,}05333 (p_n - p_0) r^2 - 0{,}32000 p_0 r^2.$$

$$M_n = - 0{,}00886 (p_n - p_0) r^2 + 0{,}01142 p_0 r^2. \quad (16)$$

$$N_n = H \cos \varphi_n + \mathfrak{N}_n.$$

$$\mathfrak{N}_n = \left| \frac{A^2}{3} (p_n - p_0) + A^2 p_0 \right| r.$$

$$N_n = 0{,}28577 (p_n - p_0) r + 1{,}12155 p_0 r. \quad (17)$$

4. Временная нагрузка для сечения в замке состоит из задней оси автомобиля, расположенной над замком, и передней — на расстоянии 3,8 *м* от замка.

а) Действие задней оси весом P (ввиду распределения нагрузки через полотно) эквивалентно двум грузам $\frac{P}{2}$, расположенным симметрично относительно замка на расстоянии a.

НТБ ДНУЖТ

При этом:

$$a = \frac{0{,}80}{4} = 0{,}20\ м;$$

здесь 0,8 — ширина площадки распространения давления колеса.

$$Z = \frac{f_1(\varphi_a)}{2B} Pr.$$

$$f_1(\varphi_a) = \cos\varphi_a - \cos\varphi_n - \sin\varphi_a(\varphi_n - \varphi_a).$$

По малости угла

$$\cos\varphi_a = 1.$$

$$\sin\varphi_a = \varphi_a = \frac{a}{r} = \frac{0{,}20}{r}.$$

$$f(\varphi_a) = 0{,}40000 - \frac{0{,}20}{r}\left(0{,}92735 - \frac{0{,}20}{r}\right).$$

$$Z = \left(0{,}21567r - 0{,}1000 + \frac{0{,}02157}{r}\right) P. \qquad (18)$$

$$H = \frac{f_2(\varphi_a)}{2\left(C - \frac{A^2}{B} + \circ C\right)} P.$$

Здесь по формуле (7):

$$f_2(\varphi_a) = \frac{A}{B}(1 - \cos\varphi_n) - \frac{\sin^2\varphi_n - \sin^2\varphi_a}{2} =$$

$$= 0{,}34507 - 0{,}32000 + \frac{0{,}02000}{2r^2}.$$

$$H = \left(0{,}90310 + \frac{0{,}72046}{r^2}\right) P. \qquad (19)$$

$$V = 0. \qquad (20)$$

Момент в ключе

$$M_0 = Z - Hy_0.$$

$$M_0 = \left(0{,}09165r - 0{,}10000 - \frac{0{,}07737}{r}\right) P. \qquad (21)$$

$$N_0 = H = \left(0{,}90310 + \frac{0{,}72046}{r^2}\right) P. \qquad (22)$$

б) Влияние передней оси. Передняя ось весом P_1 располагается от замка на расстоянии $a = 3{,}8\ м$, что составляет следующие доли половины расчетного пролета.

Расчетный пролет определяется формулой:

$$l = l_0 + 2\frac{d}{2}\sin\varphi = l_0\left(1 + \frac{\sin\varphi_n}{20}\right) = 1{,}04 l_0.$$

Для

$l_0 = 8\ м$ $\quad l = 8{,}32;\ \frac{a}{\left(\frac{l}{2}\right)} = \frac{3{,}8}{4{,}16} = 0{,}913$

$l_0 = 10\ м$ $\quad l = 10{,}40;\ \frac{a}{\left(\frac{l}{2}\right)} = 0{,}731$

$l_0 = 12\ м$ $\quad l = 12{,}48;\ \frac{a}{\left(\frac{l}{2}\right)} = 0{,}609$

$l_0 = 14\ м$ $\quad l = 14{,}56;\ \frac{a}{\left(\frac{l}{2}\right)} = 0{,}522$

НТБ ДНУЖТ

Ввиду того, что влияние передней оси для замка вообще незначительно, мы определяем расчетные величины для положений груза:

$$a = 0{,}5\,\frac{l}{2} \quad \text{и} \quad 0{,}75\,\frac{l}{2}.$$

Для $a = 0{,}609\,\frac{l}{2}$ интерполируем.

Для $a = 0{,}913\,\frac{l}{2}$ влиянием передней оси пренебрегаем.

Действие груза P_1 эквивалентно сумме нагрузок симметричной и обратно симметричной.

1) $a = 0{,}5\,\frac{l}{2}$

$$\sin\varphi_a = \frac{\sin\varphi_n}{2} = 0{,}40000.$$

$$\varphi_a = 23^\circ 35' = 0{,}41160.$$

$$\cos\varphi_a = 0{,}91648.$$

$$f = 0{,}11018.$$

$$Z = \frac{0{,}05509}{0{,}92735}\,P_1 r = 0{,}05940 P_1 r. \tag{23}$$

$$f_2(\varphi_a) = 0{,}01505.$$

$$H = \frac{0{,}01505}{0{,}02776}\,P_1 = 0{,}54215 P_1. \tag{24}$$

$$M_0 = (0{,}05940 - 0{,}54215 \cdot 0{,}013733)\,Pr = -\,0{,}01505 Pr. \tag{25}$$

$$N_0 = H = 0{,}54215 P_1. \tag{26}$$

2) $a = 0{,}75\,\frac{l}{2}$

$$\sin\varphi_a = \frac{3}{4} \cdot 0{,}8000 = 0{,}60000.$$

$$\cos\varphi_a = 0{,}80000.$$

$$\varphi_a = 36^\circ 50' = 0{,}64364.$$

$$f_1(\varphi_a) = 0{,}02977.$$

$$Z = \frac{0{,}01489}{8 \cdot 0{,}92735} \cdot P \cdot r = 0{,}01606 Pr. \tag{27}$$

$$f_2(\varphi_a) = 0{,}00568.$$

$$H = \frac{0{,}00563}{0{,}02776}\,P_1 = 0{,}20461 \cdot P_1. \tag{28}$$

$$M_0 = 0{,}01606 Pr - 0{,}20461 \cdot 0{,}13733 Pr = -\,0{,}01204 P_1 r. \tag{29}$$

$$N_0 = 0{,}20461 \cdot P_1. \tag{30}$$

5. Временная нагрузка для сечения в пяте состоит из заднего колеса, расположенного в четверти пролета:

по формуле (23) $$Z = 0{,}05940 Pr \tag{31}$$

по формуле (24) $$H = 0{,}54215 \cdot P \tag{32}$$

$$V = \frac{P}{2} \cdot \frac{f_3(\varphi_a)}{D + \sigma D};$$

$$f_3(\varphi_a) = 0{,}07455;$$

$$V = 0{,}16655 P. \tag{33}$$

НТБ ДНУЖТ

6. Моменты и продольные силы в пятах от временной нагрузки:
а) правая

$$M_n = Z + H(f - y_0) + V\frac{l}{2} + \mathfrak{M}_n;$$

$$f - y_0 = \left[1 - \cos\varphi_n \frac{y_0}{r}\right] r = (0{,}4000 - 0{,}13733)\, r = 0{,}26267r;$$

$$\frac{l}{2} = r \cdot 0{,}80000;$$

$$\mathfrak{M}_n = -P\frac{l}{4} = -P \cdot 0{,}40000r;$$

$$M_n = -0{,}06496Pr. \qquad (34)$$

$$N_n = H\cos\varphi_n - V\sin\varphi_n + \mathfrak{N} = H\cos\varphi_n + (P - V)\sin\varphi_n;$$

$$N_n = 0{,}99205P; \qquad (35)$$

б) левая

$$M'_n = Z + H(f - y_0) - V\frac{l}{2} = 0{,}06857Pr; \qquad (36)$$

$$N'_n = H\cos\varphi_n + V\sin\varphi_n = +0{,}45853P. \qquad (37)$$

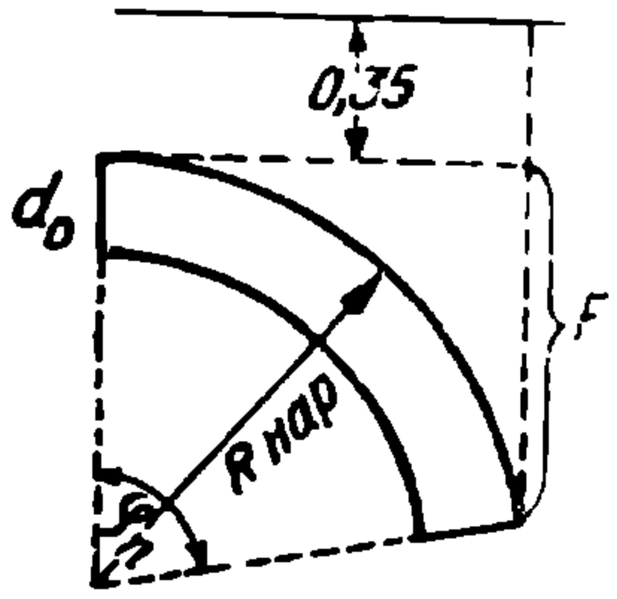
99. Поверка напряжений в сводах подъемом $\frac{f}{l} = {}^1/_4$

1. Постоянная нагрузка:

а) в ключе (фиг. 254)

$$p_0 = 2{,}0 \cdot 0{,}35 + 2{,}2d_0 = 0{,}70 + 2{,}2d_0 \ т/м;$$

здесь 2,0 $т/м^3$ — удельный вес полотна;
0,35 $м$ — толщина полотна над ключом;
2,2 $т/м^3$ — удельный вес кладки свода;
d_0 — толщина свода в ключе;



Фиг. 254.

б) в пяте

$$p_n = 0{,}70 + 2{,}0F + 2{,}2\frac{d}{\cos\varphi_n};$$

здесь F — высота забутки над пятой

$$F = R_{нар}(1 - \cos\varphi_n).$$

Таким образом:

$$p_n = 0{,}7 + 2\left(r + \frac{d}{2}\right)0{,}4 + 2{,}2\frac{d}{0{,}6} = 0{,}7 + 0{,}8\left(r + \frac{d}{2}\right) + 3{,}67d.$$

2. Временная нагрузка.

Напряжения в ключе определяются при расположении задней оси двух 10-$т$ автомобилей над ключом.

Давление от задних осей на 1 $м$ ширины свода:

$$P = 1{,}2 \cdot \frac{2 \cdot 7}{5{,}4} = 3{,}11 \ т.$$

Здесь:
1,2 — динамический коэфициент,
5,4 $м$ — ширина свода,
7 $т$ — давление задней оси.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 76

Расчет наибольших напряжений в пятовом и ключевом сечениях сводов подъемом

$$f:l=\frac{1}{4}$$

			Отверстие в свету	
			10	8
Геометрические элементы	Толщина $d=\frac{1}{20}l_0$	*м*	0,50	0,40
	Радиус оси r	*м*	6,5	5,2
	r^2	$м^2$	42,25	27,04
Постоянная нагрузка	$p_0=0,70+2,2\ d$	*т/м*	1,80	1,58
	$p_n=0,70+23+2,2\frac{d}{\cos\varphi_n}$	*т/м*	0,70 + 2·2,7 + + 2,2·0,838 = = 7,93	5,79
	p_n-p_0	*т/м*	6,15	4,91
Временная нагрузка	P — задняя ось		3,11	3,11
	Pr		20,215	
	P_1 — передняя ось		1,33	
	P_1r		8,67	
Сечение в ключе	$M_0=[-0,00382\,(p_n-p_0)+0,01038p_0]\,r^2+(0,09165_r-0,1000-\frac{0,07737}{r})\,P_r$	*тм*	— 0,200 + 1,504 — — 0,104 [1]) = 1,200	— 0,064 + 1,125 = = 1,061
	$N_0=[0,12073\,(p_n-p_0)+0,80259\,p_0]\,r+(0,90310+\frac{0,72046}{r})\,p^2$	*т*	14,200 + 2,862 + + 0,271 [2]) = 17,333	9,676 + 2,8920 = = 12,568
	σ_0	*кг/см²*	3,4	3,14
	e	*м*	0,07	0,08
	σ_{max}	*кг/см²*	6,3	7,12
	σ_{min}	"	0,4	— 0,85

[1]) Для свода $l_0=10$ *м* прибавляется также влияние передней оси по формуле (29)—0,01204 $P_1r=-0,104$ *тм*.

[2]) Для $l_0=10$ *м* прибавляется также влияние передней оси по формуле (30) 0,20461 $P_1=0,271$ *т*.

НТБ ДПУЖТ

Таблица 76 (продолжение)

			Отверстие в свету	
			10	8
Сечение в правой пяте	$M_n = [-0{,}00886\,(p_n - p_0) + 0{,}01142\,p_0]\,r^2 - 0{,}06495\,Pr$	*тм*	$-1{,}426 - 1{,}309 = -2{,}735$	$-0{,}688 - 1{,}050 = 1{,}738$
	$N_n = [0{,}28577\,(p_n - p_0) + 1{,}1215\,p_0]\,r + 0{,}99205\,P$		$24{,}509 + 3{,}085 = 27{,}594$	$16{,}511 + 3{,}085 = 19{,}596$
	σ_0	*кг/см²*	5,5	4,9
	e	*м*	0,10	0,089
	σ_{max}	*кг/см²*	12,1	11,4
	σ_{min}	"	$-1{,}1$	$-1{,}62$
Сечение в левой пяте	$M_n' = [0{,}00886\,(p_n - p_0) + 0{,}01142\,p_0]\,r^2 + 0{,}0685\,Pr$	*тм*	Напряжения не опасны	$-0{,}688 + 1{,}109 = 0{,}421$
	$N_n' = [0{,}28577\,(p_n - p_0) + 1{,}12155\,p_0]\,r + 0{,}45853\,P$	*т*		$16{,}511 + 1{,}426 = 17{,}937$
	σ_0	*кг/см²*		4,5
	e	*м*		0,0235
	σ_{max}	*кг/см²*		6,1
	σ_{min}	"		2,9

Давление на 1 *м* ширины свода от двух передних осей:

$$P_1 = 1{,}2\,\frac{2 \cdot 3}{5{,}4} = 1{,}33\ т.$$

Передняя ось расположена на расстоянии 3,8 *м* от ключа; таким образом для сводов $l_0 = 4$ *м* и $l_0 = 6$ *м* передняя ось выходит за предел свода, для $l_0 = 8$ *м* влияние ее ничтожно мало и в запас прочности ею можно пренебречь; для $l_0 = 10$ *м* передняя ось отстоит от ключа на величину $\sim 0{,}75\,\frac{l}{2}$, что и принимается для расчета.

Расчет напряжений произведен по формуле неравномерного сжатия и приведен в таблице 76.

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{N}{d \cdot 1}.$$

НТБ ДНУЖТ

Эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N}.$$

Крайние напряжения:

$$\sigma_{\substack{max\\min}} = \sigma_0 \left(1 \pm \frac{6e}{d}\right).$$

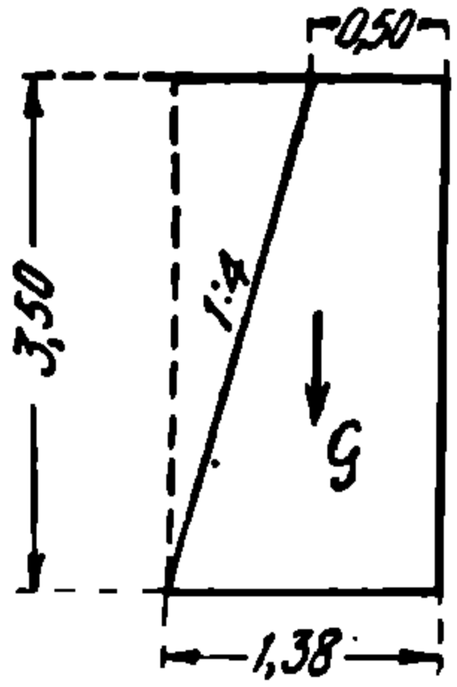
100. Расчетные формулы для сводов с подъемом 1:3,5. Для сводов с подъемом 1:3,5 расчетные формулы выведены так же, как и для сводов с подъемом 1:4. Опуская этот вывод, приводим в таблице 77 окончательные формулы.

Таблица 77

	Расчетные величины и формулы для сводов с подъемом 1:3,5
Геометрические элементы	Толщина d Радиус оси $\frac{r}{r^2}$
Постоянная нагрузка	$P_0 = 0{,}70 + 2{,}2\,d$ $P_n = 0{,}70 + 0{,}985\left(r + \frac{d}{2}\right) + 4{,}33\,d$
Временная нагрузка	Задняя ось P Передняя ось P_1
Сечение в ключе	$M_o = [0{,}00503\,(p_n - p_0) + 0{,}00993\,p_0]\,r^2 +$ $+ \left[0{,}09668\,r - 0{,}1 - \frac{0{,}05541}{r}\right] P +$ $+ \{[-0{,}01536\,P_1\,r]$ только для $l_0 = 10$ м$\}$. $N_0 = [0{,}12137\,(p_n - p_0) + 0{,}79331\,p_0]\,r +$ $+ \left[0{,}82762 + \frac{0{,}43975}{r}\right] P +$ $+ \{0{,}20097\,P_1$ — только для $l_0 = 10\}$.
Сечение в правой пяте	$M_n = [-0{,}00712\,(p_n - p_0) + 0{,}02942\,p_0]\,r^2 - 0{,}5391\,Pr$ $N_n = [0{,}30903\,(p_n - p_0) + 1{,}14495\,p_0]\,r + 0{,}97246\,P$
Сечение в левой пяте	$M_n' = [-0{,}00712\,(p_n - p_0) + 0{,}02942\,p_0]\,r^2 + 0{,}08404\,Pr$ $N_n' = [0{,}30903\,(p_n - p_0) + 1{,}14495\,p_0]\,r + 0{,}40278\,P.$

НТБ ДНУЖТ

101. Расчет щековой стенки. В наиболее невыгодных условиях находится щековая стенка над устоями свода, так как по направлению к замку высота ее уменьшается, а ближе к насыпи имеется наружное давление конуса. Толщина стенки по низу над устоями принята равной (фиг. 255):



Фиг. 255.

$$0{,}60 + 0{,}25\,F.$$

Наибольшая величина F для свода при $l_0 = 10\ м$ и $f:l = 1:3{,}5$ равна 3,1 *м*. Для этой высоты стенки и производится расчет.

Для расчета выделяется стенка длиной 1 *м*.

А. Силы, действующие на стенку.

1. Вертикальные силы.

При вычислении веса стенки и заполнения, имея в виду малую разницу удельных весов, очертание стенки несколько схематизируем для упрощения расчета.

Полная высота стенки до поверхности полотна: $3{,}1 + 0{,}35 = 3{,}45\ м$. Учитывая тротуар, принимаем расчетную высоту 3,5 *м*. Весом перил пренебрегаем по малости (15—20 *кг/м*).

Толщина стенки по низу:

$$b = 0{,}60 + \frac{3{,}1}{4} = 1{,}38\ м.$$

Вес стенки и заполнения с поправкой на разность удельных весов: $2{,}2 - 2{,}0 = 0{,}2\ т/м^3$:

$$G = 2{,}2 \cdot 3{,}5 \cdot 1{,}38 - 0{,}2 \cdot {}^1\!/_2 \cdot 3{,}5 \cdot 0{,}88 = 10{,}3\ т.$$

Момент относительно точки C:

$$Gg = 2{,}2 \cdot 3{,}5 \frac{1{,}38}{2} - 0{,}2 \frac{1}{6} \cdot 3{,}5 \cdot 0{,}88^2 = 7{,}33 - 0{,}10 = 7{,}23\ тм.$$

2. Горизонтальные силы.

Давление засыпки на стенку определяется при расположении на мосту временной нагрузки. Опасным является проход одиночного автомобиля весом 15 *т*.

Давление колеса автомобиля распределяется через заполнение вдоль стенки под углом 45°.

Высота стенки до верха полотна 3,45 *м*.

Для такой высоты давление колеса распределяется на длину:

$$2 \cdot 3{,}45 + 0{,}10 = 7{,}0\ м.$$

От заднего колеса весом 5,5 *т* приходится на 1 *м* длины стенки давление:

$$\frac{5{,}5}{7} = 0{,}786\ т.$$

То же от переднего колеса:

$$\frac{2{,}0}{7} = 0{,}286\ т.$$

НТБ ДНУЖТ

На протяжении между задней и передней осями на 1 *пог. м* длины стенки приходится давление:

$$P = 0{,}786 + 0{,}286 = 1{,}072\ m.$$

Эту силу и принимаем для расчета.

Применяя способ расчета, изложенный в § 105, определяем „земляную характеристику“ силы P:

$$m = \frac{P}{\frac{1}{2}\gamma H^2} = \frac{1{,}072}{\frac{1}{2}\cdot 2\cdot 3{,}45^2} = \frac{1{,}072}{11{,}15} = 0{,}093.$$

Координата призмы обрушения:

$$\xi = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - m = 0{,}521 - 0{,}093 = 0{,}428.$$

Давление заполнения без нагрузки:

$$E = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 \xi \frac{1-\xi f}{f+\xi} = 11{,}55\cdot 0{,}428\cdot \frac{1-0{,}428\cdot 0{,}7}{0{,}7+0{,}428} =$$
$$= 495\cdot 0{,}621 = 3{,}07\ m.$$

Момент относительно точки C:

$$E_0 e_0 = 3{,}07\,\frac{3{,}4}{3} = 3{,}48\ тм.$$

Давление заполнения от нагрузки:

$$E_1 = P\cdot\frac{1-\xi f}{f+\xi} = 1{,}072\cdot 0{,}621 = 0{,}667\ m.$$

Сила P передается на насыпь по ширине обода; так как мы считаем и заднее, и переднее колеса, то принимаем условно ширину обода $a_1 = 30\ см$.

Давление от силы P передается на глубине y, определяемой по условию:

$$\xi y = \frac{a_1}{2},$$

отсюда

$$y = \frac{0{,}30}{2\cdot 0{,}428} = 0{,}35\ м.$$

Плечо силы E_1 относительно точки C:

$$e_1 = 3{,}4 - 0{,}35 = 3{,}05\ м.$$

Момент силы

$$E_1 e_1 = 0{,}667\cdot 3{,}05 = 2{,}03\ тм.$$

В. Поверка напряжений в основании стенки.

Нормальная сила $N = 10{,}3\ m$.

Среднее нормальное напряжение

$$\sigma = \frac{N}{b\cdot 1} = \frac{10{,}3}{1{,}38} = 7{,}47\ т/м^2 = 0{,}75\ кг/см^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Момент всех сил относительно точки C:

$$M_c = 7{,}23 - 3{,}48 - 2{,}03 = 1{,}72\ тм.$$

Эксцентриситет $x = \frac{1{,}72}{10{,}3} = 0{,}167 \cong 0{,}17\ м$;

$$e = \frac{b}{2} - x = 0{,}69 - 0{,}17 = 0{,}52\ м; \quad \frac{6e}{b} = \frac{6 \cdot 0{,}52}{1{,}38} = 2{,}26.$$

Наибольшие нормальные напряжения:

$$\sigma_{max} = 0{,}75 \cdot 3{,}26 = 2{,}44\ кг/см^2 < 15;$$
$$\sigma_{min} = 0{,}75 \cdot (-1{,}26) = -0{,}95\ кг/см^2 < -2.$$

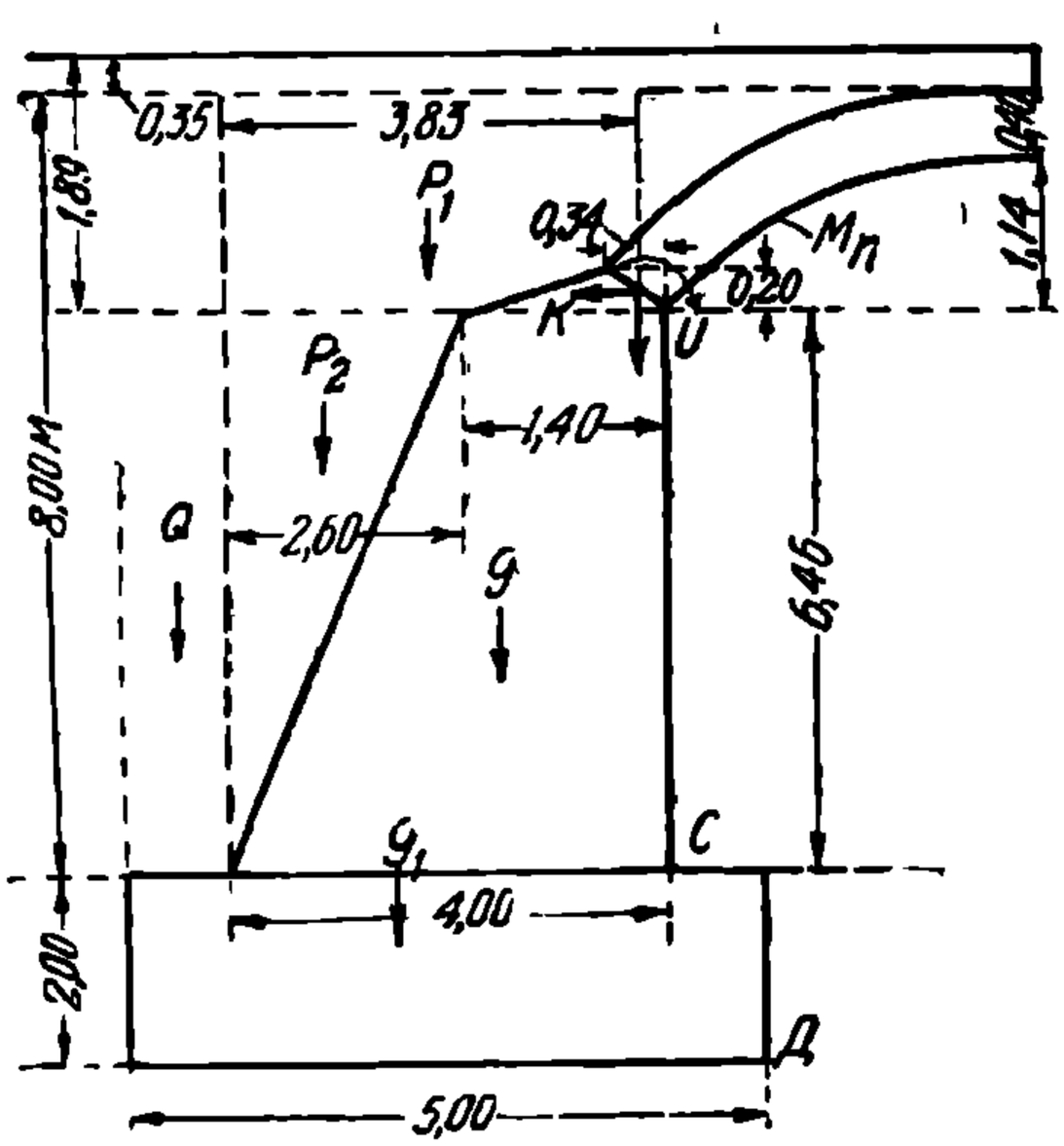
Сдвигающая сила

$$T = 3{,}07 + 0{,}667 = 3{,}737\ т.$$

Касательное напряжение

$$\tau = \frac{3{,}737}{1{,}38 \cdot 1} = 2{,}7\ т/м^2 = 0{,}27\ кг/см^2 < 2.$$

102. Расчет устоев. Очертание устоев назначается для различных отверстий и высот насыпей по единообразному закону. Поэтому проверка размеров устоев на прочность и устойчивость производится для крайних значений отверстий и высот насыпи, т. е. для $H = 4\ м$; $l_0 = 4\ м$ и $l_0 = 10\ м$; $H = 8\ м$; $l_0 = 4\ м$ и $l_0 = 10\ м$.



Фиг. 256.

Расчет производится для единицы ширины устоя (поперек моста).

Наиболее опасным является сечение устоя по обрезу фундамента, для которого и проверяются напряжения.

Для сечения по подошве фундамента проверяются давление на грунт и устойчивость на опрокидывание и скольжение.

Устои приняты из бутовой кладки на цементном растворе состава 1:4.

Допускаемое напряжение на сжатие 15 $кг/см^2$.

Допускаемое напряжение на растяжение —2 $кг/см^2$.

Давление на грунт принято не больше 3 $кг/см^2$.

Удельный вес грунта принят = 1,8 $т/м^3$, угол естественного откоса = 35°.

Удельный вес засыпки над устоем принят 2 $т/м^3$.

НТБ ДНУЖТ

Расчет устоя для $l_0 = 4$ м; $H = 8$ м.

А. Сечение по обрезу фундамента.

Постоянные силы, действующие на устой (фиг. 256).

Для всех сил определяются их величина и плечо относительно внутреннего (к отверстию) ребра — точки C, при этом величина силы обозначается большой буквой, а плечо относительно точки C — соответствующей малой.

1. Вес полотна и засыпки:

$$P_1 = 2 \cdot 1{,}89 \cdot 3{,}83 = 14{,}48 \text{ т};$$
$$p_1 = \frac{3{,}83}{2} + 0{,}17 = 2{,}02 \text{ м};$$
$$P_1 p_1 = 14{,}48 \cdot 2{,}02 = 29{,}25 \text{ тм};$$

2. Засыпка над скосом:

$$P_2 = 2 \cdot \frac{2{,}6 \cdot 6{,}46}{2} = 16{,}8 \text{ т};$$
$$p = 4 - \frac{2{,}6}{3} = 3{,}13 \text{ м};$$
$$P_2 p_2 = 52{,}6 \text{ тм}.$$

3. Вес стенки:

$$G = 2{,}2 \cdot 6{,}46 \frac{1{,}4 + 4{,}0}{2} = 38{,}4 \text{ т};$$
$$g = \frac{1}{3} \frac{4 + 1{,}4 + 4 \cdot 4{,}1}{1{,}4 + 4} = \frac{23{,}56}{3 \cdot 5{,}4} = 1{,}45 \text{ м};$$
$$Gg = 38{,}4 \cdot 1{,}45 = 55{,}7 \text{ тм}.$$

4. Опорные давления свода от постоянной нагрузки:

$$H = 4{,}04 \text{ т}; \quad h = 6{,}46 + 0{,}10 = 6{,}56 \text{ м}; \quad Hh = 26{,}50 \text{ тм}.$$
$$V = 1{,}58 \cdot 2{,}17 + {}^1/_3 \cdot 3{,}53 \cdot 2{,}17 = 6{,}00 \text{ т};$$
$$v = 0{,}17 \text{ м}; \quad Vv = 1{,}02 \text{ тм}.$$

Опорный момент свода $M_n = -0{,}013$ тм.

5. Давление земли:

а) от грунта в пределах высоты стенки

$$E_1 = \frac{1{,}8}{2} \cdot 6{,}46^2 \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{35°}{2}\right);$$
$$E_1 = 0{,}243 \cdot 6{,}46^2 = 10{,}1 \text{ т};$$
$$e_1 = \frac{6{,}46}{3} = 2{,}15 \text{ м};$$
$$E_1 e_1 = -21{,}90 \text{ тм};$$

б) от вышележащего слоя грунта

$$E_2 = \gamma Hh \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right);$$
$$E_2 = 0{,}486 \cdot 1{,}89 \cdot 6{,}46 = 5{,}94 \text{ т};$$
$$e_2 = 3{,}23 \text{ м}; \quad E_2 e_2 = -19{,}20 \text{ тм}.$$

6. Нормальная сила

$$N = 14{,}48 + 16{,}80 + 38{,}4 + 6{,}00 = 75{,}68 \text{ т}.$$

НТБ ДНУЖТ

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{75{,}68}{40} = 1{,}9 \ кг/см^2 < 15.$$

Момент всех сил

$$M_c = 29{,}25 + 52{,}60 + 55{,}70 + 26{,}50 + 1{,}02 - 0{,}013 - 21{,}90 - 19{,}20 = \\ = 123{,}96 \ тм.$$

Эксцентриситет в сторону отверстия:

$$e = 2{,}0 - \frac{123{,}96}{75{,}60} = 2{,}0 - 1{,}64 = 0{,}36 \ м;$$

$$\frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0{,}36}{4} = 0{,}54.$$

Крайние напряжения:

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \left(1 \pm \frac{6e}{d}\right).$$

$$\sigma_{max} = 1{,}9 \cdot 1{,}54 = 2{,}9 \ кг/см^2 < 15:$$
$$\sigma_{min} = 1{,}9 \cdot 0{,}46 = 0{,}9 \ кг/см^3 < 15;$$

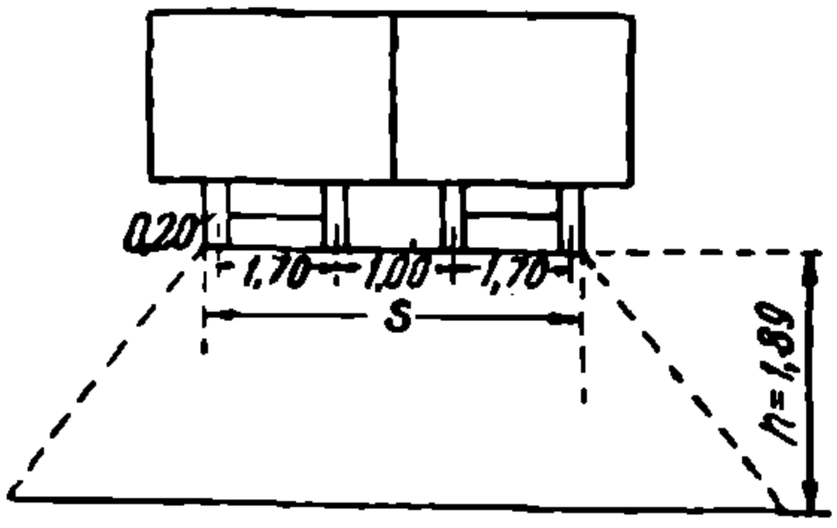
7. Временная нагрузка в данном случае наиболее опасна на призме обрушения[1].

Длина призмы обрушения поверху

$$L = 6{,}46 \cdot 0{,}52 = 3{,}35 \ м.$$

В пределах призмы устанавливаются лишь 2 задних оси грузовиков весом

$$2 \cdot 7{,}0 = 14{,}0 \ т.$$



Фиг. 257.

Эта нагрузка занимает ширину (фиг. 257):

$$s = 2 \cdot 1{,}7 + 1{,}0 + 0{,}4 = 4{,}8 \ м.$$

На глубине $h = 1{,}89$ *м* эта нагрузка распределяется на ширину:

$$s + h = 4{,}8 + 1{,}89 = 6{,}69 \ м.$$

По длине моста считаем эту нагрузку распределенной по всей длине призмы обрушения. Тогда интенсивность нагрузки:

$$k = \frac{14{,}0}{6{,}69 \cdot 3{,}35} = 0{,}625 \ т/м^2.$$

Давление на стенку:

$$E_з = 0{,}625 \cdot 6{,}46 \cdot 0{,}27 = 1{,}05 \ т;$$
$$e_з = \frac{6{,}46}{2} = 3{,}23 \ м;$$
$$E_з e_з = -3{,}39 \ тм.$$

[1] Для больших сводов опасно загружение пролета. Пролет загружается соответственно наибольшему распору (см. расчет быка).

НТБ ДНУЖТ

Момент от полной нагрузки:

$$M_c = 133{,}96 - 3{,}39 = 120{,}57\ тм;$$

$$e = 2 - \frac{120{,}57}{75{,}60} = 0{,}41\ м;\ \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0{,}41}{4} = 0{,}62;$$

$$\sigma_{max} = 1{,}9 \cdot 1{,}62 = 3{,}08\ кг/см^2 < 15;$$
$$\sigma_{min} = 1{,}9 \cdot 0.38 = 0{,}7\ кг/см^2 < 15.$$

В. Давление на грунт.

Глубина заложения фундамента принята 2 *м*, обрезы по 0,50 *м*. Моменты всех сил определяются для внутреннего ребра — точки D.

Наиболее опасный случай — нахождение временной нагрузки на призме обрушения.

Вес фундамента:

$$G_1 = 2{,}2 \cdot 2 \cdot 5 = 22\ т;\quad g = 2{,}5\ м;\quad Gg = 55\ тм.$$

Вес засыпки над задним обрезом фундамента:

$$Q = 2 \cdot 8{,}35 \cdot 0{,}5 = 8{,}35\ т;\quad q = 4{,}75\ м;\quad Qq = 39{,}70\ тм.$$

Опрокидывающий момент относительно точки D:

$$M_0 = \Sigma E e_c + \Sigma E \cdot 2\ м = 21{,}90 + 19{,}20 + 3{,}39 + (10{,}1 + 5{,}94 + 1{,}05)2 =$$
$$= 44{,}49 + 34{,}18 = 78{,}67\ тм.$$

Удерживающий момент

$$M_y = \Sigma P p_c + G g_c + H h_c + M_n + V v_c + N \cdot 0{,}5 + G g_D + Qq + H \cdot 2 =$$
$$= 29{,}25 + 52{,}60 + 55{,}70 + 26{,}50 + 1{,}02 - 0{,}01 + 55{,}0 + 39{,}70 +$$
$$+ 75{,}68 \cdot 0{,}5 = 4{,}04 \cdot 2 = 259{,}76 + 37{,}84 + 8{,}08 = 305{,}68\ тм.$$

$$\xi = \frac{M_y}{M_0} = \frac{305{,}68}{78{,}67} = 3{,}9 > 1{,}4.$$

Нормальная сила

$$N_1 = 75{,}68 + 22 + 8{,}35 = 106{,}03\ т.$$

Сдвигающая сила

$$T = 10{,}1 + 5{,}94 + 1{,}05 - 4{,}04 = 13{,}05\ т.$$

$$\xi_1 = \frac{fN_1}{l} = \frac{0{,}4 \cdot 106{,}03}{13{,}05} = 3{,}5 > 1{,}75.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{106{,}03}{50} = 2{,}12\ кг/см^2 < 3.$$

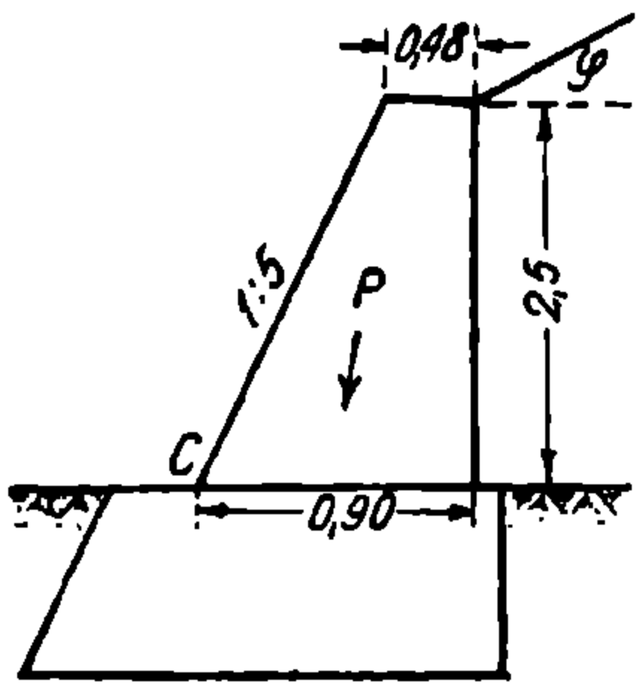
Момент всех сил относительно точки D:

$$M_D = M_y - M_0 = 305{,}68 - 78{,}67 = 227{,}01\ тм;$$
$$e = 2{,}5 - \frac{227{,}01}{106{,}03} = 0{,}36\ м;\ \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0{,}36}{5} = 0{,}43;$$
$$\sigma_{max} = 2{,}12 \cdot 1{,}43 = 3{,}02\ кг/см^2 \backsim 3{,}0;$$
$$\sigma_{min} = 2{,}12 \cdot 0{,}57 = 1{,}2\ кг/см^2 < 3.$$

НТБ ДНУЖТ

Расчет устоев для других высот насыпей и пролетов производится аналогично, а потому опускается.

103. Расчет откосных крыльев. Расчет откосного крыла производится для наибольшей высоты насыпи $H=8$ *м* (фиг. 258). Для этого случая откосное крыло имеет высоту у корня (т. е. в примыкании к устою) 4 *м*, на свободном конце высота крыла принимается 1 *м*. Таким образом, средняя высота крыла может быть принята 2,5 *м*. Откосное крыло подвержено давлению земли со стороны конуса, причем для различных сечений стенки поверхность земли получает гиперболическое очертание. По мере понижения стенки гиперболы получаются более плоскими. Ввиду того, что стенка работает целиком, расчет производится для высоты стенки в среднем сечении.



Фиг. 258.

Гиперболическое очертание откоса заменяется прямой, наклоненной под углом 35°, причем в запас прочности считается, что откос продолжается неограниченно далеко.

Для расчета выделяется 1 *м* длины крыла.

1. Расчет прочности по обрезу фундамента.

а) Вес стенки

$$P=2{,}2\cdot 2{,}5\,\frac{0{,}40+0{,}90}{2}=3{,}57\ \ m.$$

Момент относительно точки C:

$$Pp=2{,}2\ \left[\frac{0{,}50\cdot 2{,}5}{0{,}2}\quad\frac{0{,}5\cdot 2}{3}+0{,}4\cdot 2{,}5\cdot 0{,}7\right]=2{,}0\ \ m\text{м}.$$

б) Давление земли

$$E=\frac{1}{2}\,\gamma H^2\cos^2\varphi=0{,}9\cdot 2{,}5^2\cdot 0{,}819^2=0{,}9\cdot 6{,}25\cdot 0{,}67=3{,}77\ \ m;$$

$$Ee=3{,}77\cdot\frac{2{,}5}{3}=3{,}14\ \ m\text{м}.$$

в) Момент относительно точки C всех сил:

$$M_c=3{,}14-2=1{,}14\ \ m\text{м}.$$

Расстояние центра давления от точки C:

$$x=\frac{1{,}14}{3{,}57}=0{,}32\ \ \text{м}.$$

Эксцентриситет относительно центра:

$$e=0{,}32+0{,}45=0{,}77\ \ \text{м};\quad\frac{6e}{d}=\frac{6\cdot 0{,}77}{0{,}9}=5{,}13.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_0=\frac{3{,}57}{0{,}90}\quad 3{,}97\ \ m/\text{м}^2=0{,}4\ \ \text{кг/см}^2.$$

НТБ ДНУЖТ

Крайние напряжения:

$$\sigma_{max} = 0{,}4 \cdot 6{,}13 = 2{,}45 \ кг/см^2 < 15;$$
$$\sigma_{min} = 0{,}4 \cdot 4{,}13 = -1{,}65 \ кг/см^2 < 2.$$

2. Расчет фундамента при глубине его 1,5 *м* (фиг. 259).
Вес фундамента и грунта над скосом

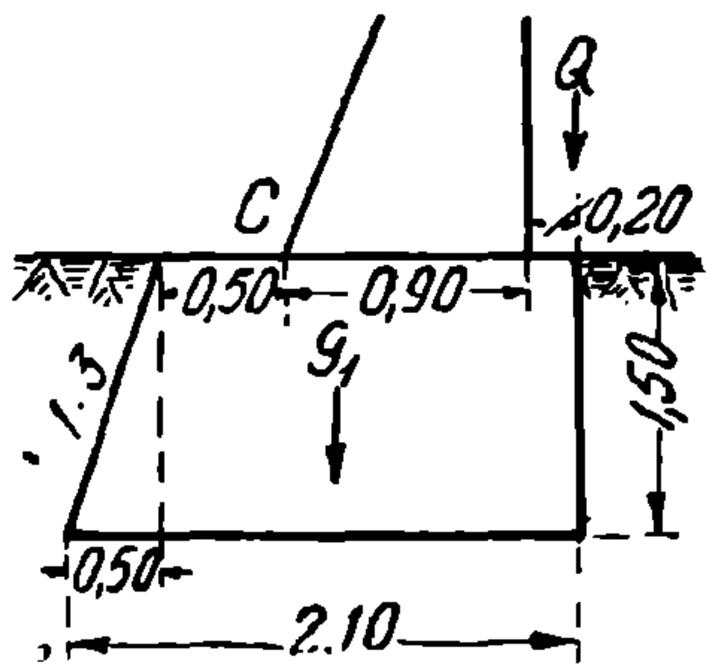
$$G = 2{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}1 - 0{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}5 = 6{,}93 - 0{,}3 = 6{,}63 \ т.$$

Статический момент относительно точки D

$$Gg = 2{,}2 \cdot 1{,}5 \frac{2{,}1^2}{2} - 0{,}4 \cdot \frac{0{,}5^2}{6} \cdot 1{,}5 = 7{,}27 - 0{,}02 = 7{,}25 \ тм.$$

Засыпка над задним обрезом фундамента:

$$Q = 1{,}8 \cdot 0{,}2 \cdot 2{,}5 = 0{,}9 \ т;$$
$$q = 0{,}9 \cdot 2{,}0 = 1{,}8 \ тм.$$



Фиг. 259.

Опрокидывающий момент

$$M_0 = 3{,}14 + 3{,}77 \cdot 1{,}5 = 8{,}70 \ тм.$$

Удерживающий момент

$$M_y = 2{,}0 + 3{,}57 \cdot 1 + 7{,}25 + 1{,}18 = 14{,}62 \ тм.$$

Коэфициент устойчивости

$$\xi = \frac{14{,}62}{8{,}70} = 1{,}7 > 1{,}4.$$

Сумма вертикальных сил

$$N_1 = 3{,}57 + 6{,}63 + 0{,}9 = 11{,}10 \ т.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{11{,}10}{2{,}1} = 5{,}3 \ т/м^2 = 0{,}53 \ кг/см^2.$$

Момент всех сил относительно точки D

$$M_D = 14{,}62 - 8{,}70 = 5{,}92 \ тм.$$

Эксцентриситет

$$e = 1{,}05 - \frac{5{,}92}{11{,}10} = 1{,}05 - 0{,}53 = 0{,}52 \ м;$$

$$\frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0{,}52}{2{,}1} = 1{,}48.$$

Крайние напряжения:

$$\sigma_{max} = 0{,}53 \cdot 2{,}48 = 1{,}3 \ кг/см^2 < 3 \ кг/см^2;$$
$$\sigma_{min} = -0{,}53 \cdot 0{,}48 = -0{,}25 \ кг/см^2 \approx 0{,}00.$$

Поверка глубины заложения фундамента. Наименьшая глубина:

$$h = \frac{\sigma_{max}}{\gamma} \operatorname{tg}^4 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{13}{1{,}8} \cdot 0{,}52^4 = 0{,}5 \ м.$$

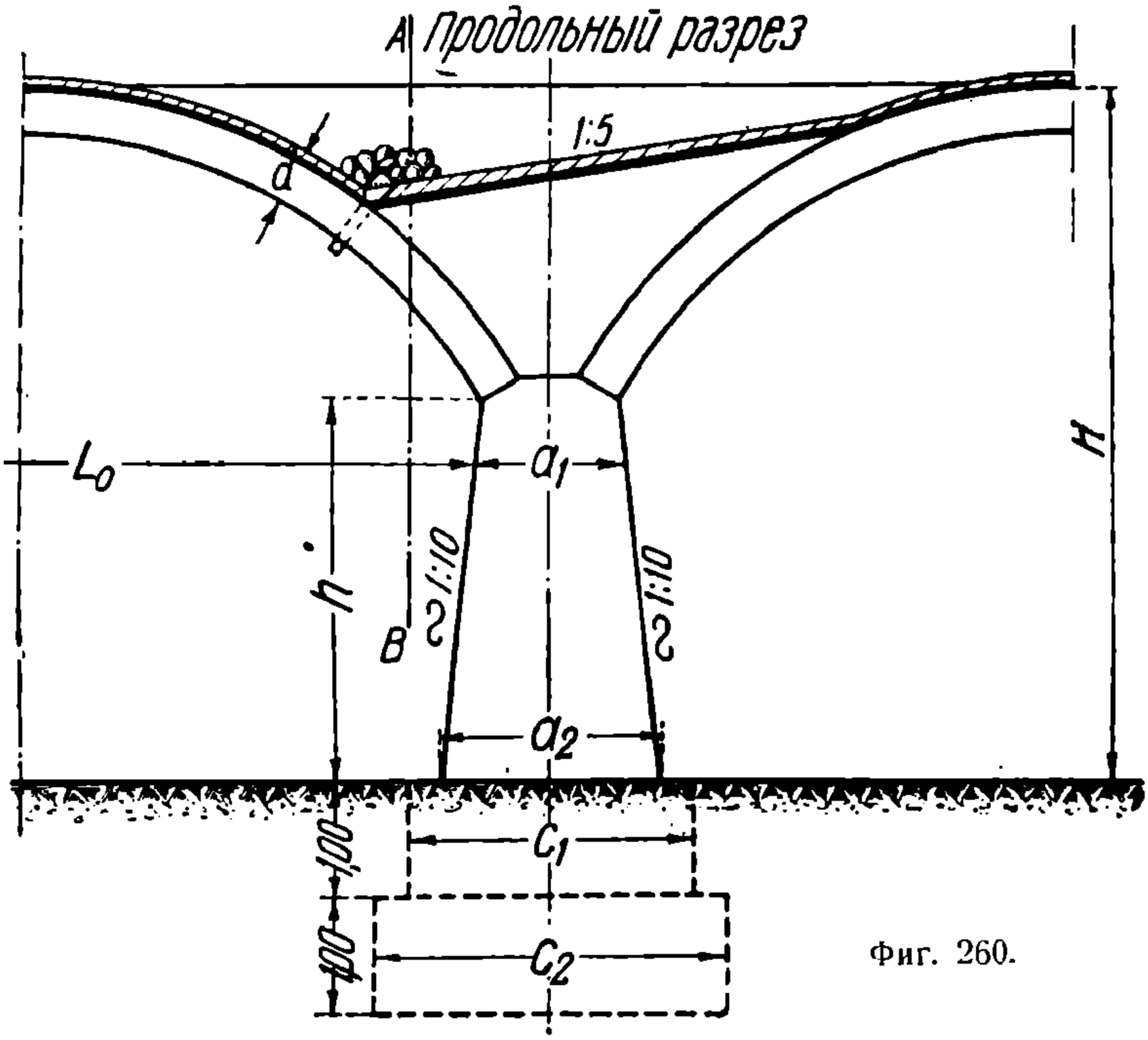
Принято $h = 1{,}5$ *м*.

НТБ ДНУЖТ

Поверка сжимающих напряжений при отсутствии растяжения. Наибольшие сжимающие напряжения:

$$\sigma_{max} = \frac{2N_1}{3x} = \frac{2 \cdot 11{,}1}{3 \cdot 0{,}53} = 14 \ т/м^2 = 1{,}4 \ кг/см^2 < 3.$$

104. Конструкция и расчет быков. Для возможности применения запроектированных сводов для многопролетных мостов мною запроектирован также бык, конструкция которого указана на фиг. 260—263, а основные размеры даны в таблице 78.



Фиг. 260.

Расчет быка для отверстия $L = 10$ *м*, высоты $H = 8$ *м*. Напряжения по обрезу фундамента подсчитываются для 1 *м* ширины моста.

1. Постоянные силы, действующие на бык (фиг. 264).

Вес забутки и полотна над быком при среднем удельном весе 2,1 $т/м^3$:

$$P_1 = 2{,}1 \cdot 3{,}55 \cdot 1{,}10 = 8{,}2 \ т.$$

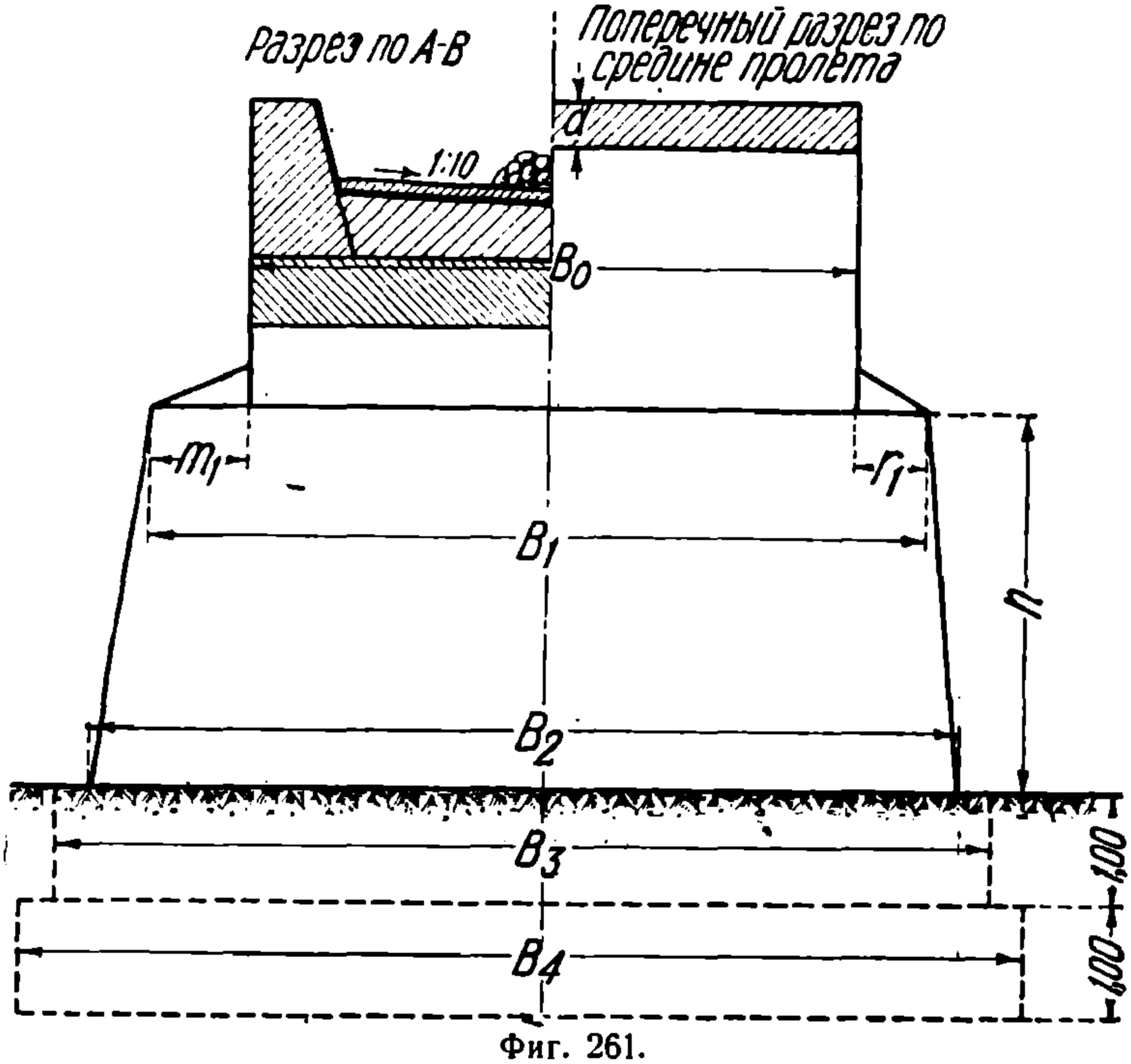
Вес быка в пределах пят:

$$P_2 = 2{,}2 \cdot 0{,}26 \cdot \frac{0{,}5 + 1{,}3}{2} = 0{,}25 \ т.$$

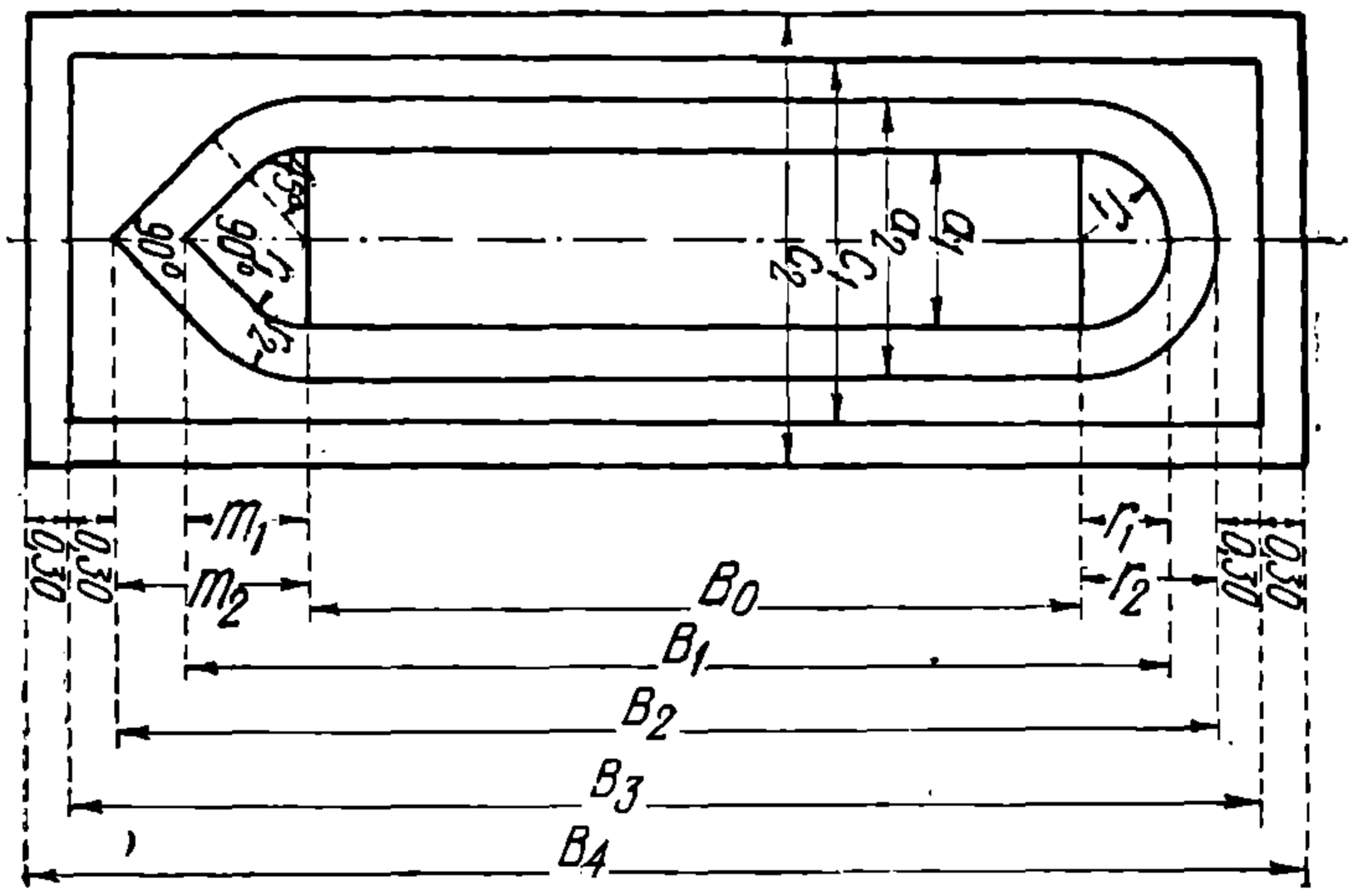
Вес быка от пят до обреза фундамента:

$$P_3 = 2{,}2 \cdot 4{,}64 \cdot \frac{1{,}3 + 2{,}23}{2} = 18{,}1 \ т.$$

НТБ ДНУЖТ



Фиг. 261.



Фиг. 262.

Опорные давления сводов от постоянной нагрузки.

Распоры и опорные моменты двух пролетов взаимно уравновешиваются. Сумма вертикальных реакций берется из расчета свода и в данном случае равна:

$$\Sigma V = 44\ m.$$

НТБ ДНУЖТ

Таблица 78

Основные размеры быков в *м*

Отверстие свода в свету *м*		4			6			8			10		
Высота насыпи *м*		4	6	8	4	6	8	4	6	8	4	6	8
Высота быка от фундамента до пяты	h	2,46	4,46	6,46	1,89	3,89	5,89	1,60	3,31	5,31	1,00	2,64	4,64
Ширина быка поверху	a_1	1,00	1,00	1,00	1,10	1,10	1,10	1,20	1,20	1,20	1,30	1,30	1,30
„ понизу	a_2	1,50	1,90	2,30	1,50	1,90	2,30	1,50	1,90	2,30	1,50	1,90	2,30
Радиус закругления задней части поверху	r_1	0,50	0,50	0,50	0,55	0,55	0,55	0,60	0,60	0,60	0,65	0,65	0,65
Радиус закругления задней части понизу	r_2	0,75	0,95	1,15	0,75	0,95	1,15	0,75	0,95	1,15	0,75	0,95	1,15
Выступ передней части поверху	m_1	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,85	0,85	0,85	0,92	0,92	0,92
„ „ „ понизу	m_2	1,06	1,34	1,63	1,06	1,34	1,63	1,06	1,34	1,63	1,06	1,34	1,63
Длина быка на уровне пят $b_1 = b_0 + r_1 + m_1$:													
Для габарита 5,5 *м*	b_1	6,61	6,61	6,61	6,73	6,73	6,73	6,85	6,85	6,85	6,97	6,97	6,97
„ „ 6,5 *м*	(b_1')	(7,61)	(7,61)	(7,61)	(7,73)	(7,73)	(7,73)	(7,85)	(7,85)	(7,85)	(7,97)	(7,97)	(7,97)
То же по обрезу фундамента для 5,5 *м*		7,21	7,69	8,18	7,21	7,69	8,18	7,21	7,69	8,18	7,21	7,69	8,18
$b_2 = b_0 + r_2 + m_2$ 6,5 *м*	b_2	(8,21)	(8,69)	(9,18)	(8,21)	(8,69)	(9,18)	(8 21)	(8,69)	(9,18)	(8,21)	(8,69)	(9,18)
Ширина фундамента поверху	c_1'	2,10	2,50	2,90	2,10	2,50	2,90	2,10	2,50	2,90	2,10	2,50	2,90
„ „ понизу	c_2	2,70	3,10	3,50	2,70	3,10	3,50	2,70	3,10	3,50	2,70	3,10	3,50
Длина фундамента для 5,5 *м*	b_3	7,81	8,29	8,78	7,81	8,29	8,78	7,81	8,29	8,78	7,81	8,29	8,78
поверху 6,5 *м*	b_3'	(3,81)	(9,29)	(9,78)	(8,81)	(9,29)	(9,78)	(8,81)	(9,29)	(9,78)	(8,81)	(9,29)	(9,78)
понизу	b_4	8,41	8,89	9,38	8,41	8,89	9,38	8,41	8,89	9,38	8,41	8,89	9,38

НТБ ДНУЖТ

2. Напряжения по сечению I — I на уровне пят.
Нормальная сила

$$N = 8{,}20 + 0{,}25 + 44{,}0 = 52{,}45.$$

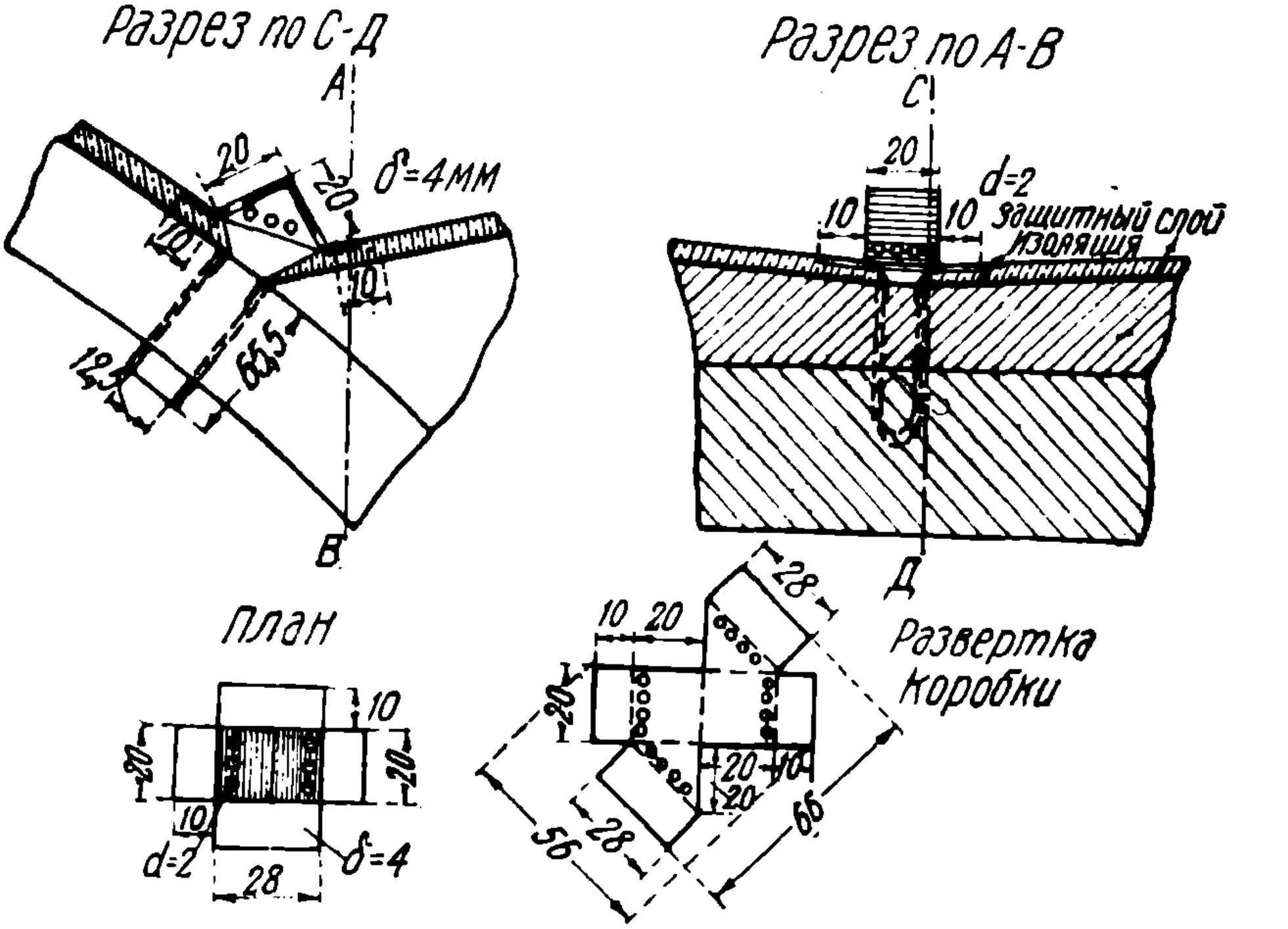
Напряжения

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{52{,}45}{1{,}3} = 40\ т/м^2 = 4{,}0\ кг/см^2 < 15..$$

3. Напряжения по обрезу фундамента от постоянной нагрузки:

$$N_1 = 52{,}45 + 18{,}1 = 70{,}55\ т;$$

$$\sigma = \frac{70{,}55}{2{,}23 \cdot 10} = 3{,}2\ кг/см^2 < 15.$$



Фиг. 263.

4. Напряжения по обрезу фундамента при временной нагрузке. Временная нагрузка наиболее опасна при загрузке одного пролета. Невыгоднейшим случаем является расположение нагрузки, соответствующее max H, т. е. заднее колесо над ключом, а переднее одного автомобиля и переднее колесо другого симметрично относительно центра пролета на расстоянии от него 3,8 $м$. Временная нагрузка берется без динамического коэфициента. Таким образом, давление заднего колеса на 1 $м$ ширины свода по предыдущим расчетам:

$$P = \frac{3{,}11}{1{,}2} = 2{,}6\ т.$$

То же переднего:

$$P_1 = \frac{1{,}33}{1{,}2} = 1{,}1\ т.$$

НТБ ДНУЖТ

Для расчета быка рассекаем свод в ключе и прилагаем в сечении силы N_0, V и M_0.

Поперечная сила V по симметрии нагрузки равна нулю.

Распор N_0 вычисляется на основании формул таблицы 77 при $l_0 = 10$ *м* для заднего колеса и двух передних, расположенных приблизительно в четвертях пролета:

$$N_0 = \left(0{,}82762 + \frac{0{,}43975}{6}\right) \cdot 2{,}6 + 2 \cdot 0{,}20097 \cdot 1{,}1 = 2{,}4 \ т;$$

здесь 6 *м* — радиус оси свода.

Плечо силы N_0 относительно центра сечения по обрезу фундамента:

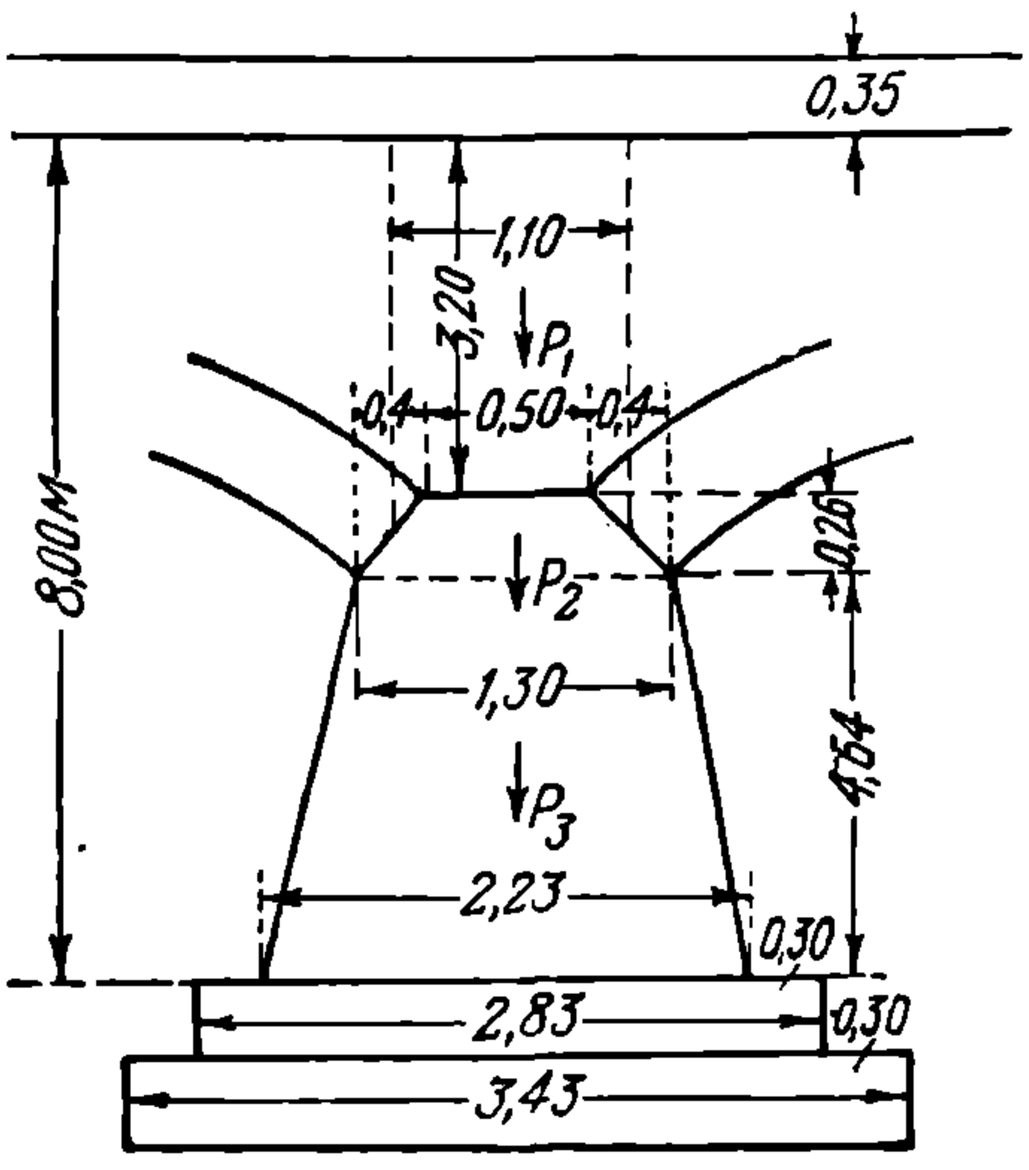
$$h = 8 - 0{,}25 = 7{,}75 \ м.$$

Момент силы

$$N_0 h = 17{,}9 \ тм.$$

Момент в ключевом сечении свода по формулам таблицы 77:

$$M_0 = \left(0{,}09668 \cdot 6 - 0{,}1 - \frac{0{,}05541}{6}\right) \cdot 2{,}6 - 2{,}001536 \cdot 1{,}1 = 1{,}19 \ тм.$$



Фиг. 264.

От заднего колеса благодаря распределяющему действию балласта на первую половину свода передается сила $\frac{P}{2}$, приложенная на расстоянии от замка 0,20 *м*. Тогда плечо силы $\frac{P}{2}$ относительно центра сечения по обрезу фундамента:

$$p = 5{,}0 + \frac{1{,}3}{2} - 0{,}2 = 5{,}45 \ м.$$

Момент силы $\frac{P}{2}$

$$\frac{Pp}{2} = 1{,}3 \cdot 5{,}45 = 7{,}1 \ тм.$$

Плечо силы P_1 относительно центра сечения:

$$p_1 = 5{,}0 + \frac{1{,}3}{2} - 3{,}8 = 1{,}85 \ м;$$

$$P_1 p_1 = 1{,}1 \cdot 1{,}85 = 2{,}04 \ тм.$$

Момент в ключе

$$M_0 = 1{,}13 \ тм.$$

Момент всех сил от временной нагрузки относительно центра сечения:

$$M = 17{,}9 + 1{,}19 - 7{,}1 - 2{,}4 = 9{,}95 \ тм.$$

НТБ ДНУЖТ

Нормальная сила

$$N = 70{,}55 + 1\,3 + 1{,}1 = 72{,}95\ т.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{72{,}95}{2{,}23} = 32\ т/м^2.$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{9{,}95}{72{,}95} = 0{,}13\ м;$$

$$\frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0{,}13}{2{,}23} = 0{,}35.$$

Крайние напряжения:

$$\sigma_{max} = 32\,(1 + 0{,}35) = 43\ т/м^2 = 4{,}3\ кг/см^2;$$
$$\sigma_{min} = 32\,(1 - 0{,}35) = 21\ т/м^2 = 2{,}1\ кг/см^2.$$

5. Давление на грунт проверяется при временной нагрузке. Вес фундамента с учетом грунта над уступами:

$$P_4 = 2{,}2 \cdot 3{,}13 \cdot 2 + 1{,}8 \cdot 1 \cdot 0{,}6 = 13{,}8 + 1{,}08 = 14{,}88\ т.$$

Нормальная сила

$$N = 72{,}95 + 14{,}88 = 87{,}83\ т.$$

Среднее напряжение

$$\sigma_0 = \frac{86{,}73}{3{,}43 \cdot 10} = 2{,}5\ кг/см^2.$$

Момент опорных давлений свода от временной нагрузки относительно центра подошвы фундамента:

$$M = 9{,}95 + 2{,}4 \cdot 2 = 14{,}75\ тм.$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{14{,}75}{87{,}83} = 0{,}17\ м;\ \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0{,}17}{3{,}43} = 0{,}30;$$
$$\sigma_{max} = 2{,}5 \cdot 1{,}30 = 3{,}24\ кг/см^2 > 3;$$
$$\sigma_{min} = 2{,}5 \cdot 0{,}70 = 1{,}75\ кг/см^2 < 3.$$

Перенапряжение в 0,24 $кг/см^2$, т. е. 8%, считаем допустимым потому, что ширине свода 5,4 $м$ соответствует длина фундамента поперек моста:

$$5{,}4 + \frac{1{,}3}{2} + 0{,}46 + 0{,}92 + 0{,}65 + 2 \cdot 0{,}30 = 8{,}68.$$

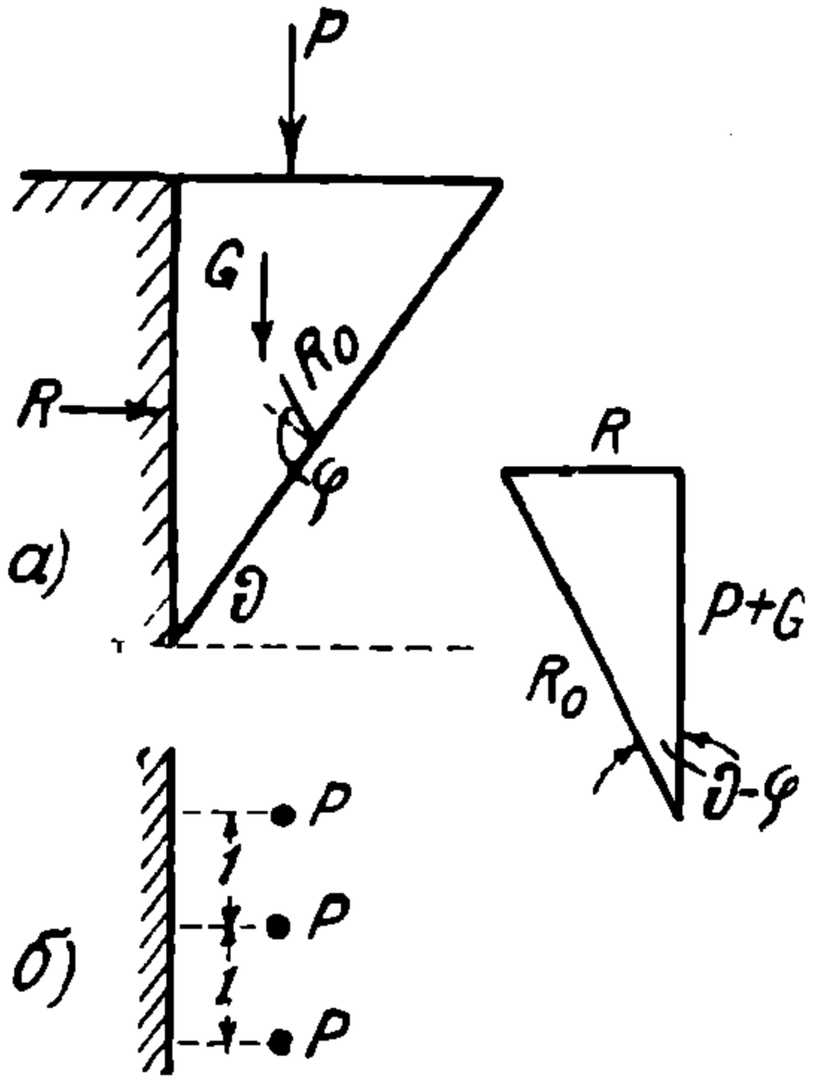
Таким образом, дополнительные напряжения от временной нагрузки преувеличены в отношении $\frac{8{,}68}{5{,}4}$.

105. Аналитический расчет давления земли при временной нагрузке

1. При расчете устоев мостов и подпорных стенок для бесколейных дорог приходится иметь дело с грузами, расположенными на призме обрушения и передающимися на нее через весьма малые площадки, т. е. приближающимися по роду воздействия к сосредоточенным в точке силам. Вопрос об определении давления земли

НТБ ДНУЖТ

при сосредоточенных силах на призме обрушения хотя и разобран в нашей технической литературе довольно обстоятельно, но все же не доведен до конца и, кроме того, решения даются в графической или графоаналитической форме, что не всегда удобно для практических целей. Вследствие этого при расчете устоев мостов под автогужевую дорогу в большинстве случаев прибегают к грубому приему, а именно считают, что сосредоточенные давления колес распределяются по всей призме обрушения, подобно тому как это принимается по действующим техническим условиям для железнодорожных мостов. Но в то время как в последних, благодаря наличию ростверка из рельсов и шпал, предположение о равномерном распределении давления весьма правдоподобно, в шоссейных мостах оно резко противоречит действительности.



Фиг. 265.

Целью настоящего параграфа и является установление методов расчета давления земли при нагрузках, сосредоточенных или распределенных на малую площадь. При этом исследование ведется в аналитической форме на основе общепринятых положений теории давления земли.

2. Рассмотрим случай вертикальной стенки, поддерживающей насыпь с горизонтальным откосом. На насыпи расположен сосредоточенный груз P. Расстояние этого груза от стенки для определения величины давления земли на стенку не имеет значения, необходимо только, чтобы груз находился в пределах призмы обрушения. Для расчета выделяем единицу ширины стенки в предположении, что весь груз P передается на эту ширину. Такой случай соответствует расположению вдоль стенки нескольких равных грузов с одинаковыми взаимными расстояниями (фиг. 265).

При расчете принимаем, как это рекомендуется техническими условиями, что трение земли по кладке равно нулю.

Обозначим:

коэфициент трения земли по земле $f = \operatorname{tg}\varphi$,

удельный вес грунта γ,

угол призмы обрушения с горизонтом — ϑ,

длину призмы обрушения поверху $x = H\operatorname{ctg}\vartheta$.

Из условий равновесия призмы обрушения имеем (фиг. 265):

$$R = (P + G)\operatorname{tg}(\vartheta - \varphi). \qquad (38)$$

Здесь G — вес призмы обрушения:

$$G = \frac{1}{2}\gamma H^2 \operatorname{ctg}\vartheta. \qquad (39)$$

НТБ ДНУЖТ

Введем обозначения:

$$\operatorname{ctg}\vartheta = \frac{x}{H} = \xi;$$

$$\operatorname{tg}(\vartheta - \varphi) = \frac{\operatorname{tg}\vartheta - \operatorname{tg}\varphi}{1 + \operatorname{tg}\vartheta \operatorname{tg}\varphi} = \frac{\frac{1}{\xi} - f}{1 + \frac{f}{\xi}} = \frac{1 - \xi f}{\xi + f};$$

$K = \frac{1}{2}\gamma H^2$ — вес призмы при угле 45°;

$P = mK$.

Величину $m = \frac{2P}{\gamma H^2}$ — назовем земляной характеристикой силы P.

Тогда формула (38) примет вид:

$$R = (Km + K\xi)\frac{1 - \xi f}{\xi + f} = K(m + \xi)\frac{1 - \xi f}{\xi + f}. \quad (40)$$

Наибольшее давление max R будет при условии:

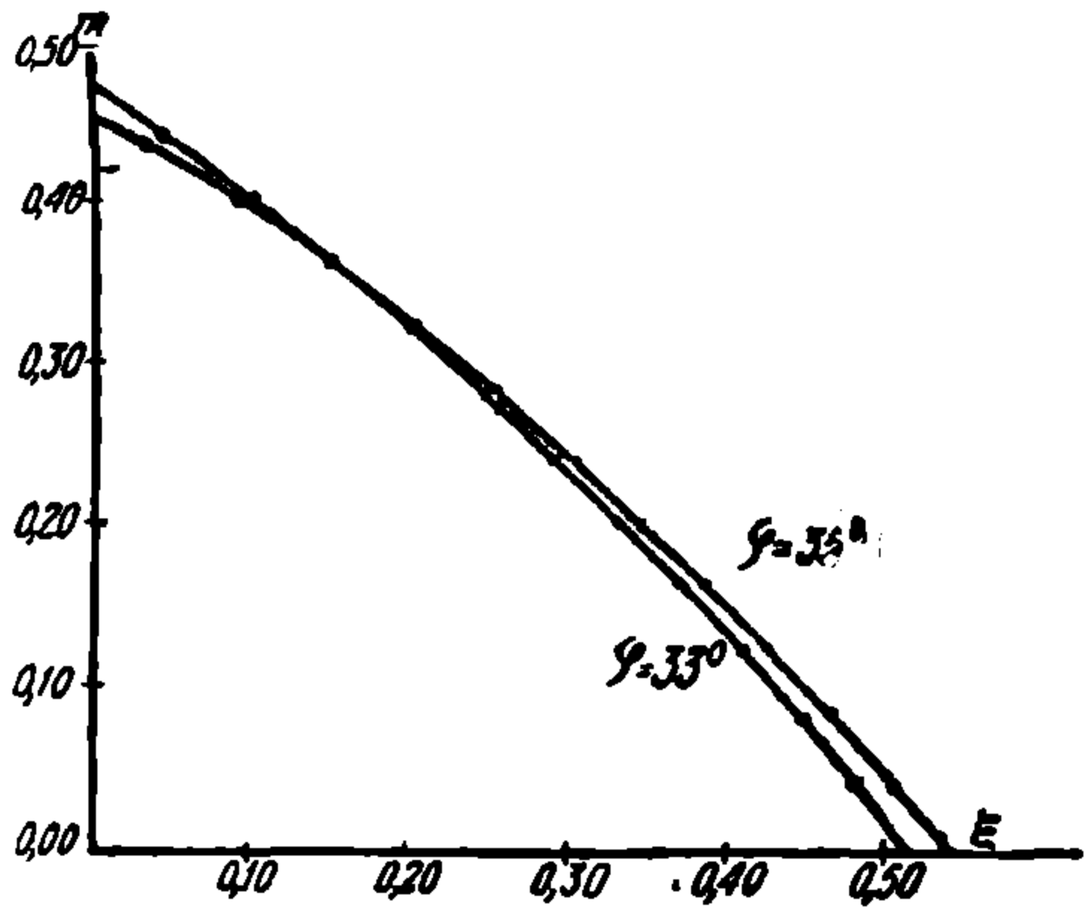
$$\frac{dR}{d\xi} = 0.$$

После диференцирования и преобразований будем иметь (K — величина постоянная):

$$\frac{-\xi^2 f - 2\xi f^2 + f - mf^2 - m}{(\xi + f)^2} = 0. \quad (41)$$

Так как $(\xi + f)^2 \neq \infty$, то:

$$f\xi^2 + 2f^2\xi + mf^2 - f + m = 0. \quad (41')$$



Фиг. 266.

Таким образом, величина ξ находится в параболической зависимости от характеристики m. Кривые этой зависимости построены на фиг. 266 для углов естественного откоса:

$$\varphi = 33°; \quad f = \operatorname{tg}\varphi = 0{,}65$$

$$\varphi = 35°; \quad f = 0{,}70.$$

Решая уравнение (41') относительно ξ, имеем:

$$\xi = -f \pm \sqrt{f^2 - mf + 1 - \frac{m}{f}} \quad (42)$$

Вычисленные по этой формуле значения ξ при различных величинах m приведены в таблице 79 для углов естественного откоса 33 и 35°.

При $m = 0$ величина

$$\xi = \xi_0 = \operatorname{ctg}\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right),$$

НТБ ДНУЖТ

что соответствует, как это следовало ожидать, случаю ненагруженной призмы, которую назовем *основной* призмой обрушения. При

$$m = \frac{f}{1+f^2};\ \xi = 0,$$

т. е. при большом значении груза, находящегося непосредственно у стенки (так как предыдущий расчет предполагает, что груз всегда находится в пределах призмы, как бы она мала ни была), на стенку передается через землю только давление от силы, а собственное давление земли превращается в нуль, ибо сила отжимает землю от стенки.

При $m > \frac{f}{1+f^2}$ величина ξ получается отрицательной и, наконец, при $m > f$ имеет мнимую величину. Оба последние случая указывают, что величина R не достигает максимума при изменении ξ от 0 до ξ_0. Следовательно, относительно наибольшая величина R будет соответствовать крайним значениям ξ, т. е., очевидно, $\xi = 0$, ибо в этом случае производная $\frac{dR}{d\xi} < 0$ по формуле (41) и R функция, убывающая с возрастанием ξ от 0 до ξ_0.

Для значений m от нуля до $\frac{f}{1+f^2}$ величина ξ определяется по таблице 79 или по графику фиг. 266.

Таблица 79

Значения $\xi = \frac{x}{H}$ и постоянных коэфициентов в формулах давления на стенку для различных значений $m = \frac{2P}{\gamma H^2}$.

m	$\varphi = 33°;\ f = 0{,}65$				$\varphi = 35°;\ f = 0{,}70$			
	ξ	$\frac{1-\xi f}{\xi + f}$	$\xi\frac{1-\xi f}{\xi + f}$	e	ξ	$\frac{1-\xi f}{\xi + f}$	$\xi\frac{1-\xi f}{\xi + f}$	e
0,00	0,54	0,54	0,29	1,00	0,52	0,52	0,27	1,00
0,04	0,51	0,57	0,29	0,98	0,48	0,56	0,27	0,98
0,08	0,47	0,62	0,29	0,97	0,45	0,60	0,27	0,97
0,12	0,43	0,66	0,28	0,96	0,41	0,64	0,26	0,96
0,16	0,39	0,72	0,28	0,94	0,37	0,69	0,26	0,94
0,20	0,34	0,78	0,27	0,92	0,33	0,75	0,25	0,92
0,24	0,30	0,85	0,25	0,91	0,29	0,81	0,24	0,91
0,28	0,25	0,93	0,23	0,89	0,25	0,87	0,22	0,89
0,32	0,20	1,02	0,20	0,87	0,20	0,96	0,19	0,87
0,36	0,15	1,20	0,18	0,85	0,15	1,05	0,16	0,85
0,40	0,09	1,33	0,12	0,83	0,10	1,16	0,12	0,83
0,457	0,00	1,54	0,00	0,80	0,04	1,31	0,08	0,81
0,47	< 0	1,54	0,00		0,00	1,43	0,00	0,79

Учитывая весьма малую кривизну параболы по фиг. 266, я считаю возможным для практических расчетов заменить ее прямой, определяемой уравнением:

$$\xi = \xi_0 - m = \operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi°}{2}\right) - m. \qquad (43)$$

НТБ ДНУЖТ

Как усматривается из фиг. 266, где эта прямая будет касательной к кривой в точке $m=0$, и из таблицы 79, расчет по формуле (43) дает весьма малую неточность (около 2—3%) для значений m от 0 до 0,30, и лишь при m, близком предельным значениям 0,45 и 0,47, погрешность увеличивается в сторону увеличения ξ. Это ведет к некоторому уменьшению расчетного давления на стенку, так как вместо ξ, соответствующего max R, мы берем близкую к этому величину.

Однако погрешность в определении R будет невелика, ибо вблизи максимума функция вообще возрастает медленно.

Например, при $m=0{,}40$ по таблице 79, при $\varphi=35°$, $\xi=0{,}10$.

Тогда:

$$R=K\cdot 0{,}52\cdot\frac{1-0{,}1\cdot 0{,}7}{0{,}1+0{,}7}=58\,135\,K.$$

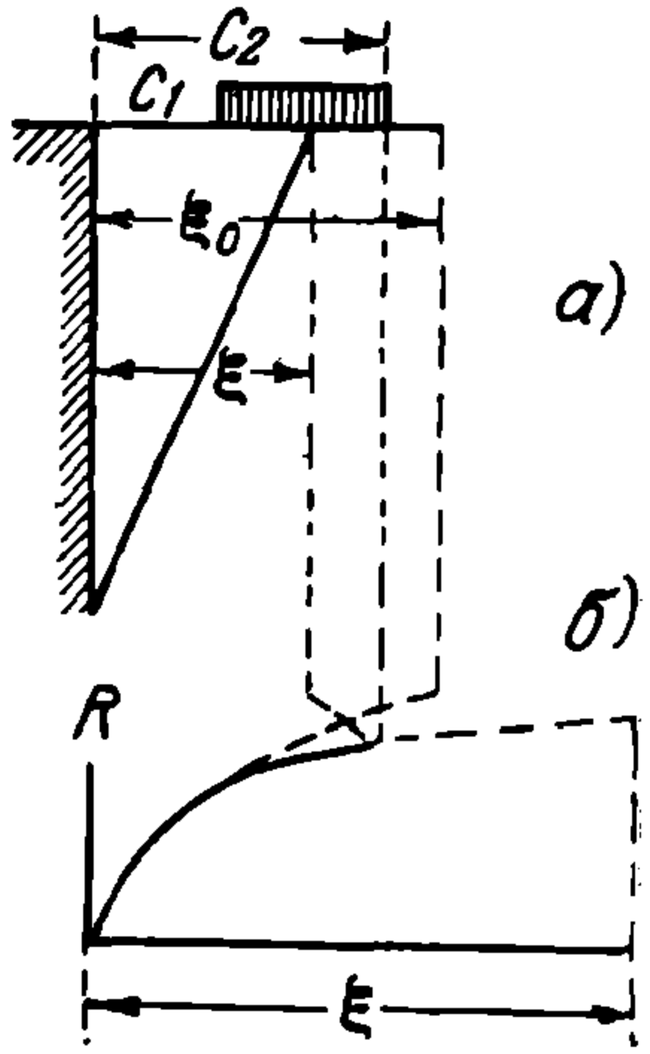
Если же примем по формуле (43):

$$\xi=0{,}52-0{,}40=0{,}12,$$

то

$$R=K\cdot 0{,}52\cdot\frac{1-0{,}12\cdot 0{,}7}{0{,}12+0{,}7}=0{,}58088\,K,$$

т. е. разница лежит в пределах точности вычислений по логарифмической линейке, составляя ничтожную долю процента.



Фиг. 267.

В силу формулы (43) давление на стенку по формуле (40) получает выражение:

$$R=K\xi_0\frac{1-\xi f}{\xi+f}=\frac{1}{2}\gamma H^2\operatorname{tg}\left(45°-\frac{\varphi}{2}\right)\operatorname{tg}(\vartheta-\varphi). \qquad (40')$$

3. Как указывалось выше, практически мы имеем дело всегда не с сосредоточенной нагрузкой, а с распределенной на некоторую, весьма малую, площадку. Предыдущие выводы остаются в силе и для этого случая, ибо во все выведенные формулы входила лишь величина нагрузки, независимо от того, как и где она передается, лишь бы она не выходила из призмы обрушения. Однако последнее условие иногда может оказаться несоблюденным. Пусть (фиг. 267) конец нагрузки отстоит от стенки на величину c_2 [1]. При величине всей нагрузки P длина призмы обрушения, определенная по таблице 79 или по формуле (43), может оказаться меньше c_2, т. е. часть нагрузки не попадет на призму обрушения.

Докажем, что в этом случае призма обрушения проходит через конец нагрузки.

Действительно, до начала нагрузки, т. е. при $\xi<\frac{c_1}{H}$ величина

[1] Причем $c_2<\xi_0 H$; т. е. нагрузка располагается в пределах основной призмы обрушения.

НТБ ДНУКТ

$m=0$ и давление на стенку, согласно формуле (40), будет иметь величину:

$$R=K\xi\frac{1-\xi f}{\xi+f}.$$

Диференцируя, найдем, что максимум этой функции будет при $\xi=\xi_0$, в пределах же от $\xi=0$ до $\xi=\frac{c_1}{H}$ давление на стенку будет возрастать, как указано на фиг. 267-*б*, где по вертикали откладывается величина давления на стенку.

В пределах нагрузки, т. е. при $\frac{c_1}{H}<\xi<\frac{c_2}{H}$, характеристика m будет пропорциональна $\xi-\frac{c}{H}$, а именно:

$$m=\frac{p(\xi H-c_1)}{\frac{1}{2}\gamma H^2}=\frac{2p}{\gamma H}\left(\xi-\frac{c_1}{H}\right)=a\left(\xi-\frac{c_1}{H}\right);$$

здесь:

p — интенсивность нагрузки,

$a=\frac{2p}{\gamma H^2}$ — коэфициент пропорциональности, не зависящий от ξ.

Вставляя в формулу (40), получим:

$$R=K\left[(1+a)\xi-\frac{ac_1}{H}\right]\frac{1-\xi f}{\xi+f}.$$

Приравнивая нулю производную $\frac{dR}{d\xi}$, устанавливаем, что наибольшее давление будет при

$$\xi=-f+\sqrt{f^2+1+\frac{c_1}{H}\frac{a}{1+a}\left(\frac{1+f^2}{f}\right)}. \qquad (44)$$

Так как

$$\xi_0=-f+\sqrt{1+f^2},$$

то

$$\xi'>\xi_0.$$

Отсюда следует: 1) если равномерная нагрузка начинается на некотором расстоянии от стенки и продолжается неопределенно далеко, то плоскость обрушения определяется координатой ξ' по формуле (44) и отклоняется от стенки дальше, чем в случае ненагруженного откоса; 2) для рассматриваемого случая при $\xi<c_2<\xi_0$ давление на стенку в пределах нагрузки — функция возрастающая (фиг. 267-*б*).

Для участка за концом нагрузки, т. е. при $\frac{c_2}{H}<\xi<\xi_0$ величина m сохраняет постоянное значение, и максимум давления соответствует величине ξ, определяемой по формуле (42). Если, как мы имели в виду, она окажется меньше $\frac{c_2}{H}$, то в пределах от c_2 до $\xi\cdot H$ давление будет функцией убывающей (фиг. 267-*б*). Таким образом, наибольшее давление будет соответствовать концу нагрузки, что и требовалось доказать.

НТБ ДНУЖТ

4. Вопрос о точке приложения давления земли на стенку решается обычно на основании построения эпюры единичных давлений. При этом исходят из следующих соображений: пусть наибольшее давление на стенку высотой H равно max R, а на стенку высотой $H-\Delta H$ соответственно max R_1. Тогда давление на часть стенки ΔH равно $\Delta R = \max R - \max R_1$ и единичное давление на глубине H:

$$p = \lim \Delta H = 0 \left(\frac{\Delta R}{\Delta H}\right) = \frac{d}{dH} R_{\max}.$$

Применим пока этот метод к случаю нахождения на призме обрушения сосредоточенной силы. При дальнейших расчетах полагаем, что сила P все время находится в пределах призмы обрушения, а так как при уменьшении высоты стенки призма уменьшается до нуля, то силу P следует расположить непосредственно у стенки.

По формуле (38) имеем:

$$R_{\max} = \left(P + \frac{1}{2}\gamma H^2 \operatorname{ctg}\vartheta\right)\operatorname{tg}(\vartheta - \varphi).$$

Здесь угол ϑ определяется по условию:

$$\operatorname{ctg}\vartheta = \xi.$$

Но величина ξ зависит от характеристики $m = \frac{2P}{\gamma H^2}$.

Как выяснено в предыдущем изложении, для $m > m_0 = \frac{f}{1+f^2}$ имеем $\xi = 0$.

Величиной m_0 определяется некоторая высота H_0 по условию:

$$\frac{2P}{\gamma H_0^2} = m_0,$$

откуда:

$$H_0 = \sqrt{\frac{2P}{m_0}}.$$

Следовательно, при $H < H_0$ имеем $\xi = 0$, и единичное давление на стенку:

$$p = \frac{dR}{dH} = 0. \qquad (45)$$

При $m < m_0$ или $H > H_0$ зависимость ξ от m выражается формулой (41) или (43). Для упрощения выкладок применим последнюю формулу.

Тогда величина наибольшего давления R выразится на основании формулы (38):

$$R_{\max} = \left| P + \frac{1}{2}\gamma H^2 \left(\xi - \frac{2P}{\gamma H^2}\right)\right| \frac{1 - \left(\xi_0 - \frac{2P}{\gamma H^2}\right) f}{\left(\xi_0 - \frac{2P}{\gamma H^2}\right) + f} =$$

$$= \frac{1}{2}\gamma H^2 \xi_0 \frac{(1 - \xi_0 f)\gamma H^3 + 2Pf}{(f + \xi_0)\gamma H^2 - 2P}.$$

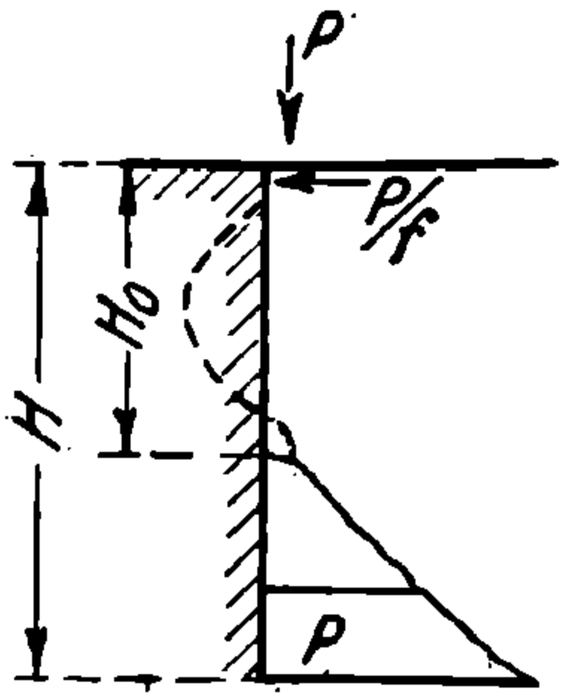
НТБ ДНУЖТ

Диференцируя это выражение по H, получаем для единичного давления формулу вида:

$$p = \frac{dR_{max}}{dH} = \frac{\gamma H(aH^6 + bH^4 + cH^2 + e)}{(dH^3 + k)^2}. \quad (46)$$

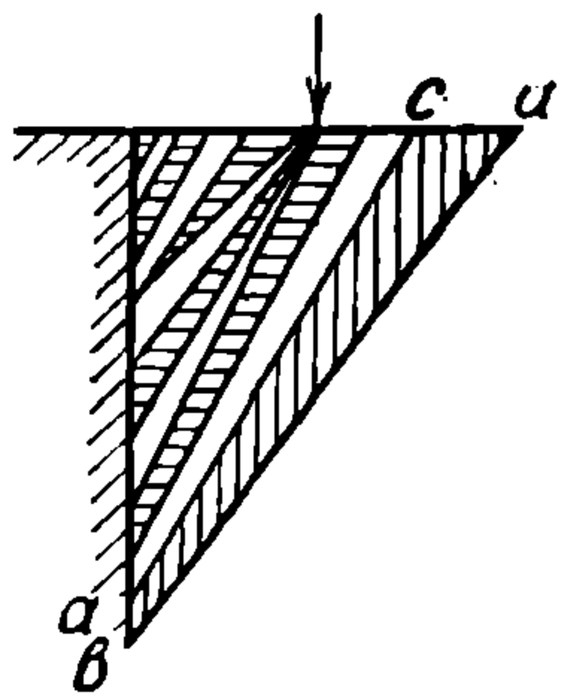
Здесь a, b, c, e, d, k — некоторые постоянные коэфициенты.

Как видим, построение эпюры единичных давлений по формуле (46) представляет большие трудности по количеству вычислительной работы. Но и помимо этого другая более существенная причина заставляет отказаться от формул (45) и (46).



Фиг. 268.

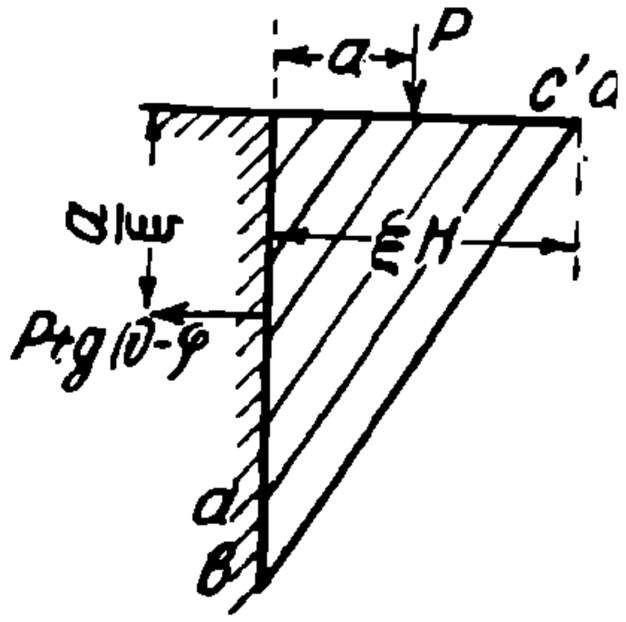
Действительно, если на основании этих формул построить эпюру напряжений, то она получит вид, изображенный на фиг. 268. Поверху приложена сосредоточенная сила $\frac{P}{f}$, кроме нее на высоте H_0 никакого давления земли нет. Следовательно, если бы в стенке сделать выемку, как показано пунктиром, то земля, ограниченная вертикальной плоскостью, все же осталась бы в равновесии. Очевидно, такая эпюра напряжений совершенно не реальна и потому не может быть принята в качестве расчетной. Чем же объясняется полученный результат? Очевидно тем, что основная предпосылка для расчета напряжений является в данном случае ошибочной. Действительно, как указывалось выше, давление на часть стенки ΔH определялось как разность наибольшего давления на стенку H и наибольшего же давления на стенку $H - \Delta H$. По существу такое предположение, во-первых, совершенно произвольно, во-вторых, ошибочно. Если давление на стенку высотой H мы определяем как наибольшее, то отсюда вовсе еще не следует, что давление на стенку $H - \Delta H$ также будет наибольшее. Кроме того, при определении величины наибольшего давления мы рассматриваем призму обрушения как отвердевшее, несыпучее тело. Определяя единичное давление как разность двух наибольших суммарных давлений, мы тем самым и здесь отказываемся от признака сыпучести тела. Но если такое предположение допустимо для определения величины давления, то для решения вопроса о распределении этого давления было бы ошибочно игнорировать сыпучесть земли. Графически это предположение означает, что в случае нахождения на насыпи сосредоточенной силы распределение давления по высоте стенки будет, как указано на фиг. 269. Внизу на часть стенки ΔH давит призма $abcd$, ограниченная расходящимися прямыми ac и bd, ибо, как выяснено раньше, при изменении H меняется угол ϑ. Выше, начиная с некоторой точки, призма обру-



Фиг. 269.

НТБ ДПУКТ

шения начинает проходить через точку приложения силы, как это устанавливается из предыдущего изложения, так что единичное давление выражается площадью треугольника. Наконец, в верхней части стенки, где влияние силы не сказывается, давление выражается призмой с параллельными гранями.



Фиг. 270.

Можно вполне определенно констатировать, что каков бы ни был закон распределения давления, он не может быть таким, как изображено на фиг. 268 и 269.

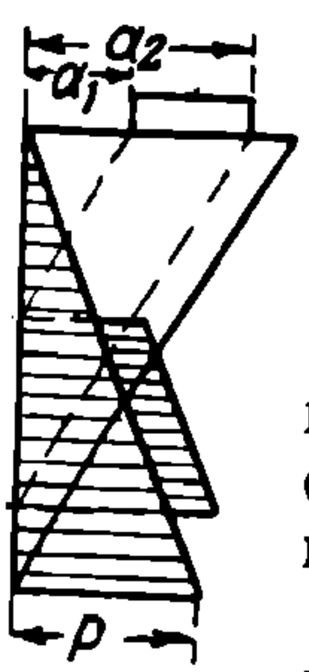
Значительно проще и естественней представить себе, что на часть стенки ΔH передается давление призмы $a\ b\ c'\ d'$ (фиг. 270), ограниченной параллельными прямыми ac', bd', как это принимаем мы в простейших случаях равномерно распределенной нагрузки или отсутствия нагрузки. Это предположение равносильно тому, что при определении p принять $\xi = \operatorname{ctg}\vartheta$ независящим от H.

Тогда по формуле (38) получаем:

$$p = \frac{dR}{dH} = \frac{d}{dH}\left(P + \frac{1}{2}\gamma H^2 \operatorname{ctg}\vartheta\right) \operatorname{tg}(\vartheta - \varphi) = \gamma H \operatorname{ctg}\vartheta \operatorname{tg}(\vartheta - \varphi), \qquad (47)$$

т. е. эпюра давления земляной призмы будет иметь вид треугольника, давление же груза передастся в виде сосредоточенной силы $P\operatorname{tg}(\vartheta - \varphi)$.

Если груз P находится не непосредственно у стенки, а на расстоянии a от нее, то точка приложения сосредоточенного давления будет находиться ниже верха стенки на расстоянии:



Фиг. 271.

$$y = \frac{a}{\xi}.$$

Если сосредоточенная сила распределена на некоторую длину, то положение дела не меняется, а именно: к треугольной эпюре давления земляной призмы добавляется прямоугольная эпюра от нагрузки (фиг. 271), площадь которой равна $P\operatorname{tg}(\vartheta - \varphi)$.

5. На основании изложенных соображений решается вопрос о невыгоднейшем положении груза в пределах призмы обрушения. С точки зрения величины давления на стенку мы имеем только одно условие, чтобы груз находился в пределах призмы обрушения. Поэтому, определив на основании предыдущего расчета величину ξ и соответственно $x = \xi H$, мы должны для получения наибольшего давления положить $a < x$, где a — расстояние груза от стенки. Таким образом, пользуясь формулой (43), можно сказать, что величина наибольшего давления на стенку будет постоянна при всех значениях a, удовлетворяющих условию:

$$a \leqslant (\xi_0 - m)H = H\operatorname{tg}\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{2P}{\gamma H}. \qquad (48)$$

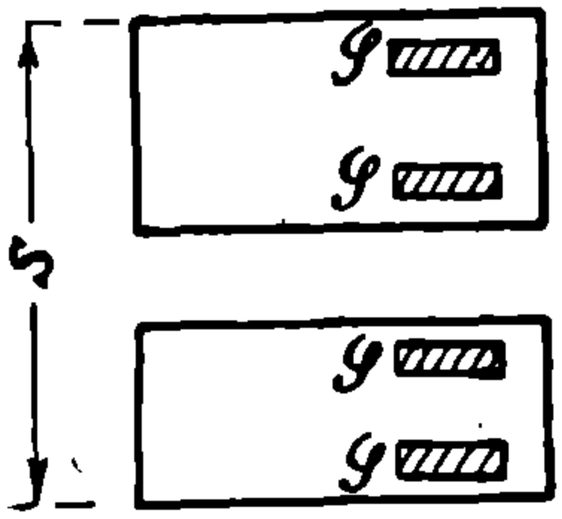
НТБ ДНУЖТ

Этому условию всегда удовлетворяет: $a = 0$.

С точки зрения величины опрокидывающего момента, очевидно, опасное положение также соответствует $a = 0$.

Если мы стеснены в передвижении груза по насыпи, то опасным будет наибольшее возможное придвижение груза к стенке.

При расчете деревянных подпорных стенок может встать вопрос о наибольшем давлении на какой-либо элемент стенки, находящийся на глубине y.



Фиг. 272.

Очевидно, опасное положение груза определяется расстоянием:

$$a = \xi \cdot y.$$

Более подробное изложение этого метода имеется в статье автора в „Трудах МИИТ", вып. 17. В дальнейшем приводим практические указания для расчета по этому методу.

1. Для расчета выделяется 1 *м* длины стенки.

2. Определяется сила P, приходящаяся на 1 *м* длины стенки от одного ряда колес. При этом различаются следующие случаи:

а) Стенка расположена перпендикулярно направлению движения (например, передняя стенка устоя); тогда на 1 *м* стенки приходится сила $P = \frac{\Sigma G}{s}$ (фиг. 272). Здесь ΣG — сумма давлений задних осей автомобилей; s — расчетная ширина автомобилей, т. е. расстояние между внешними гранями ободов колес. Например, для двух поездов автомобилей по схеме Н10, Н8 и Н6 длины s соответственно равны:

$$\text{для Н10 } s = 2 \cdot 1{,}7 + 1{,}1 + 0{,}4 = 4{,}9 \text{ м},$$
$$\text{для Н8 } s = 2 \cdot 1{,}7 + 1{,}1 + 0{,}3 = 4{,}8 \text{ м},$$
$$\text{для Н6 } s = 2 \cdot 1{,}7 + 1{,}1 + 0{,}2 = 4{,}7 \text{ м}.$$

В тех случаях, когда имеется рассасывание сосредоточенных давлений в стороны, параллельно стенке, например для устоев обсыпных, с откосными крыльями, когда высота насыпи h значительна по сравнению с шириной s, то расчетное давление P на 1 *м* уменьшается путем умножения на коэфициент α согласно таблице 80 в зависимости от отношения $\frac{s}{h}$.

В тех случаях, когда рассасывания единичного давления в стороны параллельно стенке не имеется, например в устоях с обратными стенками, коэфициент α не учитывается, но ширина s может быть принята равной расстоянию между кузовами, т. е. например для двух поездов автомобилей Н10, Н8 и Н6 длина $s = 5{,}5$ *м*.

б) Стенка расположена параллельно движению, например щековые стенки каменных мостов, обратные стенки. В таких случаях при высоте насыпи до 2 *м* давление, приходящееся на 1 *пог. м*, может быть определено по формуле $P = \frac{G}{a + H}$. Здесь G = давление

НТБ ДНУЖТ

заднего колеса, a — ширина опирания колеса вдоль движения. Можно принять $a = 20$ *см*; H — высота насыпи. Если высота насыпи больше 2 *м*, то давление на 1 *пог. м* по длине стенки определяется по формуле $P = \frac{\Sigma G}{a + c}$, где c — расстояние между осями грузовика, G — вес заднего и переднего колес.

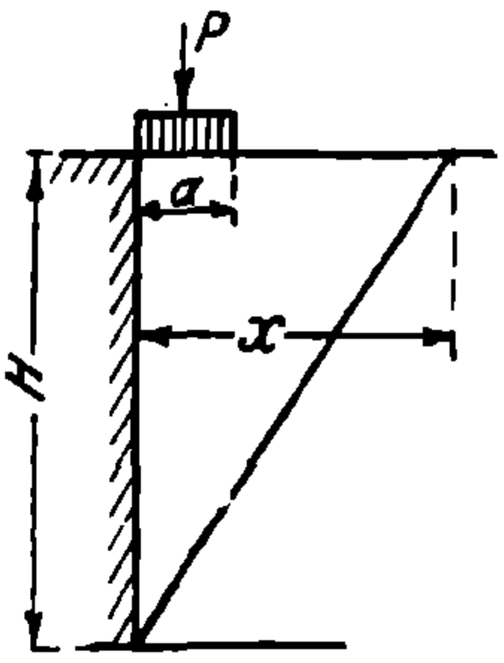
Таблица 80

Значение коэфициентов α в тысячных долях для различных отношений $\frac{s}{h}$

$100\frac{s}{h}$	1 000 α	$100\frac{s}{h}$	1 000 α	$100\frac{s}{h}$	1 000 α	$100\frac{s}{h}$	1 000 α	$100\frac{s}{h}$	1 000 α	$100\frac{s}{h}$	1 000 α
1	73	6	245	12	360	25	505	60	681	120	810
2	120	7	269	14	389	30	544	70	710	150	840
3	158	8	289	16	414	35	576	80	735	200	875
4	191	9	309	18	437	40	602	90	754	300	900
5	220	10	327	20	459	50	648	100	772	400	920

3. После определения нагрузки P вычисляется так называемая ее земляная характеристика m по формуле:

$$m = \frac{2P}{\gamma H^2}.$$



Фиг. 273.

4. По характеристике m определяется координата $\xi = \frac{x}{H}$ (фиг. 273) призмы обрушения согласно таблице 79 для углов естественного откоса $\varphi = 35°$ и $\varphi = 33°$. Для иных углов наклона величина ξ может быть определена по формуле (43). В тех случаях, когда по таблице или по формуле (43) величина ξ получается меньше $\frac{a}{H}$, где a — длина площадки фактического действия груза (фиг. 273), то принимается

$$\xi = \frac{a}{H}.$$

5. В зависимости от величины ξ определяется горизонтальное давление на стенку от временной нагрузки R_p и от самой насыпи R_0 по следующим формулам:

$$R_p = P\frac{1 - \xi f}{\xi + f}; \tag{49}$$

$$R_0 = \frac{1}{2}\gamma H^2 \xi \frac{1 - \xi f}{\xi + f}. \tag{50}$$

Здесь $f = \operatorname{tg}\varphi$ — коэфициент трения земли по земле.

Постоянные множители формул (49) и (50) для $\varphi = 35°$ и $\varphi = 33°$ приведены в таблице 79.

Ввиду того, что при малых размерах призмы обрушения игнорирование трения земли по стенке приводит к преувеличенным запа-

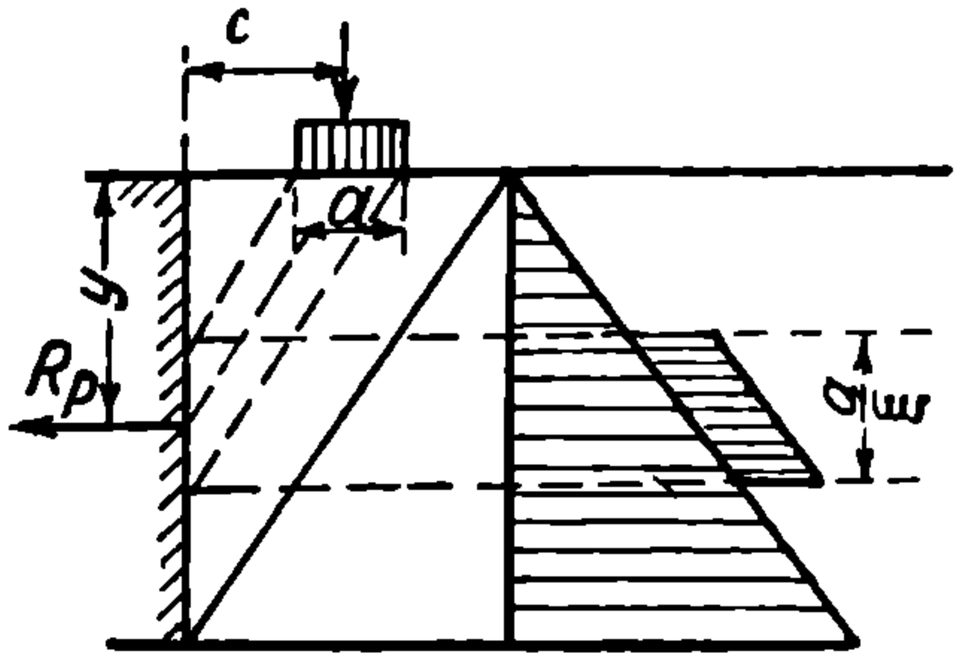
НТБ ДНУЖТ

сам, давление на стенку может быть уменьшено умножением на поправочный коэфициент e, указанный в таблице 79.

Таким образом, давление на стенку окончательно может быть определено по формулам:

$$R_p = Pe\frac{1-\xi f}{\xi+f};$$

$$R_0 = \frac{1}{2}\gamma H^2 e\,\xi\frac{1-\xi f}{\xi+f}.$$



Фиг. 274.

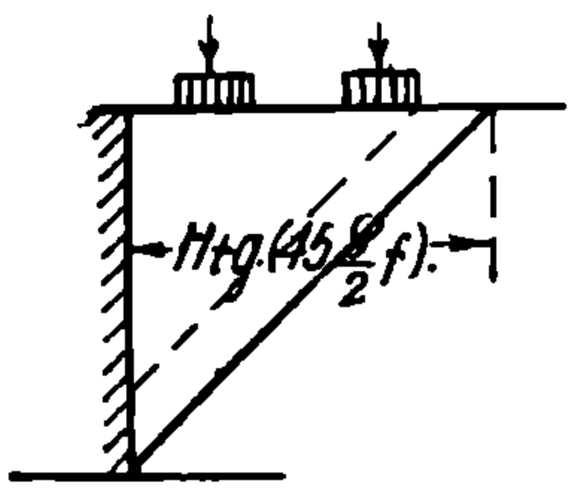
6. Точка приложения давления на стенку от временной нагрузки принимается на расстоянии от верха стенки (фиг. 274):

$$y = \frac{a}{\xi},$$

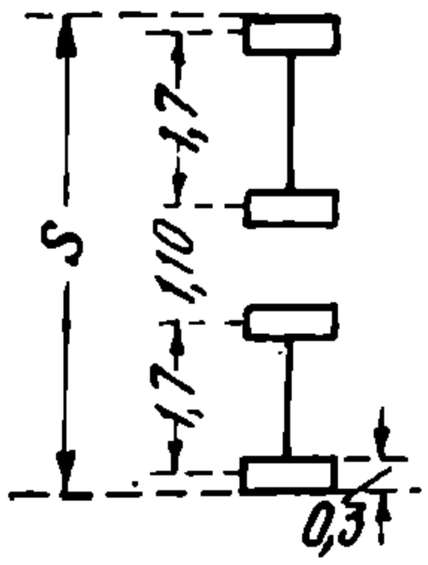
где c — расстояние груза от стенки. Это давление распределяется равномерно по высоте $\frac{a}{\xi}$.

Точка приложения давления на стенку от самой насыпи принимается на расстоянии $^1/_3$ H от низа стенки, и единичные давления изменяются по закону треугольника (фиг. 274).

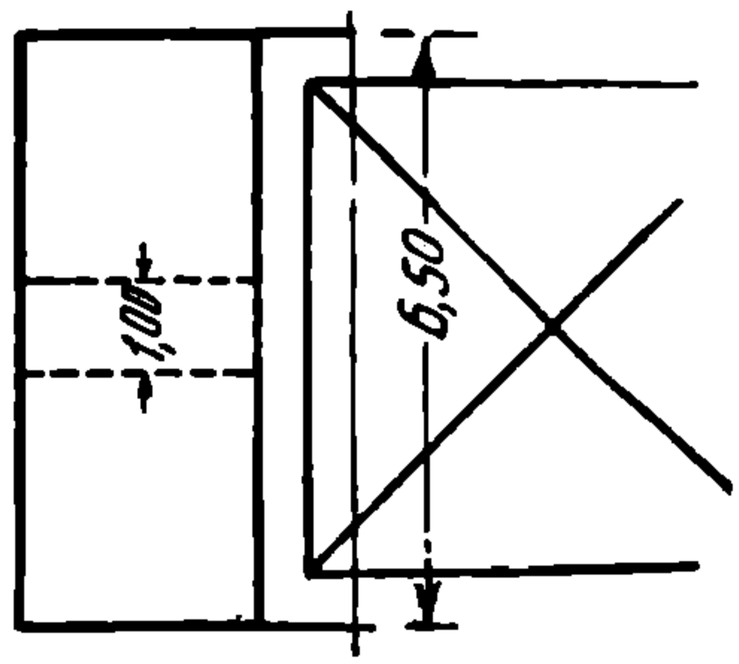
В тех случаях, когда в пределах основной призмы обрушения, т. е. на расстоянии от стенки H tg $\left(45° - \frac{\varphi°}{2}\right)$, помещается 2 груза (фиг. 275), то призма обрушения проводится через конец площадки давления от второго груза.



Фиг. 275.



Фиг. 276.



Фиг. 277.

Пример расчета давления земли на обсыпной устой.

Ширина устоя 5 *м*, нагрузка Н10, высота устоя 3 *м* (фиг. 276—277).

Для расчета выделяем 1 *м* длины устоя в средине его. Сумма грузов $\Sigma G = 2 \quad 7{,}6 = 15{,}2$ *т*.

Расстояние между ободами крайних колес:

$$S = 2\cdot 1{,}7 + 1{,}1 + 0{,}3 = 4{,}8 \text{ м}; \frac{S}{n} = \frac{4.8}{3} = 1{,}2.$$

НТБ ДНУЖТ

Коэфициент уменьшения давления на рассасывание по таблице:

$$\alpha = 0{,}81.$$

Давление на 1 *м* стенки:

$$p = \frac{\alpha \Sigma G}{S} = \frac{0{,}81 \cdot 15{,}2}{4{,}8} = 2{,}57 \ т/м.$$

Земляная характеристика

$$m = \frac{2{,}57}{\frac{1}{2} 1{,}8 \cdot 9} = 0{,}32.$$

По таблице 79 находим: $\xi = 0{,}20$.
Длина призмы обрушения $x = 0{,}2 \cdot 3 = 0{,}6$ *м*.
Давление на стенку от насыпи:

$$R_0 = 0{,}19 \cdot 0{,}87 \cdot \frac{1}{2} \ 1{,}8 \quad 9 = 1{,}34 \ т;$$

эта сила приложена на расстоянии 1 *м* от низа стенки.
Давление от временной нагрузки:

$$R_p = 0{,}96 \cdot 0{,}87 \cdot 2{,}57 = 2{,}14 \ т.$$

Точка приложения этой силы зависит от положения груза.
Если груз придвинут вплотную к стенке и ширина площадки опирания равна 0,20 *м*, то сила R_p приложена на глубине от верха насыпи:

$$y = \frac{0{,}10}{\xi} = \frac{0{,}10}{0{,}20} = 0{,}5 \ м.$$

НТБ ДНУЖТ

ОТДЕЛ V

МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

ГЛАВА ДЕВЯТАЯ

ОБЩИЕ НОРМЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ

106. Габариты мостов на автогужевых дорогах
ОСТ 5265

Габаритом моста под автогужевую дорогу, предназначенного для движения всякого рода экипажей и пешеходов, называется предельное очертание моста в поперечном разрезе, внутрь которого не могут вдаваться никакие части моста.

Настоящие габариты обязательны к применению при сооружении мостов на автогужевых дорогах.

Габариты для мостов с движением, не предусмотренным нормами технической классификации дорог, и для мостов, строящихся по специальным заданиям, устанавливаются в каждом частном случае особо.

1. Устанавливаются шесть классов габаритов, которые назначаются в зависимости от интенсивности автогужевого и пешеходного движения, в соответствии с техническими классами дорог.

2. Каждый габарит обозначается буквой „Г" с цифрой, соответствующей его классу.

3. Габарит Г1 служит для двухпутного колонного автогрузового движения с возможностью обгона в одном направлении неоднородными экипажами (трехпутное движение).

4. Габарит Г2 служит для двухпутного автогрузового движения сплошными лентами тяжелых грузовых машин.

5. Габарит Г3 служит для двухпутного автогрузового движения колоннами грузовиков малого тоннажа и легковых автомобилей и для двухпутного движения одиночными тяжелыми грузовиками.

6. Габарит Г4 служит для двухпутного автогрузового движения одиночных грузовиков с уменьшением скорости при встрече двух грузовиков большого тоннажа.

7. Габарит Г5 служит для двухпутного смешанного движения с уменьшением скорости при встрече, а также для пропуска широких сельскохозяйственных машин.

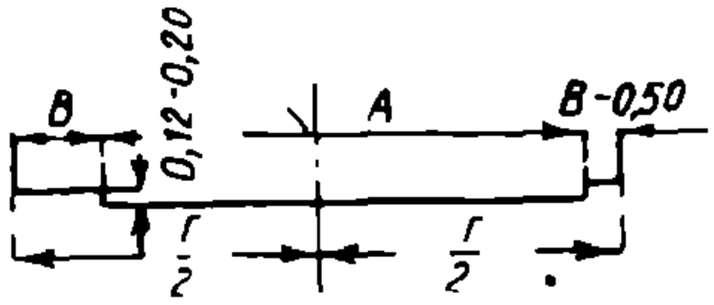
Примечание. В случае необходимости пропуска особо широких комбайнов мосты строятся по габариту Г4.

8. Габарит Г6 служит для однопутного движения с разъездами для гужевых повозок.

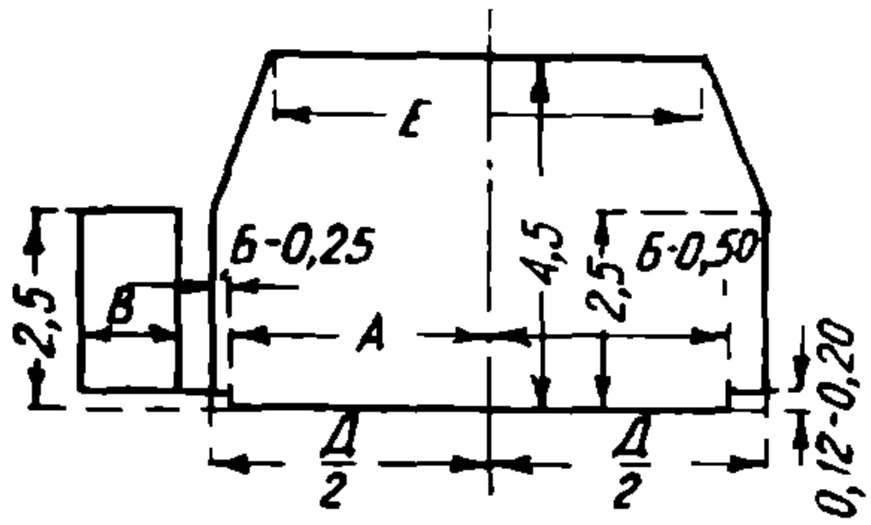
НТБ ДНУЖТ

9. Специальные габариты (см. п. 12) обозначаются буквами „ГС“ с соответствующей цифрой.

10. Для мостов с ездой по верху с тротуарами и без них очертания указаны на фиг. 278; для мостов с ездой по низу с тротуарами на консолях и без тротуаров — очертания указаны на фиг. 279 (размеры см. табл. 81).



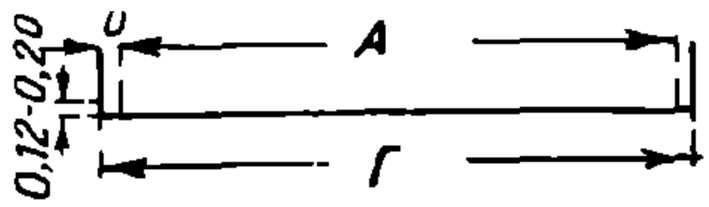
Фиг. 278.



Фиг. 279.

11. Ширина проезда по мосту (А) между колесоотбойными брусьями назначается, как правило, равной ширине проезжей части дороги.

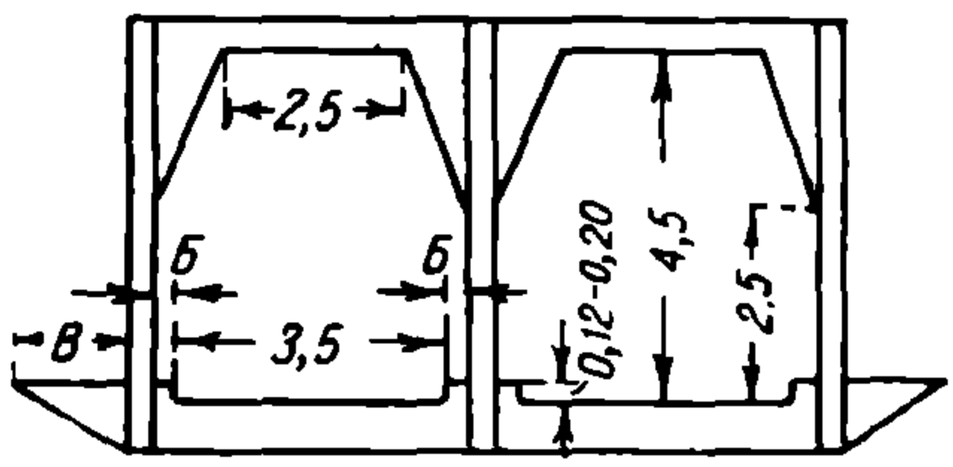
12. В особых случаях, по указаниям Цудортранса, для мостов с ездою по верху длиною по настилу менее 10 *м*, при ширине проезжей части дороги 9 *м*, 6,5 *м*, 6 *м* и 5,5 *м*, ширина моста между перилами в свету назначается равной ширине земляного полотна между бровками, уменьшенной на 1 *м*, имея в виду установку перед мостами надолбов (габариты ГС1, ГС2, ГС3 и ГС4—табл. 82). Ширина проезда между колесоотбоями принимается на 0,5 *м* меньше ширины в свету между перилами, считая предохранительные полоски по 0,25 *м*. В таблице 82 (фиг. 280) указаны размеры для нормальных ширин проезжей части и обочин по 2 *м*. Для иной ширины земляного полотна, например для горных местностей, ширина проезда по мосту (А) и ширина между перилами (Г) устанавливается соответственно указаниям данного пункта.



Фиг. 280.

13. Для габарита Г6 при езде по низу ширина проезда по мосту назначается 4 *м* при ширине моцения дороги 3,5 *м*.

14. Габарит Г1 на мостах с ездою по верху может применяться при длине моста до 30 *м*. На мостах с ездою по верху длиною свыше 30 *м* и на мостах с ездою по низу габарит Г1 заменяется или габаритом Г2, или же габаритом по особому согласованию.



Фиг. 281.

15. Для габаритов Г2 и Г3 ширина ездового полотна в мостах с ездой по низу может быть разделена на полосы с размерами по фиг. 281.

16. При габаритах Г1 и Г2 обязательно устройство тротуаров шириной 0,75 *м* при слабом и среднем пешеходном движении и 1,25 или 1,5 *м* при сильном пешеходном движении.

НТБ ДИЗКТ

Таблица 81

При любой длине моста

Обозначение размеров на фигуре	Наименование элементов габарита		Езда по верху без тротуаров и с тротуарами (фиг. 278) и по низу без тротуаров (фиг. 279).						Езда по низу с тротуарами на консолях (фиг. 279)				
			Г1	Г2	Г3	Г4	Г5	Г6	Г2	Г3	Г4	Г5	Г6
А	Ширина проезда .		9,00	6,50	6,00	5,50	4,50	3,50	6,50	6,00	5,50	4,50	4,00
Б	Ширина предохранительной полоски .		—	—	0,50	0,50	0,50	0,50	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
В	Ширина тротуара	При среднем и сильном пешеходном движении и в пределах населенных пунктов .	0,75 или 1,25	0,75 или 1,25	0,75 или 1,25	0,75 или 1,25	0,75 —	— —	0,75 или 1,50	0,75 или 1,50	0,75 или 1,50	0,75 —	— —
Г	Полная ширина между перилами	При среднем и сильном пешеходном движении и в пределах населенных пунктов .	10,50 или 11,50	8,00 или 9,00	7,50 или 8,50	7,00 или 8,00	6,00 —	— —	— —	— —	— —	— —	— —
		Без тротуаров .	—	—	7,00	6,50	5,50	4,50	—	—	—	—	—
Д	Расстояние в свету между фермами .		—	—	—	—	—	—	7,00	6,50	6,00	5,00	4,50
Е	Расстояние в свету между фермами на высоте 4,5 *м* от ездового полотна		—	—	5,00	4,50	3,50	2,50	5,50	5,00	4,50	3,50	3,00

НТБ ДНУЖТ

Для остальных габаритов тротуары устраиваются лишь при наличии достаточно интенсивного пешеходного движения, а также на мостах, находящихся в пределах населенных пунктов, и по особым указаниям Цудортранса.

Таблица 82

При длине моста по настилу менее 10 *м* (применяется по особым указаниям Цудортранса)

Обозначение размеров на фиг. 280	Наименование элементов габарита (фиг. 280)	ГС1	ГС2	ГС3	ГС4
А	Ширина проезда	11,50	9,00	8,50	8,00
Б	Ширина предохран. полоски . .	0,25	0,25	0,25	0,25
В	Полная ширина между перилами	12,00	9,50	9,00	8,50

107. Подмостовые габариты на судоходных и сплавных реках и правила расположения мостов в плане $\left(\frac{\text{ОСТ}}{\text{ВКС}}\ 6432\right)$

(с 1/IV 1934 г.)

I. Определение и назначение

Подмостовыми габаритами называются очертания отверстий в мостах, служащих для пропуска всех видов судов и сплава. Эти отверстия ограничены снизу горизонтом воды, с боков — опорами моста и сверху — пролетным строением.

Назначение стандарта подмостовых габаритов — дать единые наименьшие размеры отверстий в мостах на реках, находящихся в одинаковых условиях по техническому и экономическому состоянию и роду судоходства.

Стандарт, устанавливая основные размеры для разработки проекта моста, дает правила выбора месторасположения его и определения расчетного горизонта, от которого надлежит отсчитывать высоту отверстия моста.

II. Классификация

По своему назначению существующие реки разделяются на судоходные и сплавные.

Реки судоходные по их глубинам и роду судоходства делятся на:

а) реки внекатегорные, определяемые особыми распоряжениями правительства:

б) реки первой категории I
в) „ второй „ II
г) „ третьей „ III
д) „ четвертой „ IV

Классификация устанавливается Народным комиссариатом водного транспорта.

Реки сплавные делятся на:

а) реки пятой категории V
б) „ шестой „ VI

В зависимости от категории рек стандарт устанавливает размер подмостовых габаритов.

НТБ ДНУЖТ

Стандарт предусматривает мосты:

1. Постоянные и временные.
2. Неразводные и разводные.
3. Многопролетные и однопролетные.

Примечание. Данный стандарт не распространяется на реки несудоходные и несплавные.

III. Основные судоходные и сплавные требования к мостам

А. Определение расчетного горизонта

1. При установлении габаритной высоты под мостами за расчетный горизонт на судоходных реках, в случае постепенного нарастания его во время половодья после конца ледохода, надлежит принимать второй или третий наиболее высокий горизонт из повторяющихся за период 30—40 лет, за исключением катастрофически высоких, наблюдающихся один или два раза за тот же период.

2 Если горизонт не нарастает, а быстро, в 3—5 дней, непосредственно после конца весеннего ледохода, спадает, допускается снижение расчетного горизонта против наивысшего годового, указанного в п. 1.

Размер снижения устанавливается местным Управлением речного транспорта. Данное снижение не распространяется на реки, имеющие летний или осенний паводок.

3. Отметка расчетного горизонта должна определяться на основании водомерных наблюдений за весь период существования водомерных постов в районе расположения проектируемого моста. При наличии наблюдений за большое количество (25—60) лет, надлежит производить построение графиков — частоты повторяемости и продолжительности навигационных горизонтов на все время наблюдения.

4. В тех случаях, когда срок наблюдений менее 10 лет или наблюдения совершенно не производились — расчетный горизонт должен определяться по материалам краткосрочных наблюдений и по признакам на местах с учетом данных наблюдений водомерных постов ближайшей реки данного бассейна, находящегося в сходных условиях по выпадающим осадкам, водосборной площади, лесистости, площади живого сечения и ширине реки и прочим признакам, влияющим на высоту стояния уровня воды.

5. Для рек шлюзованных за расчетный горизонт принимается наивысший горизонт искусственного подпора, если судоходство производится исключительно путем процесса шлюзования. Если в половодье судоходство совершается через открытые плотины, то расчетный горизонт устанавливается согласно §§ 1 и 2.

6. На сплавных реках за расчетный горизонт принимается наивысший сплавной горизонт, определяемый по имеющимся данным на местах и по указаниям областных сплавных организаций.

Б. Выбор месторасположения моста

7. Мост надлежит располагать в наиболее устойчивом месте русла реки, на участке с прямолинейным, по возможности, направлением берегов и с параллельно-струйным течением, где судовые ходы параллельны

НТБ ДНУЖТ

направлениям берегов и также прямолинейны, избегая перевалов и перекатов.

8. Расстояние от моста до извилины должно быть таково, чтобы буксируемый караван судов и плотов успел принять перед мостом прямолинейное нормальное к оси моста в судоходном пролете направление движения, а по выходе из пролета не навалился на береговые отмели. Это расстояние, по возможности, назначать не менее двойной наибольшей длины буксируемых караванов с верховой по течению стороны и однократной — с низовой стороны от оси моста.

9. При наличии перехода судового фарватера от одного берега к другому вблизи намечающейся оси моста, последний надлежит располагать на расстоянии, достаточном для перевала каравана судов и плотов с одного судового хода на другой.

10. Расстояние моста от места впадения притоков и оврагов, несущих наносы, от пристаней, затонов, плотин, шлюзов и пр. гидротехнических сооружений должно быть определено соображениями и расчетами, в зависимости от скорости и направления течения, очертания русла реки, глубин на нем, рода судоходства и длины караванов судов и плотов.

11. Ось моста в плане должна быть располагаема нормально к направлению течения струй при высоком горизонте воды. При невозможности выполнения этого правила по местным условиям допускается, без увеличения пролетов, отклонение оси моста от нормали к направлению течения в судоходном или сплавном пролете не более 5°. При больших отклонениях полезная величина пролетов косых мостов считается по нормали к направлению течения.

12. Пролеты многопролетного моста должны быть совмещены с судовыми ходами. При одном судоходном пролете последний располагать так, чтобы он перекрывал часть русла реки с наибольшими глубинами и чтобы середина его была совмещена с осью судового фарватера. Это расположение должно удовлетворять условиям судоходства как в половодье, так и в межень в продолжение всей навигации, что должно быть соблюдено при двух или более судоходных пролетах, а в особенности при одном. Эти условия распространяются и на сплавные пролеты.

13. Правильность выбора месторасположения моста и его опор проектирующей и строящей мост организации надлежит обосновать результатами изучения режима реки, устойчивости русла и берегов, а также условий судоходства и сплава по всем имеющимся материалам.

14. При отсутствии в естественном состоянии реки условий, обеспечивающих выполнение требований, предъявляемых настоящими техническими условиями к месту расположения моста и опор, таковые должны быть достигнуты искусственно, путем устройства выправительных, берегоукрепительных, струенаправляющих, отбойных и других сооружений, гарантирующих безопасную и удобную проводку караванов судов и плотов под мостами. Протяжение искусственного оформления русла реки определяется в необходимых случаях также путем лабораторных гидротехнических исследований и обосновывается эксплоатационно экономическими расчетами.

15. План перехода реки мостом должен быть составлен в горизонталях и охватывать площадь, ширина которой равна ширине поймы реки

НТБ ДНУЖТ

в пределах не затопляемых при высоком историческом горизонте, увеличенной стометровой полосой по каждому коренному берегу, а длина съемки площади должна соответствовать длине, достаточной для суждения о режиме реки, об условиях плавания судов на участке выше, в пределах и ниже моста и о влиянии моста на режим реки и условия плавания в пределах моста.

План выполняется в масштабе 1/5000—1/10000, с горизонталями, проводимыми через 1 *м* по высоте.

На плане судоходных рек должны быть нанесены: границы коренного русла, линии равных глубин или горизонтали, очертания устойчивых берегов, урезы высокого исторического горизонта и меженних вод, фарватер в весеннее и меженнее время, направление течения струи и т. д.

Кроме того должны быть представлены данные о расходах воды и скорости течения в навигационное время при характерных горизонтах.

В. Определение размеров отверстий в мостах

16. Ширину судоходного отверстия надлежит определять между гранями опор в свету на уровне самого низкого судоходного горизонта с тем, чтобы эта ширина сохранялась по высоте сообразно с габаритом и ниже уровня на глубину, указанную в таблице 84.

Таблица 83

Судовые габариты по высоте (в *м*)

Категория рек	Вне категории	I	II	III	IV	V
Число этажей судов.	—	до 3	до 2	до 2	1	Самосплавные суда.
Общая высота без трубы	—	12,5	9,5	9,0	4,6	4,5
Зазор между верхом судна и низом пролетного строения моста	—	0,5	0,5	0,5	0,4	0,5
Общая габаритная высота . .	По особому соглашению с Наркомводом.	13,0	10,0	9,5	5,0	5,0

При деревянных опорах пролет измеряется между выступающими частями опор.

17. Сечение опор горизонтальными плоскостями до высоты расчетного горизонта должно иметь форму, дающую наименьшее сжатие струй. Оси и грани опор должны быть параллельны направлению струй потока или иметь отклонение не свыше 10°.

18. Опоры мостов не должны иметь обращенных к судоходным пролетам углов и выступающих частей, которые могут быть причиною аварий или повреждений обшивки судов при навале на них опоры.

НТБ ДИИЖТ

19. Отверстия моста должны назначаться с соблюдением условия, чтобы увеличение скоростей течения сжатием живого сечения в первую же навигацию по окончании постройки моста или возведения опор и дамб не вызывало изменения тяговых условий буксирования судов и применения перечалки их на данном участке реки. Увеличение поверхностных скоростей (v) в судоходных пролетах против бытовых не должно превосходить при расчетном судоходном горизонте:

при v до 0,50 *м/сек* включит.	— 50 %
„ v „ 0,75 „ „	— 40 %
v „ 1,00 „ „	— 30 %
v „ 1,25 „ „	— 20 %
v „ 1,50 „ „	— 10 %
v свыше 1,50 *м/сек.*	— 5 %

20. Размеры пролетов мостов по условиям судоходства и сплава должны назначаться соответственно категориям участка реки, согласно таблице размеров подмостовых габаритов (см. таблицу 84).

21. Категория реки по техническому состоянию ее, типу обращающихся судов и грузообороту должна определяться согласно спискам классификации судоходных рек, приложенных к настоящему стандарту, и могущих быть последующих изменений, объявляемых Наркомводом в своих официальных изданиях.

Перечни сплавных рек с подразделением на V и VI категории с учетом реконструкции сплава должны быть составлены областными организациями сплава и все вопросы по подмостовым габаритам на сплавных реках согласовываются с последними.

Перечни сплавных рек должны публиковаться краевыми и областными исполкомами по принадлежности.

22. Как правило, надлежит устраивать в мостах не менее двух судоходных пролетов, а в случае доказанной необходимости — и сплавных пролетов, не считая разводного. Устройство одного судоходного пролета допускается в случаях, когда два пролета вследствие недостаточной ширины реки устроить невозможно.

При пересечении больших рек мостами судоходные пролеты должны быть предусмотрены не только над стержнем реки, но и под местами прохода судов в высокие паводки в навигационное время при взводном судоходстве.

23. В случае обращения на данном участке реки или канале технического флота (землечерпательниц, кулуарных снарядов, транспортеров, элеваторов, подъемных кранов, перегружателей и др.), высоты которого более указанных в таблице, возвышения низа ферм надлежит назначать с учетом высоты этих единиц и горизонтов воды, при котором последние буксируются, или предусматривать устройство разводных пролетов для их пропуска.

24. При устройстве мостов через каналы пролет должен перекрывать все сечение, включая бечевники для береговой тяги; в этом случае величина пролета может быть меньше указанной в таблице.

25. Число пролетов и их размеры в мостах на сплавных реках для пропуска в них плотов и древесины россыпью — определяются количеством и родом сплавляемой древесины.

НТБ ДПУЖТ

Таблица 84

Подмостовые габариты для постоянных и временных мостов на судоходных и сплавных реках

Разряды рек	Род судоходства	Категории	Длина пролета в свету *м*				Протяжение повышенной части пролета *м*				Высота отверстия над расчетным горизонтом *м*				Минимальн. глубина при самом низком судоходн. горизонте, см. §16
			при 1 пролете		при 2 пролетах		при 1 пролете		при 2 пролетах		по средине пролета		у опор		
			пост.	врем.	пост.	врем.	пост.	врем.	пост.	врем.	пост.	врем.	пост.	врем.	
Сверхмагистрали	Морские и речные трехэтажн. пароходы и теплоходы до 1800 эф. лош. сил . .	Вне	По	особо	му сог	лашен	ию с	НКВТ	—	—	—	—	—	—	—
Магистрали 1 разряда	Трехэтажн. до 1200 эф. л. с. и двухэт. до 600 эф. л. с. .	I	150	—	120 100	—	100-75	—	80—60 65—50	—	13	—	4	—	2,50
Магистрали 2 разряда	Двухэтажн. от 300 до 600 эф. л. с. .	II	120	—	100 80	50	80—60	—	65—50 50—40	25	10	9,5	3,5	3,5	1,50
Магистрали 3 разряда	Двухэтажные и одноэтажн. от 120 до 300 эф. л. с.	III	80	50	50	3	40	25	25	15	9,5	6,5	2,5	1,5	1,00
Реки местного сообщ.	Мелкосидящ. суда и катера до 140 эф. л. с. и сплавные суда . . .	IV	50	30	30	20	25	15	15	10	5	4	1,5	1,0	0,75
Сплавные	Сплав плотов .	V	20	16	20	16	10	8	10	8	4	3	1,0	1,0	—
Сплавные	Сплав россыпью	VI	16—9	9—6	16—9	9—6	8—4½	4½—6	8—4½	4½—6	1,5	1,5	1,0	1,0—1,5	—

Примечания: 1. На реках I и II категории с устойчивым уровнем протяжение повышенной части габарита принимается в ⅔ ширины отверстия понизу, т. е. на расчетном уровне, а при уровне с колебаниями б лее 4,00 *м* — в ½ ширины.

2. На реках III, IV V и VI категории протяжение повышенной части допускается в ½ ширины отверстия, кр ме отверстий ширной в 6 *м*, кои не могут иметь п вышенных частей.

3. Ширина габаритов постоянных мостов на реках I и II категории при двух судоходных пролетах в 120 и 100 *м* может быть с согласия Наркомвода уменьшена до 10) *м* и 80 *м* с соответствующим уменьшением протяжения повышенных частей.

НТБ ДИИЖТ

26. Несудоходные и несплавные пролеты назначаются по экономическим и техническим соображениям.

27. Величина и габаритная высота судоходных пролетов новостроящегося моста, указанная в таблице, не может быть уменьшаема с ориентировкой на размеры пролетов существующего вблизи моста, если последние не удовлетворяют условиям судоходства и его развития и реконструкции.

Примечание. Настоящий пункт не относится к строящимся деревянным мостам, если одновременно не предусматривается перестройка постоянных мостов.

Г. Разводные пролеты

28. Устройство мостов с разводными пролетами допустимо по местным рельефным условиям (низменность берегов) и по экономическим соображениям для уменьшения высоты подходов к мостам и опор, а также в целях смягчения крутизны подъемов.

29. Величина разводных пролетов устанавливается согласно таблице их размеров (таблица 85) в зависимости от категории реки, скорости течения и косины струи. Если же разводной пролет предназначается для пропуска буксируемых караванов и плотов, то размер пролета по ширине должен быть назначаем как для неразводной фермы.

Таблица 85

Величины отверстий разводных пролетов в свету (в *м*)

Категории 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 струи			
	до 5°	от 5 до 10°	до 5°	от 5° до 10°
Вне категории	По особому согласованию с Наркомводом			
I категория	50	60	60	70
II категория	30	40	40	50
III категория	15	20	20	30

30. Возвышение низа конструкции разводного раскрывающегося или подъемного пролета, в раскрытом или поднятом для пропуска судов состоянии, — должно быть не менее указанного в таблице подмостовых габаритов по соответствующей категории. Это возвышение должно удовлетворять условиям пропуска технического флота и мачтовых судов до откидных частей в случае обращения последних на данном участке реки.

31. Возвышение низа неразводных ферм при наличии разводного пролета должно обеспечивать пропуск буксируемых грузовых караванов и судов, идущих самосплавом с соответствующим, не менее 1,0 *м*, запасом на зазор.

НТБ ДИИТ

32. При постройке мостов через судоходные реки, допускающие плавание судов морского типа, должен быть устраиваем, кроме судоходных пролетов для речных судов, разводной пролет для обеспечения прохода морских судов, а также и технического флота.

Примечание. Проекты указанных в § 32 мостов, кроме Управления речного транспорта, должны быть согласованы с Наркомвоенмором.

33. Постройка моста с разводным пролетом не должна повлечь за собой уменьшения перевозной способности флота на данном участке реки. При проектировании мостов с разводной частью на мостовом переходе надлежит предусматривать устройство автоблокировки, одновременно подающей сигнал к судам.

34. Подъем и разводка пролета должны производиться быстродействующими механизмами, со сроком не более 3 минут.

На реках со слабым судоходством допускается по особому соглашению с Наркомводом устройство разводных приспособлений со сроком действия не более 15 минут.

35. Разводной пролет надлежит располагать на месте с глубиной, достаточной для провода судов при всех судоходных горизонтах, если при меженнем горизонте судоходство не обеспечивается судоходными пролетами.

Д. Временные мосты

36. Устройство временных объездных мостов, возводимых на время постройки постоянного моста, со сроком существования их в 2—3 года допускается по облегченным нормам, указанным в таблице. По окончании постройки постоянного моста временные мосты должны быть разобраны с удалением из русла реки всех частей и свай местной строительной организацией.

Отсрочка разборки временного моста и продление срока его существования могут быть допущены только по особому разрешению Наркомвода.

Габаритная высота рабочих подмостей постоянных мостов в каждом случае устанавливается Управлением речного транспорта, в зависимости от размеров судов и условий плавания за навигацию во время постройки моста. На реках со слабым судоходством, реконструкция на которых не предвидится на ближайшие годы, разрешается постройка временных мостов по облегченным условиям по согласованию с Наркомводом.

Е. Порядок согласования проектов мостов и особые указания

37. Организации, производящие на судоходных реках постройку новых мостов и переустройство старых мостов, согласовывают проекты этих мостов с местным Управлением речного транспорта в части выполнения настоящего стандарта.

Проекты мостов на сплавных реках, не подлежащих освоению судоходством, согласовываются с органами сплава.

Примечание. При разногласии местного Управления речного транспорта с организациями, производящими постройки или переустройство мостов, — вопросы на разрешение переносятся в Наркомвод.

НТБ ДНУЖТ

38. При постройке мостов через участки водных путей, намеченные планом реконструкции речного транспорта к улучшению или освоению ховь судоходством в ближайшее десятилетие, надлежит учитывать судоводные условия после указанной реконструкции.

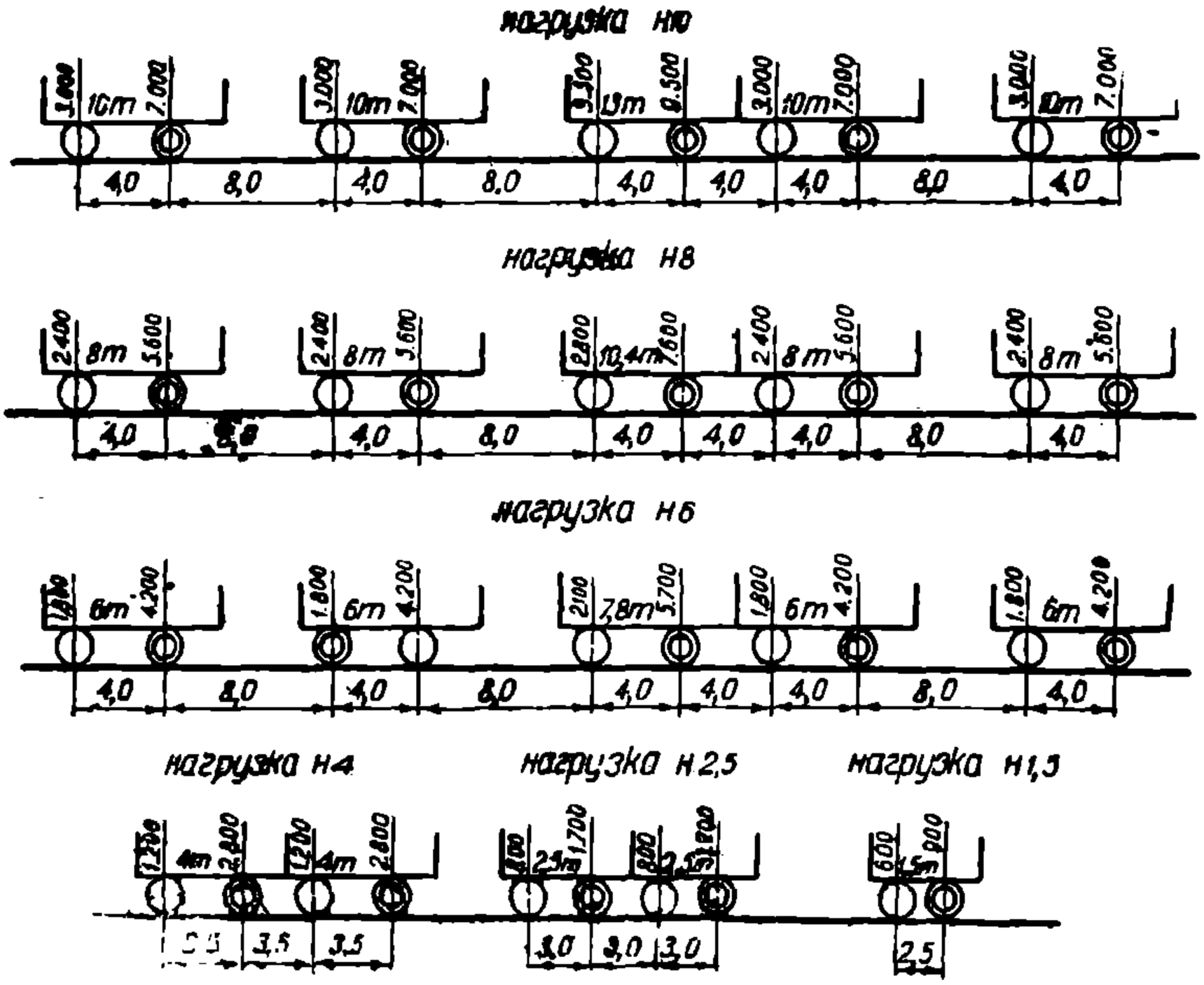
Также надлежит учесть изменения судоходных условий после запроектированных гидротехнических и мелиоративных сооружений.

108. Нормы временных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автогужевых дорогах

ОСТ 4926

1. Вертикальные нагрузки. Временная вертикальная нагрузка на ширине проезда состоит из поезда грузовых автомобилей или его эквивалентной нагрузки, а на тротуарах — из толпы.

Каждая нагрузка обозначается буквой „Н“ (нагрузка), за которой следует число (значок), обозначающее общий вес в тоннах одного из основных грузовиков в поезде, а именно: Н10, Н8, Н6, Н4, Н2,5 и Н1,5.



Фиг. 282.

Поезд грузовиков устанавливается в невыгоднейшем положении как вдоль, пролета, так и поперек моста, но при этом продольная ось грузовика всегда должна быть параллельна продольной оси моста. Если при установке грузовика остается на тротуаре полоса менее 0,5 *м*, то толпа не учитывается. Возможность поворачивания грузовиков на мосту в расчет не принимается.

НТБ ДИИЖТ

Число рядов грузовиков по ширине моста может быть любое, вызывающее максимальные усилия.

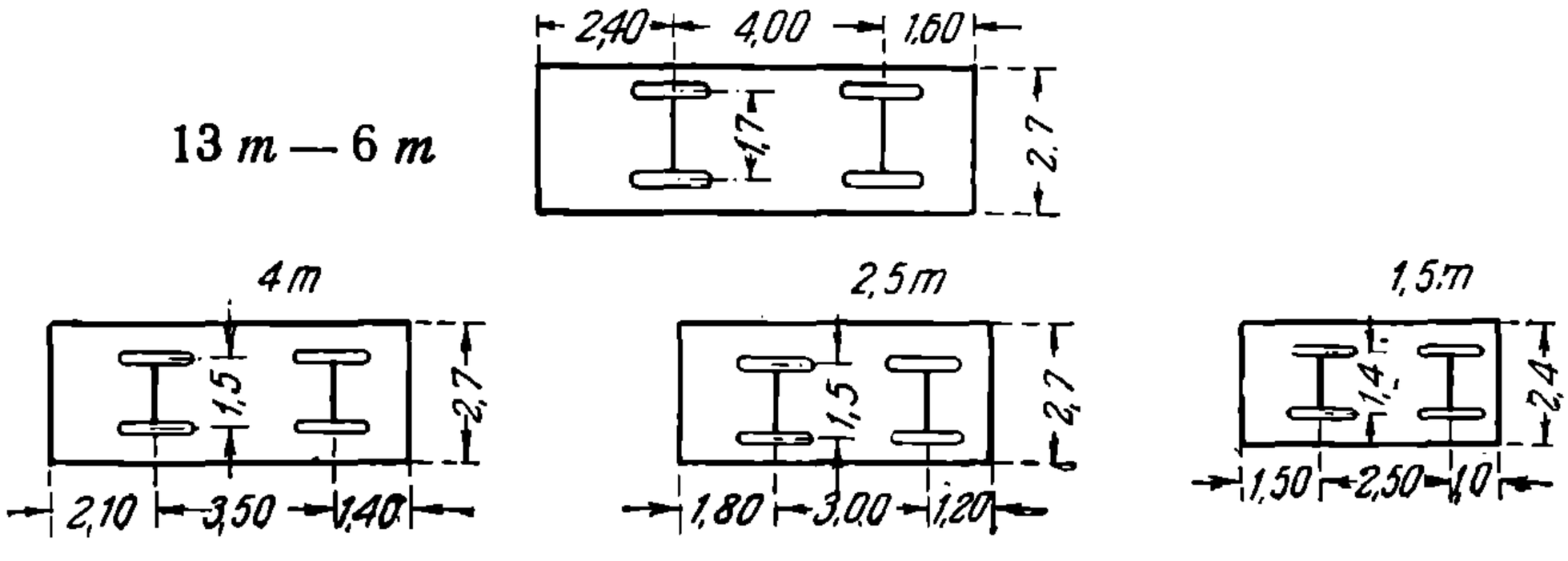
При установке двух рядов грузовиков принимается расстояние между продольными осями двух соседних колес не менее 1,1 *м*.

Грузовики на смежных путях считаются идущими в одном направлении.

Загружение тротуаров производится статической толпой:

а) при расчете элементов самого тротуара — 400 *кг/м²* тротуара;

б) при расчете элементов пролетного строения и проезжей части — как указано в таблице 86.



Фиг. 283.

В случае загружения больше двух рядов грузовиков при определении максимальных усилий или момента производится уменьшение нагрузки как для поперечных балок, так и для пролетных строений:

а) при загружении 3 рядами — на 15% от нагрузки всех рядов;

б) при загружении 4 рядами — на 25% от нагрузки всех рядов.

При расчете по инфлюэнтным линиям с несколькими однозначными участками поезд грузовиков может быть расположен с разрывами.

Обязательна проверка при расчете по классам Н8 и Н10 при отсутствии всякой другой нагрузки на две полосы равномерной нагрузки, указанной в таблице 86 и помещенной в невыгоднейшем положении с сохранением параллельности продольной оси полос и продольной оси моста без учета динамического действия, с повышением допускаемых напряжений в металлических, бетонных, каменных и железобетонных искусственных сооружениях до 30%, в деревянных — до 50%.

Эквивалентные нагрузки для указанных полос вычислены в таблице 90.

Динамический коэфициент автомобилей принимается для железобетонных мостов по таблице 87.

При промежуточных значениях толщин одежды и засыпки и пролетов величины добавок определяются по интерполяции.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 86

Вертикальные нагрузки

Род нагрузки	Наименование данных	Класс нагрузки									Примечание
		Н10		Н8		Н6		Н4	Н2,5	Н1,5	
Грузовики	Длины загружения в метрах, для которых расчет ведется по сосредоточенным нагрузкам.	—	—	—	—	—	—	Менее 15	Менее 12	Менее 10	
	Общий вес одного грузовика в тоннах . . .	13,0	10,0	10,4	8,0	7,8	6,0	4,0	2,5	1,5	
	Число грузовиков в поезде	1	Н. ограничч.	1	Неограничч.	1	Неогр нич.	2	2	1	
	Давление на заднюю ось в тоннах	9,5	7,0	7,6	5,6	5,7	4,2	2,8	1,7	0,9	
	Давление на переднюю ось в тоннах	3,5	3,0	2,8	2,4	2,1	1,8	1,2	0,8	0,6	
	Ширина кузова в метрах	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	
	Расстояние между осями (база) в метрах	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,5	3,0	2,5	
	Колея (между срединами ободьев) в метрах .	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,5	1,5	1,4	
	Ширина обода заднего колеса в метрах . . .	0,4	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	
	Ширина обода переднего колеса в метрах . .	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0,1	0,1	0,1	0,1	
Равномерная нагрузка, заменяющая грузовики	Величина нагрузки в тоннах на 1 $м^2$ при длине загружения в метрах . .	По таблицам 89—94						0,200 при 15 м и более	0,150 при 12 м и более	0,100 при 10 м и более	

НТБ ДНУЖТ

Таблица 86 (продолжение)

Род нагрузки	Наименование данных	Класс нагрузки						Примечание
		Н10	Н8	Н6	Н4	Н2,5	Н1,5	
Толпа на тротуарах	Величина нагрузки в тоннах на 1 $м^2$ при соответственной длине загружения . .	0,400 до 20 *м* вкл.; 0,300 при 30 *м* и более	0,320 до 20 *м* вкл.; 0,240 при 30 *м* и более	0,240 до 20 *м* вкл.; 0,180 при 30 *м* и более	0,150 для всех длин загружения	0,100	0,100	Тротуар загружается толпой при свободной ширине его 0,5 *м* и больше
Две полосы равномерной нагрузки	Давление на 1 *пог. м* полосы в тоннах .	3,0	3,0	—	—	—	—	Равномерная нагрузка двух полос вводится только при проверке при повышенных допускаемых напряжениях согласно § 12
	Число полос для проверки .	2	2	—	—	—	—	
	Длина полосы *м* . .	3,30	3,30	—	—	—	—	
	Ширина полосы *м* . .	0,46	0,46	—	—	—	—	
	Расстояние между осями полос *м* .	2,35	2,35	—	—	—	—	

Примечание. Соотношение давлений на переднюю и заднюю оси в повышенных грузовиках принято не 0,30 и 0,70, как в нормальных грузовиках, а соответственно 0,27 и 0,73.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 87

Наименование конструкции	Толщина одежды и засыпки	
	меньше или равно 0,25 *м*	больше или равно 0,70 *м*
1. Балочные и рамно-балочные мосты:		
при $l \leqslant 2$ *м*	1,20	1,00
„ $l \geqslant 15$ *м*	1,10	1,00
2. Арочные мосты с отдельно стоящими арками и сквозным заполнением:	Независимо от толщины одежды и засыпки	
при $l \leqslant 15$ *м*	1,15	
„ $l \geqslant 70$ *м*	1,00	
3. Арочные со сплошным сводом и сквозным надсводным заполнением:	Независимо от толщины одежды и засыпки	
при $l \leqslant 15$ *м*	1,10	
„ $l \geqslant 70$ *м*	1,00	
4. Арочные мосты со сплошным сводом и сплошной забутовкой:		
при $l \leqslant 15$ *м*	1,10	1,00
„ $l \geqslant 70$ *м*	1,00	1,00

Динамический коэфициент автомобилей для металлических мостов устанавливается по формуле:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37{,}5 + l},$$

где для l принимаются следующие значения: для основных элементов главных ферм $l =$ расчетному пролету моста; для проезжей части и дополнительных элементов, работающих на местную нагрузку, $l =$ длине загружения; для неразрезных и консольных систем $l =$ длине пролета, на котором располагается нагрузка.

Для деревянных, каменных и бетонных мостов и для труб любого материала динамическая добавка не вводится.

II. Горизонтальные нагрузки. Горизонтальная нагрузка состоит из давления ветра на поверхность сооружения. Давление ветра на поверхность грузовиков в расчет не вводится.

Таблица 88

	Для типовых проектов *кг/м²*	Для индивидуальных проектов *кг/м²*
В присутствии временной нагрузки	100	100
Без временной нагрузки	200	По единым нормам 1933 г.

При расчете опор учитывается продольная сила вдоль моста, равная 10% временной нагрузки, состоящей из двух нормальных единиц данного класса нагрузки.

НТБ ДИИЖТ

Центробежная сила при расположении моста на кривой радиусом менее 200 *м* принимается в 10% от вертикальной временной нагрузки и приложенной в уровне верха ездового полотна.

Перила рассчитываются на горизонтальное давление на поручень в 75 *кг/пог. м*.

Таблица 89

Эквивалентные нагрузки в *т/м* для одного поезда автомобилей по схеме Н10 для статически определимых систем

Пролет или длина загружения *м*	Для моментов в простых балках			Для поперечных сил	Пролет или длина загружения *м*
	посредине пролета k_2 *т/м*	в четверть пролета k *т/м*	у опор	k_0 *т/м*	
1	19,00	19,00	19,00	19,00	1
2	9,50	9,50	9,50	9,50	2
3	6,33	6,33	6,33	6,33	3
4	4,75	4,75	4,75	4,75	4
5	3,80	3,80	4,08	4,08	5
6	3,17	3,17	3,56	3,56	6
7	2,71	2,96	3,14	3,14	7
8	2,38	2,67	2,82	2,82	8
9	2,27	2,43	2,65	2,65	9
10	2,16	2,23	2,54	2,54	10
11	2,05	2,05	2,43	2,43	11
12	1,95	2,00	2,31	2,31	12
13	1,85	1,93	2,20	2,20	13
14	1,75	1,86	2,09	2,09	14
15	1,67	1,80	2,00	2,00	15
16	1,60	1,73	1,91	1,91	16
18	1,55	1,65	1,78	1,78	18
20	1,48	1,57	1,67	1,67	20
22	1,41	1,49	1,62	1,62	22
24	1,35	1,44	1,57	1,57	24
26	1,32	1,38	1,51	1,51	26
28	1,29	1,34	1,45	1,45	28
30	1,28	1,32	1,41	1,41	30
32	1,26	1,29	1,39	1,39	32
36	1,19	1,22	1,32	1,32	36
40	1,15	1,16	1,27	1,27	40
50	1,10	1,10	1,18	1,18	50
60	1,05	1,05	1,13	1,13	60
70	1,01	1,01	1,08	1,08	70
80	0,99	0,99	1,05	1,05	80
90	0,97	0,97	1,03	1,03	90
100	0,96	0,96	1,01	1,01	100
120	0,94	0,94	0,98	0,98	120
140	0,93	0,93	0,96	0,96	140
160	0,92	0,92	0,94	0,94	160

Примечания: 1. Таблица 89 составлена для одного поезда автомобилей по схеме Н10. Для определения величины нагрузки, передающейся на один прогон или ферму, табличные значения нагрузок следует умножить на коэфициент поперечной установки. Коэфициент поперечной установки показывает, какая часть давлений передается на расчетный прогон от автомобиля

ГПБ ДНУЖТ

при невыгоднейшей установке его поперек моста, и вычисляется в зависимости от расположения прогонов или ферм.

2. Для изгибающих моментов в сечениях между опорой и четвертью пролета эквивалентные нагрузки определяются прямолинейной интерполяцией между табличными значениями нагрузок для опоры и четверти пролета с округлением до сотых долей тонны на пог. метр.

Для моментов в сечениях между четвертью пролета и серединой эквивалентные нагрузки определяются прямолинейной интерполяцией между табличными значениями нагрузок для четверти и половины пролета.

3. Эквивалентные нагрузки для моментов посредине пролета действительны для всех линий влияния в виде равнобедренного треугольника, а для моментов у опор — соответственно для линий влияния в виде прямоугольных треугольников.

4. Для расчета по схемам Н8 и Н6 табличные значения эквивалентных нагрузок умножаются соответственно на 0,8 и на 0,6.

Таблица 90

Эквивалентные нагрузки для двух полос равномерной нагрузки по нормам для поверки при повышенных допускаемых напряжениях

Пролет или длина загружения *м*	Нагрузка *т/м*	Пролет или длина загружения *м*	Нагрузка *т/м*	Пролет или длина загружения *м*	Нагрузка *т/м*
1	6,00	9	3,59	18	2,00
2	6,00	10	3,31	20	1,82
3	6,00	11	3,06	22	1,67
4	5,81	12	2,84	24	1,54
5	5,30	13	2,66	26	1,43
6	4,79	14	2,49	28	1,33
7	4,32	15	2,35		
8	3,92	16	2,22		

Примечания: 1. Эквивалентные нагрузки вычислены для двух полос. Вычисления произведены только до длины загружения 28 *м*, так как для больших длин поверочная нагрузка от полос не может быть больше нагрузки автомобилей Н10 и Н8 при учете повышения допускаемых напряжений.

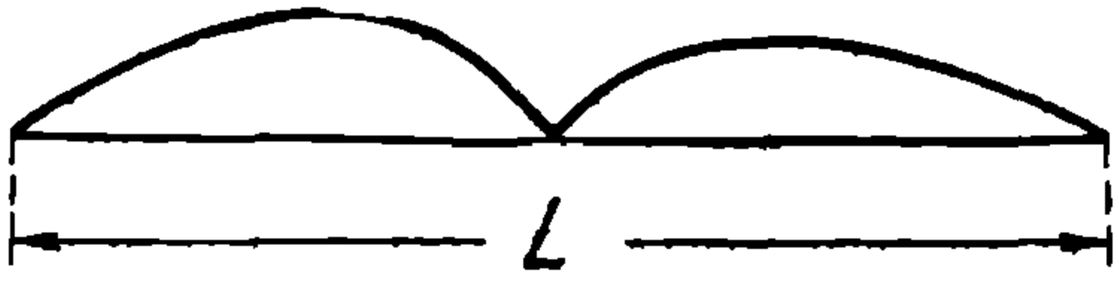
2. Для всех видов линий влияния эквивалентная нагрузка от двух полос одинакова.

3. При расчете давления на прогон или ферму табличные значения умножаются на коэфициент поперечной установки, который вычисляется с учетом ширины полосы.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 91

Эквивалентные нагрузки для одного поезда автомобилей по схеме Н10 для линий влияния вида



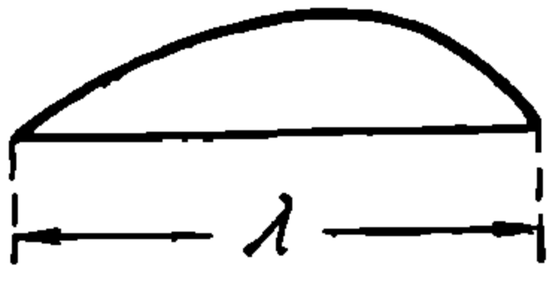
Фиг. 284.

Длина загружения L м	Эквивалентная нагрузка k т/м	Длина загружения L м	Эквивалентная нагрузка k т/м	Длина загружения L м	Эквивалентная нагрузка k т/м
2	8,26	16	1,66	40	1,16
4	4,13	20	1,54	44	1,12
6	2,96	24	1,28	48	1,07
8	2,58	28	1,15	52	1,06
10	2,13	32	1,10	56	1,01
12	1,82	36	1,17	60	1,00

Примечание. Эквивалентные нагрузки по таблице 91 применяются при расчете моментов на средних опорах рам и неразрезных балок, причем прилегающие пролеты могут иметь разную длину. В качестве длины загружения принимается сумма длин прилегающих пролетов.

Таблица 92

Эквивалентные нагрузки для одного поезда автомобилей по схеме Н10 для линий влияния вида



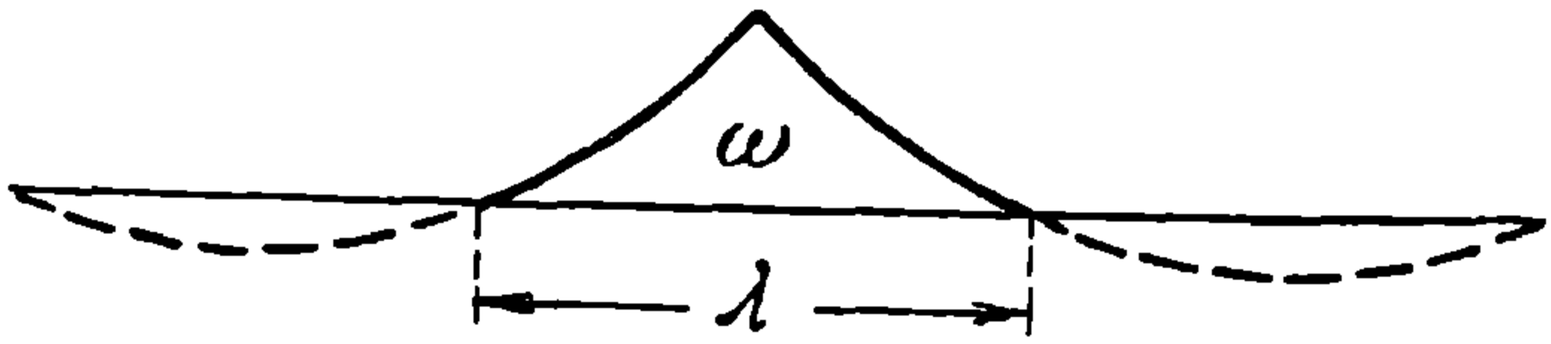
Фиг. 285.

λ м	k т/м	λ м	k т/м	λ м	k т/м
2	7,26	14	1,53	30	1,07
3	4,84	16	1,50	—	—
4	3,63	18	1,43	—	—
5	2,91	20	1,38	—	—
6	2,42	22	1,30		
8	2,00	24	1,23		
10	1,72	26	1,17		
12	1,60	28	1,11		

НТБ ДНУЖТ

Таблица 93

Эквивалентные нагрузки для поезда автомобилей по схеме Н10 для линий влияния вида



Фиг. 286.

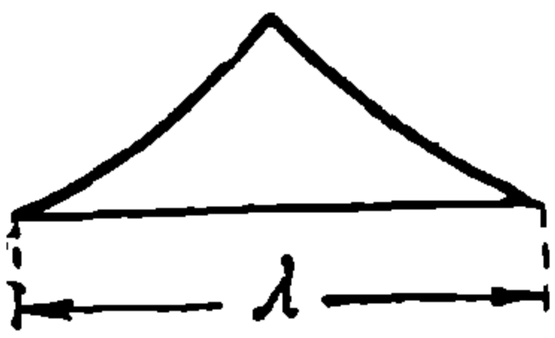
λ м	k т/м	λ м	k т/м	λ м	k т/м
2	11,12	10	2,32	22	1,52
3	7,15	12	2,01	24	1,45
4	5,11	14	1,89	26	1,39
5	4,11	16	1,76	28	1,32
6	3,51	18	1,70	30	1,27
8	2,77	20	1,60		

Примечание. Нагрузки по таблице 93 применяются в тех случаях, когда один из грузов может попасть на участок с обратным знаком (обозначен пунктиром), например для моментов в средних пролетах рам и неразрезных балок.

Искомый момент получается умножением площади ω на табличное значение эквивалентной нагрузки.

Таблица 94

Эквивалентные нагрузки для поезда автомобилей по схеме Н10 для линий влияния вида



Фиг. 287.

λ м	k т/м	λ м	k т/м	λ м	k т/м
2	10,30	10	2,25	22	1,52
3	6,87	12	2,01	24	1,42
4	5,15	14	1,84	26	1,38
5	4,12	16	1,77	28	1,30
6	3,43	18	1.68	30	1,27
8	2,67	20	1,59		

Примечание. Нагрузки по таблице 94 применяются в тех случаях, когда на соседние участки с обратными знаками не попадает ни один груз, например для моментов в крайних пролетах рам и неразрезных балок.

НТБ ДИИЖТ

109. Ветровая нагрузка для мостов по ОСТ 4535

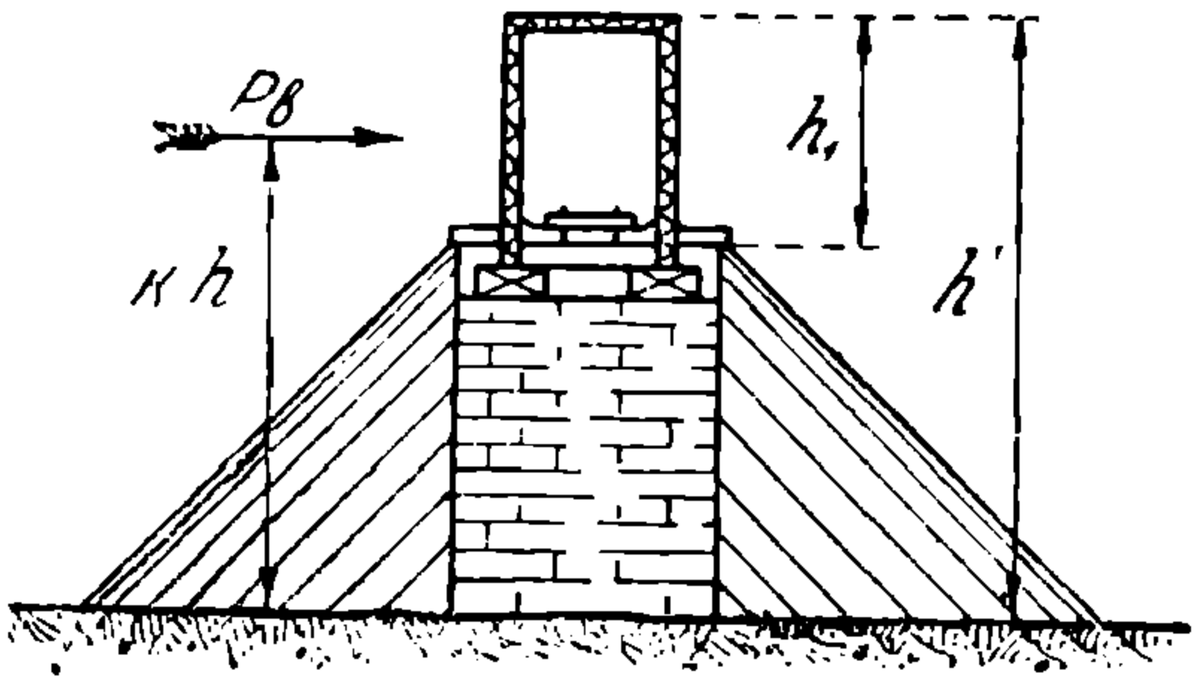
1. Ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$p_в = 1{,}5\,(p_в^0 + k_1 h),$$

где:

$p_в$ — давление ветра (в килограммах) на 1 $м^2$ воспринимающей поверхности, считая давление нормальным к поверхности, а направление ветра — горизонтальным;

$p_в^0$ — давление ветра (в килограммах) на 1 $м^2$ на уровне земли, зависящее от максимальной скорости ветра и от условий местной защищенности сооружения по таблице 95.



Фиг. 288.

При определении давления ветра на пролетные строения величина коэфициента k_1 принимается:

$$k_1 = 1 - \frac{h_1}{2h};$$

здесь: h_1 — высота пролетного строения (фиг. 288);

h — полная высота сооружения (в метрах) над обрезом фундамента, включая рассматриваемую зону;

k_1 — расчетный коэфициент в том предположении, что давление ветра принимается постоянным либо по всей высоте сооружения, либо по высоте данной зоны.

Таблица 95

Значение давления ветра $p_в^0$ на уровне земли

Районы	Условия местной защищенности: Сооружения, свободно стоящие на открытом месте	На окраинах городов, в мелких поселениях или среди редких насаждений	В густо застроенных частях городов или среди обширных древесных насаждений
	100%	8 %	60%
Прибрежная полоса Черного моря длиной 100 *км* с центром в г. Новороссийске	100	80	60
Побережья морей (за исключением Финского залива, Азовского моря) и низовья больших впадающих в них рек . . .	75	60	45
Вся территория СССР за исключением районов, указанных в пп. 1 и 2	50	40	30

НТБ ДНУЖТ

При определении давления ветра на быки принимается

$$k_1 = 0{,}67.$$

Величина $p_в^0 + k_1 h$ принимается во всяком случае не более 150 *кг/м²*.

2. Если подверженная действию ветра поверхность сквозная, например решетчатые фермы мостов, то при определении площадей давления ветра принимаются следующие коэфициенты сплошности.

Для металлических пролетных строений, подверженных действию ветра, боковая поверхность главных ферм принимается равной площади одной фермы по теоретическому контуру ее, умноженной на коэфициент сплошности, равный:

а) для ферм со сплошной стенкой	1
б) для балочных ферм с простой и шпренгельной решеткой (треугольной или раскосной)	0,4
в) то же с полураскосной и двухраскосной	0,5
г) то же с многораскосной	0,6
д) то же многорешетчатых	0,7
е) то же сквозных арочных ферм	0,5
ж) для площади между затяжкой и нижним поясом возвышенной арки	0

Подверженная давлению ветра боковая поверхность проезжей части принимается в виде сплошной полосы высотой, равной возвышению верха тротуара над нижним поясом продольной балки при расположении балочной клетки над верхним поясом или же возвышению верха тротуара над верхней кромкой пояса, в пределах которого расположена балочная клетка.

Коэфициенты сплошности для деревянных пролетных строений принимаются:

а) для ферм, приближающихся к фермам со сплошной стенкой (как например Таука)	1,0
б) для ферм многораскосных	0,8
в) для ферм двухраскосных и ферм Гау	0,6
г) для ферм, имеющих не более одного раскоса в каждой панели	0,5
д) для подкосных мостов, считая площадь по теоретическому контуру между прогоном и затяжкой	0,4
е) в случае отсутствия затяжек — по контуру между подкосами и верхом прогонов	0,6

Коэфициент сплошности для металлических перил принимается в соответствии с густотой заполнения от 0,2 до 0,3, для деревянных — 0,2.

Для железобетонных и каменных мостов площадь, подверженная давлению ветра, определяется по действительному контуру частей моста.

Указанные выше значения коэфициентов сплошности учитывают давление и на последующие фермы, так что вводить его в расчет отдельно не требуется.

НТБ ДНУЖТ

110. Допускаемые давления на грунт

Таблица 96

Допускаемые давления на грунт оснований при заложении подошвы фундаментов на глубине 2 *м* ниже поверхности земли в *кг/см²* (ОСТ 4543)

Род грунта	Мощность слоя ниже подошвы фундамента не менее *м*	Грунты сухие и в состоянии естественной влажности			Грунты очень влажные и мокрые			Грунты очень мокрые, до насыщения покрытые водой		
		Угол естественного откоса	Объемный вес *т/м³*	Допуск. давление на грунт *кг/см²*	Угол естественного откоса	Объемный вес *т/м³*	Допуск. давление на грунт *кг/см²*	Угол естественного откоса[1]	Объемный вес *т/м³*	Допуск. давление на грунт *кг/см²*
I. Разные грунты										
Ил	—	40°	1,6	1,0	25°	1,7	0,5	15°	1,8	0,15
Лесс и лессовидные суглинки	2	—	1,5	2,5[2]	—	—	1,0[7]	—	—	0,5[7]
Торф	—	—	0,4	1,0	—	0,6	0,5	25°	0,8	0,15
Растительная земля, рыхлая, чернозем	—	40°	1,5	1,0	33°	1,7	0,5	25°	1,8	0,15
Растительная земля плотно слежавшаяся	—	45°	1,7	2,0[3]	35°	1,8	1,0[3]	—	—	—
Замороженный грунт в пределах вечной мерзлоты	—	—	1,6—1,9[4]	4,0—15,0[4]	—	—	—	—	—	—
II. Связные (глинистые) грунты										
Слабый глинистый грунт, слабый суглинок со включением ила и мелких органических примесей	—	40°	1,5	1,0	27°	1,7	0,5	20°	1,8	0,5[5]
Глинистый грунт, суглинок средней плотности	2	40°	1,6	2,5	30°	1,7	2,0	25°	1,9	1,5
Плотно слежавшийся глинистый грунт и суглинок плотный	2	45°	1,8	3,0	30°	1,8	2,25	25°	1,9	2,0[6]
То же	4	45°	1,8	3,5	30°	1,8	2,75	25°	1,9	2,25[6]
Особо плотная глина — морена	4	45°	1,9	5,0	37°	1,9	4,0	35°	2,0	3,5[6]
Очень твердый глинистый грунт с каменной подпочвой, юрская глина, защищенные от размыва	4	45°	1,9	6,0	37°	1,9	5,0	35°	2,0	4,0
Мергель средней плотности	3	45°	1,8	4,5	40°	1,8	3,5	35°	1,9	3,0[6]
III. Сыпучие (песчаные) грунты										
Песок мелкий с примесью ила	1	40°	1,6	1,0	25°	1,7	0,75	20°	1,9	0,5
Песок мелкий чистый, разрыхленный	1	40°	1,7	1,5	27°	1,8	1,0	22°	2,0	0,5
Песок мелкий, плотно слежавшийся	1	45°	1,8	2,0	30°	1,9	1,5	25°	2,0	1,0
Песок средней крупности, разрыхленный	1	37°	1,7	2,0	33°	1,8	1,5	25°	2,0	1,0

НТБ ДИИЖТ

Таблица 96 (продолжение)

Род грунта	Мощность слоя ниже подошвы фундамента не менее *м*	Грунты сухие и в состоянии естественной влажности			Грунты очень влажные и мокрые			Грунты очень мокрые, до насыщения покрытые водой		
		Угол естественного откоса	Объемный вес *т/м³*	Допуск. давление на грунт *кг/см²*	Угол естественного откоса	Объемный вес *т/м³*	Допуск. давление на грунт *кг/см²*	Угол естественного откоса	Объемный вес *т/м³*	Допуск. давление на грунт *кг/см²*
Песок средней крупности разрыхленный	2	37°	1,7	2,25	33°	1,8	1,75	25°	2,0	1,25
Песок средней крупности, плотно слежавшийся . .	1	45°	1,9	2,5	33°	1,9	2,0	27°	2,0	1,5
Песок средней крупности, плотно слежавшийся . .	2	45°	1,9	3,0	33°	1,9	2,5	27°	2,0	2,0
Песок крупный, плотно слежавшийся	4	45°	1,8	4,5	33°	1,9	4,25	27°	2,0	3,5
Гравелистый грунт . . .	3	37°	1,8	4,0	33°	1,8	3,5	30°	1,9	3,0
Галька средней крупности, плотно слежавшаяся . .	4	40°	1,8	5,0	35°	1,8	4,0	30°	1,9	3,5
Галька крупная, плотно слежавшаяся	5	40°	1,9	6,0	35°	1,9	5,0	—	—	—
Галька крупная, плотно сцементированная .	5	45°	2,0	8,0	37°	2,0	6,0	—	—	—
IV. Скальные грунты	при отсутствии пустот 4—3 (карстовые образования)	Допускаемые давления в зависимости от степени влажности *кг/см²*								
Очень мягкая скала, плотный мел, мягкий выветрившийся песчаник и известняк		6—2,5								
Мягкая скала, сплошные породы слабого камня, туфы		12—8								
Песчаники и известняки средней твердости . . .		18—12								
Скальные породы особо твердые, сплошные .		40—20								

Примечания: 1. Угол естественного откоса для песчаных (сыпучих) грунтов равняется углу внутреннего трения. Для остальных грунтов под углом естественного откоса надо понимать угол, под которым распространяется в нем давление. 2. В состоянии, исключающем воздействие на грунт воды (устройство водоотводов, отмостков и т. п.) и без увеличения допускаемой нормы с глубиной. 3. При условии, что грунт не содержит органических включений и сооружение предохранено от неравномерной осадки. 4. В зависимости от рода грунта, влажности, температуры. 5. Устройство фундамента в данном случае допускается лишь на песчаной подушке толщиной 0,5—1 *м*. 6. В предположении, что насыщение водой ограничивается поверхностным слоем грунта. 7. В предположении, что процесс уплотнения грунта, как результат замачивания, может считаться законченным.

НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА ДЕСЯТАЯ

НОРМЫ И ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

111. Допускаемые напряжения и правила расчета

Таблица 97

Основные допускаемые напряжения

Род напряжения	Направление напряжения относительно волокон	Допускаемые напряжения для в-с леса		Примечание
		для сосны *кг/см²*	для дуба *кг/см²*	
Растяжение равномерное .	0°	110	130	0°—вдоль волокон, 90°—поперек волокон
	90°	2	6	
Сжатие равномерное .	0°	100	120	Высота подушки при сжатии под 90° предполагается не более ширины
	90°	15	25	
Изгиб .	0°	110	130	—
Скалывание при изгибе и в др. случаях учета неравномерного распределения скалывающих напряжений	0°	22	32	Только для максимального напряжения
Скалывание равномерное (без отдирания волокон) .	0°	12	18	Допускаются при условии учета длины скалывания вдоль волокон не свыше семикратной глубины врубки, а поперек волокон — не свыше четырех с половиной глубин врубки
	90°	6	9	
Перерезывание волокон . .	90°	45	60	—
Смятие торца . .	0°	80	110	—
Смятие первого рода по всей ширине на части длины .	90°	25	50	Сминаемая часть длины $\leqslant 1/8$
Смятие второго рода, частичное на части ширины и длины . . .	90°	35	65	Сминаемая часть ширины $\leqslant 1/2$, сминаемая часть длины $\leqslant 1/3$
Смятие под шайбами болтов	90°	45	85	—

Примечание. При составлении типовых проектов мостов принимается полусухой лес марки II, для сквозных ферм допускается введение в расчет воздушно-сухого леса марки I. Для леса марки I допускаемые напряжения по таблице повышаются на 20%.

НТБ ДГУЖТ

Основные допускаемые напряжения, приведенные в таблице 97, а также в дальнейших пунктах, даны для мостов, защищенных от неблагоприятных воздействий атмосферы, возводимых из здорового строительного леса, воздушно-сухого, с влажностью не более 18%.

В случае применения полусухого или сырого леса или нахождения сооружения в других атмосферных условиях вводится поправка независимо от породы леса по таблице 98.

Таблица 98

Коэфициенты снижения основных напряжений

В каких условиях находится сооружение	Воздушно-сухой лес	Полусухой лес	Сырой лес
В защищенных	1	0,90	0,75
В незащищенных	0,90	0,85	0,75
Переменной влажности (переменн. горизонт воды или в земле)	0,60	0,60	0,60
Под водой	0,75	0,75	0,75

Для сооружений IV класса указанные в таблице 97 допускаемые напряжения для леса марки II умножаются на коэфициент 1,5, для леса марки III — на 1,2, учитывая особую поправку по таблице 98.

Для простых балочных мостов и для простых конструкций прорезжей части всех других мостов допускаемые напряжения повышаются на 20%.

Для треугольно-подкосных с затяжкой мостов и для составных балок на шпонках или колодках допускаемые напряжения повышаются на 10%.

При проверке указанных конструкций на две полосы равномерно распределенной нагрузки допускаемые напряжения повышаются на 50% от основного (без учета дополнительного повышения).

При действии сминающей и скалывающей силы под углом между 0 и 90° к направлению волокон допускаемые напряжения на действительную площадь смятия R определяются по формуле:

$$R_\alpha = \frac{R}{1 + (c-1)\sin^3\alpha}; \quad c = \frac{R}{R'},$$

где R и R' — соответствующие допускаемые напряжения на скалывание или смятие вдоль и поперек волокон, α — угол между направлением нормали к площади смятия и направлением волокон.

При расчете на смятие врубок за допускаемое основное напряжение в предыдущей формуле должны быть приняты следующие величины:

	Для сосны	Для дуба
Для лобовых врубок $R\delta$	80	110
" " " $R'\delta$	25	50
Для щековых и ножничных врубок $R\delta$	80	110
" " " $R'\delta$	20	40

НТБ ДНУЖТ

При учете неравномерного распределения смятия и при определении максимального бортового краевого напряжения допускаемое напряжение на бортовое смятие принимается в 1,5 раза более того, которое допускается в соответствующем случае при равномерном смятии.

При расчете элементов моста на одновременное действие временной вертикальной нагрузки и ветра допускаемые напряжения могут быть повышены на 15 %.

При расчете временных мостов со сроком службы не более трех лет допускаемые напряжения могут быть повышены на 50 %, для сборочных подмостей, эстакад для производства работ и т. п. — а 60 % без учета во всех этих случаях коэфициента на незащищенность.

Допускаемые напряжения для стальных частей в деревянных мостах устанавливаются следующие:

а) на растяжение, сжатие и изгиб стальных частей	1 400 *кг/см²*
б) на растяжение в болтах, одиночных тяжах и накладках .	1 300
в) на растяжение в тяжах при двух, трех и четырех тяжах, работающих совместно	1 100
г) на растяжение тяжей со стяжными муфтами, одиночных .	1 100
неодиночных .	1 000
д) на срезывание заклепок и болтов . . .	1 000
е) на смятие заклепок . . .	2 400

При расчете на одновременное действие вертикальной временной нагрузки и ветра эти напряжения могут быть повышаемы на 15 %, а для временных сооружений — на 30 %.

Сжатые элементы проверяются на продольный изгиб, причем в этом случае допускаемое напряжение принимается равным:

$$R' = \varphi R,$$

где:

R — основное допускаемое напряжение на сжатие вдоль волокон,

φ — коэфициент уменьшения допускаемого напряжения, определяемый по таблице 99.

Расчетная длина сжатого элемента получается умножением действительной длины элемента на коэфициенты:

2 — если один конец элемента защемлен, а другой свободно нагружен;

1 — если оба конца шарнирно закреплены;

0,8 — если один конец защемлен, а другой закреплен;

0,65 — если оба конца защемлены;

$i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ — наименьший радиус инерции площади поперечного сечения элемента;

J — наименьший момент инерции сечения брутто;

F — площадь поперечного сечения брутто.

Гибкость, т. е. отношение $\lambda = \frac{l}{i}$ элементов, не должна быть больше 150.

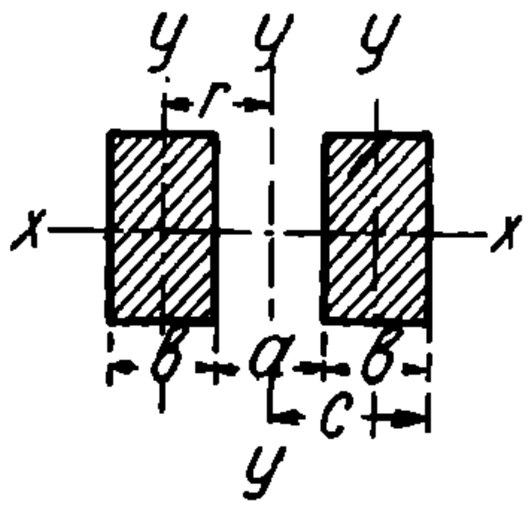
НТБ ДНУЖТ

Таблица 99

Коэфициенты φ

λ	φ		φ		φ
5	0,97	60	0,58	120	0,21
10	0,93	70	0,51	130	0,18
20	0,86	80	0,44	140	0,15
30	0,79	90	0,37	150	0,13
40	0,72	100	0,30	—	—
50	0,65	110	0,27	—	—

При поверке сжатых элементов на продольный изгиб в расчет напряжений вводится или площадь его сечения брутто, если ослабление сечения не превышает 25 %, или площадь сечения нетто, умноженная на $^4/_3$, в случае, если ослабление превосходит 25 %. Независимо от этой поверки должна быть сделана поверка сжатого элемента на прочность по площади сечения нетто без умножения ее на коэфициент φ.



Проверка на продольный изгиб стержней, составленных из двух или нескольких брусьев или досок, относительно оси $x-x$ (фиг. 289) производится по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} \leqslant R,$$

а относительно оси $y-y$ по формуле:

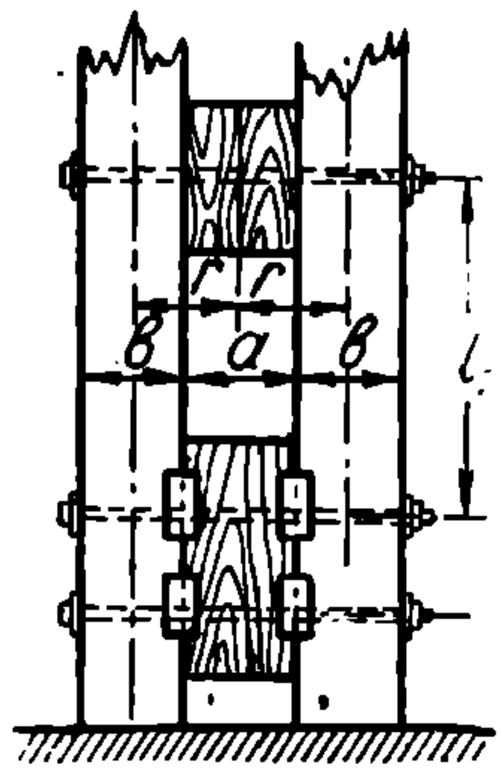
$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y \cdot \varphi_1 F} \leqslant R,$$

где:

N — полное сжимающее усилие;

F — площадь всего составного сечения;

φ_y — коэфициент уменьшения допускаемого напряжения, определенный по гибкости $\frac{l_y}{i_y}$ всего стержня, как целого относительно оси $y-y$ (при двух брусьях можно принимать: $i = \frac{a+b}{2}$);



Фиг. 289.

φ_1 — такой же коэфициент, определенный по гибкости $\frac{l_1}{i_1}$ одного крайнего бруса, принимая за расчетную длину его l_1 — расстояние между прокладками, обеспечивающими работу составного стержня как целого.

Гибкость $\frac{l_1}{i_1}$ должна быть меньше или равна наибольшей гибкости всего сечения относительно оси $x-x$ и $y-y$.

φ_x — определяется по гибкости относительно оси $x-x$.

НТБ ДНУЖТ

Учет составного стержня как целого может производиться лишь при условиях обеспечения совместной работы всех составляющих его брусьев или досок путем постановки прокладок между ними на расстоянии не большем расчетной длины одного бруса l_1, считая таковую между крайними болтами; причем скрепление этих прокладок с частями составного стержня на протяжении половины длины стержня должно быть достаточно для прочного восприятия сдвигающей силы:

$$T = 1{,}1k\frac{S_y}{c}\left(\frac{1}{\varphi_y} - 1\right)\frac{N}{F},$$

где:

S_y — статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси всего стержня $y - y$,

c — расстояние от этой оси наиболее удаленного крайнего волокна,

N — сжимающее усилие,

F — расчетная площадь сечения, т. е. или $F_{бр}$ или $^4/_3 F_{нет}$,

k — коэфициент сдвига, зависящий от числа швов в сечении, по которым может произойти сдвиг. Величина k берется из таблицы 100.

Таблица 100

Коэфициенты k

Число швов	k	Число швов	k	Число швов	k	Число швов	k
1	1,01	5	1,11	9	1,32	13	1,73
2	1,03	6	1,15	10	1,40	14	1,89
3	1,05	7	1.20	11	1,49	15	2,09
4	1,08	8	1,26	12	1,60	—	—

Сила T распределяется на все скрепления, расположенные на протяжении половины длины стержня.

Шарнирные арки поверяются на продольный изгиб в плоскости арки по тем же правилам, что и прямолинейные, но при условии: 1) что поверка производится на усилие от нагрузки, распределенной равномерно по всему пролету, и 2) что расчетная длина

$$l = k_\alpha \cdot s,$$

где:

s — полная длина дуги между опорами,

k_α — коэфициент длины, зависящий от условий опирания и числа шарниров в арке и от величины центрального угла α, соответствующего полупролету арки или свода, причем.

для двухшарнирной арки

$$k_\alpha = \frac{0{,}56\pi}{\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}};$$

для трехшарнирной арки

$$k_\alpha = \frac{0{,}72\pi}{\sqrt{\pi^2 - \alpha^2}}.$$

НТБ ДНУЖТ

Означенные формулы для k_α учитывают повышение коэфициента надежности в формуле Эйлера до 4,5 (см. таблицу 101).

Таблица 101

Коэфициенты k_α

k_α	Число шарниров в арке		k_α	Число шарниров в арке	
	два	три		два	три
15°	0,562	0,722	60°	0,594	0,764
30°	0,563	0,730	70°	0,606	0,779
40°	0,574	0,738	80°	0,625	0,804
50°	0,582	0,748	90°	0,647	0,832

Кроме проверки устойчивости арки в ее плоскости должна быть проверена в соответствующих случаях устойчивость на продольный изгиб из плоскости арки.

12. Наибольший допускаемый прогиб при изгибе, определяемый от полной постоянной и временной нагрузок в невыгоднейшем сочетании их, не должен превосходить $^1/_{250}$ пролета для обычных типов покрытий (двойной досчатый настил, щебеночная одежда) и $^1/_{300}$ — для асфальтобетонных покрытий.

Расчетный модуль упругости E дерева на изгиб, а также на сжатие и растяжение вдоль волокон принимается независимо от породы:

для сухого леса . .	. 110 000 *кг/см²*
„ полусухого леса	. 100 000 „
„ сырого леса	80 000 „

При проверке прочности на нормальные напряжения при изгибе составных балок, а также и при учете деформаций, моменты сопротивления, в зависимости от плотности связей и количества рабочих швов, уменьшаются делением значений J и W на следующие коэфициенты:

для балок, сшитых гвоздями или нагелями, или зубчато-кольцевыми шпонками	$1{,}1 \cdot k$
для балок, скрепленных призматическими или гладкими кольцевыми шпонками .	$1{,}25 \cdot k$

При расчете скалывающих напряжений эти коэфициенты не вводятся.

Коэфициенты k берутся в зависимости от числа рабочих швов из таблицы 100.

Устойчивость сжатого пояса составных балок, бревен и брусьев против бокового выпучивания должна быть обеспечена постановкой связей с узлами на расстоянии не более 15 кратной ширины пояса. В случае превышения этого расстояния делается снижение допускаемого напряжения путем умножения на соответствующий коэфициент, данный для продольного изгиба.

ЧТЗ ДПУКТ

14. Расчет двухсрезных соединений нагельного типа, т. е. гвоздевых, болтовых, нагельных, штифтовых и на железных трубках, например при перекрытии стыков деревянными накладками, производится по наименьшему из значений, получаемых по формулам:

$$P = k_н d^2 \sqrt{R_b R_б}$$

или $P = 0{,}5c \cdot dR_б$,

или $P = 0{,}7ad R_б$,

где:

P — усилие, допускаемое на один срез нагеля в килограммах,
d — внешний диаметр нагеля в сантиметрах;
c — толщина среднего бруса или доски в сантиметрах;
a — толщина крайнего бруса (накладки) в сантиметрах;
R_b — допускаемое напряжение на изгиб нагеля (см. таблицу 102);
$R_б$ — допускаемое напряжение на смятие дерева в нагельном соединении в зависимости от угла смятия (см. таблицу 102);
$k_н$ — коэфициент, зависящий от типа нагельного соединения (см. таблицу 102).

Таблица 102

Коэфициенты $k_н$ и допускаемые напряжения R_b и $R_б$ для нагельных соединений

Типы нагельных соединений	$k_н$	R_b	$R_б$ для сосны	
			вдоль волокон	поперек волокон
Гвозди	0,8	1 800	80	80
Стальные штифты .	0,6	2 400	80	45
Болты	0,5	1 400	80	45
Дубовые нагели	0,6	130	50[1]	45
Железные трубки с наружным диаметром и толщиной стенок, равной:				
$\frac{d}{5}$.	0,45	1 400	80	45
$\frac{d}{10}$.	0,40			
$\frac{d}{20}$	0,30			

При металлических стыковых накладках поверка работы нагельных соединений всех видов в дереве производится по наименьшему из значений, получаемых по первым двум формулам.

При односрезной работе нагельных соединений, а также при многосрезной работе, когда нагели работают аналогично с односрезным соединением, например при проверке на сдвигающую силу

[1] Назначено по $R_б$ для дуба и действительно для α от 0 до 60°.

НТБ ДНУЖТ

при продольном или поперечном изгибе, расчет нагельных соединений производится по наименьшему из значений:

$$P = k_н\, d^2 \sqrt{R_b R_\delta},$$
$$P = 0{,}4\, cd\, R_\delta,$$
$$P = 0{,}6\, ad\, R_\delta.$$

Здесь под c подразумевается толщина наиболее тонкой доски или бруса из примыкающих ко шву, в котором проверяется сдвиг. Остальные обозначения те же, что и для двухсрезного соединения.

Приведенные в таблице напряжения для дерева даны для защищенного сооружения из воздушно-сухого леса и при отступлении от этих условий должны быть исправлены согласно указаниям таблицы 98.

Расстояние вдоль волокон от торца доски, а также между осями нагелей всех видов, кроме гвоздей, принимается не менее $5d$, а поперек волокон от края — $1{,}5d$ и между продольными рядами нагелей — $2{,}5d$.

Для гвоздей расстояние вдоль волокон от торца доски до гвоздя принимается не менее $15d$ и между гвоздями — $20d$, а поперек волокон от края доски и между гвоздями при рядовом расположении — $4d$, а при шахматном расположении между соседними как продольными, так и поперечными рядами — не менее $3d$.

Все расстояния даны от центра нагеля.

Круглые дисковые шпонки (вкладыши) рассчитываются по смятию или самой шпонки или сопрягаемых частей, а также по скалыванию шпонки, если она из дерева.

Допускаемое усилие на одну шпонку:

$$P = dh' R_\delta,$$

или

$$P = dh' R'_\delta,$$

или

$$P = \frac{\pi d^2}{4} R_t,$$

где:

d — средний наружный диаметр шпонки,

h — глубина врезки ее в сопрягаемую часть,

$R_{\delta\ дуба} = 50\ кг/см^2$,

$R_t = 9\ кг/см^2$,

$R'_{\delta\ шп}$ определяют в зависимости от угла смятия по формуле, приведенной выше, вставляя в нее значение $R_\delta = 80\ кг/см^2$ и $R'_\delta = 35\ кг/см^2$ для сосны с соответствующими поправками.

Металлические дисковые шпонки (вкладыши) рассчитываются только по второй из приведенных в этом пункте формул.

Гладкие кольцевые разрезные шпонки (вкладыши) рассчитываются как двойная шпонка. Допускаемое усилие на одно кольцо, независимо от направления силы, определяется по формуле:

$$P = d_0 b R_\delta,$$

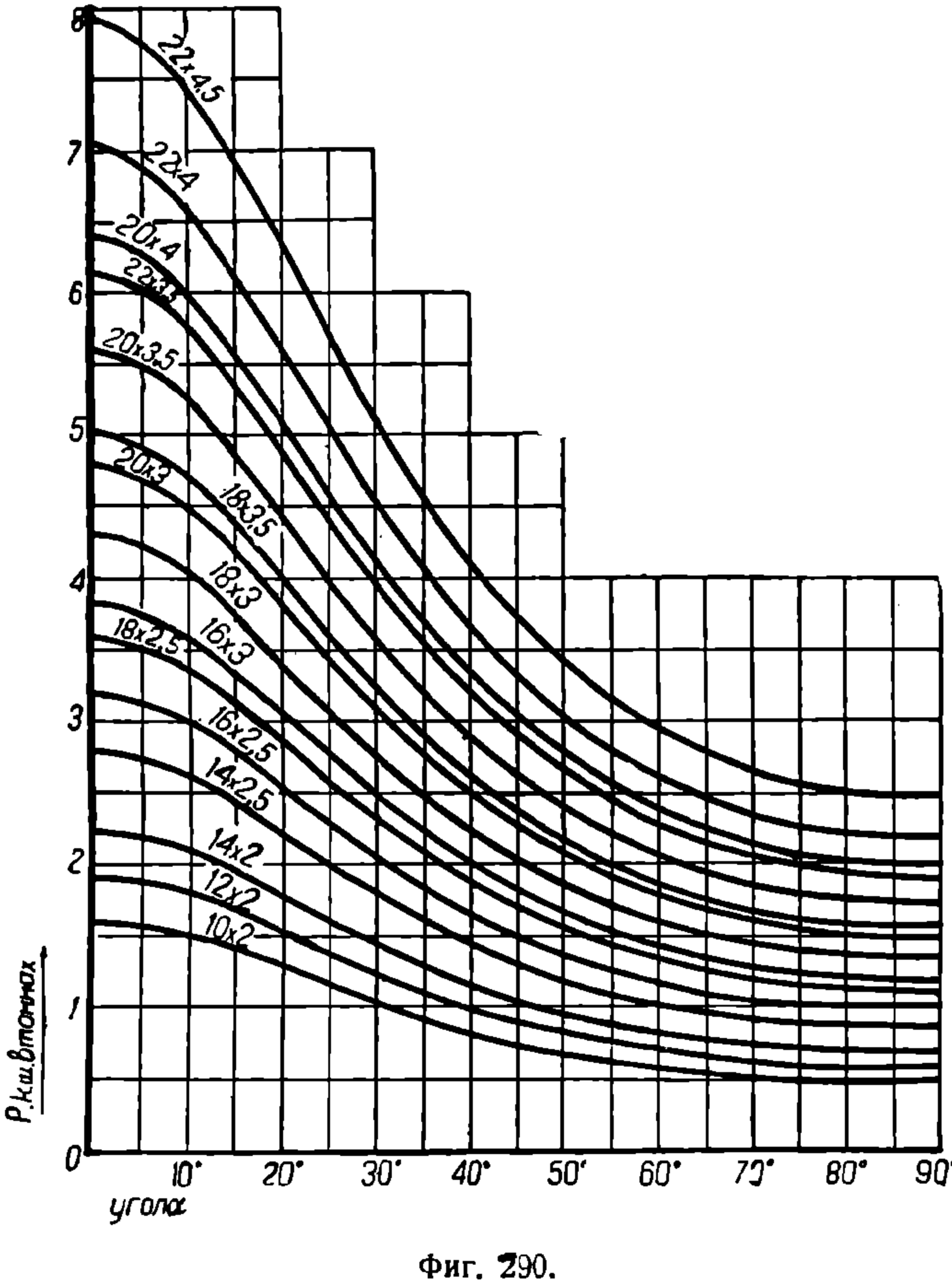
НТБ ДНУЖТ

где:

d_0 — внутренний диаметр кольца,

b — ширина кольца, назначаемая не более $0{,}2d_0$ и не менее 20 *мм*,

R_8 берется в зависимости от угла смятия, т. е. для сосны при 0° равным 80 *кг/см²* и при 90° равным 25 *кг/см²*, а для промежуточных углов определяется по формуле стр. 439.



Фиг. 290.

Допускаемые при этих напряжениях усилия на одно кольцо даны в графиках (фиг. 290 для сосны).

Кольцо врезается в обе сопрягаемые им доски на одинаковую глубину $\frac{b}{2}$.

Толщина досок при применении кольцевых шпонок назначается не менее $(b + 0{,}1d_0)$ и во всяком случае не менее $(b + 1{,}5\ см)$.

Расстояние центра кольца от торца доски должно быть не менее $1{,}3d_0$, а от центра другого кольца — $1{,}6\ d_0$.

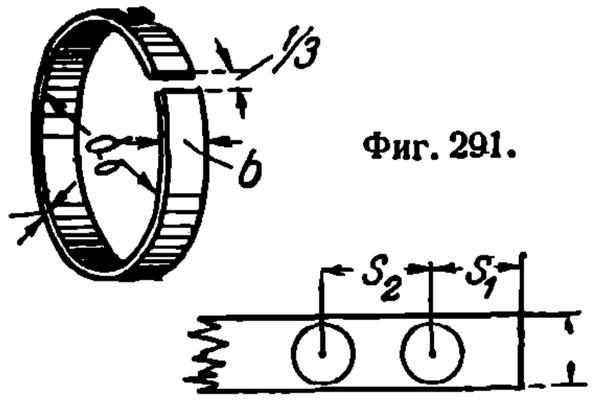
НТБ ДНУЖТ

Нормальный сортамент кольцевых шпонок (рекомендуемый) Таблица 103

d_0 Внутренний диаметр *см*	$b_{кш}$ Ширина *см*	$C_{кш}$ Толщина *см*	$(d_0+2c)\frac{b}{2}$ Площадь ослабления $см^2$	$d_0\, b_{кш}$ Площадь смятия $см^2$	Длина железной полосы для кольца[1] *см*	$g_{кш}$ Вес кольца *кг*	Наименьший диаметр болта *см*	Шайба	Наименьший размер доски в *см*		S_1 *см*	S_2 *см*
									b	c		
22	4,5 4,0 3,5	0,6 0,5 0,5	52 46 40	99 88 77	69,4	1,47 1,09 0,96	2,2 2,2 1,9	8 × 8 × 0,6 8 × 8 × 0,6 7 × 7 × 0,5	26	7 6 6	29 29 29	35 35 35
20	4,0 3,5 3,0	0,5 0,5 0,4	42 37 31	80 70 60	63,1	0,99 0,87 0,69	1,9 1,9 1,9	7 × 7 × 0,5 7 × 7 × 0,5 7 × 7 × 0,5	24	6 6 5	26 26 26	32 32 32
18	3,5 3,0 2,5	0,5 0,4 0,35	33 28 23	63 54 45	56,8	0,78 0,54 0,39	1,6 1,6 1,6	6 × 6 × 0,4 6 × 6 × 0,4 6 × 6 × 0,4	22	6 5 5	23 23 23	29 29 29
16	3,0 2,5	0,4 0,35	25 21	48 40	50,5	0,48 0,35	1,6 1,6	6 × 6 × 0,4 6 × 6 × 0,4	20	5, 4,5	21 21	26 26
14	2,5 2,0	0,35 0,3	18 15	35 28	44,2	0,30 0,21	1,2 1,2	4,5 × 4,5 × 0,3 4,5 × 4,5 × 0,3	18	4,0 3,5	18 18	22 22
12	2,0	0,3	13	24	38,0	0,18	1,2	4,5 × 4,5 × 0,3	15	3,5	16	19
10	2,0	0,3	11	20	31,7	0,15	1,2	4,5 × 4,5 × 0,3	13	3,5	13	16

Обозначения

b — ширина доски
c — толщина доски
S_1 — расстояние от центра кольца до конца доски
S_2 — расстояние между центрами соседних колец



Фиг. 291.

[1] Средняя теоретическая длина без учета вытяжки при гнутье.

НТБ ДНУЖТ

Рекомендуется при конструировании сопряжений на гладкой кольцевой шпонке придерживаться сортамента колец, приведенного в таблице 103, и указанных там размеров болтов и назначать размер досок не менее данных в этой таблице размеров.

Кольцевая шпонка изготовляется без шпунтового замка. Зазор в разрезе кольца делается равным $\frac{b}{3}$.

В растянутых стыках допускаемое усилие рекомендуется снижать умножением на $k = 0{,}8$; независимо от этого в трехрядовых сопряжениях допускаемое усилие снижается умножением $k = 0{,}9$, ввиду трудности обеспечения совместной работы последовательно расположенных колец.

Сопряжение на зубчато-кольцевых шпонках, изготовляемых заводским способом, рассчитывается и конструируется по данным, приведенным в таблице 104.

Таблица 104

Диаметр шпонки d_o *см*	Диаметр болта *мм*	Размеры шайб *мм*	Наименьшая ширина доски *см*	Допускаемое усилие на одно кольцо при α *кг*		
				0—30°	31—60°	61—90°
6	12,7	50 × 50 × 6	8	500	400	350
8	16	65 × 65 × 6	11	800	650	600
10	19	75 × 75 × 8	13	1 200	950	850
12	19	90 × 90 × 10	15	1 600	1 350	1 200
14	22	100 × 100 × 10	18	2 100	1 700	1 500
16	22,5	115 × 115 × 10	20	2 800	2 300	2 000

К данным в таблице усилиям применяются все поправки, указанные выше.

При расчете площади сечения нетто ослабление зубчатой шпонки с одной стороны учитывается в размере $0{,}8\ d_0\ см^2$; кроме того вводится ослабление болтом.

Соединения на прямоугольных или круглых шпонках рассчитываются в предположении равномерного распределения продольного усилия по площади смятия, причем допускаемое напряжение на смятие при прямоугольных дубовых шпонках, поставленных своими волокнами параллельно волокнам соединяемых сосновых брусьев,

БГТБ ДПУЖТ

назначается в зависимости от сорта сосны, а при дубовых шпонках, поставленных поперек волокон соединяемых брусьев, в зависимости от сорта дуба.

Размер шпонки вдоль соединяемых брусьев определяется по прочности ее на скалывание; однако он не должен быть менее двух с половиной толщин шпонки в первом случае и двойной толщины во втором. Расстояние между шпонками в свету определяется по допускаемому напряжению на равномерное скалывание брусьев.

Поверка на смятие брусьев поперек волокон от вращения шпонок вообще не производится.

Усилие, допускаемое на круглую дубовую шпонку, определяется по тангенциальному скалыванию.

Болты, обеспечивающие прочность соединения как в балках, работающих на изгиб, так и в стержнях, работающих на сжатие, рассчитываются на отпор шпонок поперек брусьев. При этом усилия в болтах определяются по отпору шпонок, который находится из условия равновесия шпонки при вращении, принимая плечо пары усилий отпора равным $^2/_3$ размера шпонки по длине бруса.

Шпоночные металлические накладки (гребенки) рассчитываются, исходя из равномерного распределения усилия между всеми шпонками, но при многорядовых сопряжениях с количеством шпонок более трех, из-за невозможности обеспечить их совместную работу, допускаемое усилие на сопряжение должно быть уменьшено умножением при четырех шпонках на 0,9 и при пяти — на 0,8. Устройство более пяти шпонок с одной стороны стыка не разрешается.

Врубки должны быть рассчитаны на полное усилие без учета работы железных скреплений.

При этом допускается учитывать силу трения, которая определяется путем умножения на коэфициент трения проекции действующего усилия на нормаль к площадке трения.

Коэфициент трения дерева по дереву в частях выше горизонта высоких вод принимается 0,3, ниже — соответственно 0,2. Глубину врубок рекомендуется делать не более 5 *см* и во всяком случае не более $^1/_3$ размера бруса или бревна. Из врубок должен быть обеспечен отвод воды.

При расчете свайных оснований на отдельную сваю не может быть допущено более чем

11	*т* на сваю диаметром	20 *см*	20	*т* на сваю диаметром	27 *см*
12		21	21,05		28
13,5		22 „	23		29 „
14,5		23 „	24,5		30
16		24 „	28		32 „
17		25 „	32		34 „
18,5		26 „	36		36 „

НТБ ДНУЖТ

112. Сортамент и таблицы для подбора сечений

Таблица 105

Лесные материалы хвойных пород пиленые

Сортамент по ОСТ

Длина в метрах: 4; 5; 6,5; 7

	Толщина *мм*	Ширина *см*
Шелевка	17	10 11 12 13 14 15 16 17 18
	10	10 11 12 13 14 15 16 17 18
	13	10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20
	16	10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22
	19	10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24
Тес	22	10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
	25	2 3 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
	30	2 3 4 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
	35	10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
Доски	40	4 5 6 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
	45	10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
	50	5 6 7 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
	60	6 7 8 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
	70	7 8 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
	80	8 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
Лафет	90	9 20 21 22 23 24 25 26
	100	10 20 21 22 23 24 25 26
	110	11 20 21 22 23 24 25 26
	130	13 20 21 22 23 24 25 26

Все размеры установлены для материалов в воздушно-сухом состоянии.

Ширина необрезного материала определяется на средине длины доски, учитывая ширины обеих сторон с делением их суммы пополам. Размеры необрезного материала по ширине устанавливаются от 6 *см* и выше, с градацией через 1 *см*.

Таблица 106

Лесные материалы хвойных пород круглые

Сортамент по ОСТ

Длина *м*	Толщина *см* (диаметр в верхнем отрубе—без коры)		
	Жерди	Подтоварник	Бревна
5	—	13 14 15	16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30
6,5	2 3 4 5 6 7 8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30
7	6 7 8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30
8,5	4 5 6 7 8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30
9	2 3 4 5 6 7 8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30
11	2 3 4 5 6 7 8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
13	8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26
15	8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20
17	8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20
19,5	8 9 10	11 12 13 14 15	16 17 18 19 20

Все размеры установлены для материалов в воздушно-сухом состоянии.

НТБ ДНУЖТ

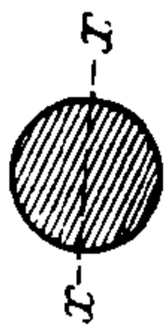
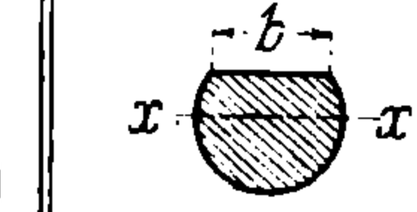
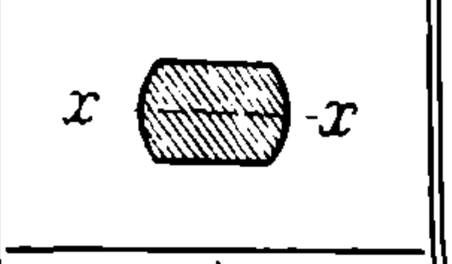
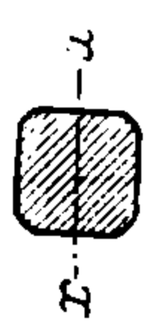
Таблица 107

Площади, моменты инерции и моменты сопротивления бревен

Диаметр *см*	Площадь *см²*	Моменты		Диаметр *см*	Площадь *см²*	Моменты	
		инерции *см⁴*	сопротивления *см³*			инерции *см⁴*	сопротивления *см³*
16	202	3 217	402	30	707	39 761	2 651
17	227	4 100	482	31	754		2 925
18	254	5 153	573	32	804	51 472	3 217
19	283	6 397	673	33	855		3 528
20	314	7 854	785	34	908	65 597	3 859
21	346	9 548	909	35	962		4 209
22	380	11 499	1 045	36	1 017	82 448	4 580
23	415	13 737	1 194	37	1 075		4 973
24	452	16 286	1 357	38	1 134	102 354	5 337
25	490	19 175	1 534	39	1 194		5 824
26	531	22 432	1 726	40	1 257	125 664	6 283
27	573	26 087	1 932	41	1 320		6 766
28	616	30 172	2 155	42	1 385	152 745	7 274
29	660	34 719	2 394				

Таблица 108

Данные для подбора сечений бревен, лежней и пластин

Форма сечения							
		$b = \frac{d}{3}$	$b = \frac{d}{2}$	$b = \frac{d}{3}$	$b = \frac{d}{2}$		
Площадь сечения .	$0{,}785\,d^2$	$0{,}779\,d^2$	$0{,}763\,d^2$	$0{,}773\,d^2$	$0{,}740\,d^2$	$0{,}695\,d^2$	$0{,}392\,d^2$
Расстояние наиболее удаленного волокна до нейтральной оси .	$0{,}5\,d$	$0{,}496\,d$	$0{,}486\,d$	$0{,}47\,d$	$0{,}45\,d$	$0{,}427\,d$	$0{,}29\,d$
Статический момент полусечения относительно нейтральной оси .	$0{,}083\,d^3$	$0{,}080\,d^3$	$0{,}073\,d^3$	$0{,}077\,d^3$	$0{,}063\,d^3$	$0{,}061\,d^3$	$0{,}022\,d^3$
Момент инерции относительно оси xx .	$0{,}049\,d^4$	$0{,}047\,d^4$	$0{,}044\,d^4$	$0{,}045\,d^4$	$0{,}039\,d^4$	$0{,}028\,d^4$	$0{,}007\,d^4$
Наименьший момент сопротивления .	$0{,}098\,d^3$	$0{,}094\,d^3$	$0{,}088\,d^3$	$0{,}095\,d^3$	$0{,}090\,d^3$	$0{,}087\,d^3$	$0{,}024\,d^3$

ЧТБ ДНУЖТ

113. Данные о расходе материалов

Геометрические элементы сечений брусьев Таблица 109

Высота *см*	Ширина *см*	Диаметр описанного круга *см*	Площадь сечения *см²*	Моменты сопротивления	
				наибольший *см³*	наименьший *см³*
30	26	39,7	780	3 900	3 380
	24	38,4	720	3 600	2 880
	22	37,2	660	3 300	2 420
	20	36,0	600	3 000	2 000
28	28	39,6	784	3 659	3 659
	26	38,2	728	3 397	3 155
	24	36,9	672	3 136	2 688
	22	35,7	616	2 875	2 259
	20	34,4	560	2 613	1 866
	18	33,3	504	2 352	1 512
26	26	36,8	676	2 929	2 929
	24	35,4	624	2 704	2 496
	22	34,1	572	2 479	2 097
	20	32,8	520	2 253	1 733
	18	31,6	468	2 028	1 245
	16	30,5	416	1 803	1 109
24	24	34,0	576	2 304	2 304
	22	32,6	528	2 112	1 952
	20	31,2	480	1 920	1 600
	18	30,0	432	1 728	1 296
	16	28,8	384	1 536	1 024
22	22	31,1	484	1 775	1 775
	20	29,7	440	1 613	1 467
	18	28,4	396	1 452	1 888
	16	27,2	352	1 291	939
20	20	28,3	400	1 333	1 333
	18	26,9	360	1 200	1 080
	16	25,6	320	1 067	853
	14	24,4	280	933	653
18	18	25,5	324	972	972
	16	24,1	288	864	768
	14	22,8	252	756	588
16	16	22,6	256	683	683
	14	21,3	224	597	523
	12	20,0	192	512	384
14	14	19,8	196	457	457
	12	18,4	156	392	336
	10	17,2	140	327	233

НТБ ДГУЖТ

Таблица 111

Технико-экономические показатели по прсектам Укргипродора на 1 *пог м* балочных и подкосных эстакадных мостов на автогужевых дорогах

Система	Нагрузка по нормам 1933 г. Н8													Н6										
	Габарит 1933 г. Г4							Г5						Г4						Г5				
	расчетный пролет *м*	лесоматериала круглого $м^3$	лесоматериала пиленого $м^3$	поковок *кг*	гвоздей *кг*	свай (без откосн.) шт.	строительная высота *см*	лесоматериала круглого $м^3$	лесоматериала пиленого $м^3$	поковок *кг*	гвоздей *кг*	свай (без откосн.) шт.	строительная высота *см*	лесоматериала круглого $м^3$	лесоматериала пиленого $м^3$	поковок *кг*	гвоздей *кг*	свай (без откосн.) шт.	строительная высота *см*	лесоматериала круглого $м^3$	лесоматериала пиленого $м^3$	поковок *кг*	гвоздей *кг*	свай (без откосн.) шт.	строительная высота *см*
Балочные эстакады	3,25	1,17	0,88	6,59	3,42	1,23	104	1,00	0,75	5,45	2,82	1,23	88	1,01	0,88	5,45	3,42	1,23	87	0,87	0,75	5,20	2,82	1,23	82
	4,00	1,22	0,88	5,51	3,44	1,00	110	1,07	0,75	5,35	2,92	1,00	104	1,09	0,88	5,35	3,44	1,00	103	0,91	0,75	4,76	2,93	1,00	88
	5,00	1,37	0,88	5,13	3,44	0,80	118	—	—	—	—	—	—	1,21	0,88	4,78	3,44	0,80	109	1,01	0,64	4,67	2,92	0,80	103
	6,50	1,68	0,88	11,10	3,46	0,62	139	1,45	0,75	8,40	2,92	0,62	135	1,51	0,88	10,87	3,44	0,62	131	1,08	0,75	4,10	2,92	0,62	108
Трапецоидально-подкосные эстакады	8,50	1,72	0,89	9,80	3,24	0,47	316	1,44	0,75	9,40	2,72	0,47	307	1,48	0,89	9,40	3,24	0,47	306	1,25	0,76	9,10	2,72	0,47	299
	12,00	1,88	0,91	9,96	3,29	0,33	466	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Ригельно-подкосные эстакады	12,50	1,67	0,89	10,30	3,24	0,64	313	1,50	0,76	10,15	2,72	0,64	310	1,48	0,89	10,13	3,24	0,64	309	1,24	0,76	9,70	2,72	0,64	304
	13,50	1,65	0,89	9,96	3,24	0,59	323	1,52	0,76	9,67	2,72	0,59	322	1,49	0,89	9,61	3,24	0,59	319	1,23	0,76	9,20	2,72	0,59	315
	16,00	1,72	0,89	13,52	3,24	0,50	395	1 57	0,76	13,36	2,72	0,50	392	1,51	0,89	8,98	3,24	0,50	376	1,32	0,76	8,94	2,72	0,50	373
	18,00	1,74	0,89	12,26	3,24	0,45	417	1,61	0,76	12,16	2,72	0,45	414	1,56	0,89	12,08	3,24	0,45	411	1,32	0,76	8,08	2,72	0,45	393
	20,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,78	0,89	10,80	3,06	0,80	510	1,64	0,81	10,66	2,54	0,80	510
	21,00	2,17	0,89	14,66	3,06	0,76	573	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

НТБ ДНУЖТ

Технико-экономические показатели по проектам Укргипро

№№ по порядку	Система	Нагрузка 1931 г. / Габарит 1931 г. / расчетный пролет	количество ферм в поперечном сечении	Н8 / Г2 / лесоматериала круглого в $м^3$	лесоматериала пиленого $м^3$	поковок $кг$	гвоздей $кг$	строительная высота $см$	Н8 / Г4 / лесоматериала круглого $м^3$	лесоматериала пиленого $м^3$
1	Ферма Лангера с ездою по низу (69 $м$) . .	66,00	2	—	—	—	—	—	2,06	2,25
2	Фермы Гау, с ездой по низу . . .	32,20	2	—	—	—	—	—	0,89	4,70
	(22,60) . .	21,60	2	0,63	3,92	175,82	3,97	100	0,63	3,49
3	Фермы Гау, с ездой по верху (22,60) . .	21,60	2	—	—	—	—	—	0,57	2,54
4	Фермы на кольцах Тухшерера с параллельным поясами с ездой по верху	21,60	—	—	—	—	—	—	3,2	3,2
5	Сегментные фермы на кольцах Тухшерера с ездой по верху (28,60)	27,00	2	3,42	3,42	67,54	8,60	4,67	2,89	2,89
6	Сегментные фермы на кольцах Тухшерера с досчатой аркой с ездой по верху (22,60)	21,60	2 при 10 панелях при 6 панелях	—	—	—	—	—	2,5	2,5
7	Арочные досчатые фермы с ездой по верху (25,50) . . .	25,50	4	2,38	2,96	166	104	—	—	—
8	Ферма Лембке . .	12,60	3	—	—	—	—	—	0,73	1,9
9	Ферма Тауна на гвоздях	10,60	4	—	—	—	—	—	0,50	1,8
10	Фермы с досчатым прогоном (10,90)	10,60	4	—	—	—	—	—	0,91	2,5
11	Ферма Гау с ездой по низу . . .	52,20	2	13,95	—	1 346	3,18	—	—	—

Примечание к табл. 110 и 111. Количество материалов исчислено на 1 *пог.*

НТБ ДНУЖТ

Таблица 110

дора на 1 *пог. м* для мостов на автогужевых дорогах

Н8								Н6				
Г4			Г5					Г4				
поковок *кг*	гвоздей *кг*	строительная высота *см*	лесоматериала круглого $м^3$	лесоматериала пиленого $м^3$	поковок *кг*	гвоздей *кг*	строительная высота *см*	лесоматериала круглого $м^3$	лесоматериала пиленого $м^3$	поковок *кг*	гвоздей *кг*	строительная высота *см*
379	20,85	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
250,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
157,59	3,60	91	0,49	2,65	105,18	3,01	84	0,49	3,13	121,28	3,45	82
180,07	2,85	450	0,45	1,95	113,87	2,59	4,24	0,49	2,28	120,49	2,85	415
54	54	440	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
58,3	2,36	467	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4,2	4,2	400	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15,70	30,30	218	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
39,58	19,18	190	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,09	57,52	140	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

всего моста. Проезжая часть — двойной досчатый настил.

НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА ОДИННАДЦАТАЯ

НОРМЫ И ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗНЫХ МОСТОВ

114. Допускаемые напряжения. Основное допускаемое напряжение для стали 3:

при учете основной группы сил	1 400 *кг/см²*
„ „ основной и дополнительной . .	1 700 „
„ „ одной вертикальной нагрузки при сборке ферм . .	1800 *кг/см²*
для домкратных балок .	2000 „ „

Допускаемые напряжения при изгибе:

а) нормальное (в крайней фибре) .	R	в) главное	R
б) скалывающее .	$0{,}75\ R$		

Допускаемое напряжение для заводских заклепок:

а) на срез	$0{,}8\ R$	в) на отрыв головки	$0{,}6\ R$
б) на смятие	$1{,}75\ R$		

Для монтажных и для потайных заклепок допускаемые напряжения понижаются на $20^0/_0$.

Коэфициент уменьшения допускаемых напряжений для знакопеременных стержней. Коэфициент уменьшения допускаемого напряжения для элементов, работающих на знакопеременные усилия или изгибающие моменты и меняющих знак при проходе временной вертикальной нагрузки, определяется для каждого знака отдельно по формуле:

$$\gamma = \frac{S'}{S' + \frac{1}{4} S''},$$

где S' и S'' — абсолютные значения наибольших усилий или изгибающих моментов разного знака от основной группы сил.

Значение коэфициента γ соответствует расчетному усилию S'.

Допускаемые напряжения для опорных частей:

для балансиров и подушек из литой стали Л2		местное смятие:	
на изгиб	1800 *кг/см²*	плотное касание	. 1 300 *кг/см²*
на срез	1350 „	свободное	. 7 000 „ „
		раздробление катков.	65 *кг/см²*

А. Основные силы

1. При расчете главных ферм, проезжей части, опорных частей и элементов металлических опор: постоянная нагрузка, подвижная вертикальная нагрузка, центробежная сила.

2. При расчете связей главных ферм и связей продольных балок: центробежная сила, давление ветра.

Б. Основные и дополнительные силы

При расчете главных ферм и связей между ними: постоянная нагрузка, подвижная вертикальная нагрузка, центробежная сила, давление ветра.

Постоянная нагрузка пролетного строения слагается из собственного веса пролетного строения и веса всех частей, несомых им.

Постоянная нагрузка разрезных балочных пролетных строений принимается равномерно распределенной по длине пролета; для неразрезных и консольных пролетных строений рекомендуется учитывать неравномерность распределения веса главных ферм по длине пролета.

НТБ ДИЗАКТ

Собственный вес сквозных главных ферм и их связей принимается распределенным поровну между поясами ферм.

Вес проезжей части и мостового полотна считается приложенным к узлам пояса, в плоскости которого расположена езда.

Ветровая нагрузка. Давление ветра принимается по ОСТ 4535. В случае устройства двух систем продольных связей давление ветра на фермы распределяется поровну на каждую из них, а давление ветра на проезжую часть передается полностью на те связи, в плоскости которых расположена езда, независимо от наличия или отсутствия пролетных поперечных связей.

Коэфициенты продольного изгиба. Коэфициенты продольного изгиба принимаются согласно таблице 112 в функции от гибкости стержня $\lambda = \frac{l}{i}$.

Таблица 112

Коэфициенты продольного изгиба φ и $K_z = \frac{1}{\varphi}$

$\frac{l}{i}$	Сталь 3		Сталь 5		Спецсталь		Чугун	
	φ	$\frac{1}{\varphi} = K_z$	φ	$\frac{1}{\varphi} = K_z$	φ	$\frac{1}{\varphi} = K_z$	φ	$\frac{1}{\varphi} = K_z$
0	1,00	1,00	1,00	1.00	1,00	1,00	1,00	1,00
10	0,99	1,01	0,99	1,01	0,99	1,01	0,97	1,03
20	0,97	1,03	0,97	1,03	0,97	1,03	0,91	1,10
30	0,935	1,07	0,935	1,07	0,935	1,07	0,81	1,23
40	0,893	1,12	0,893	1,12	0,833	1,12	0,69	1,45
50	0,846	1,18	0,846	1,18	0,846	1,18	0,57	1,75
60	0,798	1,25	0,798	1,25	0,798	1,25	0,44	2,27
70	0,741	1,35	0,730	1,37	0,728	1,37	0,34	2,94
80	0,683	1,46	0,652	1,53	0,635	1,57	0,26	3,85
90	0,625	1,60	0,572	1,75	0,536	1,86	0,20	5,00
100	0,568	1,73	0,495	2,02	0,439	2,28	0,16	6,25
110	0,511	1,95	0,424	2,36	0,333	2,75	—	—
120	0,454	2,20	0,369	2,76	0,305	3,28	—	—
130	0,402	2,49	0,317	3 15	0,270	3,70	—	—
140	0,353	2,83	0 285	3,51	0,240	4,17	—	—
150	0,316	3,16	0,258	3,88	0,215	4,65	—	—
160	0,287	3,48	0,237	4,22	0,193	5,18	—	—
170	0,261	3,83	0,216	4,63	0,180	5,56	—	—
180	0,236	4,24	0,200	5,00	0,159	6,29	—	—
190	0,214	4,67	0,187	5,35	0,145	6,90	—	—
200	0,191	5,24	0,173	5,78	0,136	7,35	—	—

Гибкость. Отношение свободной длины элемента к радиусу инерции не должно превышать:

Для основных сжатых и сжато-вытянутых стержней главных ферм . . . 100
Для дополнительных сжатых стержней главных ферм 130
Для сжатых стержней продольных связей главных ферм и продольных балок и тормозных связей 130
Для стержней поперечных связей . . . 150
Для растянутых стержней главных ферм . . . 180

НТБ ДНУЖТ

Для растянутых стержней связей 200
Для элементов соединительной решетки сжатых стержней при одиночной решетке 150
Для элементов соединительной решетки сжатых стержней при двойной решетке 180

Наименьшие размеры. Наименьшие размеры частей конструкции допускаются следующие:

Толщина листов, кроме перечисленных ниже случаев .	10 *мм*
Толщина планок .	8 *мм*
Толщина прокладок	4 *мм*
Уголки в основных сечениях главных ферм и проезжей части	80 × 80 × 10
Уголки связей, уголки жесткости главных ферм . . .	75 × 75 × 8
Уголки соединительной решетки составных стержней	60 × 40 × 6

Прогиб. Рекомендуется, чтобы наибольшие расчетные упругие прогибы ферм от временной статической нагрузки не превышали: а) посредине пролета: для сплошных ферм $\frac{1}{750}$ и для сквозных ферм $\frac{1}{1000}$ длины пролета, б) на конце консоли — $\frac{1}{300}$ длины консоли.

Строительный подъем. Заводская длина элементов разрезных балочных пролетных строений со сквозными фермами должна быть такова, чтобы строительный подъем был равен прогибу от собственного веса и расчетной статической временной нагрузки.

Строительный подъем неразрезных и консольных пролетных строений должен назначаться с таким расчетом, чтобы упругие перемещения обоих знаков отдельных точек продольного профиля пути от горизонтали под влиянием собственного веса пролетных строений и предельной возможной статической временной нагрузки были наименьшими.

Сварные металлические конструкции и сооружения. 1. При применении дуговой электросварки для соединения частей металлических конструкций устанавливаются следующие допускаемые напряжения.

При расчете сварного шва допускаемые напряжения для материала шва принимаются по таблице 113.

Таблица 113

Род напряжений	При действии основных нагрузок *кг/см²*	При совместном действии всех нагрузок *кг/см²*
Сжатие	1 000	1 200
Растяжение	900	1 100
Срезывание	720	870

При применении потолочной сварки, при действии как статической, так и вибрационной нагрузки, допускаемые напряжения для материала сварных швов надлежит назначать согласно таблице 114.

ГТБ ДИУЖТ

Таблица 114

Род напряжений	При действии основных нагрузок *кг/см²*	При совместном действии всех нагрузок *кг/см²*
Сжатие . .	670	800
Растяжение	600	730
Срезывание	480	680

115. Сортамент и таблицы для подбора сечений

Нормальный общесоюзный метрический сортамент

Таблица 115

Листовое железо

Толщина листов *мм*	Ширина прямоугольных или диаметр круглых листов *мм*		Длина листов *мм*	
	для заводов Урала	для заводов юга и центра	для заводов Урала	для заводов юга и центра
4 .	1 400	1 600	2 800	5 500
5 .	1 400	1 600	2 800	6 500
6 .	1 400	1 600	2 800	6 500
7 .	1 400	1 600	2 800	6 500
8 .	1 400	1 600	2 800	6 500
9 .	1 400	1 600	2 800	6 500
10 .	1 400	1 850	2 800	7 500
11 .	1 400	1 850	2 800	7 500
12 .	1 400	1 850	2 800	7 500
13 .	1 400	1 850	2 800	7 500
14 .	1 400	1 850	2 800	7 500
15 .	1 400	1 850	2 800	7 500
16 .	1 400	1 850	2 800	7 500
17 .	1 400	1 850	2 800	7 500
18 .	1 400	1 850	2 800	7 500
19 .	1 400	1 850	2 800	7 500
20 .	1 400	1 850	2 800	7 500
22 .	1 400	1 850	2 800	7 500
24 .	1 400	1 850	2 800	4 600
26 .		1 850		4 600
28 .		1 850		4 600
30 .		1 850		4 300
32 .		1 850		4 300
34 .		1 850		4 300
36 .		1 850		3 700
38 .		1 850		3 700
40 .		1 850		3 700
42 .		1 850		3 700

НТБ ДИУЖТ

Таблица 116

Вес квадратного метра листового железа в килограммах

Толщина листов *мм*	Вес 1 $м^2$ листа *кг*	Толщина листов *мм*	Вес 1 $м^2$ листа *кг*
0,9	7,065	14,0	109,90
1,0	7,85	15,0	117,75
1,2	9,42	16,0	125,60
1,5	11,78	17,0	133,45
2,0	15,70	18,0	141,30
2,5	19,63	19,0	149,15
3,0	23,55	20,0	157,00
4,0	31,40	22,0	172,70
5,0	39,25	24,0	188,40
6,0	47,10	26,0	204,10
7,0	54,95	28,0	219,80
8,0	62,80	30,0	235,50
9,0	70,65	32,0	251,20
10,0	78,50	34,0	266,90
11,0	86,35	36,0	282,60
12,0	94,20	38,0	298,30
13,0	102,05	40,0	314,00
		42,0	329,70

Таблица 117

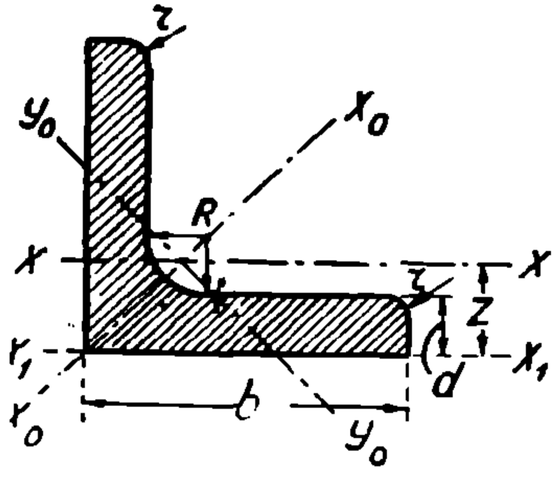
Широкополосное (универсальное) железо

Толщина *мм*	Ширина через каждые 10 *мм* от—до	Толщина *мм*	Ширина через каждые 10 *мм* от—до
4	200—380	18	200—780
5	200—380	20	200—780
6	200—400	22	200—780
7	200—600	25	200—780
8	200—780	28	200—780
10	200—780	30	200—780
12	200—780	32	200—780
14	200—780	36	200—450
16	200—780		

НТБ ДНУЖКТ

Таблица 118

Угловое равнобокое железо



№№ профилей	Размеры мм				Площадь сечения F см²	Вес пог. м g кг	Расстояние центра тяж. z_0 см	Моменты инерции			
	b	d	R	r				J_{x_1} см⁴	J_x см⁴	J_{x_0} см⁴	J_{y_0} см⁴
2	20	3	3,5	1,75	1,12	0,88	0,60	0,793	0,392	1,6185	0,1651
		4			1,45	1,14	0,64	1,080	0,492	0,771	0,2124
2,5	25	3	4	2	1,43	1,12	0,72	1,535	0,798	1,262	0,3333
		4			1,86	1,46	0,76	2,084	1 012	1,597	0,4273
3	30	4	4	2	2,26	1.77	0,88	3,59	1,824	2,884	0,764
		5			2,77	2,17	0,92	4,54	2,183	3,440	0,925
3,5	35	4	5	2,5	2,67	2,10	1,00	5,64	2,954	4,68	1,227
		5			3,23	2,57	1,04	7,13	3,564	5,64	1,493
4	40	4	6	3	3,08	2,42	1,12	8,33	4,47	7,09	1,859
		5			3,79	2,97	1,16	10,54	5,43	8,59	2,263
		6			4,48	3,52	1,20	12,78	6,31	9,98	2,654
4,5	45	5	6,5	3,25	4,30	3,37	1,28	11,95	7,87	12,48	3,27
		6			4,09	4,00	1,32	18,11	9,19	14,55	3,84
		7			5,86	4,60	1,36	21,31	10,43	16,47	4,39
5	50	5	7	3,5	4,80	3,77	1,40	20,43	10,96	17,38	4,55
		6			5,69	4,47	1,44	24,74	12,85	20,34	5,35
		7			6,56	5,15	1,48	29,10	14,62	23,10	6,13
6	60	6	8	4	6,91	5,42	1,69	42,5	22,84	36,15	9,53
		7			7,98	6,26	1,73	49,9	26,05	41,30	10,82
		8			9,03	7,09	1,77	57,4	29,16	46,15	12,16
6,5	65	6	8	4	7,51	5,89	1,81	54,0	29,36	46,60	12,14
		8			9,83	7,72	1,89	72,9	37,66	59,70	15,63
		10			12,07	9,47	1,97	92,1	45,20	71,50	19,03

НТБ ДНУЖТ

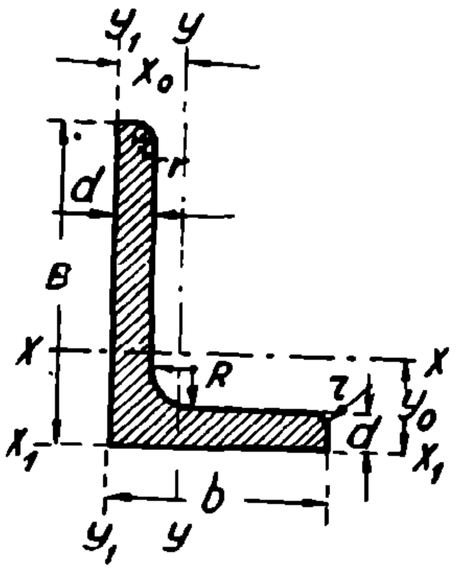
Таблица 118 (продолжение)

№№ профилей	Размеры *мм*				Площадь сечения *F см²*	Вес *пог. м g кг*	Расстояние центра тяжести z_0 *см*	Моменты инерции			
	b	*d*	*R*	*r*				J_{x_1} *см⁴*	J_x *см⁴*	J_{x_0} *см⁴*	J_{y_0} *см⁴*
7,5	75	8	10	5	11,47	9,00	2,13	110,9	58,9	93,3	24,40
		10			14,11	11,08	2,21	140,2	71,2	112,7	29,70
		12			16,67	13,09	2,29	170,0	82,6	130,3	34,86
8	80	8	10	5	12,27	9,63	2,25	134,6	72,5	114,6	30,4
		10			15,11	11,86	2,34	170,0	87,2	138,6	35,8
		12			17,87	14,03	2,41	205,8	102,0	160,7	43,26
9	90	10	11	5,5	17,13	13,45	2,58	241,0	127,0	201,3	52,5
		12			20,29	15,93	2,69	291,5	148,0	234,4	61,4
		14			23,37	18,35	2,74	342,6	167,8	265,4	70,3
10	100	10	12,5	6,25	19,17	15,05	2,82	328,7	176,3	280,0	72,7
		12			22,73	17,84	2,90	397,6	206,4	327,0	85,7
		14			26,21	20,57	2,98	467,0	234,5	371,0	97,6
		16			29,61	23,24	3,05	538,0	262,0	412,5	112,0
12	120	10	13	6,5	23,18	18,20	3,31	567	313,5	497,0	130,0
		12			27,54	21,62	3,40	685	367,0	584,0	150,4
		14			31,82	24,98	3,48	804	419,0	666,0	172,0
		16			36,02	28,28	3,55	924	470,0	743,0	197,3
13	130	10	13,5	6,75	25,20	19,78	3,56	721	402	640,0	163,5
		12			29,96	23,52	3,64	870	473	751,0	195,7
		14			34,64	27,19	3,72	1 021	541	858,0	224,6
		16			39,24	30,80	3,80	1 172	606	960,0	251,6
14	140	12	14	7	32,37	25,41	3,89	1 086	596	947,0	245,0
		14			37,45	29,40	3,97	1 273	683	1 084,0	281,3
		16			42,45	33,32	4,05	1 462	765	1 215,0	315,8
15	150	12	14	7	34,77	27,29	4,14	1 336	740	1 177,0	302,9
		14			40,25	31,60	4,22	1 565	849	1 349,0	349,4
		16			45,65	35,84	4,30	1 796	952	1 513,0	391,7
		18			50,97	40,01	4,38	2 029	1 054	1 674,0	433,6

НТБ ДНУЖТ

Таблица 119

Угловое неравнобокое железо



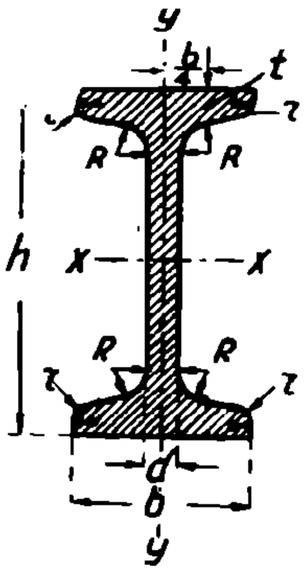
Угловое неравнобокое железо

№№ профилей	Размеры *мм*					Площадь сечения *F см²*	Вес *пог. м g кг*	Расстояние центра тяжести		Моменты инерции			
	B	*b*	*d*	*R*	*r*			x_0 *см*	y_0 *см*	J_{x_1} *см⁴*	J_{y_1} *см⁴*	J_x *см⁴*	J_y *см⁴*
3/2	30	20	3	3,5	1,75	1,42	1,11	0,50	0,99	2,66	0,802	1,267	0,447
			4			1,85	1,45	0,54	1,03	3,58	1,101	1,597	0,561
4,5/3	45	30	4	5	2,5	2,87	2,25	0,74	1,47	11,95	3,584	5,74	2,03
			6			4,17	3,27	0,81	1,55	18,16	5,590	8,08	2,83
6/4	60	40	6	7	3,5	5,69	4,47	1,01	1,99	42,6	12,84	20,06	7,07
			8			7,41	5,82	1,08	2,07	57,3	17,63	25,50	8,91
7,5/5	75	50	6	8	4	7,21	5,66	1,20	2,43	84,6	24,75	42,2	14,33
			8			9,43	7,40	1,28	2,51	111,4	33,77	51,9	18,27
			10			11,57	9,08	1,36	2,59	140,2	43,20	62,5	21,84
8/4	80	40	6	8	4	6,91	5,42	0,88	2,84	100,6	12,88	44,8	7,52
			8			9,03	7,09	0,96	2,93	135,0	17,89	57,5	9,55
			10			11,07	8,69	1,03	3,01	169,7	23,30	69,1	11,36
9/6	90	60	8	9	4,5	11,45	8,99	1,48	2,95	192,0	57,60	92,1	32,65
			10			14,09	11,06	1,56	3,04	241,4	73,40	111,4	39,30
10/6,5	100	65	8	9	4,5	12,65	9,93	1,56	3,28	263,5	73,20	127,1	42,5
			10			15,59	12,24	1,64	3,37	331,0	93,00	154,3	51,2
			12			18,45	14,48	1,72	3,45	399,1	113,40	179,9	59,1
12/8	120	80	10	11	5,5	19,15	15,02	1,95	3,92	570,0	170,7	275,6	98,2
			12			22,69	17,81	2,03	4,00	686,0	207,5	323,0	114,3
			14			26,17	20,54	2,10	4,08	804,0	245,2	368,4	129,8
13/9	130	90	10	12	6	21,15	16,60	2,18	4,15	727,7	241,4	358,4	140,9
			12			25,11	19,71	2,26	4,24	871,1	292,9	419,7	164,7
			14			28,99	22,76	2,34	4,32	1020,2	345,5	479,2	186,8
15/10	150	100	12	13	6,5	28,74	22,56	2,42	4,89	1335,8	399,9	648,6	231,6
			14			33,22	26,08	2,50	4,97	1563,8	471,2	743 2	263,6
			16			37,62	29,53	2,57	5,05	1792,6	543,9	833,3	294,9
16/8	160	80	12	13	6,5	27,54	21,62	1,77	5,72	1620,0	208,5	719,0	122,0
			14			31,82	24,98	1,85	5,80	1896,0	247,6	823,0	138,6

НТБ ДИИЖТ

Таблица 120

Двутавровое железо



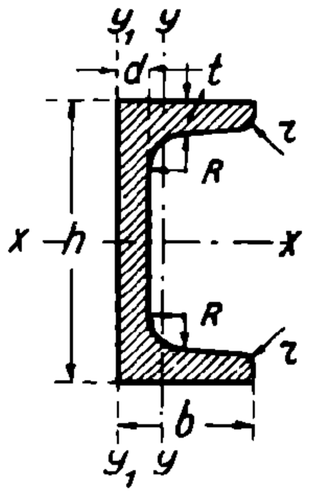
Двутавровое железо

№№ профилей	Размеры *мм*						Площадь сечения F *см²*	Вес *пог. м кг*	Моменты инерции		Моменты сопротивления	
	h	b	d	t	R	r			J_x *см⁴*	J_y *см⁴*	W_x *см³*	W_y *см³*
10	100	57,0	4,5	6,3	4,5	2,7	11,03	8,659	180,4	16,1	36,1	5,65
12	120	63,4	5,1	7,1	5,1	3,1	14,34	11,257	334,4	25,2	55,7	7,95
14	140	69,8	5,7	7,9	5,7	3,4	18,08	14,193	569,0	37,7	81,3	10,80
16	160	76,2	6,3	8,8	6,3	3,8	22,26	17,474	909,0	54,3	113,6	14 26
18	180	82,6	6,9	9,6	6,9	4,1	26,87	21,093	1 381,0	75,9	153,4	18,40
20	200	89,0	7,5	10,4	7,5	4,5	31,91	25,049	2 014,0	103,4	201,4	23,24
22	220	95,4	8,1	11,3	8 1	4,9	37,38	29,343	2 843,0	137,5	258,5	28,83
24	240	101,8	8,7	12,1	8,7	5,2	43,29	33,983	3 903,0	180,0	325,0	35,36
26	260	108,2	9,3	13,0	9,3	5,6	49,63	38,960	5 234,0	231,0	403,0	42,75
28	280	114,6	9,9	13,9	9,9	5,9	56,40	44,274	6 878,0	293,0	491,0	51,10
30	300	121,0	10,5	14,7	10,5	6,3	63,61	49,934	8 881,0	866,0	592,0	60,50
32	320	127,4	11,1	15,5	11,1	6,7	71,25	55,931	11 292,0	542,0	706,0	70,90
36	360	140,2	12,3	17,2	12,3	7,4	87,82	68,939	17 544,0	663,0	975,0	95,30
40	400	153,0	13,5	18,9	13,5	8,1	106,13	83,312	26 087,0	954,0	1 304,0	124,70
45	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	147,00	115,000	45 850,0	1 730,0	2 040,0	203,00

НТБ ДНУЖТ

Таблица 121

Корытное железо (швеллерное)

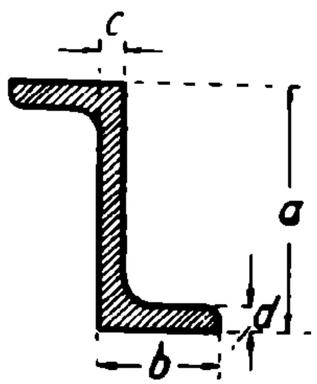


Корытное железо

№№ профил.	Размеры *мм*						Площадь сечения F *см²*	Вес *пог. м* g *кг*	Расстояние центра тяж. z_0 *см*	Моменты инерции			Моменты сопротивлен.	
	h	b	d	t	R	r				J_{y_1} *см⁴*	J_x *см⁴*	J_y *см⁴*	W_x *см³*	W_y *см³*
5	50	38	5	7,5	7,5	3,75	7,47	5,86	1,41	24,2	27,57	9,44	11,03	3,942
6,5	65	42	5,5	8	8	4	9,62	7,55	1,43	34,8	59,9	14,98	18,43	5,42
8	80	45	6	9	9	4,5	11,85	9,30	1,53	48,4	113,9	20,9	28,5	7,02
10	100	50	6	9	9	4,5	13,92	10,93	1,60	65,6	213,2	30,16	42,65	8,86
12	120	55	6,5	9,5	9,5	4,75	17,26	13,55	1,65	92,0	371,6	44,9	61,9	11,67
14	140	60	7	10,5	10,5	5,25	20,92	16,42	1,80	132,2	624,0	64,5	89,2	15,35
16	160	65	7,5	11	11	5,5	24,92	19,56	1,86	175,6	654,0	89,0	119,2	19,20
18	180	70	8	12	12	6	29,26	22,97	2,01	239,6	1433,0	121,0	159,2	24,26
20	200	75	8,5	12,5	12,5	6,25	33,93	26,64	2,08	306,0	2018,0	159,2	202,0	29,40
22	220	80	9	13,5	13,5	6,75	38,94	30,57	2,23	402,0	2831,0	207,8	257,3	36,00
24	240	85	9,5	14	14	7	44,28	34,76	2,30	449,0	3773,0	264,0	314,4	42,60
26	260	90	10	15	15	7,5	49,95	39,21	2,45	635,0	5045,0	334,0	388,0	51,00
30	300	100	11	16,5	16,5	8,25	62,30	48,91	2,68	957,0	8361,0	510,0	557,0	69,70

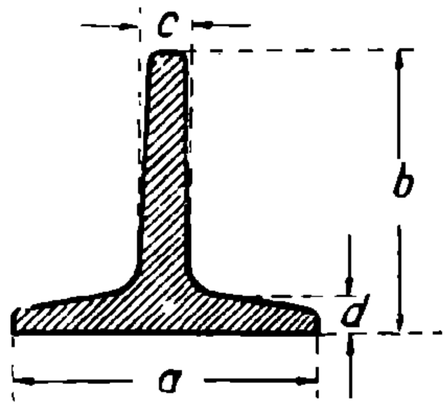
Таблица 122

Железо специальных профилей для строительства



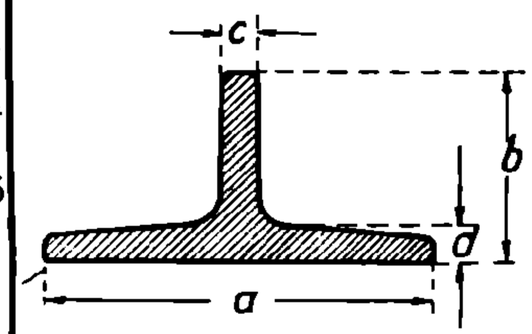
1. Зетовое железо

Размеры поперечного сечения *мм*			
a	b	c	d
60	45	5	7,5
80	50	6	8,5
100	55	6,5	7,5
110	65	8	11,5
200	80	10	15,0



2. Тавровое железо
а) высокое

Размеры поперечного сечения *мм*			
a	b	c	d
25	25	3	3,25
40	40	5	5
50	50	6	6
75	75	8	8



2. Тавровое железо б) низкое

Размеры поперечного сечения *мм*			
a	b	c	d
60	30	6	6
80	40	7	7
100	50	9	9

НТБ ДНУЖТ

Таблицы для подбора сечений

Таблица 123

Моменты инерции (brutto) целой вертикальной стенки в *дм*⁴ относительно горизонтальной главной оси

Толщина *мм*	Высота вертикальной стенки *мм*													
	300	400	500	600	700	800	900	1 000	1 100	1 200	1 300	1 400	1 500	1 600
8	0,1800	0,4266	0,8334	1,440	2,287	3,412	4,860	6,666	8,874	11,520	14,646	18,294	22,500	27,306
9	0,2025	0,4799	0,9375	1,620	2,572	3,840	5,468	7,499	9,981	12,960	16,477	20,580	25,312	30,719
10	0,2250	0,5333	1,042	1,800	2,858	4,267	6,075	8,333	11,092	14,400	18,308	22,867	28,125	34,133
11	0,2475	0,5866	1,146	1,980	3,144	4,693	6,683	9,166	12,201	15,840	20,139	25,154	30,937	37,546
12	0,2700	0,6399	1,250	2,160	3,429	5,120	7,290	9,999	13,310	17,280	21,969	27,440	33,750	40,959
13	0,2925	0,6933	1,354	2,340	3,715	5,547	7,898	10,833	14,419	18,720	23,800	29,727	36,563	44,373

Таблица 124[2]

Моменты инерции (brutto) пары горизонтальных листов шириною 100 *мм* в *дм*⁴ относительно горизонтальной главной оси

Толщина горизонт. листов *мм*	Высота вертикальной стенки *мм*													
	300	400	500	600	700	800	900	1 000	1 100	1 200	1 300	1 400	1 500	1 600
8	0,3795	0,6666	1,032	1,478	2,005	2,611	3,297	4,064	4,911	5,837	6,844	7,930	9,096	10,343
9	0,4298	0,7530	1,166	1,669	2,262	2,945	3,718	4,581	5,535	6,578	7,711	8,934	10,247	11,650
10	0,4807	0,8410	1,301	1,861	2,521	3,281	4,141	5,101	6,161	7,321	8,581	9,941	11,401	12,961
11	0,5322	0,9290	1,436	2,053	2,781	3,618	4,565	5,622	6,789	8,036	9,453	10,950	12,557	14,274
12	0,5843	1,009	1,573	2,248	3,042	3,957	4,991	6,145	7,420	8,814	10,328	11,963	13,717	15,592
13	0,6372	1,109	1,711	2,443	3,305	4,297	5,419	6,670	8,052	9,564	11,210	12,978	14,879	16,912
14	0,6936	1,200	1,850	2,639	3,569	4,639	5,848	7,198	8,687	10,317	12,086	13,996	16,046	18,235
15	0,7448	1,292	1,990	2,837	3,835	4,982	6,280	7,727	9,325	11,072	12,970	15,017	17,217	19,562
16	0,7995	1,385	2,131	3,036	4,102	5,328	6,713	8,259	9,964	11,830	13,856	16,041	18,387	20,892
18	0,9111	1,573	2,416	3,438	4,641	6,023	7,585	9,328	10,250	13,353	15,635	18,097	20,740	23,562
20	1,025	1,765	2,705	3,845	5,185	6,725	8,465	10,405	12,545	14,885	17,425	20,165	23,105	26,245
22	1,142	1,961	2,999	4,257	5,736	7,434	9,353	11,491	13,847	14,428	19,226	22,245	25,483	28,941
24	1,262	2,160	2,297	4,675	6,292	8 150	10,248	12,585	15,163	17,980	21,038	24,335	27,873	31,651
26	1,385	2,362	3,600	5,097	6,855	8,873	11,150	13,688	16,485	19,543	22,861	26,438	30,276	34,373
27	1,447	2,465	3,753	5,311	7,138	9,236	11,604	14,242	17,150	20,328	23,773	27,494	31,481	35,739
30	1,638	2,778	4,218	5,958	7,998	10,338	12,978	15,918	19,158	22,698	26,538	30,678	35 118	39,858
32	1,769	2,991	4,534	6,396	8,579	11,081	13,903	17,046	20,508	24,290	28,393	32,815	37,558	42,620
33	1,836	3,099	4,693	6,217	8,871	11,452	14,369	17,612	21,186	25,090	29,325	33,888	38,782	44 006
36	2,040	3,430	5,179	7,289	9,758	12,588	15,772	19,327	23,237	27,506	32,136	37,125	42,475	48,185
39	2,255	3,767	5,675	7,972	10,659	13,720	17,203	21,065	25,308	29,947	34,972	40,388	46,193	52,393
40	2,323	3,883	5,843	8,203	10,963	14,123	17,683	21,642	26,003	30,762	35,923	41,483	47,443	53,803
44	2,618	4,351	6,525	9,138	12,192	15,666	19,619	24,037	28,806	34,060	39,754	45,887	52,461	59,474
45	2,693	4,471	6,698	9,376	12,503	16,081	20,108	24,585	29,511	34,890	40,716	46,996	53,723	60,902
48	2,925	4,835	7,226	9,997	13,447	17,277	21,587	26,378	31,648	37,399	43,629	50,339	57,529	65,200
50	3,083	5,083	7,583	0,583	14,083	18,123	22,583	27,583	33,083	39,063	45,583	52,583	60,083	68,083
52	3,245	5,335	7,946	1,176	14,727	18,897	23,387	28 798	34,528	40,779	47,549	54,839	62,649	70,980
55	3,493	5,721	8,498	1,837	15,703	20,129	25,108	30,636	36,713	43,341	50,518	58,246	66,523	75,351

[1] Заимствовано из таблиц проф. Е. О. Патона.
[2] То же.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 125

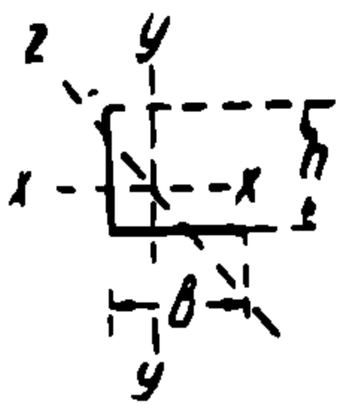
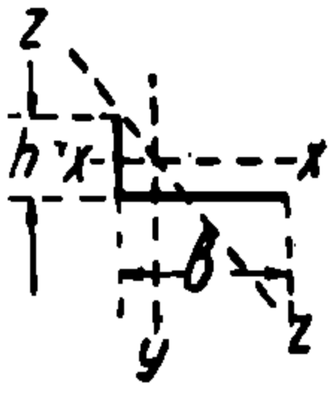
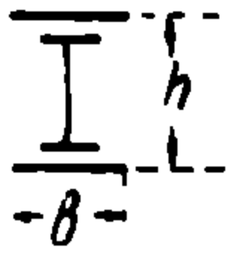
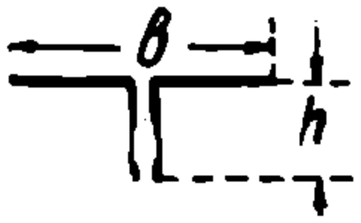
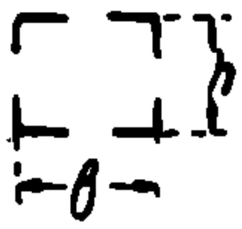
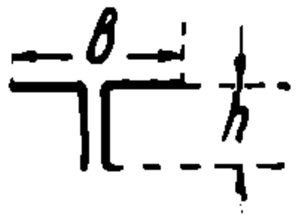
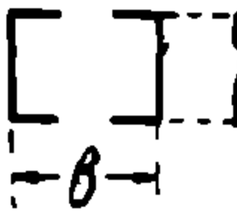
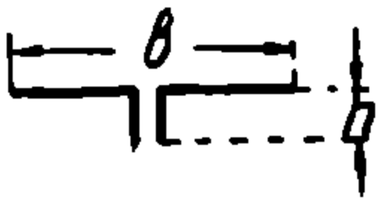
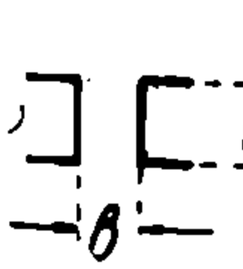
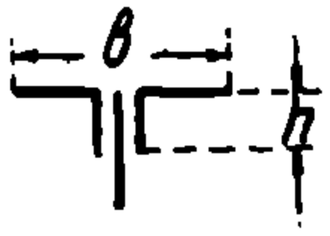
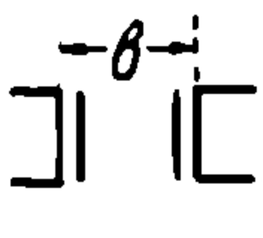
Моменты инерции брутто четырех равнобоких уголков в *дм*⁴ относительно горизонтальной главной оси

Размеры уголков *мм*		Высота вертикальной стенки *мм*													
		300	400	500	600	700	800	900	1 000	1 100	1 200	1 300	1 400	1 500	1 600
75	8	0,7834	1,488	2,423	3,587	4,981	6,603	8,455	10,537	12,848	15,388	18,158	21,157	24,386	27,844
	10	0,9516	1,815	2,961	5,388	6,092	8,085	10,361	12,912	15,759	18,873	22,278	25,969	30,004	34,174
	12	1,110	2,124	3,472	5,153	7,167	9,515	12,196	15,211	18,569	22,240	26,255	30,603	35,286	40,300
80	8	0,826	1,575	2,569	3,808	5,293	7,023	8,999	11,220	13,686	16,397	19,355	22,557	26,005	29,686
	10	1,004	1,920	3,138	4,659	6,482	8,607	11,034	13,764	16,795	20,129	23,765	27,704	31,944	36,487
	12	1,173	2,252	3,689	5,482	7,633	10,141	13,007	16,230	19,810	23,748	28,043	32,609	37,612	42,973
90	10	1,108	2,129	3,495	5,202	7,252	9,645	12,380	15,458	18,879	22,642	26,748	31,196	35,987	41,080
	12	1,295	2,499	4,109	6,125	8,547	11,375	14,608	18,247	22,292	26,743	31,600	36,862	42,530	48,604
	14	1,468	2,853	4,699	7,013	9,788	10,513	16,753	20,932	24,587	30,728	35,403	42,367	48,873	55,828
100	10	1,208	2.334	3,843	5,735	8,011	10,670	13,713	17,139	20,949	25,141	29,718	34,607	40,020	45,747
	12	1,414	2,741	4,523	6,760	9,451	12,597	16,197	20,252	24,762	29,726	35,145	41,018	47,346	54,129
	14	1,609	3,133	5,177	7,748	10,843	14,462	18,605	23,272	28,464	34,180	40,420	47,181	54,473	62 286
	16	1,794	3,505	5,811	8,766	12,195	16,275	20,947	26,215	32,069	38,518	45,559	53,193	61,419	70,236
120	10	—	2.707	4,486	6,730	9,437	12,607	16,241	20,338	24,899	29,923	35,411	41,363	47,778	54,657
	12	—	3,184	5.288	7,939	11,147	14,903	19,210	24,069	29,476	35,437	41,948	49,009	56,621	64,784
	14	—	3,644	6,073	9,119	12,813	17,143	22,109	27,712	33,952	40,827	48,339	56,488	65,272	74,694
	16	—	4,085	6,815	10,268	14,435	19,330	24,942	31,275	38,327	46,100	54,594	63,808	73,742	84,397
130	10	—	—	4,798	7,217	10,030	13,547	17,488	21,934	26,873	32,316	38,263	44,714	52,274	59,129
	12	—	—	5,660	8,529	11,996	16,032	20,682	25,955	31,803	38,202	45,308	52,919	61,188	69,960
	14	—	—	6,488	9,777	13,768	18,930	23,825	29,868	36,658	44,140	52,260	61,114	70,605	80,830
	16	—	—	7,280	11,010	15,515	20,930	26,878	33,738	41,382	49,810	59,024	69,022	79,805	91,373
140	12	—	—	6.009	9,066	12,770	17.122	22,121	27,767	34,062	41,003	48,592	56,828	65,712	75,242
	14	—	—	6,897	10,422	14,697	19,718	25,491	32,012	39,282	47,301	56,068	65,585	75,851	86,866
	16	—	—	7,760	11,742	16,571	25,250	28,779	36,157	44,381	53,460	63,385	74,159	85,782	98,253
150	12	—	—	—	—	13,478	18,163	23,464	29,531	36,218	43,689	51,757	60,214	69,714	79,878
	14	—	—	—	—	15,586	20,947	27,098	34,069	42,006	50,425	59,812	70,003	81,000	92,695
	16	—	—	—	—	17,677	23,765	30,769	38,689	47,521	57,276	67,944	79,527	92,027	105,444
	18	—	—	—	—	19,563	26,330	34,118	42,889	52,762	63,616	75,493	88,392	102,310	117,255

РЕПОЗИТОРИЙ БНТУ ДНЭЖТ

Таблица 126

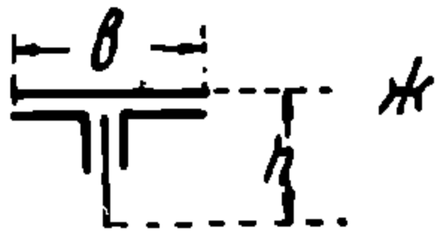
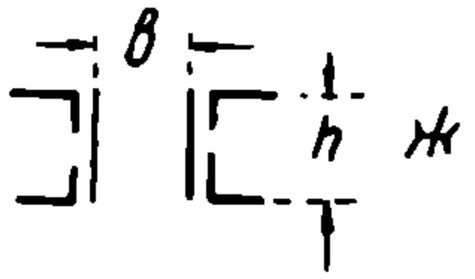
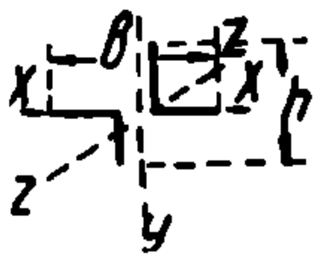
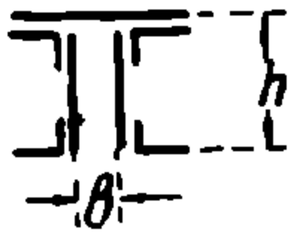
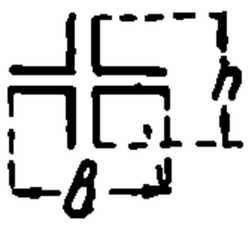
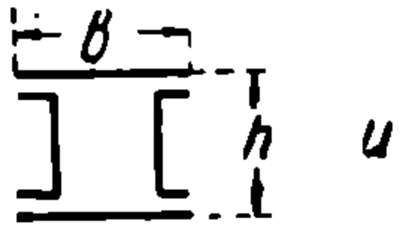
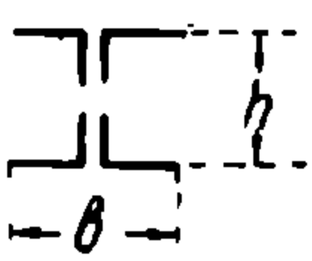
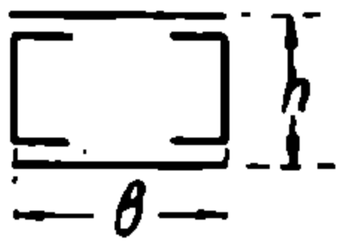
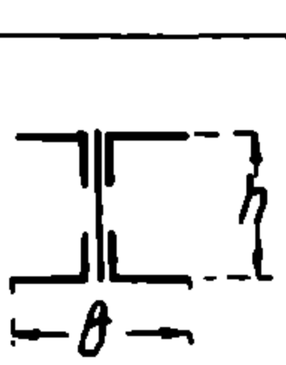
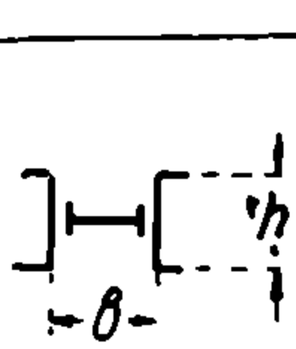
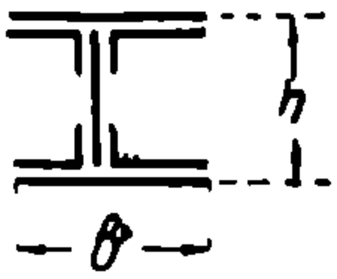
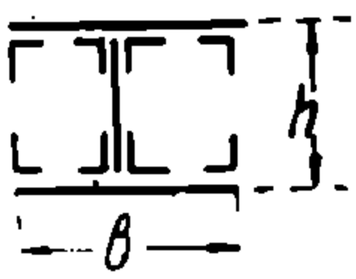
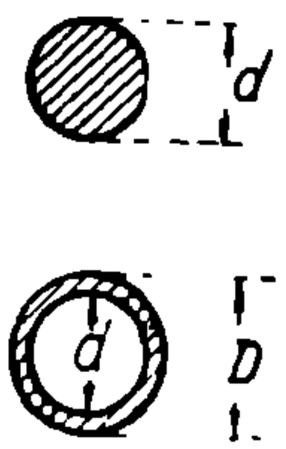
Приблизительные величины радиусов инерции для различных видов сечений[1]

Вид сечения и номер фигур	Радиусы инерции			Вид сечения и номер фигур	Радиус инерции	
	$\frac{r_x}{h}$	$\frac{r_y}{b}$	r_z		$\frac{r_x}{h}$	$\frac{r_y}{b}$
 а	0,30	0,30	$0{,}195h$	 а	0,39	0,20
 б	0,28	0,32	$0{,}18\frac{h+b}{2}$	 б	0,42	0,22
 в	0,30	0,215		 в	0,43	0,43
 г	0,32	0,20		 г	0,38	0,44
 д	0,28	0,24		 д	0,38	0,60
 е	0,30	0,17		 е	0,35	0,56

[1] Заимствовано из книги: Е. О. Патон и В. Н. Горбунов — „Стальные мосты", т. I.

НТБ ДНУЖТ

Таблица 126 (продолжение)

Вид сечения и номер фигур	Радиус инерции $\frac{r_x}{h}$	Радиус инерции $\frac{r_y}{b}$	Радиус инерции r_z	Вид сечения и номер фигур	Радиус инерции $\frac{r_x}{h}$	Радиус инерции $\frac{r_y}{b_1}$
 ж	0,26	0,21		 ж	0,37	0,54
 з	0,21	0,21	0,185h	 з	0,39	0,53
 и	0,21	0,211		 и	0,44	0,32
 к	0,45	0,21		 к	0,44	0,38
 л	0,40	0,21		 л	0,32	0,58
 м	0,45	0,235		 м	0,29	0,29
 н	0,44	0,28		 п	$0,35\frac{d+D}{2}$	$0,25d$

НТБ ДНУЖТ

116. Данные о весе железных мостов

Таблица 127

Вес мостов на автогужевых дорогах при езде по низу с тротуарами на консолях, кроме оговоренных особо в примечаниях

Система ферм	Тип одежды и настила	Пролет $\frac{M}{l}$	Отношение пролета к высоте $\frac{l}{h}$	Ширина м: проезда b	между фермами в свету B	каждого тротуара t	Вес металла кг на 1 м² на ширину B: балки проезжей части	B: связь между фермами	B: тротуары	$B+2t$: фермы	$B+2t$: опорные части	Всего металла	Вес настила (без металла) кг на 1 м² на ширину B: проезд	$2t$: тротуар	Полная постоянная нагрузка кг/м² на полезной ширине $B+2t$	Временная нагрузка	Конструктивный коэффициент фермы	Примечание
БАЛОЧНЫЕ РАЗРЕЗНЫЕ ФЕРМЫ																		
Параллельные пояса, треугольная решетка с дополнительными стойками	Двойной досчатый настил . .	52,5	7,5	6,5	7,0	1,5	93	48,4	62	94	3,7	238	173	67	362	Н8 1931 г.	—	
То же	То же	52,5	6,5	5,5	6,5	1,4	205	67	—	163	9,5	361	—	—	515	0 1927 „	—	
Полигональные, решетка та же	Досчатый настил	64	6,0	5,5	6,5	1,25	123	46	78	160	9,6	313	166	98	443	1 1927 „	2,51	
То же	Шебеночн. слой 22 *см* на ж.-б плите 17 *см*	66	6,6	5,5	6,5	нет	141	56	—	233	12	448	848	—	1 240	1 1927 „	—	без тротуаров
То же	Двойной досчатый настил . .	72	6	7,25	8,55	2,0	161	61	87	206	14	400	250	195	607	0 1927 „	—	
Параллельные пояса, решетка та же	Доски на ребро .	73	7	7,5	8,7	1,5	92	45	70	179	7,1	306	237	99	485	1 1927 „	2,28	
То же	Двойной досчатый настил . .	81,6	6,23	5,6	6,48	1,69	172	87	74	262	10	468	204	90	615	1 1922 „	—	тротуары внутри ферм
То же	То же .	83,0	7,2	6,5	7,21	1,50	113	49	64	136	7	262	183	43	380	Н8 1931 „	—	
То же	То же	90	6,9	5,5	7,00	0,75	111	40	—	237	—	388	178	—	565	Н10 1931 „	—	
То же	Доски на ребро .	154	6,55	7,5	8,8	1,5	130	93	104	406	10	609	293	96	821	1 1927 „	2,07	

НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА ДВЕНАДЦАТАЯ

НОРМЫ И ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

117. Допускаемые напряжения

Таблица 128

Допускаемые напряжения в бетонных сооружениях

Род напряжения	Величина в долях от R_{28}	Допускаемые напряжения в $кг/см^2$ при R_{28}					
		170	130	110	90	65	45
Сжатие осевое и при изгибе:							
а) основное	0,35	60	45	38	31	23	16
б) с учетом ветра или температуры	0,42	70	55	46	38	27	19
в) с учетом ветра и температуры	0,49	84	64	54	44	32	22
г) с учетом ветра, температуры, усадки и других воздействий .	0,56	95	73	62	50	37	25
Растяжение и скалывание при изгибе и неравномерном сжатии, а также кручении:							
а) основное	0,04	7	5	4,5	3,5	2,5	2
б) с учетом ветра или температуры	0,05	8,5	6,5	5,5	4,5	3,5	2,5
в) с учетом ветра и температуры	0,06	10	8	6,5	5,5	4	2,5
г) с учетом ветра, температуры, усадки и других воздействий	0,07	12	9	7,5	6,5	4,5	3
Срез непосредственный . .	0,07	12	9	7,5	6,5	4,5	3

Таблица 129

Коэфициенты φ

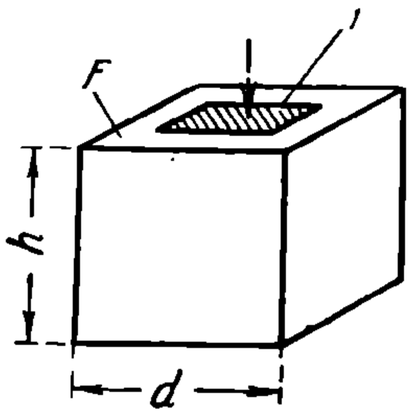
$\frac{l}{h}$	$\frac{l}{d}$	Процентное содержание железа					
		0,5 %	1 %	1,5 %	2 %	2,5 %	3,0 %
14	12,12	1,03	1,02	1,01	1,00	1,00	1,00
16	13,86	1,13	1,11	1,09	1,08	1,07	1,06
18	15,59	1,24	1,21	1,19	1,17	1,16	1,15
20	17,32	1,35	1,32	1,30	1,28	1,26	1,25
22	19,05	1,49	1,45	1,42	1,39	1,37	1,36
24	20,78	1,63	1,58	1,55	1,52	1,49	1,47
26	22,52	1,79	1,73	1,69	1,66	1,63	1,60
28	24,25	1,95	1,89	1,85	1,81	1,77	1,74
30	25,98	2,14	2,07	2,01	1,97	1,93	1,90

НТБ ДНУЖТ

Таблица 130

Допускаемые напряжения в бетоне в железобетонных конструкциях

Род напряжения	Величина в долях от R_{28}	Допускаемые напряжения $кг/см^2$ при R_{28}				
		210	170	130	110	90
Сжатие осевое при $\frac{l}{h} < 14$.	0,40	85	68	52	45	35
Сжатие при изгибе [1]:						
а) основное	0,45	95	75	60	50	40
б) с учетом ветра или температуры .	0,55	115	95	70	60	50
в) с учетом ветра и температуры . . .	0,65	135	110	86	70	60
г) с учетом ветра, температуры, усадки и других воздействий	0,70	145	120	90	75	65
Скалывание (главные растягивающие напряжения), при которых не требуется хомутов и косых стержней . .	0,04	8,4	6,8	5,2	4,4	3,6
Предельные скалывающие (главные растягивающие) напряжения	0,10	21	17	13	11	9
Скалывающие напряжения, передаваемые на бетон по всей длине эпюры	0,025	5	4	3	2,5	2
Срез между полкой таврового сечения и ребром	0,06	12,5	10	7,5	6,5	5,5
Сцепление между бетоном и арматурой при круглых стержнях (при диаметре арматуры меньше 25 *мм* проверки на сцепление не требуется)	0,045	9,5	7,5	6	5	4
Растяжение осевое (в стенках резервуара)	0,12	25	20	15	13	11
Смятие местное при $h < d$ (F — полная площадь сечения, F_1 — площадь давления — см. фиг. 292) . .	$0{,}40\sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$85\sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$68\sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$52\sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$45\sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	$35\sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$



Фиг. 292.

[1] При проверке на сжатие сечений, имеющих в зоне растянутых волокон плиту, все допускаемые напряжения повышаются на 0,10 R_{28}, т. е. соответственно на 21, 17, 13, 11 и 9.

НТБ ДНУЖТ

Допускаемые напряжения в арматуре

Сталь 2 и сталь 3

1. Растяжение и сжатие главной арматуры, косых стержней и хомутов:

Основное	1 250 *кг/см²*
При учете температуры или ветра .	1 400 *кг/см²*
При учете температуры и ветра	1 500 *кг/см²*
При учете температуры, ветра, усадки и пр. воздействий . . .	1 600 *кг/см²*
2. Срезывающие напряжения	1 000 *кг/см²*

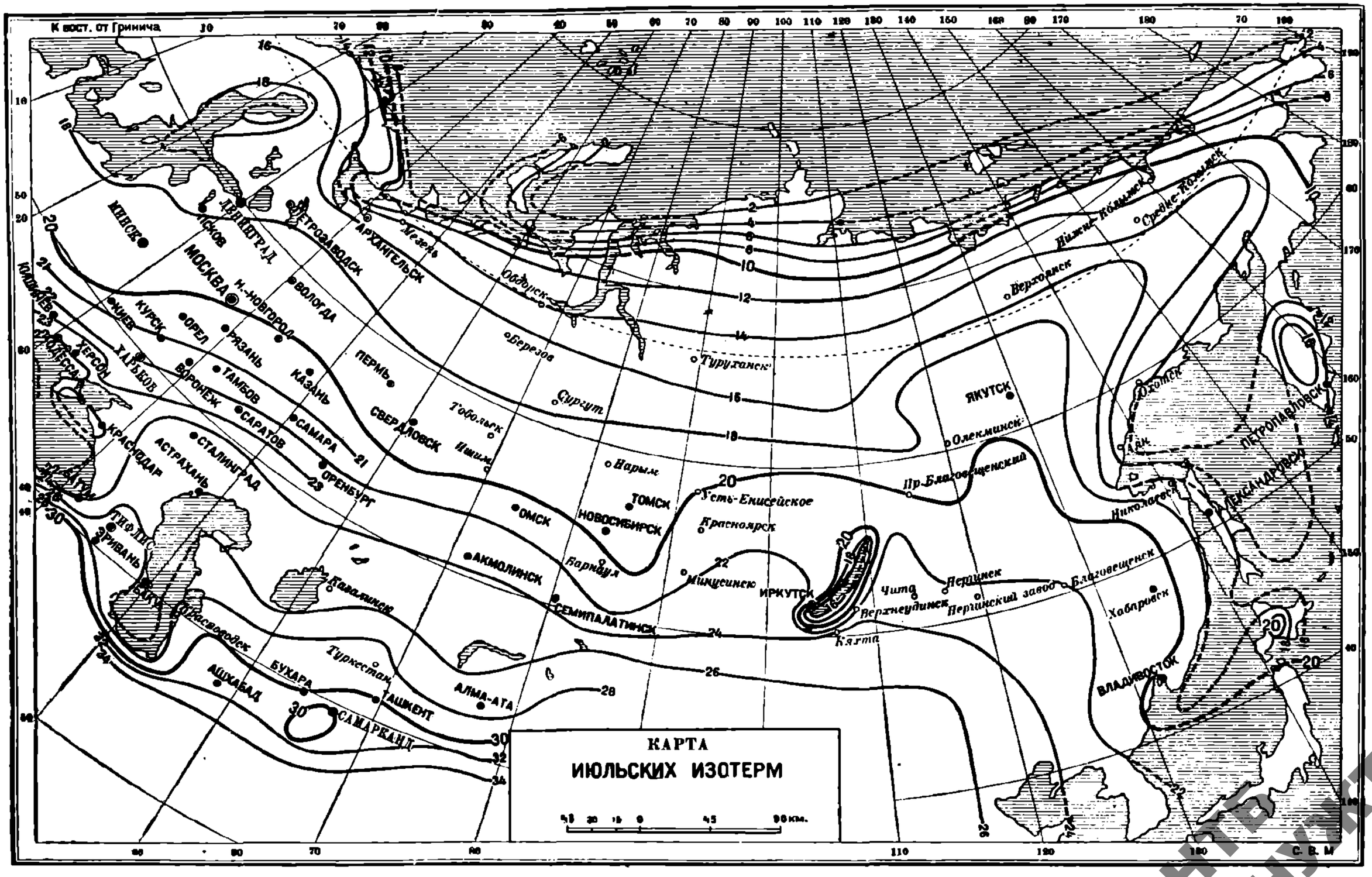
118. Правила расчета температуры. Влияние температуры и усадки должно приниматься в расчет для статически неопределимых систем при длине их более 15 *м*.

Расчетная разность температуры для оси сооружения определяется в зависимости от климата местности, размеров и конструкции сооружения и температуры окончания бетонирования. Климатические условия местности определяются по данным ближайших метеорологических станций.

Расчетная температура оси конструкции определяется по январской и июльской изотермам на основании таблиц 131—133. Наивысшая (+) и наинизшая (—) расчетные температуры воздуха принимаются в соответствии с климатическими условиями по картам изотерм (фиг. 293—294).

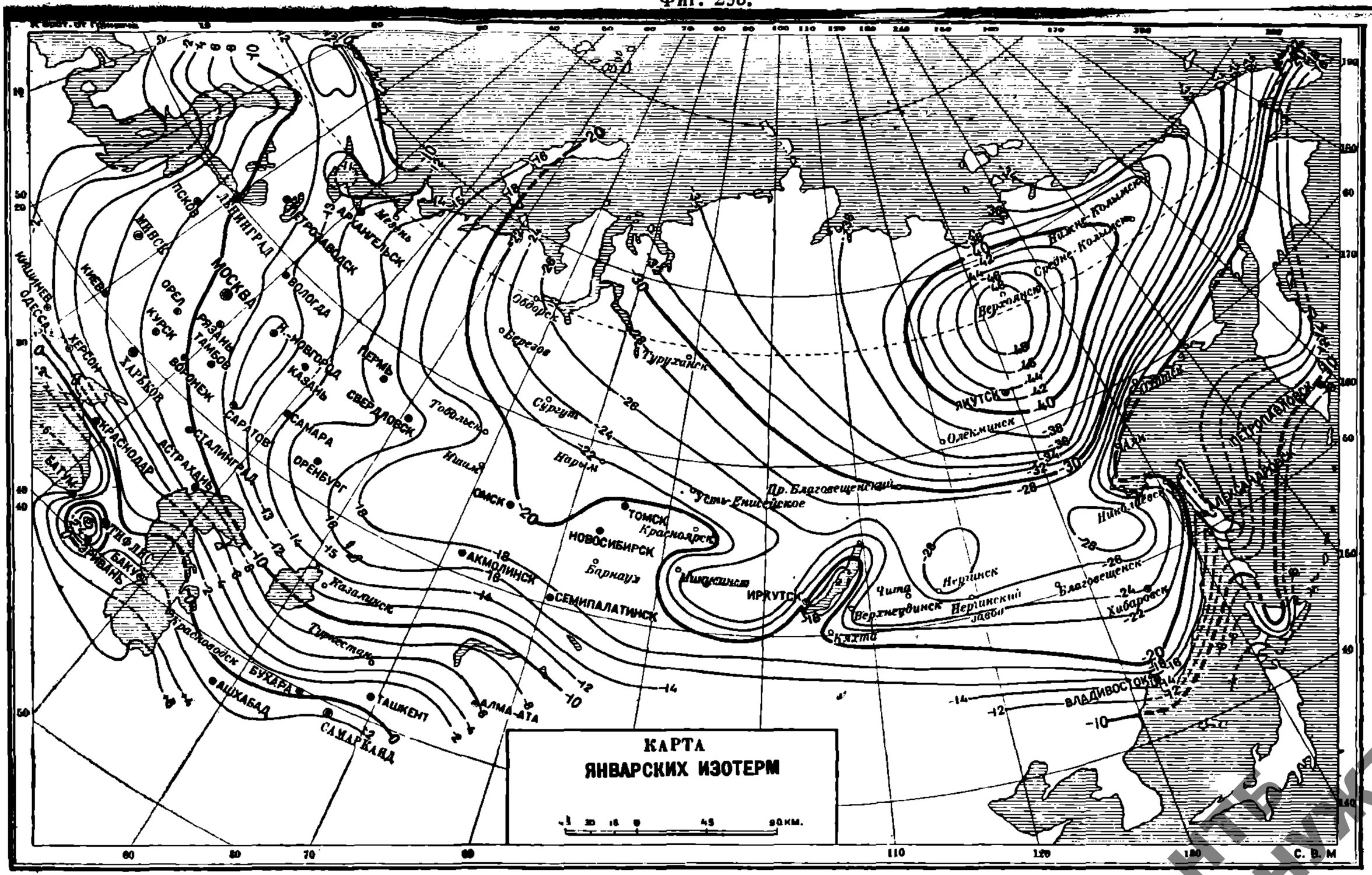
Температура замыкания конструкции принимается, в зависимости от климата местности, равной от +5° С до +15° С. Если замыкание конструкции производится меньше чем через месяц, то расчетная температура замыкания увеличивается на 5, 10 или 15° С соответственно со средней толщиной конструкции 0,5 *м*, 1 или 2 *м* и более. Влияние усадки бетона приравнивается добавочному понижению температуры на 15° С.

НТБ ДНУЖТ


К вост. от Гринича
МИНСК
ЛЕНИНГРАД
ПСКОВ
ПЕТРОЗАВОДСК
АРХАНГЕЛЬСК
МОСКВА
ВОЛОГДА
Мезень
Обдорск
Березов
Сургут
Туруханск
Нижне-Колымск
Среднe-Колымск
Верхоянск
Охотск
ПЕТРОПАВЛОВСК
КИЕВ
ЖИТОМИР
КУРСК
ОРЕЛ
РЯЗАНЬ
М.-НОВГОРОД
ПЕРМЬ
ТОБОЛЬСК
Ишим
Нарым
ТОМСК
Усть-Енисейское
Пр. Благовещенский
ЯКУТСК
Олекминск
Николаевск
ОДЕССА
ХЕРСОН
ХАРЬКОВ
ВОРОНЕЖ
ТАМБОВ
САРАТОВ
САМАРА
СВЕРДЛОВСК
ОРЕНБУРГ
ОМСК
НОВОСИБИРСК
Красноярск
КРАСНОДАР
АСТРАХАНЬ
СТАЛИНГРАД
ТИФЛИС
ЭРИВАНЬ
АКМОЛИНСК
Барнаул
Минусинск
ИРКУТСК
Чита
Верхнеудинск
Нерчинск
Нерчинский завод
Благовещенск
Хабаровск
ВЛАДИВОСТОК
Каякан
Каркаралинск
СЕМИПАЛАТИНСК
Кяхта
Туркестан
ТАШКЕНТ
АЛМА-АТА
ФРУНЗЕ
ПЕВЕК
АШХАБАД
БУХАРА
САМАРКАНД
КАРТА
ИЮЛЬСКИХ ИЗОТЕРМ
С. В. М

Фиг. 293.

Фиг. 293.



Фиг. 294.

Таблица 131

Температура оси конструкций, подверженных влиянию наружного воздуха с двух сторон

Изотермы	Толщина конструкции *м*						
	до 0,8	1,2	1,6	2,0	3,0	4,0	5,0
	Наинизшая						
Верхоянск	— 53	— 51	— 50	— 48	— 45	— 41	— 38
Якутск	— 47	— 45	— 43	— 42	— 38	— 34	— 31
Олекминск	— 42	— 38	— 35	— 34	— 31	— 28	— 25
30	— 34	— 31	— 29	— 28	— 26	— 24	— 22
25	— 30	— 27	— 24	— 23	— 21	— 20	— 18
20	— 25	— 22	— 20	— 18	— 17	— 15	— 14
15	— 20	— 18	— 16	— 14	— 12	— 11	— 10
10	— 15	— 13	— 11	— 9	— 8	— 7	— 6
5	— 9	— 7	— 6	— 5	— 4	— 3	— 2
0	— 3	— 2	— 2	— 1	— 1	— 0	— 0
	Наивысшая						
Кола	17	15	13	12	10	10	9
15	18	17	15	14	14	11	10
20	22	20	20	19	18	16	15
25	25	25	21	24	23	22	20
Ташкент	28	27	27	27	26	24	22

Таблица 132

Температура оси конструкций, подверженных влиянию наружного воздуха с четырех сторон

Изотермы	Сечение конструкции *м*				
	до 0,8 × 0,8	1,2 × 1,2	1,6 × 1,6	2,0 × 2,0	3,0 × 3,0
	Наинизшая				
Верхоянск	— 55	— 53	— 52	— 50	— 49
Якутск	— 50	— 48	— 45	— 44	— 41
Олекминск	— 45	— 42	— 40	— 37	— 34
30	— 40	— 35	— 33	— 30	— 28
25	— 33	— 30	— 27	— 26	— 23
20	— 29	— 25	— 23	— 21	— 19
15	— 23	— 20	— 18	— 17	— 14
10	— 18	— 15	— 14	— 12	— 9
5	— 12	— 9	— 7	— 7	— 5
0	— 4	— 3	— 2	— 2	— 1
	Наивысшая				
Кола	18	17	16	15	12
15	19	18	17	16	14
20	22	21	21	20	19
15	26	26	25	25	24
Ташкент	29	28	28	27	26

НТБ ДИУЖТ

Таблица 133

Температура оси сводов с забуткой в ключе толщиной 1 *м*

Изотермы	Толщина сводов *м*				
	до 0,8	1,2	1,6	2,0	3,0
	Наинизшая				
Верхоянск .	— 49	— 49	— 46	— 45	— 42
Якутск .	— 42	— 41	— 39	— 39	— 35
Олекминск	— 34	— 34	— 33	— 31	— 30
30 . .	— 29	— 23	— 27	— 26	— 24
25 . .	— 24	— 23	— 22	— 21	— 19
20 . .	— 20	— 19	— 18	— 17	— 15
15 .	— 15	— 14	— 13	— 12	— 11
10 . .	— 11	— 9	— 9	— 8	— 7
5 . .	— 6	— 5	— 4	— 4	— 3
0 . .	— 2	— 1	— 1	— 1	— 0
	Наивысшая				
Кола .	13	11	11	11	9
15	15	13	13	12	11
20 . .	19	19	18	18	16
25 . .	24	25	23	23	21
Ташкент . .	27	26	26	25	24

Таблица 134

Средняя толщина свода (арки) *м*	Срок выдержки свода по окончании бетонирования до замыкания в месяцах			
	0	1	2	3
	Градусы Цельсия			
0,5 .	5	0	—	—
1 .	10	0	—	—
2 .	15	5	0	—
и более .	20	10	5	0

НТБ ДНУЖТ

119. Таблицы для подбора сечений

Таблиц 135

Круглое железо

Диаметр		Площадь поперечного сечения	Вес погонного метра	Диаметр		Площадь поперечного сечения	Вес погонного метра
в *мм*	в дюймах	*мм²*	*кг*	в *мм*	в дюймах	*мм²*	*кг*
8		0,50	0,39	—	1 1/2	11,40	8,95
—	3/8	0,71	0,56	39		11,95	9,38
10		0,79	0,62	—	1 5/8	13,37	10,50
11		0,95	0,75	42		13,85	10,88
12		1,13	0,89	45		15,90	12,48
—	1/2	1,27	1,00	48		18,10	14,21
14		1,54	1,21	—	2	20,27	15,91
15		1,77	1,39	52		21,24	16,67
16		2,01	1,58	56		24,63	19,33
17		2,27	1,78	60		28,27	22,20
18		2,54	2,00	65		33,18	26,05
19		2,84	2,23	70		38,48	30,21
20		3,14	2,46	75		44,18	34,68
21		3,46	2,72	80		50,27	39,46
22		3,80	2,98	85		56,75	44,54
24		4,52	3,55	90		63,62	49,94
—	1	5,07	3,98	95		70,88	55,64
27		5,73	4,49	100		78,54	61,65
—	1 1/8	6,42	5,04	110		95,03	74,60
30		7,07	5,55	120		113,10	88,78
	1 1/4	7,92	6,22	130		132,73	104,19
33		8,55	6,72	140		153,94	120,84
36		10,18	7,99	150		176,62	138,72

НТБ ДНУЖТ

Таблица 137

Расчеты железобетонных сечений с симметричной арматурой, подверженных эксцентрично приложенной силе по формулам:

$$e=\frac{M}{N};\quad h_1=6e\alpha;\quad \sigma_b=\beta\frac{N}{3eb};\quad n=E_f:E_b=15;\quad f_1=f=\mu bh_1;\quad m=\frac{h_1-x}{x_1}$$

m	$\mu=0{,}002$		$\mu=0{,}0025$		$\mu=0{,}003$		$\mu=0{,}004$		$\mu=0{,}005$		$\mu=0{,}0075$		$\mu=0{,}010$		$\mu=0{,}015$		$\mu=0{,}020$		$\frac{x}{h_1}$
	α	β	α	β	α	β		β		β		β	α	β		β	α	β	
2,0	0,207	17,6	0,180	22,20	0,153	26,8	0,115	40,8	0,086	63,3	0,039	239	—	—	—	—	—	—	1,33
1,8	0,234	13,8	0,207	16,50	0,181	19,3	0,143	26,8	0,114	36,9	0,066	86,2	0,035	243	—	—	—	—	0,36
1,6	0,263	10,9	0,237	12,60	0,212	14,3	0,174	18,4	0,144	23,9	0,096	41,9	0,064	76,4	0,026	362,58	0,0017	9 140,0	0,38
1,4	0,294	8,66	0,270	9,68	0,247	10,7	0,209	13,0	0,180	15,6	0,129	23,6	0,097	38,8	0,057	73,95	0,033	167,3	0,42
1,2	0,329	6,87	0,306	7,48	0,283	8,10	0,247	9,40	0,219	10,8	0,168	14,5	0,135	18,8	0,093	29,51	0,068	43,7	0,45
1,0	0,360	5,44	0,345	5,80	0,33	6,16	0,30	6,88	0,26	7,60	0,21	9,40	0,17	11,2	0,135	14,80	0,109	18,40	0,50
0,9	0,39	4,80	0,37	5,08	0,35	5,35	0,32	6,00	0,29	6,40	0,24	7,65	0,20	8,90	0,159	11,01	0,13	12,94	0,52
0,8	0,41	4,25	0,39	4,45	0,37	4,65	0,34	5,10	0,31	5,45	0,26	6,30	0,23	7,10	0,186	8,35	0,16	9,39	0,55
0,7	0,44	3,70	0,42	3,84	0,40	4,05	0,36	4,40	0,34	5,60	0,29	5,18	0,26	5,70	0,215	6,45	0,19	7,00	0,59
0,6	0,48	3,20	0,45	3,34	0,43	3,49	0,40	3,69	0,37	3,85	0,33	4,22	0,29	4,59	0,247	5,02	0,22	5,31	0,62
0,5	0,51	2,82	0,49	2,91	0,47	3,00	0,44	3,15	0,41	3,26	0,37	3,50	0,33	3,70	0,284	3,95	0,25	4,08	0,67
0,4	0,56	2,41	0,53	2,47	0,52	2,54	0,48	2,64	0,46	2,72	0,42	2,86	0,39	2,99	0,325	3,12	0,29	3,16	0,71
0,3	0,61	2,05	0,58	2,09	0,56	2,14	0,53	2,20	0,51	2,25	0,46	2,33	0,43	2,40	0,377	2,45	0,34	2,45	0,77
0,2	0,67	1,70	0,65	1,72	0,63	1,75	0,59	1,79	0,57	1,82	0,52	1,87	0,49	1,91	0,437	1,92	0,40	1,90	0,83
0,1	0,76	1,36	0,73	1,38	0,70	1,40	0,68	1,42	0,65	1,44	0,61	1,47	0,57	1,49	0,513	1,48	0,48	1,45	0,91
0,0	0,90	1,04	0,87	1,05	0,85	1,07	0,81	1,08	0,78	1,10	0,72	1,12	0,68	1,13	0,617	1,12	0,57	1,08	1,00

Обозначения см. таблицу 136

НТБ ДНУЖТ

Расчеты железобетонных сечений с несимметричной арматурой,

$$e=\frac{M}{N};\ h_1=6ea;\ \sigma_b=\beta\frac{N}{3eb};\ \sigma_e=mn\sigma_b;$$

m	$\mu=0{,}002$		$\mu=0{,}0025$		$\mu=0{,}004$		$\mu=0{,}0050$		$\mu=0{,}006$		$\mu=0{,}0075$	
	α	β	α	β		β	α	β	α	β	α	β
2,0	0,198	20,7	0,165	27,48	0,091	71,4	0,057	162,10	0,030	530	—	—
1,8	0,227	15,8	0,197	19,43	0,122	40,6	0,088	70,40	0,060	136	0,026	599,00
1,6	0,257	12,2	0,228	14,58	0,156	25,3	0,122	37,38	0,090	57,2	0,060	121,06
1,4	0,291	9,46	0,262	10,91	0,195	16,6	0,160	22,15	0,132	29,7	0,098	47,62
1,2	0,328	7,38	0,302	8,25	0,237	11,4	0,203	14,04	0,176	17,3	0,142	23,76
1,0	0,370	5,75	0,346	6,26	0,286	7,95	0,254	9,27	0,227	10,8	0,193	13,40
0,9	0,394	5,09	0,371	5,44	0,314	6,78	0,232	7,67	0,256	8,90	0,221	10,35
0,8	0,419	4,44	0,397	4,72	0,342	5,62	0,312	6,27	0,286	6,96	0,253	8,09
0,7	0,449	3,90	0,427	4,08	0,377	4,79	0,345	5,21	0,323	5,77	0,288	6,38
0,6	0,479	3,37	0,462	3,51	0,412	3,96	0,333	4,29	0,360	4,58	0,328	5,06
0,5	0,520	2,92	0,499	3,01	0,457	3,35	0,427	3,51	0,407	3,79	0,373	4,02
0,4	0,561	2,48	0,445	2,54	0,502	2,74	0,477	2,87	0,455	3,10	0,426	3,18
0,3	0,624	2,09	0,602	2,12	0,570	2,27	0,538	2,32	0,525	2,44	0,489	2,51
0,2	0,688	1,71	0,674	1,75	0,638	1,80	0,616	1,85	0,596	1,89	0,569	1,95
0,1	0,816	1,37	0,776	1,37	0,768	1,42	0,721	1,43	0,727	1,48	0,776	1,48
0,00	0,945	1,03	0,933	1,04	0,898	1,05	0,878	1,06	0,858	1,07	0,833	1,08

Обозначения: M — изгибающий момент; N — продольная сила; e — эксцентриситет-ной грани сечения; b — ширина сечения; f — площадь растянутой арматуры; f_1 — то же

НТБ ДНУЖТ

Таблица 136

подвергающихся эксцентрично приложенной силе по формулам:

$n = E_f$; $F_b = 15$; $f_1 = vf = \frac{1}{2} f$; $f = \mu b h_1$; $m = \frac{h_1 - x}{x}$

$\mu = 0{,}008$		$\mu = 0{,}010$		$\mu = 0{,}012$		$\mu = 0{,}015$		$\mu = 0{,}020$		$\frac{x}{h_1}$
α	β		β	α	β	α	β	α	β	
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,33
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,36
0,051	163	0,020	921	—	—	—	—	—	—	0,38
0,088	56,3	0,056	121	0,031	344	0,0027	18 820,00	—	—	0,42
0,131	26,5	0,099	41,5	0,076	64,6	0,043	152,90	0,009	3 361,00	0,45
0,183	14,4	0,149	19,2	0,122	25,6	0,091	40,40	0,054	92,50	0,50
0,213	11,4	0,179	14,7	0,151	17,4	0,119	24,30	0,081	43,22	0,52
0,244	8,49	0,210	10,2	1,182	12,2	0,150	15,85	0,111	24,10	0,55
0,281	6,85	0,248	8,00	0,218	8,89	0,186	10,85	0,144	14,77	0,59
0,319	5,22	0,286	5,89	0,258	6,58	0,225	7,67	0,184	9,63	0,62
0,368	4,23	0,335	4,69	0,304	4,93	0,271	5,54	0,153	6,55	0,67
0,417	3,25	0,385	3,49	0,358	3,72	0,325	4,05	0,282	4,57	0,71
0,484	2,61	0,457	2,76	0,423	2,81	0,390	2,98	0,347	3,25	0,77
0,552	1,97	0,530	2,04	0,504	2,11	0,471	2,19	0,427	2,31	0,83
0,688	1,52	0,661	1,57	0,611	1,55	0,578	1,59	0,533	1,63	0,91
0,824	1,08	0,793	1,10	0,765	1,10	0,731	1,12	0,684	1,12	1,00

$h_1 = h - a$ — рабочая высота сечения от центра вытянутой арматуры до противоположсжатой.

НТБ ДНУЖТ

Основные данные для рамных мостов по

Габарит Г4, нагрузка Н8. Тип конструкции см. фиг. 189; отверстие моста считается в свету

Число пролетов	Отверстие моста	Высота насыпи	Полная длина моста	Расчетн. пролет l_0	Длина консоли l_1	Толщина плиты	Высота ригеля			Ширина ригеля b_0	Сечение стоек d	Объем железобетона			
							посредине пролета h	на опорах h_1	на конце консоли h_2			в рамах	в проезжей части	в распорках	в фундаменте
	м	м	м	м	м	м	м	м	м	м	м	м³	м³	м³	м³
1	4	4	13,00	8,00	2,50	0,19	0,75	1,00	0,50	0,40	$\frac{0,40}{0,40}$	10,91	15,63	3,75	7,16
1	6	4	15,00	9,00	3,00	0,19	0,80	1,15	0,50	0,40	$\frac{0,45}{0,40}$	13,20	18,03	4,27	10,80
1	8	4	17,00	10,5	3,25	0,19	0,90	1,30	0,60	0,45	$\frac{0,45}{0,45}$	18,02	20,11	4,27	10,28
3	10	4	19,70	5,40	1,75	0,19	0,60	0,90	0,50	0,35	$\frac{0,35}{0,35}$	13,00	24,05	5,76	13,04
3	12	4	21,70	6,00	1,85	0,19	0,65	0,95	0,50	0,35	$\frac{0,35}{0,35}$	15,38	26,50	5,76	12,18
3	16	4	25,80	7,10	2,25	0,19	0,70	1,00	0,50	0,35	$\frac{0,40}{0,35}$	18,52	31,50	5,76	16,00
3	20	4	29,80	8,20	2,60	0,19	0,80	1,20	0,60	0,40	$\frac{0,40}{0,40}$	26,37	35,82	6,80	18,80
4	24	4	34,20	7,40	2,30	0,19	0,70	1,05	0,50	0,35	$\frac{0,40}{0,35}$	24,45	41,76	6,76	20,90
1	6	6	19,00	12,00	3,50	0,19	0,90	1,30	0,60	0,50	$\frac{0,50}{0,50}$	25,54	22,12	4,27	12,00
3	10	6	23,80	6,50	2,15	0,19	0,70	1,00	0,50	0 40	$\frac{0,40}{0,40}$	22,59	28,61	5,76	17,28
4	24	6	38,00	8,20	2,60	0,19	0,80	1,20	0,60	0,40	$\frac{0,40}{0,40}$	36,64	45,68	8,07	23,50

НТБ ДНУЖТ

Таблица 140

типовым проектам Цудортранса

между подошвами конусов. Главных рам 2 с расстоянием между осями их 3,30 *м*

Вес металла-процентное содержание				Всего		Материала на 1 $м^2$ перекрытия поверхности		$\frac{l_1}{l_0}$	$\frac{h}{l_0}$	$\frac{b_0}{h}$	$\frac{d}{h}$
в рамах	в проезжей части	в распорках	в фундаменте	бетона	металла	бетона	металла				
кг / %	кг / %	кг / %	кг / %	$м^3$	$м^3$	$м^3$	кг				
1956 / 2,28	1785 / 1,45	774 / 2,63	502 / 0,89	37,45	50,17	0,443	59,4	1 / 3,20	1 / 10,7	1 / 1,87	1 / 1,87
2073 / 2,0	2053 / 1,45	815 / 2,43	666 / 0,79	46,30	56,07	0,475	57,5	1 / 3,0	1 / 11,2	1 / 2	1 / 2
2773 / 1,96	2313 / 1,46	815 / 2,43	666 / 0,83	52,68	65,67	0,467	59,5	1 / 3,24	1 / 11,7	1 / 2	1 / 2
2205 / 2,16	2682 / 1,42	1062 / 2,35	849 / 0,83	55,85	67,98	0,437	53,10	1 / 3,09	1 / 9	1 / 1,71	1 / 1,71
2266 / 1,88	2369 / 1,43	1062 / 2,35	850 / 0,90	59,82	71,47	0,425	50,7	1 / 3,24	1 / 9,2	1 / 1,86	1 / 1,86
2967 / 2,04	3507 / 1,42	1062 / 2,35	1045 / 0,83	71,78	85,81	0,428	51,1	1 / 3,15	1 / 10,1	1 / 2	1 / 1,75
3687 / 1,78	4056 / 1,44	1144 / 2,14	1174 / 0,80	87,79	110,61	0,453	51,8	1 / 3,15	1 / 10,2	1 / 2	1 / 2
4112 / 2,14	4651 / 1,42	1206 / 2,27	1334 / 0,81	93,87	113,03	0,421	50,8	1 / 3,22	1 / 10,6	1 / 2	1 / 1,75
3364 / 1,69	2594 / 1,49	815 / 2,43	772 / 0,82	63,93	75,45	0,518	61,1	1 / 3,43	1 / 12	1 / 2	1 / 2
2687 / 1,52	3244 / 1,45	1062 / 2,34	998 / 0,73	74,24	79,91	0,479	51,5	1 / 3,02	1 / 9,3	1 / 1,75	1 / 1,75
4821 / 1,62	5157 / 1,44	1708 / 2,06	1511 / 0,82	113,89	127,97	0,460	51,70	1 / 3,15	1 / 10,2	1 / 2	1 / 2

НТБ ДНУЖТ

120. Данные о количестве материалов для железобетонных мостов

Таблица 138

Объем бетона и вес железа в плитных пролетных строениях мостов под автогужевую дорогу по типовым проектам Цудортранса при габарите Г4 1931 г. и нагрузке Н8

Отверстие в свету *м*	1	2	3	4
Объем бетона $м^3$	1,87	3,47	5,65	8,54
Вес железа *кг*	131	245	406	562

Таблица 139

Объем бетона и вес железа в ребристых пролетных строениях мостов под автогужевую дорогу по типовым проектам Цудортранса — габарит Г4, нагрузка Н8, допускаемые напряжения по единым нормам 1931 г.

Верхние числа для мостов со щебеночной одеждой, нижние — для мостов с асфальтобетонной одеждой. Тип конструкции по фиг. 169.

Отверстие в свету *м*	6	8	10	12
Объем бетона $м^3$	12,2 / 10,9	14,9 / 16,1	23,47 / 24,5	32,7 / 33,6
Вес железа *кг*	1 260 / 1 100	1 981 / 1 681	3 199 / 2 307	3 897 / 3 161

НТБ ДНУЖТ

ГЛАВА ТРИНАДЦАТАЯ

НОРМЫ И ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА КАМЕННЫХ МОСТОВ

121. Допускаемые напряжения для кладки

а) для кладки из штучного камня получистой тески, с временным сопротивлением сжатию не менее 800 *кг/см*², при толщине швов не свыше 15 *мм* и толщине камня не меньше половины его длины, на цементном растворе состава не ниже 1:3 . . . . . 80 *кг/см*²

б) то же, но при временном сопротивлении камня 600 *кг/см*² . . . 65 „

в) для кладки из грубо околотых в правильную форму камней, с отношением размеров 3 : 1 и временным сопротивлением сжатию 450 *кг/см*², на цементном растворе состава не ниже 1 : 3 50

г) для кладки из отборного постелистого бутового камня в прикол, при толщине камней 20 *см* и составляющей не менее $^1/_4$ длины их, с временным сопротивлением сжатию не менее 350 *кг/см*², на цементном растворе состава не ниже 1 : 3 . 40
1 : 4 . 35
1 : 5 . 30
1 : 6 . 25

д) то же из обычного постелистого камня со средним временным сопротивлением около 350 *кг/см*² на растворе:

из портланд-цемента состава 1 : 3 30
„ „ „ 1 : 4 25
„ „ „ 1 : 6 15
„ роман-цемента состава 1 : 3 . 15
„ сложного „ 1 : 1 : 9 . 15
то же из известкового от 1 : 3 до 1 : 1 10

е) камень мягких пород со средним сопротивлением сжатию около 200 *кг/см*² на растворе:

из портланд-цемента состава 1 : 3 20
„ „ „ „ 1 : 4 15
„ „ „ „ 1 : 6 10
„ роман-цемента „ 1 : 3 10
сложного „ 1 : 1 9 10
известкового от 1 : 3 до 1 : 1 . 8

ж) для кирпичной кладки из кирпича повышенного качества (железняка), а также силикатного с временным сопротивлением не менее 120 *кг/см*² на растворе:

из портланд-цемента состава 1 : 3 20
„ „ „ 1 : 4 18
„ „ „ 1 : 6 16
„ „ „ 1 : 7 14
„ роман-цемента „ 1 : 3 16
„ сложного „ 1 : 1 : 9 16
„ известкового от 1 : 3 до 1 : 1 . 14

з) кладка из клинкера с временным сопротивлением не менее 250 *кг/см*² на растворе:

из портланд-цемента состава 1 : 3 35
„ 1 : 4 30
„ 1 : 6 25

Указанные напряжения принимаются при расчете на действие основных нагрузок. При учете дополнительных нагрузок они повышаются на 30%. Если кладка постоянно смачивается, то допускаемые напряжения уменьшаются на 15%.

НТБ ДНУЖТ

При расчете на равномерное сжатие допускаемые напряжения берутся в размере 0,80 указанных выше основных напряжений, допускаемое напряжение на растяжение при изгибе принимается 0,12 основного, но не более 5 *кг/см²*, на скалывание при изгибе 0,10 основного.

Расчетные напряжения не должны отличаться от допускаемого более чем на 10%.

Для отдельно стоящих столбов и стен, наименьший размер коих составляет $^1/_{3,5}$ высоты и меньше, допускаемые напряжения на сжатие уменьшаются путем умножения на коэфициент

$$0{,}40 + \frac{2h}{l},$$

где:

h — наименьший размер столба или толщина стены,
l — высота.

122. Объемные веса материалов

Кладка тесовая из гранита .	2 700	*кг/м³*
„ „ „ известняка . . .	. 2 500	„
„ „ песчаника обыкновенного .	2 400	„
„ „ „ „ очень плотного	2 600	
Кладка бутовая из гранита . . .	. 2 400	
„ тяжелого известняка .	. 2 300	
„ „ „ легкого известняка	. 2 000	
„ „ „ песчаника	. 2 200	
Кладка кирпичная из клинкера	. 1 900	
„ „ обыкновенного кирпича .	1 800	
„ „ „ пустотелого кирпича	1 300	
„ „ „ пористого кирпича . .	1 200	
„ „ „ пористого пустотелого кирпича .	. 1 000	
Бетон из гравия или щебня естественных каменных пород	2 200	
„ кирпичного щебня . . .	. 1 800	
„ шлаков доменных печей . .	1 600	
угольного шлака или пемзы	. 1 200	
„ „ коксовый	1 100	
Железобетон	. 2 400	
Щебень гранитный и гравий сырые	. 2 000	
„ „ сухие .	. 1 800	
„ кирпичный	1 200	
Растительная земля сырая	1 700	
„ „ сухая	1 500	
Песок, глина сухие	. 1 600	
„ „ сырые . .	2 000	
Шлак гранулированный	900	
Асфальт литой	. 1 500	
„ „ с крупным щебнем или прессованный	. 2 000	
Железо литое .	. 7 800	
Чугун	. 7 250	
Сосна	600	
Дуб	800	

НТБ ДНУЖТ

123. Данные объема материала для каменных мостов

Таблица 141

Объем кладки в каменных мостах под автогужевую дорогу по типовым проектам Цудортранса при ширине моста между перилами 5,5 *м* — числа без скобок и 6,5 *м* — числа в скобках

Подчеркнутые числа относятся к обоим случаям. Конструкция моста см. фиг. 246—247

Наименование частей	Отверстия *м*											
	4			6			8			10		
	Высота *м*											
	4	6	8	4	6	8	4	6	8	4	6	8
Щековые стенки в пролетном строении с карнизом	4,66	4,66	4,66	8,58	8,58	8,58	12,55	13,95	13,95	19,18	21,62	21,62
Свод	11,29 (13,39)	11,29 (13,39)	11,29 (13,39)	16,49 (19,50)	16,49 (19,50)	16,49 (19,50)	20,80 (24,60)	21,68 (25,70)	21,68 (25,70)	32 50 (38,50)	33,88 (40,10)	33,88 (40,10)
Итого пролетное строение	15,95 (18,05)	15,95 (18,05)	15,95 (18,05)	25,07 (28,08)	25,07 (28,08)	25,07 (28,08)	33,35 (37,15)	35,63 (39,65)	35,63 (39,65)	51,68 57,68)	55,50 (61,72)	55,50 (61,72)
Обратные стенки одного устоя с карнизом	13,49	24,30	40,53	15,67	27,72	45,91	16,64	31,34	51,47	19,13	35,42	57,49
	26,08 (30,90)	55,03 (65,20)	95,02 (112,50)	21,36 (25,30)	50,31 (59,60)	90,00 (106,50)	19,22 (22,80)	44,87 (53,00)	84,23 (100,00)	13,07 (15,50)	37,54 (44.40)	76,36 (90,50)
Полный объем одного устоя без фундамента	39,57 (44,39)	79,39 (89,56)	135,55 (153,03)	37,03 (40.97)	78,08 (87,32)	135,91 (152,41)	35,86 (39,44)	76,21 (84,34)	136,70 (151,47)	32,29 (34.63)	72,96 (79.82)	133,85 (147,99)
Объем фундамента одного устоя	39,44 (46,30)	47,56 (55,80)	58,00 (68,00)	40,60 (47,60)	48,72 (57,10)	59,16 (69,30)	42,34 (40,60)	50,46 (59,00)	60,90 (71,40)	44,08 (51.60)	52,20 (61,10)	62,64 (73,40)
Объем одного откосного крыла	2,48	6,75	13,32	2,48	6,75	13,32	2,48	6,75	13,32	2,48	6,75	13,32
Полный объем моста (пролетного строения с двумя устоями и четырьмя откосными крыльями) без фундаментов	105,01 (116,75)	201,73 (224,17)	340,39 (377.33)	108,85 (119,94)	208,13 (229,72)	350,17 (386,18)	114,99 (125,95)	215,05 (235,33)	360,31 (395,87)	126,00 (136,86)	228,42 (248.36)	376,48 (410,98)
То же с фундаментами по типовым чертежам	216,33 (241,79)	349,25 (390,17)	534,17 (591,22)	222,69 (247,58)	359,97 (398,32)	546,33 (602,62)	232,09 (257,59)	370,37 (407,73)	559,95 (616,51)	246,60 (272,50)	387,22 (424,96)	579,62 (635,60)

НЕ ПОДЛЕЖИТ ДНУЖТ

Таблица 142

Объем материалов для быков

Пролет в свету	Габарит	Высота насыпи 4 м				Высота насыпи 6 м				Высота насыпи 8 м			
		бутовая кладка м³			бетон м³	бутовая кладка м³			бетон м³	бутовая кладка м³			бетон м³
		фундамент	бык	общий объем	обделка цоколя	фундамент	бык	общий объем	обделка цоколя	фундамент	бык	общий объем	обделка цоколя
$L=4$ м	$Г_2$	56,45	27,96	84,41	0,174	63,90	58,94	122,84	0,226	77,75	98,53	176,28	0,286
	$Г_3$	50,25	24,81	75,06	0,174	57,50	52,36	109,86	0,226	67,25	87,74	154,99	0,286
	$Г_4$	47,50	23,18	60,68	0,174	54,90	49,07	103,97	0,226	62,70	82,73	145,42	0 286
	$Г_5$	42,10	20,03	62,13	0,174	48.90	42,59	91,49	0,226	56,10	72,23	128,33	0,286
$L=6$ м	$Г_2$	54,10	21,29	75,39	0,174	62,30	50,59	112,89	0,226	70,80	102,00	172,80	0,286
	$Г_3$	48,80	18,86	67,66	0,174	56,30	44,91	101,21	0,226	64,50	90,65	155,15	0,286
	$Г_4$	46,25	17,64	63,89	0,174	53,35	42,12	95,47	0,226	60,25	84,90	145,15	0,286
	$Г_5$	40,80	15,23	56,03	0,174	47,70	36,44	84,14	0,226	58,05	73,65	131,70	0,286
$L=8$ м.	$Г_2$	52,75	14,85	67,60	0,174	61,00	42,32	103,32	0,226	69,55	78,28	147,83	0,286
	$Г_3$	47,65	13,15	60,80	0,174	55,25	37,59	92,84	0,226	63,25	69,69	132 94	0,286
	$Г_4$	45,20	12,30	57,50	0,174	52,30	35,25	87,55	0,226	60,15	65,49	125,64	0,286
	$Г_5$	39,85	10,59	50,44	0,174	46,55	30,47	77,02	0,226	53,75	56,90	110,65	0,286
$L=10$ м.	$Г_2$	51,50	7,81	58,31	0,174	59,60	33,57	93,17	0,226	68,20	67,50	135,70	0,286
	$Г_3$	46,45	6,91	53,36	0,174	53,95	29,77	83,72	0,226	61,85	60,08	121,93	0,286
	$Г_4$	43,90	6,45	50,35	0,174	51,00	27,88	78.88	0,226	58,75	56,37	115,12	0,286
	$Г_5$	38,50	5,55	44,05	0,174	45,30	24,13	69,43	0,226	52,45	48,95	101,40	0,286

НТБ ДНУЖТ

Н. М. МИТРОПОЛЬСКИЙ — „Примеры проектирования мостов“
ЗАМЕЧЕННЫЕ ОПЕЧАТКИ И ИСПРАВЛЕНИЯ

Стр.	*Строка*	*Напечатано*	*Следует читать*
37	5—6 сверху	досками или толстыми брусьями	досками или тонкими брусьями
42	3 „	*кг/см*	*кг/см*
50	5 „	фиг. 22-*б*	фиг. 22-*в*
51	17 снизу	*кг/см*	*кг/см²*
52	15	$H = (500 + 425)$	$H = (400 + 425)$ Добавить примечание: „Для промежуточных опор распор от постоянной нагрузки не учитывается“.
75	11 снизу	7,5 *кг/см*	7,5 *кг/см²*
76	16 сверху	по соображениям	по сравнению
82	14 „	отверстием	от отверстия
87	10	$\frac{13\,900}{2 \cdot 3{,}5 \cdot 50}$	$\frac{13\,900}{2 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 60}$
91	1 снизу	$\frac{D}{\varphi F} = \frac{M}{W}\frac{R_d}{R_b} =$	$\frac{D}{\varphi F} + \frac{M}{W}\frac{R_d}{R_b} =$
92	фиг. 64-*б*	размер раскоса 18 × 18 *см* врубка 6 *см*	размер раскоса 20 × 20 *см* врубка 7 *см*
96	10 снизу	фиг. 67—69	фиг. 67—69 (см. вклейку)
93	1 сверху	22,8 *см*	22 × 8 *см*
100	18 „	22,5 *см*	22 × 5 *см*
109	18 „	d_2	d^2
138	фиг. 100		повернуть на 80°
139	12 снизу	проезжей части тротуаров	проезжей части и тротуаров
161	1	$\frac{\pi d^2}{4} = 0{,}8R$	$\frac{\pi d^2}{4} \cdot 0{,}8R$
176	7 „	фиг. 61*б*	фиг. 133*б*
183	3 „	проектируется	практикуется
186	4 сверху	30 и больше	30 или больше
202	7 „	42 866 *см*	42 866 *см⁴*
234	8 снизу	*кг/см*	*кгсм*
244	3 „	132	137
246	14	$\frac{2\,000}{2} = 1{,}575$	$\frac{2\,000}{2} \cdot 1{,}575$
247	18 сверху	$\frac{M}{\sigma_e Z}\ \frac{159\,700}{1\,250 \cdot 30}$	$\frac{M}{\sigma_e Z} = \frac{159\,700}{1\,250 \cdot 30}$
249	4 снизу	Mc_3	Mc_2
267	16 сверху	фиг. 189—191	фиг. 189—191 (фиг. 189*б* см. вклейку в конце книги)
295	14 снизу	60 × 60 *см*	60 × 65 *см*
299	12	$\left(\frac{1}{2} - x - \frac{d}{2}\right)$	$\left(\frac{l}{2} - x - \frac{d}{2}\right)$
311	2 сверху	16 1 *м*	16,4 *м*
340	14 снизу	Ix	Ea
340	12	$= 10\ m$	$= -10\ m$
341	15	$\frac{81}{9{,}85}$	$\frac{81}{0{,}85}$
343	7 сверху	законе распределения	законе распределения нагрузки
345	1 снизу	свай наиболее	свай у наиболее
377	6 сверху	$\left(\frac{r - y_0}{r} D - E\right)^4$	$\left(\frac{r - y_0}{r} D - E\right)$
391	18	$\frac{1}{3}\ \frac{4 + 1{,}4 + 4.4{,}1}{1{,}4 + 4}$	$\frac{1}{3} \cdot \frac{4^2 + 1{,}4^2 + 4 \cdot 1{,}4}{1{,}4 + 4}$
392	12	0,9 *кг/см²*	0,9 *кг/см²*
412	11	$y = \frac{a}{\xi}$	$y = \frac{c}{\xi}$
452	1	113. Данные о расходе материала надо перенести на стр. 453.	

НТБ ДНУЖТ

НТБ ДИУЖТ

План сопряжения поперечин

Примеры проектирования.

Фиг. 118 и 119.

Фасад

Разрез по оси пролетного строения

План верхних связей

План настилов и балочной клетки проезжей части

Верхние связи

Нижние связи

Подбалка 23×26 l=180

Прокладки связей 2×18; l=50

Прокладки связей 5×4; l=50

Прокладки верхнего пояса 5×26; l=40

Прокладки верхнего пояса 5×26; l=140

Прокладки нижнего пояса 5×26; l=50

Прокладка связей 2×18; l=500

Прокладка 24×18; l=50

Прокладка 24×18; l=25

Прокладка 5×26; l=140

Прокладка 5×26; l=40

Прокладка 2×5×14 l=40

Прокладки 5×14; l=40

Прокладки 4; l=100

Прокладка 4; l=40

Болт ф16; l=400

Болт ф16; l=450

Прижимной брус 14×14

(нижние продольные связи не показаны)

Поручень 14×14

Тротуарный настил 26×5

Колесоотб. брус 26×15

Верхний настил 26×5

Скобы прямые ф16; l=300

Скобы оборотные ф18; l=300

Доски решетки 22×5

Доски поясов 22×8

Раскосы 22×5

Ось моста

Ось ф

Шаг на ул

Фиг. 68.

НЕ ДЛЯ ДИУКТ

7 руб. 50 коп.

Переп. 1 руб.

Сканировала Тараненко Т. В.

НТБ ДНУЖТ