

4 р. 50 к.

Пер. 30 к.

Н. М. МИТРОПОЛЬСКИЙ

ПРИМЕРЫ
ПРОЕКТИРОВАНИЯ
МОСТОВ

1930

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО

НТБ
ДНУЖТ

Н. М. МИТРОПОЛЬСКИЙ

ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ

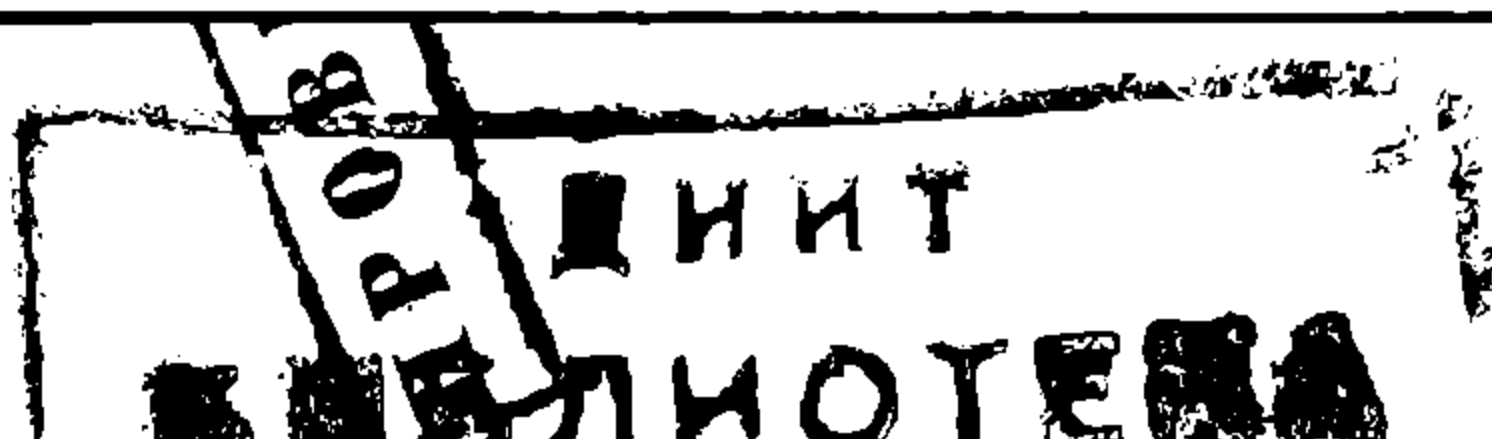
ЖЕЛЕЗНЫХ, ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ

*Научно-технической секцией Государственного
ученого совета допущено в качестве пособия
для высших технических учебных заведений*



1 9 3 0

**ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА—ЛЕНИНГРАД**



НТБ
ДНУЖТ

О Т П Е Ч А Т А Н О
в 1-й Образцовой типографии
Гиза. Москва, Валовая, 28.
Главлит А-41748. Н.60. Гиз 27802
Заказ № 1240. Тираж 4 000 экз.
20¹/₂ п. л.

НТБ
ДНУЖТ

ПРЕДИСЛОВИЕ

Проектирование мостов, как всякий процесс конкретного творчества, включает в себе целый 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 сборнике приведены примеры эскизных и детальных проектов: 1) железных мостов: балочных, сплошных и сквозных, и арочных под железную и обыкновенную дороги, 2) железо-бетонных балочных, арочных и рамных—также под железную и обыкновенную дороги и 3) каменных—под железную дорогу.

Из этого перечня видно, что автор стремился охватить по возможности все простейшие и обычные типы, кроме деревянных мостов, рассмотрение которых опущено по соображениям объема книги, имея в виду, что для них имеются недавно изданные специальные пособия в виде примеров расчета.

Рассмотренных примеров достаточно, чтобы выяснить общий ход проектирования мостов и приемы детального расчета их при том не-пременном 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 и в конечном счете зависит от вкуса, навыков и взглядов проектировщика. Таким образом в процессе проектирования моста можно различать следующие основные этапы: а) выбор основной схемы сооружения, б) разработка этой схемы в виде эскизного проекта, в) сравнение различных вариантов и выбор окончательного решения, г) составление детального проекта.

Первоначальный выбор основной схемы сооружения есть дело исключительно субъективное и прежде всего определяется объемом знаний проектировщика. Здесь поэтому может быть сделано одно только общее указание для начинающих: прежде чем приступить 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. Например, в излагаемых в настоящем руководстве примерах эскизного проектирования при первоначальном выборе схемы моста автор прежде всего останавливается на наиболее простом, шаблонном, решении и разрабатывает его 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, автор считает наиболее естественным, исходя из предпосылки, что всякая задача решена хорошо тогда, когда решена просто. Но могут быть, разумеется, и другие пути; некоторые проектировщики, например, исходят из наиболее оригинального (не шаблонного) решения и упрощают его только по необходимости. По мнению автора, этот путь более приемлем в области решения сложных мостовых проблем, где мостовая техника переходит в искусство, и по этому пути часто идут большие мастера — виртуозы

мостостроительства, давая иногда весьма неожиданные, смелые и изысканные решения.

Оба указанные пути, до известной степени противоположные, имеют все же один общий признак—они характеризуются некоторым, 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, так сказать, концентрический подход к выбору схемы сооружения. Прежде всего намечается целый большой круг самых разнообразных возможных решений. Уже при первом 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 несомненное 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 у начинающего проектировщика, во-первых, диапазон творческой фантазии не может быть велик; во-вторых, у него нет достаточных знаний и опыта для критического разбора и оценки отдельных вариантов. И то и другое ему надлежит еще приобрести, и, собственно говоря, само 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 мыслей подталкивает фантазию проектировщика к изобретательству и усовершенствованию конструкции и одновременно подводит под нее базу знаний, опыта и здравого смысла.

1** Митропольский, Н. М. Примеры проектирования

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 эксплуатационных удобств. Поэтому в процессе оформления задуманной схемы, другими словами, в разработке конструкции, 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 уже и известную последовательность разработки проекта. Таким образом 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 излагаемых ниже примерах эскизного проектирования автор и имеет целью оказать некоторую помощь начинающим проектировщикам в этой стадии работы.

После составления нескольких эскизных вариантов они подвергаются сравнительному анализу с точки зрения тех требований, которые предъявляются ко всякому сооружению. Здесь опять приобретают большое значение индивидуальные взгляды составителя проекта. В настоящем руководстве автор в отделе сравнения вариантов старался по возможности наметить 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 в технических условиях проектирования; описывать самый процесс разработки всех деталей конструкции 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.

Детальный расчет моста должен удовлетворять техническим условиям, отступать от которых без достаточных к тому оснований не следует. Технические условия проектирования мостов предполагают

или непосредственно указывают определенный метод расчета, в зависимости от которого назначаются и нормы проектирования. Поэтому здесь проектировщик весьма сильно связан и должен следовать некоторой общепринятой, более или менее шаблонной, схеме расчета. Кроме того, большое количество вычислительной работы требует, с своей стороны, определенного порядка в ходе вычислений, что значительно облегчает труд проектировщика. Таким образом здесь весьма уместно ознакомление с некоторыми примерами расчета.

По поводу изложенных в настоящем сборнике примеров проектирования необходимо заметить следующее. Эскизное проектирование представляет собой предварительную работу, выполняемую каждым проектировщиком единолично и не выносимую в процессе работы на общественное обсуждение. Известная субъективность в подходе к решению задачи не может быть при всем желании избегнута, и можно только требовать, чтобы методы решения были достаточно ясно и логично изложены и опирались на общепризнанные положения. Таким образом, имея в виду начинающего проектировщика, на первый план следует выдвинуть педагогические требования. Поэтому все примеры эскизного проектирования были составлены автором единолично специально для данного сборника, причем был использован опыт педагогической работы автора в Московском институте инженеров транспорта и в Московском Политехникуме, где автор руководит выпускными проектами по мостам на дорожном отделении, программа которого учитывалась при составлении сборника. При составлении проектов принимались последние нормы НКПС, за исключением нагрузок на мосты под обыкновенную дорогу (пример 5-й), которые приняты по нормам 1921 г., так как последние нормы 1927 г. были опубликованы после составления настоящего сборника.

Что касается отдела детального проектирования, то здесь дело обстоит несколько сложнее. Всякий детальный проект моста прежде его выполнения обсуждается коллегиально в нескольких инстанциях, критикуется, видоизменяется, так что субъективный характер проекта несколько корректируется общественно-объективным контролем. Такой проект, составленный к тому же по определенному производственному заданию, имеет конечно большую ценность по сравнению с составленным единолично специально для книги проектом, так как последний неминуемо носил бы на себе следы кабинетной отчужденности. Таким образом задача составителя сборника в части детального проектирования мостов состоит в подборе подходящих примеров и в некотором приспособлении их к педагогическим целям, если то необходимо по существу дела. Однако подбор примеров представляет в настоящее время значительные трудности потому, что, с одной

стороны, благодаря частому изменению норм проектирования нельзя использовать проекты, составленные на протяжении нескольких лет, а приходится ограничиваться проектами лишь самого последнего времени, а с другой стороны по чисто ведомственным причинам не всегда возможно получить желательные проекты. Поэтому автор считает своим приятным долгом выразить благодарность проф. В. И. Рудневу, инж. А. Н. Гениеву и инж. Н. О. Тер-Каралетову, предоставившим в распоряжение автора свои проекты и тем избавившим его от указанных выше затруднений. Проекты названных лиц вместе с собственными проектами автора позволили составить сборник по той программе, которая была намечена и которую автор считает целесообразной для приобретения первоначальных навыков проектирования мостов.

По поводу отдельных примеров заметим следующее.

В примере 3-м расчет сквозной балочной фермы железнодорожного моста был составлен по действующим ныне техническим условиям. Имея в виду, что в настоящее время разработан подробный проект новых технических условий для металлических железнодорожных мостов, который в скором времени будет утвержден¹⁾, а в основных своих частях уже и теперь проводится в жизнь, автор счел необходимым пересчитать указанный проект по этому проекту Т. У. так как он вводит более современные методы расчета. По той же причине для сплошной фермы, конструкция которой заимствована из типовых чертежей, расчет был составлен заново автором по новому проекту Т. У.

В примере 4-м арочный мост под обыкновенную дорогу рассчитан по нагрузкам НКПС от 1921 г., так как последние нормы 1927 г. были введены после составления примеров. Пересчитывать пример в порядке корректирования автор счел излишним по той причине, что изменение нагрузки ничем не влияет на самый ход расчета. Это же замечание относится и к примеру 7-у — железобетонного арочного моста под обыкновенную дорогу. Некоторое несоответствие нагрузок, принятых в примерах 5-м и 7-м, с последними нормами 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 нагрузок, не изменяя методов расчета, устраняет возможность злоупотребления числовыми данными.

¹⁾ Во время печатания сборника этот проект Т. У. был утвержден некоторыми изменениями. В дальнейшем эти изменения оговорены.

Эти соображения автор высказывает не для того, чтобы оправдать некоторую устарелость принятых нагрузок для мостов под обыкновенную дорогу, что объясняется причинами, указанными выше и, вообще говоря, неустранимыми, а 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 руководством.

Автор.

Москва
15 I 1929 г.

НТБ
ДНУЖТ

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие

Стр.
III

I. ЖЕЛЕЗНЫЕ МОСТЫ

ГЛАВА ПЕРВАЯ ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 1. Составление эскиза железнодорожного моста малого отверстия

§ 1. Первый вариант: балочный мост	3
§ 2. Второй вариант: арочный мост	17
§ 3. Третий вариант: трехпролетный балочный мост с неразрезными фермами	29
§ 4. Сравнение вариантов .	36

Пример 2. Составление эскиза железнодорожного моста большого отверстия

§ 5. Первый вариант	38
§ 6. Второй вариант	45
§ 7. Последующие варианты .	46
§ 8. Сравнение вариантов	—

ГЛАВА ВТОРАЯ ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

Пример 3. Конструкция и расчет балочного железнодорожного моста

9. Общее описание моста	49

РАСЧЕТ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ СО СКВОЗНЫМИ ФЕРМАМИ
ЕЗДОЙ ПОНИЗУ РАСЧЕТНЫМ ПРОЛОТОМ 55,1 м.

§ 10. Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения	49

РАСЧЕТ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

§ 11. Расчет поперечин	51
§ 12. Продольные балки	52
§ 13. Связи между продольными балками .	56
§ 14. Поперечные балки	57

РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ ФЕРМ

§ 15. Основные размеры ферм	61
§ 16. Определение усилий в поясах ферм	63
§ 17. Определение усилий в раскосах	66
§ 18. Определение усилий в подвесках и стойках	69
§ 19. Определение напряжений в элементах фермы	69
§ 20. Расчет заклепок в соединениях элементов	75
§ 21. Соединительная решетка сжатых элементов	79
§ 22. Опорная рама .	81
§ 23. Связи между фермами .	85
§ 24. Опорные части ферм	87

Стр

РАСЧЕТ СПЛОШНОЙ ФЕРМЫ ПРОЛОТОМ 11,75 м ПРИ ЕЗДЕ
ПОВЕРХУ

§ 25. Основные размеры пролетного строения . . .	91
§ 26. Определение изгибающих моментов и поперечной силы	92
§ 27. Проверка напряжений в фермах	93
§ 28. Расчет заклепов	96

РАСЧЕТ ОБЫСННОГО УСТОЯ

§ 29. Очертание устоя и схема расчета	99
§ 30. Расчет прочности и устойчивости по сечению I	100
§ 31. Расчет прочности и устойчивости по сечению II	103
§ 32. Определение давления на грунт	107

*Пример 4. Конструкция и расчет арочного пролетного строения моста
под обыкновенную дорогу*

§ 33. Конструкция пролетного строения	110
§ 34. Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения .	112
§ 35. Расчет плиты	114
§ 36. Расчет продольных балок .	116
§ 37. Расчет поперечных балок .	120
§ 38. Расчет стоек	122

РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ АРОК

§ 39. Геометрические элементы арки	126
§ 40. Нагрузка главных арок	127
§ 41. Сечение арки	128
§ 42. Схема расчета арки и определение распора .	129
§ 43. Определение ядровых моментов от постоянной нагрузки .	134
§ 44. Определение ядровых моментов от временной нагрузки	
§ 45. Расчет напряжений от вертикальной нагрузки .	143
§ 46. Определение ядровых моментов от изменения температуры	144
§ 47. Заклепки в главных арках	146
§ 48. Расчет связей между арками	147
§ 49. Расчет опорной рамы	152

II. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

Глава третья ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 5. Составление эскиза железобетонного путепровода

§ 50. Первый вариант: — балочный мост	157
§ 51. Второй вариант: — рамный мост .	164
§ 52. Третий вариант: — арочный мост	179
§ 53. Сравнение вариантов	188

Глава четвертая ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

*Пример 6. Конструкция и расчет балочного пролетного строения под железную дорогу
для отверстия в свету 6,50 м.*

§ 54. Основные данные проекта	190
§ 55. Расчет плиты проезжей части	192
§ 56. Расчет бортовой балки	197
§ 57. Расчет консол, поддерживающей бортовую балку .	202

	Стр.
§ 58. Расчет тротуарной плиты .	204
§ 59. Расчет главных балок	—
§ 60. Расчет опорных частей .	209
<i>Пример 7. Конструкция и расчет арочного пролетного строения моста под обыкновенную дорогу отверстием 90 м.</i>	
§ 61. Основные данные проекта	210
Р а с ч е т г л а в н ы х а р о к	
§ 62. Геометрические размеры арки и схема расчета .	210
§ 63. Нагрузка средней арки	212
§ 64. Определение продольных сил от постоянной нагрузки	213
§ 65. Определение изгибающих моментов и продольных сил от временной нагрузки	214
§ 66. Расчет нормальных напряжений в сечениях арки .	218
§ 67. Расчет шарниров	221
III. КАМЕННЫЕ МОСТЫ	
Г л а в а п я т а я Э С К И З Н О Е П Р О Е К Т И Р О В А Н И Е	
<i>Пример 8. Составление эскиза моста под железную дорогу через улицу</i>	
§ 68. Первый вариант .	225
§ 69. Второй вариант	231
70. Сравнение вариантов .	236
Г л а в а ш е с т а я Д Е Т А Л Ь Н О Е П Р О Е К Т И Р О В А Н И Е	
<i>Пример 9. Конструкция и расчет моста под железную дорогу</i>	
§ 71. Описание моста .	238
Р а с ч е т п р о л е т н о г о с т р о е н и я	
§ 72. Расчет щековых стенок	238
§ 73. Геометрические элементы свода	240
§ 74. Схема расчета свода	241
§ 75. Определение лишних неизвестных при различных видах нагрузки .	242
§ 76. Расчетные формулы для влючевого и пятового сечений	252
§ 77. Определение напряжений в своде	257
Р а с ч е т у с т о е в	
§ 78. Основные данные и формулы для расчета	260
§ 79. Расчет передней стенки	264
§ 80. Расчет задней стенки .	271
П Р И Л О Ж Е Н И Я	
1. Нормы подвижной вертикальной нагрузки железнодорожных мостов	277
2. Нормы вертикальной нагрузки для мостов под обыкновенные дороги .	281
3. Постоянная нагрузка мостов	283
4. Нормы и таблицы для расчета металлических мостов	286
5. Нормы и таблицы для расчета железобетонных мостов	303
6. Нормы и таблицы для расчета каменных мостов и опор	314
7. Габарит приближения строений на железных дорогах нормальной колеи	318
8. Габариты ширины мостов под обыкновенную дорогу	—
9. Ориентировочная ведомость единичных цен .	320

ЧАСТЬ I
ЖЕЛЕЗНЫЕ МОСТЫ

НТБ
ДНУЖТ

НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА ПЕРВАЯ

ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 1. Составление эскиза железнодорожного моста малого отверстия

§ 1. Первый вариант. Балочный мост. Мост под один путь нормальной колеи. Нагрузка нормальным поездом „Н“. Грунт песчаный.

Местные данные (фиг. 1):

Отверстие $l_0 = 20$ м.

Высота насыпи (от межени до бровки) — 6 м.

Горизонт самых высоких вод (от межени) — 3 м.

Наиболее обычным решением при данных местных условиях является однопролетный балочный мост на каменных устоях с обратными стенками. Для выяснения *расположения пути* по верху или по низу прежде всего установим возможные *пределы конструктивной высоты*.

Согласно Т. У проектирования магистралей, низ пролетного строения должен возвышаться не менее чем на 0,75 м над горизонтом высоких вод, т. е. отметка его в данном случае должна быть не менее 3,75 м, считая от уровня межени.

Отметка головки рельса $= 6$ м (высота насыпи) $+ 0,50$ м (высота баластного слоя) $+ 0,14$ м (высота рельса т. 1-а) $= 6,64$ м.

Следовательно, наибольший предел конструктивной высоты моста

$$6,64 - 3,75 = 2,89 \text{ м.}$$

Предполагаем, что полотно моста состоит из деревянных подрельсовых поперечин, уложенных непосредственно по главным фермам. Это наиболее дешевая и обычная конструкция, которая в данном случае не вызывает существенных неудобств, так как мост расположен над рекой и нет прямой необходимости в создании сплошного настила и баластного слоя на мосту.

В таком случае возможная высота главных ферм составляет $2,89 - 0,14$ (высота рельса) $= 0,26$ (высота поперечины) $= 2,49 \approx 2,5$ м,

т. е. около $\frac{1}{8}$ расчетного пролета, который несколько больше отверстия $l_0 = 20$ м. Обычно высота сплошных ферм назначается от $\frac{1}{10}$ до $\frac{1}{6} l$. Следовательно, в данном случае возможно расположение пути по верху, на чем и останавливаемся.

Установив систему пролетного строения, переходим к определению генеральных размеров его.

Расчетный пролет l определяем по данному отверстию, руководствуясь для первого приближения формулой:

$$l = l_0 (1 + \beta),$$

где β имеет значения:

при $l_0 =$	10	20	30	60	90	120	160	200 м
$\beta =$	0,12	0,08	0,06	0,05	0,04	0,03	0,025	0,02

В данном случае

$$l = 20 \cdot 1,08 = 21,6 \text{ м.}$$

Придерживаясь стандартных размеров по нормам НКПС, примем величину расчетного пролета по табл. 2

$$l = 22 \text{ м.}$$

Эту величину необходимо проверить по более точной формуле для балочных мостов с вертикальными гранями устоев:

$$l = l_0 + a + 2c,$$

где a — длина подферменного камня вдоль пролета и c — величина обреза от грани подферменника до грани устоя (фиг. 1).

Размеры подферменного камня определяются по наибольшему опорному давлению фермы и допускаемому давлению на кладку. Число ферм принимаем, как обычно, две.

Опорное давление одной фермы от постоянной нагрузки (веса моста). Вес всего моста для пролета 22 м берем по графику (см. приложение III) 2,45 т/н. м.

На каждую из 2 ферм

$$p = 1\,225 \text{ кг/н. м.}$$

Следовательно,

$$A_p = 1\,225 \cdot \frac{22}{2} = 13\,500 \text{ кг.}$$

Опорное давление от поезда „Н“ определяем по эквивалентным нагрузкам. Согласно таблицам НКПС (см. приложение I), для линии влияния

ФАСАД БАЛОЧНОГО МОСТА

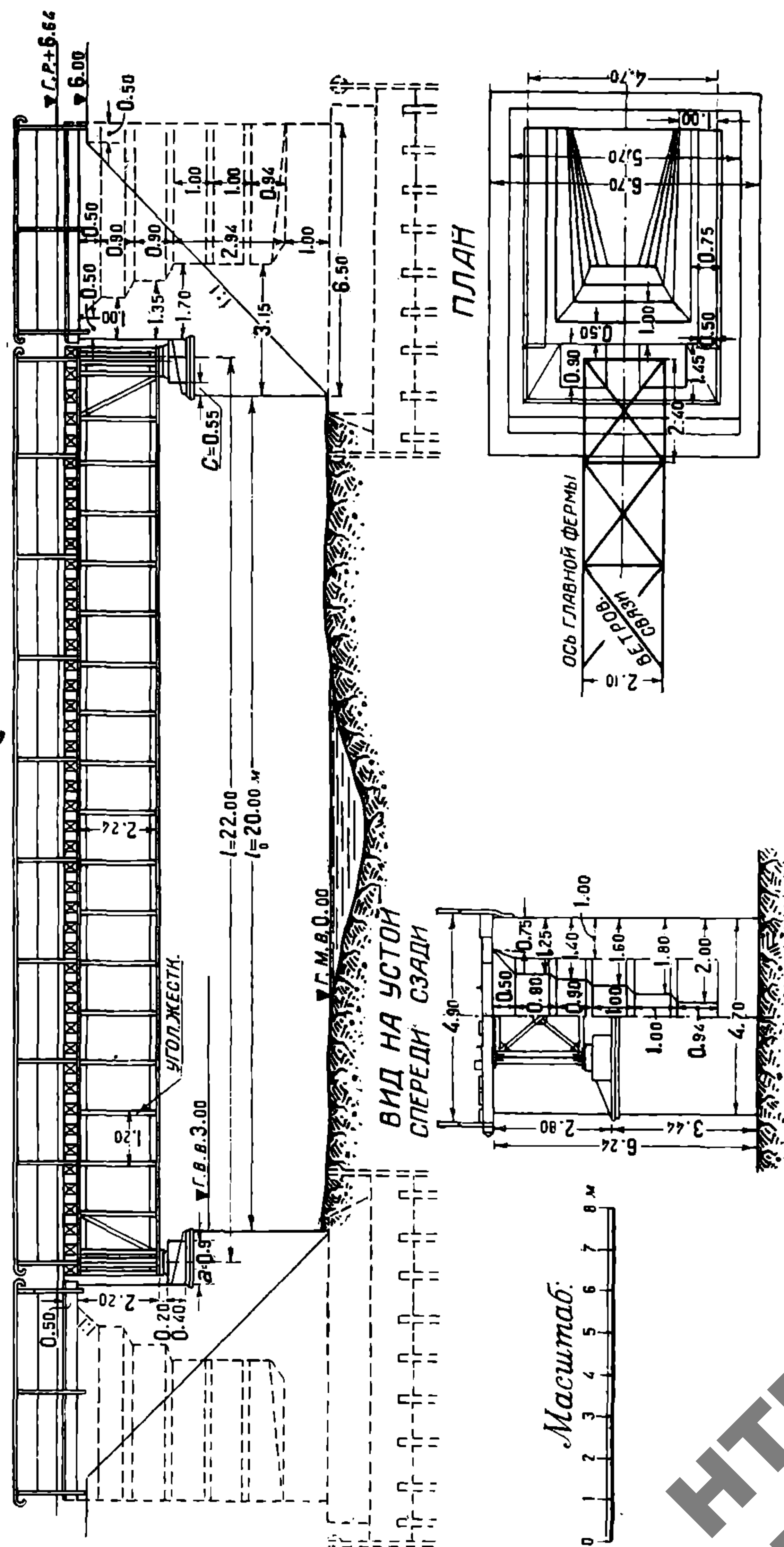


Fig. 1.

в виде прямоугольного треугольника эквивалентная нагрузка при длине загрузки 22 м для всего моста или двух ферм,

$$k = 15,6 \text{ т/п. м},$$

а для одной фермы

$$k = 7,8 \text{ т/м} = 7\,800 \text{ кг/м}.$$

Опорная реакция от временной нагрузки:

$$A_k = \frac{kl}{2} = 7\,800 \cdot 11 = 85\,800 \text{ кг}.$$

Полная опорная реакция:

$$A_p + A_k = 13\,500 + 85\,800 = 99\,300 \text{ кг}.$$

Допускаемое давление на кладку указано в табл. VIII приложения. При отсутствии прокладного ряда необходимая площадь подферменника

$$F = \frac{99\,300}{12} = 8\,280 \text{ см}^2.$$

При квадратном очертании подферменника длина его

$$a = \sqrt{8\,280} = 91 \text{ см}.$$

Принимаем размеры подферменника вдоль пролета 90 см и поперек 95 см. Тогда необходимая величина расчетного пролета, если величину обреза принять по 30 см,

$$20 + 0,9 + 2 \cdot 0,3 = 21,5 \text{ м}.$$

Таким образом, принимая по нормам НКПС величину пролета 22 м, мы можем сделать обрезы или размеры подферменника с запасом.

Высоту ферм назначим равной

$$h = 2,2 \text{ м} = \frac{1}{10} l.$$

Величину ее следует проверить на жесткость по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{5,5}{24} \frac{R}{E} \cdot \frac{k}{p+k} \frac{l}{h};$$

здесь $R = 1\,300 \text{ кг/см}^2$ —допускаемое напряжение,

$E = 21 \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2$ —модуль упругости мостового железа,

$p = 1\,225 \text{ кг/п. м}$ —постоянная нагрузка,

$k = 6\,973 \text{ кг/п. м}$ —временная нагрузка, эквивалентная поезду „Н“, установленному в положение, соответствующее наибольшему моменту по середине пролета, и определяемая по таблицам (см. приложение I);

f — упругий прогиб от временной нагрузки, который по Т. У не должен превышать $\frac{1}{750} l$.

Подставляя численные значения, имеем:

$$f = \frac{5,5}{24} \cdot \frac{1300}{21 \cdot 10^5} \cdot \frac{6973}{8198} \cdot \frac{22}{2,2} = 0,0012 < \frac{1}{750}.$$

Расстояние между фермами определяем из условия устойчивости пролетного строения на опрокидывание от действия ветра.

Наиболее опасным является обычно случай нахождения на мосту порожнего поездного состава.

Опрокидывающий момент на 1 м длины пролета (фиг. 2)

$$M_0 = 150 \frac{(2,2 + 0,4 + 3,0)^2}{2} = 2352 \text{ кг/м};$$

Здесь 150 кг/м² — единичное давление ветра,
2,2 м — высота главных ферм,
0,4 м — высота поперечин (0,26) +
+ рельс (0,14 м),
3,0 м — высота подвижного состава.

Удерживающий момент

$$M_y = (p + k) \frac{b}{2} = (2450 + 1000) \frac{b}{2} = 1775 \cdot b;$$

здесь: p — вес моста на 1 п. м,
 $k = 1000$ кг/м — вес порожних вагонов,
 b — расстояние между осями ферм.

Для устойчивости необходимо, чтобы

$$M_y = \xi M_0,$$

где $\xi = 1,4$ — коэффициент устойчивости*.

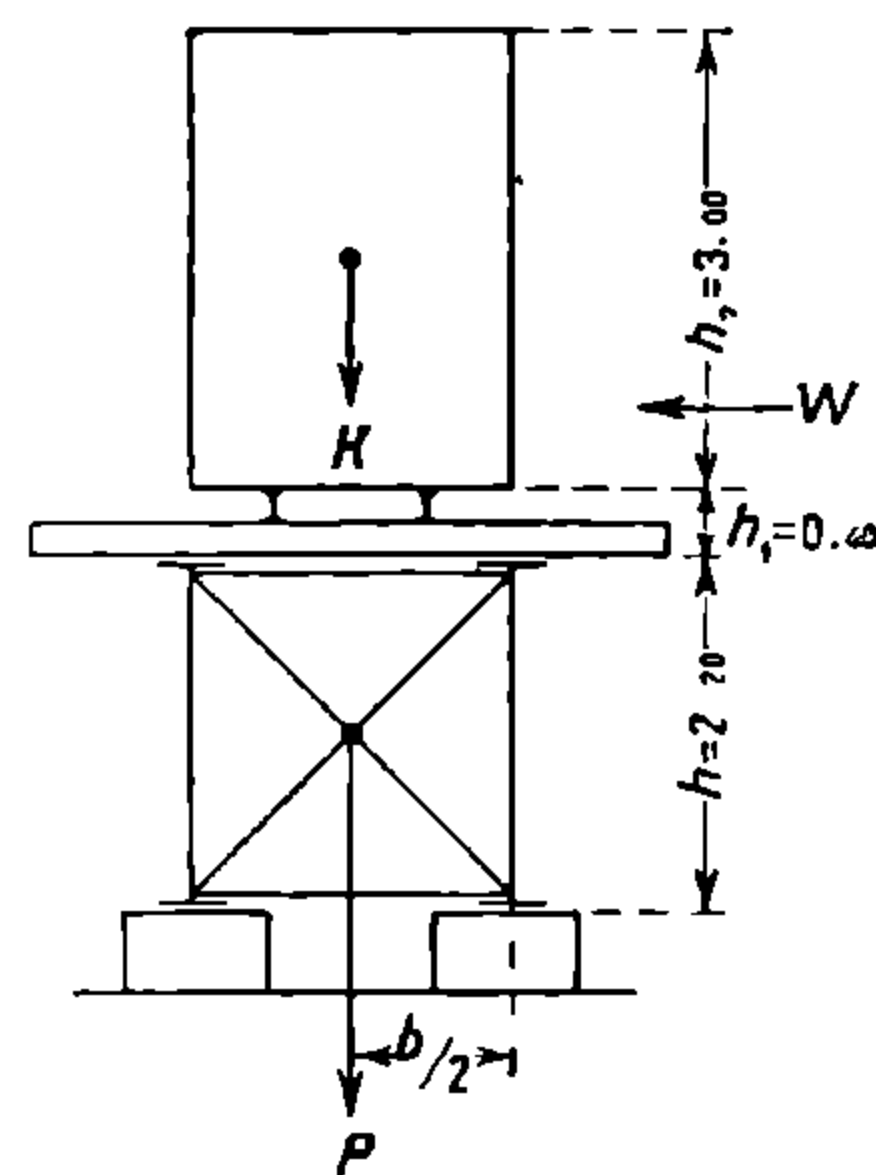
Отсюда наименьшее расстояние между осями ферм

$$b = \frac{2352 \cdot 1,4}{1775} = 1,86 \text{ м.}$$

Придерживаясь стандартных размеров НКПС по табл. 2, назначаем расстояние между осями ферм $b = 2,10$ м.

Сечение главных ферм принимаем двутавровое.

Высоту вертикальной стенки принимаем $h = 2,2$ м.



Фиг. 2.

* По нормам 1929 г. коэффициент устойчивости при действии ветра и центробежной силы принимается 1,3; давление ветра в присутствии поезда принимается 130 кг/м².

Толщину ее назначаем по эмпирической формуле:

$$\delta = 8 \text{ мм} + 2h (\text{м}).$$

В данном случае $\delta = 8 + 2 \cdot 2,2 = 12,4 \text{ мм}$.

Принимаем $\delta = 13 \text{ мм}$.

Эту толщину следует проверить по условию прочности стенки на скалывание по формуле:

$$\delta = \frac{Q_{\max}}{0,692 h t^{\text{дон}}}.$$

Здесь $Q_{\max}$ — наибольшая поперечная сила, равная опорной реакции от постоянной и временной нагрузок.

По предыдущим подсчетам от постоянной нагрузки:

$$Q_p = A_p = 13\,500 \text{ кг}.$$

Временная нагрузка должна быть учтена с динамическим коэффициентом, который по Т. У. для расчета скалывающих напряжений определяется формулой:

$$1 + \mu_2 = 1 + \frac{\lambda + 333}{12\lambda + 333}$$

В данном случае при $\lambda = l = 22 \text{ м}$:

$$1 + \mu_2 = 1 + \frac{22 + 333}{12 \cdot 22 + 333} = 1,595 \approx 1,6.$$

Тогда

$$Q_k = 1,6 \cdot 85\,800 = 137\,400 \text{ кг}.$$

Полная поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = 13\,500 + 137\,400 = 150\,900 \text{ кг}.$$

Допускаемое напряжение на скалывание стенки принимаем по Т. У

$$t^{\text{дон}} = 0,75 \cdot 1\,300 = 975 \text{ кг/см}^2.$$

Тогда

$$= \frac{150\,900}{0,692 \cdot 220 \cdot 9,5} = 1,02 \text{ см}.$$

Принятая толщина 13 мм, таким образом, достаточна.

Сечение каждого из поясов подбираем по формуле:

$$\omega_n = \frac{1,11 M_{\max}}{h n^{\text{дон}}} = 0,167 h \delta.$$

Здесь $M_{\max}$ — наибольший изгибающий момент.

Постоянная нагрузка фермы, по предыдущему, равна 1 225 кг/п. м.

Временная нагрузка по Т. У. для вычисления момента принимается с динамическим коэффициентом:

$$1 + \mu = 1 + \frac{\lambda + 120}{11\lambda + 130}^*.$$

При $\lambda = l = 22$ м

$$1 + \mu_1 = 1 + \frac{22 + 120}{11 \cdot 22 + 130} = 1,382.$$

Эквивалентная нагрузка для изгибающего момента посередине пролета при величине последнего 22 м по таблицам:

$$\frac{13\,946}{2} = 6\,973 \text{ кг/п. м.}$$

Наибольший изгибающий момент посередине пролета:

$$M = \frac{[p + (1 + \mu_1)k] l^2}{8} = \frac{(1\,225 + 1,382 \cdot 6\,973) \cdot 22^2}{8} = 654\,000 \text{ кг/м.}$$

Нормальное допускаемое напряжение принимаем по Т. У

$$n^{\text{дон}} = 1\,300 \text{ кг/см}^2.$$

Тогда по вышеприведенной формуле, переводя все величины в кг и см, имеем:

$$\omega_n = \frac{1,11 \cdot 654\,000\,000}{220 \cdot 1\,300} = 0,167 \cdot 1,3 \cdot 220 = 206 \text{ см}^2.$$

Считая ослабление пояса около 15%, получим величину полной площади:

$$\omega_{br} = 1,15 \cdot 206 = 236 \text{ см}^2.$$

Сечение пояса состоит из уголков и горизонтальных листов. Толщину уголков принимают обычно равной или несколько больше толщины стенки.

Ширину полки уголка можно принять по формуле:

$$b = 75 + 25 h (\text{м}).$$

Для данного случая:

$$b = 75 + 25 \cdot 2,2 = 130 \text{ мм.}$$

По сортаменту подходящий уголок:

$$130 \times 130 \times 14.$$

* См также приложение IV

НТБ
ДНУЖТ

Площадь двух уголков:

$$2 \cdot 34,64 = 69,28 \text{ см}^2.$$

Площадь горизонтальных листов:

$$236 - 69,28 = 166,72 \text{ см}^2.$$

Ширина горизонтальных листов назначается обычно таким образом, чтобы они несколько (около 1—2 см) свешивались над полками уголков.

В данном случае принимаем 4 листа 320·13 мм.

Общая площадь их:

$$166,4 \text{ см}^2 \cong 166,72 \text{ см}^2.$$

Примечание. Для уменьшения площади поясов можно увеличить высоту ферм, но при этом необходимо иметь в виду следующее: 1) для устойчивости пролетного строения при сохранении того же расстояния между фермами необходимо уменьшить высоту ферм у опор, т. е. применить ферму со скошенными концами; 2) при большой высоте стенки ($> 2,5$ м) приходится устраивать стык ее по высоте.

Для дальнейшего выяснения конструкции ферм построим эскизную эпюру материала ферм.

Места обрыва горизонтальных листов определяются по эпюре моментов.

По предыдущим вычислениям наибольший момент для середины пролета:

$$M_{\max} = 654 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Для четверти пролета временная нагрузка с динамической надбавкой по таблицам:

$$(1 + \mu_1) k = 1,382 \cdot \frac{14\,325}{2} = 9\,900 \text{ кг/п. м}.$$

Момент в четверти пролета:

$$M_{\frac{l}{4}} = \frac{3}{32} [p + (1 + \mu_1) k] l^2 = \frac{3}{32} \cdot 22^2 \cdot (1\,225 + 9\,900) = 505 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

По этим величинам строим приближенно эпюру моментов в виде плавной кривой (фиг. 3).

Затем определяем по моментам сопротивления и допускаемому напряжению величины изгибающих моментов, которые способны выдерживать сечения балки с полным числом горизонтальных листов, с тремя, двумя парами и с одной парой.

Момент инерции сечения с четырьмя парами горизонтальных листов:

$$J_{br} = \frac{1}{12} \cdot 1,3 \cdot 220^3 +$$

$$+ 4 \cdot [34,64 (110 - 3,72)^2 +$$

$$+ 541] + 2 \cdot 32,0 \cdot 5,2 (110 +$$

$$+ 2,6)^2 = 1\,133\,533 +$$

$$+ 1\,562\,164 + 42\,194\,913 =$$

$$6\,915\,189 \text{ см}^4;$$

$$J_n = 0,85 J_{br} = 5\,877\,920 \text{ см}^4.$$

На опоре согласно Т. У. сечение должно иметь не менее одной пары горизонтальных листов.

$$J_{br} = \frac{1}{12} \cdot 1,3 \cdot 220^3 +$$

$$+ 4 [34,64 (110 - 3,72)^2 +$$

$$+ 541] + 2 \cdot 32,0 \cdot 1,3 (110 +$$

$$+ 0,65)^2 = 1\,133\,533 +$$

$$+ 1\,562\,164 + 1\,119\,200 =$$

$$= 3\,814\,897 \text{ см}^4;$$

$$J_n = 0,85 J_{br} = 3\,242\,665 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления полного сечения:

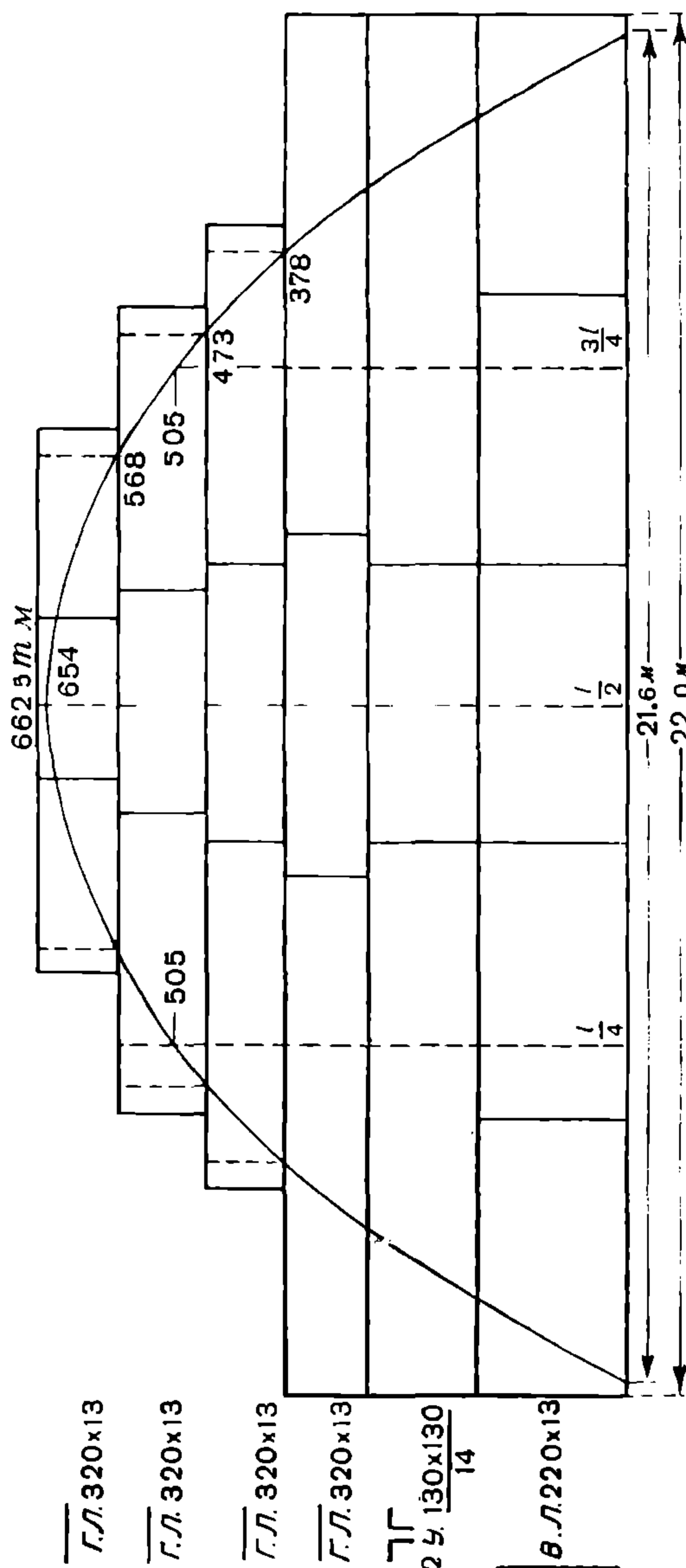
$$W_n = \frac{5\,877\,920}{110 + 5,2} = 50\,980 \text{ см}^3.$$

Наибольший момент, выдерживаемый сечением:

$$M = W_n R = 50\,980 \cdot 1\,300 =$$

$$= 66\,250\,000 =$$

$$= 662,5 \text{ т} \cdot \text{м} > 654 \text{ т} \cdot \text{м}.$$



Для сечения с одной парой горизонтальных листов:

$$W_n = \frac{3\,242\,665}{110 + 1,3} = 29\,050 \text{ см}^3;$$

$$M' = 29\,050 \cdot 1\,300 = 37\,800\,000 \text{ кг} \cdot \text{см} = 378 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

НТБ
ДНУЖТ

Таким образом три пары горизонтальных листов выдерживают момент:

$$662,5 - 378 - 284,5 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

С достаточной степенью точности можно считать, что каждая пара горизонтальных листов выдерживает момент:

$$\frac{1}{3} \cdot 284,5 = 95 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Таким образом сечение с двумя парами горизонтальных листов выдерживает момент:

$$M = 378 + 95 = 473 \text{ т} \cdot \text{м};$$

то же с тремя:

$$M = 473 + 95 = 568 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Откладывая найденные величины на эюре моментов, найдем места теоретического обрыва горизонтальных листов.

Практически каждый лист продолжается за место теоретического обрыва для прикрепления заклепками на длину полунакладки, т. е. приблизительно на 0,40 м.

На эюре материала намечаем также расположения стыков, сообразуясь с тем, чтобы площадь отдельных листов не превышала 10 м² и стыки всех элементов группировались около одного сечения (фиг. 3).

Остальные детали конструкции ферм относятся уже к детальному проектированию и будут рассмотрены в дальнейшем в связи с расчетом.

Связи между фермами принимаем обычной системы: 1) горизонтальные из распорок и перекрестных диагоналей по верхнему и нижнему поясам, 2) вертикальные в виде косых крестов из уголков, установленных в каждой панели горизонтальных связей; длина панели принята 2,4 м.

Сечения элементов связей можно назначить по типовым чертежам; расчет их указан в дальнейшем.

Опорные части ферм принимаем по Т. У тангенциального типа. Конструкция и размеры их могут быть заимствованы из типовых чертежей.

Устой моста принимаем обычного типа с обратными стенками. Очертание их достаточно хорошо разработано в типовых проектах различных железных дорог, помещенных в курсах мостов, откуда и могут быть с полной уверенностью в достаточной прочности взяты все размеры. Как основное правило можно считать, что передняя стенка в любом сечении должна иметь толщину 0,6 ее высоты, считая от верха, а обратные стенки — 0,4.

Необходимо лишь выяснить систему основания устоя и проверить давление на грунт.

Грунт в нашем случае песчаный при наличии воды. Ввиду малого допускаемого давления на мокрый песок (около 1 кг/см^2) расположить фундамент непосредственно на грунте нельзя; необходимо применить сваи в шпунтовом ограждении. Так как основание находится под водой, то сваи могут быть деревянные.

Для определения давления на грунт необходимо вычислить вес устоя. Это требует довольно значительных арифметических выкладок; если вычисление производить точно:

Для эскизного проектирования можно ограничиться грубыми подсчетами, которые быстро ведут к цели и достаточно хорошо выясняют общее распределение сил и напряжений в сооружении.

Схема устоя в разрезе указана на фиг. 4 и в плане на фиг. 1. Заменяя уступы наклонной линией и разбивая устой на отдельные части, как указано на фиг. 4, вычисляем вес отдельных частей и моменты их относительно внутреннего ребра (точки C). Удельный вес кладки принимаем по таблицам — $2,2 \text{ т/м}^3$; грунта — $1,8 \text{ т/м}^3$.

Обозначим веса большими буквами, плечи — соответствующими малыми буквами.

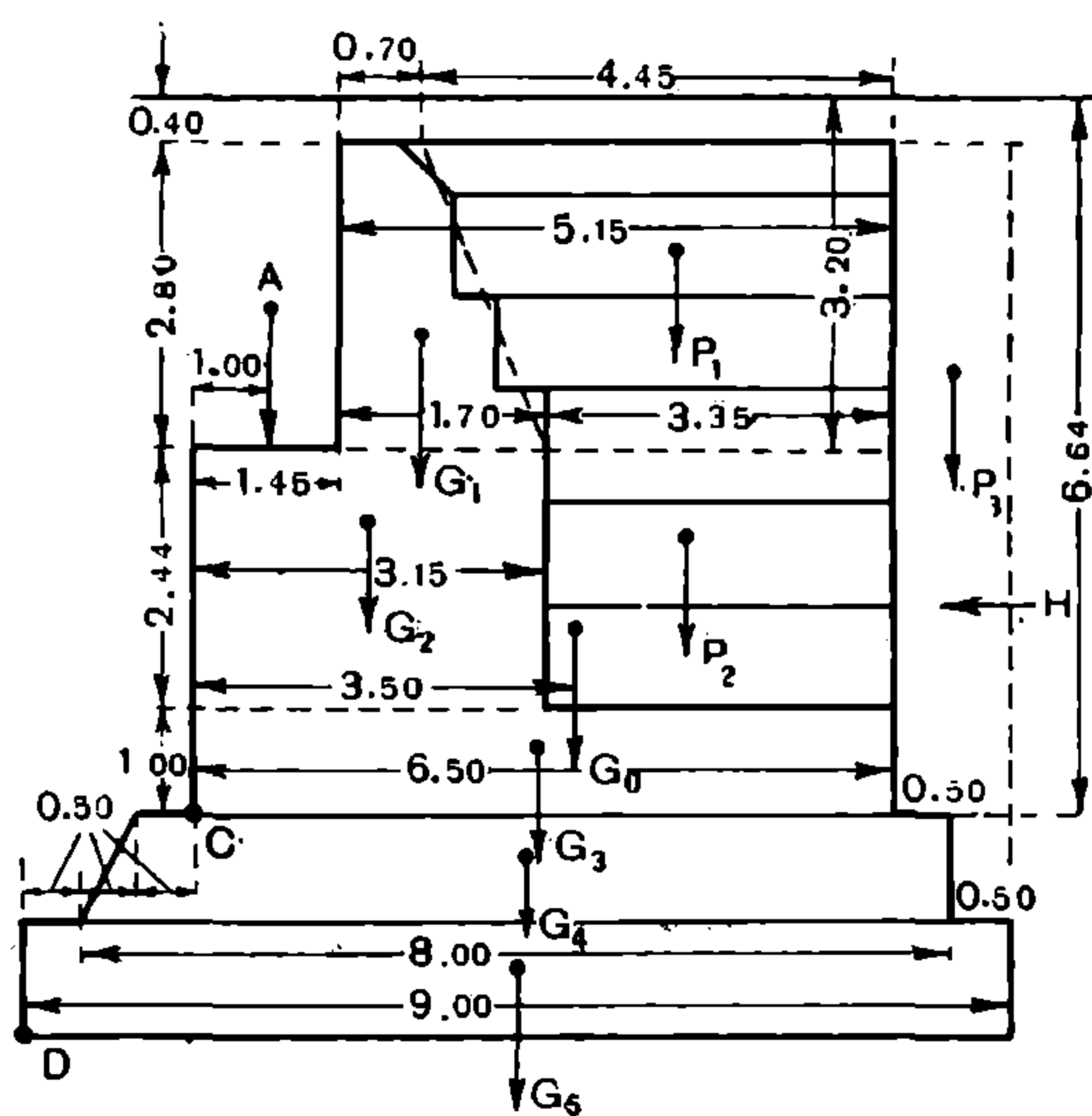
Передняя стенка:

$$G_1 = 2,2 \cdot 4,70 \cdot 2,8 \cdot \frac{0,7 + 1,7}{2} = 35 \text{ т},$$

$$g_1 = 1,45 + \frac{0,7 + 1,7}{2 \cdot 2} = 2,07 \text{ м}; \quad G_1 g_1 = 72 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

$$G_2 = 2,2 \cdot 4,70 \cdot 2,44 \cdot 3,15 = 80 \text{ т}; \quad g_2 = \frac{1}{2} \cdot 3,15 = 1,575 \text{ м}; \quad G_2 g_2 = 125 \text{ т} \cdot \text{м},$$

$$G_3 = 2,2 \cdot 4,70 \cdot 1,00 \cdot 6,5 = 67 \text{ т}; \quad g_3 = 3,25 \text{ м}; \quad G_3 g_3 = 218 \text{ т} \cdot \text{м}.$$



Фиг. 4.

Обратные стенки и засыпка за устоем.

Вес стенок и засыпки вычисляем приближенно, принимая за удельный вес среднюю величину:

$$\frac{1}{2}(2,2 + 1,8) = 2,0 \text{ т/м}^3,$$

$$P_1 = 2 \cdot 4,70 \cdot 3,2 \cdot \frac{1}{2}(3,35 + 4,45) = 117 \text{ т},$$

$$p_1 = 6,5 \cdot \frac{1}{4}(3,35 + 4,45) = 4,55 \text{ м}; P_1 p_1 = 532 \text{ т} \cdot \text{м},$$

$$P_2 = 2 \cdot 4,70 \cdot 2,44 \cdot 3,35 = 77 \text{ т}; p_2 = 6,5 - \frac{1}{2} 3,35 = 4,83 \text{ м}; P_2 p_2 = 372 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Полный вес устоя с засыпкой:

$$\sum G + \sum P = 376 \text{ т}.$$

Момент веса относительно точки C:

$$M_0 = \sum Gd + \sum Pp = 1319 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Плечо полного веса относительно точки C:

$$g_0 = \frac{1320}{376} = 3,5 \text{ м}.$$

Примечание. Для еще более грубого подсчета можно положить, что устой на 75% состоит из каменной кладки и на 25% из засыпки. Тогда средний удельный вес устоя:

$$0,75 \cdot 2,2 + 0,25 \cdot 1,8 = 2,1 \text{ т/м}^3.$$

Объем устоя

$$V = 6,64 \cdot 6,50 \cdot 4,70 - 3,2 \cdot 1,45 \cdot 4,70 = 181 \text{ м}^3.$$

$$\text{Вес } G_0 = 181 \cdot 2,1 = 380 \text{ т}.$$

$$\text{Плечо } g_0 = \frac{6,5 \cdot 6,64 \cdot 3,25 - 3,2 \cdot 1,45 \cdot 0,725}{6,5 \cdot 6,64 - 3,2 \cdot 1,45} = 3,57 \text{ м}.$$

Как видим, разница результатов по обоим подсчетам ничтожна, а потому при составлении схемы возможно применять второй, более легкий способ.

Для определения наибольшего давления на грунт рассматриваем наиболее опасный случай: присутствие поезда на пролете и на призме обрушения, и вычисляем момент всех сил относительно точки D.

Вес устоя:

$$G_0 = 376 \text{ т} \cdot g_0 = 3,5 + 1,5 = 5 \text{ м}; G_0 g_0 = 1880 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Верхняя часть фундамента:

$$G_3 = 2,2 \cdot 1,0 \cdot 5,70 \cdot \frac{1}{2} (7,5 + 8,0) = 97 \text{ м};$$

$$g_3 = 0,75 + \frac{7,75}{2} = 4,53 \text{ м}; \quad G_3 g_3 = 439 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Нижняя часть:

$$G_4 = 2,2 \cdot 1,0 \cdot 6,70 \cdot 9 = 133 \text{ м};$$

$$g_4 = 4,5 \text{ м}; \quad G_4 g_4 = 599 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Засыпка за устоем:

$$P_3 = 1,8 \cdot (6,64 + 0,5) \cdot \frac{4,70 + 5,70}{2} \cdot 1 = 67 \text{ м};$$

$$p_3 = 8,5 \text{ м}; \quad P_3 p_3 = 569 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Опорное давление двух ферм (по предыдущему):

$$2A = 198,6 \text{ м}; \quad a = 1,5 + \frac{1,45}{2} = 2,23 \text{ м}; \quad Aa = 443 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

При определении нагрузки от поезда на устой и призме обрушения следует иметь в виду, что паровозы расположены на пролетном строении, поэтому на устой и призме обрушения расположится вагонная нагрузка $k = 8 \text{ м/м} \cdot \text{м}$.

Нагрузка на устой

$$K = 8 \cdot 5,15 = 41,2 \text{ м}; \quad k = 1,5 + 1,45 + \frac{5,15}{2} = 5,62 \text{ м}; \quad Kk = 231 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Давление земли вычисляем для высоты устоя 6,64 м, имея в виду, что ниже уровня грунта действует отпор земли.

По § 32 Т. У. давление земли и момент его относительно нижнего ребра стенки:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma H (H + 2h_1) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

$$M_1 = \frac{1}{6} \gamma H^2 (H + 3h_2) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Здесь h_1 и h_2 — приведенные высоты слоя земли, эквивалентные нагрузке от поезда; остальные обозначения обычные.

$$h_1 = ah; \quad h_2 = \beta h;$$

$$h = \frac{k}{a\gamma} = \frac{8}{2,6 \cdot 1,8} = 1,71 \text{ м};$$

НТБ
ДНУЖТ

здесь $a = 2,6$ м — длина шкалы,

коэффициенты α и β берутся по таблице Т. У (см. приложение VI, таблица XXIII); при 6,6 м $\alpha = 0,51$; $\beta = 0,615$.

Следовательно:

$$h_1 = 0,51 \cdot 1,71 = 0,87,$$

$$h_2 = 0,615 \cdot 1,71 = 1,05,$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 6,64 (6,64 + 2 \cdot 0,87) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 13,5 \text{ м},$$

$$M_1 = \frac{1}{6} \cdot 1,8 \cdot 6,64^2 (6,64 + 3 \cdot 1,05) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 34,9 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Плечо относительно нижнего ребра стенки:

$$e = \frac{M}{E} = \frac{34,9}{13,5} = 2,58 \text{ м}.$$

Момент относительно точки D:

$$M_D = -13,5 (2 - 2,58) = -61,8 \text{ м} \cdot \text{м}$$

(против часовой стрелки); на полную ширину устоя 4,70 м.

$$E_1 = 13,5 \cdot 4,70 = 63,5 \text{ м},$$

$$M_D = -61,8 \cdot 4,70 = -290 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Момент всех сил относительно точки D:

$$M = 1880 + 439 + 599 + 569 + 443 + 231 - 290 = 2871 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Сумма вертикальных сил:

$$N = 376 + 97 + 133 + 67 + 198,6 + 41,2 = 912,8 \text{ т}.$$

Расстояние центра давления от точки D:

$$x = \frac{M}{N} = 4,25 \text{ м}.$$

Эксцентриситет:

$$e = \frac{b}{2} - x = 4,5 - 4,25 = 0,25 \text{ м}.$$

Наибольшее давление на грунт:

$$n = \frac{N}{\omega} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{912,8}{9 \cdot 6,70} \left(1 \pm \frac{1,50}{9} \right) = 15,1 (1 \pm 0,167) \text{ т/м}^2;$$

$$n_1 = 17,6 \text{ т/м}^2 = 1,76 \text{ кг/см}^2; \quad n_2 = 12,6 \text{ т/м}^2.$$

Располагая сваи диаметром 28 см через 1 м центр от центра, получим давление на каждую сваю — 17,6 т, допускается же 19,5 т.

§ 2. Второй вариант. Арочный мост. Как видно из первой схемы (фиг. 1), устои балочного моста при данной высоте насыпи — 6 м получаются довольно массивными. Это приводит к мысли о выгоде использования их для восприятия распора, если для пролетного строения применить арки, которые, вообще говоря, легче и красивее балок. Разность между высотой насыпи и горизонтом высокой воды, равная 3 м, при отверстии моста 20 м позволит, очевидно, применить арку нормальной пологости, сохраняя езду по верху. Арку выбираем двухшарнирную, имея в виду, что 1) бесшарнирная арка слишком чувствительна к колебаниям температуры и, кроме того, хорошая заделка концов арки в каменную кладку затруднительна в конструктивном отношении; 2) трехшарнирная арка для данного небольшого пролета мало удовлетворительна с точки зрения жесткости и будет страдать от сотрясений при проходе поезда.

Очертание арок выбираем параболическое. Генеральные размеры арок: пролет, стрела подъема, высота — находятся в тесной взаимной зависимости, так что определение их приходится делать путем последовательных приближений.

За расчетный пролет в качестве первого приближения можно принять отверстие в свету — 20 м.

Для определения стрелы подъема выясним крайние положения оси арки в ключе и пятах.

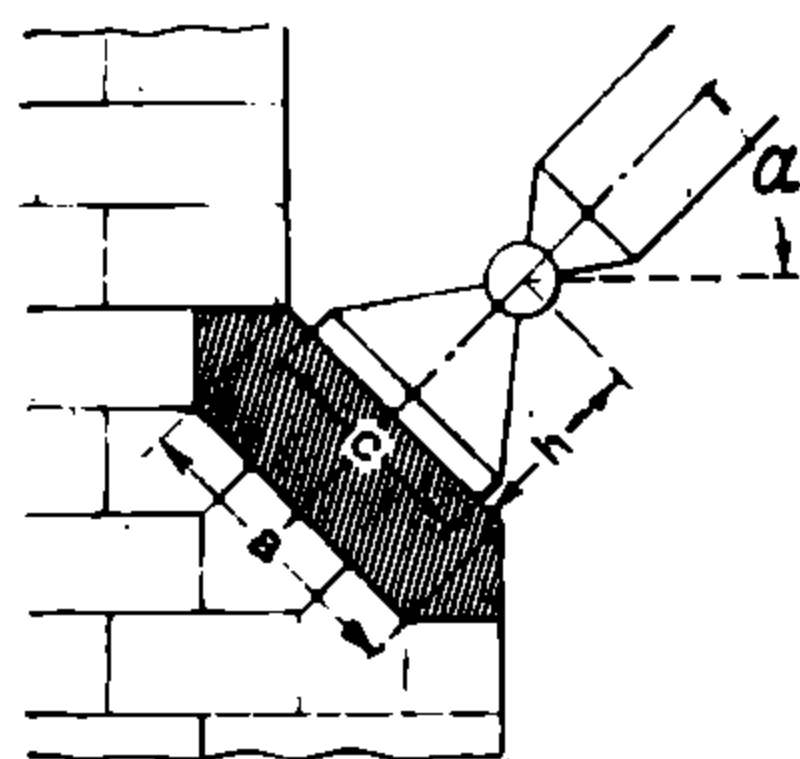
Высоту арки можно принять от $\frac{1}{40}$ до $\frac{1}{50} l$.

Принимаем $\frac{1}{40} \cdot 20 = 0,50$ м.

Полотно моста предполагаем, как и для балочного варианта, из деревянных поперечин, уложенных по прогонам, расположенным над арками и опирающимся на нее в ключе непосредственно, в боковых частях при помощи стоек. Для уменьшения конструктивной высоты верх прогона в ключе можно поместить в одном уровне с верхом арки. Тогда наивысшее положение оси арки в ключе = 6,64 м (отметка гол. рельса) — 0,40 м (высота рельсов и поперечины) — 0,25 (половина высоты арки) = 5,99 м. Однако для удобства конструирования лучше верх прогона поднять несколько выше верха арки. Положим для первого приближения, что прогон возвышается над аркой в ключе на 0,2 м; тогда отметка оси арки в ключе будет 5,80 м.

Низшее положение оси арки в пятах определяется техническими условиями проектирования магистралей, по которым горизонт самых высоких вод должен быть во всяком случае не выше центра верхней поверхности подферменного камня, определяемого пересечением оси арки с этой поверхностью.

Центр подферменного камня находится ниже центра шарнира на величину $h \sin \alpha$, где h — высота нижнего балансира и α — угол касательной к оси арки в пяте с горизонтом (фиг. 5). Пока эти величины неизвестны, приходится взять их приблизительно по существующим образцам, где h колеблется от 0,30 до 0,70 м, $\sin \alpha$ при параболическом очертании оси имеет величину при



Фиг. 5.

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{5} \quad \frac{1}{8} \quad \frac{1}{10}$$

$$\sin \alpha = 0,695 \quad 0,447 \quad 0,371.$$

Для нашего случая примем $h \sin \alpha = 0,30$ м.

Тогда отметка центра шарнира — 3,30 м.

Таким образом возможная стрела подъема

$$\text{арки:} \\ 5,80 - 3,30 = 2,5 \text{ м} = \frac{1}{8} \cdot 20 \text{ м}.$$

По этим данным можно теперь более точно определить пролет арок, задавшись конструкцией опорных шарниров. По фиг. 5 расчетный пролет арки:

$$l = l_0 + 2 \left(\frac{a}{2} \sin \alpha - h \cos \alpha \right),$$

где a — длина по фасаду подферменного камня,

h — высота нижнего балансира,

α — угол оси арки с горизонтом.

Для определения величин a и h найдем наибольшее опорное давление арки.

Полная опорная реакция арки

$$S = \sqrt{A^2 + H^2},$$

где A — вертикальная и H — горизонтальная составляющие.

Постоянную нагрузку моста определяем приближенно:

Вес главных ферм .	1	т/п. м.
связей, стоек, прогонов .	0,5	
полотна .	0,7	„ „
Итого		2,2 т/п. м моста.

Или на одну ферму — 1,1 т/п. м.

Опорные реакции от постоянной нагрузки:

$$A_p = \frac{1,1 \cdot 20}{2} = 11 \text{ т},$$

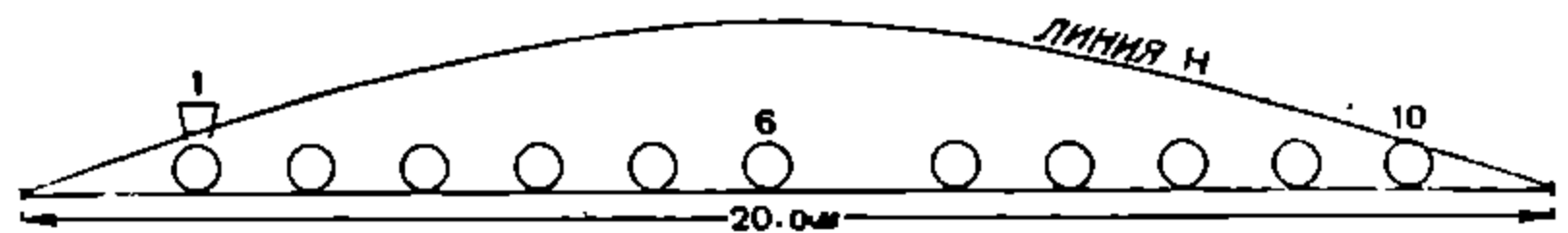
$$H_p = \frac{pl^2}{8f} = \frac{1,1 \cdot 20}{8 \cdot 2,5} = 22 \text{ т}$$

НТБ
ДНУЖТ

Для определения опорных реакций от временной нагрузки поезд следует установить в положение, соответствующее $\max H$, так как для пологих арок $\left(f < \frac{1}{4} l\right)$ H имеет большее значение, чем A . Вид линии влияния и невыгоднейшее положение поезда указано на фиг. 6.

Соответствующую эквивалентную нагрузку для $\max H$ берем по таблицам (приложение I, табл. II) для $l = 20$ м.

$$H_k = \frac{\frac{1}{2} 13,39 \cdot 20^2}{8 \cdot 2,5} = 134 \text{ т.}$$



Фиг. 6.

Величину A с некоторым запасом определим также по эквивалентной нагрузке, взятой по таблице I для $l = 20$ м,

$$A_k = \frac{\frac{1}{2} 15,938 \cdot 20}{2} = 79,8 \text{ т.}$$

Полные опорные реакции:

$$\begin{aligned} H &= H_p + H_k = 156 \text{ т,} \\ A &= A_p + A_k = 90,8 \text{ т,} \\ S &= \sqrt{156^2 + 90,8^2} = 186 \text{ т.} \end{aligned}$$

Необходимая площадь подферменника:

$$\omega = \frac{S}{\sigma} = \frac{186\,000}{12} = 15\,500 \text{ см}^2.$$

Здесь $\sigma = 12 \text{ кг/см}^2$ — допускаемое давление на кладку.

Предполагая подферменник квадратным, получим:

$$a = \sqrt{15\,500} = 125 \text{ см} \approx 1,3 \text{ м.}$$

Высоту балансира h можно принять, основываясь на существующих примерах, равной $\frac{1}{2}$ ширины опорной площадки балансира „с“ (фиг. 5).

Площадь подушки определится из допускаемого давления на подферменник, которое можно для данного случая принять:

$$\begin{aligned} \sigma' &= 30 \text{ кг/см}^2; \\ \omega' &= \frac{S}{\sigma'} = \frac{186\,000}{30} = 6\,200 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Полагая подушку квадратной, имеем:

$$c = \sqrt{6\,200} = 0,79 \text{ м; } h = 0,4 \text{ м.}$$

НТБ
ДНУЖТ

Угол оси арки с горизонтом α определится по уравнению оси арки:

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l-x); \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l^2} (l-2x).$$

Для $x=0$

$$\operatorname{tg} \alpha = 4 \frac{f}{l} = 0,5.$$

По таблицам:

$$\alpha = 26^\circ 30'; \quad \sin \alpha = 0,447; \quad \cos \alpha = 0,895.$$

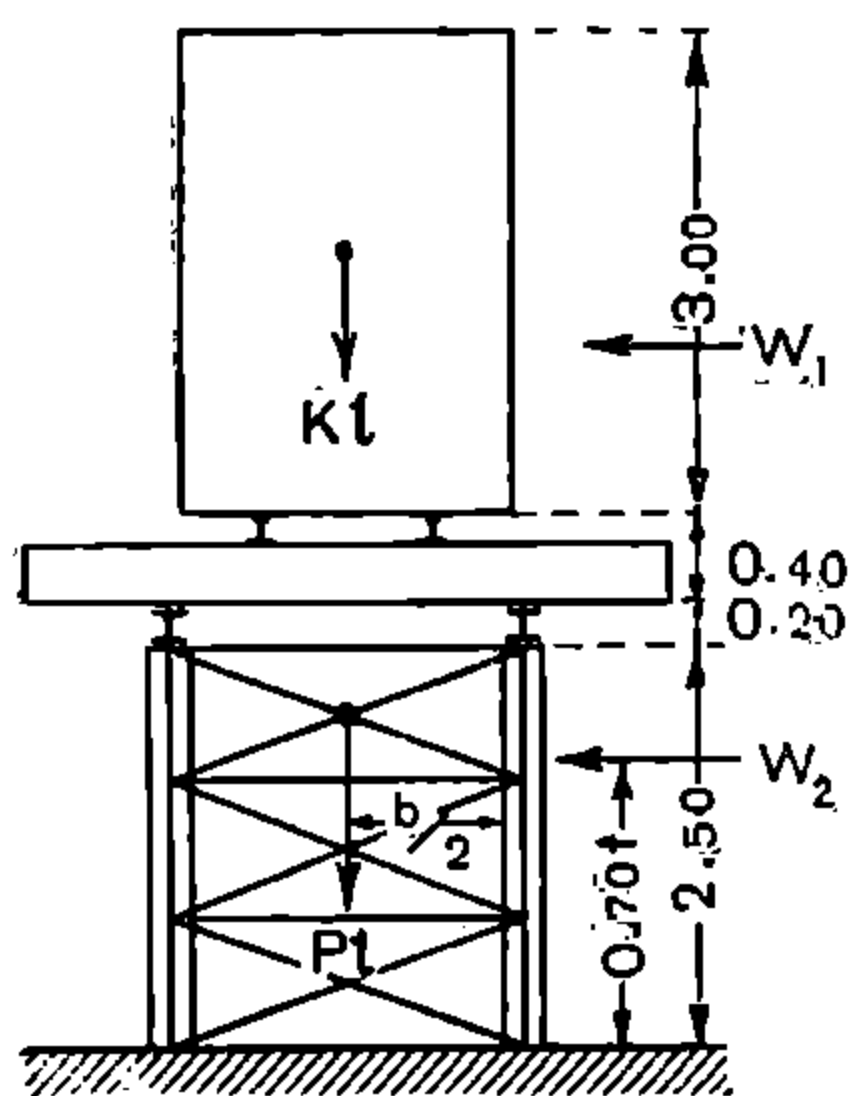
По этим величинам найдем:

$$l = 20 + 2(0,65 \cdot 0,447 - 0,4 \cdot 0,895) = 19,86 \text{ м.}$$

Округленно можно принять

$$l = 20 \text{ м.}$$

Расстояние между осями арок (фиг. 7) определяем по тем же соображениям, как и для балок.



Фиг. 7.

Арки и надарочное строение представляют собой сквозную конструкцию. Площадь, подверженную давлению ветра F , можно принять равной 50% площади теоретического контура:

$$F = 0,5 \cdot \frac{1}{3} fl = 0,5 \cdot \frac{2,5 \cdot 20}{3} = 8,33 \text{ м}^2.$$

Центр давления ветра принимаем в центре тяжести площади контура, т. е. с плечом относительно опорной точки:

$$h' = 0,7f = 0,7 \cdot 2,5 = 1,75 \text{ м.}$$

Таким образом опрокидывающий момент (на весь пролет) в присутствии поезда

$$M_0 = 150 \left[8,33 \cdot 1,75 + 20(0,2 + 0,4 + 3,0) \left(\frac{0,2 + 0,4 + 3,0}{2} + 2,5 \right) \right] = 48600 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Момент удерживающий:

$$M_y = (1000 + 2200) \cdot 20 \cdot \frac{b}{2} = 32000 b \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Отсюда, при коэффициенте устойчивости $\xi = 1,4$,

$$b = \frac{1,4 \cdot 48600}{32000} = 2,13 \text{ м.}$$

Принимаем $b = 2,2 \text{ м.}$

НТБ
ДНУЖТ

Подбор сечения арки производится по приближенным формулам, так как для точного расчета усилий необходимо знать сечение арки. Для пологой арки небольшого пролета сечение арки можно принять двутавровое из уголков и листов, постоянное по всему пролету. Опасное сечение соответствует $\frac{1}{4}$ пролета. Для этого сечения наибольший момент при загрузении временной нагрузкой левой половины пролета может быть определен по приближенной формуле:

$$\max M = \frac{1}{64} kl^2.$$

Так как длина загруженной части линии влияния момента равна: $\infty \frac{1}{2} l = 10 \text{ м}$, то эквивалентную нагрузку возьмем по таблице I (прил. I), как для момента по середине простой балки пролетом 10 м.

Точно так же и динамический коэффициент μ_1 определяем для длины загрузки $\lambda = 10 \text{ м}$:

$$1 + \mu_1 = 1 + \frac{10 + 120}{11 \cdot 10 + 130} = 1,54^*.$$

Тогда временная нагрузка:

$$k = 1,54 \cdot \frac{16,54}{2} = 12,73 \text{ т/м}.$$

Изгибающий момент для четверти пролета

$$M_k = \frac{12,73 \cdot 20^2}{64} = 79,6 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Опорные реакции от временной нагрузки:

$$V_a = \frac{3}{8} kl = \frac{3}{8} \cdot 12,73 \cdot 20 = 95,5 \text{ т},$$

$$H_k = \frac{kl^2}{16f} = \frac{12,73 \cdot 20^2}{16 \cdot 2,5} = 127,3 \text{ т}.$$

Продольная сила в сечении на $\frac{1}{4}$ пролета

$$N_k = V_a \sin \varphi + H_k \cos \varphi, - \frac{kl}{4} \sin \varphi;$$

здесь φ — угол касательной к оси арки с горизонтом, определяемый по условию:

$$\operatorname{tg} \varphi = \left(\frac{dy}{dx} \right)_{x=\frac{l}{4}} = \frac{4f}{l^2} \left(l - \frac{2l}{4} \right) = 2 \frac{f}{l} = 0,25.$$

* См. также прил. IV.

По таблицам

$$\varphi = 14^\circ; \cos \varphi = 0,97; \sin \varphi = 0,24.$$

Тогда

$$N_k = 95,5 \cdot 0,24 + 127,3 \cdot 0,97 - \frac{12,73 \cdot 20}{4} \cdot 0,24 = 132 \text{ т.}$$

От постоянной нагрузки кривая давления совпадает с осью арки поэтому

$$M_p = 0;$$

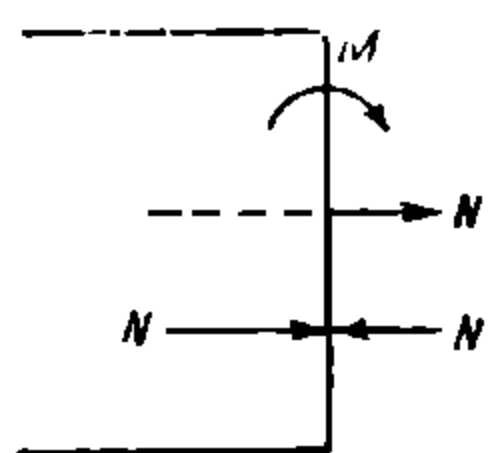
$$N = \frac{H_p}{\cos \varphi} = \frac{22}{0,97} = 23 \text{ т.}$$

От полной нагрузки:

$$M = 79,6 \text{ т} \cdot \text{м}; N = 155 \text{ т.}$$

Для подбора сечения найдем ядровый момент относительно нижней ядровой точки (фиг. 8):

$$M_{\text{я}} = M + N \cdot z.$$



Фиг. 8.

Здесь z — расстояние точки ядра сечения от центра тяжести может быть назначено около $\frac{5}{12}$ высоты стенки h , принятой нами равной 50 см.

Таким образом

$$M_{\text{я}} = 79,6 + 155 \cdot \frac{5}{12} \cdot 0,5 = 112 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

По этому моменту определяются наибольшие сжимающие напряжения в верхнем волокне (при загрузке левой половины пролета).

Допускаемое напряжение принимаем по нормам НКПС равным 300 кг/см².

Сечение арки должно удовлетворять условиям:

$$n = \frac{M}{W_n} + \frac{N}{\omega_n} \leq n^{\text{доп}}; \quad n = \frac{M}{W_n} + \frac{N}{\varphi \omega_{br}} \leq n^{\text{доп}}.$$

Первая формула приводится к виду:

$$\frac{M_{\text{я}}}{W_n} \leq n^{\text{доп}}$$

и может быть использована для подбора сечения. Чтобы удовлетворить одновременно и второму условию, можно несколько увеличить коэффициент ослабления сечения при подборе по ядровому моменту и W_n . Обычно ослабления составляют около 15%, для данного случая примем 20%.

Тогда

$$W_n = \frac{11\,200\,000}{1\,300} = 8\,650 \text{ см}^3.$$

Необходимый момент инерции:

$$J_n = W_n \cdot e;$$

здесь e — расстояние крайнего волокна следует принять на несколько см больше половины высоты стенки; в данном случае примем $e = 30$ см, тогда

$$J_n = 8\,650 \cdot 30 = 260\,000 \text{ см}^4$$

и

$$J_{br} = \frac{260\,000}{0,80} = 325\,000 \text{ см}^4.$$

Для подбора сечения можно было бы применить те же формулы, что и для балок (см. § 1), но удобнее пользоваться непосредственно таблицами (см. Приложение IV, табл. X—XII).

Толщина стенки в арчных мостах принимается несколько больше, чем в балочных, ввиду значительных сжимающих напряжений. Принимаем $\delta = 14$ мм. Уголки желательно применить широкополые, чтобы сообщить арке поперечную жесткость. Примем 4 уголка 140·140·14 мм и 8 горизонтальных листов 320·13 мм.

По таблицам момент инерции сечения:

1 вертикальный лист 500 · 14	14 580
4 уголка 140 140 · 14 .	68 972
8 горизонтальных листов 320 · 13 — 3,2 · 7 946 . .	254 100
Итого .	337 652 см ⁴ .

Подобранное таким образом сечение необходимо проверить на температурное воздействие.

Для верхнего волокна сечения в четверти пролета невыгоднейшим случаем будет понижение температуры на 40° С.

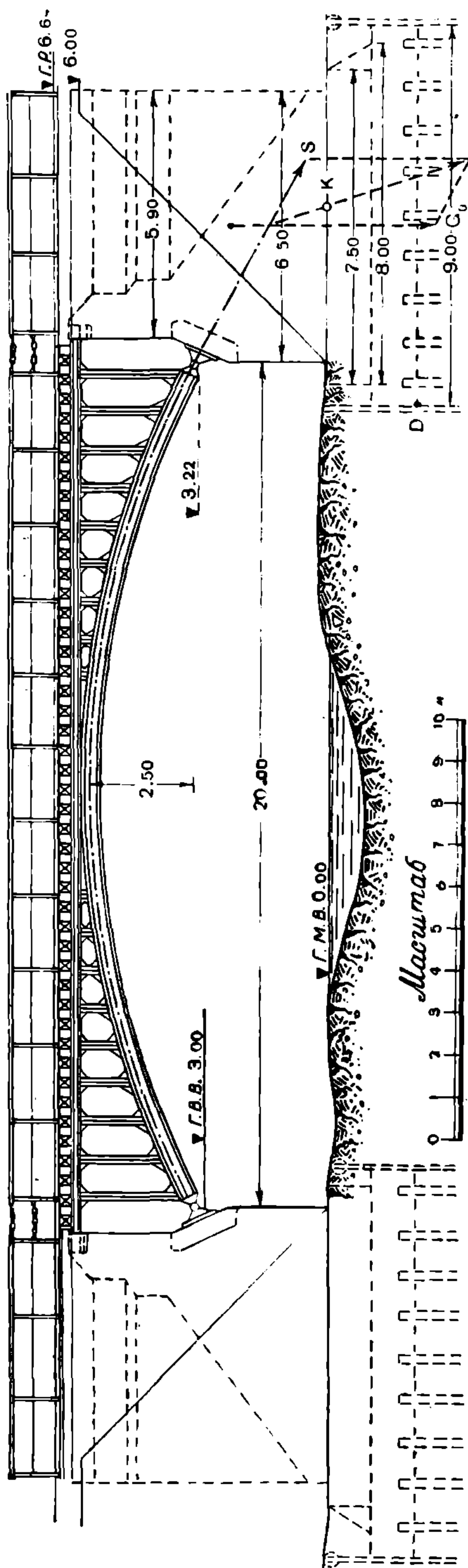
Распор определяем по приближенной формуле:

$$H = \pm \frac{15}{8} \frac{E \alpha t J}{f^2}.$$

Здесь $E = 2\,100\,000$ кг/см²; $\alpha = 0,000012$;

$E \alpha = 25$ кг/см²; $t = 40^\circ$; $f = 250$ см;

$$H = \pm \frac{15}{8} \frac{25 \cdot 40 \cdot 332\,000}{62\,500} = 9\,970 \text{ кг} = 9,97 \text{ т}.$$



Момент от температуры:

$$M = \pm Hy = \pm 9,97 \cdot 1,87 = \pm 18,6 \text{ т} \cdot \text{м};$$

здесь

$$\text{при } x = \frac{l}{4},$$

$$y = \frac{3}{4} f = 1,87 \text{ м.}$$

Дополнительный ядровый момент относительно нижней точки при понижении температуры:

$$M_{\text{я}} = 18,6 - 9,97 \cdot 0,97 \cdot \frac{5}{12} \cdot 0,5 = +16,6 \text{ т} \cdot \text{м};$$

здесь $9,97 \cdot 0,97 = H \cos \varphi = N$.

Полный момент:

$$\min M = 112 + 16,6 = 128,6 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Расчетное напряжение:

$$\sigma = \frac{13\,160\,000}{0,80 \cdot 337\,652} \cdot (25 + 5,2) = 1\,470 \text{ кг/см}^2 < 1\,600.$$

Фиг. 9.

В пределах точности эскизного проектирования можно удовлетвориться подобранным сечением, имея в виду, что оно может быть исправлено при детальном проектировании и расчете.

Для дальнейшего выяснения конструкции пролетного строения следует подобрать сечения прогонов над арками и стоек.

Для этого необходимо предварительно вычертить арку и по чертежу наметить расположение стоек (фиг. 9).

Расстояние между стойками не должно быть велико, иначе прогон, работающий на изгиб, полу-

чится тяжелым; для удобства сопряжения его с аркой в ключе и со стойками желательно сечение прогона иметь без горизонтальных листов. С другой стороны, по экономическим соображениям при назначении расстояния между стойками следует стремиться к тому, чтобы общий вес всех стоек и прогонов получился наименьшим.

При изменении расстояния между стойками от 0 до 1,5—2 м наибольшее давление, приходящееся на стойку, равно давлению колеса — 12,5 т, т. е. постоянно. Следовательно, сечение и вес каждой стойки не зависят от величины расстояния между ними. А если так, то наивыгоднейшее расстояние между ними (расчетный пролет прогона) можно определить по тому же правилу, по какому общее отверстие моста разбивается на пролеты, т. е. в данном случае вес прогона в одном пролете должен равняться среднему весу стойки. Намечаем по чертежу расстояние между стойками 0,9 м.

По конструктивным соображениям все стойки исполняются одинакового сечения. Наиболее опасна крайняя (самая длинная стойка). Давление колеса $P = 12,5$ т.

Весом полотна пренебрегаем.

Динамический коэффициент (как для раскосов)*:

$$1 + \mu_3 = 1 + \frac{1,8 + 333}{12 \cdot 1,8 + 333} = 1,944.$$

Здесь $\lambda = 1,8$ м.

Задаемся тавровым сечением стойки из двух уголков:

$$90 \cdot 90 \cdot 10 \text{ мм.}$$

$$J_x = 2 \cdot 127 = 254 \text{ см}^4, \quad \omega_{br} = 2 \cdot 17,13 = 34,26 \text{ см}^2.$$

$$\rho_x = \sqrt{\frac{254}{34,26}} = 2,72 \text{ см.}$$

Расчетная длина (по чертежу) $l = 2,3$ м.

$$\frac{l}{\rho} = \frac{230}{2,72} = 85; \quad \varphi = 0,62.$$

Напряжения:

$$n = \frac{P(1 + \mu)}{\varphi \omega_{br}} = \frac{1,944 \cdot 12\,500}{0,62 \cdot 34,26} = 1\,140 \text{ кг/см}^2 < 1\,300 \text{ кг/см}^2.$$

Считаем, что некоторый запас в стойках вполне уместен.

Средняя длина стойки может быть принята равной $\frac{1}{3}$ длины крайней стойки, т. е.

$$h_{cp} = \frac{2,3}{3} = 0,77 \text{ м.}$$

* См. также прил. IV.

Средний теоретический объем стойки:

$$h\omega_{br} = 77 \cdot 34,26 = 2\,640 \text{ см}^3.$$

Для прогона динамический коэффициент:

$$1 + \mu_1 = 1 + \frac{0,90 + 120}{11 \cdot 0,90 + 130} = 1,865.$$

Расчетный изгибающий момент

$$M = \frac{P(1 + \mu) \cdot l}{4} = \frac{12\,500 \cdot 1,865 \cdot 0,90}{4} = 5\,240 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Необходимый момент сопротивления прогона:

$$W_n = \frac{524\,000}{1\,300} = 403 \text{ см}^3;$$

$$W_{br} = 1,15 W_n = 464 \text{ см}^3.$$

Задаемся сечением прогона из двух швеллеров.

По таблицам находим 2 швеллера № 22:

$$W_{br} = 2 \cdot 257,3 = 504,6 \text{ см}^3;$$

$$\omega_{br} = 2 \cdot 38,94 = 77,88 \text{ см}^2.$$

Теоретический объем прогона на одном пролете:

$$77,88 \cdot 90 = 7\,010 \text{ см}^3,$$

т. е. значительно больше, чем стойки. По указанному выше правилу расстояние между стойками следовало бы значительно уменьшить. Однако это правило не единственное; кроме него существуют еще известные конструктивные соображения. В данном случае мы останавливаемся на расстоянии 0,9 м между стойками по следующим соображениям:

1) увеличение числа стоек усложняет работу по изготовлению ферм;

2) принятое расстояние довольно хорошо увязывается: а) с величиной пролета, в котором укладывается приблизительно 22 раза, б) с расстоянием между осями поперечин (2,0,45), с панелью перил (1,8 м) (еще лучше увязывалось бы со всеми вышеуказанными величинами расстояние между стойками в 1,0 м, но для этого пришлось бы крайние стойки расположить над центрами шарниров, т. е. применить для последних довольно сложные отливки);

3) ширина двух швеллеров № 22 по верху равна $2 \cdot 8 = 16 \text{ см}$. Считаясь со смятием поперечин, уменьшать эту ширину весьма неже-

лательно, т. е. нежелательно брать меньший калибр швеллеров и меньшее расстояние между стойками.

Таким образом вышеуказанное правило понадобилось нам лишь для того, чтобы установить, что увеличивать принятое расстояние 0,9 м не следует, а наоборот, необходимо стремиться к минимуму, устанавливаемому по конструктивным соображениям. При подборе сечения прогона и стоек необходимо одновременно выяснить способы сопряжения прогона со стойками и с аркой. В данном случае прикрепление прогона со стойками производится легко при помощи планок, наклепанных на уголки стоек и пропущенных между швеллерами прогона (фиг. 10).

В ключе прогон проходит непосредственно над аркой.

Таким образом отметка центра подферменного камня равна

$$6,64 - 0,40 - 0,22 - 0,304 - 2,5 - 0,5 \cdot 0,447 = 3,00 \text{ м},$$

т. е. в точности по Т. У.

Ветровые связи располагаем в виде двух систем продольных связей: по верху прогона и по нижнему поясу арки и вертикальных крестов между стойками (через одну, начиная с опорной).

Устои моста очерчиваются так же, как и для балочного, за исключением нижней части передней стенки, очертание которой видоизменяется для восприятия распора. Размер ее по низу определяем приблизительно, по условию, чтобы кривая давления при самом невыгодном положении нагрузки не выходила из средней трети. Для этого строим графически по распору и вертикальной опорной реакции опорное давление арки S (фиг. 9) от постоянной и временной нагрузки. По предыдущим подсчетам:

$$S = 186 \text{ т.}$$

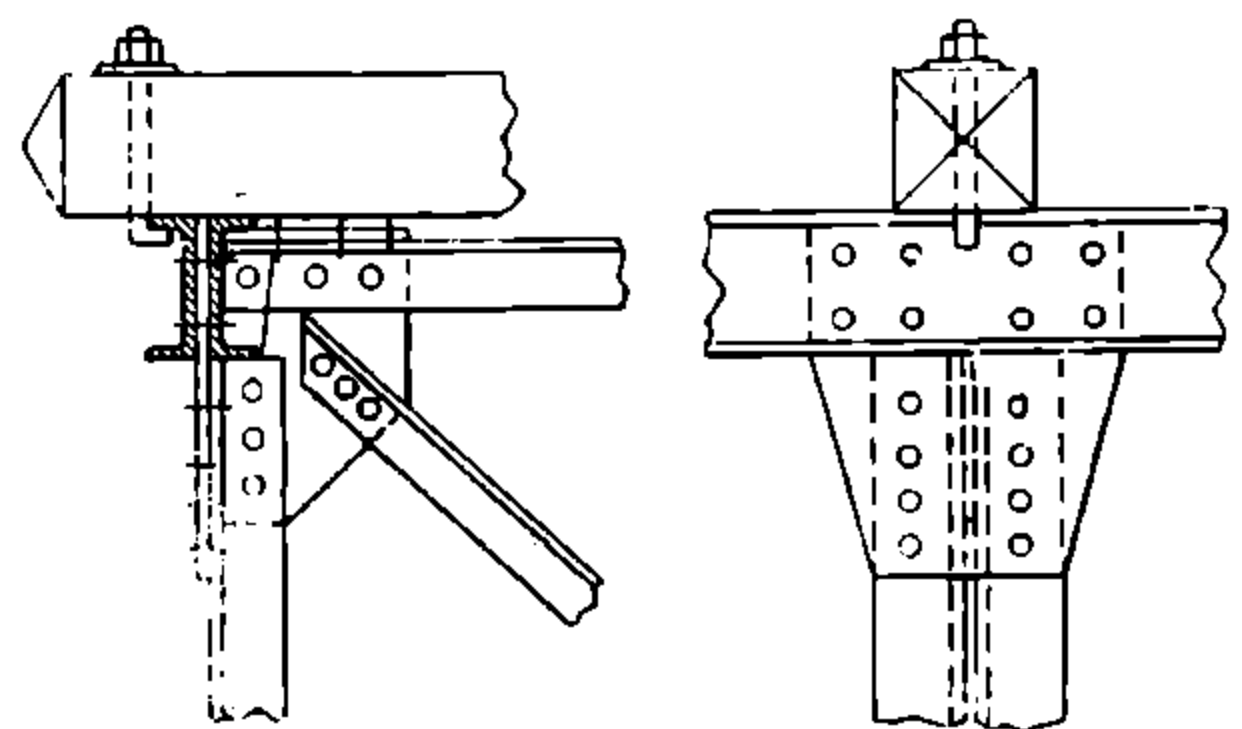
Затем вычисляем приблизительно вес устоя. Как было выяснено для балочного моста, вес устоя можно определить, принимая средний удельный вес его $2,1 \text{ т/м}^3$ и исчисляя объем его по наружному контуру.

Объем устоя:

$$V = 6,64 \cdot 4,70 \cdot \frac{6,5 + 5,9}{2} = 193 \text{ м}^3;$$

$$G_0 = 2,1 \cdot 193 = 406 \text{ т.}$$

Сила приложена на расстоянии $\frac{6,5 + 5,9}{4}$ м от передней грани.



Фиг. 10.

Производя графически сложение сил S и G_0 (фиг. 9), находим центр давления K по обрезу фундамента. Тогда длину по низу передней стенки назначаем таким образом, чтобы точка K находилась в средней трети. Размеры фундамента назначаем так, чтобы кривая давления проходила по возможности ближе к середине.

Как и для балочного моста, необходимо проверить давление на грунт. Невыгоднейшим случаем будет нахождение поезда на пролетном строении. Расчет производится во всем аналогично балочному мосту.

Исчисляем момент всех сил относительно точки D (фиг. 9).

Вес устоя:

$$G_0 = 406 \text{ м}, \quad g_0 = 3,15 + 1 = 4,15 \text{ м}, \quad G_0 g_0 = 1685 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Верхняя часть фундамента:

$$G_1 = 97 \text{ м}, \quad g_1 = 0,5 + \frac{7,75}{2} = 4,38 \text{ м}, \quad G_1 g_1 = 425 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Нижняя подушка:

$$G_2 = 133 \text{ м}, \quad g_2 = 4,5 \text{ м}, \quad G_2 g_2 = 598 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Опорные реакции двух арок от постоянной и временной нагрузок:

$$2A = 2 \cdot 90,8 = 181,6 \text{ м}, \quad a = 1 \text{ м}, \quad 2Aa = 181,6 \text{ м} \cdot \text{м} \approx 182 \text{ м} \cdot \text{м};$$

$$2H = 2 \cdot 156 = 312 \text{ м}, \quad h = 3,22 \text{ м}, \quad 2Hh = 1010 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Засыпка за устоем:

$$P = 1,8 \cdot (6,64 + 0,5) \cdot \frac{4,70 + 5,70}{2} \cdot 1,5 = 100 \text{ м}, \quad p = 8,75 \text{ м}, \quad Pr = 875 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Давление земли:

$$E = \frac{1}{2} \gamma b H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,9 \cdot 4,70 \cdot 6,64^2 \cdot 0,27 = 50,4 \text{ м};$$

$$e = \frac{1}{3} \cdot 6,64 + 2 = 4,2 \text{ м}, \quad Ee = -212 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Момент всех сил относительно точки D

$$M = 1685 + 425 + 598 + 182 + 1010 + 875 - 212 = 4563 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Сумма вертикальных сил:

$$N = 406 + 97 + 133 + 182 + 100 = 918 \text{ м}.$$

Расстояние центра давления от точки D

$$x = \frac{M}{N} = 5,00 \text{ м}.$$

Эксцентриситет

$$e = 5,00 - 4,50 = 0,50 \text{ м}.$$

Наибольшее давление на грунт:

$$n = \frac{918}{9 \cdot 6,70} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,50}{9} \right) = 15,2 (1 \pm 0,33) \text{ т/м}^2,$$

$$n_1 = 20,2 \text{ т/м}^2 = 2,0 \text{ кг/см}^2,$$

$$n_2 = 10,2 \text{ т/м}^2 = 1,0 \text{ кг/см}^2.$$

Принимаем сваи диаметром 30 см, расположенные на расстоянии 1 м центр от центра. Тогда давление на сваю будет $20,2 \text{ т} < 22 \text{ т}$.

§ 3. Третий вариант. Трехпролетный балочный мост с неразрезными фермами. При составлении второго варианта мы руководствовались стремлением уменьшить вес пролетного строения за счет небольшого увеличения объема кладки устоев. В целях отыскания наивыгоднейшего решения следует попытаться пойти по обратному направлению: за счет увеличения длины и веса пролетного строения уменьшить объем и стоимость устоев. Это можно сделать, применив обсыпные устои. При этом пролет моста против первого варианта увеличится на 6—7 м, т. е. будет иметь величину 27—28 м. Для такого пролета сплошные фермы становятся уже невыгодными, и приходится переходить к сквозной конструкции. Высоту сквозных ферм менее жестких, чем сплошные, следует назначить от $\frac{1}{8}$ до $\frac{1}{6} l$, т. е. в данном случае 3,5—4,5 м. По местным же условиям при устройстве моста с ездой по верху эта высота не может превышать 2,89 м. Следовательно, неизбежно расположение езды по низу со всеми последствиями такового: большее расстояние между фермами, а следовательно и бóльшая ширина устоев, балочная клетка, отсутствие связей по верхнему поясу. Все это при данных условиях явно нерационально.

Приходится таким образом или отказаться от обсыпных устоев или же, сохраняя таковые, подразделить получающееся общее отверстие 27—28 м на несколько пролетов промежуточными быками с тем, чтобы сохранить сплошные фермы с ездой по верху. Устройство одного быка по середине пролета, т. е. в глубоком месте реки, мы считаем нецелесообразным; поэтому останавливаемся на трех пролетах. При этом устой с обратными стенками первого варианта заменяется обсыпным устоем и быком, что, возможно, даст некоторую экономию в количестве кладки. В то же время применение трех малых пролетов взамен одного большого должно дать определенную экономию в весе металла пролетных строений.

Во всяком случае этот вариант заслуживает рассмотрения и сравнения с двумя первыми.

Для перекрытия трех пролетов могут быть применены разрезные, консольные и неразрезные балки. Останавливаемся на неразрезных как более массивных и жестких, чем разрезные и консольные, что очень существенно для малых пролетов при тяжелой нагрузке. Кроме того, разрезные балки требуют более широких быков, а в консольных наличие шарниров усложняет конструкцию балок и ветровых связей.

Величина полного отверстия моста определится по условию, что площадь живого сечения, считая от межи до горизонта высоких вод, должна быть равна: $3 \times 20 = 60$ м. При обсыпных устоях указанная площадь имеет вид трапеции высотой $h = 3$ м и с одиночными откосами. Поэтому величина отверстия по уровню высоких вод l_0 определится уравнением:

$$h(l_0 - h) = \omega; \quad l_0 = \frac{\omega}{h} + h = 23 \text{ м.}$$

Для трехпролетного моста расстояние между гранями устоев должно быть больше указанной величины на толщину быков. Кроме того, при обсыпных устоях необходимо прибавить еще длину заложения откосов, считая от уровня высоких вод до передней стенки устоя. Эту величину можно определить по чертежу устоя.

Откос насыпи не должен захватывать шкапной части устоя, размеры которой и следует прежде всего определить.

При трех, приблизительно равных, пролетах величина каждого из них в данном случае 10 м. Высоту неразрезных балок можно принять около $\frac{1}{10}$ пролета. Примем в данном случае ориентировочно 1 м. Высоту подферменника примем 0,4 м и подушки 0,10 м. Тогда высота шкапной части до головки рельс будет $0,50 + 1,0 + 0,40$ (рельсы и поперечины) = 1,9 м.

Ширина подферменной площадки равна ширине подферменника и обреза (0,15 — 0,20 см).

Размеры подферменника определим по опорной реакции, считая пролеты балки приблизительно равными 10 м.

Крайняя опорная реакция трехпролетной балки

$$A = 0,4pl + 0,45kl.$$

Вес моста может быть принят, как для разрезного, по графику (см. Приложение III):

$$p = 1,9 \text{ м.}$$

Эквивалентная нагрузка по таблицам НКПС (как для разрезной балки) $k = 18,83 \text{ т/м.}$

Опорная реакция:

$$A = 0,4 \frac{1,9}{2} \cdot 10 + 0,45 \cdot \frac{18,83}{2} \cdot 10 = 46,1 \text{ т.}$$

Допускаемое напряжение на кладку $\sigma = 12 \text{ кг/см}^2$.

Площадь подферменника:

$$\omega = \frac{46 \cdot 100}{12} = 3740 \text{ см}^2.$$

Ширина $a = \sqrt{\omega} = 61 \text{ см} \approx 60 \text{ см}$.

Принимаем ширину подферменной площадки:

$$a = 0,60 + 0,30 = 0,90 \text{ м.}$$

Таким же способом определяем ширину по верху быков.

Средняя опорная реакция трехпролетной неразрезной балки:

$$A = 1,1 pl + 1,2 kl.$$

Длина загруженной части линии влияния равна $2l = 20 \text{ м}$.

Эквивалентную нагрузку для параболической линии влияния берем по таблице II Прил. I.

$$k = 13,39 \text{ т/м.}$$

$$A = 1,1 \cdot \frac{1,9}{2} \cdot 10 + 1,2 \cdot \frac{13,39}{2} \cdot 10 = 91 \text{ т.}$$

Площадь подферменника:

$$\omega = \frac{91 \cdot 100}{12} = 7580 \text{ см}^2.$$

Ширина

$$a = \sqrt{7580} = 87 \text{ см} \approx 90 \text{ см.}$$

Ширину быка по верху принимаем $0,90 + 2 \cdot 0,3 = 1,5 \text{ м}$.

Этих данных достаточно для вычерчивания схемы моста и разбивки общего отверстия на пролеты.

По чертежу (фиг. 11) получаем расстояние между внутренними гранями устоев при ширине быков по 1,5 м и отверстию 23 м.

$$L_0 = 23 + 3 + 2 \cdot 0,8 = 27,6 \text{ м.}$$

Расстояние между центрами подферменников на устоях или сумма пролетов:

$$\Sigma l = 27,6 + 2 \cdot 0,30 + 0,60 = 28,80 \text{ м.}$$

Наивыгоднейшее отношение пролетов по Винклеру 7:8:7.

[illegible]

Фиг. 11.

НТБ
ДНУЖТ

Сообразуясь с этим, назначаем окончательно величину пролетов:

$$9:10,8:9 \text{ м.}$$

Высоту главных балок принимаем $1,0 \text{ м} \cong \frac{1}{10} \cdot l$. Определение расстояния между балками и подбор сечений производится так же, как и для простых балок.

Опоры моста очерчиваем по общим правилам, придерживаясь существующих образцов, и проверяем давление на грунт.

При определении веса *устоя* вычисляем сначала полный объем его и затем объем засыпки.

Верхняя часть устоя до уровня подферменной площадки.

$$\text{Объем устоя } v_1 = 1,50 \cdot 2,10 \cdot 4,70 = 14,80 \text{ м}^3.$$

Плечо относительно точки *C* (фиг. 11)

$$g_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,10 + 0,9 + 1,1 = 3,05 \text{ м.}$$

От подферменной площадки до перелома:

$$v_2 = 1,6 \cdot 3,00 \cdot 4,70 = 22,5 \text{ м}^3,$$

$$g_2 = \frac{1}{2} \cdot 3,00 + 1,1 = 2,6 \text{ м.}$$

Нижняя часть:

$$v_3 = 3,14 \cdot \frac{1}{2} (3,00 + 3,60) \cdot 4,70 = 48,7 \text{ м}^3,$$

$$g_3 = \frac{1}{2} (3,00 + 3,60) + \frac{1}{2} \cdot 1,10 = 2,20 \text{ м.}$$

$$\text{Полный объем устоя } v = 86 \text{ м}^3.$$

Объем засыпки приблизительно (см. план фиг. 11):

$$v' = 6,24 \cdot 1,1 \cdot \frac{1}{2} \cdot (2,70 + 2,20) = 16,8 \text{ м}^3.$$

Объем кладки:

$$v - v' = 69,2 \text{ м}^3.$$

Вес устоя с засыпкой и баластным слоем по верху:

$$G_0 = 2,2 \cdot 69,2 + 1,8 \cdot (16,8 + 0,40 \cdot 4,70 \cdot 2,10) = 189 \text{ т.}$$

С небольшой погрешностью можно принять, что вес устоя приложен в центре тяжести объема его. Тогда плечо относительно точки *C*

$$g_0 = \frac{v_1 g_1 + v_2 g_2 + v_3 g_3}{v} = \frac{14,80 \cdot 3,05 + 22,5 \cdot 2,6 + 48,72 \cdot 2}{86} = 2,45 \text{ м.}$$

Для определения давления на грунт рассматриваем случай загрузки поездом пролетного строения и призмы обрушения.

Вычисляем момент всех сил относительно точки D (фиг. 11).

Устой:

$$G_0 = 189 \text{ т}; \quad g_0 = 2,45 + 0,35 + 0,50 = 3,3 \text{ м}; \quad G_0 g_0 = 624 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Верхняя часть фундамента:

$$G_1 = 2,2 \cdot 1,00 \cdot 4,3 \cdot 5,70 = 54 \text{ т}; \quad g_1 = 2,15 + 0,5 = 2,65 \text{ м}; \quad G_1 g_1 = 143 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Бетонная подушка:

$$G_2 = 2,2 \cdot 1,00 \cdot 5,3 \cdot 6,70 = 78 \text{ т}; \quad g_2 = 2,65 \text{ м}; \quad G_2 g_2 = 207 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Вес грунта за устоем:

$$P_1 = 1,8 \cdot 7,24 \cdot 0,35 \cdot 6,70 = 28 \text{ т}; \quad p_1 = 5,3 - \frac{0,35}{2} = 5,13 \text{ м}; \quad P_1 p_1 = 143 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Вес грунта спереди устоя приблизительно:

$$P_2 = 1,8 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,7 \cdot 0,85 \cdot 6,70 = 19 \text{ т}; \quad g_2 = \frac{1}{3} \cdot (0,85 + 1,95) = 0,93 \text{ м};$$

$$P_2 p_2 = 18 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Опорное давление балки по предыдущему:

$$2A = 2 \cdot 46,1 \text{ т} = 92,2 \text{ т}; \quad a = 0,60 + 1,1 + 0,35 + 0,50 = 2,55 \text{ м};$$

$$Aa = 235 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Нагрузка на устой (см. вариант первый):

$$K = 8 \cdot 2,1 = 16,8 \text{ т}; \quad k = 3,9 \text{ м}; \quad Kk = 65,5 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Давление земли (по первому варианту):

$$E = 63,5 \text{ т}, \quad Ec = 290 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Момент всех сил относительно точки D :

$$M = 1145,5 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Сумма вертикальных сил:

$$N = 477 \text{ т}.$$

Расстояние центра давления от точки D :

$$x = \frac{1145,5}{477} = 2,40 \text{ м}.$$

Эксцентриситет:

$$e = \frac{5,3}{2} - 2,40 = 0,25 \text{ м}.$$

НТБ
ДНУЖТ

Давление на грунт:

$$n = \frac{477}{6,70 \cdot 5,3} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,25}{5,3} \right) = 13(1 \pm 0,28) \text{ т/м}^2;$$

$$n_1 = 16,6 \text{ т/м}^2 = 1,7 \text{ кг/см}^2;$$

$$n_2 = 9,4 \text{ „ } \approx 1 \text{ кг/см}^2.$$

Принимая на каждый м^2 одну сваю $d = 26 \text{ см}$, получим давление на сваю $16,6 \text{ т} < 17 \text{ т}$.

Бык моста нагружен центрально давлением ферм и собственным весом. Рассматриваем случай загрузки поездом обоих пролетов.

Площадь быка по верху (фиг. 11):

$$1,5 \cdot 2,9 + \frac{\pi}{4} 1,5^2 = 6,12 \text{ м}^2.$$

На уровне верха ледорезов:

$$1,65 \cdot 3,00 + \frac{\pi}{4} \cdot 1,65^2 = 7,08 \text{ м}^2.$$

По обрезу фундамента:

$$\approx 1,8 \cdot 3,8 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi}{4} 1,8^2 + \frac{1}{2} \cdot 1,5(1,8 + 0,5) = 9,8 \text{ м}^2.$$

Объем быка:

$$v = 1,74 \cdot \frac{1}{2} \cdot (6,12 + 7,08) + 3,0 \cdot \frac{1}{2} \cdot (7,08 + 9,8) = 36,8 \text{ м}^3;$$

$$G_0 = 2,2 \cdot 36,8 = 81 \text{ т}.$$

Вес верхней части фундамента:

$$G_1 = 2,2 \cdot 1[2,5 \cdot 5,05 + \frac{1}{2} \cdot (2,5 + 0,80) \cdot 1,70] = 33,8 \text{ т}.$$

Бетонная подушка:

$$G_2 = 2,2 \cdot 1[3,5 \cdot 5,55 + \frac{1}{2} \cdot (3,5 + 1,5) 1,95] = 53,5 \text{ т}.$$

Опорную реакцию принимаем приблизительно по предыдущим вычислениям

$$2A = 2 \cdot 95,5 = 191 \text{ т}.$$

Сумма вертикальных сил

$$N = 81 + 33,8 + 53,5 + 191 = 359,3 \text{ т}.$$

Равномерное давление на грунт:

$$n = \frac{N}{\omega} = \frac{359,3}{3,5 \cdot 5,55 + \frac{1}{2} \cdot (3,5 + 1,5) 1,95} = 14,7 \text{ т/м}^2 \approx 1,5 \text{ кг/см}^2.$$

Полагаем на каждый м^2 основания 1 сваю диаметром 26 см.

§ 4. Сравнение вариантов. Для окончательного выбора одного из вариантов необходимо сравнить их с точки зрения тех требований, которые вообще предъявляются к мосту.

Прежде всего сравним их стоимость.

Для всех трех вариантов стоимость полотна, конусов, насыпи приблизительно одинакова, а потому ограничимся подсчетом стоимости металла в пролетном строении, каменной кладки опор и устройства фундаментов. Соответствующие вычисления произведены в таблице на следующей странице.

По подсчету третий вариант оказывается дешевле, первый дороже остальных. Однако разница в стоимости настолько незначительна (5%), что не имеет практического значения, и, собственно говоря, учитывая грубость подсчетов, следует признать все три варианта экономически равноценными.

Для эксплуатации мы считаем более удобным первый вариант. Арки со стойками и прогонами представляют собой сквозную конструкцию, более уязвимую со стороны ржавчины, расстройств заклепочных соединений и менее удобную для покраски. В третьем варианте не исключена возможность осадки опор и в связи с этим забот по выравниванию опорных подушек во избежание дополнительных напряжений в неразрезных балках. Кроме того, хотя общее отверстие моста остается во всех вариантах неизменным, абсолютная величина каждого пролета в 3-м варианте уменьшена, что является менее благоприятным для ледохода. Впрочем нужно заметить, что длина отверстия на уровне предполагаемого ледохода в третьем варианте больше, чем в первых двух. Это отчасти смягчает вредное действие быков.

Технически, по условиям прочности, жесткости и устойчивости, мы считаем равноценными первый и третий варианты. Во втором варианте, хотя арки сами по себе более жестки, наличие стоек и прогонов уменьшает жесткость всего пролетного строения и повышает чувствительность к динамическому воздействию нагрузки, что ведет к более быстрому убыванию прочности, чем в двух других вариантах. Для второго варианта было бы более уместно устройство полотна на баласте.

Наконец, с точки зрения эстетических требований преимущество следует отдать, на наш взгляд, второму или третьему вариантам. Сообразуясь со всей совокупностью требований, мы предпочитаем третий вариант, если для этого нет каких-либо особых местных препятствий со стороны пропуска льда и высоких вод.

Таблица стоимости моста по трем вариантам

Наименование работ	Род ед- ницы	Коли- чество	Стоимость	
			единичная	полная
			в р у б л я х	
I. Первый вариант				
Главные фермы и связи 1,6·22,6 . .	т	36,2	450	16 250
Бутовая кладка двух устоев .	м³	358	30	10 700
Бетонные подушки .		120	20	2 400
Подферменные камни .	”	1,93	200	386
Облицовка устоев .	м²	132	30	3 960
Котлованы для фундамента .	м³	240	1	240
Водоотлив .		—	—	100
Досчатый шпунт .	п. м	62,6	24	1 500
Сваи диаметром 26 см	шт.	126	12	1 500
Итого стоимость первого ва- рианта без полотна и конусов				37 036
II. Второй вариант				
Арки и связи .	т	30	450	13 500
Бутовая кладка устоев .	м³	380	30	11 400
Бетонные подушки .				2 400
Подферменные		3,6	200	720
Облицовка .				4 160
Котлованы с водоотливом .	м²	138	30	340
Шпунтовое ограждение .				1 500
Сваи диаметром 30 см	шт.	108	15	1 890
Итого стоимость второго ва- рианта				35 910
III. Третий вариант				
Главные фермы со связями. (Вес не- разрезных ферм мало отличается от разрезных, поэтому берем его по графику на 1 п. м 1,0 т.) 29,2·1	т	29,2	450	13 150
Бутовая кладка устоев и быков . .	м³	290	30	8 400
Бетонные подушки .		119	20	2 380
Подферменные камни .	”	2,85	200	570
Облицовка опор, исключая ледорезы	м²	132	30	3 960
То же ледорезов .		18,2	70	1 280
Котлованы .	м³	240	1	240
Водоотлив .	—	—	—	150
Досчатый шпунт .	п. м	87	24	2 090
Сваи диаметром 26 см	шт.	140	12	1 680
Итого стоимость третьего варианта				33 900

Пример 2. Составление эскиза железнодорожного моста большого отверстия

§ 5. Первый вариант. Местные данные. — Живое сечение русла, профиль дна и пойм показан на фиг. 12. Полное отверстие моста в свету $l_0=250$ м при условии выемки грунта на поймах до уровня меженных вод, т. е. до отметки 95,60 м.

Отметка горизонта самых высоких вод 101,50 м.

Отметка самого высокого ледохода — 100,50 м, низкого — 97,00 м.

По условиям судоходства река относится к 3-й категории. При разбивке на пролеты должны быть соблюдены правила подмостных габаритов согласно табл. 1.

Таблица 1
Подмостные габариты

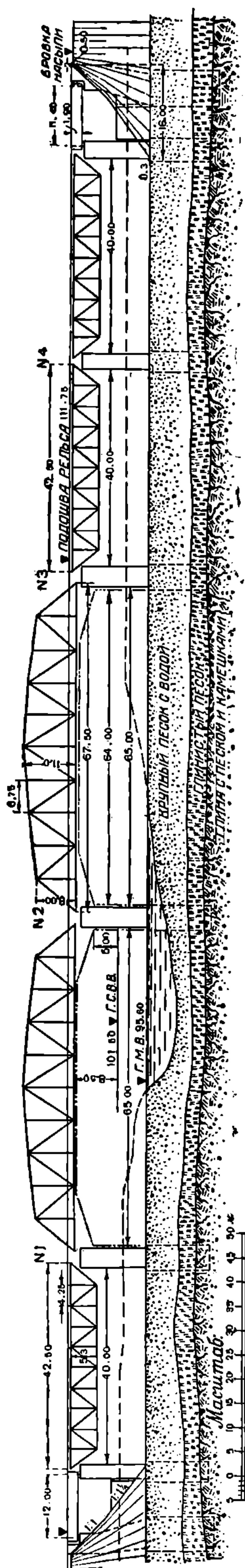
№ группы, к которой относится река	1	2	3	4		6
1. Наименьшая длина судоходн. пролета в свету в метрах .	150	100	64	40	25	15
2. Необходимое число судоходных пролетов .		2	2	2	1	1
3. Наименьшее возвышение низа ферм над наивысшим судоходным горизонтом, в м .	14	10	8,5	5	2,5	1,0
4. Это возвышение должно распространяться на среднюю часть пролета, длиной .	$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$
5. Наименьшее возвышение низа ферм над тем же горизонтом у опор . . .	5,5	3,5	3,0	2,5	1,0	—
6. Наименьшая длина несудоходного пролета .	80	50	40	—	—	—
7. Наименьшее возвышение низа ферм над горизонтом самых высоких вод в несудоходных пролетах .	5,5	3,5	3,0	—	—	—

При проектировании мостов большого отверстия первым вопросом, подлежащим разрешению, является назначение числа и величины пролетов. При этом исходить приходится из правил НКПС о подмостных габаритах, имеющих в виду интересы судоходства. Кроме того, для удобства и удешевления изготовления ферм и замены их в будущем желательно придерживаться нормализации основных размеров ферм, установленной НКПС (табл. 2).

Таблица 2

Нормализация основных размеров металлических пролетных строений с балочными разрезными фермами

Отверстия в свету		Расчетный пролет в м	Расстояние между осями ферм				Примечания
м	сая.		Езда по верху	Езда по низу			
				В 1-м уступе	Во 2-м уступе	В 3-м уступе	
2	—	3,30	1,80	3,70	—	—	От установлен- ных нормальных размеров расчет- ного пролета до- пускаются откло- нения до 0,1 м в ту или другую сто- рону.
4	—	5,30	„	—	—	—	
6	—	7,40	1,80	—	4,60	—	
8	—	9,50	2,00	„	4,60	—	
10	—	11,50	—	3,70	4,80	5,20	
—	—	11,75	—	—	—	—	
12	—	13,50	„	3,70	4,80	5,20	
17	—	15,50	2,00	—	„	5,20	
16	—	18,00	2,10	—	4,80	5,30	
18	—	20,00	—	—	—	„	
20	—	22,00	„	—	—	5,30	
—	10	23,00	2,10	—	—	—	
25	—	27,00	2,20	—	—	5 40	
30	—	32,00	„	—	—	5,50	
—	15	34,00	2,20	—	—	—	
—	—	33,60	—	—	—	5,50	
40	—	42,50	3,00	—	—	—	
—	20	45,00	—	—	—	—	
50	—	52,50	3,50	—	—	„	
—	25	55,00	—	—	—	5,50	
—	30	66,00	—	—	—	5,60	
65	—	67,50	4,20	—	—	5,70	
—	35	76,80	—	—	—	5,75	
80	—	82,50	5,00	—	—	5,80	
—	40	87,50	—	—	—	5,75	
—	45	98,00	—	—	—	6,00	
100	—	103,00	—	—	—	6,20	
—	50	109,20	—	—	—	6,10	
150	—	154,00	—	—	—	9,00	
200	—	204,00	—	—	—	12,00	



Фиг. 12.

По экономическим соображениям наивыгоднейшая величина пролета определяется стоимостью быка.

В качестве первого варианта принимаем минимальные величины пролетов, сообразуясь с таблицами 1 и 2, т. е. назначаем 2 судоходных отверстия по 65 м и 3 несудоходных по 40 м (фиг. 12) — всего 250 м. Намеченные величины пролетов следует проверить по формуле наивыгоднейшего пролета:

$$l = \sqrt{\frac{K}{ak}};$$

здесь:

K — стоимость быка; a — коэффициент при l в формуле веса моста $p = al + F$, причем al — вес ферм и связей; k — стоимость единицы ($кг$) металла.

Для определения величины K необходимо эскизно запроектировать быки моста.

Определим размеры быка, разделяющего судоходные пролеты (фиг. 13).

Размеры быка по верху определяются расстоянием между осями ферм и размерами подферменников.

По табл. 2 назначаем расстояние между осями ферм $b = 5,7$ м и расчетный пролет $l = 67,5$ м.

Размеры подферменников определяем по наибольшей опорной реакции и допускаемому давлению на кладку.

Вес моста при $l = 67,5$ м по графику (см. Приложение III), $q = 4,25$ т/м.

На одну ферму $p = \frac{q}{2} = 2,13$ т/м.

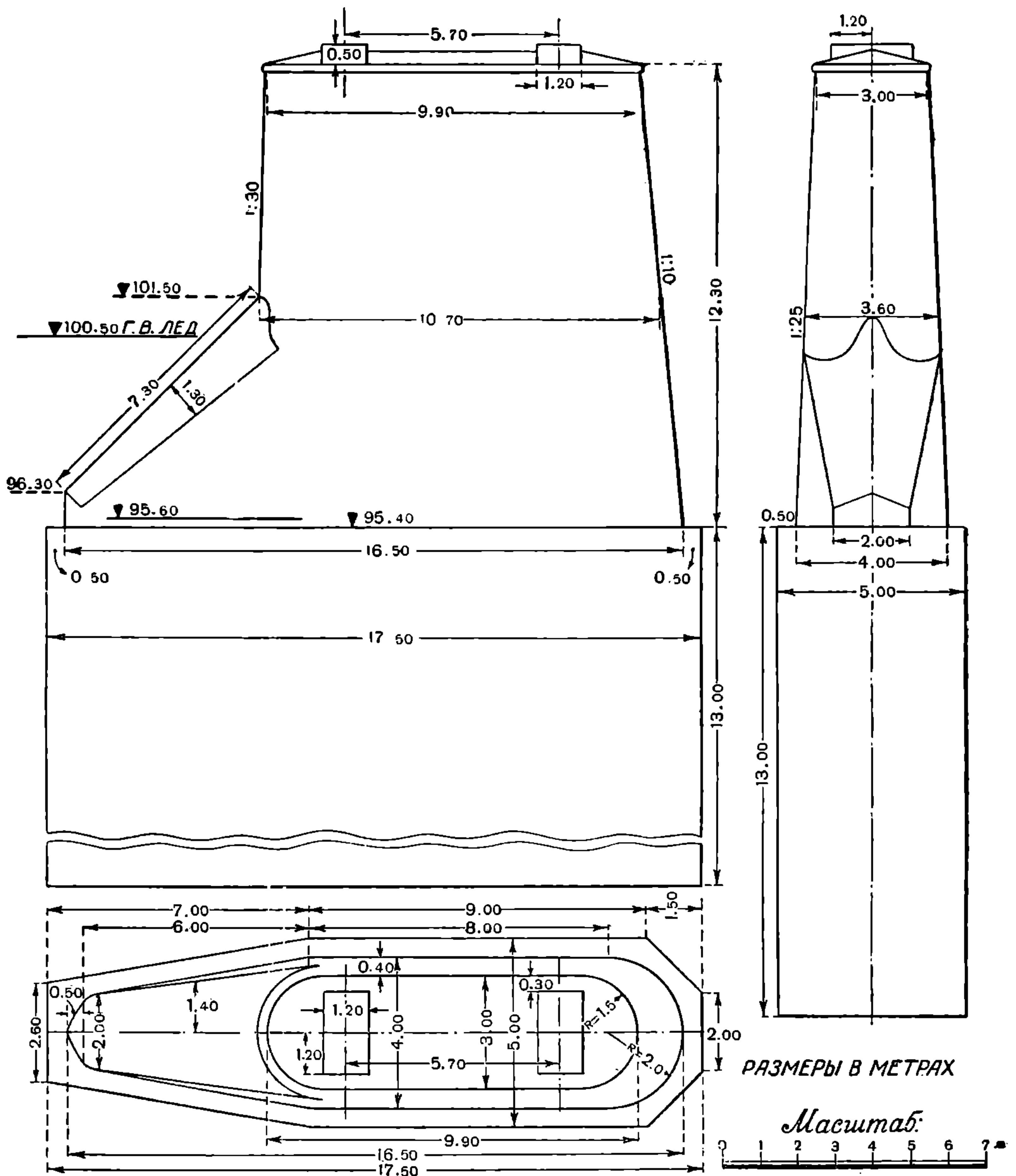
Эквивалентная временная нагрузка по таблицам НКПС (Приложение I).

$$k = \frac{1}{2} \cdot 12,72 = 6,36 \text{ т/м};$$

$$A = \frac{p + k}{2} l = \frac{2,13 + 6,36}{2} \cdot 67,5 = 287 \text{ т.}$$

Допускаемое напряжение на прокладные ряды из гранита под подферменниками

$$\sigma = 20 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 13.

Площадь подферменника

$$\omega = \frac{287\,000}{20} = 14\,350 \text{ см}^2.$$

Назначаем его размер

$$120 \cdot 120 = 14\,400 \text{ см}^2.$$

НТБ
ДНУЖТ

По этим данным определяется сечение быка по верху (фиг. 13). Граням быка даем уклоны: боковым $\frac{1}{25}$ и задней $\frac{1}{10}$; уклон ледореза 1:1. В качестве фундамента предполагаем применить опускной колодец, достигающий слоя глины. Глубина фундамента по чертежу 13 м. Задавшись размерами быка, следует проверить его прочность. В данном случае эту проверку опускаем, так как эскизный расчет быка указан в примере 1.

По эскизу быка находим его стоимость.

Таблица стоимости быка

Наименование работ	Род единицы	Количество	Стоимость	
			единичная	полная
			в рублях	
Бутовая кладка	м ³	490	30	14 700
Фундамент		1 000	50	50 000
Облицовка без ледореза	м ²	320	50	16 000
Тоже ледореза		30	70	2 100
Итого стоимость быка . .	—	—	—	82 800

По графику приложения III вес ферм и связей: $al=2,75\text{ м}=2\,750\text{ кг}$. Отсюда коэффициент $a=\frac{2\,750}{67,5}=40,7$. Подставляя в формулу наимыгоднейшего пролета, получаем при $k=400\frac{\text{руб.}}{\text{м}}=0,40\frac{\text{руб.}}{\text{кг}}$.

$$l=\sqrt{\frac{82\,800}{0,40\cdot 40,7}}=\sqrt{5\,100}=71\text{ м}.$$

Полученная величина пролета очень мало отличается от принятой — 67,5 м. Для несудоходных пролетов, как мы увидим ниже, можно применить фермы с ездой по верху. При этом стоимость быков значительно уменьшается (до 54 140 р., как показывают дальнейшие подсчеты). Следовательно, и величина несудоходных пролетов может быть уменьшена.

Судоходные пролеты необходимо перекрыть фермами с ездой по низу, так как в противном случае пришлось бы слишком высоко

поднять насыпь на подходах к мосту. При езде по низу отметка подошвы рельсов определяется следующим образом:

отметка горизонта высоких вод 101,50 м;

просвет по табл. 1 — 8,50 м.

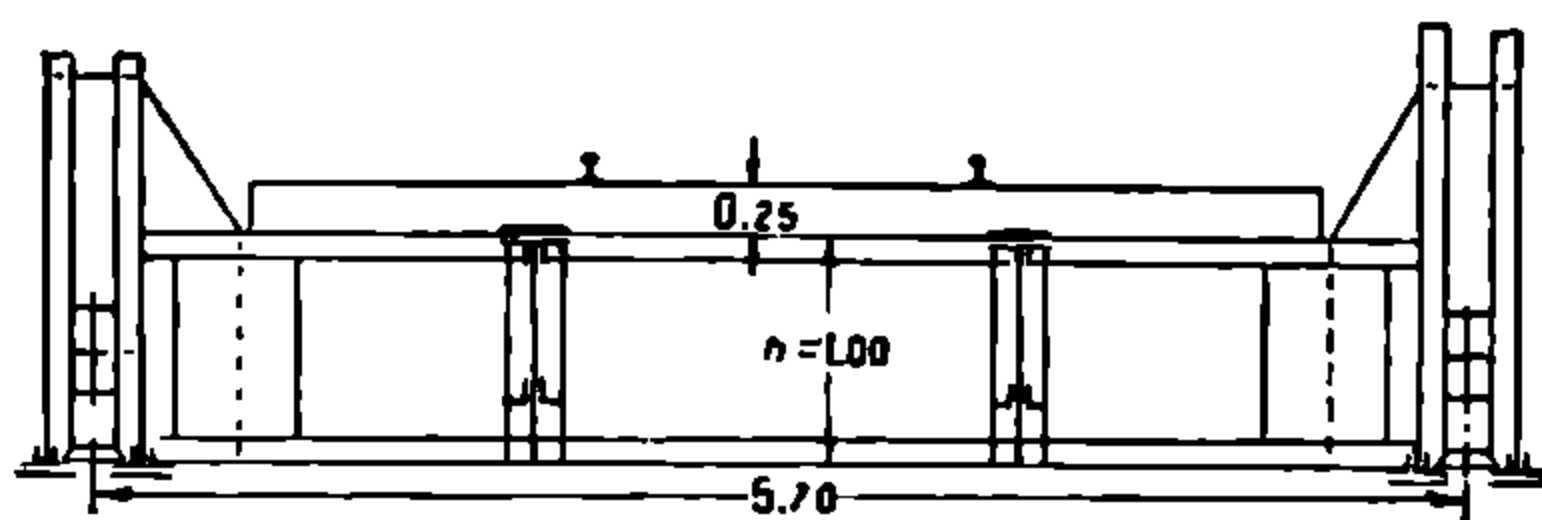
Конструктивная высота пролетного строения определяется по конструкции проезжей части, которую следует эскизно наметить.

Придерживаясь табл. 2, назначаем расстояние между осями ферм 5,70 (фиг. 14). Высоту поперечной балки можем принять около $\frac{1}{5} - \frac{1}{6}$ пролета ее, т. е. 1,0 м.

Верх продольных балок для удобства прикрепления их при помощи рыбки располагаем в уровень с верхом поперечных.

Высоту деревянных поперечниц, за вычетом врубок, принимаем 0,25 м.

Тогда конструктивная высота — 1,25 м.



Фиг. 14.

Отметка подошвы рельсов $101,50 + 8,50 + 1,25 = 111,25$ м.

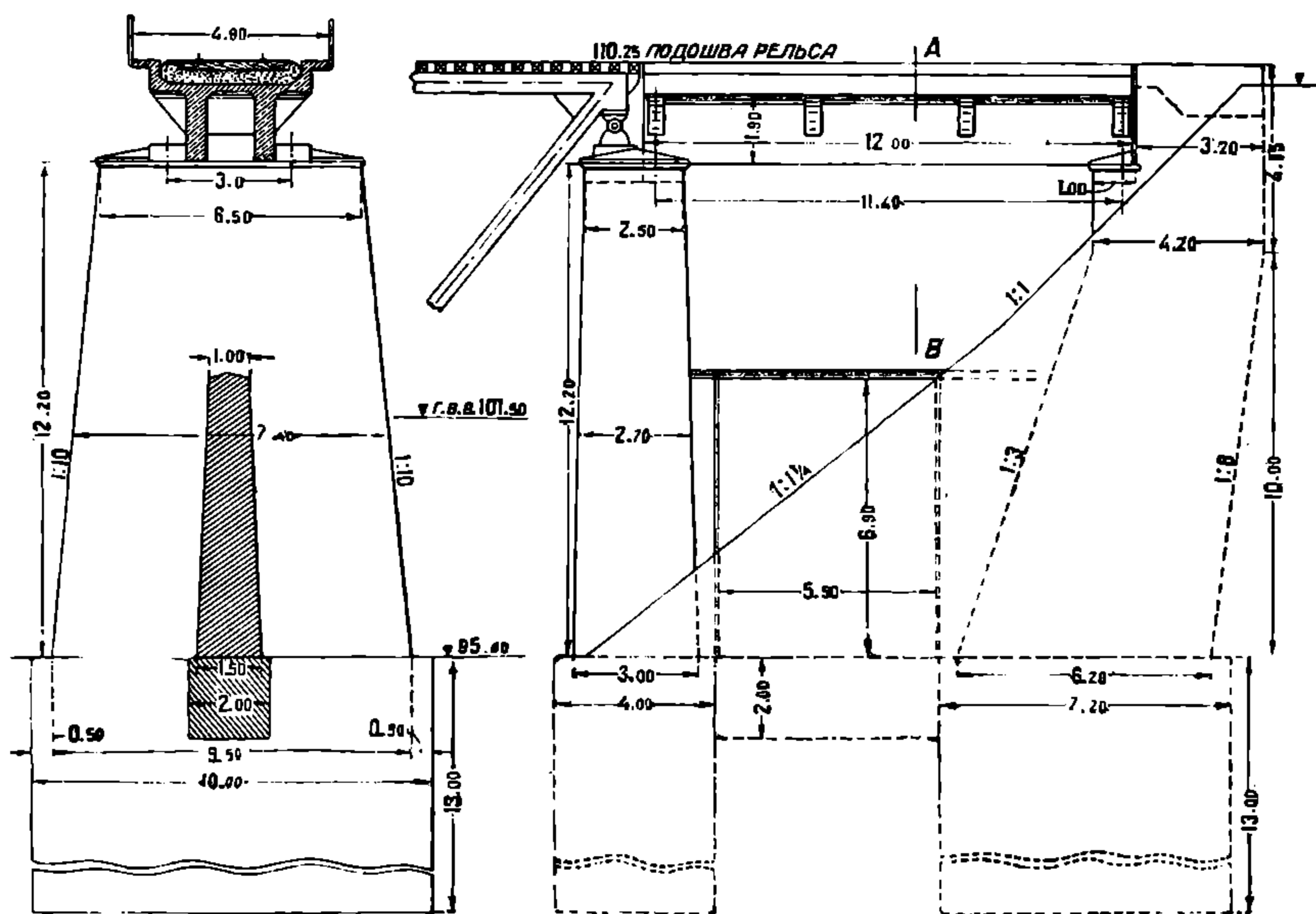
В несудоходных пролетах наименьшая величина просвета по табл. 1 равна 3 м. Поэтому для конструктивной высоты пролетного строения имеем предел $111,25 - (101,50 + 3,00) = 6,75$ м. Этого предела достаточно для устройства моста с ездой по верху. Действительно, если принять высоту главных ферм $= \frac{1}{7} \cdot 42,5 = 6,1$ м, верх продольных и поперечных балок расположить в уровень с верхним поясом главных ферм, то конструктивная высота моста будет $6,1 + 0,25$ (высота поперечниц) $= 6,35$ м $< 6,75$.

Расчетный пролет и расстояние между фермами назначаем по таблице 2: $l_1 = 42,5$ м; $b_1 = 3,0$ м.

Высота устоев до обреза фундамента получается $111,25 - 95,60 = 15,65$ м. При этой высоте наиболее выгодным типом будет *раздельный* устой. Величина берегового пролета получается около 11 м. Для его перекрытия мы применяем железобетонное пролетное строение, так как каменный свод потребовал бы утолщения опор, а железные балки были бы недостаточно массивны по сравнению с прочими частями моста.

Размеры опор назначаем, руководствуясь общими правилами, достаточно полно разработанными в различных типовых проектах. Проверку прочности в данном случае опускаем, имея в виду изложен-

ное в примерах 1 и 3. Для дальнейшего выяснения конструкции моста следует выбрать систему ферм. Наиболее простым и естественным решением будет применение балочных разрезных ферм. При разработке схемы ферм приходится разрешить следующие вопросы: а) высота ферм, б) очертание поясов, в) длина панели, г) система решетки.



Фиг. 15.

Наивыгоднейшая высота ферм по середине пролета по графикам веса мостов составляет около $\frac{1}{5} - \frac{1}{6} l$. Для нашего случая принимаем высоту ферм по середине $11 \text{ м} \cong \frac{1}{6} \cdot 67,5$. Так как эта величина больше, чем требуется по условиям габарита, то по направлению к опорам ее можно уменьшить, т. е. применить фермы с полигональным верхним поясом, которые вообще выгоднее ферм с параллельными поясами. Принимаем высоту ферм у опор 8 м. Чтобы уменьшить число стыков верхнего пояса, назначаем возможно меньше точек перелома его очертания.

Наивыгоднейшая длина панели с точки зрения веса проезжей части равна 5—6 м.

При высоте ферм по середине 11 м величину панели для соблюдения рационального угла наклона раскосов не следует брать меньше 5,5 м. Назначаем 10 панелей по 6,75 м.

Решетку выбираем треугольную с дополнительными стойками; при этом число главных узлов, где необходимо применение фасонных вставок и устройство стыков пояса, сводится к минимуму.

Расстояние между осями ферм принимаем, как указывалось выше, 5,7 м. Ветровые связи располагаем вдоль нижнего и верхнего поясов в виде распорок и перекрестных диагоналей. Длина панели ветровых связей 6,75 м. На опорах устроены наклонные опорные рамы.

Для боковых пролетов ввиду ограниченной высоты ферм $\left(\frac{1}{7} l\right)$ целесообразно применение ферм с параллельными поясами, более жестких. Для удобства расположения опорных частей на быке в одном уровне с большими пролетами, параллельные пояса у опор скашиваем (фиг. 12).

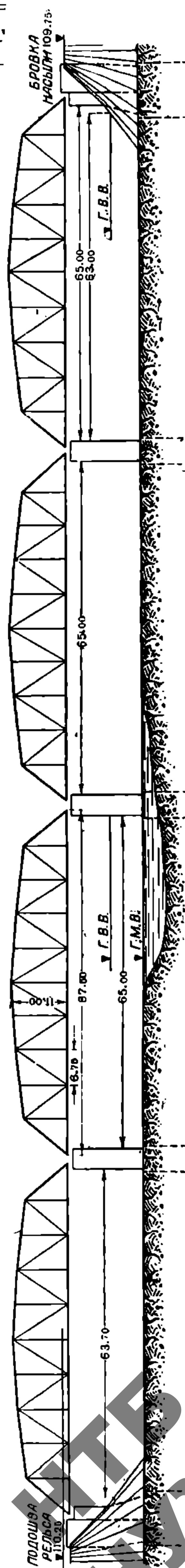
Решетку применяем также треугольную с дополнительными стойками при длине панели 4,25 м.

§ 6. Второй вариант. Недостатком первого варианта, по нашему мнению, является то, что для перекрытия пролетов применены фермы двух типов. Было бы удобнее для выполнения, если бы все пролеты были равной величины и перекрыты одинаковыми фермами. При этом и все быки были бы однотипными, тогда как в первом варианте из 4 быков (не считая береговых) только два одинаковы.

Если принять 4 пролета (в свету) по 65 м, то получим общее отверстие $4 \times 65 = 260$ м, т. е. больше заданного 250 м. Превышение на 10 м дает возможность выпустить конуса в отверстие моста, т. е. применить более дешевые устои — обсыпные, взамен отдельных.

Таким образом приходим ко второму варианту (фиг. 16).

Живое сечение в этом случае получает вид трапеции с откосами $1:1 \frac{1}{4}$; необходимая площадь его между меженным и высоким горизонтами равна $250 \cdot 5,9 = 1475 \text{ м}^2$.



Фиг. 16.

Длина отверстия второго варианта по уровню межени — x определится из условия

$$\frac{1}{2} \cdot 5,9 (2x + 2,5 \cdot 5,9) = 1475 \text{ м}^2; \quad x = 242,6 \text{ м.}$$

Каждый устой может быть вдвинут вглубь насыпи на величину $\frac{1}{2}(260 - 242,6) = 8,7 \text{ м.}$ Очертание устоя намечаем по общим правилам. Сохраняя для перекрытия пролетов ту же систему ферм, что и в первом варианте, можем считать второй вариант достаточно выясненным.

§ 7. Последующие варианты. Кроме разрезных балочных ферм возможно применение и других систем. Например по эстетическим соображениям могла бы найти применение возвышенная арка с затяжкой, хотя экономически она менее целесообразна, так как вес таких ферм на 10—15% больше простых балочных.

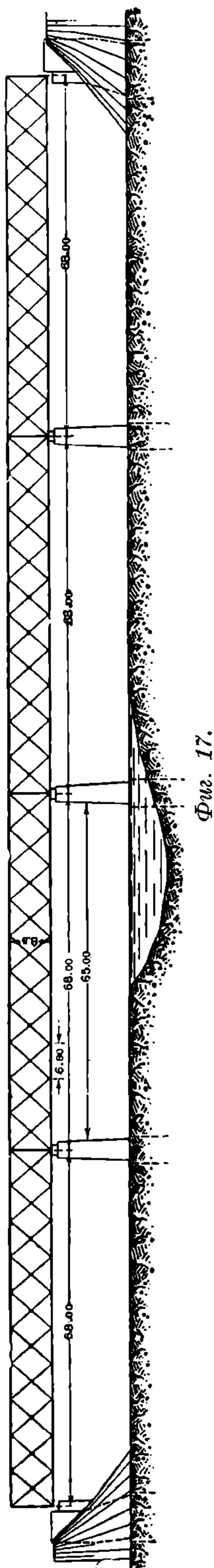
В поисках наиболее изящного внешнего вида моста можно было бы пойти и на трехпролетный мост консольной системы. Не входя в рассмотрение подобных вариантов, остановимся лишь на возможном применении неразрезных балочных ферм.

На фиг. 17 четыре отверстия моста по 65 м перекрыты двухпролетными неразрезными фермами. Чтобы не портить внешнего вида и не нарушать однотипности быков, опора на среднем быке устроена совмещенная.

Вес неразрезных ферм при данных пролетах мало отличается от разрезных, но они представляют преимущество несколько большей жесткости, а также дают возможность произвести сборку без подмостей путем продольной надвижки с обоих берегов.

Влияние осадки опор может быть урегулировано соответствующими приспособлениями в опорных частях.

§ 8. Сравнение вариантов. Считая третий вариант приблизительно равноценным со вторым, произведем сравнение стоимости первого и второго вариантов (см. таблицу на стр. 47 и 48).



Фиг. 17.

Таблица стоимости моста

Наименование работ	Род единицы	Количество	Стоимость	
			единичная	полная
			в рублях	
Первый вариант				
1. Обсыпной устой.				
Бутовая кладка .	м³	322	30	9 660
Фундамент (опускн. колодцы) .		435	50	21 750
Облицовка .	м²	30	50	15 000
Итого .	—	—	—	32 910
2. Соединительная стенка.				
Бутовая кладка .	м²	88	30	2 640
Облицовка .	"	24	50	1 200
Итого .	—	—	—	3 840
3. Береговой бык.				
Бутовая кладка .	м³	263	30	7 899
Фундамент .		667	50	33 350
Облицовка граней	м²	216	50	10 800
ледореза .	"	30	70	2 100
Итого .	—	—	—	54 140
4. Железобетонное перекрытие .	м³	36	150	5 400
Полная стоимость устоя .	—	—	—	96 290
5. Бык № 2, разделяющий пролеты 67,5 и 67,5 предыдущим подсчетам .	—	—	—	82 800
6. Быки № 1 и № 3 между пролетами 42,5 и 67,5 приблизительно .	—	—	—	82 800
7. Бык № 4 между пролетами 42,5 и 42,5, принимаемый как береговой бык .	—	—	—	54 140
8. Подферменные камни .	м³	9,5	200	1 900

Наименование работ	Род ед. ниц	Коли- чество	Стоимость	
			еданич- ная	полная
			в р у б л я х	
Фермы связи и балки проезжей части.				
а) Погонный вес металла для пролетов 67,5 м по графику веса (см. Приложение 3) $4,25 - 0,7$ (вес настила) $= 3,55 \text{ т/м}$ 2 пролета по 67,5 м $2 \cdot 3,55 \cdot 67,5$.	т	480	400	192 000
б) Погонный вес металла для $42,5 \text{ м} : 3,15 - 0,7 = 245 \text{ т/м}$ 3 пролета по 42,5 м .	„	313	„	125 200
Итого стоимость пролетного строения .	—	—	—	317 200
Полная стоимость моста по первому варианту (без настила, конусов и насыпи) $2 \cdot 96 200 + 3 \cdot 82 800 + 54 140 + 1 900 + 3 172 000 =$.	—	—	—	815 000
Второй вариант				
1. Обсыпной устой.				
Бутовая кладка .	м³	500	30	15 000
Фундамент .	„	770	50	38 500
Облицовка .	м²	105	50	5 250
Итого .	—	—	—	58 750
2. Быки по предыдущему .	—	—	—	82 800
3. Подферменники .	м³	8,5	200	1 700
4. Металл пролетных строений .	т	960	400	384 000
Полная стоимость моста по второму варианту $2 \cdot 58 750 + 3 \cdot 82 800 + 1 700 + 384 000 =$.	—	—	—	752 000

По данным таблицы второй вариант оказывается дешевле приблизительно на 8%, что объясняется главным образом экономией в устоях. В то же время он более удобен для постройки и эксплуатации. Меньшее количество быков дает некоторые преимущества с точки зрения ледохода и пропуска высоких вод. Наконец и по внешности он имеет более спокойный вид.

Всех указанных причин достаточно, чтобы предпочесть второй вариант.

ГЛАВА ВТОРАЯ

ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ

Пример 3. Конструкция и расчет балочного железнодорожного моста

§ 9. Общее описание моста. Общий вид моста изображен схематически на фиг. 18. Детали конструкции указаны в дальнейшем на фиг. 20—42. Мост предназначается для пропуска одного пути железной дороги. Отверстие моста, величина которого в свету равна 52,0 м, перекрыто сквозными балочными фермами полигонального очертания с ездой по низу расчетным пролетом 55,1 м. Число ферм принято 2, с расстоянием между осями 5,5 м. Проезжая часть состоит из системы продольных и поперечных балок и деревянных подрельсовых поперечин. Связи между фермами расположены вдоль нижнего и верхнего поясов. Верхние связи заканчиваются наклонными опорными рамами (фиг. 18). При составлении проекта высота габарита была принята 5547 мм; в настоящее время эта высота увеличена для мостов до 6110 мм.

Устои моста запроектированы раздельного типа на свайном основании. Береговые пролеты перекрыты сплошными фермами с ездой по верху расчетным пролетом 11,75 м.

РАСЧЕТ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ СО СКВОЗНЫМИ ФЕРМАМИ
С ЕЗДОЙ ПО НИЗУ РАСЧЕТНЫМ ПРОЛЕТОМ 55,1 м*.

§ 10. Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения. Пролетное строение рассчитывается на пропуск нормального поезда „Н“.

а) *Временная вертикальная нагрузка* принимается в виде эквивалентной по таблицам НКПС.

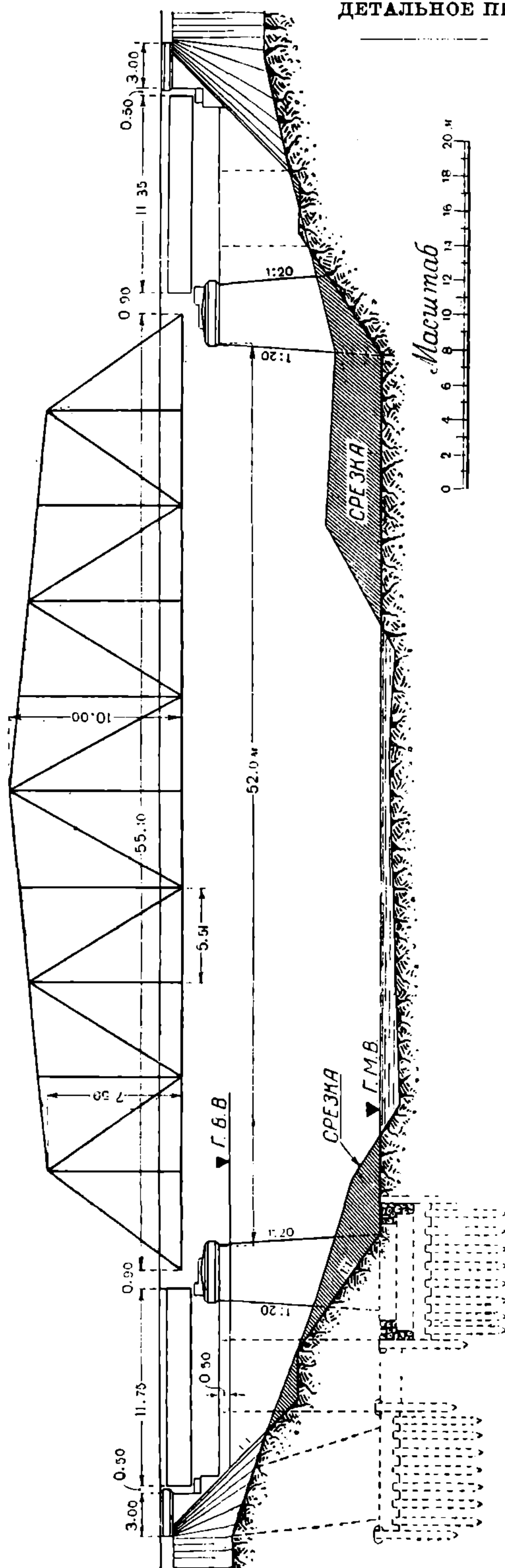
Динамический коэффициент принимается по проекту Технических условий НКПС для определения усилий в поясах и изгибающих моментов по формуле:

$$1 + \mu_1 = 1 + \frac{\lambda + 120}{11\lambda + 130},$$

для раскосов и поперечных сил по формуле:

$$1 + \mu_2 = 1 + \frac{\lambda + 333}{12\lambda + 333};$$

По проекту инж. А. Н. Гениева, пересчитанному по последнему проекту Т. У.



здесь λ — длина загрузки
линии влияния *.

б) *Постоянная вертикаль-
ная нагрузка.*

Вес проезжей
части . 1820 кг/п. м моста.

Вес главных
ферм и свя-
зей 2 290 "

Всего . 4 110 кг/п. м
или на п. м:

одной фер-
мы . $p = 2 055$ кг;

при этом на
верх. пояс. $p_0 = 573$ кг/п. м;
а на
нижн. пояс. $p_u = 1 482$ " "

Фиг. 18.

в) *Давление ветра* принято
в присутствии поезда — 150 кг/м².

То же в отсутствии по-
езда — 250 кг/м².

Расчетная поверхность
фермы, подверженная давлению
ветра

$$F = 2 \left(\frac{7,8 \cdot 5,51}{2} + \right. \\ \left. + \frac{7,8 \cdot 10,00}{2} \cdot 22,04 \right) 0,4 = \\ = 174,1 \text{ м}^2;$$

здесь $0,4$ — коэффициент запол-
нения.

Приведенная высота на
1 п. м верхнего и нижнего поя-
сов: $\frac{174,1}{2 \cdot 55,10} = 1,58 \approx 1,6$ м.

* В настоящее время дина-
мический коэффициент изменен (см.
Приложение IV).

$$\omega_n \cdot z = \hbar \cdot \Delta \omega,$$

где ω_n — ослабленная площадь поперечины, $\Delta\omega$ — площадь ослабления, h — расстояние центра ослабления до оси.

$$\begin{aligned}\omega_{br} &= 32 \cdot 26 - 4 \cdot \frac{5,5 \cdot 4}{2} = 778 \text{ см}^2; \\ \Delta\omega &= \frac{25,5 + 24}{2} \cdot 1,00 = 24,7 \text{ см}^2; \\ \omega_n &= 788 - 24,7 = 763,3 \text{ см}^2; \\ z &= \frac{12,5 \cdot 24,73}{763,3} = 0,4 \text{ см}.\end{aligned}$$

Момент инерции относительно новой нейтральной оси:

$$J_{br} = 37\,320 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения: $S = 2\,303 \text{ см}^3$.

Скалывающие напряжения:

$$t = \frac{QS}{J_{br} \cdot b} = \frac{15\,000 \cdot 2\,303}{37\,320 \cdot 32} = 29 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение на смятие неврубленной поперечины:

$$n_\delta = \frac{1\,500}{24 \cdot 19} = 33 \text{ кг/см}^2.$$

§ 12. Продольные балки. Конструкция продольных балок изображена на фиг. 19 и 20.

Пролет продольной балки, равный длине панели — 5,51 м; расстояние между осями балок 2 м. Ввиду жесткого скрепления продольных балок при помощи рыбок с поперечными расчет производится в предположении работы их, как неразрезных, принимая: наибольший момент посередине пролета $M = 0,80 M_{\max}$ и опорный момент $M_{on} = 0,60 M_{\max}$, где $M_{\max}$ — наибольший момент в простой балке. Поперечная сила исчисляется, как для простой балки.

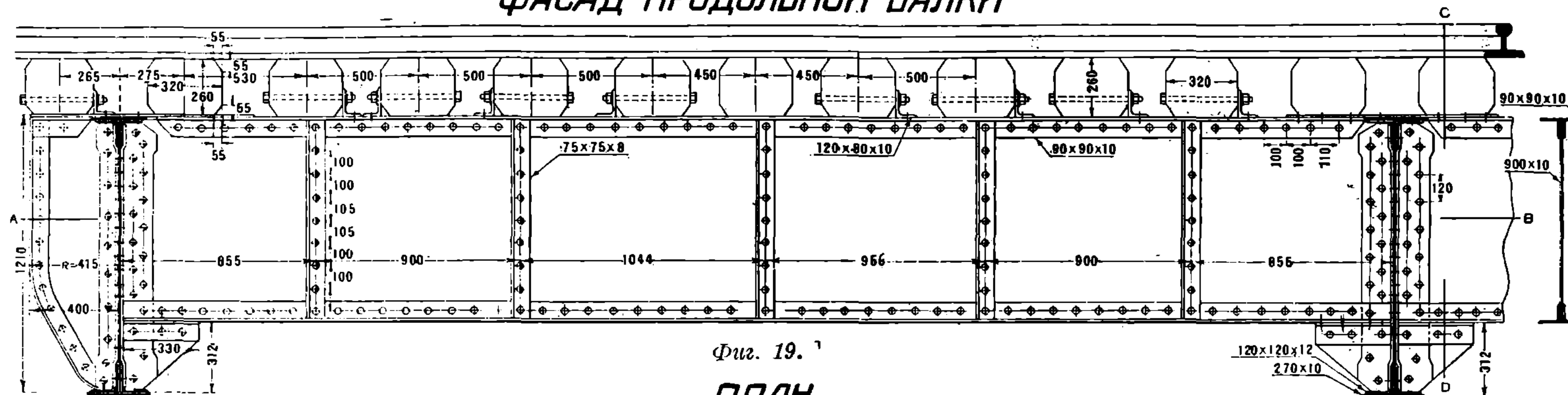
Постоянная нагрузка на *н. м* продольной балки:

а) рельсы и контр-рельсы со скреплениями	212 кг
б) настил из 11 досок 25·5 см .	96 "
в) 2 охранных бруса 20·15 см	42 "
г) перила .	33
д) поперечины из 8-вершкового леса, уложенные на расстоянии 50 см ось от оси, одна длиной 5 м, другая 3 м .	441 "
е) собственный вес продольных балок со связями при строительном коэффициенте 1,3	336 "
Итого на две продольных балки	1160 кг

или на одну $P = 580 \text{ кг/м}$.

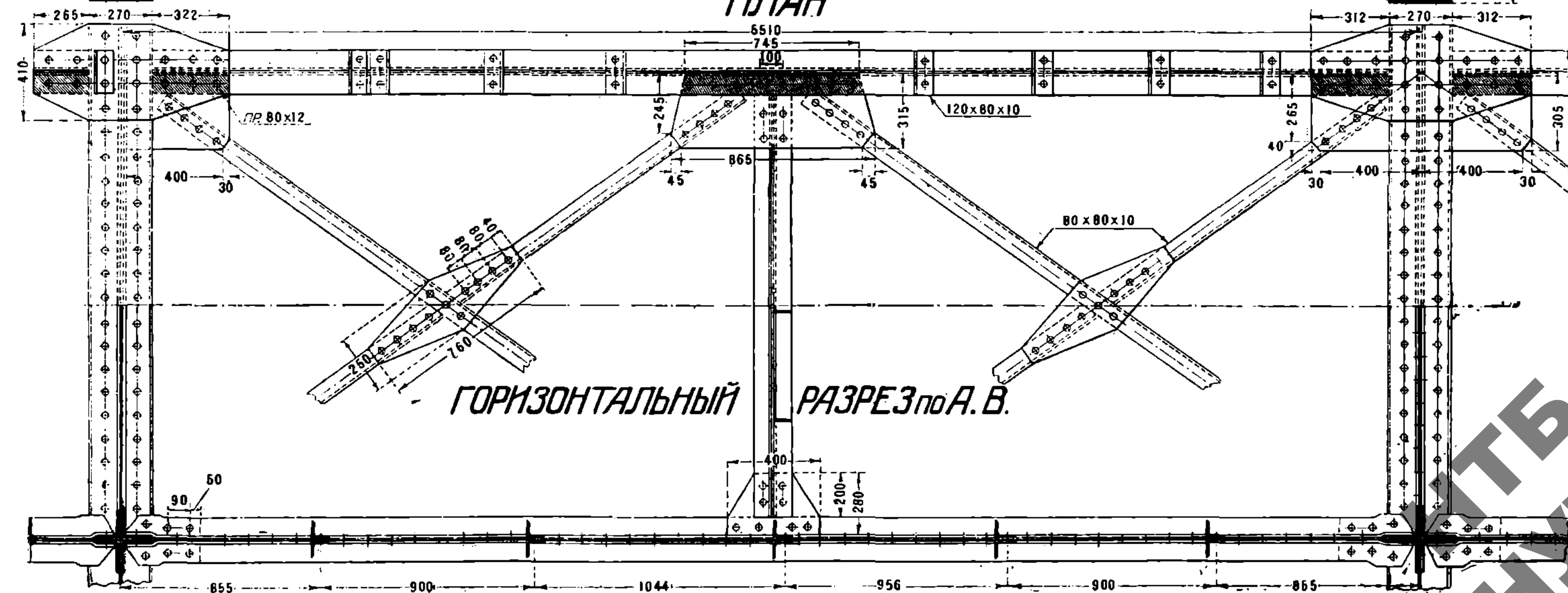
* По утвержденным Т. У. $M = M_{\max}$

ФАСАД ПРОДОЛЬНОЙ БАЛКИ



Фиг. 19.

ПЛАН



ГОРИЗОНТАЛЬНЫЙ РАЗРЕЗ по А. В.

Фиг. 20.

Изгибающий момент от постоянной нагрузки посередине пролета

$$M = \frac{580 \cdot 5,51^2}{8} = 2\,200 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила

$$Q = \frac{580 \cdot 5,51}{2} = 1\,598 \text{ кг}.$$

Наибольший изгибающий момент от временной нагрузки будет посередине пролета при симметричном расположении трех осей по 25 м

$$M_k = \frac{3}{2} \cdot 12\,500 \cdot \frac{5,51}{2} - 12\,500 \cdot 1,5 = 32\,875 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Наибольшая поперечная сила соответствует опорному сечению при расположении одного из грузов над опорой

$$Q_k = 12\,500 \cdot \left(1 + \frac{5,51 - 1,5}{5,51} + \frac{5,51 - 3,0}{5,51} + \frac{5,51 - 4,5}{5,51}\right) = 29\,600 \text{ кг}.$$

Динамический коэффициент* для момента при $\lambda = 5,51$ м:

$$1 + \mu_1 = 1 + \frac{5,51 + 120}{11 \cdot 5,51 + 130} = 1,658.$$

То же для поперечной силы:

$$1 + \mu_2 = 1 + \frac{5,51 + 333}{12 \cdot 5,51 + 333} = 1,846.$$

Изгибающий момент и поперечная сила от полной нагрузки:

$$M_{\max} = M_p + (1 + \mu_1) M_k = 2\,200 + 1,658 \cdot 32\,875 = 56\,700 \text{ кг} \cdot \text{м},$$

$$Q_{\max} = Q_p + (1 + \mu_2) Q_k = 1\,598 + 1,846 \cdot 29\,600 = 56\,198 \text{ кг}.$$

Сечение продольной балки состоит из 4 уголков 90·90·10 мм и вертикального листа 900·10 мм (фиг. 19).

$$J_{br} = 60\,750 + 123\,800 = 184\,550 \text{ см}^4.$$

Момент инерции ослаблений при диаметре заклепок 2 см:

$$\Delta J = 0,15 \cdot 60\,750 + 2 \cdot 2 \cdot 2,2 \cdot 44,5 = 26\,539 \text{ см}^4.$$

$$J_n = 184\,550 - 26\,539 = 158\,011 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения

$$S = 45 \cdot 22,5 + 34,26 \cdot 42,42 = 2\,466 \text{ см}^3.$$

Нормальные напряжения в середине пролета, где $M = 0,80 \cdot M_{\max}$,

$$\sigma = \frac{0,80 \cdot 56\,770\,000}{158\,011} \cdot 45 = 1\,291 \text{ кг/см}^2 < 1\,300.$$

* См. также Приложение IV.

Касательные напряжения у опоры

$$t = \frac{56\,198 \cdot 2\,466}{184\,550 \cdot 1} = 749 \text{ кг/см}^2 < 0,6 \cdot 1\,300 = 780.$$

Так как касательные напряжения меньше 0,6 основного нормального напряжения, то проверка на главные напряжения не производится.

Шаг поясных заклепок не рассчитывается ввиду того, что сечение пояса, состоящего из двух уголков, незначительно, а следовательно невелика и скалывающая сила, действующая на заклепки. Способ расчета указан ниже в § 28. В данном случае шаг принят 10 см.

Прикрепление продольных балок к поперечным, показанное на фиг. 19, осуществляется при помощи „рыбки“ и „столика“, прикрепляющих пояса балки, и вертикальных уголков, обжимающих стенку.

Прикрепление рассчитываем на опорный момент

$$M_0 = 0,60 \cdot 56\,700 = 33\,020 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Усилие, передающееся на „рыбку“ и на „столик“:

$$N = \frac{M_0}{h} = \frac{33\,020}{0,90} = 36\,650 \text{ кг}.$$

Напряжение в рыбке сечением 410·10 мм при ослаблении 2 заклепками диаметром 24 мм:

$$n = \frac{36\,650}{41 - 2 \cdot 1 \cdot 2,4} = 1\,012 \text{ кг/см}^2 < 1\,300.$$

Число заклепок диаметром 24 мм для прикрепления рыбки и столика по расчету на одиночное срезывание:

$$k = \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4} t_{дон}} = \frac{36\,650}{\frac{\pi}{4} 2,4^2 \cdot 0,80 \cdot 1\,300} = 7,8 \text{ шт.}$$

В настоящем проекте принято 6 заклепок, ввиду того, что по прежним техническим условиям считалось, что часть опорного момента воспринимается заклепками стенки.

Число заклепок диаметром 24 мм для прикрепления стенки определяется по полной поперечной силе из расчета прочности стенки на смятие

$$k_1 = \frac{Q}{\delta d n_{\delta}} = \frac{56\,198}{1 \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 1\,300} = 9 \text{ шт. Принято 13.}$$

То же распорок

$$k = \frac{7\,500}{3\,265} = 2,2. \text{ Принято 4 шт.}$$

Поясами связей служат пояса продольных балок. В рабочую площадь пояса включаем уголки и часть вертикального листа высотой 200 мм.

$$\omega_n = 2 \cdot 17,13 + 20 \cdot 1 - 3 \cdot 2,2 \cdot 1 = 47,66 \text{ см}^2.$$

Усилие в поясе от горизонтальной нагрузки

$$U_n = \frac{Kl}{4b} = \frac{7\,500 \cdot 5,51}{4 \cdot 2} = 5\,170 \text{ кг.}$$

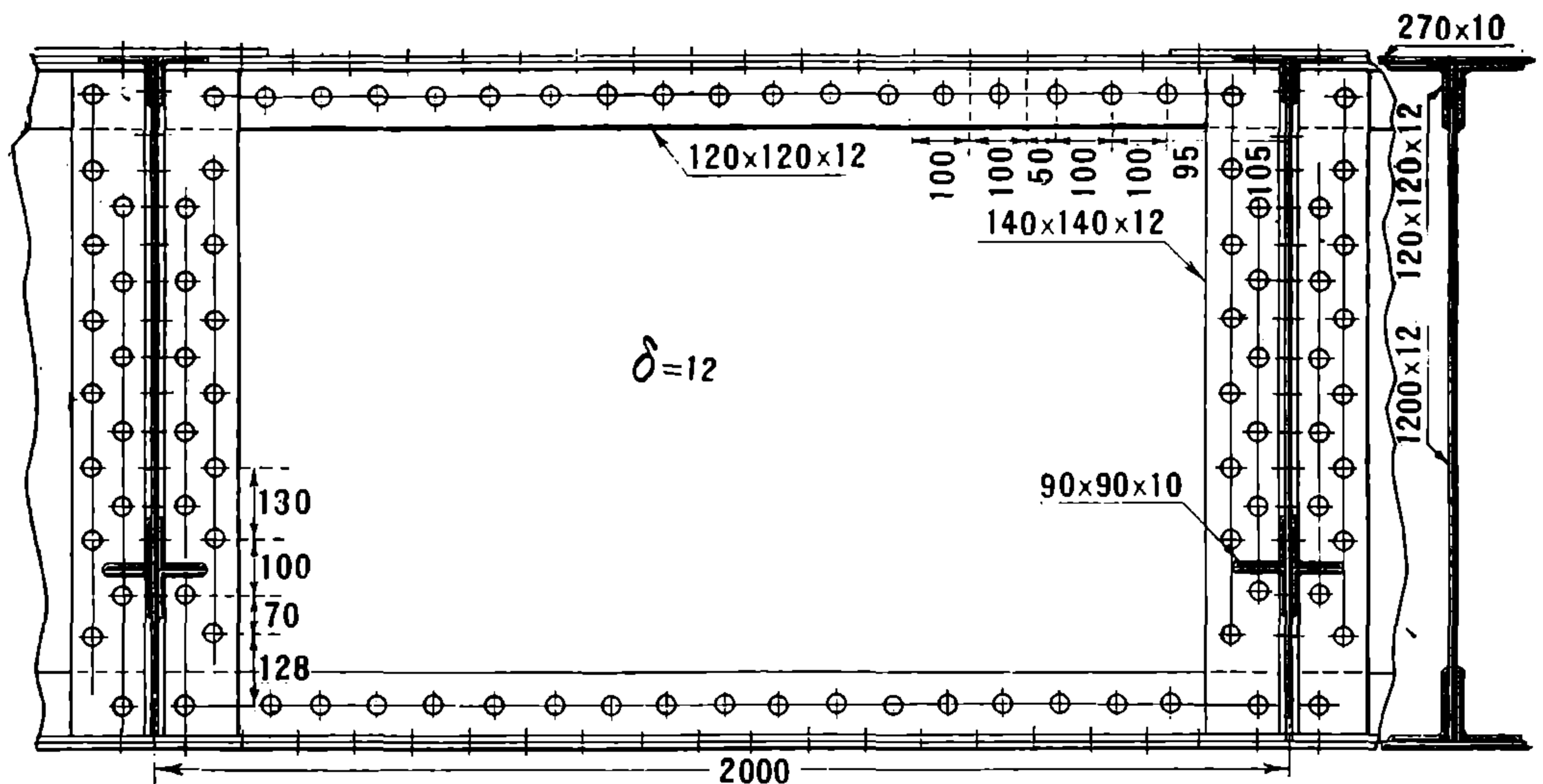
Дополнительное напряжение

$$n_1 = \frac{5\,170}{47,66} = 109 \text{ кг/см}^2.$$

Полное напряжение

$$n = 1\,291 + 109 = 1\,400 \text{ кг/см}^2 < 1\,600.$$

§ 14. Поперечные балки. Конструкция поперечных балок показана на фиг. 22.



Фиг. 22.

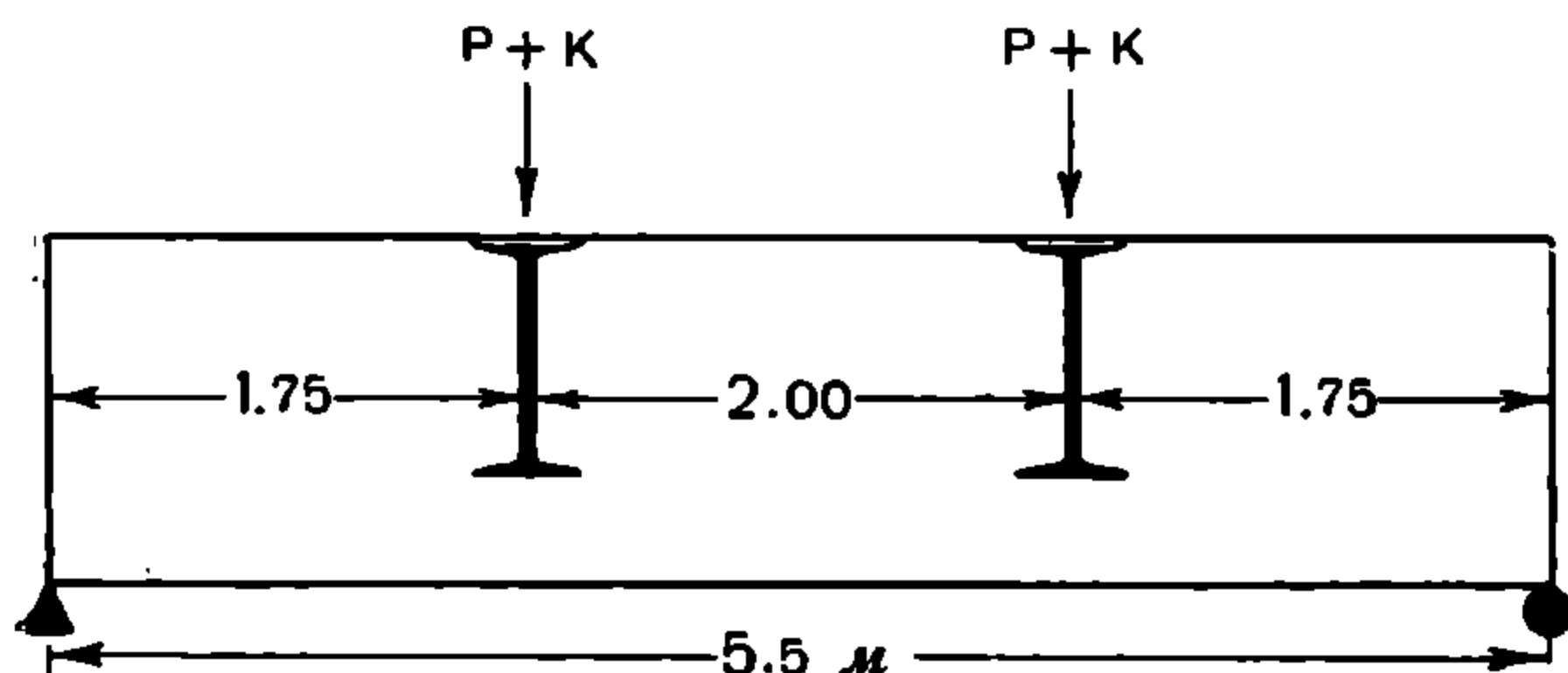
Рассчитывается поперечная балка, как свободно лежащая пролетом, равным расстоянию между осями ферм $l = 5,5$ м.

Постоянная нагрузка от продольных балок передается в виде 2 сосредоточенных сил:

$$P = 580 \cdot 5,51 = 3\,196 \text{ кг.}$$

Собственный вес поперечной балки принят $p = 325 \text{ кг/м}$.

Изгибающий момент посредине пролета от постоянной нагрузки (фиг. 23):



Фиг. 23.

$$M_p = 3196 \cdot 1,75 + \frac{325 \cdot 5,5^2}{8} = 6820 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q_p = 3196 + \frac{325 \cdot 5,5}{2} = 4090 \text{ кг}.$$

Наибольшее давление на поперечную балку от временной нагрузки будет при расположении грузов на фиг. 24:

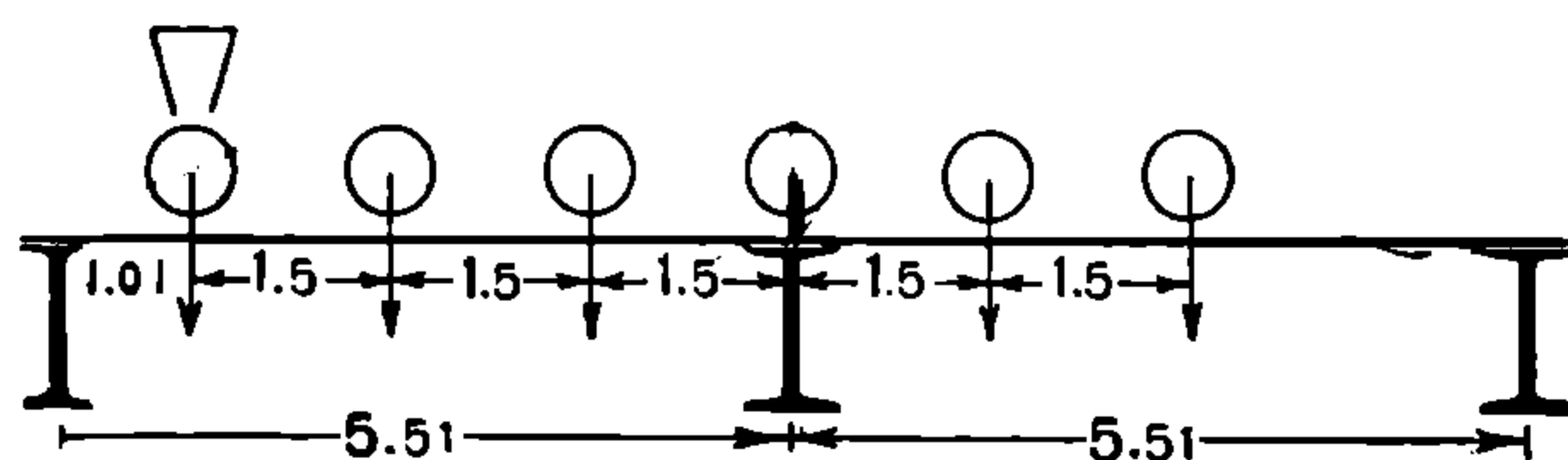
$$K = 12500 \left[1 + \frac{2(4,01 + 2,51) + 1,01}{5,51} \right] = 44400 \text{ кг}.$$

Динамический коэффициент при длине загрузки линии влияния

$$\lambda = 2 \cdot 5,51 = 11,02 \text{ м},$$

где 5,51 м — длина панели для момента:

$$1 + \mu_1 = 1 + \frac{11,02 + 120}{11 \cdot 11,02 + 130} = 1,522;$$



Фиг. 24.

для поперечной силы:

$$1 + \mu_2 = 1 + \frac{11,02 + 333}{12 \cdot 11,02 + 333} = 1,74.$$

Момент от полной нагрузки:

$$M = M_p + (1 + \mu_1) M_k = 6820 + 1,522 \cdot 44400 \cdot 1,75 = 125120 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила:

$$Q = Q_p + (1 + \mu_2) Q_k = 4090 + 1,74 \cdot 44400 = 81390 \text{ кг}.$$

Сечение поперечной балки принято из 4 уголков 120·120·12 мм, 2 горизонтальных листов 270·10 мм и вертикального листа 1200·12 мм.

$$J_{br} = 172800 + 354370 + 197867 = 733834 \text{ см}^4;$$

$$J_n = 733834 - 0,15 \cdot 172800 - 4 \cdot 2,2 \cdot 2,4 \cdot 60^2 = 631885 \text{ см}^4.$$

Нормальное напряжение:

$$\sigma = \frac{121512000}{631885} \cdot 61 = 1173 \text{ кг/см}^2 < 1300.$$

Статический момент полусечения балки

$$S = 1,2 \cdot 60 \cdot 30 + 27 \cdot 60,5 + 2 \cdot 27,54 (60 - 34) = 6\,911 \text{ см}^3.$$

Касательное напряжение

$$t = \frac{QS}{Jb} = \frac{81\,390 \cdot 6\,911}{733\,834 \cdot 1,2} = 606 \text{ кг/см}^2 < 0,6 \cdot 1\,300.$$

Прикрепление поперечных балок к ферме (фиг. 25) осуществляется при помощи фасонного листа, стык которого со стенкой балки перекрывается с каждой стороны основной накладкой во всю свободную высоту стенки (до уголков) и двумя узкими накладками, перекрывающими уголки.

Расчет стыковых заклепок, диаметр которых принят 24 мм, производится для наиболее напряженного крайнего ряда по условию прочности на смятие:

$$k \cdot d \delta n_{\delta}^{\text{доп}} \geq \frac{e}{e_{\text{max}}} \cdot (a - d) \delta n^{\text{доп}};$$

здесь:

k — число заклепок в крайнем ряду,

$d = 2,4 \text{ см}$ — диаметр заклепки,

$\delta = 1,2 \text{ см}$ — толщина стенки,

$e = 53,5 \text{ см}$ — расстояние от нейтральной оси крайнего ряда заклепок,

$e_{\text{max}} = 60 \text{ см}$ — то же наиболее удаленного волокна сечения,

$n^{\text{доп}}$, $n_{\delta}^{\text{доп}}$ — соответственно допускаемые напряжения, нормальное и на смятие, причем $n_{\delta}^{\text{доп}} = 2 n^{\text{доп}}$,

$a = 12 \text{ см}$ — шаг заклепок по вертикали для крайнего ряда.

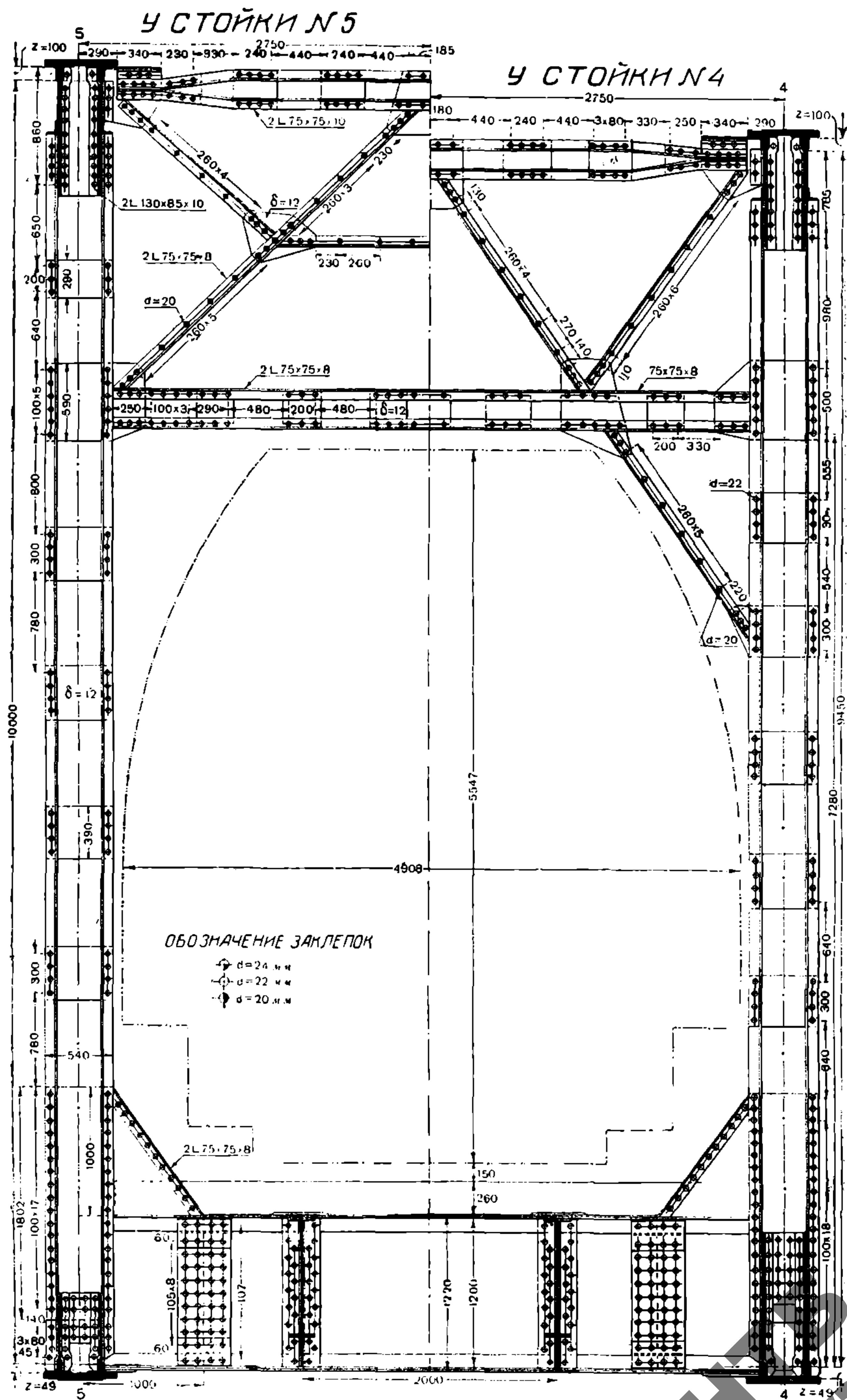
Подставляя числовые значения, получаем:

$$k = \frac{e}{e_{\text{max}}} \cdot \frac{a - d}{2d} = \frac{53,5}{60} \cdot \frac{12 - 2,4}{2 \cdot 2,4} = 1,8 \text{ закл.}$$

Принято 2 заклепки.

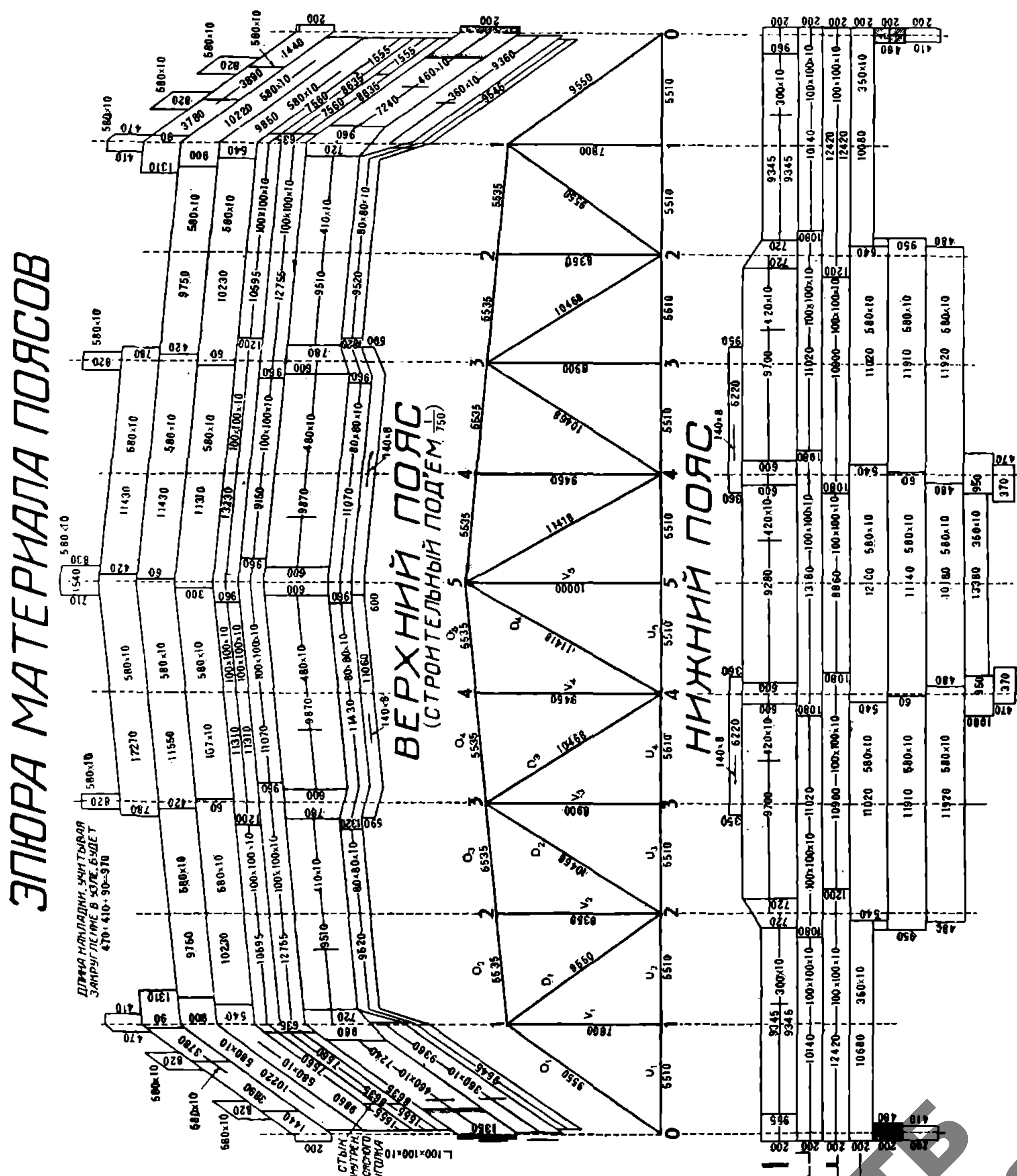
По нейтральной оси число заклепок проверяется расчетом на смятие по наибольшим возможным скалывающим напряжениям:

$$\begin{aligned} k_1 d \delta n_{\delta}^{\text{доп}} &\geq (a - d) \delta t^{\text{доп}}; & k_1 &= \frac{a - d}{d} \cdot \frac{0,75 n^{\text{доп}}}{2 n_{\delta}^{\text{доп}}} = \\ &= \frac{(10,5 - 2,4) \cdot 0,75}{2,4 \cdot 2} = 1,3 \text{ закл. Принято 2.} \end{aligned}$$



РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ ФЕРМ

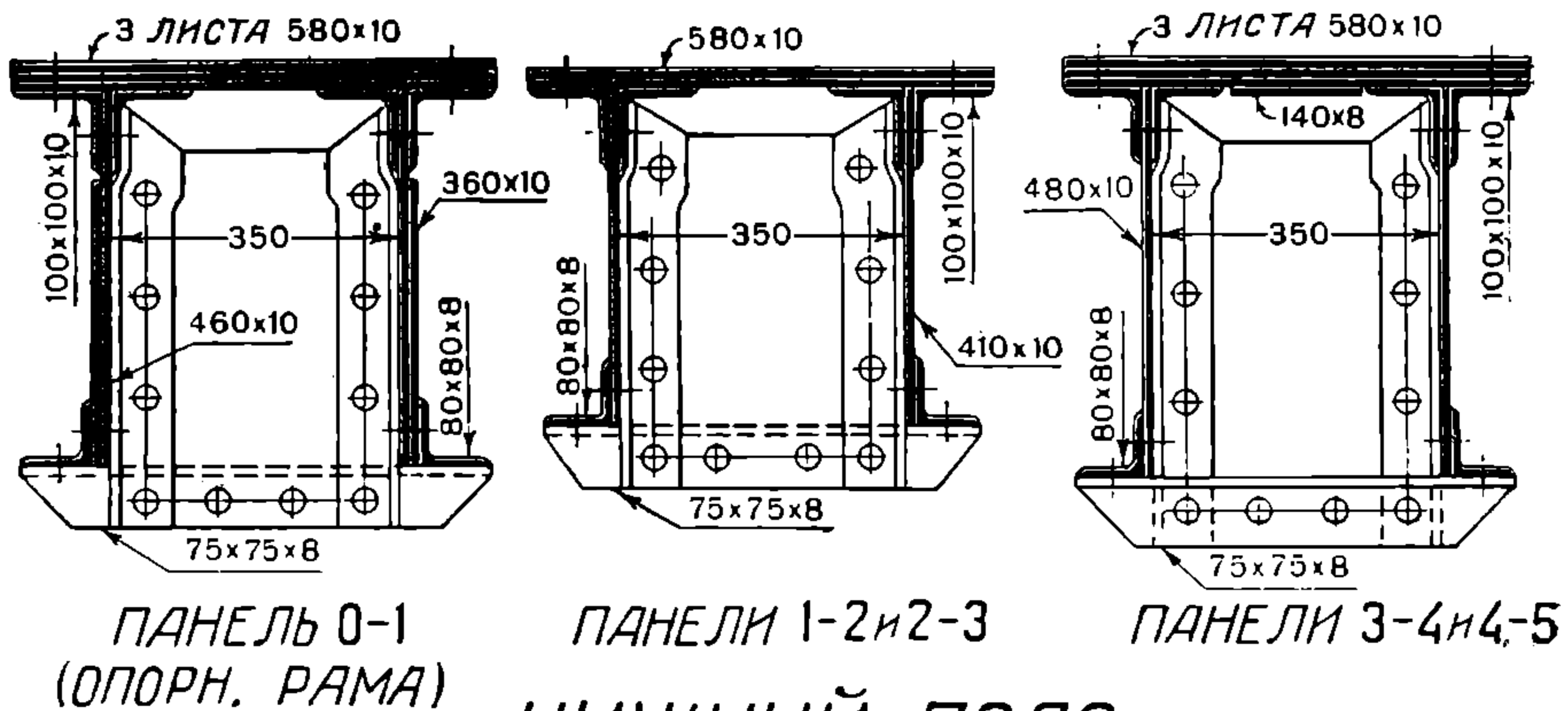
§ 15. Основные размеры ферм. В основу расчета фермы положена геометрическая схема ее, изображенная на фиг. 26 совместно с эпюрой материала поясов. Сечения элементов показаны на фиг. 27.



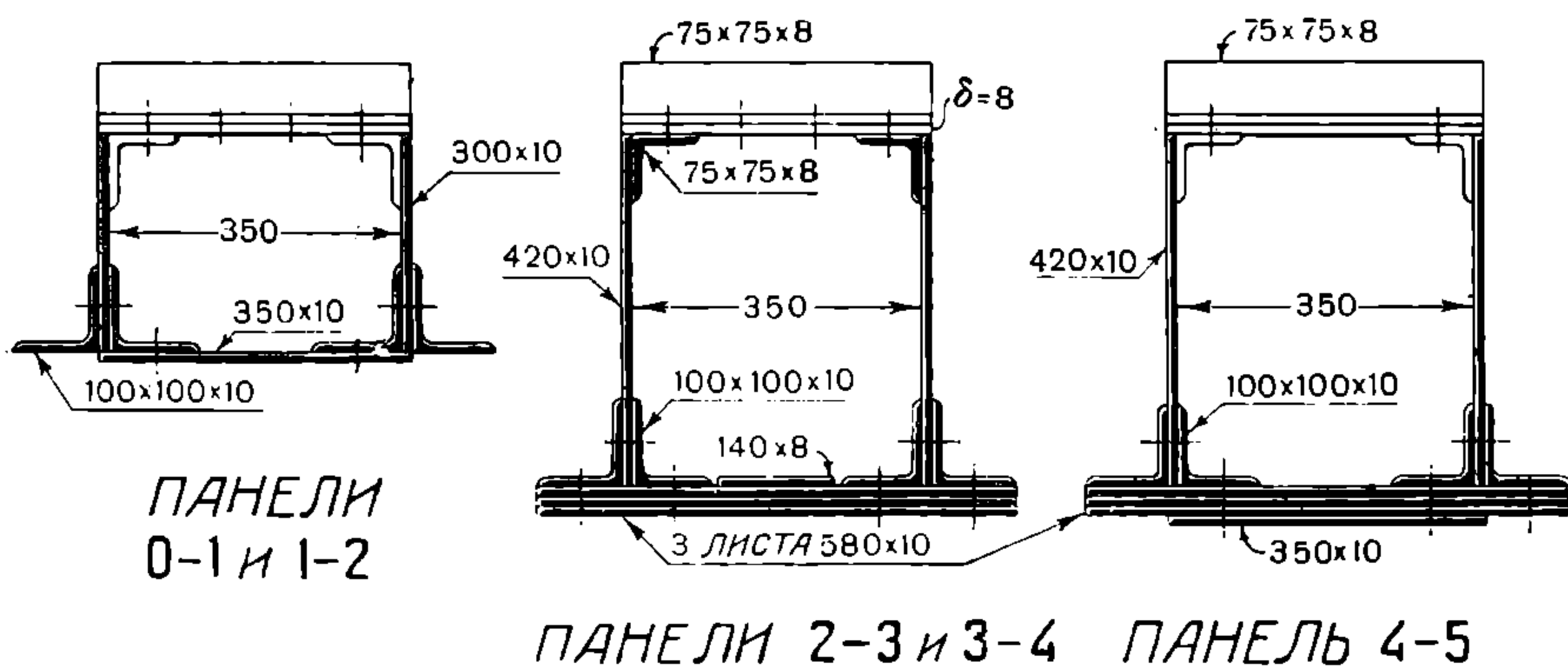
Фиг. 26.

Согласно Т.У., строительный подъем при расчете фермы во внимание не принимается.

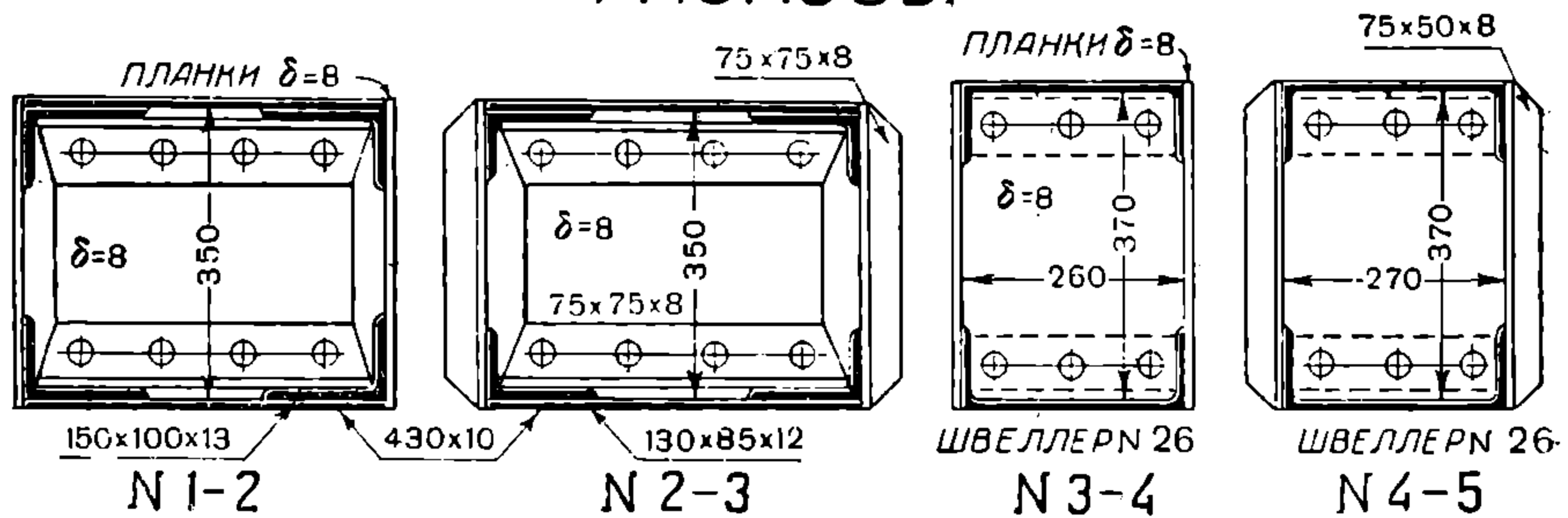
ВЕРХНИЙ ПОЯС



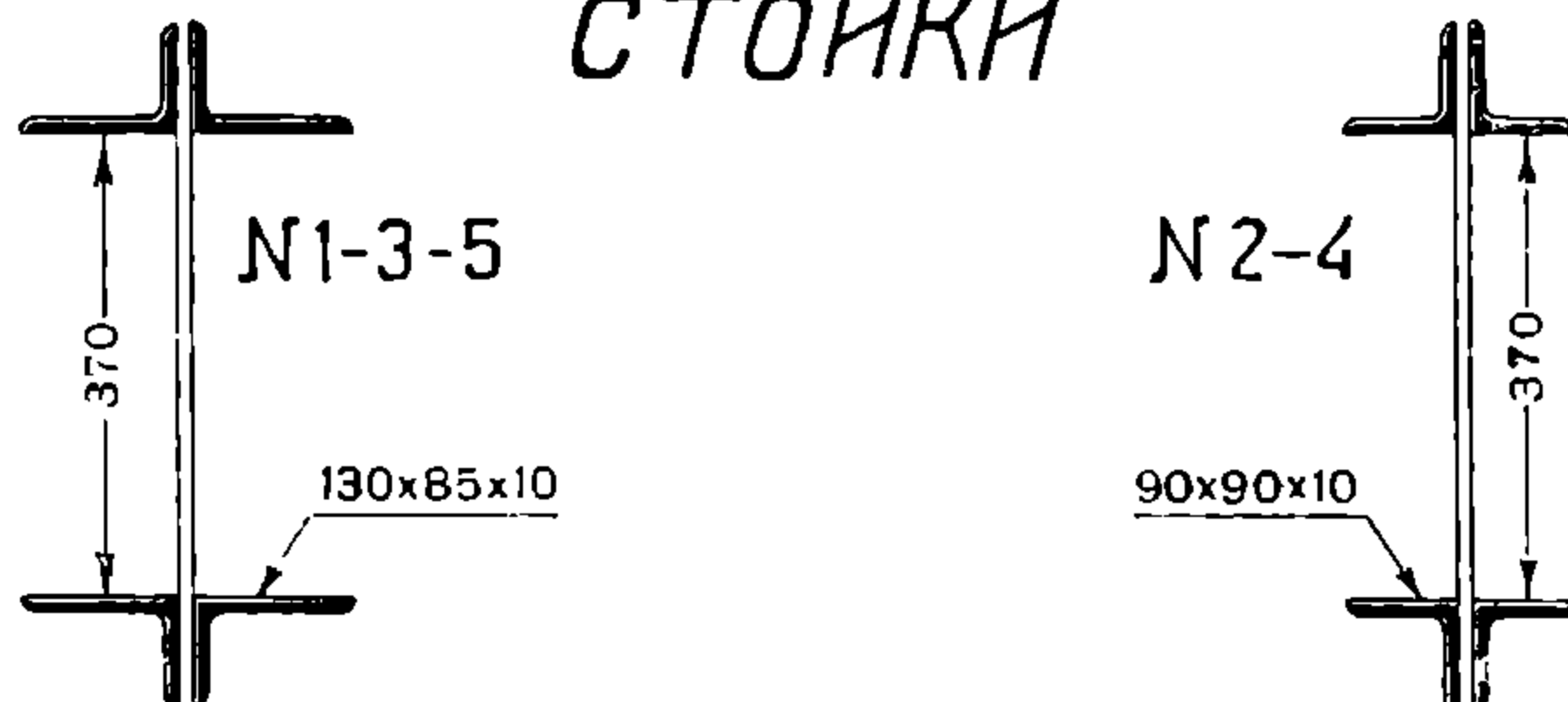
НИЖНИЙ ПОЯС



РАСКОСЫ



СТОЙКИ



Фиг. 27.

НТБ
ДНУЖТ

Расчетный пролет фермы $l = 55,1$ м.

Число панелей $n = 10$.

Длина панели $d = 5,51$ м.

Высота фермы посередине $h = 10$ м $= \frac{1}{5,51} l$.

То же в узлах №№ 1 2 3 4
соответственно 7,80, 8,35, 8,90, 9,45 м.

Углы наклона элементов верхнего пояса к горизонту:
первого — $(0_1) : 54^\circ 45' 50''$,
остальных — $(0_2, 0_3, 0_4, 0_5) : 5^\circ 45'$.

Расчетные длины элементов верхнего пояса:

$$o_1 = 9,55 \text{ м}, \quad o_2 = o_3 = o_4 = o_5 = 5,55 \text{ м}.$$

Углы наклона раскосов к горизонту:

$$D_1 : 54^\circ 45' 50'', \quad D_2 \text{ и } D_3 : 57^\circ 58' 45'', \quad D_4 : 61^\circ 8' 48''$$

Расчетные длины раскосов:

$$d_1 = 9,55 \text{ м}, \quad d_2 = 10,468 \text{ м}, \quad d_3 = 11,418 \text{ м}.$$

Расстояние между осями ферм: $b = 5,5$ м.

§ 16. Определение усилий в поясах ферм. Постоянная нагрузка
на одну ферму по § 10:

$$p = 2055 \text{ кг/м}.$$

Усилия в поясах от постоянной нагрузки определяются по формулам:

$$O_k = -\frac{p x (l - x)}{2 h \cos \alpha}; \quad U_k = \frac{p x (l - x)}{2 h};$$

здесь x — абсцисса узла, противолежащего данному элементу,

$l = 55,1$ м — расчетный пролет фермы,

h — высота, соответствующая данному узлу,

α — угол элемента пояса с горизонтом, причем для нижнего пояса $\alpha = 0$.

Вычисления произведены в таблице 3.

Временная нагрузка принята в виде эквивалентной по таблицам НКПС.

При пролете 55 м эквивалентная нагрузка от поезда, т. е. для двух ферм для момента в середине пролета:

$$k_2 = \frac{12,798 + 12,207}{2} = 12,503 \text{ м},$$

в четверти:

$$k_1 = \frac{12,916 + 12,467}{2} = 12,691 \text{ м}.$$

НТБ
ДНУЖТ

у опор:

$$k_0 = 13,384 \text{ м.}$$

Для одной фермы нагрузки вдвое меньше.

Для промежуточных узлов нагрузки определяются по интерполяции.

Динамический коэффициент при длине загрузки линии влияния

$$\lambda = 55,1 \text{ м;}$$

$$1 + \mu_1 = 1 + \frac{55,1 + 120}{11 \cdot 55,1 + 130} = 1,238.$$

Величины эквивалентных нагрузок с динамической надбавкой указаны в табл. 3.

Усилия в поясах определяются по тем же формулам, что и от постоянной нагрузки. Результаты вычислений приведены в табл. 3.

Ветровая нагрузка по § 10 составляет для нижнего пояса в присутствии поезда $w = 705 \text{ кг/м}$, для верхнего — 240 кг/м .

Дополнительные усилия в элементах нижнего пояса от ветра определяются в предположении, что диагонали нижних ветровых связей работают только на растяжение, по формуле:

$$U_w = \frac{w x (l - x)}{2b};$$

здесь $b = 5,5 \text{ м}$ — расстояние между осями ферм.

Вычисления произведены в табл. 4.

Благодаря устройству наклонных опорных рам нижний пояс, который служит, так сказать, затяжкой между наклонными ногами обоих концов, растягивается еще горизонтальной проекцией усилия от ветра в ноге опорной рамы, которая по § 22 равна:

$$11\,630 \cdot \cos 54^\circ 45' 50'' = 6\,720 \text{ кг.}$$

Как показывают вычисления (табл. 3 и 4), дополнительные усилия от ветра не превышают 15% усилий от вертикальной нагрузки, а между тем допускаемое напряжение при учете ветровой нагрузки повышается на $1\,600 - 1\,300 = 300 \text{ кг/см}^2$, т. е. на 23% . Следовательно, напряжения от ветра не опасны.

Усилия от ветра в верхнем поясе также не опасны, так как ветровая нагрузка для него значительно меньше, чем для нижнего.

Проверка напряжений в поясах от торможения также не производится ввиду увеличения допускаемых напряжений.

Таким образом в качестве расчетных усилий в поясах принимаются усилия от полной вертикальной нагрузки, указанные в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Усилия в поясах от вертикальной нагрузки

Название элемента	Противо- лежащий узел	Абсцисса x	Высота $h \cos \alpha$	$x(l-x)$ $2h \cos \alpha$	Усилие от постоян. нагрузки, m	Временная нагрузка, m/μ $(1+\mu_1) k$	Усилие от временной нагрузки, m	Усилие от полной вертикаль- ной на- грузки, m
Н и п п о								
$U_1 \ U_2$	1	5,51	7,80	17,52	36,090	7,98	139,90	175,990
$U_3 \ U_4$	3	3·5,51	8,90	38,815	73,636	7,74	277,00	350,736
U_5	5	5·5,51	10,00	37,964	78,054	7,74	293,30	371,354
В х н и й п о я с								
O_1	1	5,51	4,65	30,35	62,40	7,98	241,50	303,90
$O_2, \ O_3$	2	2·5,51	8,31	29,23	60,10	7,79	227,90	288,00
$O_4, \ O_5$	4	4·5,51	8,40	38,735	79,64	7,74	297,10	376,74

Т а б л и ц а 4

Усилия в нижнем поясе от ветра

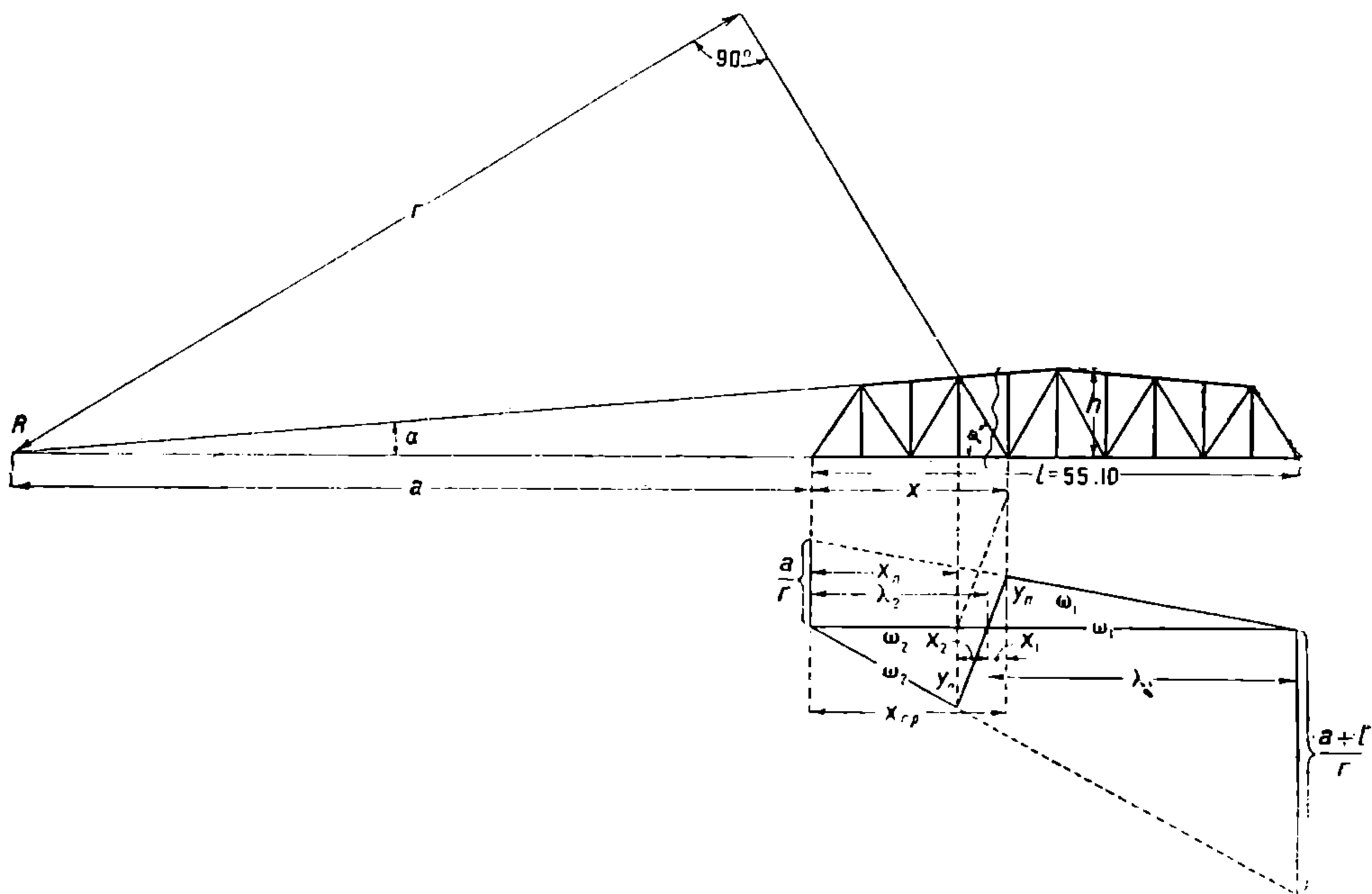
Название элемента	Противо- лежащий узел	Абсцисса x	$x(l-x)$ $2b$ m	Усилие от ветра		
				от нижних связей, m	от опорной рамы, m	полное, m
U_1	0	0	0	0	6,72	6,72
U_2	1	5,59	24,80	17,48		24,20
U_3	2	2·5,51	44,20	31,16		37,88
U_4	3	3·5,51	57,09	40,30		47,02
U_5	4	4·5,51	66,00	46,50		53,22

§ 17. Определение усилий в раскосах. Усилия в раскосах определяются по линиям влияния.

Общий вид линии влияния раскоса и ее основные размеры показаны на фиг. 28.

Расстояние точки Риттера от левой опоры определится по формуле:

$$a = h \operatorname{ctg} \alpha - \frac{l}{2} = 10 \cdot \frac{22,04}{2,2} - \frac{55,1}{2} = 72,63 \text{ м};$$



Фиг. 28.

здесь

$h = 10 \text{ м}$ — высота фермы посередине пролета, $\alpha = 5^\circ 45'$ — угол верхнего пояса с горизонтом.

Плечо усилия в раскосе относительно точки Риттера

$$r = (a + x) \sin \varphi;$$

здесь x — расстояние от левой опоры узла нижнего пояса, к которому прилегает раскос, φ — угол раскоса с горизонтом.

Ордината линии влияния под правым узлом панели

$$y_{np} = \frac{a}{l} (l - x_{np}).$$

То же под левым

$$y_{\text{л}} = \frac{a + l}{l_r} x_{\text{л}}.$$

Расстояние нулевой точки от правого узла

$$x_1 = d \frac{y_{\text{нр}}}{y_{\text{нр}} + y_{\text{л}}}.$$

То же от левого

$$x_2 = d \frac{y_{\text{л}}}{y_{\text{нр}} + y_{\text{л}}}.$$

Длина правой части линии влияния

$$\lambda_1 = l - x_{\text{нр}} + x_1.$$

То же левой

$$\lambda_2 = x_{\text{л}} + x_2.$$

Площадь правой части линии влияния

$$\omega_1 = \frac{y_{\text{нр}} \cdot \lambda_1}{2}.$$

То же левой

$$\omega_2 = \frac{y_{\text{л}} \cdot \lambda_2}{2}.$$

Полная площадь

$$\omega = \omega_1 + \omega_2.$$

Для нисходящих раскосов правая площадь положительна, левая отрицательна, для восходящих — наоборот.

Вычисление геометрических элементов линий влияния произведено в табл. 5.

Таблица 5
Геометрические элементы линий влияния раскосов

№ раскоса	Плечо уси- лия от нуле- вой точки Риттера	Ордината под правым узлом	Ордината под левым узлом	Длина пра- вой части	Длина левой части	Площадь правой части	Площадь левой части	Полная пло- щадь
	<i>r</i> м	<i>y</i> _{нр.}	<i>y</i> _{л.}	λ_1 м	λ_2 м	ω_1 м	ω_2 м	ω м
<i>D</i> ₂	68,34	0,85	0,187	48,24	6,86	20,65	—0,57	20,08
<i>D</i> ₃	71,10	0,715	0,359	42,24	12,86	—15,09	2,31	—12,78
<i>D</i> ₄	80,47	0,542	0,476	35,99	19,11	9,75	—4,55	5,21
<i>D</i> ₅	82,93	0,438	0,620	29,84	25,26	— 6,54	7,82	1,28

Усилие в раскосе от постоянной нагрузки

$D_p = p\omega.$

Усилия от временной нагрузки определены по эквивалентным нагрузкам при загрузении отдельно ω_1 и ω_2 .

Величины эквивалентных нагрузок определяются по таблицам НКПС, как для поперечных сил.

Динамический коэффициент определяется для различных длин загрузки по формуле:

$$\mu_2 = 1 + \frac{\lambda + 333}{12\lambda + 333}$$

Величины эквивалентных нагрузок и динамических коэффициентов приведены в таблице 6, усилия раскосов в таблице 7.

Таблица 6
Временные нагрузки для раскосов

№№ раскосов	Загружение правой ветви				Загружение левой ветви			
	Длина за- гружения, <i>м</i>	Табличная нагрузка, <i>т/м</i>	Динами- ческий коэффи- циент	Временная нагрузка с динамической надбавкой, <i>т/м</i>	Длина за- гружения, <i>м</i>	Табличная нагрузка, <i>т/м</i>	Динами- ческий коэффи- циент	Временная нагрузка с динамической надбавкой, <i>т/м</i>
	λ_1	<i>k</i>	$1 + \mu_2$	$(1 + \mu_2) k$	λ_2	<i>k</i>	$1 + \mu_2$	$(1 + \mu_2) k$
$\dot{D}_2$	48,24	6,895	1,418	9,78	6,86	10,246	1,825	18,69
D_3	42,24	7,077	1,446	10,22	12,86	8,645	1,710	14,77
D_4	35,99	7,227	1,483	10,72	19,11	7,783	1,626	12,66
D_5	29,84	7,395	1,525	11,28	25,26	7,505	1,951	11,94

Таблица 7
Расчетные усилия в раскосах

№ раскоса	Постоянная нагрузка <i>m</i>	Временная нагрузка		Полная нагрузка	
		Max <i>D</i> <i>m</i>	Min <i>D</i> <i>m</i>	Max <i>D</i> <i>m</i>	Min <i>D</i> <i>m</i>
D_2	41,25	202,00	— 10,65	+ 243,25	+ 30,60
D_3	— 26,27	10,79	— 154,20	— 15,48	— 180,47
D_4	10,70	104,40	— 57,60	+ 115,10	— 46,90
D_5	2,63	93,30	73,80	+ 95,93	— 71,17

§ 18. Определение усилий в подвесках и стойках. Подвески V_1 , V_3 , V_5 и стойки V_2 и V_4 работают лишь на местную нагрузку двух прилегающих панелей.

Усилия в подвесках от постоянной нагрузки

$$V_p = p_u d = 1,482 \cdot 5,51 = 8,19 \text{ т};$$

То же от временной

$$V_k = (1 + \mu_2) k d = 1,74 \cdot 8,05 \cdot 5,51 = 77,20 \text{ т},$$

здесь $k = 8,05 \text{ т/м}$ — эквивалентная нагрузка для линии влияния в виде равнобедренного тр-ка при длине загрузки 11,02 м;

$1 + \mu_2 = 1,74$ — динамический коэффициент (см. § 14).

Полное усилие

$$V = 85,39 \text{ т}.$$

Усилия в стойках V_2 и V_4 только от постоянной нагрузки

$$V = -p_0 d = -0,573 \cdot 5,51 = -3,16 \text{ т}.$$

§ 19. Определение напряжений в элементах фермы. Сечения всех элементов фермы показаны на фиг. 27, эпюра материала в поясах — на фиг. 26.

Сечения поясов как верхнего, так и нижнего приняты коробчатого типа, который до последнего времени являлся наиболее обычным в мостах русской проектировки. Для отвода воды из открытой сверху коробки нижнего пояса в каждой панели предвидится несколько круглых отверстий диаметром 50 мм. В настоящее время эти меры признаются недостаточными, и вместо отдельных отверстий устраивают сквозной шов, переходя, таким образом, для нижнего пояса, к двойному тавровому сечению, или же, как в некоторых проектах самого последнего времени, к двойному швеллерному сечению, сосредоточивая большую часть материала в вертикальных стенках, к которым прикрепляются элементы решетки, что следует признать достаточно целесообразным.

Напряжения в элементах нижнего пояса от основного осевого усилия определяются по формуле:

$$\sigma = \frac{U_{\max}}{\omega_n}.$$

При этом ослабления заклепками диаметром 22 мм учитываются отдельно для каждой из составных частей сечения.

Кроме того, для каждого из сечений определяется расстояние центра тяжести от внешней кромки поясных уголков z с целью суждения о величине эксцентриситета между осями отдельных элементов, который по Т.У. не должен превосходить для соседних элементов 2 см, а для всего пояса 3 см.

Результаты вычислений приведены в табл. 8. (стр. 71).

Напряжения в верхнем поясе определяются по условию устойчивости на продольный изгиб:

$$n = \frac{O_{\max}}{\varphi \omega_{br}}.$$

Коэффициент φ уменьшения допускаемого напряжения на случай продольного изгиба берется по таблицам НКПС (см. Приложение IV), причем за свободную длину элемента принимается расстояние между узлами для случая изгиба в плоскости ферм, а также и из этой плоскости, ибо узлы продольных связей между фермами совпадают с главными узлами.

Геометрические элементы сечений и напряжения вычислены в табл. 9. (стр. 72.)

При этом приняты обозначения:

J_x — момент инерции относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения перпендикулярно к плоскости ферм;

J_y — то же относительно центральной оси в плоскости ферм

r_x, r_y — соответствующие радиусы инерции;

S_a, J_a — для поясов соответственно статический момент и момент инерции сечения относительно наружной грани горизонтальных полов уголков;

$z = \frac{S_a}{\omega_{br}}$ — расстояние центра тяжести сечения от указанной грани уголков.

Напряжения в первом элементе верхнего пояса O_1 , входящем в состав опорной рамы, определены в дальнейшем (§ 22) при расчете опорной рамы.

Геометрические данные сечений раскосов и напряжения в них приведены в табл. 10. (стр. 73). При определении гибкости сжатых и сжато-вытянутых раскосов за свободную длину при изгибе из плоскости фермы принимается полная геометрическая длина, а в плоскости фермы — 80% ее.

ТАБЛИЦА 8

Геометрические элементы сечений и напряжения в нижнем поясе

№ элемента	Состав сечения в мм	Полная площадь в см ² ω_{br}	Площадь ослаблений в см ²	Рабочая площадь в см ² ω_n	Напряже- ния в кг/см ²	S_a в см ³	z в см
U_1	2 в. л. 300·10	60	6·2,2·1 = 13,20	46,80	1 212	1 098	6,30
	4 уг. 100·100·10.	76,68	4·2,2·1 = 8,80	67,88			
	1 г. л. 350·10.	35	2·2,2·1 = 4,40	30,60			
		171,68	26,40	145,28			
U_3	2 в. л. 420·10	84	8·2,2·1 = 17,80	66,40	1 243	1 719	5,16
	4 уг. 100·100·10	76,68	8,80	67,88			
	3 г. л. 580·10	174	4·2,2·3 = 27,40	147,60			
		334,68	52,80	281,88			
U_4	2 в. л. 420·10	84	17,60	66,40	1 206	1 723	5,00
	4 уг. 100·100·10	76,68	8,80	67,88			
	3 г. л. 580·10	174	26,40	147,60			
	1 г. л. 140·8	11,2	1·2,2·0,8 = 1,76	9,44			
		345,88	54,56	291,32			
U_5	2 в. л. 420·10	84	17,60	66,40	1 189	1 596	4,31
	4 уг. 100·100·10	76,68	8,80	67,88			
	3 г. л. 580·10	174	26,40	147,60			
	1 г. л. 350·10	35	2·2,2·1 = 4,40	30,60			
		369,68	57,20	312,48			

Таблица 10

Геометрические элементы сечений и напряжения в раскосах и подвесках

№ эле- мента	Состав сечения, м.м	Полная площадь, ω_{br} см ²	Площадь ослаблений $\Delta\omega$, см ²	Рабочая площадь ω_p см ²	J_x см ⁴	J_y см ⁴	r_x см	r_y см	l_x см	l_y см	$\frac{l}{\max r}$	σ	$\frac{D}{n_1 = \omega_n}$	$\frac{D}{n_2 = \varphi\omega_{br}}$
D_2	4 уг. 150·100·13	123,96	$4 \cdot 2 \cdot 2,4 \cdot 1,3 = 24,96$	99										
	2 л. 430·10	86	$2 \cdot 3 \cdot 2,4 \cdot 1 = 14,46$	71,6										
		209,96	39,96	170,6	—	—	—	—	—	—	—	—	1428	—
D_3	4 уг. 130·85·12	98,04	—	—										
	2 л. 430·10	86	—	—										
		184,04	—	—	49 688	43 824	16,4	15,4	1 047	837	63,8	0,71	—	1 377
D_4	2 шв. № 26	99,90	$2 \cdot 2 \cdot 2,41 * = 9,6$	90,30	23 144	10 090	15,2	10,05	1 047	857	83,3	0,63	1 273	746
D_5	—	—	—	—	—	—	—	—	1 142	913	91	0,58	1 059	1176
V_1 V_3 V_3	4 уг. 180·85·10	82,60	$4 \cdot 1,5^{**} \cdot 2,4 \cdot 1 = 14,4$	68,80	—	—	—	—	—	—	—	—	1 122	—
V_2 V_4	4 уг. 90·90·10	79,48	—	—	Ввиду ничтожности усилия напряжения не проверяются									

По первому ослабленному сечению.

** Ослабление по зигзагу принято 1,5.

Как усматривается из табл. 8, 9, 10, напряжения в поясах получаются значительно меньше допускаемых, а в раскосах D_2, D_3 превышают допускаемые, чего не должно быть. В данном случае полученные результаты объясняются тем, что, как указывалось выше, проект был составлен по нормам НКПС от 1921 г., а расчет пересоставлен нами применительно к последним Т. У. При расчете по прежним нормам оказывается, что, с одной стороны, сечения подобраны весьма экономно, а с другой стороны—напряжения нигде не превышают допускаемых, что видно из следующей вводной таблицы.

Т А Б Л И Ц А

Расчетные и допускаемые напряжения в элементах фермы по нормам НКПС от 1921 г.

Название элемента	U_1, U_2	U_3	U_4	U_5	O_2, O_3	O_4, O_5	D_2	D_3	D_4	D_5
Расчетные напряжения . .	1 180	1 200	1 212	1 205	1 035	1 041	1 029	988	+ 855 — 345	+ 553 — 755
Допускаемые напряжения .	1 213	1 216	1 212	1 206	1 061	1 053	1 035	988	890	800

Напряжения в элементах *от собственного веса* определяются согласно Т. У., как в балке пролетом, равным 60% геометрической длины элемента, причем допускаемые напряжения разрешается повышать на 5%. Приводим для примера расчет напряжений от собственного веса во втором элементе верхнего пояса — O_2, O_3 .

Собственный вес элемента при строительном коэффициенте 1,3

$$g = 1,3 \cdot 7,85 \cdot 0,03049 = 0,311 \text{ т/м.}$$

Здесь площадь сечения 304,9 см² взята по таблице 9.

Изгибающий момент при расчетном пролете: $0,6 \cdot 5,55 = 3,33 \text{ м.}$

$$M_g = \frac{311 \cdot 3,33^2}{8} = 432 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Наименьший момент сопротивления сечения по таблице 9

$$w_x = \frac{64\,148}{41 - 9,68} = 2\,046 \text{ см}^3.$$

Напряжения в крайних нижних волокнах

$$n = \frac{43\,200}{2\,046} = 21 \text{ кг/см}^2.$$

НТБ
ДНУЖТ

Надбавка к допускаемым напряжениям разрешается:

$$0,05 \cdot 1300 = 65 \text{ кг/см}^2.$$

Таким образом дополнительные напряжения от собственного веса не опасны.

§ 20. Расчет заклепок в соединениях элементов. Конструкция узлов ферм показана на фиг. 29 и 30, (между стр. 80 и 81).

Соединение элементов осуществляется заклепками диаметром 22 и 24 мм.* Число заклепок в стыках элементов рассчитывается по наибольшему усилию, которое может выдержать стержень (расчет „по площади“).

Если расчетная площадь стержня ω и допускаемое напряжение R , то необходимое число заклепок в стыке по условию прочности на одиночное срезывание:

$$k = \frac{4 R \omega}{\pi d^2 R_t} = \mu_1 \omega.$$

Здесь $R_t = 0,8 R$ — допускаемое напряжение заклепки на срез, μ_1 — число заклепок на 1 см² площади.

В данном случае при

$$\begin{aligned} d = 22 \text{ мм} & \quad \mu_1 = 0,33 \\ d = 24 \text{ мм} & \quad \mu_1 = 0,28. \end{aligned}$$

По условию прочности на смятие число заклепок:

$$k = \frac{R \omega}{d \delta R_\delta} = \mu_2 \omega.$$

Здесь $R_\delta = 2 R$ — допускаемое напряжение на смятие; δ — толщина сминаемого листа; в данном случае; для фасонных вставок $\delta = 1$ см; μ_2 — число заклепок на 1 см² площади.

$$\mu_2 = 0,23 \text{ при } d = 22 \text{ мм и } \mu_2 = 0,21 \text{ при } d = 24 \text{ мм.}$$

В нижнем поясе фермы стыки горизонтальных листов 580 · 10 мм применены ступенчатые с одиночными накладками того же сечения, листы 350 · 10 и 140 · 8 прикрепляются внахлестку.

Число заклепок диаметром 22 мм рассчитывается по одиночному срезыванию.

Для листа

$$\begin{aligned} 580 \cdot 10 \text{ мм} & \quad k = \mu_1 \omega_n = 0,33 \cdot 49,2 = 16,4; \text{ принято } 22 \text{ шт.} \\ 350 \cdot 10 \text{ мм} : & \quad k = 0,33 \cdot 30,60 = 10,2; \quad \text{„ } 12 \text{ „} \\ 140 \cdot 8 \text{ мм} & \quad k = 0,33 \cdot 9,44 = 3,15; \quad \text{„ } 4 \text{ „} \end{aligned}$$

* По Т. У 1929 г. размер заклепок установлен 20, 23, 26 мм.

Стыки уголков 100 · 100 10 мм. перекрыты уголками того же калибра.

Число заклепок по одиночному срезыванию

$$k = 0,33 \cdot 16,97 = 5,66; \text{ принято } 6 \text{ шт.}$$

Вертикальные листы перекрыты парными накладками, причем все заклепки двусрезные. Число их рассчитывается по смятию при $d = 22 \text{ мм.}$

Для листов

$$420 \cdot 10: \quad k = 0,23 \cdot 33,20 = 7,63, \text{ принято } 9 \text{ шт.}$$

$$300 \cdot 10: \quad k = 0,23 \cdot 23,40 = 5,38, \quad \text{„} \quad 8 \quad \text{„}$$

В верхнем поясе ферм устройство стыков горизонтальных листов и уголков такое же, как в нижнем. Число заклепок по одиночному срезыванию:

для листов

$$580 \quad 10: \quad k = \mu \varphi \omega_{br} = 0,33 \cdot 0,79 \cdot 58 = 15,15, \text{ принято } 18 \text{ шт.}$$

$$140 \quad 8: \quad \quad \quad 0,33 \cdot 0,79 \cdot 11,2 = 2,81 \quad \text{„} \quad 4$$

уголков

$$100 \cdot 100 \cdot 10: \quad \quad \quad 0,33 \cdot 0,79 \cdot 19,17 = 5,01 \quad \text{„} \quad 6$$

$$80 \cdot 80 \cdot 10: \quad \quad \quad 0,33 \cdot 0,79 \cdot 15,11 = 3,95 \quad \text{„} \quad 4 \quad \text{„}$$

здесь из двух значений φ взято наибольшее.

Вертикальные листы перекрыты накладками неполной высоты, причем часть заклепок работает на одиночное срезывание, часть—на двойное; каждая из накладок прикрепляется односрезными заклепками, число которых определяется следующим образом.

Если расчетная площадь сечения листа $\omega = \varphi \omega_{br}$, двух накладок соответственно ω_1 и ω_2 , то усилие, приходящееся на 1 кв. см площади накладки, равно

$$\frac{R \omega}{\omega_1 + \omega_2} = \frac{R \varphi \omega_{br}}{\varphi (\omega_{1br} + \omega_{2br})} = \frac{\omega_{br}}{\omega_{1br} + \omega_{2br}} R = \alpha R.$$

Следовательно, число односрезных заклепок на 1 кв. см сечения накладки

$$\alpha R: \frac{\pi d^2}{4} R_t = \alpha \mu_1.$$

Число заклепок для прикрепления накладки площадью ω_1

$$k_1 = \alpha \mu_1 \omega_1.$$

То же для ω_2 :

$$k_2 = \alpha \mu_1 \omega_2.$$

Для проверки на смятие определяем усилие, приходящееся на заклепку от двух накладок

$$S \quad \frac{a \omega_1 R}{k_1} + \frac{a \omega_2 R}{k_2} = a \varphi \left(\frac{\omega_{1br}}{k_1} + \frac{\omega_{2br}}{k_2} \right) R.$$

Допускаемое по смятию усилие на заклепку

$$d\delta R_s = 2,2 \cdot 1,0 \cdot 2R = 4,4R, \text{ при } d = 22 \text{ мм и } \delta = 10 \text{ мм.}$$

Стыки вертикального листа 410 · 10 мм элементов O_2 и O_3 верхнего пояса в узлах 1' и 3' перекрыты накладками 310 · 10 и 230 · 10 мм;

$$a = \frac{41}{31 + 23} = 0,76.$$

Число заклепок диаметром 22 мм для накладки 310 · 10

$$k_1 = 0,76 \cdot 0,33 \cdot 0,77 \cdot 31 = 6 \text{ шт.}; \text{ принято } 10.$$

То же для 230 · 10:

$$k_2 = 0,76 \cdot 0,33 \cdot 0,77 \cdot 23 = 4,45 \text{ шт.}; \text{ принято } 8.$$

Усилие заклепки на смятие:

$$0,76 \cdot 0,77 \left(\frac{31}{10} + \frac{23}{8} \right) R = 3,5 R < 4,4 R.$$

Стыки вертикального листа 480 · 10 мм элементов O_3 и O_4 в узлах 3 и 5' перекрыты накладками 380 · 10 и 300 · 10 мм;

$$a = \frac{48}{38 + 30} = 0,706.$$

Число заклепок для накладки 380 · 10 мм

$$k_1 = 0,706 \cdot 0,33 \cdot 0,79 \cdot 38 = 6,98 \text{ шт.}; \text{ принято } 12.$$

То же для накладки 300 · 10:

$$k_2 = 0,706 \cdot 0,33 \cdot 0,79 \cdot 30 = 5,52 \text{ шт.}; \text{ принято } 10.$$

Усилие заклепки на смятие:

$$0,706 \cdot 0,79 \left(\frac{38}{12} + \frac{30}{10} \right) R = 3,45 R < 4,4 R.$$

Прикрепление раскосов осуществляется заклепками диаметром 24 мм.

В раскосе D_2 , работающем на растяжение для прикрепления листа $430 \cdot 10$ мм, число односрезных заклепок:

$$k = 35,8 \cdot 0,28 = 10,02.$$

Принято с одной стороны стыка 11 шт., с другой — 21 шт.

Для уголка $150 \cdot 100 \cdot 13$: $k = 24,75 \cdot 0,28 = 6,92$.

Принято 7 шт, в фасонном листе и 2 в коротыше, размер которого $100 \cdot 100 \cdot 10$ мм.

Ввиду совместного действия заклепок в прикреплении листа и уголков проверяем принятое число заклепок на смятие фасонного листа.

Усилие, приходящееся на заклепку,

$$\left(\frac{35,8}{21} + \frac{24,75}{9} \right) R = 4,45 R.$$

Допускаемое усилие на смятие — $2,4 \cdot 1 \cdot 2 \cdot R = 4,8 R$.

В раскосе D_3 , сжатом, для прикрепления листа $430 \cdot 10$ мм при $\varphi = 0,71$, число односрезных заклепок

$$k = 0,28 \cdot 0,71 \cdot 43 = 8,54 \text{ шт.}$$

Принято с одной стороны стыка 11, с другой — 20.

Для уголка $130 \cdot 85 \cdot 12$ мм

$k_1 = 0,28 \cdot 0,71 \cdot 24,51 = 5$ шт.; принято 7, из которых 2 на коротыше $80 \cdot 80 \cdot 10$ мм.

Усилие на двусрезную заклепку

$$0,71 \cdot \left(\frac{43}{20} + \frac{24,51}{7} \right) = 4,02 R < 4,8 R.$$

В раскосах D_4 , D_5 , как сжато-вытянутых, число заклепок, определенное по сечению, увеличивается согласно Т.У. умножением на коэффициент:

$$1 + \frac{1 \min S}{4 \max S}; *$$

для раскоса D_4 :

$$1 + \frac{1}{4} \cdot \frac{46,90}{115,10} = 1,10,$$

а для раскоса D_5

$$1 + \frac{1}{4} \cdot \frac{71,17}{95,93} = 1,18.$$

По утвержденным Т. У. коэффициент $1 + \frac{1}{3} \frac{\min S}{\max S}$ (см. прил. IV).

В раскосе D_4 для швеллера № 26 число заклепок

$$1,1 \cdot 0,28 \cdot 45,15 = 13,9 \text{ шт.}$$

Принято 15, из которых — 4 на коротышах $80 \cdot 80 \cdot 10$ мм

В раскосе D_5 размеры сечения определены по сжимающему усилию, поэтому и число заклепок определяется по сжатию при $\varphi = 0,58$

$$k = 1,18 \cdot 0,28 \cdot 0,58 \cdot 49,95 = 9,58 \text{ шт.}$$

Принято 12, из которых 4 на коротышах.

В подвесках V_1, V_3, V_5 для уголка $130 \cdot 85 \cdot 10$ мм число заклепок диаметром 24 мм

$$k = 0,28 \cdot 17,20 = 4,81 \text{ шт. Принято 5 шт.}$$

§ 21. Соединительная решетка сжатых элементов. Конструкция соединительных решеток сжатых элементов: верхнего пояса и раскосов D_3, D_5 показана соответственно на фиг. 31 и 32, (между стр. 80 и 81).

Расчет решеток производится на поперечную силу, равную

$$Q_m = \frac{\omega_{br}}{\lambda},$$

где

$$\lambda = \frac{l}{r},$$

l и r соответственно — длина и радиус инерции сечения стержня, ω_{br} — его площадь в см^2 .

Решетка верхнего пояса $O_2 - O_3$ (фиг. 31) раскосная из уголков $75 \cdot 50 \cdot 8$ мм.

Для определения поперечной силы в расчетную площадь сечения ветви вводится площадь вертикальных листов высотой $H = 15 \delta$, (где $H = 41 - 10 = 31$ см — свободная высота листа, $\delta = 1$ см — толщина листа), а также уголки жесткости $80 \cdot 80 \cdot 10$ мм

$$Q = \frac{2(31 + 30,22)}{38,7} = 3,16 \text{ т} = 3160 \text{ кг.}$$

Усилие в раскосе решетки

$$D = \frac{Q \cdot l}{h} = 3160 \frac{70}{46} = 4800 \text{ кг;}$$

здесь $l = 70$ см — длина уголка между центрами креплений и $h = 46$ см — высота решетки взяты по чертежу.

Для уголка $75 \cdot 50 \cdot 8$ мм опасен изгиб из плоскости большой полки;

$$J = 18,27 \text{ см}^4 \quad \omega_{br} = 9,43 \text{ см}^2 \quad r = 1,27 \text{ см}$$

$$l : r = 70 : 1,27 = 55; \quad \varphi = 0,735.$$

Напряжение $n = 480 : 9,43 = 510 \text{ кг/см}^2 < 0,735 \cdot 1\,000$.

Решетка остальных элементов верхнего пояса рассчитывается аналогично.

Решетка сжатого раскоса D_3 безраскосного типа (фиг. 32) состоит из планок $400 \cdot 10 \text{ мм}$, прикрепленных с каждой стороны заклепками диаметром 22 мм.

Поперечная сила

$$Q = \frac{\omega_{br}}{l} = \frac{184,04}{63,8} = 2,884 \text{ т};$$

здесь соответствующие величины взяты из табл. 10.

Скалывающая сила на планку каждой стороны

$$T = \frac{1}{2} Q \frac{l_1}{b} = 1\,442 \cdot \frac{90}{32,5} = 4\,000 \text{ кг};$$

здесь $l_1 = 90 \text{ см}$ — расстояние между центрами планок; $b = \frac{J_x}{S_x}$ — расстояние между центрами тяжести двух ветвей стержня.

В данном случае $J_x = 49\,688 \text{ см}^4$.

$S_x = 1\,528 \text{ см}^3$ статический момент полусечения; $b = 32,5 \text{ см}$.

Ось x лежит в плоскости ферм.

Напряжение на скалывание

$$t = \frac{T}{\omega} = \frac{4\,000}{40 \cdot 1} = 100 \text{ кг/см}^2 < 750.$$

Момент, изгибающий планку,

$$M = \frac{Q l_1}{4} = \frac{2\,884 \cdot 90}{4} = 64\,890 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Нормальное напряжение при

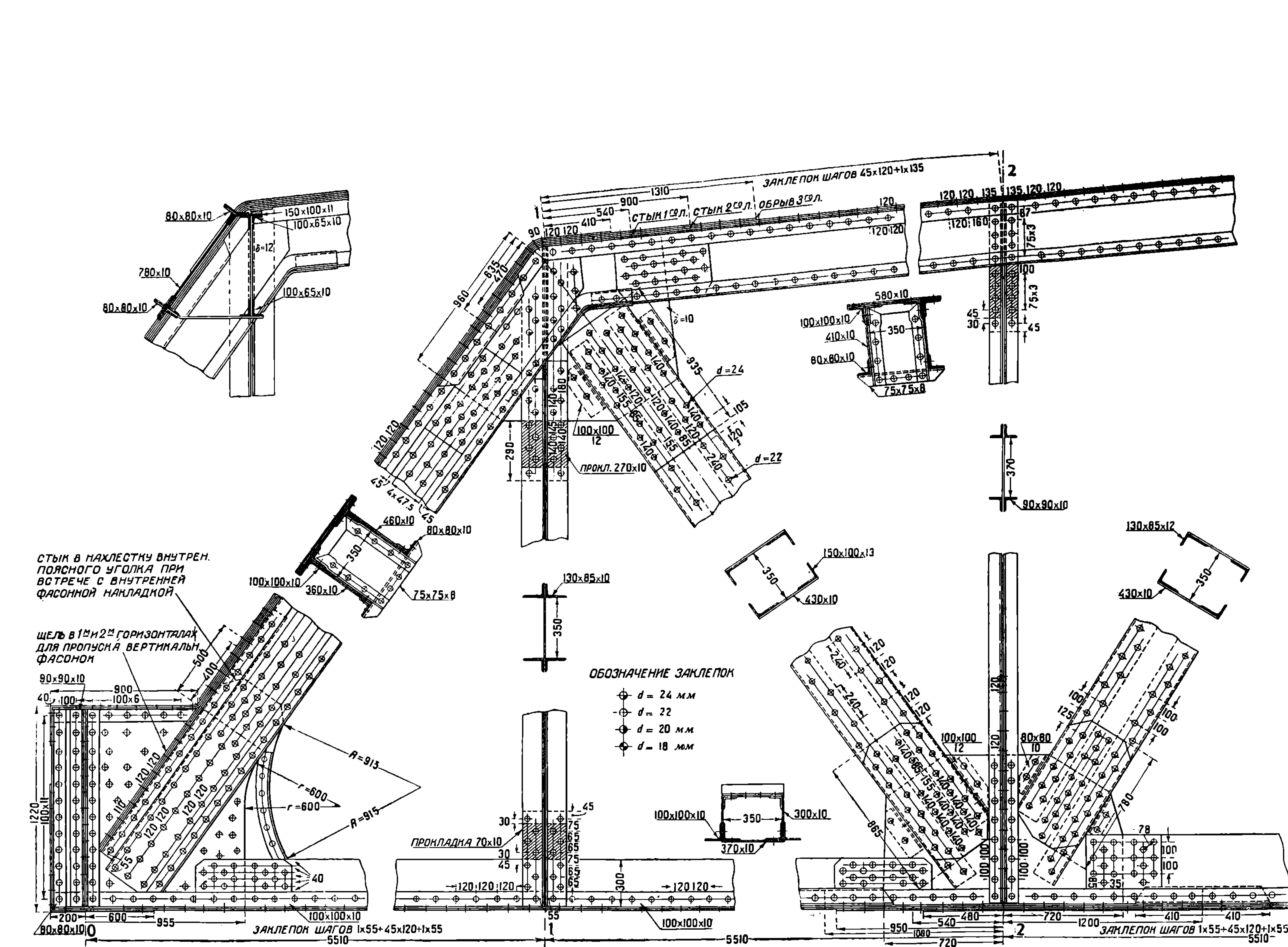
$$J_n = \frac{1}{12} \cdot 40^3 \cdot 1 = 2 \cdot 2,2 \cdot 13^2 = 4\,589 \text{ см}^4;$$

$$\sigma = \frac{M}{J} \frac{h}{2} = \frac{64\,890 \cdot 20}{4\,589} = 283 \text{ кг/см}^2 < 1\,000.$$

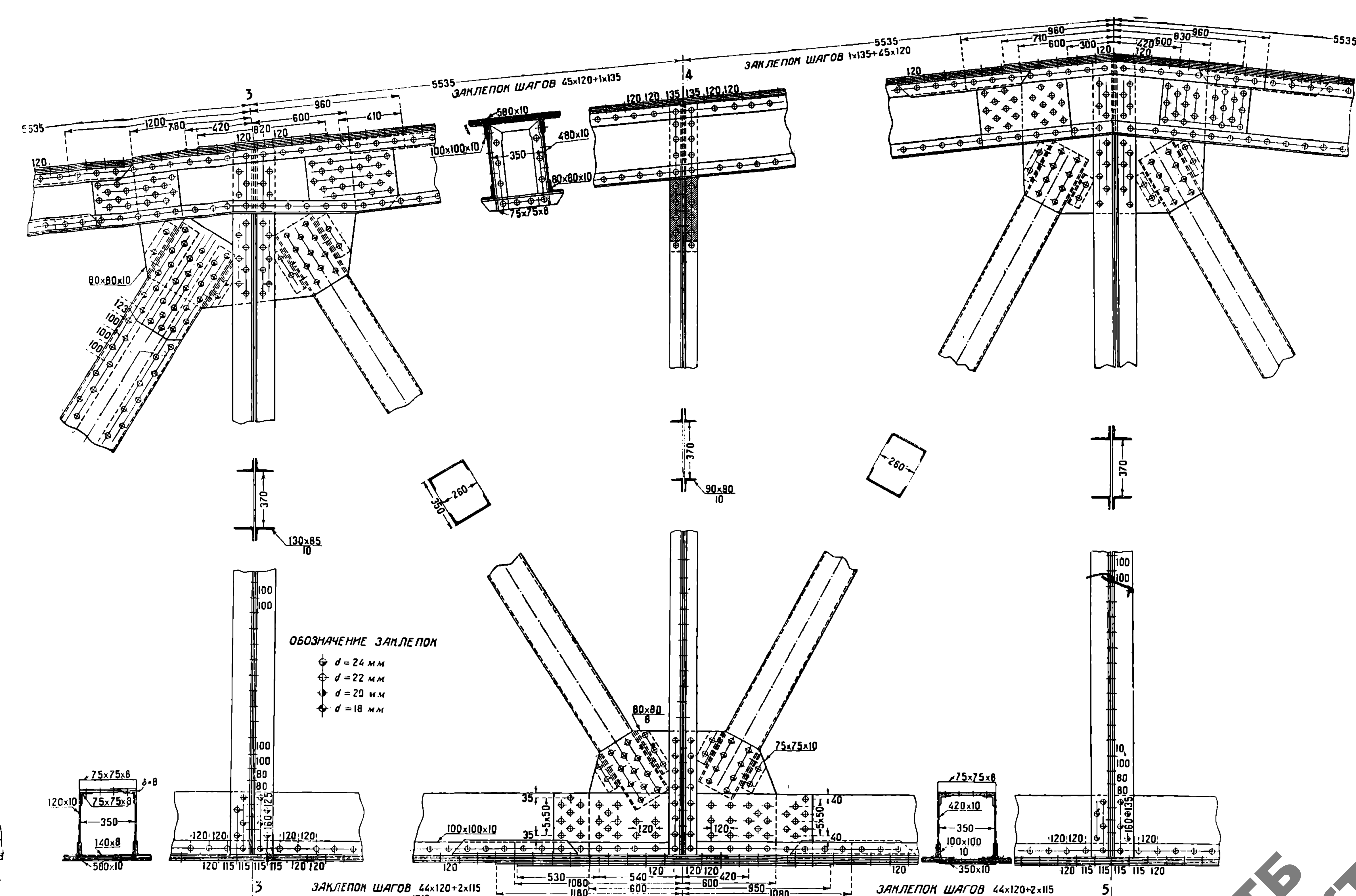
Усилие крайней заклепки

$$R = \sqrt{\left(\frac{M \cdot a_{\max}}{\Sigma a^2}\right)^2 + \left(\frac{T}{n}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{64\,890 \cdot 30}{30^2 + 10^2}\right)^2 + \left(\frac{4\,000}{4}\right)^2} = 2\,190 \text{ кг};$$

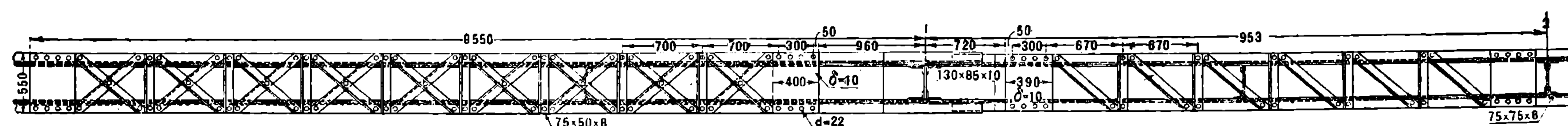
здесь $a_{\max} = 30 \text{ см}$ — расстояние между крайними заклепками; a — тоже между заклепками, симметричными относительно оси планки; n — число заклепок.



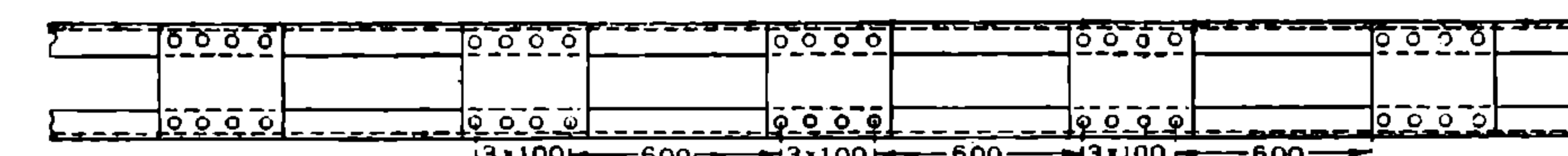
Фиг. 29.



Фиг. 30.



Фиг. 31.



НТБ
ДНУЖТ

Допускаемое усилие на заклепку на одиночное срезывание:

$$\frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} \cdot 800 = 3050 \text{ кг.}$$

Решетка раскоса D_5 рассчитывается аналогично.

§ 22. Опорная рама. Конструкция опорной рамы моста с фасада и в плане показана на фиг. 29 и 33, а схема ее на фиг. 33а.

Ввиду отсутствия нижней распорки рама рассчитывается как двухшарнирная, причем упругим укорочением верхней распорки пренебрегается, так что давление ветра распределяется поровну между обоими опорными шарнирами.

Давление ветра принимается для расчета усилий в ноге 150 кг/м^2 , то же в распорке — 250 кг/м^2 .

Величины опорных реакций рамы определяются из условий равновесия: а) сумма горизонтальных составляющих (H_1 и H_2) должна быть равна сумме давлений ветра на верхние узлы половины фермы; б) сумма моментов вертикальных составляющих должна быть равна сумме моментов вышеуказанных давлений относительно горизонта опор.

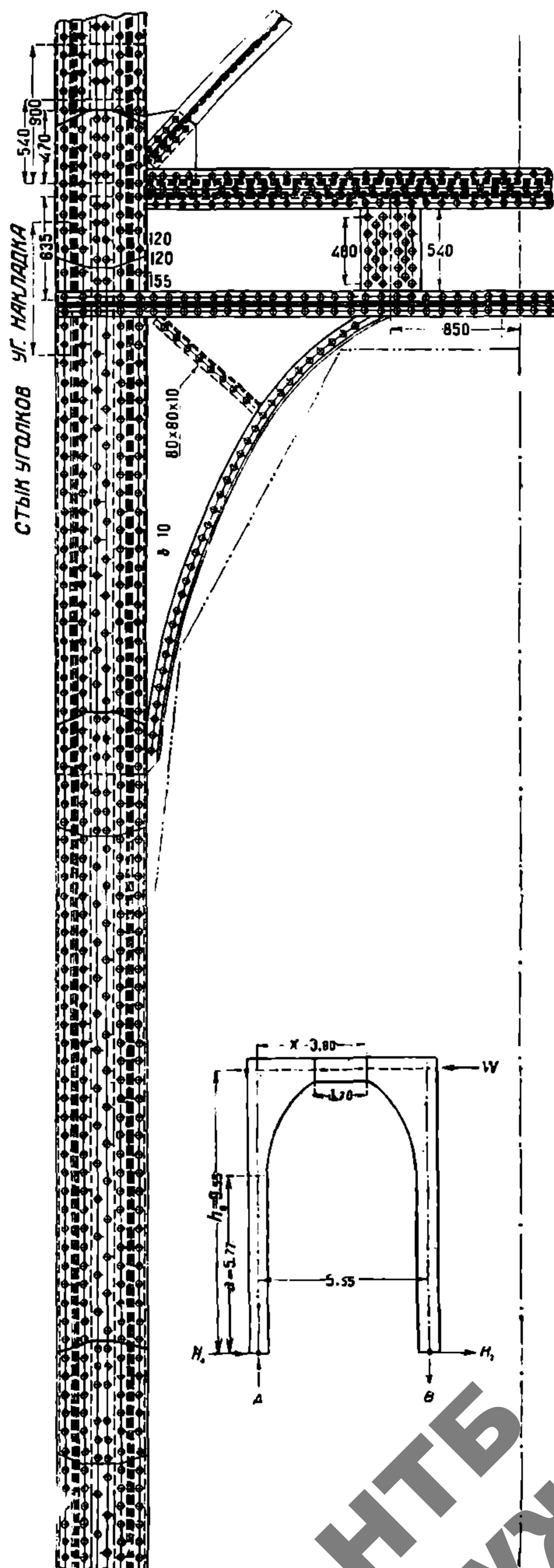
Величины узловых давлений и их моменты при ветре 150 кг/м^2 приведены в таблице 11 (см. табл. на стр. 82).

Горизонтальная реакция:

$$H_1 = H_2 = \frac{W}{2} = 2975 \text{ кг.}$$

Вертикальная реакция:

$$A = -B = \frac{\sum w \cdot h}{b} = \frac{52220}{5,5} = 9500 \text{ кг.}$$



Фиг. 33 и 33а

Т а б л и ц а 11

Величины узловых давлений и их моменты при ветре 150 кг/м²

№ узла	Узловое давление, кг	Плечо, м	Статический момент, кг·м
1	240·5,51 = 1 322	7,8	10 310
2		8,35	11 040
3		8,90	11 760
4	"	9,45	12 490
5	240·2,76 = 662	10,00	6 620
	∑ = 5 950		∑wh = 52 220

При ветре 250 кг/м² все величины изменятся в отношении $\frac{25}{15}$:

$H_1 = \frac{25}{15} \cdot 2\,975 = 4\,950 \text{ кг},$

$A_1 = \frac{25}{15} \cdot 9\,500 = 15\,850 \text{ кг}.$

Продольное усилие в ноге рамы определяется из условия, что вертикальная проекция его равна опорной реакции

$O_w = A \frac{h_0}{h} = 9\,500 \cdot \frac{9,55}{7,8} = 11\,630 \text{ кг};$

здесь $h_0 = 9,55 \text{ м}$ — высота ноги в плоскости рамы (фиг. 33а).

Распор рамы вызывает в ноге изгибающий момент, величина которого для опасного сечения ноги в месте примыкания верхней угловой фасонки:

$M = H_1 a = 2\,975 \cdot 5,77 = 17\,170 \text{ кг·м}$

Усилие в ноге рамы от вертикальной нагрузки, по таблице 3:

$O_1 = O_p + (1 + \mu_1) O_k = 303,90 \text{ т}.$

Сечение ноги (фиг. 34) состоит из:

3 гор. л. 580·10	· $\omega_{br} = 174,00 \text{ см}^2,$	осл.: $3 \cdot 4 \cdot 2,2 \cdot 1 = 26,40 \text{ см}^2$
2 вер. 460·10	= 92,00	$2 \cdot 4 \cdot 2,2 \cdot 1 = 17,60$
2 " 360·10	$\omega_{br} = 72,00$	$2 \cdot 3 \cdot 2,2 \cdot 1 = 13,20$
4 уг. 100·100·10	· $\omega_{br} = 76,68$	$4 \cdot 2,2 = 8,80$
2 80·80·10	$\omega_{br} = 30,22 \text{ "}$	$2 \cdot 2 \cdot 2 = 4,40 \text{ "}$
	$\omega_{br} = 444,90 \text{ см}^2$	Всего 70,40 см²

Статический момент относительно внешней грани уголков *aa* (фиг. 34):

$$S_a = 4\,687 \text{ см}^3.$$

Ордината центра тяжести:

$$z = \frac{S_a}{\omega_{br}} = 10,53 \text{ см.}$$

Момент инерции относительно наружной грани уголков:

$$J_a = 188\,604 \text{ см}^4.$$

Главные центральные моменты инерции:

$$J_x = J_a - \omega_{br} \cdot z = 137\,074 \text{ см}^4,$$

$$J_y = 144\,865 \text{ см}^4.$$

Продольный изгиб опасен в плоскости ферм, так как тогда расчетная свободная длина

$$l_x = 0,8 \cdot 9,55 = 7,64 \text{ м,}$$

в то время как для изгиба из плоскости ферм

$$l_y = 5,77 \text{ м.}$$

Радиус инерции:

$$r_x = \sqrt{\frac{137\,074}{444,90}} = 17,5 \text{ см; } \frac{l}{r} = \frac{764}{17,5} = 43,7.$$

По таблицам:

$$\varphi = 0,76.$$

Полное приведенное напряжение в ноге:

$$n = \frac{303\,900 + 11\,630}{444,9 \cdot 0,76} + \frac{1\,717\,000}{144\,865} \cdot 29 = 934 + 344 = 1\,278 \text{ кг/см}^2 < 1\,600.$$

Расчет заклепок прикрепления и соединительных решеток производится аналогично предыдущим расчетам (§ 20 и § 21).

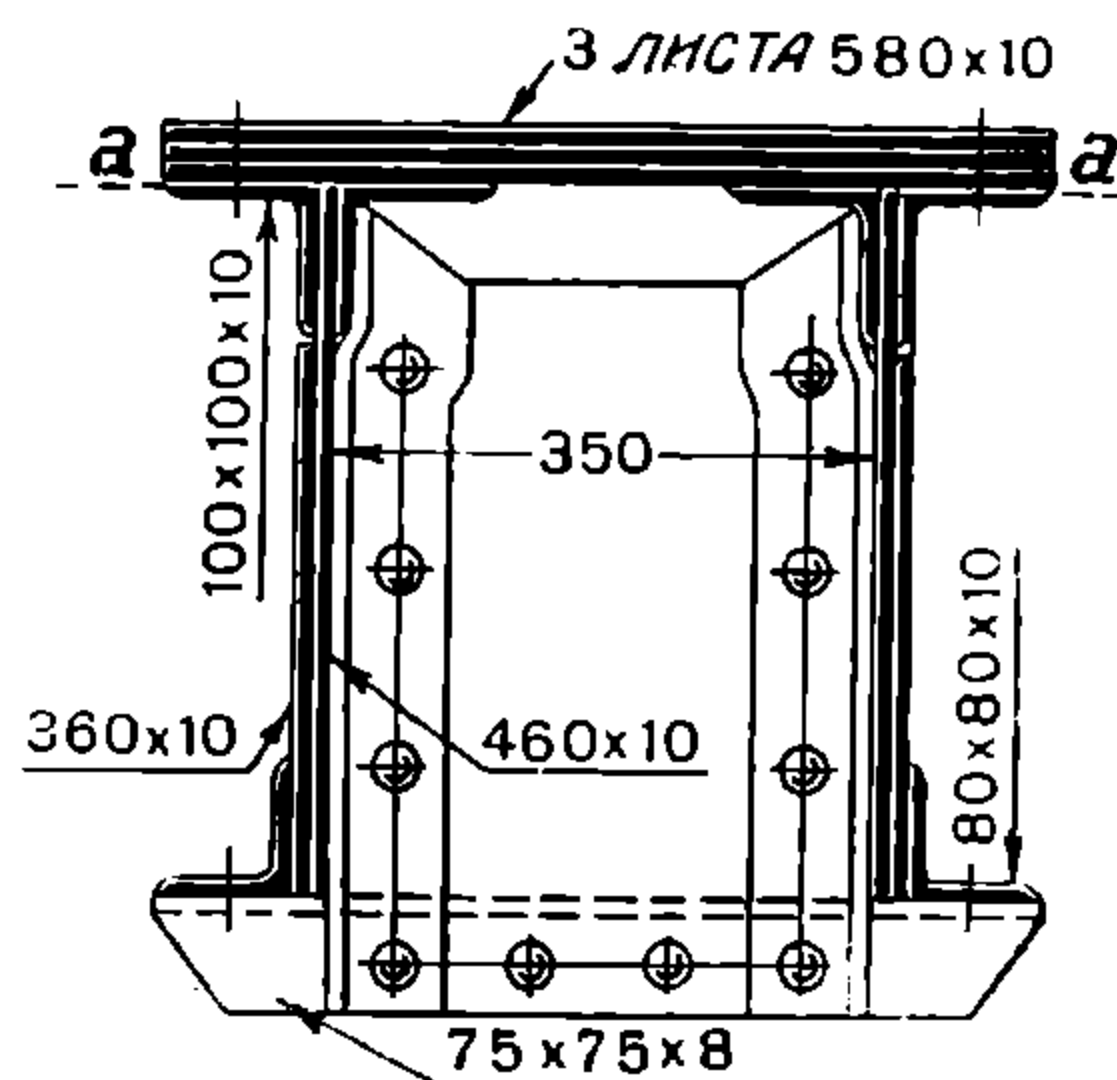
Продольное усилие в распорке при ветре 250 кг/м^2 :

$$H_1 = 4\,950 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент на расстоянии x от левой опоры:

$$M = A_1 x - H_1 h;$$

$$M = 19\,400 x - 4\,950 \cdot 9,55;$$



Фиг. 34.

здесь

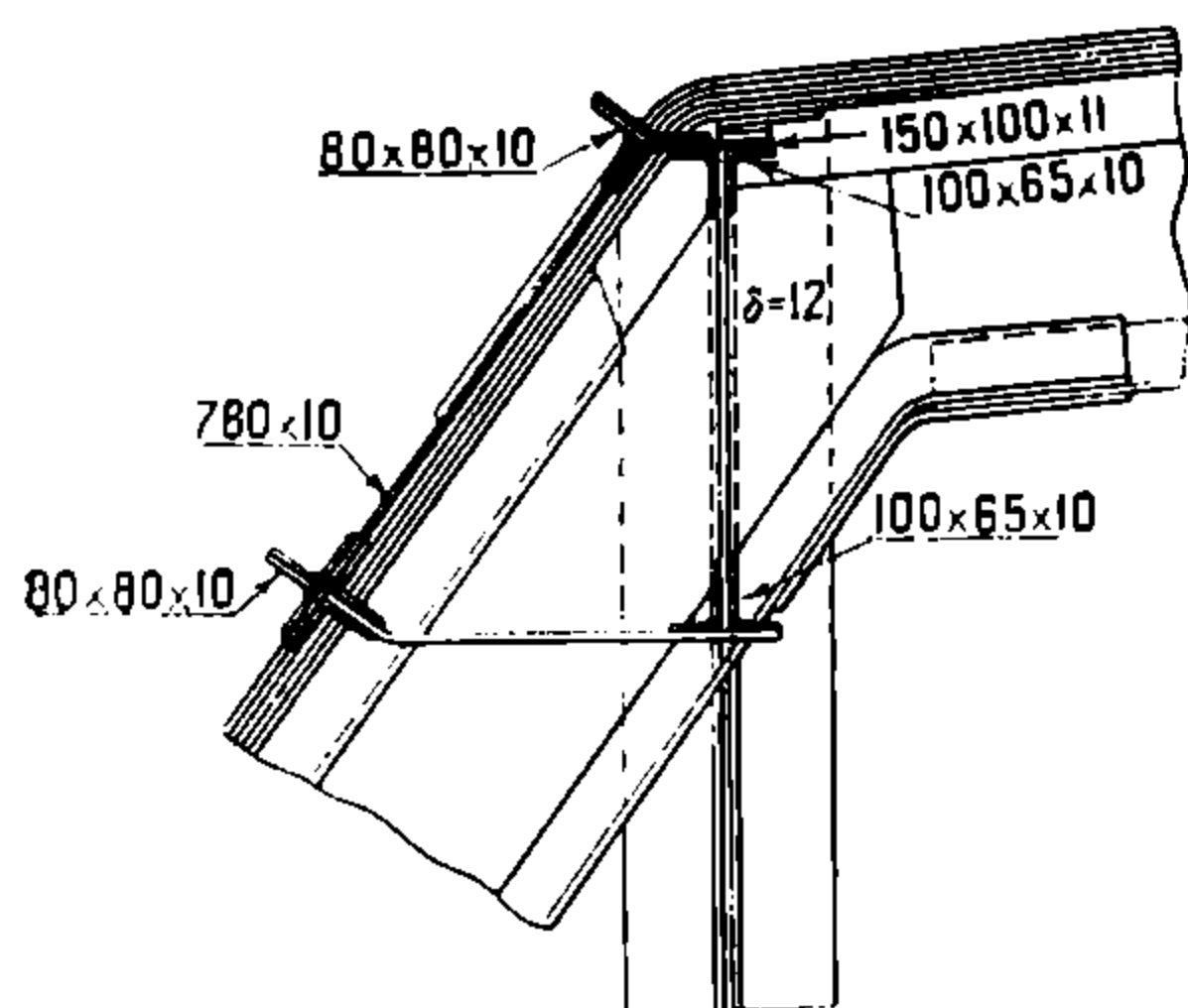
$$19\,400 = 15\,850 \cdot \frac{9,55}{7,8}$$

есть усилие в ноге рамы при ветре 250 кг/м^2 .

Наибольший момент в сопряжении с угловой фасонкой, при $x = 3,6 \text{ м}$,

$$M = 19\,400 \cdot 3,60 - 47\,250 = 22\,550 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Сечение распорки (фиг. 35) состоит из вертикального листа $780 \cdot 10$ и 6 уголков $80 \cdot 80 \cdot 10 \text{ мм}$.



Фиг. 35.

$$\omega_{br} = 78,00 + 90,66 = 168,66 \text{ см}^2.$$

Статический момент относительно наружной грани уголков

$$S_a = 7\,343 \text{ см}^3.$$

Ордината центра тяжести

$$z = \frac{S_a}{\omega_{br}} = 43,5 \text{ см}.$$

Моменты инерции:

$$J_x^{br} = 134\,997 \text{ см}^4; \quad \Delta J(\text{осл.}) = 13\,991 \text{ см}^4; \quad J_x^n = 121\,006 \text{ см}^4;$$

$$J_y = 850 \text{ см}^4;$$

Радиус инерции $r_y = 2,25 \text{ см}$.

Свободная длина распорки

$$l = 1,70 \text{ м}; \quad \frac{l}{r} = 76; \quad \varphi = 0,67.$$

Полное приведенное напряжение:

$$\sigma = \frac{2\,255\,000 \cdot 43,54}{121\,006} + \frac{4\,950}{168,66 \cdot 0,67} = 812 + 44 = 856 < 1\,600 \text{ кг/см}^2.$$

Поперечная сила, постоянная по длине распорки:

$$Q = A' = 19\,400 \text{ кг}.$$

Статический момент полусечения относительно нейтральной оси:

$$S = 2\,193 \text{ см}^3.$$

Касательные напряжения:

$$t = \frac{19\,400 \cdot 2\,193}{134\,997 \cdot 1} = 318 \text{ кг/см}^2 < 0,6 \cdot 1\,600.$$

Прикрепление распорки к узловому фасонному листу (фиг. 33) осуществляется заклепками диаметром 22 мм. Уголки проходят внахлестку, стык стенки перекрывается двумя накладками толщиной 10 мм и высотой 540 мм.

Число заклепок для перекрытия стенки определяется расчетом прочности на смятие по действующим в сечении силам.

Допускаемое усилие на заклепку:

$$P = 2,2 \cdot 1 \cdot 1\,600 \cdot 2 = 6\,880 \text{ кг.}$$

Продольная сила, приходящаяся на стенку:

$$N_c = \frac{\omega_c}{\omega_{br}} H = \frac{78}{168,66} \cdot 4\,950 = 2\,290 \text{ кг.}$$

То же, поперечная:

$$Q_c = 0,77 Q = 0,77 \cdot 19\,400 = 14\,940 \text{ кг.}$$

То же, момент

$$M_c = \frac{J_c}{J_{br}} \cdot M = \frac{41\,159}{134\,997} \cdot 22\,550 = 68\,700 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Горизонтальное усилие крайней заклепки, при числе их k :

$$\frac{6M_c}{k \cdot a_{\max}} + \frac{N_c}{k}.$$

То же, вертикальное:

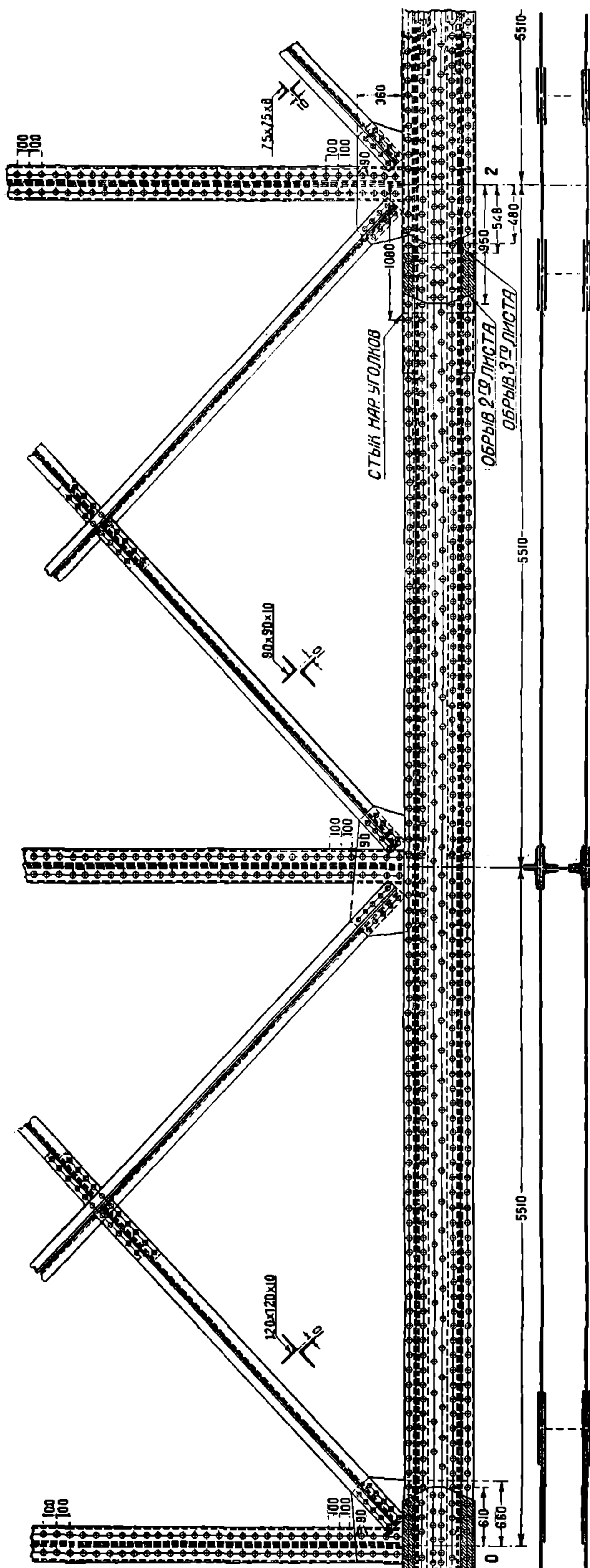
$$\frac{Q_c}{k}.$$

Необходимое число заклепок:

$$\begin{aligned} k &= \frac{1}{P} \sqrt{\left(\frac{6M_c}{a_{\max}} + N_c\right)^2 + Q_c^2} = \\ &= \frac{1}{6\,880} \sqrt{\left(\frac{6 \cdot 68\,700}{0,48} + 2\,290\right)^2 + 14\,940^2} = 13. \end{aligned}$$

Принято 14 заклепок.

§ 23. Связи между фермами. Продольные связи по верхнему и нижнему поясам запроектированы в виде ферм с перекрестными диагоналями (фиг. 36).



Фиг. 36.

Расчет связей произведен на ветровую нагрузку в предположении, что диагонали работают только на растяжение.

Более нагруженными являются нижние связи.

Для них неподвижная ветровая нагрузка — давление на фермы и проезжую часть, по § 10:

$$w_1 = 705 - 300 = 405 \text{ кг/м.}$$

Подвижная — давление на поезд:

$$w_2 = 300 \text{ кг/м.}$$

Высота ветровой фермы, равная расстоянию между главными фермами, $b = 5,5 \text{ м.}$

Узлы связей совпадают с узлами главных ферм. Длина панели $d = 5,51 \text{ м.}$

Длина диагонали

$$s = \sqrt{5,5^2 + 5,51^2} = 7,79 \text{ м.}$$

Усилие в диагонали:

$$D = \frac{Q}{\sin \varphi} = \frac{Q \cdot s}{b}.$$

Поперечная сила от неподвижной нагрузки определяется по формуле:

$$Q_p = w_1 \left(\frac{l}{2} - x \right).$$

То же от подвижной в предположении загрузки правой части пролета до середины данной панели:

$$Q_k = w_2 \frac{(l - x)^2}{2l}.$$

Здесь x — расстояние от левой опоры до середины панели.

Вычисления произведены в табл. 12.

Кроме продольных усилий в диагоналях, определяем изгибающий момент от собственного веса, принимая расчетный пролет равным расстоянию между центрами узловых планок — 6,6 м.

Величины расчетных моментов приведены в таблице 12.

Диагонали запроектированы крестового сечения из 2 уголков.

Размеры уголков указаны в таблице 13 (см. табл. 12 и 13 на стр. 88).

Ослабление заклепками каждого уголка считается $1,5 d$.

Число заклепок для прикрепления диагоналей считается по усилию. Диаметр заклепок 22 мм. Допускаемое усилие на заклепку:

$$S = \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} \cdot 0,8 \cdot 1\,600 = 4\,860 \text{ кг}.$$

Поясами нижних связей служат пояса главных ферм, напряжения в коих от ветра проверены в § 16.

Стойками (распорками) связей служат поперечные балки, для которых проверка напряжений излишня, так как ветровые усилия сжимают нижний пояс, растянутый от вертикальной нагрузки.

Расчет верхних связей аналогичен расчету нижних*.

§ 24. Опорные части ферм. Конструкция опорных частей показана на фиг. 37 и 38. Проверка достаточности принятых размеров производится по расчету на действие опорной реакции от полной вертикальной нагрузки с динамической надбавкой.

Динамический коэффициент для опорной реакции:

$$1 + \mu_2 = 1 + \frac{55,1 + 333}{12 \cdot 55,1 + 333} = 1,392.$$

Эквивалентная нагрузка по таблицам НКПС:

$$k = 6\,692 \text{ кг/м}.$$

Опорная реакция от полной нагрузки:

$$A = \frac{2\,055 + 1,392 \cdot 6\,692}{2} \cdot 55,1 = 313\,000 \text{ кг}.$$

Верхний балансир проверяем на перелом по его оси.

* Дополнительные напряжения в диагоналях верхних связей от укорочения поясов рассчитываются, как указано в § 48, стр. 150.

Т а б л и ц а 12
Усилия в диагоналях

№ панели	Абсцисса середины панели x м	$\frac{l}{2} - x$ м	$Q_p = w_1 \left(\frac{l}{2} - x \right)$ кг	$(l - x)$ м	$(l - x)^2$ м ²	$Q_k = w_2 \frac{(l - x)^2}{2l}$ кг	$Q_p + Q_k$ кг	Усилие диагонали $D = \frac{s}{b}$ кг	Собствен- ный вес g кг/м	$M = g \frac{l^2}{8}$ кг.м
1	2,755	24,795	10 040	52,345	2 735	7 430	17 470	24 740	36,4	198
2	8,265	19,285	7 800	46,835	2 193	5 960	13 760	19 500	26,9	141
3	13,775	13,775	5 570	41,325	1 707	4 640	10 210	14 440	18,0	98
4	19,285	8,265	3 340	35,815	1 283	3 490	6 830	9 670	18,0	98
5	24,795	2,755	1 110	30,305	918	2 480	3 590	5 520	18,0	98

Т а б л и ц а 13
Сечения и напряжения в диагоналях связей

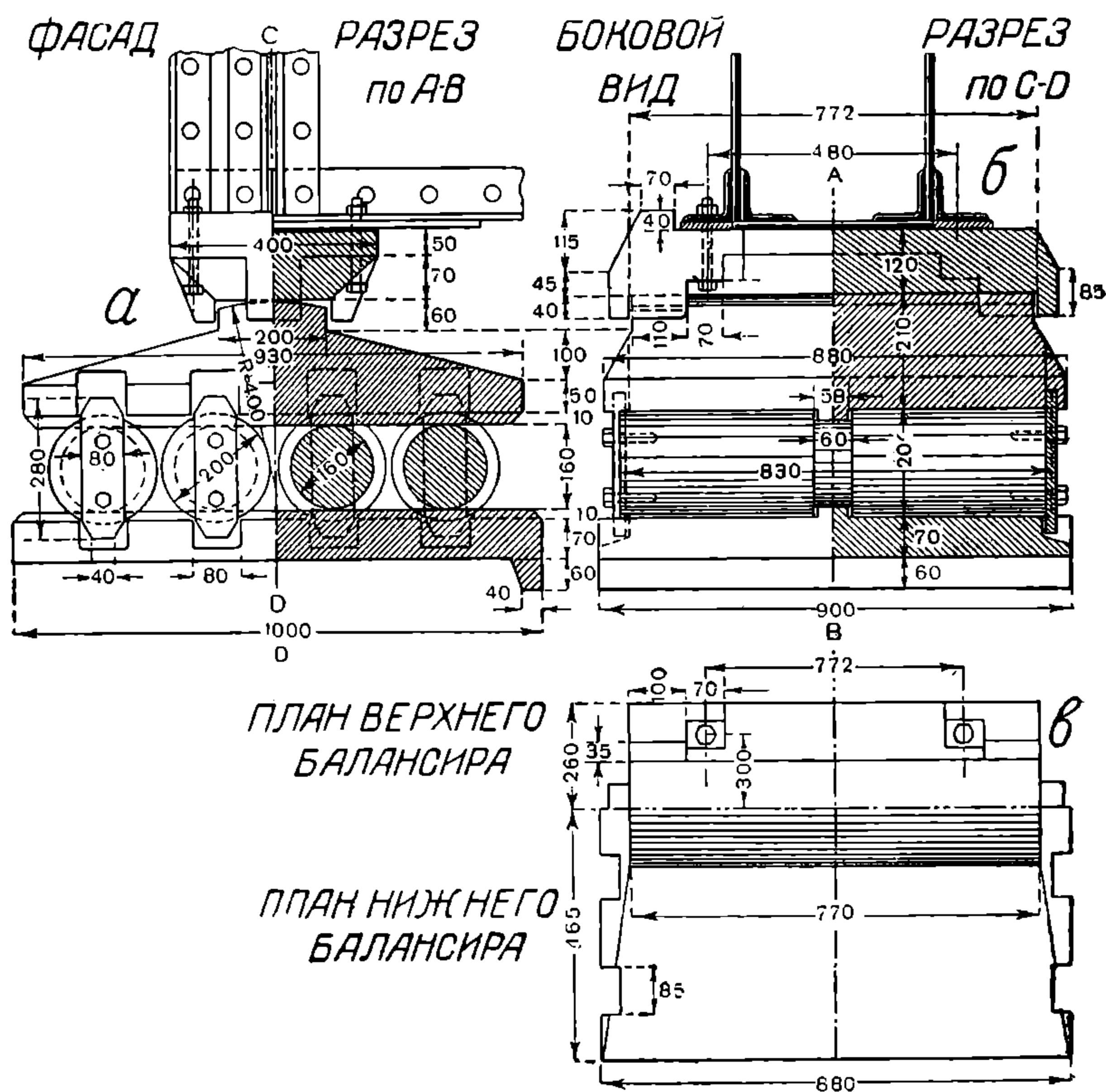
№ диаго- нали	Состав сечения мм	Площадь см ²	Ослабление см ²	Рабочая площадь см ²	Напряже- ния от про- дольной силы кг/см ²	Момент сопроти- вления се- чения см ³	Напряже- ния изгиба от собствен- ного веса кг/см ²	Полные напряже- ния кг/см ²	Число заклепок шт.
D_1	2 уг. 120 • 120 • 10	46,36	6,6	39,76	622	10,41	190	812	5,1 < 10
D_2	2 уг. 90 • 90 • 10	34,74	6,6	28,14	693	61,5	229	922	4 < 8
D_3	2 уг. 75 • 75 • 8	22,94	5,28	17,66	818	30,3	323	1141	3 < 8
D_4 D_5	Того же сечения.								

Проверка напряжений панциря.

При длине его по фасаду $a = 40$ см изгибающий момент:

$$M = \frac{Aa}{8} = \frac{313\,000 \cdot 40}{8} = 1\,565\,000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Сечение балансира по оси принимаем с запасом в виде прямоугольника размерами 77×12 см (фиг. 37, б).



Фиг. 37.

Момент сопротивления:

$$W = \frac{12^2 \cdot 77}{6} = 1\,848 \text{ см}^3.$$

Напряжения:

$$\sigma = \frac{1\,565\,000}{1\,848} = 847 \text{ кг/см}^2 < 1\,800.$$

Шарнир проверяем на смятие по формуле Герца. Шарнир закруглен по радиусу $r = 40$ см (фиг. 37, а).

Давление на 1 см длины шарнира:

$$p = \frac{313\,000}{77} = 4\,070 \text{ кг}.$$

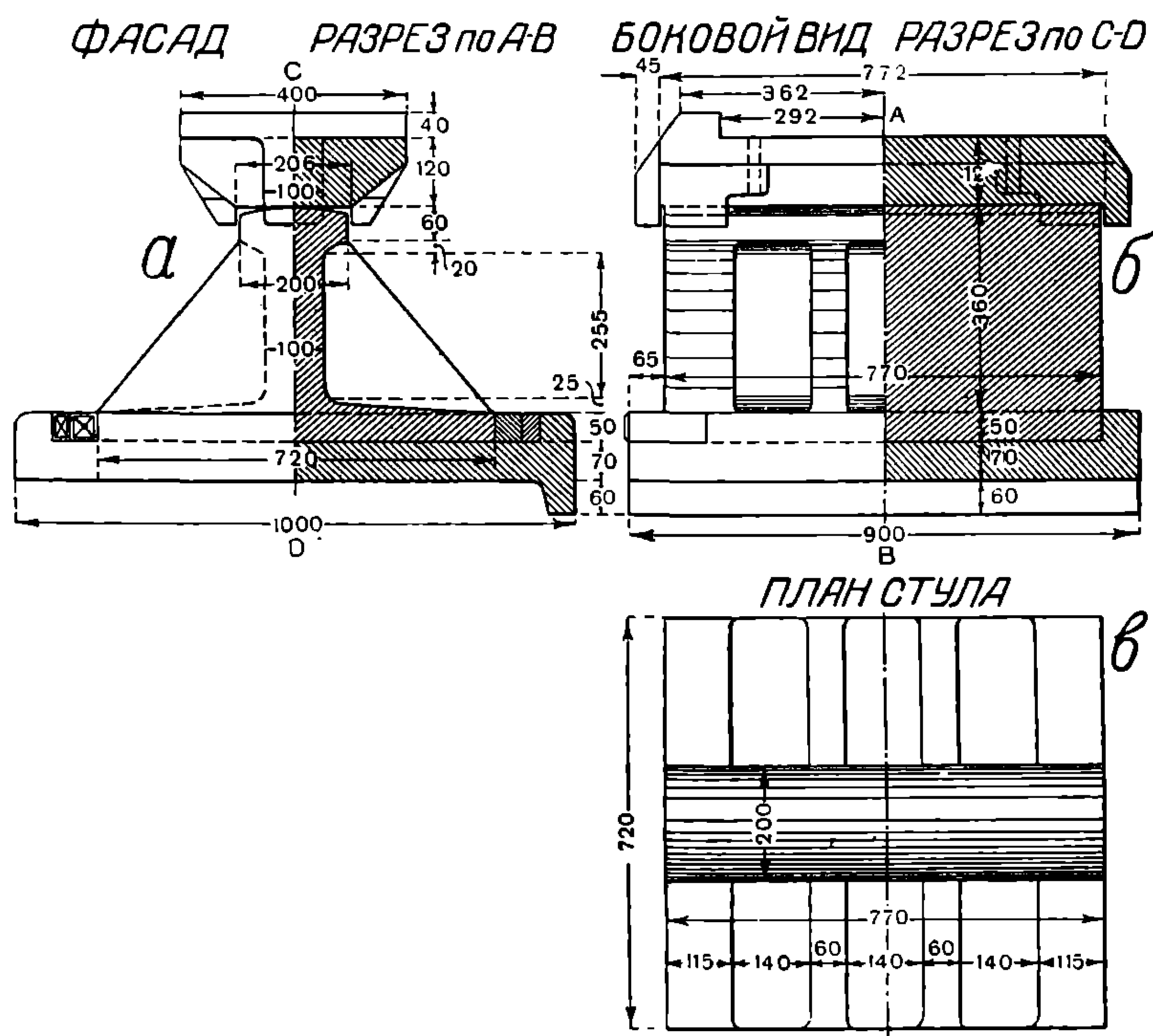
НТБ
ДНУЖТ

Напряжение смятия:

$$n = 0,423 \sqrt{\frac{pE}{r}} = 0,423 \cdot \sqrt{\frac{4070 \cdot 2000000}{40}} = 6020 \text{ кг/см}^2 \leq 6000 \text{ кг/см}^2.$$

Нижний балансир поверяем на перелом по его оси. Балансир опирается на 4 катка. Расстояние между осями двух смежных катков — 22 см. Изгибающий момент для сечения балансира по оси:

$$M = \frac{313000}{4} \cdot (11 + 33) = 3449000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$



Фиг. 38.

Сечение балансира по оси принимаем с запасом в виде прямоугольника длиной 88 см и высотой 16 см (фиг. 37).

Момент сопротивления:

$$W = \frac{16^2 \cdot 88}{6} = 3750 \text{ см}^3.$$

Напряжения:

$$n = \frac{3449000}{3750} = 920 \text{ кг/см}^2 < 1800.$$

Катки имеют диаметр 22 см и рабочую длину 75 см.

НТБ
ДНУЖТ

Давление на единицу длины линии касания:

$$p = \frac{313\,000}{4.75} = 1\,042 \text{ кг/см.}$$

Напряжение на смятие по линии касания:

$$\sigma_s = 0,423 \sqrt{\frac{1\,042 \cdot 2\,000\,000}{20}} = 4\,711 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь нижней подушки (фиг. 37):

$$100 \cdot 90 = 9\,000 \text{ см}^2.$$

Давление на подферменник:

$$p = \frac{313\,000}{9\,000} = 35 \text{ кг/см}^2 < 50.$$

Необходимую площадь подферменника определяем по опорной реакции без динамической надбавки:

$$A = \frac{(2\,055 + 6\,692) \cdot 55,1}{2} = 241\,000 \text{ кг.}$$

Вес опорных частей 2 500 кг, допускаемое давление на кладку 15 кг. Тогда площадь подферменника:

$$F = \frac{241\,000 + 2\,500}{15} = 16\,200 \text{ см}^2.$$

При квадратном очертании подферменника сторона его

$$a = \sqrt{16\,200} = 128 \text{ см.}$$

РАСЧЕТ СПЛОШНОЙ ФЕРМЫ ПРОЛОТОМ 11,75 м ПРИ ЕЗДЕ ПО
ВЕРХУ *

§ 25. Основные размеры пролетного строения. Береговой пролет моста в рассматриваемом примере перекрыт сплошными фермами, конструкция которых указана на фиг. 39—43 (на отдельном листе стр. 96). Подрельсовые поперечины уложены непосредственно по главным фермам. Расчет их указан ранее, в § 11.

* Конструкция типовая.

Расчет главных ферм произведен на нагрузку поездом „Н“ 1925 г. при допускаемых напряжениях по последним нормам НКПС.

Расчетный пролет фермы	$l = 11,75 \text{ м}$
Полная длина фермы	$L = 12,30$
Расстояние между осями ферм	$b = 2,00, \text{ „}$
Высота стенки ферм	$h = 1,50 \text{ м} = \frac{1}{7,8} l.$

§ 26. Определение изгибающих моментов и поперечной силы.
Постоянная нагрузка моста:

Вес ездового полотна по предыдущим подсчетам (§ 12)	825 кг/м
„ ферм и связей по существующим образцам	875
Итого на <i>н. м</i> моста .	1 700 кг/м

Или на *н. м* одной фермы $p = 850 \text{ кг/м}$.

Временная нагрузка принята в виде эквивалентной, взятой по интерполяции таблиц НКПС.

Величина нагрузки на 1 *н. м* одной фермы:

для изгибающих моментов по середине пролета $k = 7,984 \text{ т/м}$	
то же в четверти	. 8,120
то же у опор и для поперечных сил .	. 8,758

Для промежуточных сечений — по интерполяции.

Динамический коэффициент* для момента:

$$1 + \mu_1 = 1 + \frac{11,75 + 120}{11 \cdot 11,75 + 130} = 1,508.$$

То же, для поперечной силы у опоры:

$$1 + \mu_2 = 1 + \frac{11,75 + 333}{12 \cdot 11,75 + 333} = 1,728.$$

Проверка напряжений в ферме от ветра в данном случае не производится ввиду того, что она ничем не отличается от произведенной в предыдущих параграфах.

Изгибающие моменты определены для середины пролета и для сечений в местах теоретического обрыва горизонтальных листов (фиг. 42), которые отстоят от мест действительного обрыва на длину полунакладки, т. е. на 400 мм (см. табл. 14, стр. 93).

Величина поперечной силы определена только для опорного сечения:

$$Q = [p + (1 + \mu_2) k] \frac{l}{2} = (0,85 + 1,728 \cdot 8,758) \frac{11,75}{2} = 93,90 \text{ т}.$$

*) Динамический коэффициент по нормам 1929 г. см. Приложение IV.

Таблица 14
Изгибающие моменты

№ сечения	Расстояние от левой опоры (x) м	Момент от постоянной нагрузки $M_p = \frac{p}{2} x (l - x)$ т · м	Временная нагрузка $(1 + \mu_1) k$ т/м	Момент от временной нагрузки $M_k = \frac{(1 + \mu_1) k x (l - x)}{2}$ т · м	Полный момент $M_p + M_k$ т · м
1	2,13	8,720	12,45	127,70	136,42
2	2,53	9,920	12,37	144,40	154,32
3	4,13	13,37	12,17	191,50	204,87
4	5,875	14,67	12,06	208,10	222,77

Основное нормальное допускаемое напряжение:

$n_{доп.} = 1\,300 \text{ кг/см}^2.$

Касательное напряжение:

$t_{доп.} = 0,75 \, n_{доп.} = 975 \text{ кг/см}^2.$

§ 27. Проверка напряжений в фермах. Сечение главных ферм изменяется по длине пролета, увеличиваясь по направлению к середине путем увеличения числа горизонтальных листов. Состав сечений фермы показан на фиг. 42. Геометрические элементы вычислены в таблице (см. табл. 15, стр. 94).

При этом для вычисления рабочего момента инерции ослабления приняты для вертикального листа — 15%, а для уголков и горизонтальных листов — по действительному наличию заклепочных отверстий.

Нормальные напряжения проверяются для сечений, соответствующих местам теоретического обрыва горизонтальных листов по формуле:

$$n = \frac{M}{J_n} e_{max}$$

Вычисленные величины приведены в таблице (см. табл. 16, стр. 95).

Наибольшее скалывающее напряжение по нейтральной оси опорного сечения:

$$t = \frac{QS}{J_{br} \delta \alpha} = \frac{93\,900 \cdot 8\,465}{1\,084\,581 \cdot 1,2 \cdot 0,85} = 718 \text{ кг/см}^2 < 975.$$

Здесь $\alpha = 0,85$ — коэффициент ослабления стенки; остальные обозначения обычные (см. табл. 14).

Т а б л и ц а 15

Геометрические размеры сечений главной фермы

№ сечения	Состав сечения, размеры в мм	Полный момент инерции относительно нейтральной оси J_{br} см ⁴	Момент инерции ослаблений ΔJ см ⁴	Рабочий момент инерции J_n см ⁴	Статический момент полусечения относительно нейтральной оси S см ³
I	Вертик. лист 1500·12	$\frac{1500 \cdot 1,2}{12} = 337\,500$	$0,15 \cdot 337\,500 = 50\,625$	—	$\frac{1,2 \cdot 75^2}{2} = 3\,375$
	4 уг. 100·100·12	$4 [206,4 + 22,73 \cdot (72,1)^2] = 473\,465$	$4 \cdot 2,2 \cdot 1,2 \cdot (74,4)^2 = 58\,453$	—	$2 \cdot 22,73 \cdot 72,1 = 3\,278$
	2 гор. л. 240·10	$2 \cdot 24 \cdot 1 \cdot (75,5)^2 = 273\,616$	$4 \cdot 2,2 \cdot 1 \cdot (75,5)^2 = 50\,732$	924 771	$1 \cdot 24 \cdot 75,5 = 1\,812$
II	То же и 2 гор. л. 240·10	1 084 581	159 810		8 465
		$2 \cdot 24 \cdot 1 \cdot (76,5)^2 = 280\,912$	$4 \cdot 2,2 \cdot 1 \cdot (76,5)^2 = 52\,085$	1 153 598	—
III	То же и 2 гор. л. 240·10	1 365 493	211 895	1 389 047	—
		$2 \cdot 24 \cdot (77,5)^2 = 288\,304$	$4 \cdot 2,2 \cdot 1 \cdot (77,5)^2 = 52\,855$		—
IV	То же и 2 гор. л. 240·8	1 653 797	264 750	1 581 802	—
		$2 \cdot 24 \cdot 0,8 \cdot (78,4)^2 = 236\,028$	$4 \cdot 2,2 \cdot 0,8 \cdot (78,4)^2 = 43\,272$		—
		1 889 825	308 022		

НТБ
ДНУЖТ

Т а б л и ц а 16

Наибольшие нормальные напряжения в ферме

№ сече- ния	Расстояние от левой опоры (x) м	Изгибаю- щий мо- мент M кг.см	Момент инерции J _n в см ⁴	Ордината крайнего волокна e см	Напряже- ния n кг/см ²
I	2,13	13 642 000	924 771	76	1 120
II	2,53	15 432 000	1 153 598	77	1 030
III	4,13	20 487 000	1 389 047	78	1 148
IV	5,875	22 277 000	1 581 802	78,8	1 110

Примечание. Большой запас в сечениях обуславливался необходимостью проверки пролетного строения на пропуск паровоза по 1 схеме 1921 г., что в настоящее время отменено. Без таковой проверки можно было бы ограничиться сечением фермы без 4-й пары горизонтальных листов 240 · 8 мм, что и принимается в позднейших проектах.

Проверки *главных напряжений* согласно техническим условиям не требуется, так как

$$t = 718 \text{ кг/см}^2 < 0,6 n_{\text{доп.}} = 780 \text{ кг/см}^2.$$

Местные напряжения в верхнем поясе, возникающие от давления поперечины, определяются расчетом на местный изгиб от момента, определяемого по условной формуле:

$$M = \frac{P \cdot d}{6};$$

здесь:

$P = 12,5 \text{ т}$ — давление колеса,

$d = 12 - 1,2 - 0,6 = 10,2 \text{ см}$ — ширина полки пояса до вертикальной кромки поясного уголка,

$$M = \frac{12\,500 \cdot 10,2}{6} = 21\,250 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

На этот момент работает продольное сечение полки у корня на протяжении 1,50 м, равном расстоянию между осями паровоза.

Момент сопротивления указанного сечения у опор, где полка состоит из одного листа толщиной 1,2 см и уголка, толщину которого у корня полки принимаем в запас 1,2 см:

$$W = \frac{2,4^2 \cdot 150}{6} = 144 \text{ см}^3.$$

* По Т. У. 1929 г. проверки местных напряжений не требуется.

Напряжение:

$$n = \frac{21\,250}{144} = 148 \text{ кг/см}^2 < 1\,300.$$

§ 28. Расчет заклепок. Поясные уголки соединяются с горизонтальными листами и стенкой фермы заклепками диаметром 22 мм. Шаг заклепок принят 10 см. В наиболее невыгодных условиях находятся горизонтальные заклепки на участке у опор, которые и рассчитываются.

Наибольшее горизонтальное усилие, приходящееся на заклепку:

$$T = t\delta a = \frac{QS}{J_{br}} a = \frac{93\,900 \cdot 5\,090}{1\,084\,581} 10 = 4\,410 \text{ кг},$$

здесь:

$Q = 93\,900 \text{ кг}$ — наибольшая поперечная сила на опоре;

$S' = 3\,278 + 1\,812 = 5\,090 \text{ см}^3$ — статический момент уголков и горизонтальных листов относительно нейтральной оси;

$J_{br} = 1\,084\,581 \text{ см}^4$ — момент инерции опорного сечения.

Вертикальная сила, действующая на заклепку от местного давления поперечины, определяется по условию, что давление колеса с динамической надбавкой распределяется равномерно на все заклепки, находящиеся на протяжении удвоенного расстояния между осями поперечин, т. е. в данном случае, при расположении поперечин на 40 см ось от оси, — на 8 заклепок.

Давление на заклепку:

$$V = \frac{1\,728 \cdot 12\,500}{8} = 2\,700 \text{ кг}.$$

Равнодействующая сил, приходящихся на заклепку:

$$\sqrt{4\,410^2 + 2\,700^2} = 5\,170 \text{ кг}.$$

Наиболее опасной является возможность смятия заклепки.

Прочное сопротивление заклепки смятию:

$$P = 2,2 \cdot 1,2 \cdot 2 \cdot 1\,300 = 6\,860 \text{ кг} > 5\,170.$$

Число заклепок в *стыке вертикального листа* определим по „сечению“.

Стык вертикальной стенки расположен на расстоянии 0,50 м от середины пролета; поэтому влиянием поперечной силы по малости ее можно пренебречь, тем более что расчет заклепок по сечению дает больший запас, чем по действующему моменту.

Наиболее напряженными являются крайние заклепки накладки, расстояние которых от нейтральной оси $e = 69,5 \text{ см}$.

Напряжение, соответствующее линии расположения этих заклепок:

$$n' = \frac{e_1}{e_{\max}} n^{\text{доп.}}$$

Вертикальный шаг заклепок для данного ряда $a = 10$ см; поэтому усилие, приходящееся на крайний ряд заклепок:

$$P = \frac{e_1}{e_{\max}} \cdot (a - d) \delta n^{\text{доп.}}$$

Прочное сопротивление заклепки смятию:

$$S = d \delta 2n^{\text{доп.}}$$

Число заклепок в ряду:

$$k = \frac{P}{S} = \frac{e_1}{e_{\max}} \cdot \frac{a - d}{2d} = \frac{69,5}{78,8} \cdot \frac{10 - 2,2}{4,4} = 1,56.$$

Принято 2.

Уголки жесткости размерами 80·80·10 мм расположены равномерно по пролету на взаимном расстоянии 1,0 м.

По Т. У., наименьшая ширина полки уголка:

$$b = \left(40 + \frac{1}{40} h \right) \text{ мм} = 40 + \frac{1500}{40} = 78 \text{ мм} < 80;$$

здесь $h = 1500$ мм — высота стенки.

Наибольшее расстояние между уголками жесткости определяется по графикам, приложенным к Т. У. в зависимости от средней величины скалывающих напряжений и высоты и толщины стенки*.

Для данного случая среднее скалывающее напряжение для опорного сечения:

$$t = \frac{Q}{h \delta} = \frac{93900}{150 \cdot 1,2} = 522 \text{ кг/см}^2.$$

При $\frac{\delta}{h} = \frac{1,2}{150} = 0,008$ по графику определяем отношение расстояния между уголками жесткости к высоте стенки:

$$\frac{a}{h} = 1,2;$$

принято

$$\frac{a}{h} = \frac{1}{1,5} < 1,2.$$

Опорные уголки жесткости проверяются условным расчетом на продольный изгиб от действия полной опорной реакции.

* По утвержденным Т. У. этой проверки не требуется.

Согласно Т. У., сечение опорной стойки принимается состоящим из опорных уголков жесткости, в данном случае 4, сечением $100 \cdot 100 \cdot 10$ мм с 2 прокладками $100 \cdot 9$ мм (фиг. 41), и части стенки, выступающей на 15δ с каждой стороны, т. е. в данном случае длиной (фиг. 43) $2 \cdot 100 + 9 + 2 \cdot 15 \cdot 12 = 569$ мм*.

Наименьший момент инерции (относительно оси стенки):

$$J = \frac{21,2^3 \cdot 0,9}{12} + 4 \cdot 400,4 + \frac{1,2^3 \cdot 56,0}{12} = 2323 \text{ см}^4.$$

Площадь сечения:

$$\omega_{br} = 21,2 \cdot 0,9 + 4 \cdot 19,17 + 1,2 \cdot 56 = 163 \text{ см}^2.$$

Гибкость:

$$r = \sqrt{\frac{2323}{163}} = 3,8; \quad \lambda = \frac{l}{r} = \frac{150}{3,8} = 40.$$

По таблицам НКПС:

$$\varphi = 0,77.$$

Напряжение:

$$n = \frac{93900}{0,77 \cdot 163} \leq 750 \text{ кг/см}^2 < 1300.$$

Устойчивость верхнего сжатого пояса фермы обеспечивается постановкой связей между фермами. Согласно Т. У. длина панели верхних связей или же расстояние между поперечными связями не должно быть больше величины, определяемой по графику, приложенному к Т. У. в зависимости от материала, отношения $\frac{J_x}{J_y}$ и функции распределения материала:

$$\eta = \frac{\omega^2}{J_y \sqrt{\frac{J_x}{J_y} + 1}},$$

где J_x , J_y — моменты инерции брутто относительно горизонтальной и вертикальной осей сечения по середине пролета, ω — площадь брутто того же сечения.

В данном случае, по таблице 15:

$$J_x = 1889825 \text{ см}^4,$$

$$J_y = 2 \cdot \frac{24^3 \cdot 3,8}{12} + 4 \cdot 400,4 + \frac{1,2^3 \cdot 150}{12} = 10374 \text{ см}^4,$$

$$\frac{J_x}{J_y} = 182,3,$$

$$\omega = 2 \cdot 24 \cdot 3,8 + 4 \cdot 19,17 + 1,2 \cdot 150 = 439,1 \text{ см}^2,$$

$$\eta = \frac{192721}{10374 \sqrt{182,3}} = 13,8 \leq 14.$$

По утвержденным Т. У. стенка в состав стойки не включается.

По графику Т. У. усматривается, что при полученных соотношениях панель ветровых связей может быть приблизительно в 9 раз больше высоты фермы. В данном случае принята величина панели верхних связей 2 м, т. е. только в 1,33 раза больше. Поперечные связи расположены в узлах продольных связей *.

Расчет связей и проверка напряжений в поясах фермы от ветра производятся во всем аналогично изложенному в предшествующих §§ 16 и 23, а потому здесь опускается.

По тем же причинам не приводится и расчет опорных частей фермы.

РАСЧЕТ ОБЫЧНОГО УСТОЯ

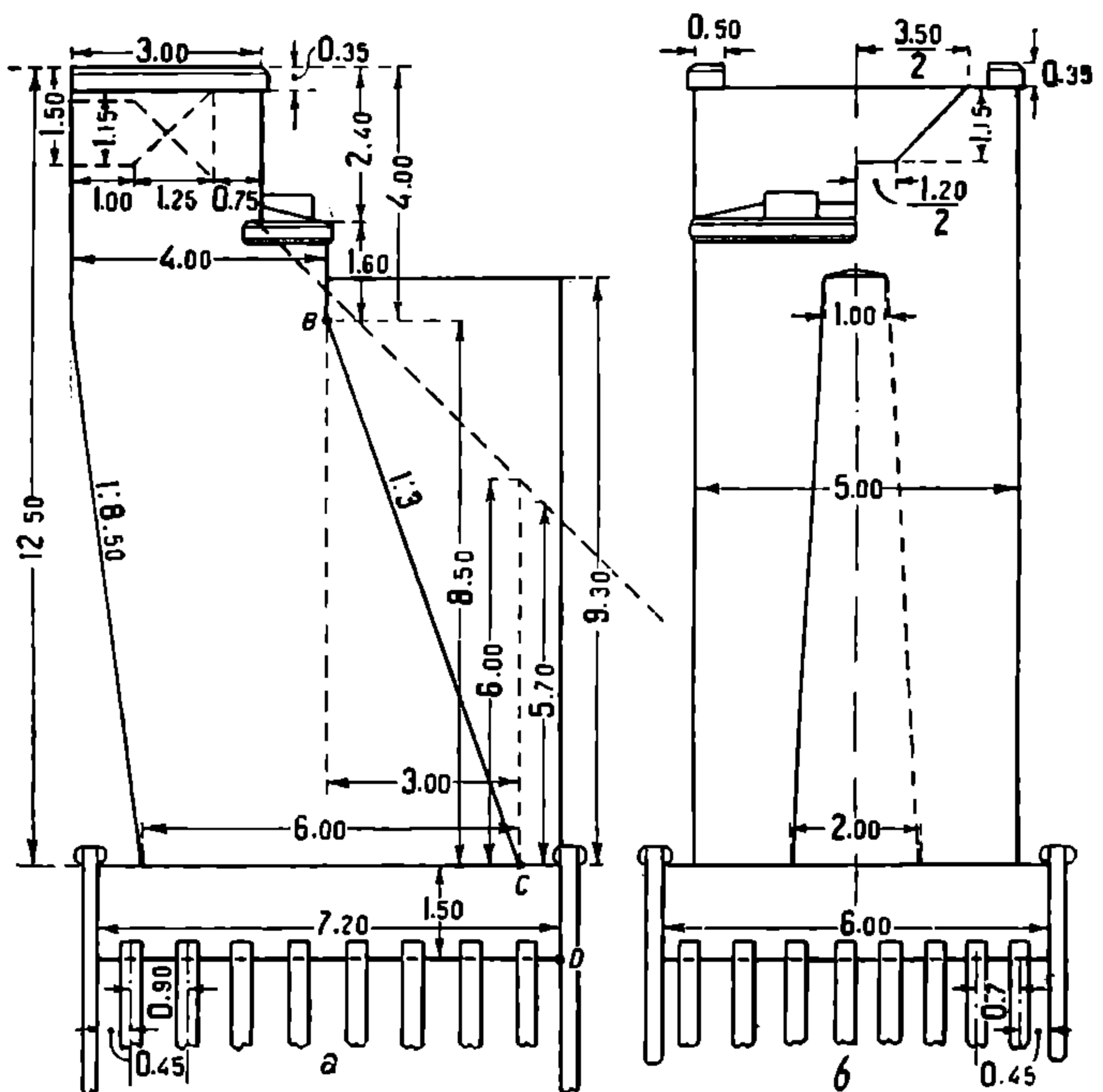
§ 29. Очертание устоя и схема расчета. Конструкция устоя и основные размеры показаны на фиг. 44. Устой запроектирован из бутовой кладки, по видимым поверхностям облицованной тесовой кладкой, и на деревянных сваях. Ширина устоя по верху — 5 м, длина — 3 м. Передняя грань имеет уклон в сторону пролета $\frac{1}{3}$ к вертикали, начиная с отметки на 0,5 м ниже поверхности конуса. С той же отметки задняя грань имеет уклон $\frac{1}{8,5}$ в ту же сторону. Полная высота устоя от бетонной подушки — 12,5 м. Толщина бетонной подушки — 1,50 м. Остальные размеры указаны на фигуре 44.

Размеры устоя проверяются расчетом прочности и устойчивости его при действии следующих сил:

а) Собственный вес устоя при удельном весе кладки — $2,2 \text{ т/м}^3$.

б) Вес баласта и грунта над передней стенкой и уступами фундамента при удельном весе — $1,6 \text{ т/м}^3$.

* По утвержденным Т. У. этой проверки не требуется.



Фиг. 44.

- в) Вес пролетного строения (по предыдущим расчетам).
- г) Временная нагрузка на пролетном строении и на устое.
- д) Давление земли от насыпи и расположенной на ней нагрузки.
- е) Сила торможения состава, расположенного на устое, насыпи и пролетном строении в предположении неподвижной опоры на устое.

Расчет произведен для следующих сечений:

I — в месте перелома профиля стенок на высоте 8,5 м от обреза фундамента;

II — по обрезу фундамента;

III — по подошве фундамента.

Для каждого из этих сечений принимается невыгоднейшая комбинация вышеуказанных внешних сил.

§ 30. Расчет прочности и устойчивости по сечению I. Наиболее опасным для данного сечения является случай нахождения поезда на пролетном строении, насыпи и устое при торможении в сторону пролета. Для расчета определяем величину всех внешних сил и момент их относительно внутреннего к пролету ребра сечения — точки *B* (фиг. 44). Данные вычислений приведены в таблице 17 (стр. 103).

Для определения объема баласта и его плеча разбиваем весь объем на отдельные части:

- а) Прямоугольный параллелепипед над устоем (фиг. 44).

Объем его:

$$4,0 \cdot 3,0 \cdot 0,35 = 4,2 \text{ м}^3.$$

Плечо относительно точки *B*:

$$1,0 + 1,5 = 2,5 \text{ м.}$$

Статический момент:

$$4,2 \cdot 2,5 = 10,5 \text{ м}^4.$$

- б) Клин над откосом передней стенки.

Объем и плечо его определяем по формуле клина.

Объем:

$$\left(\frac{1,25 \cdot 1,15}{6} \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{3,5 + 1,2}{2} + 3,5 \right) = 1,97 \text{ м}^3.$$

Плечо:

$$3 - \frac{1,25}{2} \left(3,5 + \frac{3,5 + 1,2}{2} \right) : (3,5 + 1,2 + 3,5) = 2,55 \text{ м.}$$

Момент:

$$1,97 \cdot 2,55 = 5,03 \text{ м}^4.$$

- в) Призма над уступом.

Объем:

$$\frac{3,5 + 1,2}{2} \cdot 1,0 \cdot 1,15 = 2,7 \text{ м}^3.$$

НТБ
ДНУЖТ

Плечо — 3,5 м.

Момент: $2,7 \cdot 3,5 = 9,45 \text{ м}^4$.

Полный объем баласта:

$$4,2 + 1,97 + 3,5 = 9,67 \text{ м}^3.$$

Момент его:

$$10,5 + 5,03 + 9,45 = 24,98 \text{ м}^4.$$

Объем кладки устоя выше сечения I определяем по полному объему устоя за вычетом объема баласта, т. е.

$$5,0 (3,0 \cdot 2,4 + 4,0 \cdot 1,6) - 9,67 = 58,33 \text{ м}^3.$$

Статический момент относительно точки B:

$$5,0 (3,0 \cdot 2,4 \cdot 2,5 + 4,0 \cdot 1,6 \cdot 2,0) - 24,98 = 129,02 \text{ м}^4.$$

Опорное давление пролетного строения считается приложенным в центре подферменного камня с плечом относительно точки B, равным — 0,5 м.

Давление земли в присутствии временной нагрузки на призме обрушения определяется по формуле:

$$E = \frac{1}{2} \gamma \quad b \quad H (H + 2ah) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Здесь: $\gamma = 1,6 \text{ т/м}^3$ — удельный вес грунта;

$\varphi = 35^\circ$ — угол естественного откоса грунта;

$$\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,52;$$

$$\gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,432 \text{ т/м}^3;$$

$a = 0,61$ — коэффициент уменьшения влияния временной нагрузки при высоте насыпи 4 м, по таблице Т.У. *;

$b = 5 \text{ м}$ — ширина устоя;

h — высота слоя земли, эквивалентная временной нагрузке.

Так как при расчете наибольшего опорного давления ферм от временной нагрузки предполагается, что первый груз паровоза совпадает с центром опоры, то на устой и призме обрушения может располагаться только тендер второго паровоза при движении трубами назад (фиг. 45).

* См. приложение VI, табл. XXIII.

Равномерная нагрузка от тендера:

$$\frac{25}{1,5 \cdot 2,7} = 6,17 \text{ т/м}^2;$$

здесь 1,5 м — расстояние между грузами,
2,7 м — длина шпалы.

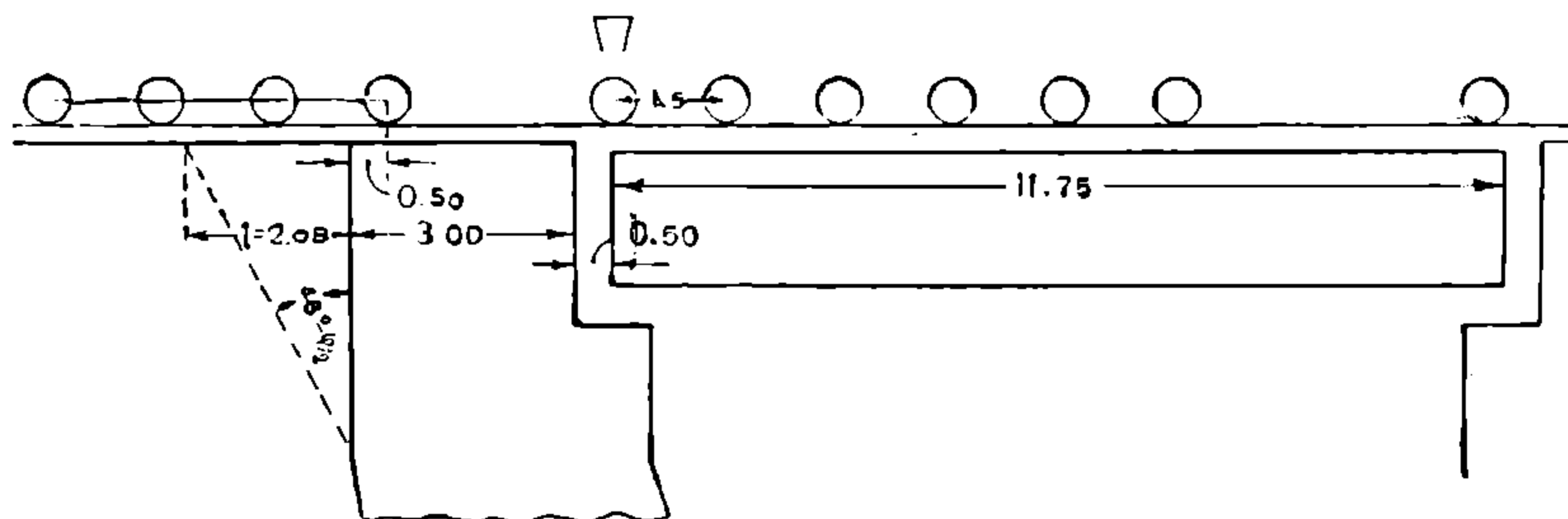
Высота эквивалентного слоя земли:

$$h = \frac{6,17}{1,6} = 3,86 \text{ м.}$$

Момент от давления земли определяется по формуле:

$$M = \frac{1}{6} \gamma b H^2 (H + 3\beta h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right);$$

здесь $\beta = 0,70$ по таблице XXIII прил. VI при высоте стенки 4 м.



Фиг. 45.

Сила торможения поезда исчисляется по формуле:

$$T = 0,15 (\Sigma P + 0,25 \Sigma q),$$

где ΣP — вес осей паровозов и тендеров,

Σq — " " вагонов, в данном случае отсутствующих.

Эта сила считается приложенной: а) для грузов на пролете в центре шарнира — выше верха подферменника, в данном случае на 0,15 м, т. е. с плечом относительно сечения: $1,6 + 0,40 + 0,15 = 2,15$ м; б) для грузов на устое — на уровне верха устоя с плечом 4 м; в) для грузов на призме обрушения — на половине высоты стенки (см. табл. 17, стр. 103).

Коэффициент устойчивости на опрокидывание:

$$\xi_1 = \frac{M_y}{M_o} = \frac{468,58}{149,20} = 3,14 > 1,4.$$

То же на скольжение при коэффициенте трения кладки по кладке:

$$f = 0,7; \quad \xi_2 = \frac{f N_1}{H_1} = \frac{0,7 \cdot 283,21}{71,7} = 2,76 > 1,5.$$

Т а б л и ц а 17
Внешние силы для сечения 1—1.

Наименование силы	Величина силы в <i>m</i>	Момент относительно внутреннего ребра стенки в <i>m·m</i>
Балласт .	1,6 · 9,67 = 15,45	1,6 · 24,98 = 40,0
Кладка устоя .	2,2 · 58,33 = 128,2	2,2 · 129,02 = 283,8
Временн. нагр. на устое .	25,0	25 · 3,5 = 87,5
Давление ферм от постоянной и временн. нагр. по § 26 .	2 · 57,28 = 114,56	114,56 · 0,5 = 57,28
Сумма вертикальных сил .	<i>N</i> ₁ = 283,21	
Удерживающий момент .		<i>M</i> _y = 468,58
Давление земли	$\frac{5 \cdot 4}{2} (4 + 2 \cdot 0,61 \cdot 3,86) \cdot 0,432 = 37,8$	$\frac{5 \cdot 4^2}{6} (4 + 3 \cdot 0,7 \cdot 3,86) \cdot 0,432 = 69,8$
Торможение на пролете .	0,15 · 175 = 26,3	26,3 · 2,15 = 56,60
„ устое .	0,15 · 25 = 3,8	3,8 · 4 = 15,2
„ насыпи .	0,15 · 25 = 3,8	3,8 · 2 = 7,6
Сумма горизонтальных сил .	<i>H</i> ₁ = 71,7	
Опрокидывающий момент .		<i>M</i> _o = 149,20

Момент всех сил относительно точки *B* и расстояние от нее центра давления *x*:

$$M_B = M_y - M_o = 468,58 - 149,20 = 319,38 \text{ } m \cdot m;$$
$$x = \frac{M_B}{N_1} = \frac{319,38}{283,21} = 1,13 \text{ } m.$$

Эксцентриситет приложения силы

$$e = \frac{a}{2} - x = 2,0 - 1,13 = 0,87 \text{ } m.$$

Наибольшие и наименьшие напряжения:

$$n = \frac{N_1}{ab} \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right) = \frac{283,21}{4 \cdot 5} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,87}{4} \right) = 14,2 (1 \pm 6,30) \text{ } m/m^2;$$
$$n_{\max} = 3,27 \text{ } кг/см^2; \text{ } n_{\min} = -0,4 \text{ } кг/см^2 < 2.$$

§ 31. Расчет прочности и устойчивости по сечению II (по обрезу фундамента). Наиболее опасная комбинация внешних сил та же, что и

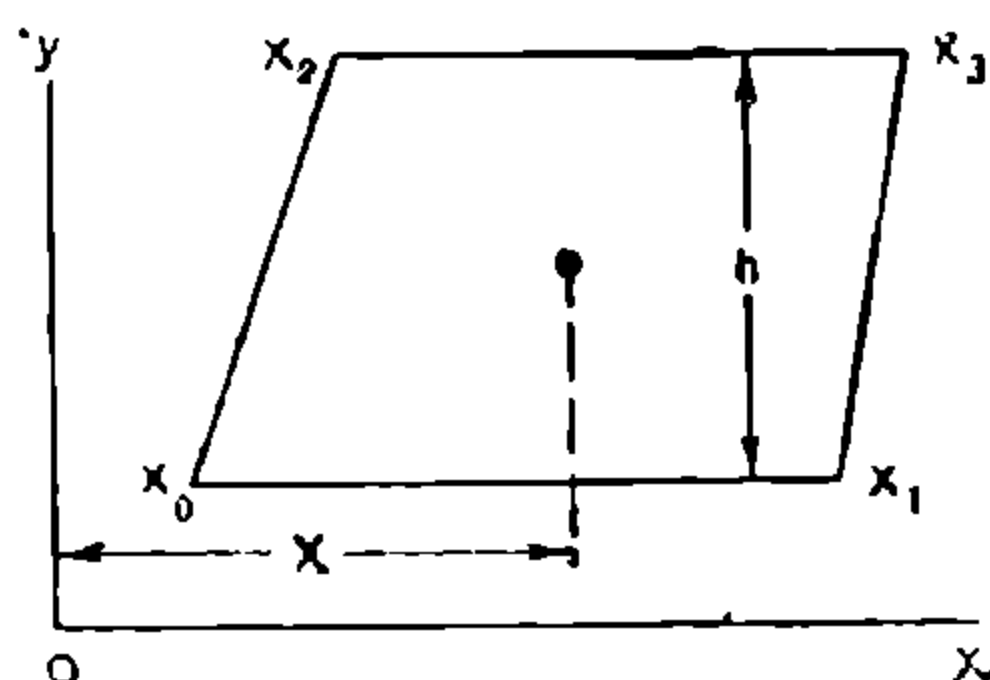
в предыдущем случае. Для них точно так же вычисляем величину и момент относительно внутреннего (к пролету) ребра-точки C .

К силам предыдущего параграфа добавляются следующие силы:

а) Вес кладки устоя между сечениями I и II (фиг. 44):

$$2,2 \cdot 8,5 \cdot \frac{4,0 + 6,0}{2} \cdot 5 = 417,5 \text{ т.}$$

Плечо этого веса определяем по формуле для координаты центра тяжести трапеции, которую легко можно вывести (фиг. 46):



Фиг. 46.

$$x = \frac{x_3^2 - x_2^2 + x_1^2 - x_0^2 + x_1x_3 - x_0x_2}{3(x_3 - x_2 + x_1 - x_0)};$$

здесь x_0, x_1, x_2, x_3 — абсциссы вершин трапеции.

В данном случае $x_0 = 0$; $x_1 = 6$ м;

$x_2 = 3$ м; $x_3 = 7$ м;

$$X = \frac{7^2 - 3^2 + 6^2 + 6 \cdot 7}{3(7 + 6 - 3)} = 3,93 \text{ м.}$$

Статический момент относительно точки C :

$$417,5 \cdot 3,93 = 1640 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

б) Вес соединительной стенки, (фиг. 44).

Средняя толщина стенки — 1,50 м. Площадь ее по фасаду с небольшой погрешностью принимаем в виде треугольника.

Тогда вес стенки:

$$2,2 \cdot 1,50 \cdot \frac{3,0 \cdot 9,3}{2} = 46,1 \text{ т.}$$

Статический момент:

$$46,1 \cdot 2 = 92,2 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

в) Вес грунта над передней гранью приближенно:

$$1,6 \cdot (5,0 - 1,5) \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 3 = 50,4 \text{ т.}$$

Момент его:

$$50,4 \cdot 1 = 50,4 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

г) Давление земли на нижнюю часть устоя от постоянной нагрузки и его момент относительно подошвы фундамента вычисляются по формулам для наклонной стенки.

$$\begin{aligned} E_2 &= \frac{1}{2} \gamma b H (H + 2h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) [1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \varepsilon] = \\ &= \frac{5 \cdot 8,5}{2} (8,5 + 2 \cdot 4) \cdot 0,432 (1 - 0,70 \cdot 0,118) = 138,7 \text{ т;} \end{aligned}$$

$$M_2 = \frac{1}{6} \gamma b H^2 (H + 3h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) [1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \varepsilon] =$$

$$= \frac{5 \cdot 8,5^2}{6} (8,5 + 3 \cdot 4) \cdot 0,432 \cdot 0,917 = 488,0 \text{ м} \cdot \text{м};$$

здесь $h = 4 \text{ м}$ — высота насыпи над рассматриваемой частью устоя, $\operatorname{tg} \varepsilon = 0,118$ — тангенс угла наклона задней стенки к вертикали.

д) Давление земли от временной нагрузки на насыпи определяется на основании следующих соображений.

По предыдущим расчетам погонная нагрузка на призме обрушения

$$k = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ т/м}.$$

Единичное давление на стенку на глубине от поверхности насыпи x , при угле распространения $\alpha = 30^\circ$ и длине шпалы $s = 2,7 \text{ м}$,

$$p = \frac{k}{s + x \operatorname{tg} \alpha} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot [1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \varepsilon].$$

Полное давление на стенку от $x_1 = 4 \text{ м}$ до $x_2 = 12,5 \text{ м}$:

$$E = \int_{x_1}^{x_2} b p \, dx = b k \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) [1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \varepsilon] \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{s + 2x \operatorname{tg} \alpha} =$$

$$= \frac{A}{2 \operatorname{tg} \alpha} \ln \left(\frac{s + 2x_2 \operatorname{tg} \alpha}{s + 2x_1 \operatorname{tg} \alpha} \right)^*;$$

$$M_3 = \int_{x_1}^{x_2} b p (H - x) \, dx = A \cdot \int_{x_1}^{x_2} \frac{H - x}{s + 2x \operatorname{tg} \alpha} \cdot dx =$$

$$= A \left\{ \frac{H}{2 \operatorname{tg} \alpha} \ln \left(\frac{s + 2x_2 \operatorname{tg} \alpha}{s + 2x_1 \operatorname{tg} \alpha} \right) - \frac{1}{4 \operatorname{tg}^2 \alpha} \left[2(x_2 - x_1) \operatorname{tg} \alpha - s \ln \left(\frac{s + 2x_2 \operatorname{tg} \alpha}{s + 2x_1 \operatorname{tg} \alpha} \right) \right] \right\} =$$

$$= \frac{A}{2 \operatorname{tg} \alpha} \left\{ \left(H + \frac{s}{2 \operatorname{tg} \alpha} \right) \ln \left(\frac{s + 2x_2 \operatorname{tg} \alpha}{s + 2x_1 \operatorname{tg} \alpha} \right) - x_2 + x_1 \right\}.$$

Здесь $H = 12,5 \text{ м}$ — полная высота стенки.

Подставляя численные значения, имеем:

$$A = 16,67 \cdot 0,27 \cdot 0,917 \cdot 5,0 = 20,6 \text{ т};$$

$$2 \operatorname{tg} \alpha = 2 \operatorname{tg} 30^\circ = 1,155;$$

* Здесь для сокращения обозначено: $A = b k \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) [1 - \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \varepsilon]$

$$\ln \left(\frac{s + 2x_2 \operatorname{tg} \alpha}{s + 2x_1 \operatorname{tg} \alpha} \right) = \ln \left(\frac{2,7 + 12,5 \cdot 1,155}{2,7 + 4 \cdot 1,155} \right) = 0,85;$$

$$E_3 = \frac{20,6}{1,155} \cdot 0,85 = 15,2 \text{ м.}$$

$$M_3 = \frac{20,6}{1,155} \left\{ \left(12,5 + \frac{2,7}{1,155} \right) \cdot 0,85 - 12,5 + 4 \right\} = 73,6 \text{ м} \cdot \text{м};$$

е) Дополнительная сила торможения тендера на призме обрушения.

При расположении грузов по фиг. 45 и длине призмы обрушения по верху: $12,5 \cdot 0,52 = 6,5 \text{ м}$ на ней помещаются 3 оси тендера, из которых одна уже учтена раньше.

Дополнительные сила и момент соответственно равны:

$$\Delta T = 0,15 \cdot 50 = 7,5 \text{ т};$$

и

$$\Delta M_T = 0,15 \cdot 7,5 \cdot \frac{12,5}{2} - 0,15 \cdot 25 \cdot 2 = 62,8 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Полная сумма вертикальных сил, действующих на устой до обреза фундамента,

$$N_2 = 283,21 + 417,5 + 46,1 + 50,4 = 797,21 \text{ т.}$$

То же, горизонтальных

$$H_2 = 82,8 + 138,7 + 15,2 + 7,5 = 244,2 \text{ т.}$$

Коэффициент устойчивости на сдвиг

$$\xi_2 = \frac{0,7 \cdot 797,21}{244,2} = 2,26.$$

Удерживающий момент относительно точки C равен сумме:

а) удерживающего момента относительно точки B , б) произведения суммы вертикальных сил до сечения I на расстояние по горизонтали между точками B и C и в) суммы моментов вертикальных сил от сечения I до сечения II .

Аналогично определяется и опрокидывающий момент:

$$M_y = 468,58 + 283,21 \cdot 3 + 1\,640,8 + 92,2 + 50,4 = 3\,101,61 \text{ м} \cdot \text{м};$$

$$M_0 = 149,20 + 71,7 \cdot 8,5 + 488,0 + 73,6 + 62,8 = 1\,382,60 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

$$\xi_1 = \frac{3\,101,61}{1\,382,60} = 2,24 > 1,4.$$

Напряжения в сечении определяются аналогично предыдущему

$$M = 3101,61 - 1382,60 = 1719,01 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$x = \frac{1719,96}{797,21} = 2,16 \text{ м}; e = 3 - 2,16 = 0,84 \text{ м};$$

$$n = \frac{797,21}{5 \cdot 6} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,84}{6} \right) = 26,7 (1 \pm 0,84) \text{ т/м}^2;$$

$$n_{\max} = 4,9 \text{ кг/см}^2 < 15 \text{ кг/см}^2;$$

$$n_{\min} = 0,13 \text{ кг/см}^2.$$

§ 32. Определение давления на грунт. Давление на грунт определяется для трех случаев действия внешних сил: а) постоянные силы, б) то же и поезд на насыпи, устое и пролете, торможение в сторону пролета, в) поезд только на пролете, торможение в сторону насыпи.

а) Действие постоянных сил.

К силам, определенным в предыдущих §§ 30 и 31, добавляется вес фундамента и грунта над уступами фундамента. Последние силы определяются приближенно при средней высоте конуса над внутренним и боковыми уступами (по чертежу) 5,7 м и при высоте треугольной призмы над задним уступом — 4 м.

Данные вычислений постоянных сил и их моментов относительно точки *D* (нижнего внутреннего ребра подушки) указаны в таблице 18в (см. табл. 18а на стр. 108).

Устойчивость на опрокидывание

$$\xi_1 = \frac{4842,5}{892,0} = 5,4.$$

То же на скольжение при коэффициенте трения кладки по грунту 0,4:

$$\xi_2 = \frac{0,4 \cdot 912,85}{156,0} = 2,33 > 1,75.$$

Давление на грунт:

$$M = 4842,5 - 892,0 = 3950,5 \text{ т} \cdot \text{м};$$

$$x = \frac{3950,5}{912,85} = 4,33 \text{ м}; e = 4,33 - 3,6 = 0,73 \text{ м};$$

$$n = \frac{912,85}{6 \cdot 7,2} \left(1 \pm \frac{60,73}{7,2} \right) = 21 (1 \pm 0,64) \text{ т/м}^2;$$

$$n_{\max} = 34,4 \text{ т/м}^2 = 3,44 \text{ кг/см}^2.$$

Устой основан на сваях диаметром 36 см, расположенных в шахматном порядке равномерно по площади основания на взаимном расстоянии 0,90 м между рядами и 1,5 м между сваями в ряду.

При допускаемой нагрузке на сваю 32,5 м² наибольшее давление на грунт

[n] = 32,5 / (0,90 · 0,75) = 48 т/м² = 4,8 кг/см².

Т а б л и ц а 18 а
Постоянные силы, действующие на устой

Наименование силы	Величина силы в т	Момент относительно внутреннего ребра в т·м
Балласт	15,45	40 + 15,45 · 3,6 = 95,6
Кладка устоя	128,2 + 417,5 = 545,70	283,8 + 128,2 · 3,6 + 1640,8 + 417,5 · 0,6 = 2636,6
Давление ферм от постоянной нагрузки.	0,85 · 11,75 = 10,0	10 · 4,1 = 41,0
Вес соедин. стенки	46,1	46,1 · 5 = 230,5
Грунт над передней стенкой	50,4	50,4 · 4 = 201,6
Грунт над уступами фундам. боковыми	2 · 1,6 · 0,5 · 7,2 · 5,7 = 65,7	65,7 · 3,6 = 236,0
Грунт над уступом фундам. передним	1,6 · 0,6 · 5 · 5,7 = 27,4	27,4 · 0,3 = 821,0
Грунт над уступом фундам. задним.	1,6 · 0,6 · 5 · 2 = 9,6	9,6 · 7,0 = 67,2
Бетонная подушка	2,2 · 1,5 · 7,2 · 6 = 142,5	142,5 · 3,6 = 513,0
Сумма вертикальных сил	N _з = 912,85	
Удерживающий момент		M _у = 4 842,5
Давление земли на верхнюю часть устоя	16 / 2 · 5 · 0,432 = 17,3	(4 / 3 + 10) · 17,3 = 196,0
Давление земли на нижнюю часть устоя	138,7	488 + 138,7 · 1,5 = 696,0
Сумма горизонтальных сил	H ₂ = 156,0	
Опрокидывающий момент		M _о = 892,0

б) Поезд на насыпи, устой и пролетном строении, торможение в сторону пролета.

Дополнительные силы сравнительно с предыдущим случаем и их моменты относительно точки D указаны в таблице 18б (см. табл. 18б стр. 109).

Полный удерживающий момент

M_у = 4 842,5 + 607,0 = 5 449,5 т·м.

То же, опрокидывающий

M_o = 892 + 799,4 = 1 691,4 м·м.

Коэффициент устойчивости на опрокидывание

ξ_1 = 5 449,5 / 1 691,4 = 3,2 > 1,4.

То же, на скольжение

ξ_2 = 0,4(912,85 + 129,6) / 156,0 + 76,95 = 0,4·1 042,5 / 232,95 = 1,79 ≥ 1,75.

Давление на грунт

M = 5 449,5 - 1 691,8 = 3 758 м·м;

x = 3 758 / 1 042,45 = 3,61 м; e = 3,6 - 3,61 = - 0,01 м;

n = 1 042,45 / 7,2·6 (1 ± 6·0,01 / 7,2) = 24,1(1 ± 0,008) м/м²;

n_max = 2,43 кг/см² < 4,8.

Т а б л и ц а 186

Временные силы, действующие на устой

Наименование силы	Величина силы в т	Момент относительно внутреннего ребра в т·м
Давление ферм от временной нагрузки .	8,9·11,75 = 104,6	104,6·4,1 = 429,5
Временная нагрузка на устой	25,0	25·7,1 = 177,5
	ΔN = 129,6	ΔM_y = 607,0
Торможение на пролете .	26,3	26,3·12,15 = 320
устое .	3,8	3,8·14 = 53
" насыпи .	11,25	11,26·7 = 79
Давление земли от временной нагрузки на призме на верхнюю часть .	5·4·0,61·3,86· ·0,432 = 20,4	20,4·(4 / 2 · 0,70 / 0,61 + 10) = 251
То же, на нижнюю .	15,2	73,6 + 15,2·1,5 = 96,4
	ΔH = 76,95	ΔM_o = 799,4

б) Поезд на пролете, торможение в сторону насыпи.

Удерживающий момент

$$M_y = 4842,5 - 429,5 = 5272 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

То же, опрокидывающий

$$M_o = 892 - 320 = 572 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

Проверка устойчивости изгиба.

Давление на грунт

$$x = \frac{5272 - 572}{912,85 - 104,6} = \frac{4700}{1017,45} = 4,65 \text{ м};$$

$$l = 4,65 - 3,60 = 1,05 \text{ м};$$

$$n = \frac{1017,45}{6 \cdot 7,2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 1,05}{7,2} \right) = 23,5 (1 \pm 0,875) \text{ м/м}^2;$$

$$n_{\max} = 4,4 \text{ кг/см}^2 < 4,8.$$

Пример 4. Конструкция и расчет арочного пролетного строения моста под обыкновенную дорогу

§ 33. Конструкция пролетного строения. Общий вид моста показан на фиг. 47. Мост трехпролетный с общим отверстием 80 м. Главный пролет 50 м над меженью перекрыт металлическими арками, пролеты на поймах — каменными сводами. В настоящей главе приводятся расчет только металлического пролетного строения, имея в виду что расчет каменных сводов и опор будет рассмотрен в 3-й части.

Конструкция пролетного строения указана на фиг. 48 и 49.

Ездовое полотно моста запроектировано из гранитных кубиков толщиной 10 см на слое песка 5 см. Мостовая поддерживается железобетонной плитой, имеющей наименьшую толщину у тротуаров 17 см и утолщающейся к середине моста до 27 см с целью придания полотну поперечного уклона $i = 0,02$. Плита покрыта изоляцией и защитным слоем толщиной 5 см из тощего бетона 1:4:8. Тротуары ограждены бордюрными камнями, защищающими от ударов колес железобетонные плиты, покрывающие тротуар. Плиты эти толщиной 10 см, длиной 2 м и шириной (вдоль моста) 1 м, предположены съемными, с тем, чтобы их можно было изготовить на стороне, а также заменять при порче. Под тротуарами предусмотрены ящики для трубопроводов и кабелей, легко доступные благодаря съемным плитам. Полотно моста имеет продольный уклон 1‰.

* По проекту автора.

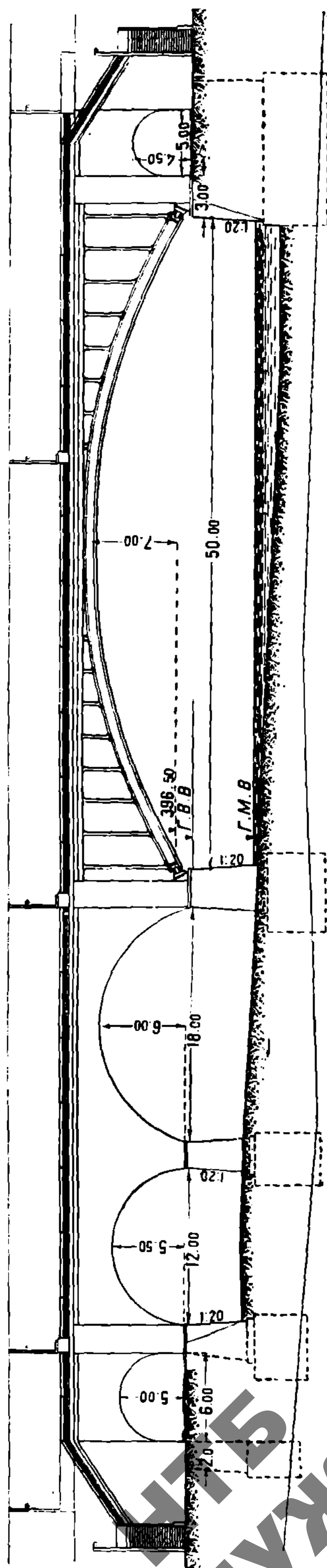
Плита проезжей части в боковых частях пролета поддерживается продольными балками высотой 30 см, вмонченными в плиту на 12, см и поперечными балками той же высоты, расположенными заподлицо продольными. Арматура плиты, состоящая из прутьев диаметром 13 мм $\cong 1/2''$, частью прерывается около балок, 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 3 м. В местах пересечения поперечные балки идут непрерывно, а продольные обрываются. Стенки продольных балок прикрепляются к поперечным балкам вертикальными уголками, а поясные уголки — сверху рыбками, внизу — уголками, служащими одновременно для прикрепления фанерных стоек.

Для сопряжения полотна с устоем и быком продольные балки пропущены вместе с плитой на устои, 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 20 мм.

Главные арки проектированы двухшарнирные. Число арок принято 6, расстояние между ними 3 м. Расчетный пролет арок 50 м, стрела подъема $7 \text{ м} \cong \frac{1}{7} \cdot 50$.



25. 2115

Арки имеют двутавровое сечение из уголков и листов, постоянное по всему пролету. Высота арок $1,028 \text{ м} \approx \frac{1}{50} \cdot 50$. 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. Пятовые шарниры запроектированы из стальных отливок, между которыми при помощи болтов диаметром 24 мм зажата стенка арки, усиленная с обеих сторон накладками 14 мм.

Связи между арками состоят из распорок во всю высоту арок и диагоналей, расположенных по полураскосной системе. Между двумя средними арками диагоналей не имеется.

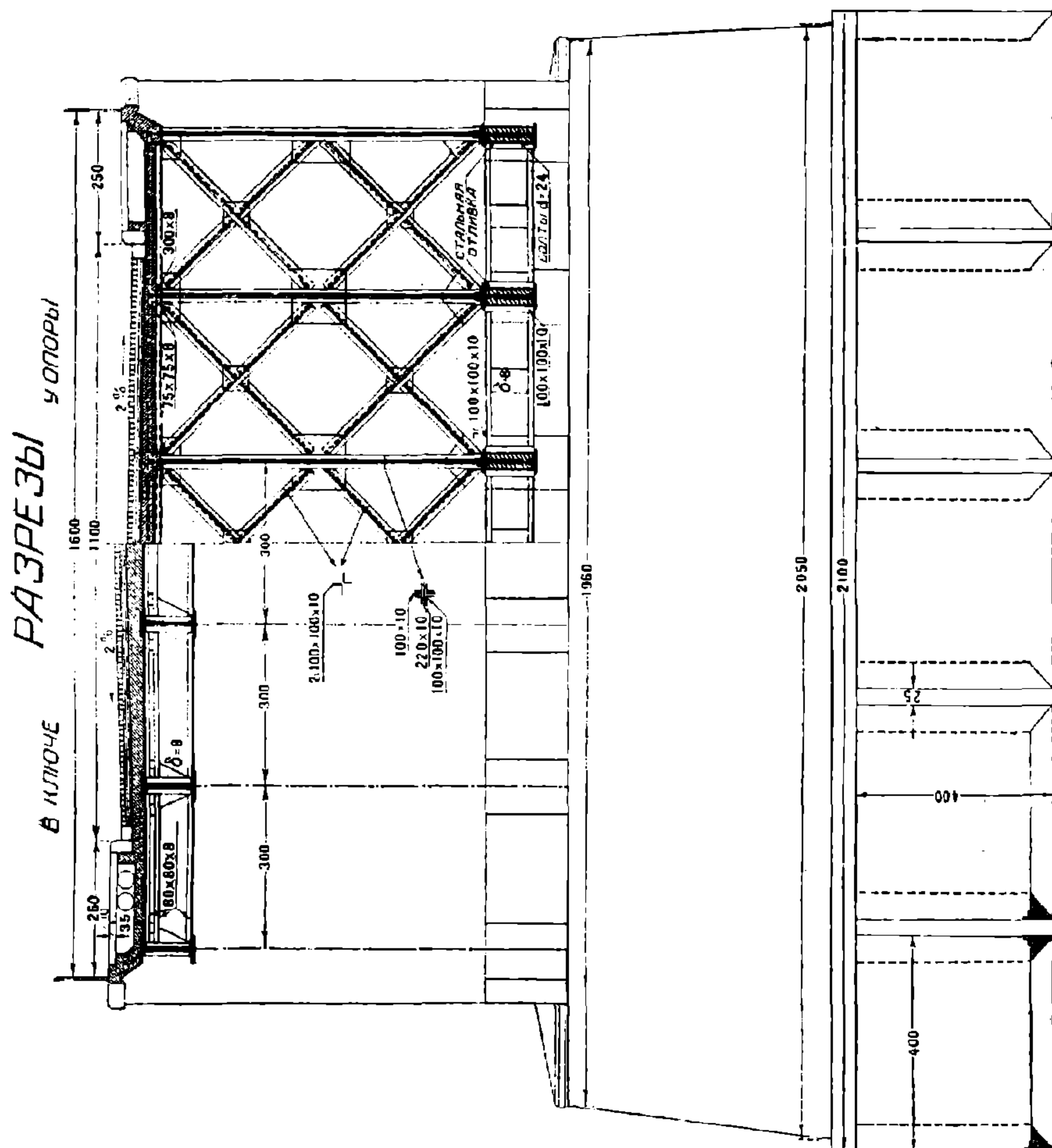
В плоскости крайних стоек устроены опорные рамы ромбической системы. Остальные детали пролетного строения указаны на чертежах и в расчете.

§ 34. Расчетные нагрузки и допускаемые напряжения. Постоянная нагрузка — собственный вес моста — исчисляется в дальнейшем для каждой части пролетного строения в отдельности.



Фиг. 48.

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 1,0 м, расстоянии между



Фиг. 49.

осями 2,8 м, длине кузова вагона 9,88 м. Расстояние между осями трамвайных путей 3 м.

Горизонтальная нагрузка принята в виде давления ветра по нормам НКПС — 250 кг/м².

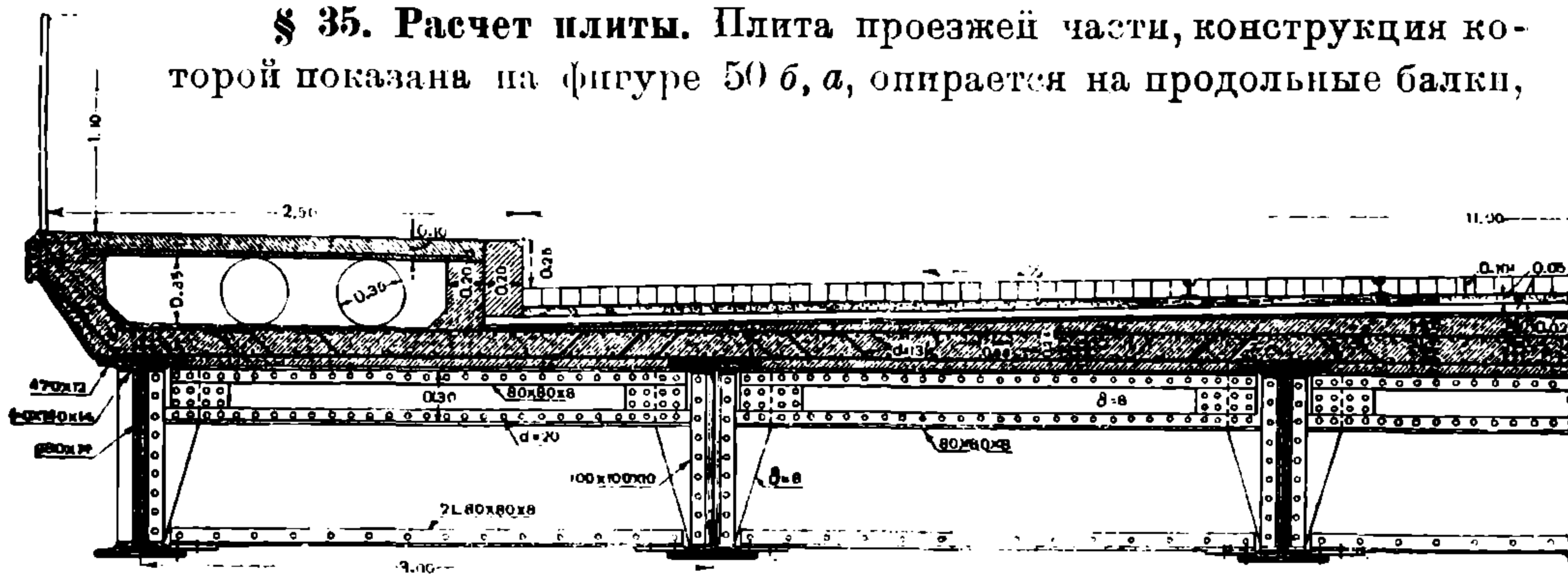
Изменение температуры принято от -20°C до $+40^{\circ}\text{C}$, так как мост расположен на юге.

8. Митропольский Н. М. Примеры проектирования мостов

НТБ
ДНУЖТ

Допускаемые напряжения приняты: для бетона по нормам НКПС 1926 г., для железа — по нормам 1921 г. *.

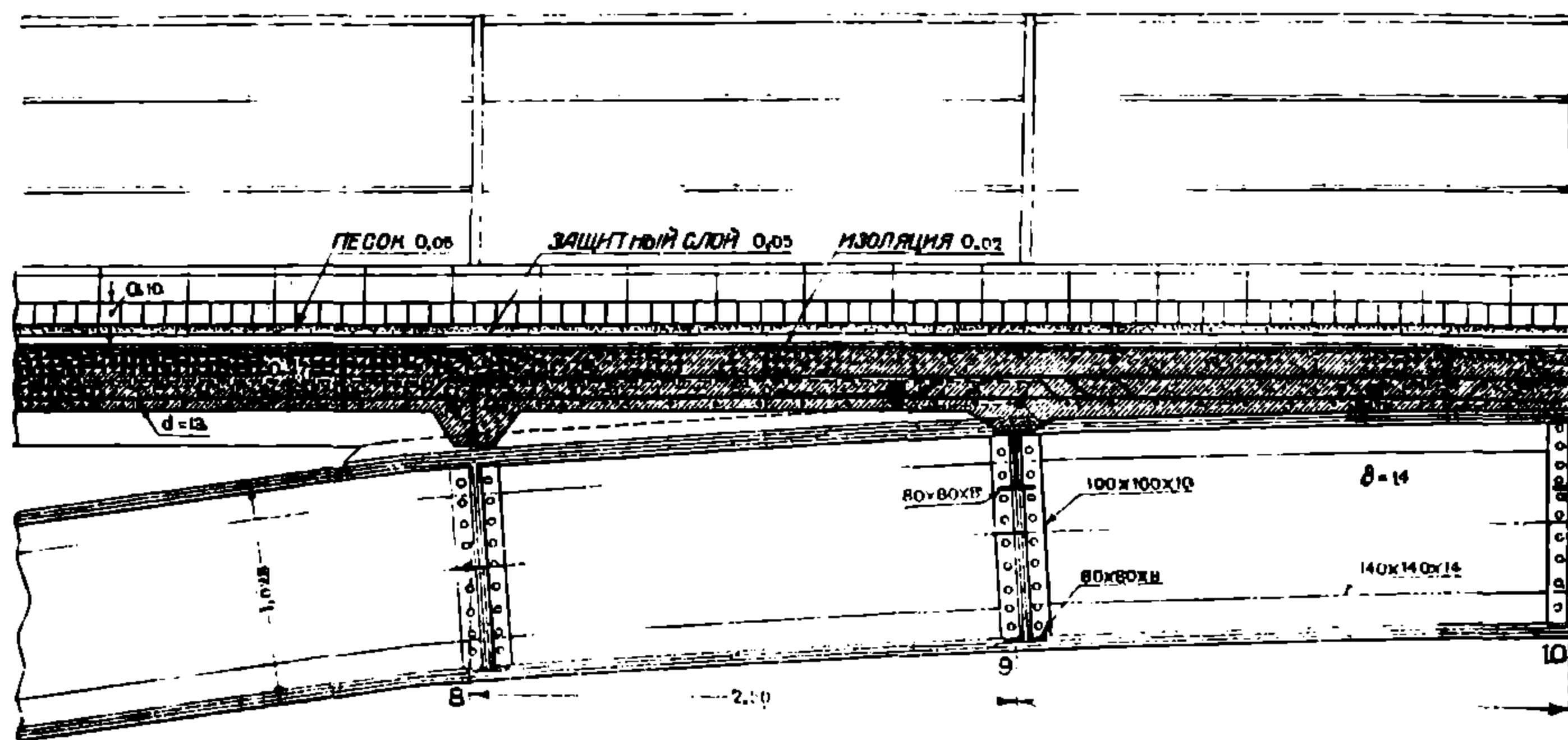
§ 35. Расчет плиты. Плита проезжей части, конструкция которой показана на фигуре 50 б, а, опирается на продольные балки,



Фиг. 50а.

имеющие расстояние ось от оси $b = 3,0$ м, и на поперечные балки со взаимным расстоянием между осями $a = 2,5$ м. Ввиду того, что отношение

$$b/a = 1,2 : 1 < 1,5 : 1;$$



Фиг. 50б.

плита рассчитывается согласно Т. У как четырехсторонняя, опирающаяся по всему контуру. Верх продольных и поперечных балок запроектирован лишь несколько ниже верха плиты; таким образом по условиям работы плита приближается к разрезной конструкции, что и принимаем для расчета.

Бетон принят марки 2, т. е. состава 1:2:4; допускаемое напряжение бетона на сжатие $[n]$ равно 45 кг/см^2 .

* Новые нормы для бетона см. Приложение V, для железа — Приложение IV.

Постоянная нагрузка на плиту: а) вес брусчатой мостовой толщиной 10 см на слое песка в 5 см: $2400 \cdot 0,1 + 1900 \cdot 0,05 = 335 \text{ кг/м}^2$; б) собственный вес плиты с изоляцией и защитным слоем — в среднем $2400 \cdot 0,25 = 600 \text{ кг/м}^2$, а всего 935 кг/м^2 .

Округляя, принимаем постоянную нагрузку для плиты

$$p = 1000 \text{ кг/м}^2.$$

По таблице, приложенной к Т.У., расчетный момент по пролету a для полосы шириной 100 см:

$$M = 0,061 \cdot 100 p a^2 = 6,1 \cdot 1000 \cdot 6,25 = 38100 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

То же по пролету b :

$$M = 4,7 \cdot 1000 \cdot 6,25 = 29400 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

В качестве временной нагрузки принимаем давление заднего барабана катка $P = 5 \text{ т}$, установленного в центре плиты*. Размеры площадки, на которую передается через мостовую сосредоточенный груз, определяем по Т. У (фиг. 51):

$$b_1 = 0,50 + 2 \cdot 0,20 = 0,90 \text{ м},$$

$$a_1 = 0,10 + 2 \cdot 0,20 = 0,50 \text{ м}.$$

Таким образом

$$a_1 : a = 0,2; \quad b_1 : a = 0,36.$$

По интерполяции таблиц Т. У имеем для полосы шириной 1 см:

$$M_a = \left[0,222 - \frac{16}{20} (0,222 - 0,192) \right] 5000 = 0,198 \cdot 5000 = 990 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$M_b = \left[0,202 - \frac{16}{20} (0,202 - 0,152) \right] 5000 = 810 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Или для полоски 100 см и с учетом динамического коэффициента $= 1,30$ **:

$$M_a = 130 \cdot 990 = 128700 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$M_b = 130 \cdot 810 = 105300 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

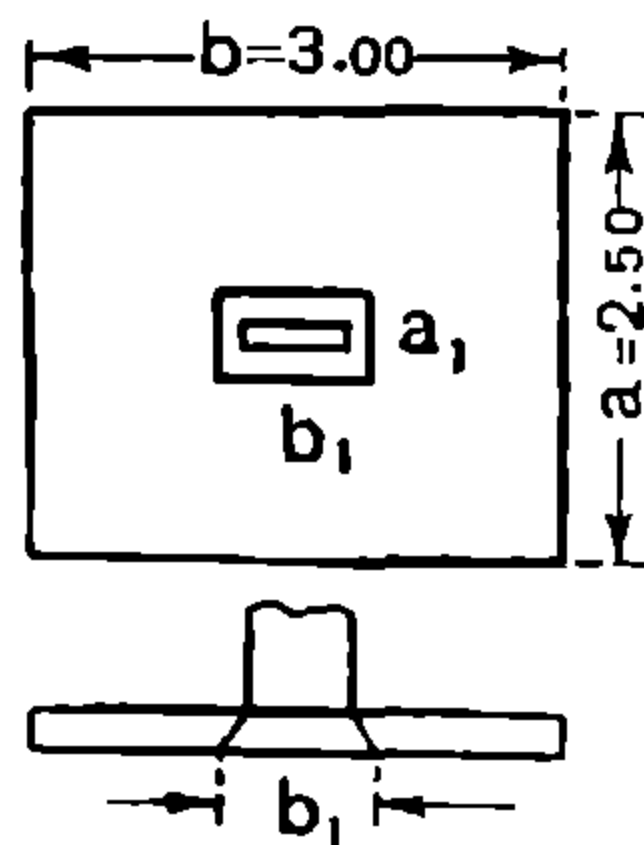
Полный расчетный момент от постоянной и временной нагрузок:

$$M_a = 38100 + 128700 = 166800 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

$$M_b = 29400 + 105300 = 134700 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

* Нормами 1927 г. каток не предусматривается.

** Новые значения динамических коэффициентов см. Приложение V



Фиг. 51.

Высота плиты принята 17 см. Рабочая арматура в направлении a состоит из 12 стержней диаметром 13 мм ($\varnothing 1\frac{1}{2}$ "):

$$f = 12 \cdot 1,327 = 15,92 \text{ см}^2;$$

в направлении b — 10 стержней диаметром 13 мм:

$$f = 10 \cdot 1,327 = 13,27 \text{ см}^2.$$

Проверка напряжений в плите производится по общеизвестным формулам. Обозначения приняты по Т. У.

а) по направлению a :

$$h_1 = h - a = 17 - 2,7 = 14,3 \text{ см};$$

$$x = \frac{mf}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh_1}{mf}} \right] =$$

$$= \frac{15 \cdot 15,92}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 14,3}{15 \cdot 15,92}} \right] = 6,22 \text{ см};$$

$$n = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} = \frac{166\,800}{50 \cdot 6,22 (14,3 - 2,07)} = 43,6 \text{ кг/см}^2 < 45;$$

$$n_f = \frac{M}{f \left(h_1 - \frac{x}{3} \right)} = \frac{166\,800}{15,92 \cdot 12,23} = 855 \text{ кг/см}^2 < 900 \text{ кг/см}^2$$

б) по направлению b :

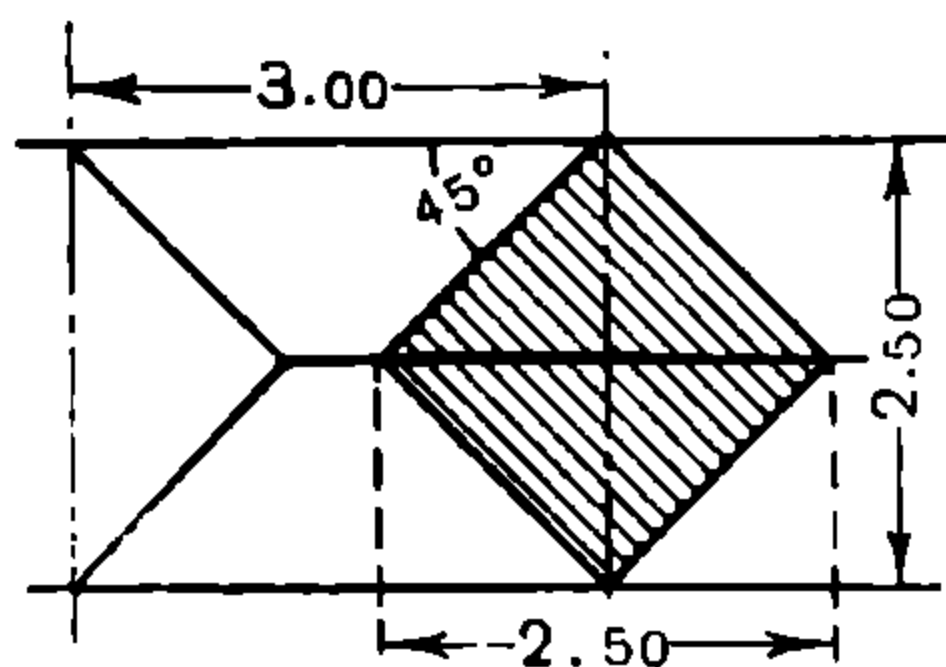
$$h_1 = 17 - 4,0 = 13 \text{ см};$$

$$x = \frac{15 \cdot 13,27}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{200 \cdot B}{15 \cdot 13,27}} \right] = 5,45 \text{ см};$$

$$n = \frac{134\,700}{50 \cdot 5,45 (13 - 1,82)} = 44 \text{ кг/см}^2 < 45 \text{ кг/см}^2;$$

$$n_f = \frac{134\,700}{13,27 \cdot 11,18} = 905 \text{ кг/см}^2.$$

Перенапряжение в 0,5% считаем допустимым.



Фиг. 52.

§ 36. Расчет продольных балок. Продольные балки поддерживаются стойками и работают в условиях балки с упруго заделанными концами. Ввиду возможности осадки опор (упругого укорочения стоек), что имеет следствием уменьшение отрицательного момента на опоре и приближает балку по условиям работы к простой, а также возможного осла-

По нормам НКПС 1929 г. $n_f^{\text{доп}} = 1\,100 \text{ кг/см}^2.$

бленин со временем заклепочных соединений, считаем продольные балки как свободно лежащие.

Постоянная нагрузка продольной балки:

а) вес полотна передается от плиты по закону треугольника (фиг. 52), наибольшая ордината коего посредине пролета

$$p_0 = 1,25 \cdot 1\,000 \cdot 2 = 2\,500 \text{ кг/м},$$

б) собственный вес балки

4 уголка	75·75·8 мм	4 · 9 = 36 кг/м
верт. лист	300·8	= 19 "
Итого		= 55 кг/м

Принимаем строительный коэффициент $\mu = 1,3$, тогда $g = 1,3 \cdot 55 = 70 \text{ кг/м}$.

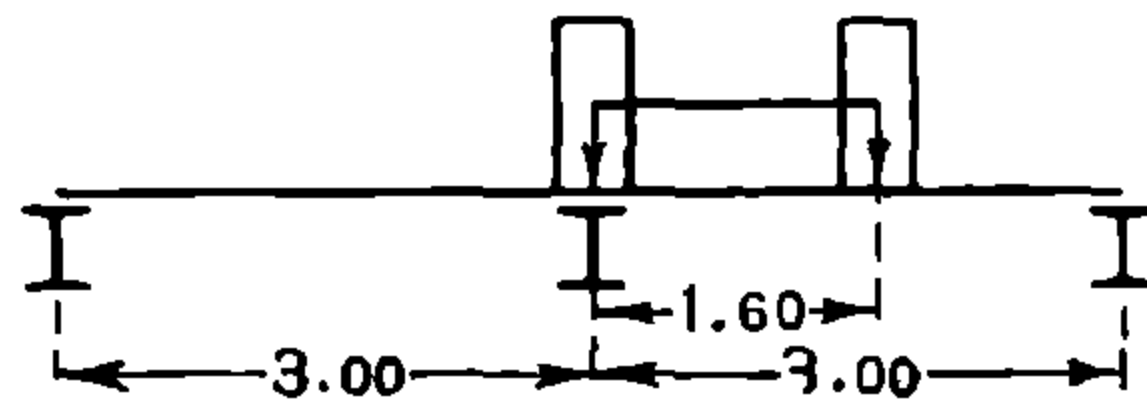
Наибольший момент от постоянной нагрузки посредине пролета

$$M_p = \frac{1}{12} p_0 l^2 + \frac{gl^2}{8} = \frac{2\,500 \cdot 6,25}{12} + \frac{70 \cdot 6,25}{8} = 1\,355 \text{ кг·м}.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q_p = \frac{pl}{4} + g \frac{l}{2} = \frac{2\,500 \cdot 2,5}{4} + \frac{70 \cdot 2,5}{2} = 1\,650 \text{ кг}.$$

Невыгоднейшая установка катка поперек моста для давления на продольную балку будет при совпадении оси одного из задних барабанов осью балки, а другого — на расстоянии 1,6 м (фиг. 53).



Фиг. 53.

Так как второй груз находится почти в центре плиты, опертой по всему контуру, то можно считать, что давление

от него передается по двум направлениям по закону:

$$\frac{a^4}{a^4 + b^4} R = \frac{2,5^4}{2,5^4 + 3^4} \cdot R = \frac{39}{120} R$$

и на поперечную:

$$\frac{b^4}{a^4 + b^4} = \frac{81}{120} R;$$

здесь $a = 2,5 \text{ м}$ — расстояние между поперечными балками,
 $b = 3,0 \text{ м}$ " " продольными "

Тогда давление на продольную балку

$$P = 5 \left(1 + \frac{39}{120} \frac{3,9 - 1,4}{3,0} \right) = 5 \cdot 1,152 = 5,76 \text{ т}.$$

Наибольший момент посредине

$$M = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{5\,760 \cdot 2,5}{4} = 3\,600 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила на опоре

$$Q_k = P = 5\,160 \text{ кг}.$$

От полной нагрузки

$$M = M_p + M_k = 1\,355 + 3\,600 = 4\,955 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

$$Q = Q_p + Q_k = 1\,662 + 5\,750 = 7\,412 \text{ кг}.$$

Допускаемое напряжение для продольной балки *

а) нормальное:

$$R = \frac{1\,300}{1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 2,5} \left(1 - \frac{1\,365}{4\,965}\right)} = 910 \text{ кг/см}^2,$$

б) касательное:

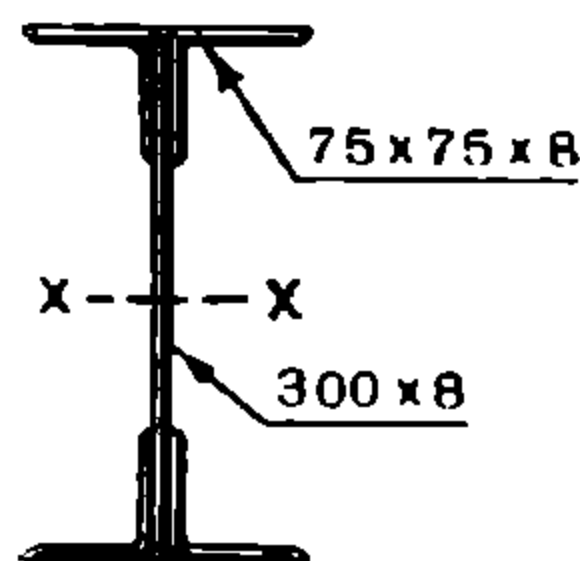
$$R_t = 0,75 R = 682 \text{ кг/см}^2;$$

в) то же для поясных заклепок:

$$R'_t = 0,8 R = 725 \text{ кг/см}^2;$$

г) для заклепок в креплениях продольных балок к поперечным:

$$R'_t = 600 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 54.

Сечение продольной балки принято из 4 уголков 75·75·8 мм и вертикального листа 300·8 мм (фиг. 54). Момент инерции сечения

$$J_{br} = 7\,834 + 1\,800 = 9\,634 \text{ см}^4,$$

$$J_n = 9\,634 - 2 \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 11^2 = 8\,474 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения относительно нейтральной оси

$$S = \frac{0,8 \cdot 15^2}{2} + 2 \cdot 11,47 \cdot (15 - 2,13) = 385 \text{ см}^3.$$

Наибольшие нормальные напряжения

$$n = \frac{M}{J} y_{\max} = \frac{495\,500 \cdot 15}{8\,474} = 870 \text{ кг/см}^2 < 910 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшие скалывающие напряжения на опоре при вертикальном шаге заклепок $a = 75$ мм и диаметре $d = 22$ мм:

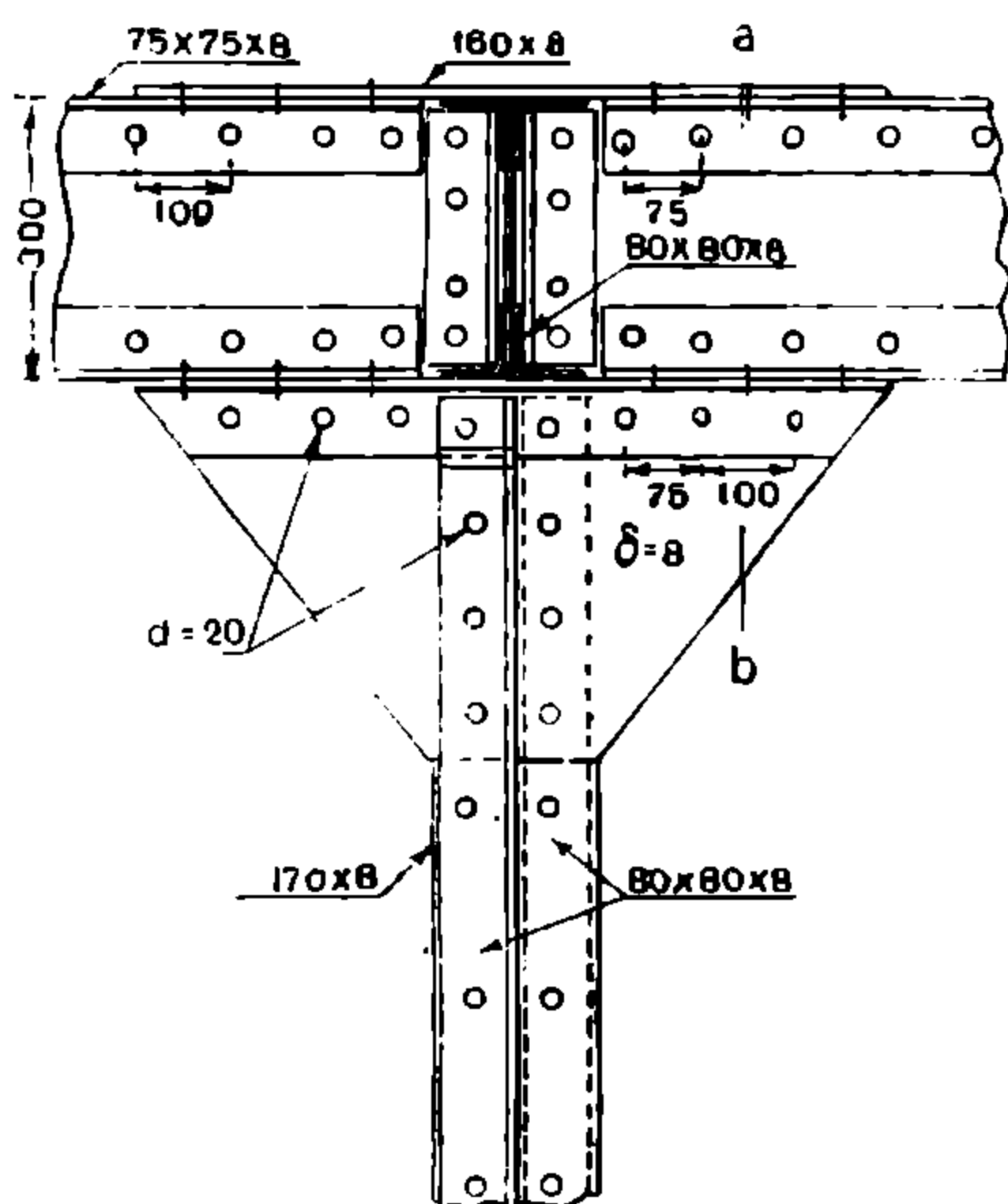
$$f = \frac{QS}{J\delta} \frac{a}{a-d} = \frac{7\,412}{9\,634} \cdot \frac{385}{0,8} \cdot \frac{75}{53} = 525 \text{ кг/см}^2 < 682 \text{ кг/см}^2.$$

* Новые нормы см. Приложение IV.

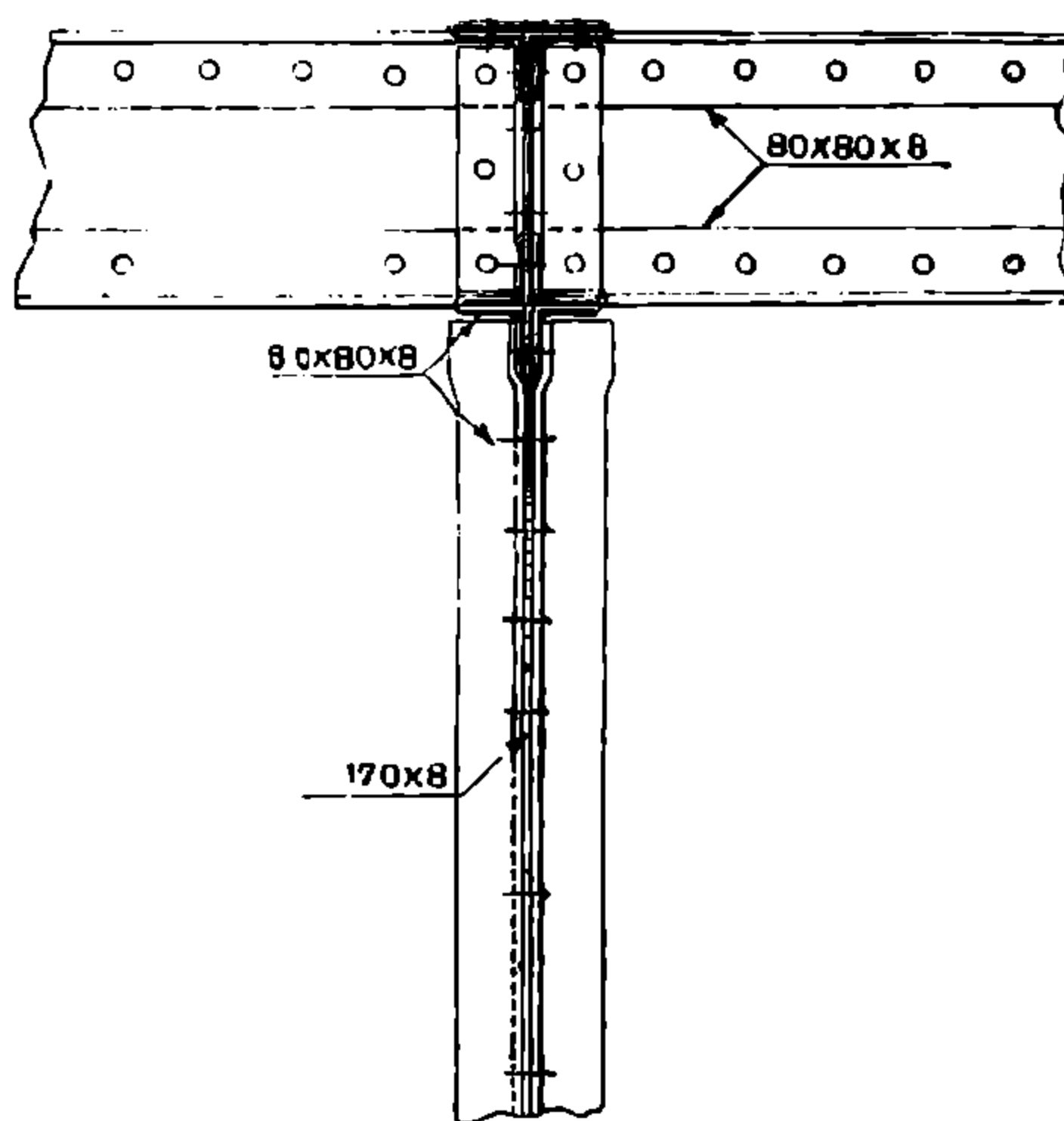
Шаг поясных заклепок рассчитываем по наибольшей скалывающей силе в месте расположения заклепок на единицу длины балки

$$T = \frac{QS_1}{J_{br}} = \frac{7412}{964} \cdot 295 = 227 \text{ кг.}$$

Здесь $S_1 = 295 \text{ см}^3$ — статический момент двух уголков.



Фиг. 55.



Фиг. 56.

Сопротивление заклепки смятию при $d = 20 \text{ мм}$

$$P_1 = d \delta R_6 = 2 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 910 = 2910 \text{ кг.}$$

Наибольший шаг заклепок

$$a = \frac{P_1}{T} = \frac{2910}{227} = 12,8 \text{ см.}$$

Принято $a = 10 \text{ см.}$

Прикрепление продольных балок к поперечным, указанное на фиг. 55 и 56, рассчитываем по поперечной силе и опорному моменту, величину которого принимаем:

$$M_o = 0,75 M_{\max} = 0,75 \cdot 955 = 3720 \text{ кг} \cdot \text{м.}^*$$

При этом считаем, что заклепки, прикрепляющие стенку, работают на полную поперечную силу Q , а опорный момент воспринимается целиком рыбками, перекрывающими пояса.

Стенка прикрепляется 3 заклепками $d = 22 \text{ мм.}$

Сопротивление заклепки смятию

$$P_1 = 2,2 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 910 = 3200 \text{ кг.}$$

* По Т. У 1929 г. $M_o = 0,60 M_{\max}$.

НТБ
ДНУЖТ

Необходимое число заклепок

$$k = \frac{7\,412}{3\,200} = 2,32 \text{ закл.}$$

Увеличивая на 20%, согласно Т. У получим число заклепок

$$k = 1,2 \cdot 2,32 = 2,78 \text{ закл.}$$

Принято 3 заклепки.

Число заклепок для прикрепления рыбок

$$k = \frac{M}{hP} = \frac{372\,000}{30 \cdot 2\,280} = 5,4 \text{ шт.};$$

где

$$P = R_t' \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 2,2^2}{4} \cdot 600 = 2\,280 \text{ кг.}$$

Принято 6 заклепок.

Нижние уголки прикреплены уголками того же сечения; верхние при помощи рыбки, имеющей наименьшее сечение 160 × 9 мм.

Наибольшее напряжение в рыбке

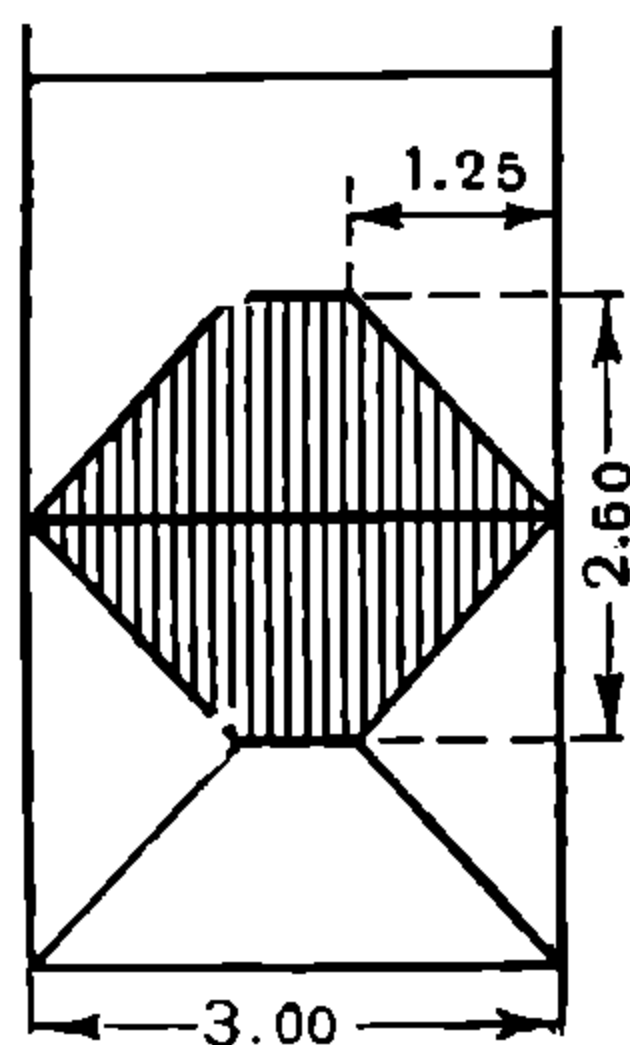
$$\sigma = \frac{372\,000}{30,45 \cdot 16 \cdot 0,9} = 847 \text{ кг/см}^2 < 910 \text{ кг/см}^2.$$

§ 37. Расчет поперечных балок. Поперечные балки находятся в условиях неразрезных 5-пролетных балок на упругих опорах (стойках). Учитывая возможность осадки опор, повышающей пролетные моменты, рассчитываем поперечные балки в запас прочности, как разрезные.

Постоянная нагрузка на поперечную балку:

а) от плиты по закону трапеции (фиг. 57) с наибольшей ординатой $p_0 = 2\,500 \text{ кг/м}^2$, начиная с расстояния $a = 1,25 \text{ м}$ от опоры;

б) собственный вес поперечной балки



Фиг. 57.

4 уг.	80	80	8 мм	$4 \cdot 9,63 = 38,5 \text{ кг/м}$
верт. л.	300	8	„	$= 19 \text{ „}$
				57,5 кг/м

Принимая строительный коэффициент $\mu = 1,3$, получим вес поперечной балки

$$1,3 \cdot 57,5 = 75 \text{ кг/м.}$$

Наибольший момент посредине пролета от постоянной нагрузки

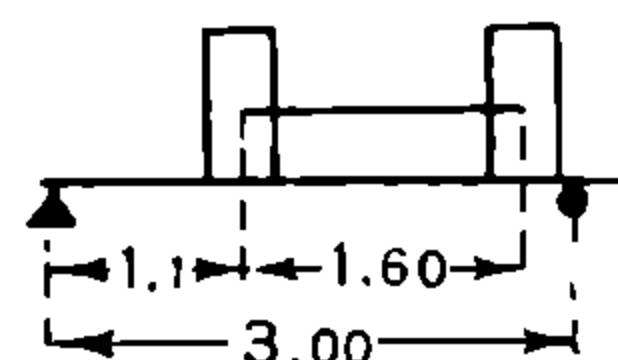
$$M_p = p_0 \left(\frac{l^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right) + \frac{ql^2}{8} = 2\,500 \left(\frac{9^2}{8} - \frac{1,25^2}{6} \right) + \frac{75 \cdot 9^2}{8} = 2\,245 \text{ кг·м.}$$

Поперечная сила на опоре

$$Q = p_0 \frac{(l-a)}{2} + \frac{gl}{2} = \frac{2500 \cdot 1,75}{2} + \frac{75 \cdot 3}{2} = 2300 \text{ кг.}$$

Временную нагрузку принимаем в виде двух задних барабанов катка, расположенных над осью балки. Невыгоднейшая поперечная установка для момента определяется по правилу Винклера: абсолютный $M_{\max}$ будет под критическим грузом, когда середина расстояния между равнодействующей и критическим грузом совпадает с серединой пролета. В данном случае (фиг. 58) критический груз — один из двух. Расстояние его от левой опоры

$$x = \frac{l}{2} - \frac{s}{4} = 1,5 - \frac{1,6}{4} = 1,1 \text{ м.}$$



Фиг. 58.

Учитывая распределение сосредоточенного давления через мостовую и плиту до верха балки, получаем площадь давления каждого груза

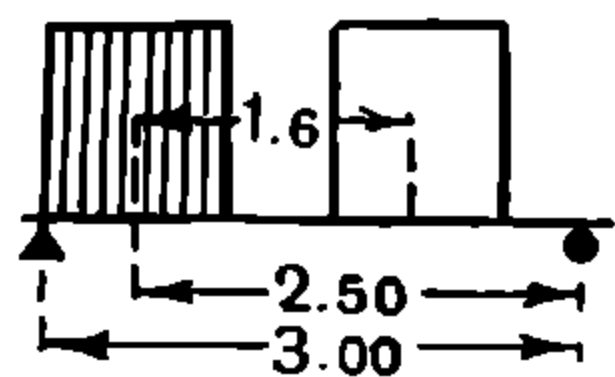
$$a = 0,5 + 2 \cdot 0,25 = 1 \text{ м}^2.$$

Тогда момент под грузом

$$M_k = Ax - \frac{Pa}{8} = 5000 \left(\frac{1,9 + 0,3}{3} \right) 1,1 - \frac{5000 \cdot 1}{8} = 3405 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Наибольшая поперечная сила на опоре (фиг. 59)

$$Q_k = 5000 \left(\frac{2,5 + 0,9}{3} \right) = 5660 \text{ кг.}$$



Фиг. 59.

От полной нагрузки

$$M = 2245 + 3405 = 5650 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$Q = 2300 + 5660 = 7960 \text{ кг.}$$

Допускаемые напряжения для поперечной балки, при

$$\lambda = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ м,}$$

$$R = \frac{1300}{1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 5} \left(1 - \frac{2270}{5675} \right)} = 970 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_t = 0,75 \cdot 970 = 727 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение поперечной балки принято из 4 уголков 80 80 · 8 мм и вертикального листа 200 · 8 мм.

Момент инерции сечения

$$J_{br} = 4 (12,27 \cdot 12,75^2 + 72,5) + 1\,800 = 10\,078 \text{ см}^4;$$

$$J_n = 10\,078 - 2 \cdot 2,4 \cdot 2,0 \cdot 11^2 = 8\,918 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения

$$S = \frac{0,8 \cdot 15^2}{2} + 2 \cdot 12,27 \cdot 12,75 = 402,5 \text{ см}^3.$$

Наибольшие нормальные напряжения

$$\sigma = \frac{565\,000}{8\,918} \cdot 15 = 950 \text{ кг/см}^2 < 970 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшие касательные напряжения на опоре, при вертикальном шаге заклепок $a = 75 \text{ мм}$ и $d = 22 \text{ мм}$

$$\tau = \frac{7\,960 \cdot 402,5}{10\,078 \cdot 0,8} \cdot \frac{75}{53} = 562 \text{ кг/см}^2 < 727 \text{ кг/см}^2.$$

Шаг заклепок

$$T = \frac{7\,960 \cdot 312,5}{10\,078} = 247 \text{ кг}, P_1 = 2 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 970 = 3\,100 \text{ кг};$$

$$\max a = \frac{P}{T} = \frac{3\,100}{247} = 12,5 \text{ см.}$$

Принято $a = 10 \text{ см}$.

Число заклепок для прикрепления поперечных балок к аркам в средней части пролета (фиг. 50а) рассчитываем по поперечной силе. Сопротивление заклепки диаметром 22 мм смятию

$$P_1 = 2 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 970 = 3\,100 \text{ кг.}$$

Необходимое число заклепок для прикрепления стенки, с увеличением на 40% ,

$$dk = \frac{1,40Q}{3\,100} = \frac{1,4 \cdot 7\,960}{3\,100} = 3,38 \text{ шт.}$$

Принято $k = 8 \text{ шт.}$

§ 38. Расчет стоек. Стойки, поддерживающие проезжую часть, работают на центральное сжатие от веса проезжей части и подвижной нагрузки; поэтому рассчитываем их по условию устойчивости на

продольный изгиб. Постоянная нагрузка, передающаяся на стойку от плиты проезжей части:

вес полотна	$1\,000 \cdot 2,5 \cdot 3 = 7\,500$ кг
продольных балок	$70 \cdot 2,5 = 175$ "
" поперечных	$75 \cdot 3 = 225$ "
собственный вес стойки	$= 50$ "
Итого	$7\,950$ кг

или, округляя, $P = 8\,000$ кг.

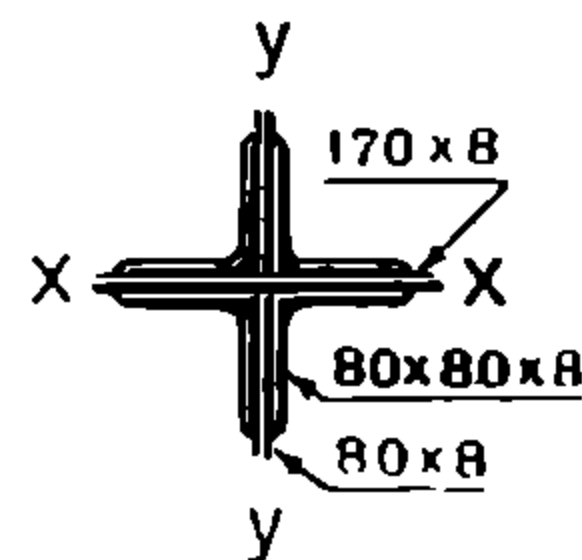
Наибольшее давление от временной нагрузки будет при расположении одного заднего барабана катка над стойкой и другого на расстоянии 1,6 м по направлению поперечной балки.

Тогда давление на стойку

$$K = 5\,000 \left(1 + \frac{1,4}{3} \right) = 7\,350 \text{ кг.}$$

Полное давление

$$P + K = 15\,350 \text{ кг.}$$



Фиг. 60.

Допускаемое напряжение для стоек

$$R = \frac{1\,300}{1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 5} \left(1 - \frac{8\,000}{15\,350} \right)} = 1\,020 \text{ кг/см}^2.$$

Крайние стойки входят в состав опорных рам и рассчитываются, как элементы ветровых связей.

Вторая от опоры стойка имеет сечение из 4 уголков $80 \cdot 80 \cdot 8$ мм листа $170 \cdot 8$ мм и двух прокладок $80 \cdot 8$ мм (фиг. 60).

Момент инерции сечения (по таблицам Зубова):

$$J_{yy} = 4 \cdot 158,7 + \frac{17^3 \cdot 0,8}{12} + 2 \cdot \frac{0,8^3 \cdot 8}{12} = 962 \text{ см}^4;$$

$$J_{xx} = 4 \cdot 158,7 + \frac{16,8^3 \cdot 0,8}{12} + 2 \cdot \frac{0,8^3 \cdot 81}{12} = 952 \text{ см}^4.$$

Площадь сечения

$$\omega_{бр} = 4 \cdot 12,27 + 0,8 \cdot 17 + 2 \cdot 0,8 \cdot 8 = 75,48 \text{ см}^2.$$

Наименьший радиус инерции

$$r_{xx} = \sqrt{\frac{J_{xx}}{\omega}} = \sqrt{\frac{952}{75,48}} = 3,56 \text{ см.}$$

НТБ
ДНУЖТ

Свободную длину стойки между верхней и нижней планками принимаем $l = 5$ м.

$$\frac{l}{r} = \frac{500}{3,56} = 140.$$

По таблицам находим $\varphi = 0,24$.

Допускаемое напряжение

$$\varphi R = 0,24 \cdot 1\,020 = 245 \text{ кг/см}^2.$$

Существующее напряжение

$$n = \frac{P}{\omega_{br}} = \frac{15\,350}{75,48} = 203 \text{ кг/см}^2 < 245 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь сечения с учетом ослаблений

$$\omega_n = 4 \cdot 12,27 - 4 \cdot 0,8 \cdot 2,2 = 40,24 \text{ см}^2.$$

Напряжение

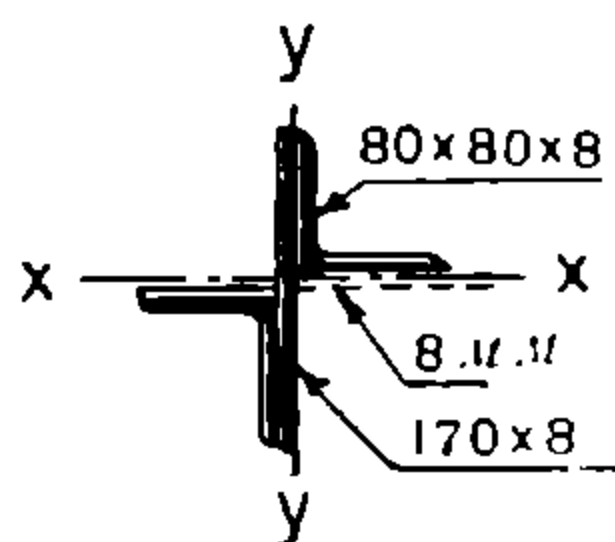
$$n = \frac{P}{\omega_n} = \frac{15\,350}{40,24} = 382 \text{ кг/см}^2 < 1\,020 \text{ кг/см}^2.$$

Число заклепок для прикрепления стойки рассчитываем по площади ω_{br} с учетом коэффициента φ . Сопротивление заклепки диаметром 22 мм считано

$$P = 2,2 \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 1\,020 = 3\,590 \text{ кг}.$$

Необходимое число заклепок

$$k = \frac{\varphi \omega_{br} R}{P} = \frac{0,24 \cdot 75,48 \cdot 1\,020}{3\,590} = 5,153.$$



Фиг. 61.

Принято 8 заклепок.

Третья стойка имеет то же сечение, что и вторая, так что проверка напряжений для нее очевидно излишня. Остальные стойки имеют сечение из 2 уголков $80 \cdot 80 \cdot 8$ мм и листа $170 \cdot 8$ мм (фиг. 61). В наиболее невыгодных условиях находится стойка четвертая, имеющая свободную длину 2,8 м.

Момент инерции сечения относительно оси xx (фиг. 61) (по таблицам Зубова):

$$J_{xx} = 2 \cdot 158,7 + \frac{1\,310}{4} = 645,4 \text{ см}^4;$$

то же относительно yy :

$$J_{yy} = 2 \cdot 158,7 + 0,73 = 318,13 \text{ см}^4.$$

НТБ
ДНУЖТ

Для нахождения главных осей сечения и наименьшего значения момента инерции вычислим центробежный момент сечения (относительно оси xx , пренебрегая выкружками углового сечения фиг. 62).

$$\begin{aligned} J_{xy} &= 2(\omega' x_0' y_0' + \omega'' x_0'' y_0'') = \\ &= 2(0,8 \cdot 8 \cdot 0,8 \cdot 4,4 + 0,8 \cdot 7,2 \cdot 0,8 \cdot 4,4) = \\ &= 2(0,64 \cdot 4,4 \cdot 15,2) = 85,5 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Тогда

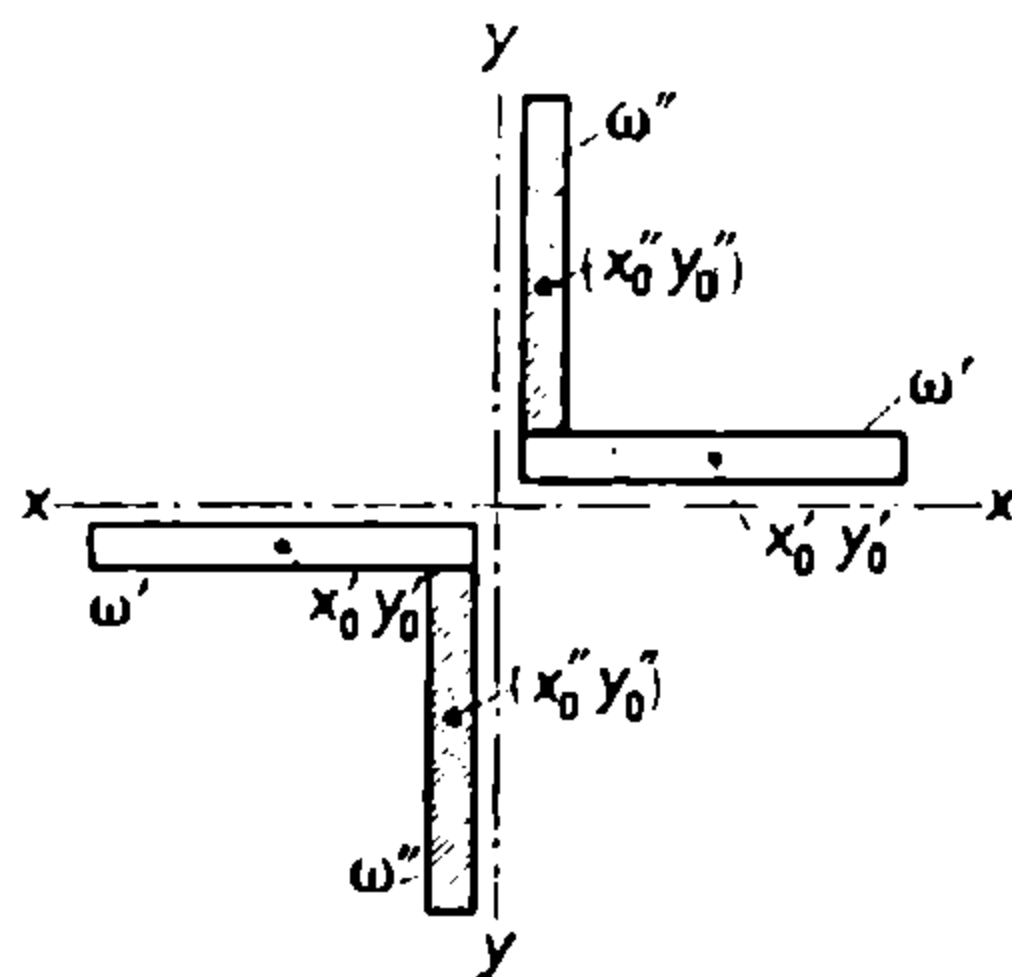
$$\begin{aligned} J_{\min} &= \frac{1}{2} (J_x + J_y) - \sqrt{J_{xy}^2 + \frac{(J_x - J_y)^2}{4}} = \\ &= \frac{645,4 + 318,13}{2} - \sqrt{85,5^2 + \frac{(645,4 - 318,13)^2}{4}} = 297 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Площадь сечения

$$\omega_{br} = 2 \cdot 12,27 + 0,8 \cdot 17 = 38,14 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции

$$\begin{aligned} r_{\min} &= \sqrt{\frac{297}{38,14}} = 2,8 \text{ см} \\ \frac{l}{r} &= \frac{280}{2,8} = 100. \end{aligned}$$



Фиг. 62.

По таблицам $\varphi = 0,52$.

Допускаемое напряжение

$$\varphi R = 0,52 \cdot 1020 = 530 \text{ кг/см}^2.$$

Существующее напряжение

$$n = \frac{15350}{38,14} = 403 \text{ кг/см}^2 < 530 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка на прочность:

$$\omega_n = 20,12 \text{ см}^2;$$

$$n = \frac{15350}{20,12} = 763 \text{ кг/см}^2 < 1020 \text{ кг/см}^2.$$

Число заклепок

$$k = \frac{0,52 \cdot 38,14 \cdot 1020}{3590} = 5,6 \text{ закл.}$$

Принято 8 заклепок.

НТБ
ДНУЖТ

РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ АРК

§ 39. Геометрические элементы арки. Расчетный пролет арки = 50 м. Стрела подъема $f = 7$ м.

Ось арки очерчена по параболе 2-й 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 табл. 19. 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 табл. 19. Длина элементов арки между делением k и $k + 1$ может быть определена по формуле:

$$\Delta S = \sqrt{(x_{k+1} - x_k)^2 + (y_{k+1} - y_k)^2} = \sqrt{\left(\frac{l}{20}\right)^2 + \left(\frac{4f}{400}\right)^2 (20 - 2k - 1)^2} = \sqrt{6,25 + 0,0049 (19 - 2k)^2}.$$

ТАБЛИЦА 19
Геометрические размеры оси арки

№ делений	x	$k = \frac{x}{20}$	y м	$\operatorname{tg} \varphi$	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	ΔS в м
0	0,0	0	0,000	0,560	0,488	0,872	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	
							$\Sigma \Delta s = 26,25$

40. Нагрузка главных арок. Все арки выполнены одинакового сечения. В невыгоднейших условиях находится средняя арка, которая и рассчитывается.

Постоянную нагрузку на среднюю арку принимаем в виде равномерно распределенной.

Расстояние между арками 3 м.

Вес полотна и плиты по предыдущим расчетам:

$$1\,000 \cdot 3 = 3\,000 \text{ кг/м};$$

вес продольных и поперечных балок:

$$70 + \frac{75 \cdot 3}{2,5} = 160 \text{ кг/м};$$

вес стоек —
погонный вес первой и второй стойки:

$$4 \cdot 9,67 + 10,68 + 10,05 = 50,33 \text{ кг/м};$$

то же, средних:

$$2 \cdot 9,67 + 10,68 = 30,02 \text{ кг/м}.$$

Строительный коэффициент для стоек принимаем 1,2;
вес всех стоек на n . м арки:

$$\frac{1,2}{25} [(6,5 + 5,1) 50,33 + (3,9 + 2,9 + 2 + 1,3 + 0,8 + 0,4 + 0,1) 30,02] = \\ = 50 \text{ кг/м}.$$

Итого вес надарочного строения 3 210 кг/м.

Собственный вес арок со связями принимаем по эмпирической формуле Бертшингера (Bertschinger) *

$$g \text{ кг/м}^2 = (15 + 0,002 l^2) \frac{l}{f} \\ g = (15 + 0,002 \cdot 2\,500) \frac{50}{7} = 143 \text{ кг/м}^2,$$

или при расстоянии между арками в 3 м вес каждой арки

$$g = 3 \cdot 143 = 429 \approx 430 \text{ кг/м}.$$

Полная постоянная нагрузка на среднюю арку

$$p = 3\,210 + 430 = 3\,640 \text{ кг/м}.$$

* См. Приложение III.

НТБ
ДНУЖТ

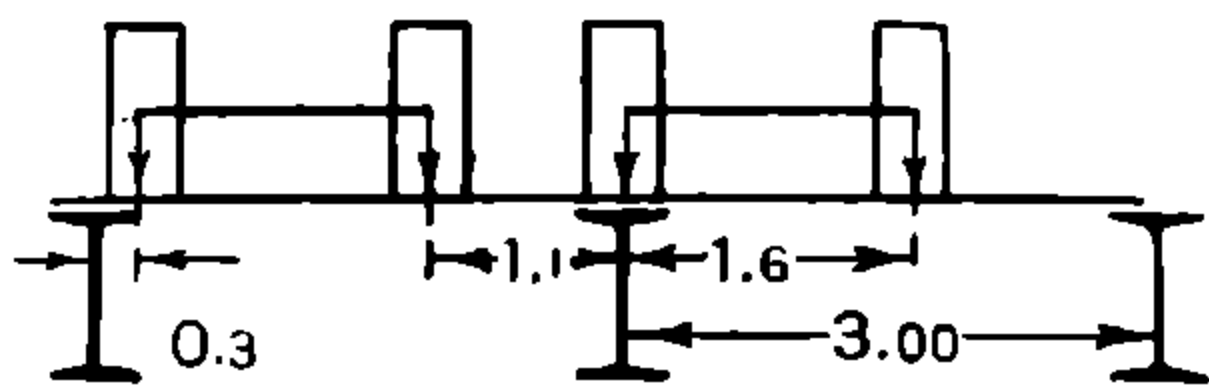
В качестве временной нагрузки принимаем невыгоднейшую из трех: 1) толпа весом 400 кг/м^2 ; 2) два поезда автомобилей весом по 10 т ; 3) два поезда трамвайных вагонов весом по 14 т .

1) Нагрузка на арку от толпы $k_1 = 400 \cdot 3 = 1200 \text{ кг/м}$.

2) Наибольшее давление на арку от двух рядов автомобилей (фиг. 63)

$$D = P \left(1 + \frac{1,9 + 1,4 + 0,3}{3} \right) = 2,2P.$$

Коэффициент поперечной установки по отношению к полному весу двух рядов автомобилей — $4P$



Фиг. 63.

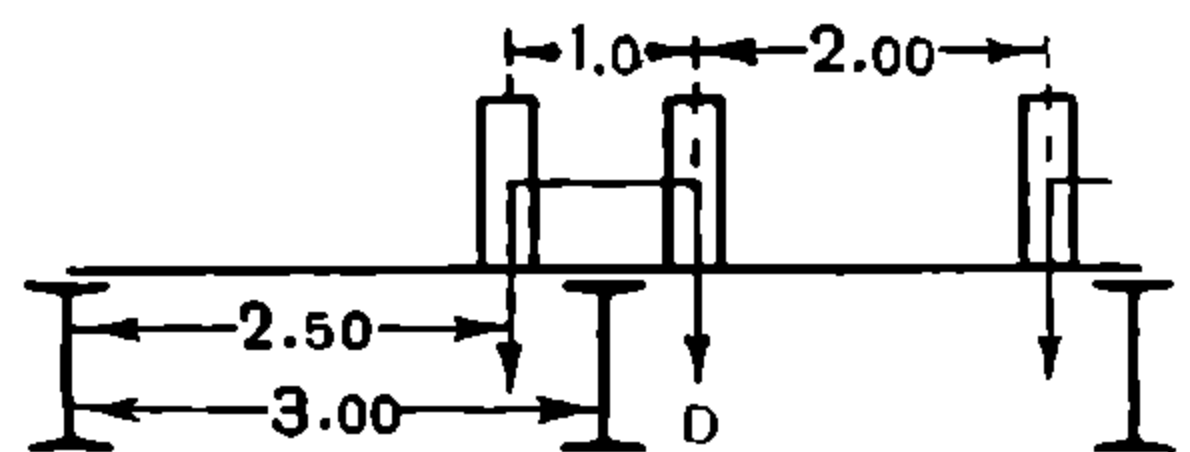
$$\xi = \frac{D}{4P} = \frac{2,2}{4} = 0,55.$$

По таблицам эквивалентных нагрузок для параболических линий влияния устанавливаем, что, начиная с длины загрузки линии влияния $\lambda = 36 \text{ м}$, нагрузка от автомобилей (при $x = 36 \text{ м}$ $k = 0,550 \cdot 2,224 = 1,22 \text{ т/м}$) становится меньше, чем от толпы.

3) Оси трамвайных путей располагаются над осями средних арок, так что от каждой оси трамвая на арку передается давление (фиг. 64).

$$D_1 = 3,5 \left(\frac{2,5}{3,0} + 1 \right) = 6,416 \text{ т}.$$

Здесь $3,5 \text{ т}$ вес колеса.



Фиг. 64.

§ 41. Сечение арки. Сечение арки по всему пролету принято одинаковое. Состав его и геометрические элементы указаны в табл. 20.

Радиусы инерции сечения

$$r_{xx} = \sqrt{\frac{985310}{512,6}} = 43,85 \text{ см};$$

$$r_{yy} = \sqrt{\frac{46661}{512,6}} = 9,55 \text{ см}.$$

Момент сопротивления

$$W_n = \frac{79538}{51,4} = 15473 \text{ см}^3.$$

Диаметр заклепок принят $d = 24 \text{ мм}$.

НТБ
ДНУЖТ

Т а б л и ц а 20
Геометрические элементы сечения арки

Состав сечения в мм	Площадь ω_{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	
Верт. л. 980·14	137,2	2·1,4·39216 = 109805	0,15·109805 = 16471	93335	$\frac{1,43 \cdot 98}{12} = 22$
4 уг. 140·140·14	149,80	4·76620 = 306980	4·2,4·1,4· (48,3 ² +44 ²) = 57375	249505	4·1277,8 = 5111
4 гор. л. 470·12	225,6	2·4,7·604920 = 568625	2·4·0,24·604920 = = 116145	452480	8·5191 = 41528
Итого	512,6	985310	—	795320	46661

§ 42. Схема расчета арки и определение распора. Напряжения в арке должны быть проверены по формуле

$$n = \frac{M}{W_n} + \frac{N}{\omega} \leq R,$$

причем за расчетную площадь ω принимается наименьшая из величин $\omega_n = a\omega_{br}$ или $\varphi\omega_{br}$, где коэффициент ослабления a для нашего случая, согласно таблице 20,— около 81%. Свободная длина наиболее напряженных элементов ближайших к 1/4 пролета

$$l = 266 \text{ см}; \quad \frac{l}{r_{yy}} = \frac{266}{9,55} = 27,8 \leq 28.$$

По таблицам $\varphi = 0,80$.

Следовательно, в данном случае проверка напряжений на прочность по формуле $n = \frac{N}{\omega_n}$ и на устойчивость $n = \frac{N}{\varphi\omega_{br}}$ приблизительно равнозначны.

В дальнейшем проверка напряжений производится по формуле

$$n = \frac{M}{W} + \frac{N}{a\omega_{br}} \leq R,$$

которая может быть приведена к виду

$$n = \frac{M_{я}}{W_n} \leq R,$$

где $M_{я}$ — момент относительно ядровой точки (точки пересечения периметра ядра с вертикальной осью сечения).

Координаты ядровых точек определяются по формулам (фиг. 65);
для верхней точки:

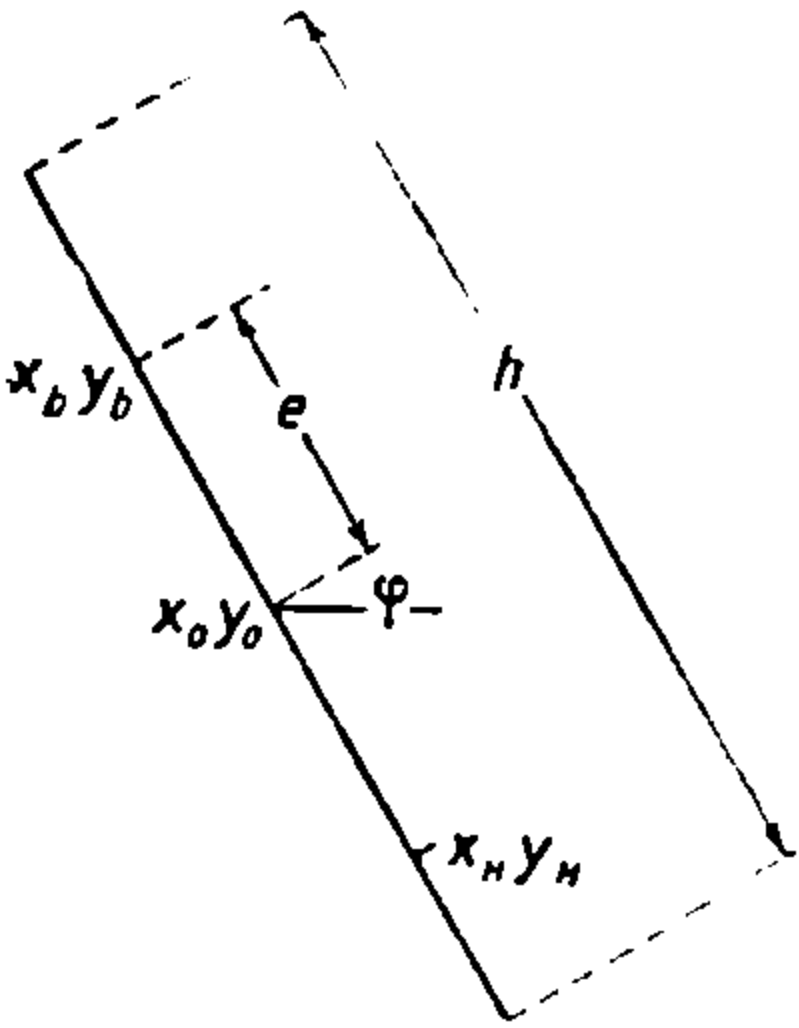
$$x_в = x_0 - e \sin \varphi, \quad y_в = y_0 + e \cos \varphi,$$

для нижней точки

$$x_н = x_0 + e \sin \varphi, \quad y_н = y_0 - e \cos \varphi.$$

Здесь

$$e = \frac{r^2}{h} = \frac{43,85^2}{51,4} = 37,4 \text{ см.}$$



Фиг. 65.

Вычисления произведены в таблице 21.

Таблица 21

Координаты ядровых точек для сечений арки (в м)

№ сече- ния	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	25,000	7,37	25,000	6,63

Для величины распора двухшарнирной арки имеем формулу:

$$H = \frac{\int \frac{M_0 y ds}{J} - \int \frac{Q_0 \sin \varphi \cos \varphi ds}{\omega}}{\int \frac{y^2 ds}{J} + \int \frac{\cos^2 \varphi ds}{\omega}}.$$

Так как сечение арки принято постоянным, то, сокращая и чис-
литель и знаменатель на J, получим:

$$H = \frac{\int M_0 y ds - \int Q_0 \rho^2 \sin \varphi \cos \varphi ds}{\int y^2 ds + \int \rho^2 \cos^2 \varphi ds}; \tag{А}$$

здесь $\rho = \sqrt{\frac{J}{\omega}}$ — радиус инерции; в данном случае $\rho = 43,85 \text{ см} = 0,4385 \text{ м}$.

Момент в простой балке

$$M_0 = Q_0 a,$$

где a — плечо равнодействующей левых сил Q_0 относительно сечения; изменяется для различных сечений и положений груза от 0 до 50 м; величина y изменяется от 0 до 7 м; $\sin \varphi \cdot \cos \varphi$ изменяется от 0 до 0,43.

Приводя числитель к виду

$$\int Q_0 (ay - \rho^2 \sin \varphi \cos \varphi) ds,$$

замечаем, — что первый член выражения в скобках измеряется целыми метрами, а второй сотыми долями метра, т. е. имеет весьма малую величину.

Например, полагая среднее значение $y = 3,5 \text{ м}$, $a = 25 \text{ м}$, $\sin \varphi = 0,192$, $\cos \varphi = 0,217$, получим:

$$ay = 62,5 \text{ м}; \quad \rho^2 \sin \varphi \cos \varphi = 0,192 \cdot 0,217 = 0,0417,$$

что составляет всего 0,067% от величины ay .

Кроме того, заметим, что первый член числителя выражения (А) сохраняет постоянный знак, а во втором — подынтегральная функция меняет знак, отчего интеграл по абсолютной величине также уменьшается.

Следовательно, без заметной погрешности вторым членом числителя можно пренебречь. Аналогичным рассмотрением устанавливаем, что второй член знаменателя также имеет весьма малую величину по сравнению с первым. Предварительным подсчетом было установлено, что величина второго члена составляет лишь 0,00627 = 0,627% от первого.

Итак, достаточно точно распор определится по формуле

$$H = \frac{\int M_0 y ds}{\int y^2 ds}, \quad (\text{В})$$

Для построения линии влияния заметим, что (А) и (В) могут быть представлены в виде

$$H = \frac{\delta_{px}}{\delta_{xx}},$$

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 самое, эпюру моментов в простой балке от некоторых фиктивных грузов, величину коих определяем по формуле:

$$w_m = \left[\frac{y_{m-1} + 2y_m}{\cos \varphi_m} + \frac{y_{m+1} + 2y_m}{\cos \varphi_{m+1}} \right] *.$$

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.

При тех же обозначениях величина знаменателя после некоторых сокращений будет равна

$$\sum y_m w_m^{**}.$$

Вычисление фиктивных грузов произведено в табл. 22 для половины арки ввиду ее симметрии.

Величины изгибающих моментов от фиктивных грузов исчисляются последовательно по формулам:

$$\mathfrak{M}_1 = Q\lambda - A\lambda,$$

$$\mathfrak{M}_2 = \mathfrak{M}_1 + (A - w_1)\lambda,$$

$$\mathfrak{M}_3 = \mathfrak{M}_2 + (A - w_1 - w_2)\lambda$$

и т. д., где

$$A = \frac{\sum w}{2}.$$

Числовые данные приведены в таблице 23.

Ординаты линии распора получаются делением моментов $\mathfrak{M}$ на

$$\sum_1^{20} y_m w_m$$

и вычислены в таблице 23.

Площадь линии влияния распора

$$\omega = 2 \cdot 2,5 (0,224 + 0,442 + 0,646 + 0,834 + 1,000 + 1,137 + 1,247 + \\ + 1,330 + 1,379 + \frac{1}{2} \cdot 1,394) = 44,680 \text{ м.}$$

* Fr. Bleich. Theorie u. Berechnungen d. eisernen Brücken, S. 431.

** Ibid., S. 431.

ТАБЛИЦА 22
Фиктивные грузы для вычисления *H*

Сечение	Абсцис- са (<i>r</i>)	Ордина- та (<i>y</i>)		$\frac{y_{m-1} - 2y_m}{\cos \varphi_m}$	$\frac{y_{m+1} + 2y_m}{\cos \varphi_{m+1}}$		<i>y_m</i>
	м	м					
0	0,0	0,00					
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	5,23	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 ₁₉						265,398	1449,271
10	25,0	7,00	1,0000	20,930	21,011	41,944	293,608
2Σ ₁₉ (10)						= 572,740 3 192,150	

ТАБЛИЦА 23
Ординаты линии *H*

№ точки		$Q_m = A - \sum_1^{m-1} w$	<i>M_n</i>	<i>M_{n-1}</i>	<i>Q_m</i> ^λ	Ордината линии влия- ния распора
0	0	—	—			0,000
1	2,5	286,370	715,925			0,224
	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

§ 43. Определение ядровых моментов от постоянной нагрузки. Ядровые моменты определяются для сечений №№ 2, 4, 5, 6, 8 и 10.

Так как ось параболической арки совпадает с кривой давления от равномерно распределенной нагрузки, то

$$M_{\text{я}} = \frac{H \cdot e}{\cos \varphi},$$

где $e = 37,4$ см — расстояние от оси до ядровой точки.

Величина распора H от постоянной нагрузки

$$H = p\omega = 3\,640 \cdot 44,80 = 162\,635 \text{ кг};$$

$$M_{\text{я}} = 3\,640 \cdot \frac{44,80}{\cos \varphi} \cdot 0,374;$$

при этом величина

$$\frac{44,80}{\cos \varphi} \cdot 0,374$$

есть площадь линии влияния момента.

Т а б л и ц а 24

Ядровые моменты от постоянной нагрузки

№ сечения	Площадь линии влияния M м^2	Ядровый момент $M_{\text{я}}$ в $\text{кг} \cdot \text{м}$
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

§ 44. Определение ядровых моментов от временной нагрузки. Расчет моментов от временной нагрузки производится по линиям влияния ядровых моментов.

Ординаты линий влияния для различных положений груза исчисляются по формуле

$$M = M_o - H_y;$$

при положении груза над моментной точкой

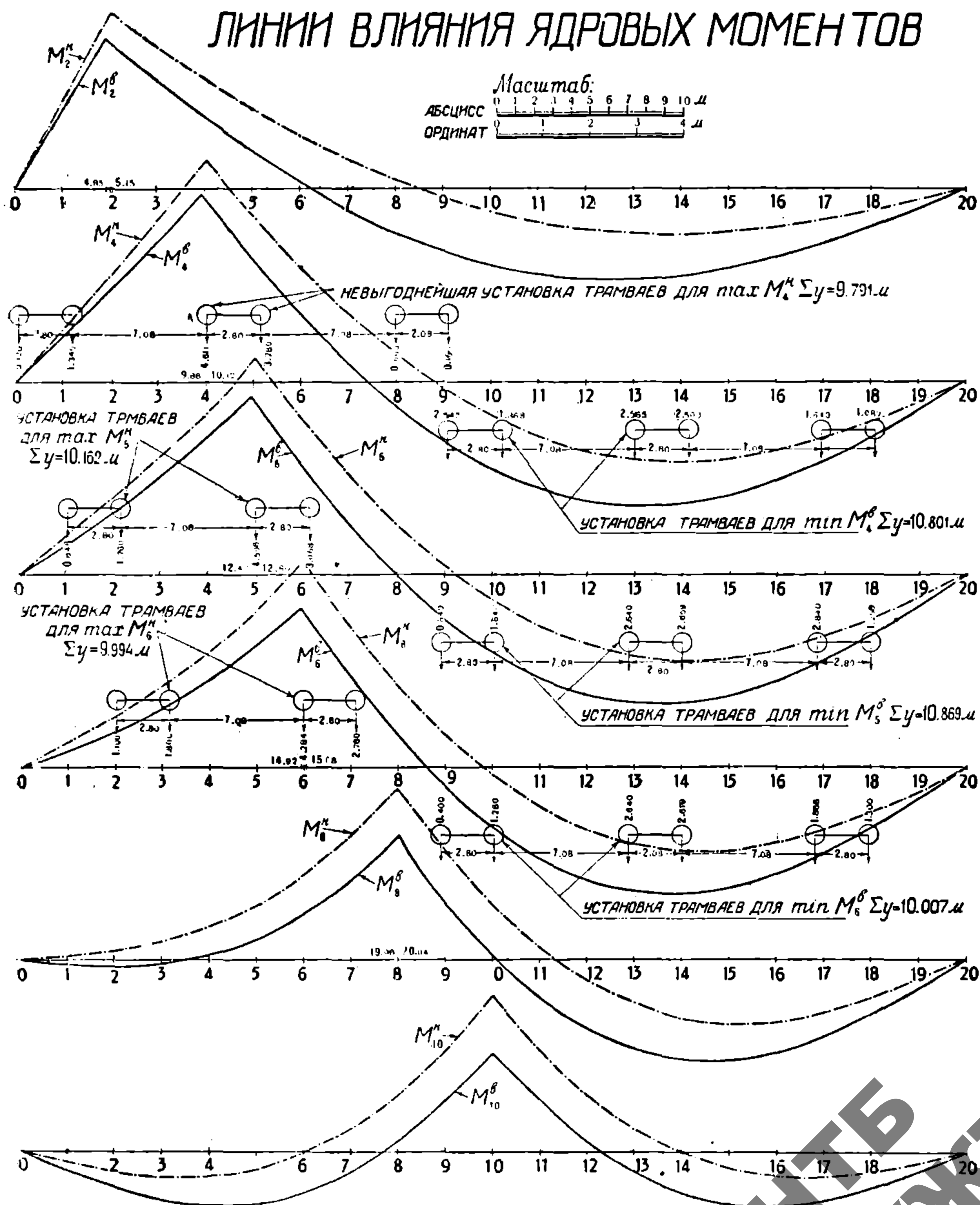
$$M_o = \frac{x(l-x)}{l};$$

для остальных положений груза ординаты изменяются по прямой.

Величина H берется по линии влияния.

Линии влияния ядровых моментов построены для сечений 2, 4, 5, 6, 8, 10 (фиг. 66).

Вычисления ординат произведены в таблицах 25—30.



Т а б л и ц а 25

Ординаты линий влияния ядровых моментов для 2-го сечения

Расстоя- ние груза от левой опоры <i>x</i>	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	<i>x</i> = 4,85		<i>y</i> = 2,87	<i>x</i> = 5,15		<i>y</i> = 2,18
	<i>M_o</i>	<i>Hy_o</i>	<i>M_o</i>	<i>M_o</i>	<i>Hy_n</i>	<i>M_n</i>
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
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	2,479	— 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	0,000	0,000	— 0,000	0,000	0,000	— 0,000

Т а б л и ц а 26

Ординаты линий влияния ядровых моментов для 4-го сечения

Расстоя- ние груза от левой опоры м	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x = 9,88$		$y = 4,83$	$x = 10,12$		$y = 4,13$
	M_o	M_{y_o}	M_o	M_o	M_{y_n}	M_n
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0 000
	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
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
	5,484	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	— 2,528	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	0,000	0,000	— 0,000	0,000	0,000	— 0,000

Т а б л и ц а 27

Ординаты линий влияния ядровых моментов для 5-го сечения

Расстоя- ние груза $P=1$ от ле- вой опоры x	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x = 12,40$		$y = 5,61$	$x = 12,60$		$y = 4,89$
	M_o	$Hу_о$	$M_о$	M_o	$Hу_n$	M_n
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,5	1,830	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	6,906	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	0,000	0,000	— 0,000	0,000	0,000	— 0,000

ТАБЛИЦА 28

Ординаты линий влияния ядровых моментов для 6-го сечения

Расстояние груза $P=1$ от левой опоры x	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x = 14,92$		$y = 6,24$	$x = 15,08$		$y = 5,51$
	M_o	$H y_o$	M_o	M_o	$H y_n$	M_n
0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
2,5	1,754	1,393	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	5,510	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	7,598	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	0,00	0,000	— 0,000	0,000	0,000	— 0,000

Т а б л и ц а 29

Ординаты линий влияния ядровых моментов для 8-го сечения

Расстоя- ние груза $P=1$ от опоры x	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	$x = 19,96$		$y = 7,09$	$x = 20,04$		$y = 6,35$
	M_o	Hy_o	M_o	M_o	Hy_n	M_n
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
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	9,426	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
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	2,934	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	0,000	0,000	— 0,000	0,000	0,000	— 0,000

Т а б л и ц а 30

Ординаты линий влияния ядровых моментов для 10-го сечения

Расстояние гру за $P=1$ м	Верхняя ядровая точка			Нижняя ядровая точка		
	25,0		$y = 7,37$	$x = 25,00$		$y = 6,63$
	M_n	$H y_n$	M_n	M_n	$H y_n$	M_n
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
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
23,5	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 (табл. 24). Величина отрицательного участка линии влияния определяется как площадь параболического сегмента, положительная — как разность полной и отрицательных площадей.

Эквивалентные нагрузки для загрузки отрицательных участков взяты по таблицам НКПС для параболических линий влияния, для положительных — как для треугольных линий влияния; и те и другие с установленным ранее коэффициентом поперечной установки 0,550.

Вычисленные величины ядровых моментов от загрузки автомобилями приведены в таблице 31 (см. стр. 142).

Расчет ядровых моментов от загрузки трамваями производится по линиям влияния путем вычисления ординат, находящихся под грузами.

Т а б л и ц а 31

Ядровые моменты от загрузки автомобилями

Сечение	Моментная точка	Полная площадь влияния $\omega = \omega_1 + \omega_2$	Отрицательный момент				Положительный момент			
			Площадь влияния — ω_1	Длина загрузки λ	Эквивал. нагрузка k кг./м	$\min M$ кг.м	Площадь влияния — ω_2	Длина загрузки λ	Эквивал. нагрузка k	$\max M$ кг.м
2	Верхняя	— 18,39	— 42,80	34,4	1 210	— 51 788	24,41	15,6	1 630	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	56 922
	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	— 2.586	2.15,1	1 550	— 16 616	27,47	19,8	1 585	43 540

Невыгоднейшие установки трамваев показаны на фиг. 66, там же указаны и величины ординат под грузами. По предыдущим вычислениям давление на среднюю арку от каждой оси трамвайного вагона

$D_1 = 6,416 \text{ т.}$

Тогда $M = D_1 \Sigma y$.

Вычисления, произведенные для наиболее опасных сечений 4-го, 5-го и 6-го, помещены в таблице 32 (см. стр. 143).

Произведенные вычисления показывают, что нагрузка автомобилями более опасна. Величины ядровых моментов от полной вертикальной нагрузки приведены в таблице 33 (см. стр. 143).

Т а б л и ц а 32

Ядровые моменты от загрузки трамваями (в кг·м)

Сечение	Моментная точка	Наибольший момент		Наименьший момент	
		Σy	$\max M_n$	Σy	$\min M_n$
4	Верхняя	—	—	10,801	— 69 299
	Нижняя	9,791	62819	—	—
	Верхняя	—	—	10,869	— 69 736
	Нижняя	10,162	65199	—	—
6	Верхняя	—	—	10,007	— 64 205
	Нижняя	9,964	64122	—	—

Т а б л и ц а 33

Ядровые моменты от полной вертикальной нагрузки (в кг·м)

Сечение	Моментная точка	Постоянная нагрузка	Временная нагрузка		Полная нагрузка	
			$M_{\max}$	$M_{\min}$	$M_{\max}$	$M_{\min}$
2	Верхняя	— 66 940	+ 41000	— 51 788	— 25 931	— 118 728
	Нижняя	+ 66 940	+ 57440	— 24 276	+ 124 380	+ 42 664
4	Верхняя	— 64 392	+ 57696	— 69 069	— 6 696	— 133 461
	Нижняя	+ 64 392	+ 74675	— 42 658	+ 139 067	+ 21 734
5	Верхняя	— 63 336	+ 56922	— 70 490	— 6 414	— 133 826
	Нижняя	+ 63 336	+ 75276	— 43 561	+ 138 612	+ 19 770
6	Верхняя	— 62 572	+ 51046	— 66 960	— 11 526	— 129 532
	Нижняя	+ 62 572	+ 70502	— 42 775	+ 133 074	+ 19 797
8	Верхняя	— 61 406	+ 30492	— 63 251	— 30 914	— 124 657
	Нижняя	+ 61 406	+ 52476	— 29 173	+ 113 882	+ 32 233
10	Верхняя	— 60 970	+ 21165	— 44 968	— 39 805	— 105 928
	Нижняя	+ 60 970	+ 43540	— 16 616	+ 104 510	+ 44 354

§ 45. Расчет напряжений от вертикальной нагрузки. На основании табл. 33 может быть построена эпюра наибольших и наименьших ядровых моментов для верхней и нижней точек. В случае, если сечение арки переменное, то по этой эпюре могут быть определены места

теоретического обрыва горизонтальных листов, совершенно аналогично тому, как это делается в сплошных баллах (см. § 1).

В данном случае ввиду незначительного колебания наибольших значений моментов сечение арки принято постоянное. По табл. 33 устанавливаем, что наиболее опасным сечением при расчете на вертикальную нагрузку является 4-е сечение.

Для расчета верхних волокон более напряженных, чем нижние, имеем расчетные моменты

$$\max M_a = 139\,067 \text{ кг} \cdot \text{м},$$

$$\min M_a = 21\,737 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Наибольшие напряжения в верхнем волокне

$$\sigma = \frac{M_a}{W} = \frac{13\,906\,700}{15\,473} = 906 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемое напряжение

$$R = \frac{1\,300}{1 - \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 22,2} \left(1 - \frac{21\,737}{139\,067} \right)} = 950 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка напряжений в других сечениях очевидно излишня.

§ 46. Определение ядровых моментов от изменения температуры.

Для определения амплитуды колебаний температуры принимаем в качестве низшего предела -20°C , высшего $+40^\circ \text{C}$; температуру сборки моста — в среднем $+10^\circ$. Тогда наибольшая величина отклонения будет $\pm 30^\circ \text{C}$.

Величина распора от колебания температуры

$$H = \frac{E \alpha t l J_{br}}{\int y^2 ds}$$

Здесь $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$ — модуль упругости,

$\alpha = 0,000012$ — коэффициент линейного расширения,

$$E_1 = 25 \text{ кг/см}^2,$$

$$t = \pm 30,$$

$$l = 50 \text{ м},$$

$$J_{br} = 985\,310 \text{ см}^4,$$

$$\int y^2 ds = \frac{\lambda}{6} \sum w_m y_m,$$

НТБ
ДНУЖТ

где $\lambda = 2,5$ м — длина панели;

$$\sum y_m w_m = 3\,192,15\text{ м}^2$$

по предыдущим подсчетам.

Таким образом

$$H = \pm \frac{25 \cdot 30 \cdot 5\,000 \cdot 985\,310}{\frac{250}{-6} \cdot 31\,921\,500} = \pm 2\,778\text{ кг}.$$

Величины ядровых моментов, исчисленные по формуле

$$M_{я} = \pm Hy_{я},$$

указаны в таблице 34.

Т а б л и ц а 34

Ядровые моменты от вертикальной нагрузки и температуры (в кг·м)

Сечение	Моментная точка	Момент от температуры		Полный момент	
		y	$\pm Hy$	max M	min M
2	Верхн.	2,86	7 945	17 987	— 126 673
	Нижн.	2,18	6 056	+ 130 436	+ 36 608
4	Верхн.	4,83	13 418	+ 6 722	— 146 879
	Нижн.	4,13	11 473	+ 150 540	+ 10 261
	Верхн.	5,61	15 585	+ 9 171	— 149 411
	Нижн.	4,89	13 584	+ 152 196	+ 6 186
6	Верхн.	6,24	17 335	+ 5 809	— 146 870
	Нижн.	5,51	15 307	+ 148 381	+ 4 490
8	Верхн.	7,09	19 696	— 11 218	— 144 353
	Нижн.	6,35	17 640	+ 131 522	+ 14 593
10	Верхн.	7,87	20 474	— 19 231	— 126 412
	Нижн.	6,63	18 418	+ 122 928	+ 25 936

От совместного действия вертикальной нагрузки и температуры наиболее напряженным является сечение 5.

Для верхнего волокна

$$\max M_{я} = 152\,196\text{ кг·м}, \min M_{я} = 6\,186\text{ кг·м}.$$

Расчетное напряжение

$$\sigma = \frac{15\,219\,600}{15\,473} = 985 \text{ кг·см}^2.$$

Допускаемое напряжение

$$R = \frac{1\,450}{1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 23,2} \left(1 - \frac{6\,186}{152\,196} \right)} = 1\,030 \text{ кг·см}^2.$$

Для нижнего волокна

$$\min M_0 = -149\,411 \text{ кг·м}; \max M_0 = 9\,171 \text{ кг·м}.$$

Существующее напряжение

$$\sigma = \frac{14\,941\,100}{15\,473} = 967 \text{ кг·см}^2.$$

Допускаемое напряжение

$$R = \frac{1\,450}{1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 30,0} \left(1 - \frac{9\,171}{149\,411} \right)} = 1\,020 \text{ кгс/м}^2.$$

Проверка напряжений в других сечениях очевидно излишня.

§ 47. Заклепки в главных арках. Шаг поясных заклепок в арках устанавливается без расчета ввиду того, что скалывающая сила незначительна.

Число заклепок в стыках горизонтальных листов и уголков определяется обычным расчетом по сечению, который указан выше в § 20, и здесь поэтому опускается. Что же касается стыковых заклепок стенки арки, то расчет их производится для наиболее напряженного крайнего ряда методом, изложенным в § 28, 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 $\sigma n^{\text{доп}}$. Тогда усилие, приходящееся на крайний ряд заклепок, при вертикальном шаге, соответствующем этому ряду — a , равно

$$(a - d) \delta \varphi n^{\text{доп}}$$

При парных накладках опасным является смятие, а потому необходимое число заклепок в ряду:

$$k = \frac{(a - d) \delta \varphi n^{\text{доп}}}{d \delta 2 n^{\text{доп}}} = \frac{(a - d) \varphi}{2d}.$$

По § 43: $\varphi = 0,80$.

Для заклепок в уголке 140·140·14 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:

$$k = \frac{(8 - 2,4) \cdot 0,80}{2 \cdot 2,4} = 0,9 \text{ закл.}$$

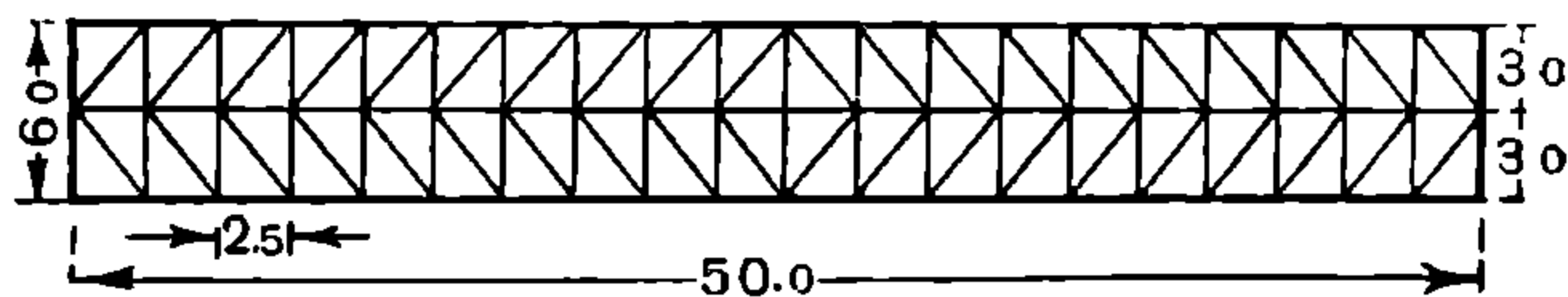
Принято 2.

§ 48. Расчет связей между арками. Связи между арками состоят из распорок во всю высоту арок, расположенных нормально к оси арки в местах расположения стоек, и диагоналей в плоскости нижнего пояса арки, составляющих с распорками ветровую ферму полураскосного типа (фиг. 67).

Между средними арками связей не имеется, так что в плане имеются две ветровых фермы, каждая из которых связывает в полураскосную систему три крайних арки.

Для расчета ветровых ферм полагаем, что при ветре справа работает правая ферма, при ветре слева — левая.

Согласно последнему проекту норм НКПС, продольные связи между арками рекомендуется рассчитывать как защемленные фермы. Но, имея в виду,



Фиг. 67.

что в таких фермах величина поперечной силы лишь незначительно отличается от таковой в простых балочных фермах, и считаясь с общей приближенностью расчета, в данном случае усилия в диагоналях и распорках определяем как для простой балочной фермы.

Так как в плоскости проезжей части ввиду наличия жесткой плиты особых ветровых связей не предположено, то считаем, что продольные связи между арками работают на полную ветровую нагрузку.

По Т.У. при единичном давлении ветра давление $w = 250 \text{ кг/м}^2$, давление на ферму в ключе арок

$$v_0 = 250 (1,028 + 0,65) = 420 \text{ кг/п м};$$

здесь 0,65 м высота проезжей части.

В пятах имеем высоту арки по вертикали

$$\frac{1,058}{\cos \varphi_0} = 1,20 \text{ м};$$

высота проезжей части и прогона

$$h_1 \cong 0,80 \text{ м};$$

высота стойки шириной 0,2 м, отнесенная к 1 п. м, $h_2 = 0,2 \cdot 7 = 1,4 \text{ м}$;
давление ветра в пятах

$$v_1 = 250 (1,20 + 0,8 + 1,4) = 850 \text{ кг/м}.$$

Для промежуточных точек принимаем параболический закон изменения ветровой нагрузки, т. е.

$$v_x = v_1 - 4(v_1 - v_0) \frac{x(l-x)}{l^2}.$$

Схема горизонтальной проекции ветровой фермы показана на фиг. 67.

Усилия в элементах фермы определяем по их горизонтальным проекциям, считая, что усилие в наклонном стержне равно горизонтальной проекции, деленной на косинус угла наклона.

Диагонали двух опорных панелей предполагаются одинакового сечения. Наиболее напряженной является диагональ первой панели, которую и рассчитываем. Горизонтальная проекция усилия в первой диагонали равна

$$D = \frac{Q_1}{2} \frac{d_1}{\frac{b}{2}},$$

где

$$d_1 = \sqrt{\lambda^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2} = \sqrt{2,5^2 + 3^2} = 3,91 \text{ м}.$$

Поперечная сила в 1-й панели равна опорной реакции минус давление на 1-й узел:

$$Q_1 = \int_0^{\frac{l}{2}} v_x dx - \int_0^{\frac{\lambda}{2}} v_x dx = \int_{\frac{\lambda}{2}}^{\frac{l}{2}} v_x dx = v_0 \left(\frac{l-\lambda}{2} \right) + \\ + \frac{1}{3} (v_x - v_0) \frac{l-\lambda}{2} = 420 \cdot 23,75 + (808 - 420) \frac{23,75}{6} = 11500 \text{ кг}^1).$$

¹⁾ Здесь $v_x = 850 - 4 \cdot 430 \cdot \frac{1 \cdot 25 \cdot 48,75}{2 \cdot 500} = 808 \text{ кг/м}.$

$$D' = \frac{11\,500}{2} \cdot \frac{3,91}{3} = 7\,520 \text{ кг.}$$

Действительная длина диагонали

$$d = \sqrt{\Delta s_1^2 + \left(\frac{b}{2}\right)^2} = \sqrt{2,83^2 + 3^2} = 4,13 \text{ м.}$$

Усилие в диагонали

$$D = D' \frac{d}{d_1} = 7\,520 \cdot \frac{4,13}{3,91} = 7\,950 \text{ кг.}$$

Допускаемое напряжение для диагонали

$$R = \frac{1\,500}{1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 50}} = 1\,140 \text{ кг/см}^2.$$

Так как $\min D = 0$ (при отсутствии ветра), то второй множитель в знаменателе равен 1.

Диагональ состоит из 4 уголков $100 \cdot 100 \cdot 10 \text{ мм.}$

$$\omega_{br} = 4 \cdot 19,17 = 76,74 \text{ см}^4; \quad J_{\min} = 4 \cdot 328,7 = 1\,314,8 \text{ см}^4;$$

$$r = 4,15; \quad \frac{l}{r} = \frac{413}{4,15} = 100; \quad \varphi = 0,52; \quad \varphi n^{\text{доп.}} = 593 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетное напряжение

$$n = \frac{7\,950}{76,74} = 104 \text{ кг/см}^2.$$

Остальные диагонали, начиная с 3-й, имеют крестовое сечение из 4 уголков $90 \cdot 90 \cdot 10 \text{ мм.}$

Поперечная сила 3-й панели

$$Q = v_0 \left(\frac{l - 5\lambda}{2} \right) + (v_x - v_1) \frac{l - 7\lambda}{6} = 420 \cdot 18,75 + 241 \cdot \frac{18,75}{6} = 8\,620 \text{ кг.}$$

$$D' = \frac{8\,620}{2} \cdot \frac{3,91}{3} = 5\,600 \text{ кг.}$$

Действительная длина диагонали

$$d = \sqrt{2,71^2 + 3^2} = 4,04 \text{ м,}$$

НТБ
ДНУЖТ

Действительное усилие

$$D = 5\,600 \cdot \frac{4,04}{3,91} = 5\,800 \text{ к.}$$

Допускаемое напряжение

$$R = 1\,140 \text{ кг/см}^2.$$

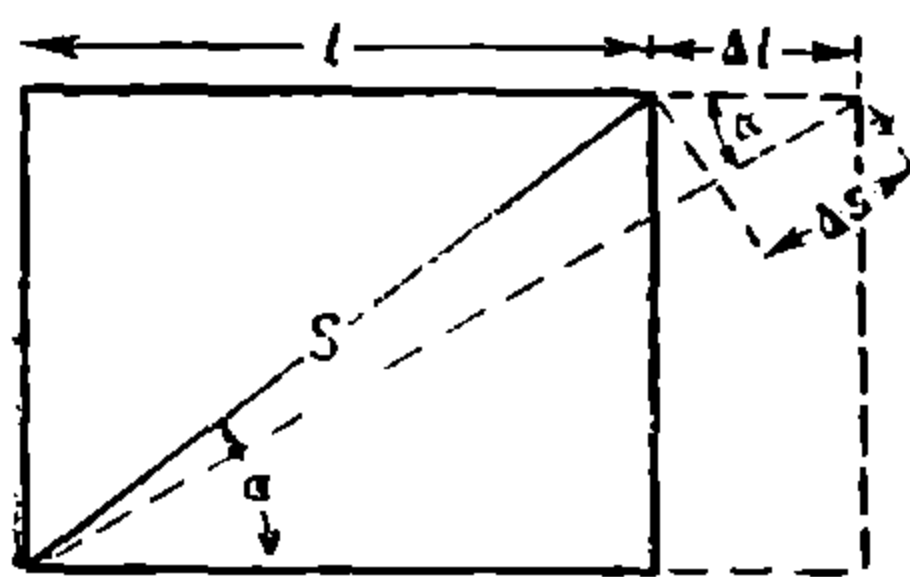
Наименьший момент инерции

$$J_{\min} = 4 \cdot 241 = 964 \text{ см}^4; \quad \omega = 4 \cdot 17,37 = 68,74 \text{ см}^2; \quad r = 3,72 \text{ см};$$

$$\frac{l}{r} = \frac{404}{3,72} = 109; \quad \varphi = 0,44; \quad \varphi n^{\text{доп.}} = 490 \text{ кг/см}^2.$$

$$n = \frac{5\,800}{68,74} = 85 \text{ кг/см}^2.$$

Дополнительные напряжения в диагоналях связей от укорочения нижнего пояса арки определяются в данном случае не как для полураскосной, а как для простой раскосной фермы, имея в виду наличие промежуточной фермы. Очевидно, наиболее опасны эти напряжения будут для диагоналей 3-й панели, так как для предыдущих — сечение больше, а усилия и деформации арки меньше, для последующих же диагоналей сечения взяты с большим запасом.



Фиг. 68.

Дополнительное напряжение в диагонали от деформации пояса определяется на основании следующих соображений.

Если длина пояса до деформации l , а диагонали s , после же деформации соответственно $l + \Delta l$, $s + \Delta s$, то удлинение диагонали при условии, что распорки не изменили своей длины, по фиг. 68 равно:

$$\Delta s = \Delta l \cos \alpha.$$

Тогда относительное удлинение и напряжение в диагонали:

$$\frac{\Delta s}{s} = \frac{\Delta l \cos \alpha}{\frac{l}{\cos \alpha}} = \frac{\Delta l}{l} \cos^2 \alpha;$$

и

$$n_{\text{диаг.}} = n_{\text{пояса}} \cdot \cos^2 \alpha.$$

Расчетный ядровый момент для верхней точки сечения 3 от полной вертикальной нагрузки определяем интерполяцией по табл. 33 § 44.

$$M_n^0 = \frac{118\,728 + 133\,461}{2} = 126\,095 \text{ кг·м.}$$

Напряжения по длине пояса 3-й панели принимаем как для сечения 3-го арки, т. е.

$$n = \frac{M_a^o}{W_n} = \frac{126\,095}{15\,473} = 816 \text{ кг/см}^2.$$

$$\cos \alpha = \frac{2,71}{4,04} = 0,672.$$

Напряжения в диагонали:

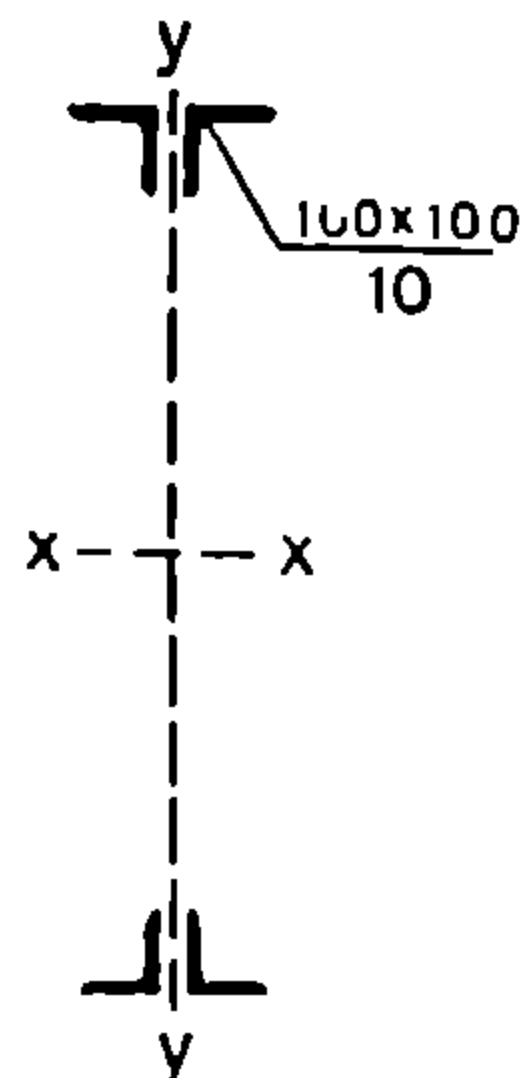
$$n' = 816 \cdot 0,672 = 357 \text{ кг/см}^2.$$

Полное напряжение в диагонали:

$$n + n' = 85 + 357 = 442 \text{ кг/см}^2 < 490.$$

Опорная стойка (распорка) имеет сечение из 4 уголков 100 100 · 10 мм (фиг. 69). Так как ветровые связи расположены в плоскости нижней ветви, то в расчет принимаются лишь 2 нижних уголка. Продольный изгиб распорки опасен в плоскости связей, так как в нормальном к ней направлении нижние уголки удерживаются от изгиба верхними уголками, с которыми они связаны. Усилие в распорке

$$\begin{aligned} V_1 &= -A = -\left[r_0 \frac{l}{2} + \frac{1}{6} (r_1 - r_0) l \right] = \\ &= -1\,420 \cdot 25 + \left(\frac{430}{6} \cdot 50 \right) = -14\,080 \text{ кг}. \end{aligned}$$



Фиг. 69.

Допускаемое напряжение

$$R = 1\,140 \text{ кг/см}^2.$$

$$J_{xx} = 2 \cdot 375 = 750 \text{ см}^4; \quad \omega = 2 \cdot 19,17 = 38,34 \text{ см}^2;$$

$$\rho = \sqrt{\frac{750}{38,34}} = 4,41 \text{ см}; \quad \frac{l}{\rho} = \frac{300}{4,41} = 68.$$

$$\varphi = 0,70; \quad \varphi R = 0,70 \cdot 1\,140 = 798 \text{ кг/см}^2;$$

$$n = \frac{1\,480}{38,34} = 366 \text{ кг/см}^2.$$

Остальные распорки состоят из 4 уголков 80 · 80 · 8 мм причем в расчет вводится только нижняя ветвь.

Усилие в наиболее напряженной 2-й распорке

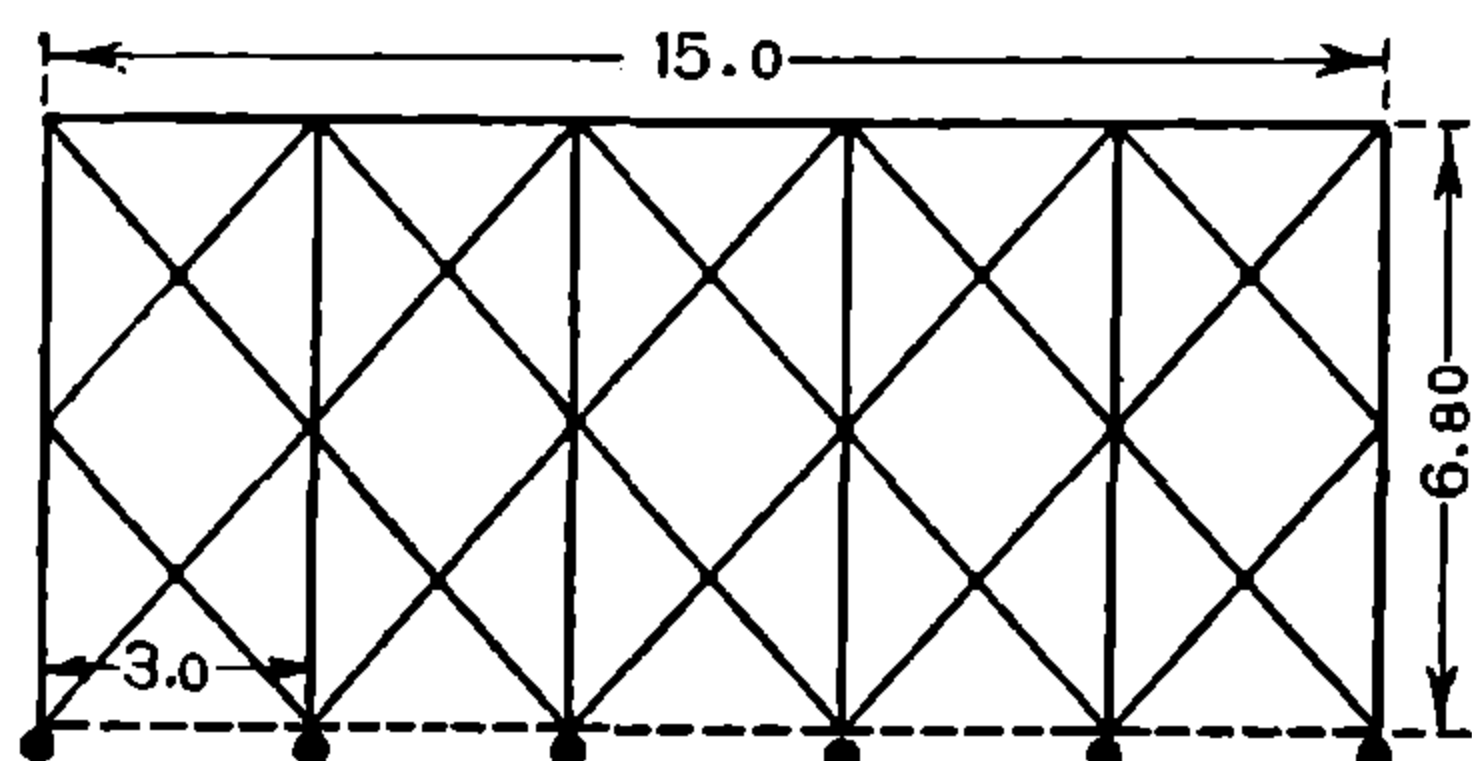
$$V_2 = \frac{1}{2} Q_1 = -\frac{1}{2} 11\,500 = -5\,650 \text{ кг}.$$

$$J_x = 2 \cdot 158,7 = 317,4 \text{ см}^4; \quad \omega = 2 \cdot 12,27 = 24,54 \text{ см}^2;$$

$$\rho = \sqrt{\frac{317,4}{24,54}} = 3,6 \text{ см}; \quad \frac{l}{\rho} = \frac{300}{3,6} = 83; \quad \varphi = 0,63; \quad \varphi R = 718 \text{ кг/см}^2;$$

$$n = \frac{5850}{24,54} = 238 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка напряжений от ветра в арках не производится на основании следующих соображений: 1) при большой ширине моста эти



Фиг. 70.

напряжения не могут быть велики и очевидно не превысят той прибавки в допускаемых напряжениях, какую мы имеем по Т.У

2) ветровые связи расположены в поверхности нижнего пояса, менее напряженного, чем верхний.

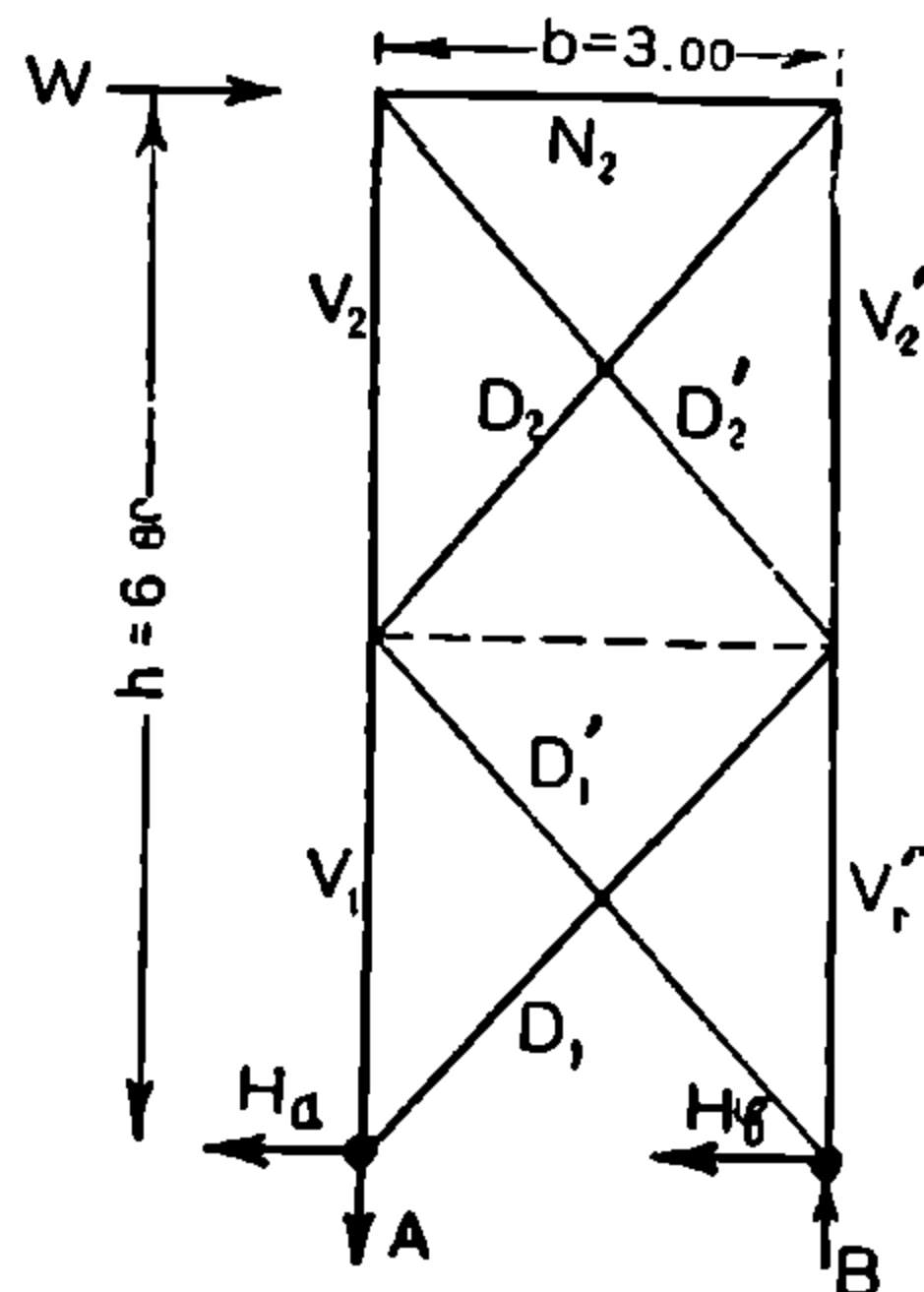
§ 49. Расчет опорной рамы.

Для придания мосту надлежащей жесткости в поперечном направлении опорные стойки соединяются в жесткую опорную раму; схема

ее указана на фиг. 70. Нижние распорки расположены не в плоскости рамы, а нормально к оси арки, поэтому лучше считать, что они в состав рамы не входят.

Рама может быть рассчитана на боковое давление ветра на проезжую часть. Ввиду малой величины действующих сил точный расчет рамы представляется излишним. В запас прочности, который весьма полезен для жесткости моста, предположим, что при ветре слева работает лишь одна левая панель, при ветре справа — одна правая; принимая высоту проезжей части 0,8 м, имеем силу давления ветра на раму

$$W = 250 \cdot 0,8 \cdot 25 = 5000 \text{ кг.}$$



Фиг. 71.

Пренебрегая, как обычно, упругим укорочением распорки, имеем (фиг. 71):

$$H_a = H_b = \frac{W}{2} = 2500 \text{ кг.}$$

$$B = -A = \frac{H_h}{b} = \frac{5000 \cdot 6,8}{3} = 11300 \text{ кг.}$$

Усилия в нижних элементах

$$D_1 = \frac{Hd}{b} = \frac{2500 \cdot 4,53}{3} = 3780 \text{ кг};$$

$$D_1' = -D_1;$$

здесь

$$d = \sqrt{3^2 + 3,4^2} = 4,53 \text{ м};$$

$$V_1 = A - D \frac{h}{2d} = 11300 - 3780 \cdot \frac{3,4}{4,53} = 8500 \text{ кг};$$

$$V_1' = -V_1.$$

Усилия в верхних элементах

$$D_2 = -D_2' = \frac{W}{2} \frac{d}{b} = 3780 \text{ кг};$$

$$V_2 \quad V_2' = \frac{W}{2} \frac{h}{2b} = \frac{5000 \cdot 3,4}{2 \cdot 3} = 2835 \text{ кг};$$

$$N_2 = \frac{W}{2} = 2500 \text{ кг}; \quad N_1 = 0.$$

Стойки рамы исполнены одинакового сечения.

Усилие в стойке от вертикальной нагрузки по предыдущим расчетам

$$V_k = \frac{1}{2} P + K = 4000 + 7350 = 11350 \text{ кг}.$$

Полное усилие

$$V = V_k + V_w = 11350 + 8500 = 19850 \text{ кг}.$$

Сечение стойки принято из 4 уголков $100 \cdot 100 \cdot 10 \text{ мм}$, листа — $220 \cdot 8 \text{ мм}$ и двух прокладок $100 \cdot 8 \text{ мм}$ (фиг. 72).

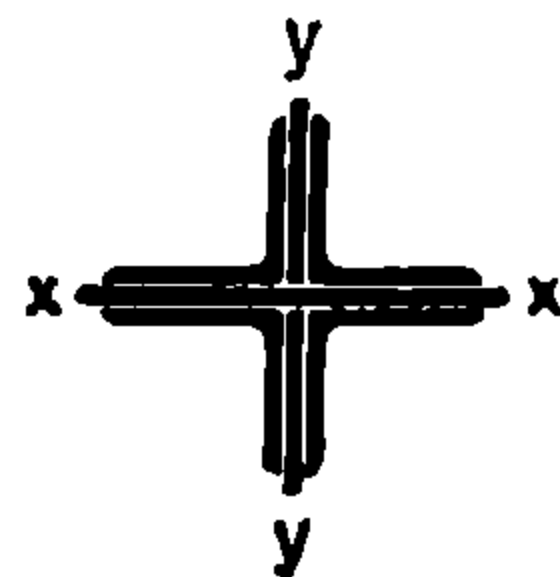
Наиболее опасным является изгиб в плоскости ферм.

Соответствующий момент инерции

$$J_{yy} = 4 \cdot 375 + 2 \frac{0,8^3 \cdot 10}{12} + \frac{2840}{4} = 2210 \text{ см}^4;$$

$$\omega = 4 \cdot 19,17 + 0,822 + 0,8 \cdot 20 = 110,48 \text{ см}^2;$$

$$\rho = \sqrt{\frac{2210}{110,48}} = 4,48 \text{ см}.$$



Фиг. 72.

Свободная длина на продольный изгиб в плоскости ферм

$$l = 680 \text{ см}; \quad \frac{l}{\rho} = 152; \quad \varphi = 0,19.$$

Допускаемое напряжение

$$R = \frac{1\,500}{1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 2,5} \left(1 - \frac{4\,000}{19\,855}\right)} = 1\,015 \text{ кг/см}^2;$$

$$\varphi \cdot R = 0,19 \cdot 1\,015 = 193 \text{ кг/см}^2.$$

Существующее напряжение

$$n = \frac{19\,850}{110,48} = 180 \text{ кг/см}^2.$$

Раскосы приняты крестового сечения из 2 уголков 100 100 10. мм.
Наименьший момент инерции и площадь

$$J = 2 \cdot 280 = 560 \text{ см}^4;$$

$$\omega = 2 \cdot 19,17 = 38,34 \text{ см}^2;$$

$$r = \sqrt{\frac{560}{38,34}} = 3,82 \text{ см.}$$

Основное допускаемое напряжение

$$R = \frac{1\,500}{1 + \frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot 50}} = 1\,140 \text{ кг/см}^2.$$

Свободная длина элемента

$$l = 4,53 \text{ м}; \quad \frac{l}{r} = 119; \quad \varphi = 0,36;$$

$$\varphi \cdot R = 0,36 \cdot 1\,140 = 410 \text{ кг/см}^2.$$

Существующее напряжение

$$n = \frac{3\,780}{38,34} = 99 \text{ кг/см}^2.$$

В качестве верхней распорки служит поперечная балка, проверку напряжений в которой считаем излишней, так как: 1) она исполнена того же сечения, что и балки в пролете, а от вертикальной нагрузки напряжена меньше; 2) от продольного изгиба она обеспечена железобетонной плитой.

Расчет шарниров арки опускаем, так как он по существу ничем не отличается от расчета опорных частей балочных ферм, рассмотренного в примере 3.

ЧАСТЬ ВТОРАЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

НТБ
ДНУЖТ

НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА ТРЕТЬЯ

ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 5. Составление эскиза железобетонного путепровода

§ 50. Первый вариант. Балочный мост. Путепровод должен быть построен через 2 пути железной дороги. Основное требование проектирования — наименьшая высота путепровода и подходов к нему. Полотно железной дороги проходит в выемке глубиной 2 м (фиг. 73).

Путепровод предназначается для шоссе с двухпутным движением. Нагрузка средняя (II разряд по нормам НКПС 1921 г.). Ширину моста (между перилами) определяем следующими подсчетами. Ширина каждого грузовика 2,3 м, зазор между ними 0,4 м. Оставляя зазоры по 0,5 м между кузовами и перилами, получим ширину моста 6,0 м. Чтобы кузова грузовиков не могли задеть за перила, края полотна поднимаем одиночными откосами на 20 см (фиг. 73 б).

Ширина приподнятой полосы должна быть больше

$$\frac{1}{2} (2,3 - 1,6) = 0,35 \text{ м.}$$

Принято 0,50 м, чтобы она могла служить тротуаром. Ширина чистого проезда должна быть больше

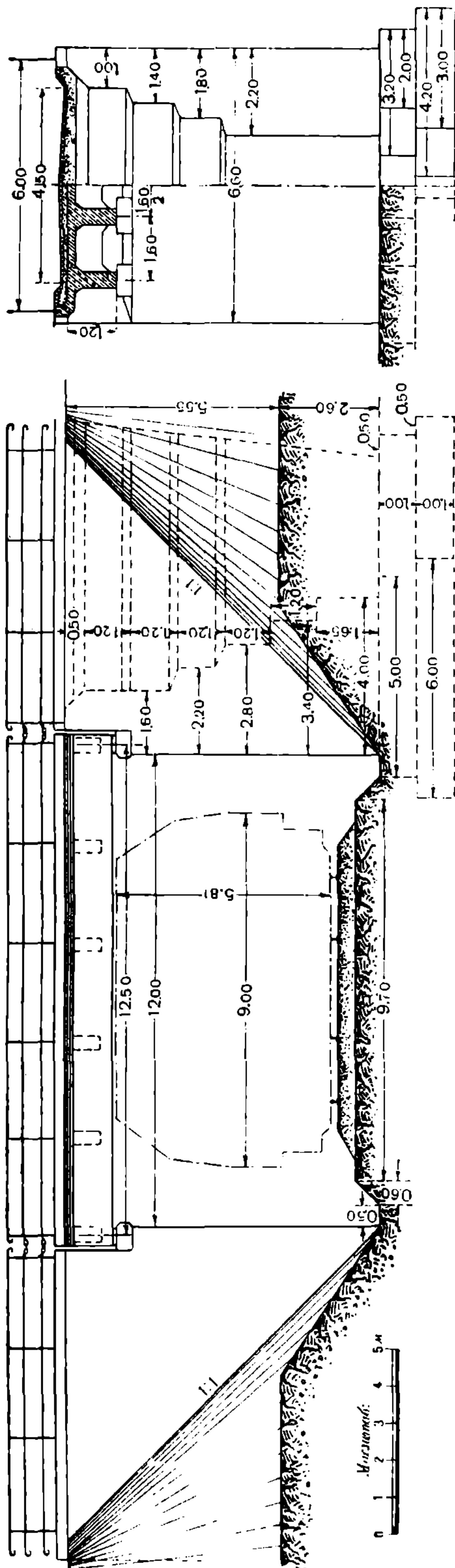
$$2 \cdot 1,6 + 0,4 + 0,70 = 4,3 \text{ м.}$$

Принято 4,5 м¹⁾.

В качестве одежды полотна выбираем щебеночную кору, которая удобно ремонтируется одновременно с ремонтом всего прилегающего участка шоссе. Верхней поверхности даем поперечный уклон около 2‰, принимая толщину щебеночного слоя по оси моста 20 см и у тротуаров 15 см. Продольный уклон принят также 2‰ в обе стороны от середины.

Простейшим решением является балочный мост (фиг. 73), который и рассмотрим в качестве первого варианта.

¹⁾ По стандартным габаритам НКПС 1927 г. для двухпутных мостов со слабым автомобильным и пешеходным движением ширина чистого проезда должна быть 4,5 м и тротуаров по 0,50 м (см. Приложение VIII).



Φ_{12} . 73 a.

Для определения по данному отверстию расчетного пролета можно воспользоваться эмпирической формулой

Для данного случая имеем
 $l = 1,03 \quad 12 + 0,40 = 12,7 \text{ м.}$

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. 75), 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 балок. 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 1,6 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 4 ребрах (фиг. 73). Обращаясь к данным практики, можно определить расстояние между ребрами c по эмпирической формуле

$$c = 0,8 + 0,07 l.$$

Для данного случая

$$c = 0,8 + 0,07 \cdot 12,5 = 1,67 \text{ м},$$

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 складывается из веса щебеночной одежды толщиной $\approx 0,2$ м, $p = 2000 \cdot 0,2 = 400 \text{ кг/м}^2$ и собственного веса плиты, толщину коей вместе с изоляцией и смазкой примем 20 см, $g = 2400 \cdot 0,2 = 480 \text{ кг/см}^2$. Изгибающий момент от постоянной нагрузки

$$M_p = \frac{(p + g)l^2}{8} = \frac{880 \cdot 1,6^2}{8} = 282 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Временную нагрузку принимаем в виде парового катка 9 т с ударным коэффициентом $\mu = 1,3$ *. Давление заднего колеса $P = 3 \text{ т}$. Наибольший изгибающий момент

$$M_k = \mu \frac{Pl}{4} = 1,3 \frac{3000 \cdot 1,6}{4} = 1560 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Полный момент

$$M_{\max} = 1842 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

* Значение динамического коэффициента по нормам 1929 г. см. приложение V.

Так как плита работает как неразрезная балка, то по Т. У. можно принять положительный момент по середине ее пролета и отрицательный на опоре:

$$M = 0,7 M_{\max} = 0,7 \cdot 1842 = 1290 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

Для плиты предполагаем применить бетон марки 3 $\left(1:2\frac{1}{2}:5\right)$ с допускаемым напряжением $n^{\text{доп}} = 35 \text{ кг/см}^2$. Бетон марки 2 дороже, требует большей тщательности работы и больше арматуры.

Для толщины плиты d при $n = 35 \text{ кг/см}^2$ и $n_f = 900 \text{ кг/см}^2$ *) имеем по табл. XX:

$$d - a = 0,420 \sqrt{\frac{129000}{100}} = 15,1 \text{ см.}$$

Величину a назначаем по конструктивным соображениям $a = 2,9 \text{ см}$. Тогда $d = 18 \text{ см}$.

Для площади железа имеем:

$$f = 0,00302 \sqrt{129000 \cdot 100} = 10,85 \text{ см}^2;$$

примем 10 стержней диаметром 12 мм $\left(\infty \frac{1}{2}\right)$, площадью 11,31 см².

Эту арматуру по середине 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 $\left(\frac{5}{16}\right)$ на метр

Для определения размеров ребер вычисляем наибольший изгибающий момент.

Постоянная нагрузка на ребро складывается из веса ездового полотна и плиты $p = 1,6 \cdot 880 = 1400 \text{ кг/м}$ и собственного веса ребра, ширину которого принимаем, руководствуясь общеупотребительными размерами, $b_1 = 0,40 \text{ м}$ и высоту $h_2 = 0,80 \text{ м}$ (полная высота с плитой $h = 1 \text{ м} = \frac{1}{12,5} l$)

$$g = 0,4 \cdot 0,8 \cdot 2400 = 770 \text{ кг/м.}$$

Момент от постоянной нагрузки

$$M = (p + g) \frac{l^2}{8} = 2170 \cdot \frac{12,5^2}{8} = 42300 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

*) По нормам 1929 г. $n_f = 1100 \text{ кг/см}^2$.

НТБ
ДНУЖТ

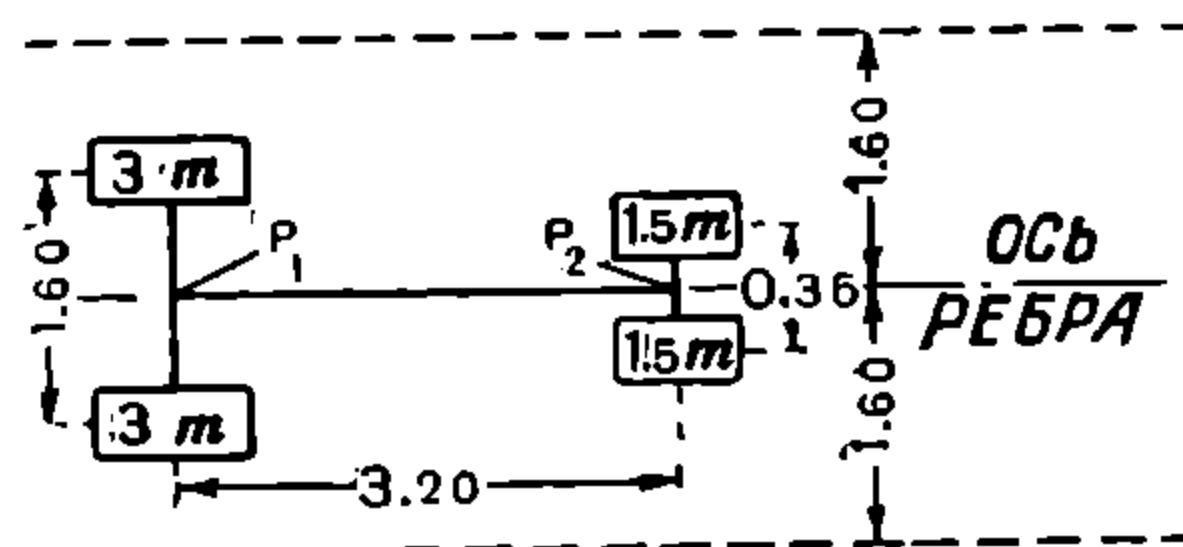
Временная нагрузка — каток весом 9 т *. Наибольшее давление на ребро будет при расположении оси катка над осью ребра (фиг. 74). Давление зад-



$$P_1 = 2 \cdot \frac{0,8}{1,6} \cdot 3 = 3 \text{ m},$$

передней

$$P_2 = 2 \cdot \frac{1,6 - 0,425}{1,6} \cdot 1,5 = 2,2 \text{ м.}$$



Фиг. 74.

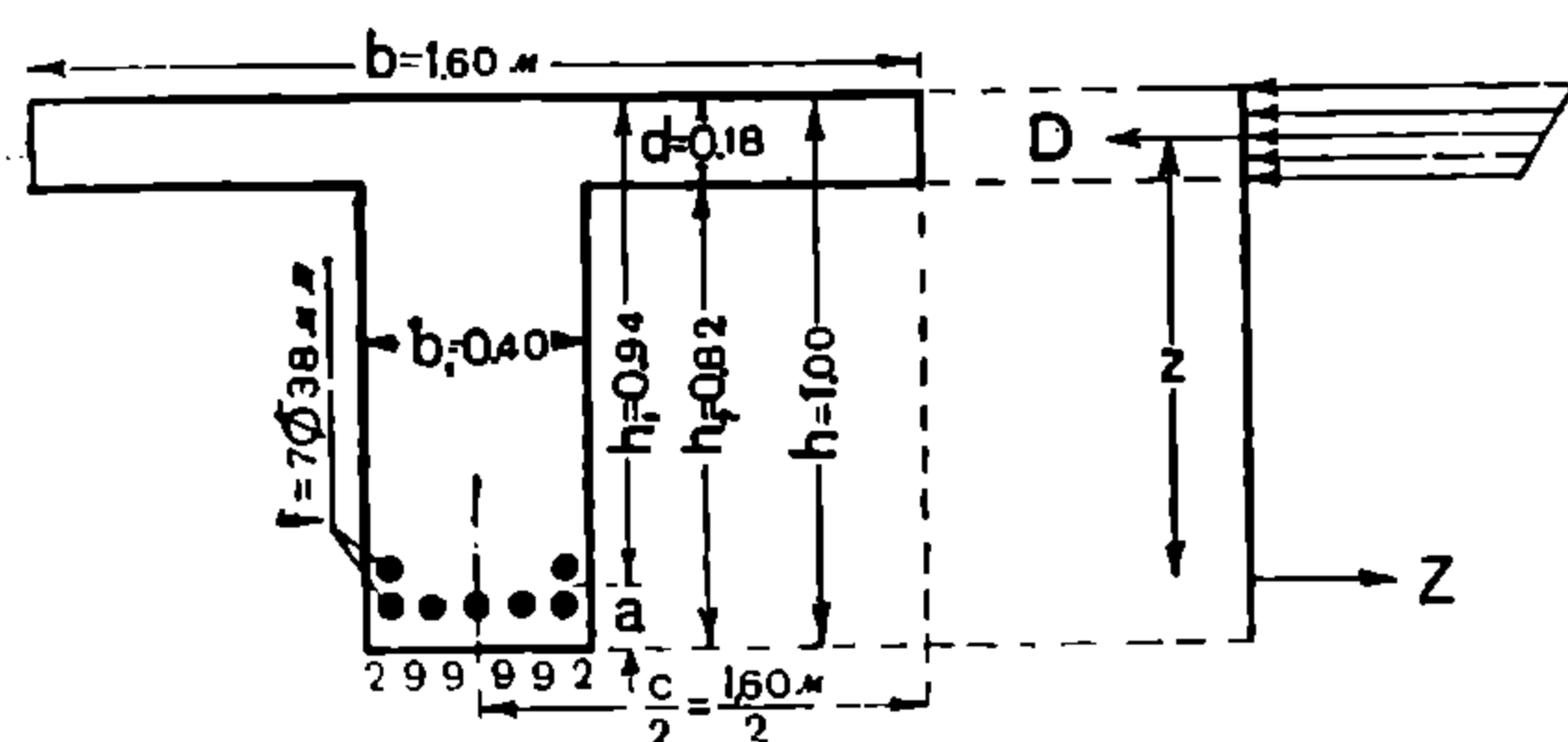
Наибольший момент для середины пролета с учетом ударности

$$M = 1,3 \cdot \frac{3,00 \cdot 6,25 + 2,2 \cdot (6,25 - 3,2)}{12,5} \cdot 6,25 = 16,55 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Полный момент

$$M = 42\,300 \pm 16\,550 = 58\,850 \text{ кл.м.}$$

Главная балка имеет тавровое сечение (фиг. 75).



Фиг. 75.

Высоту его $h_1 = h - a$ определяем из условия, что момент внутренней пары равен моменту внешних сил

$$Dz = Zz = M.$$

Величину определяем приближенно, пренебрегая сжимающими напряжениями в ребре и считая, что центр сжа-

тия бетона совпадает с серединой плиты. Тогда $z = h_1 - \frac{d}{2}$.

Напряжение в крайних фибрах бетона должно быть $n \leq 35 \text{ кг/см}^2$, среднее напряжение в плите можно принять около $25-30 \text{ кг/см}^2$.

Примем 27 кг/см^2 .

Тогда $D = 27 \cdot 160 \cdot 18 = 69\,000$ кв.

$$h_1 - \frac{d}{2} = \frac{5\,885\,000}{69\,000} = 85 \text{ cm}; \quad h_1 = 94 \text{ cm}.$$

Принимая $a = 6$ см, получим полную высоту $h = 1,00$ м.

Площадь арматуры

$$f = \frac{M}{zn_f} = \frac{5\,885\,000}{86 \cdot 900} = 76 \text{ cm}^2.$$

Нормами 1927 г. каток не предусматривается (см. Приложение II).

Назначаем 7 стержней $d = 38 \text{ мм} \left(1\frac{1}{2}''\right)$, площадью $f = 79,39 \text{ см}^2$.

Располагаем их в 2 ряда: 5 в нижнем и 2 в верхнем (фиг. 75).

Необходимая ширина ребра b_1 :

5 стержней по 38 мм	190 мм
4 промежутка по 38 мм	152
Удвоенное расстояние крайнего стержня до внешней поверхности 2·20	40 "
В с е г о	$b_1 = 382 \text{ мм}$

Принято $b_1 = 40 \text{ см}$.

Сравнивая сечение плиты и ребра, имеем:

$$b_1 h_2 = 0,4 \cdot 0,84 = 0,336 \text{ м}^2;$$

$$dc = 0,16 \cdot 1,6 = 0,256 \text{ м}^2.$$

Следовательно, расстояние между ребрами с 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 стержней 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 посередине пролета, равной определенной выше величине $M_{\max}$ (фиг. 76).

Наибольший момент, выдерживаемый сечением, — M' считаем приблизительно пропорциональным числу стержней, т. е. $M' = n^{\text{доп}} k f_0 \sigma$, где k — число стержней, f_0 — площадь одного стержня.

Для 7 стержней $M = 900 \cdot 86 \cdot 11,34 \cdot 7 = 6\,150\,000 \text{ кг} \cdot \text{см}$
5 $5 = 4\,400\,000$
3 $3 = 2\,635\,000$

Откладывая эти величины на эпюре моментов, определим места возможного отгиба стержней.

Эпюру наибольших поперечных сил строим по двум ординатам: на опоре и в середине пролета. Это достаточно точно, ибо эпюрах Q очень мало отличается от прямой.

Для опорного сечения от постоянной нагрузки

$$Q_p = \frac{2170 \cdot 12,5}{2} = 13\,560 \text{ кг}.$$

От временной нагрузки $\max Q$ будет при расположении заднего барабана над опорой

$$Q_k = 1,3 \left(3,0 + 2,2 \frac{12,5 - 3,2}{12,5} \right) = 6,03 \text{ т} = 6\,030 \text{ кг}.$$

От полной нагрузки

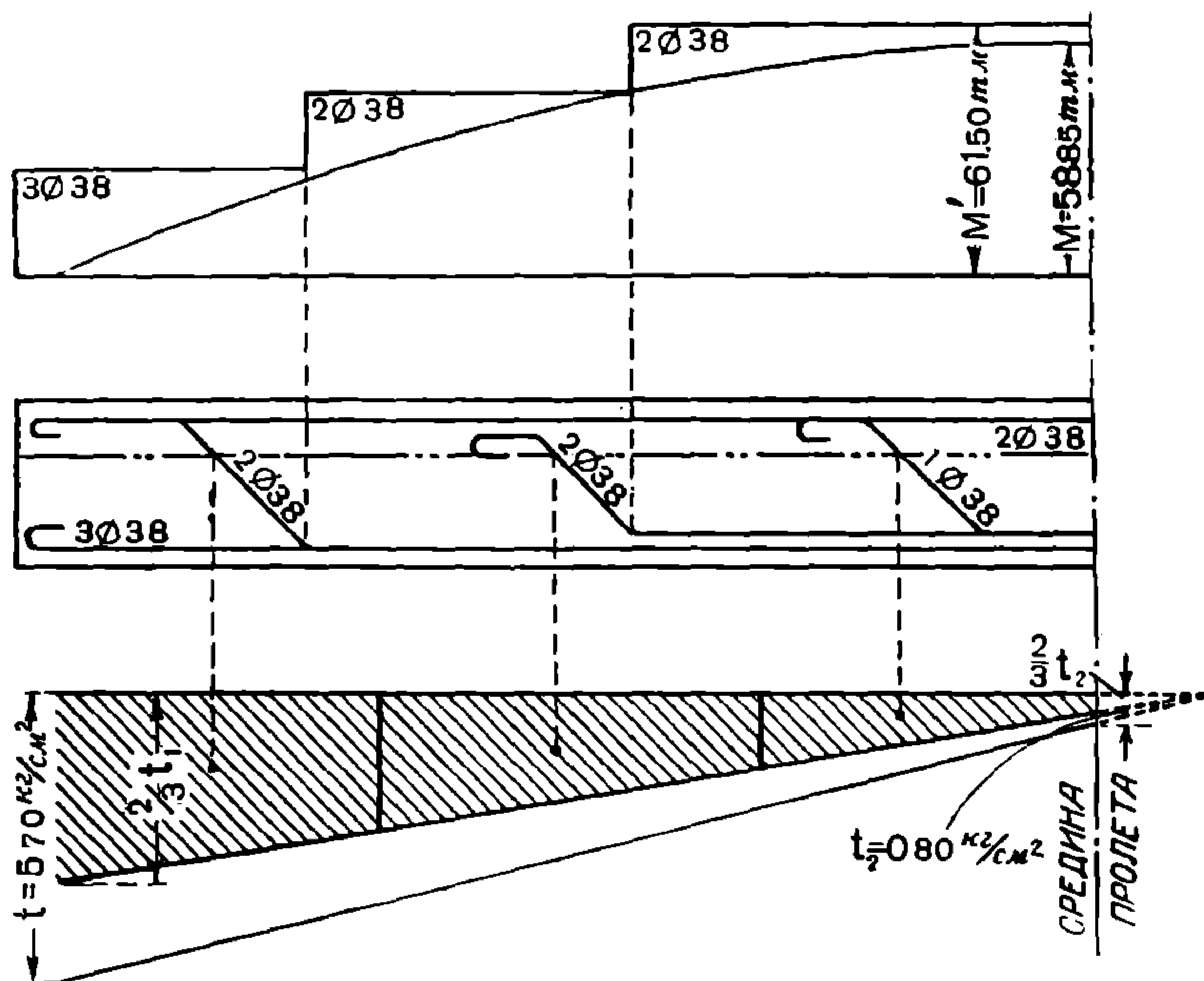
$$Q = 19\,590 \text{ кг}.$$

Для середины пролета

$$Q_p = 0;$$

$$Q_k = 1,3 \frac{3,0 \cdot 6,25 + 2,2 \cdot (6,25 - 3,2)}{12,5} = 2,65 \text{ т} = 2\,650 \text{ кг}$$

при расположении заднего барабана над сечением.



Фиг. 76.

Наибольшие скалывающие напряжения на опоре

$$t_1 = \frac{19\,590}{40 \cdot 86} = 5,7 \text{ кг/см}^2.$$

Посредине пролета

$$t_2 = \frac{2\,650}{40 \cdot 86} = 0,8 \text{ кг/см}^2.$$

Сумма косых растягивающих напряжений, равных по абсолютной величине наибольшим скалывающим, для половины пролета

$$N = \frac{t_1 + t_2}{2} \cdot \frac{l}{2\sqrt{2}} \cdot b_1 = \frac{5,7 + 0,8}{2} \cdot \frac{625}{1,41} \cdot 40 = 58\,100 \text{ кг}.$$

По Т. У считаем, что $\frac{2}{3}$ растягивающих напряжений воспринимается отогнутыми стержнями*. Число стержней $d = 38$ см:

$$k = \frac{2}{3} \frac{N}{h_1 f_0} = \frac{2}{3} \cdot \frac{58100}{900 \cdot 11,34} = 3,79 \approx 4 \text{ шт.}$$

По эпюре моментов мы предполагаем отогнуть 4 нижних стержня, но близ середины пролета отгиб произвести нельзя, поэтому здесь придется поставить дополнительный стержень. Всего, таким образом, имеем 5 наклонных стержней. Известным построением или вычислением разбиваем эпюру скалывающих напряжений на 5 равновеликих трапеций. Нижние стержни для симметрии отгибаем попарно (фиг. 76). Места отгиба стержней определятся путем пересечения вертикалей, проходящих через центры тяжести соответствующих трапеций с нейтральной осью. Расстояние нейтральной оси x от верха сечения определится при сохранении ранее сделанных допущений о положении центра сжатия по уравнению:

$$bd \left(x - \frac{d}{2} \right) = mf (h_1 - x),$$

или

$$\frac{mf h_1 + \frac{bd^2}{2}}{bd + mf} = \frac{15 \cdot 79,39 \cdot 94 + \frac{160 \cdot 16^2}{2}}{16 \cdot 160 + 15 \cdot 79,39} = 35 \text{ см.}$$

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 вообще в верхней части балки пропускаем во всю длину 2 монтажных стержня диаметром 38 см.

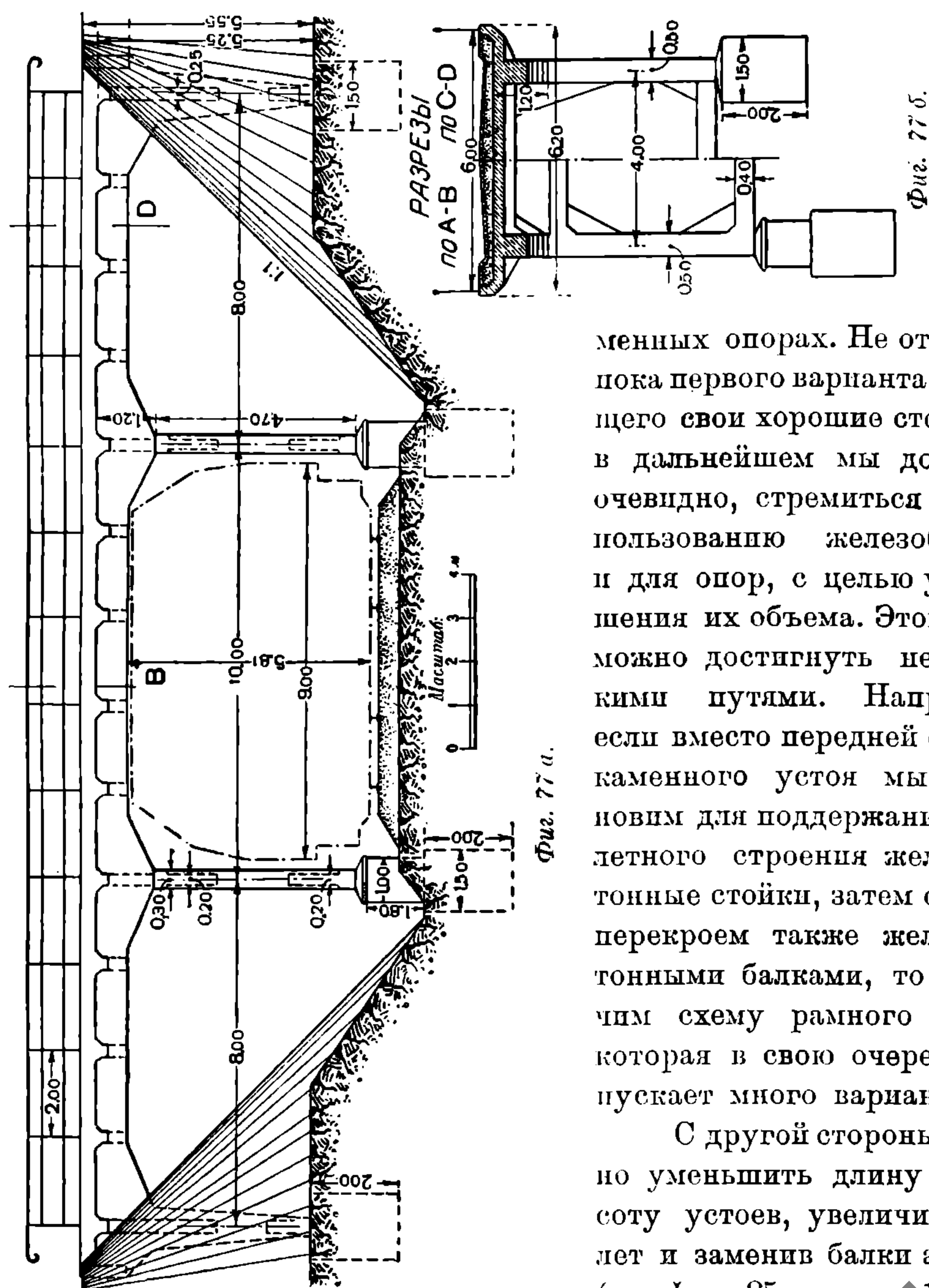
Произведенных подсчетов достаточно для полного выяснения конструкции пролетного строения.

Что касается устоев моста, то они в данном варианте ничем не отличаются от рассмотренного ранее типа устоя для моста с железными фермами (см. § 1). Поэтому, наметив по общим правилам очертание их, проверку прочности и устойчивости опускаем, но, вообще говоря, для составления эскиза ее следует произвести.

§ 51. Второй вариант. Рамный мост. Рассматривая первый вариант, можно установить, что мы почти на 50% заполнили материалом площадь трапеции, образованной полотном железной дороги, уровнем шоссе и откосами. Небольшой, сравнительно, просвет под мостом стесняет поле зрения машиниста, массивные, выдвинутые из

* Последние нормы 1929 г. см. Приложение V

откосов устои, очевидно, требуют 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 ка-



менных опорах. Не отвергая пока первого варианта, имеющего свои хорошие стороны, в дальнейшем мы должны, очевидно, стремиться к использованию железобетона и для опор, с целью уменьшения их объема. Этого возможно достигнуть несколькими путями. Например, если вместо передней стенки каменного устоя мы установим для поддержания пролетного строения железобетонные стойки, затем 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 (см. фиг. 85 на стр. 181).

Рассмотрим в качестве второго варианта рамный мост (фиг. 77а, б).

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 до 4 м, то средний пролет увеличится до 18 м, что сопряжено со значительным утяжелением ригеля, а также и ног рамы и с увеличением конструктивной высоты. Лучше поэтому поддержать концы консолей колоннами, т. е. перейти к неразрезной трехпролетной раме. Для лучшей работы ригеля в этом случае желательно уже уравнивать все три пролета. Для этого средние стойки помещаем на бровке полотна (фиг. 77а). Тогда получаем 3 пролета — 8 м : 10 м : 8 м — соотношение достаточно благоприятное для неразрезной балки. 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 назначаем возможно большие свесы — по 1 м при расстоянии между рамами 4 м (фиг. 77 б). Это выгодно 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 возможно сделать достаточно жесткими; в данном случае мы укрепляем жесткость узлов угловыми консолями (фиг. 77 б). 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 мы предпочитаем шарнирное соединение всех стоек с фундаментами. Что касается соединений с ригелем, то для средних ног также предполагаем шарниры с целью избежать изгиба их; тогда для крайних ног неизбежно жесткое соединение с ригелем.

Плита проезжей части при расстоянии между рамами 4 м получает ребристую конструкцию. Расстояние между ребрами (поперечными балками) с назначаем так, чтобы оно целое число раз укладывалось как в средних, так и в крайних пролетах; тогда плита получает везде одинаковую толщину. Этому удовлетворяет $s = 1$ 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/м².

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

$$M=\frac{880 \cdot 2^2}{8}=440 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Временная нагрузка — в виде заднего барабана катка весом 3 т. Ширина обода = 40 см.

По Т. У., при толщине шоссе 20 см давление барабана распространяется на ширину плиты

$$b_1=40+2 \cdot 20+\frac{200}{3}=147 \text{ см} \cong 1,5 \text{ м}.$$

На ширину плиты 100 см, таким образом, передается давление

$$\frac{1}{1,5} 3=2 \text{ т}.$$

Ударный коэффициент — 1,3.

Изгибающий момент

$$M_k=1,3 \frac{2\,000 \cdot 2}{4}=1\,300 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Полный момент $M=1\,740$ кг·м, т. е. несколько меньше, чем в 1-м варианте. Сечение плиты принимаем одинаковое с первым вариантом.

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 $g=0,25 \cdot 0,24 \cdot 2\,400=144$ кг/м.

НТБ
ДНУЖТ

Полная постоянная нагрузка

$$p + g = 1\,904 \text{ кг/м.}$$

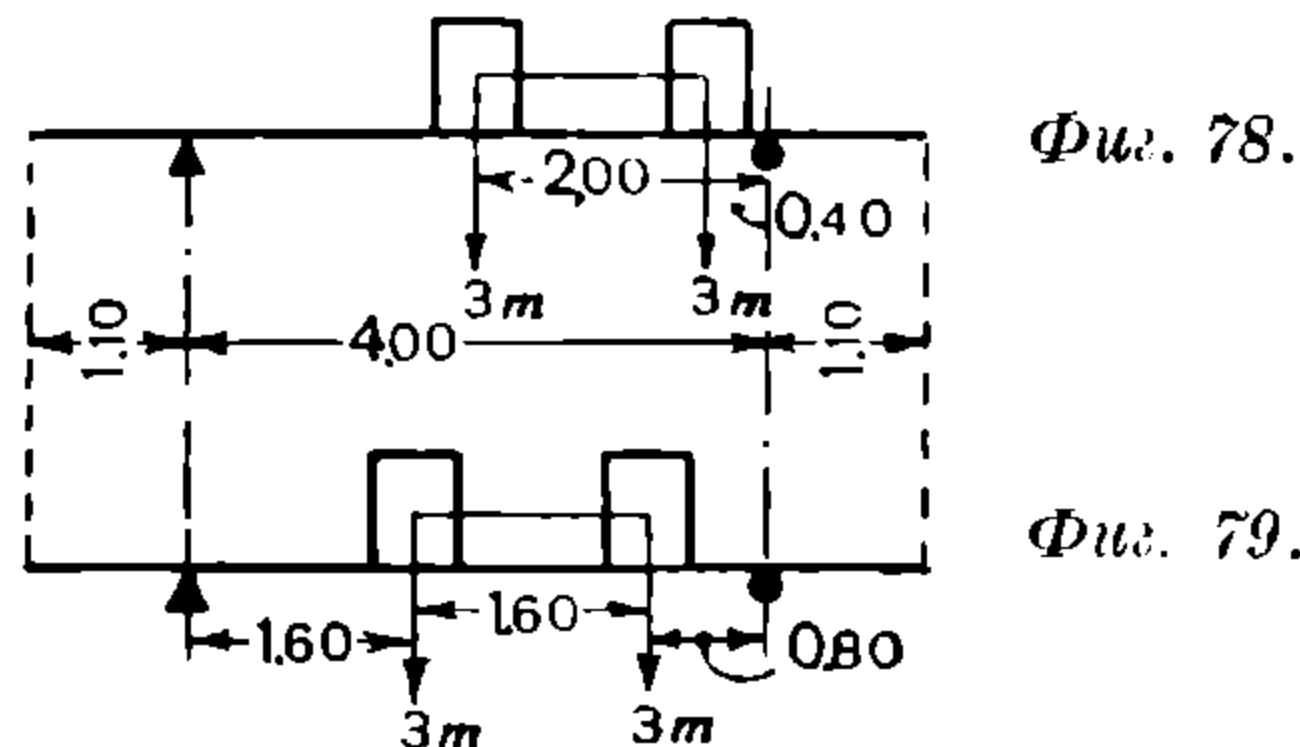
Считаясь с наличием неучтенных вутов и возможностью превышения расчетных размеров над принятыми, примем $p + g = 2\,000 \text{ кг/м.}$ Опорный момент (фиг. 78)

$$M_p = -\frac{2\,000 \cdot 1,1^2}{2} = -1\,210 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Посредине пролета

$$M_p = \frac{2\,000 \cdot 4^2}{8} - 1\,210 = 2\,790 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Временная нагрузка — в виде задней оси катка для положительного момента или толпы для отрицательного момента на опоре.



Для середины пролета момент от катка (фиг. 78)

$$M_k = \frac{3,0(2 + 0,4)}{4} \cdot 2 = 3,6 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Или с ударным коэффициентом 1,3

$$M'_k = 1,3 \cdot 3,6 = 4,68 \text{ т} \cdot \text{м} = 4\,680 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

От полной нагрузки

$$M = 7\,470 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Для определения абсолютного максимума момента устанавливаем каток в поперечном направлении по правилу Винклера: середина расстояния между равнодействующей и критическим грузом должна совпадать с серединой пролета, т. е. расстояние опасного сечения от левой опоры $x = \frac{l}{2} - \frac{s}{4} = 2 - \frac{1,6}{4} = 1,6 \text{ м}$ (фиг. 79).

Опорная реакция

$$A = 3 \left(\frac{2,4 + 0,8}{4} \right) = 2,4 \text{ т.}$$

НТБ
ДНУЖТ

Момент под грузом

$$M_k = Ax = 2,4 \cdot 1,6 = 3,84 \text{ т} \cdot \text{м},$$

или с ударным коэффициентом

$$M_k' = 1,3 \cdot 3,84 = 5,0 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Момент в данном сечении от постоянной нагрузки

$$M_p = \frac{2000}{2} \cdot 1,6 \cdot 2,4 = 1210 = 2630 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Полный момент

$$M = 5000 + 2630 = 7630 \text{ кг} \cdot \text{м},$$

т. е. больше, чем для середины пролета.

Наибольший по абсолютной величине опорный момент будет при загрузении консолей толпой 400 кг/м^2 с ударным коэффициентом $\alpha = 1,25$.

$$M_{\min} = -1,25 \cdot 400 \cdot 2 \frac{1,1^2}{2} = -605 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Полный момент на опоре

$$M = -(M_p + M_k) = -1815 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Поперечная балка имеет тавровое сечение (фиг. 80). 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 $\frac{1}{3} \cdot 4 \text{ м} \approx 1,3 \text{ м}$.

Тогда для сечений в пролете при $M = 7630 \text{ кг} \cdot \text{м}$, $[n] = 35 \text{ кг/см}^2$;

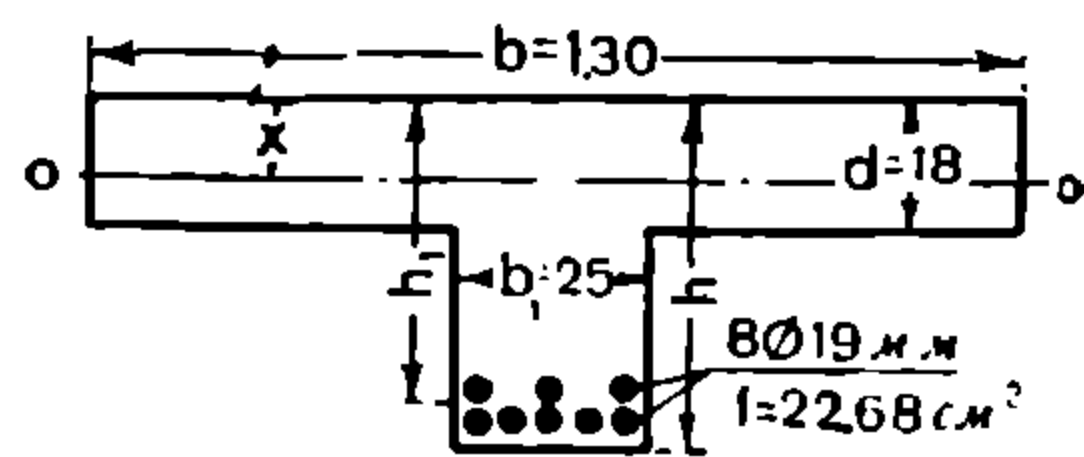
$$h - a = 0,420 \sqrt{\frac{763000}{130}} = 32,3 \text{ см};$$

$$x = 0,368 \cdot 32,3 = 12 \text{ см};$$

$$f = 0,00302 \sqrt{763000 \cdot 130} = 30,1 \text{ см}^2.$$

Полученные результаты нельзя признать удовлетворительными, так как получается слишком много железа, и в то же время высоту ребра, служащего распоркой между ребрами, желательно взять больше. Примем поэтому $[n] = 25 \text{ кг/см}^2$; тогда

$$h - a = 0,549 \sqrt{\frac{763000}{130}} = 42,3 \text{ см};$$



Фиг. 80.

$$x = 0,294 \cdot 42,3 = 12,6 \text{ см};$$

$$f = 0,00224 \sqrt{730\,000 \cdot 130} = 22,2 \text{ см}^2.$$

Примем 8 стержней диаметром 19 мм $\left(\frac{3}{4}''\right)$, площадью 22,68 см², расположенных в два ряда: 5 внизу и 3 вверху.

Ширина ребра b должна быть

$$b \geq 5 \cdot 1,9 + 4 \cdot 2,5 + 2,2 = 23,5 \text{ см}.$$

Принимаем $b = 25 \text{ см}$.

Устанавливаем таким образом, что, приняв допускаемое напряжение для бетона 25 кг/см² вместо 35, мы увеличили площадь бетона на 25 (42,3 — 32,3) = 250 см², но зато сэкономили в площади железа 30,1 — 22,2 = 7,9 см².

Полагая $a = 5,4 \text{ см}$, получим полную высоту балки $h = 48 \text{ см} = \frac{1}{8,3} \cdot l$.

Сечение на опоре имеет вид прямоугольника шириной $b = 25 \text{ см}$. Высоту определяем по опорному моменту $M = 1\,815 \text{ кг} \cdot \text{м}$.

При $[n] = 25 \text{ кг/см}^2$

$$h - a = 0,549 \sqrt{\frac{181\,500}{25}} = 46,7 \text{ см};$$

$$f = 0,00224 \sqrt{181\,500 \cdot 25} = 14,77 \text{ см}^2.$$

Принято $h = 60 \text{ см}$.

$$f = 14,18 \text{ см}^2 - 5 \text{ стержней } d = 19 \text{ мм}.$$

Наибольшая поперечная сила на опоре:
от постоянной нагрузки

$$Q_p = 2\,000 \cdot 2 = 4\,000 \text{ кг};$$

от временной при нахождении одного из грузов над опорой

$$Q_k = A_k = 1,3 \left(3 + 3 \cdot \frac{2,4}{4} \right) = 6,25 \text{ т} = 6\,250 \text{ кг};$$

$$Q = Q_p + Q_k = 10\,250 \text{ кг}.$$

Наибольшие скалывающие напряжения

$$t_1 = \frac{Q}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{10\,250}{25 (42,6 - 4,2)} = 10,7 \text{ кг/см}^2.$$

Для середины пролета

$$Q_k = 1,3 \cdot 3\,000 \left(\frac{2 + 0,4}{4} \right) = 2\,340 \text{ кг};$$

НТБ
ДНУЖТ

$$t_2 = \frac{2340}{25 \cdot (42,6 - 4,2)} = 2,44 \text{ кг/см}^2.$$

Сумма растягивающих напряжений на длине полупролета

$$N = \frac{10,7 + 2,44}{2} \cdot \frac{200}{\sqrt{2}} \cdot 25 = 23300 \text{ кг}.$$

Число наклонных стержней диаметром 19 мм

$$k = \frac{\frac{2}{3} \cdot 23300}{900 \cdot 2,835} = 6 \text{ шт.}$$

Отгибаем 5 стержней снизу и ставим 2 дополнительных.

Для определения размеров сечений ригеля и ног рамы вычислим изгибающие моменты, рассматривая ригель как трехпролетную неразрезную балку с упруго заделанными концами.

Постоянная нагрузка на ригель, передаваемая поперечными балками:

$$p = \frac{2000 \cdot 3,1}{2} = 3100 \text{ кг/м}.$$

Здесь 3,1 — 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

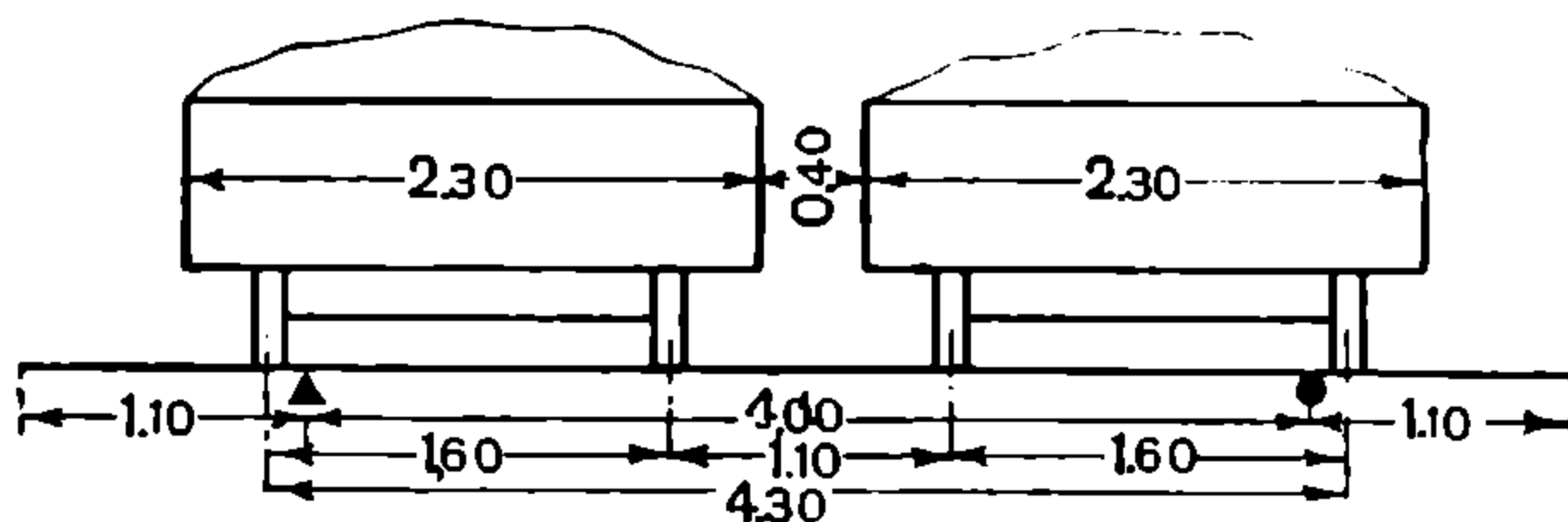
$$h' = 0,75 - 0,18 = 0,57 \text{ м};$$

вес

$$g = 2400 \cdot 0,50 \cdot 0,57 = 685 \text{ кг/м}.$$

Полную постоянную нагрузку принимаем $g = 3100 + 685 \cong 3800 \text{ кг/м}.$

Невыгоднейшая временная нагрузка: 2 встречных поезда автомобилей, которые устанавливаются симметрично относительно продольной оси моста (фиг. 81). На каждый ригель передается половина общего веса, т. е. для расчета следует брать табличную эквивалентную нагрузку с коэффициентом поперечной установки 0,5.



Фиг. 81.

Для нахождения опорных моментов при загрузке некоторой равномерной нагрузкой „ s “ воспользуемся уравнениями двух моментов

$$M_{n-1} k_n + M_n = - \frac{6\Omega_n b_n}{l_n^2}; \quad (a)$$

$$M_{n-1} + k'_n M_n = - \frac{6\Omega_n a_n}{l_n^2}. \quad (б)$$

Здесь k_n и k'_n — левое и правое фокусные отношения, определяемые формулами:

для левого фокуса

$$k_n = \frac{2(l_{n-1} + l_n)}{l_n} - \frac{1}{k_{n-1}} \frac{l_{n-1}}{l_n};$$

для правого

$$k'_n = \frac{2(l_n + l_{n+1})}{l_n} - \frac{1}{k'_{n+1}} \frac{l_{n+1}}{l_n}.$$

В данном случае фокусные отношения зависят от упругости крайних ног рамы, с которых и начинаем последовательное (слева) определение фокусов. Левый фокус левой ноги расположен в опорном шарнире, т. е.

$$k_0 = \infty.$$

Для упрощения расчета полагаем момент инерции ноги одинаковым с ригелем. Тогда при длине ноги $l_0 = 5,25$ м (фиг. 77а) определяем последовательно левые фокусные отношения пролетов ригеля:

$$k_1 = \frac{2(l_0 + l_1)}{l_1} = \frac{2 \cdot 13,25}{8} = 3,31;$$

$$k_2 = \frac{2 \cdot 18}{10} - \frac{1}{3,31} \cdot \frac{8}{10} = 3,36;$$

$$k_3 = \frac{2 \cdot 18}{8} - \frac{1}{3,36} \cdot \frac{10}{8} = 4,12.$$

Правые фокусные отношения, по симметрии рамы, равны:

$$k'_1 = 4,12; \quad k'_2 = 3,36; \quad k'_3 = 3,31.$$

При загрузке первого пролета некоторой равномерно распределенной нагрузкой s имеем:

$$\Omega_1 = \frac{s l_1^3}{12}, \quad b_1 = a_1 = \frac{l_1}{2}, \quad \frac{6\Omega b_1}{l_1^2} = \frac{6\Omega a_1}{l_1^2} = \frac{1}{4} s l_1^2.$$

* См. проф. В. И. Руднев, Строительная механика.

Уравнения (а) и (б) для первого пролета напишутся в виде:

$$3,31M_0 + M_1 = -\frac{s}{4} \cdot 8^2;$$

$$M_0 + 4,12 M_1 = -\frac{s}{4} \cdot 8^2.$$

Отсюда

$$M_0 = -3,92s, \quad M_1 = -2,93s.$$

Для правых пролетов

$$M_2 = -\frac{M_1}{k'_2} = \frac{2,93}{3,36}s = 0,87s, \quad M_3 = -\frac{M_2}{k'_3} = -0,26s.$$

При загрузке второго пролета по одному из уравнений (а) и (б)

$$M_1 = M_2 = -\frac{1}{4(k_2 + 1)} sl_2^2 = -\frac{10^2}{4 \cdot 4,36}s = -5,73s;$$

$$M_0 = M_3 = \frac{5,73}{3,31}s = 1,73s.$$

При загрузке третьего пролета моменты симметрично равны соответствующим случаю загрузки первого пролета.

Давление земли на ноги рамы не учитываем по незначительности влияния его.

Опорные моменты от постоянной нагрузки определим, положив $s = q$ и загрузив все три пролета; тогда

$$M_0 = M_3 = (-3,95 + 1,73 - 0,26) \cdot 3800 = -9420 \text{ кг} \cdot \text{м}$$

$$M_1 = M_2 = (-1,93 - 5,73 + 0,87) \cdot 3800 = -28600$$

Для определения наибольших по абсолютной величине моментов от временной нагрузки воспользуемся эквивалентными нагрузками.

Линии влияния опорных моментов имеют параболическую форму, а для моментов в пролете приближаются к виду треугольных.

По таблицам НКПС имеем для нагрузки поездом автомобилей второго разряда 1921 г. для параболических линий влияния величину эквивалентных нагрузок при длине загрузки 10 м — 2125 кг/м, при длине 8 м — 2122 кг/м, для треугольных линий влияния соответственно: 1420 и 1650 кг/м. Для упрощения расчета примем для всех случаев некоторую среднюю величину 1800 кг/м. Тогда при коэффициенте поперечной установки 0,5 и ударном 1,4 временная нагрузка получается равной

$$K = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 1800 = 1260 \text{ кг/м.}$$

Наибольший по абсолютной величине отрицательный момент на средней опоре будет при загрузении двух соседних пролетов

$$M_k = -(2,93 + 5,73) \cdot 1\,260 = -10\,910 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

От полной нагрузки

$$M_{\min} = -(29\,600 + 10\,910) = -40\,510 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

$M_{\max}$ от полной нагрузки будет, очевидно, также отрицательным.

На крайней опоре наибольший по абсолютной величине отрицательный момент от временной нагрузки будет при загрузении крайних пролетов

$$M_k = -(3,95 + 0,26) \cdot 1\,260 = -5\,300 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

От полной нагрузки

$$M_{\min} = -9\,450 - 5\,300 = -14\,750 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Для середины второго пролета положительный момент от постоянной нагрузки

$$M_q^c = \frac{ql^2}{8} + M_1 = \frac{3\,800 \cdot 10^2}{8} = 19\,600 \quad 17\,900 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

От временной нагрузки при загрузении среднего пролета

$$M_k^c = \frac{1\,260 \cdot 10^2}{8} - 5,73 \cdot 1\,260 = 8\,530 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

От полной нагрузки

$$M_{\max}^c = 17\,900 + 8\,530 = 26\,430 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Для середины крайнего (первого) пролета момент от постоянной нагрузки

$$M_p^c = \frac{3\,800 \cdot 8^2}{8} - \frac{9\,420 + 29\,600}{2} = 10\,890 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

От временной при загрузении крайних пролетов

$$M_k^c = \frac{1\,260 \cdot 8^2}{8} - \frac{3,95 + 2,39}{2} + \frac{0,87 - 0,26}{2} \cdot 1\,260 = 6\,144 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Полный момент

$$M_{\max}^c = 10\,890 + 6\,144 = 17\,034 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Подбор сечений ригеля начинаем со средней опоры. Задав ширину ребра 0,50 м и предполагая одиночную арматуру, определяем высоту расчетного прямоугольного сечения и количество арма-

туры, пользуясь таблицами (см. Приложение V) при допускаемых напряжениях бетона 35 кг/см^2 и железа 900 кг/см^2 :

$$h_1 = 0,420 \sqrt{\frac{4\,051\,000}{50}} = 119,5 \text{ см.}$$

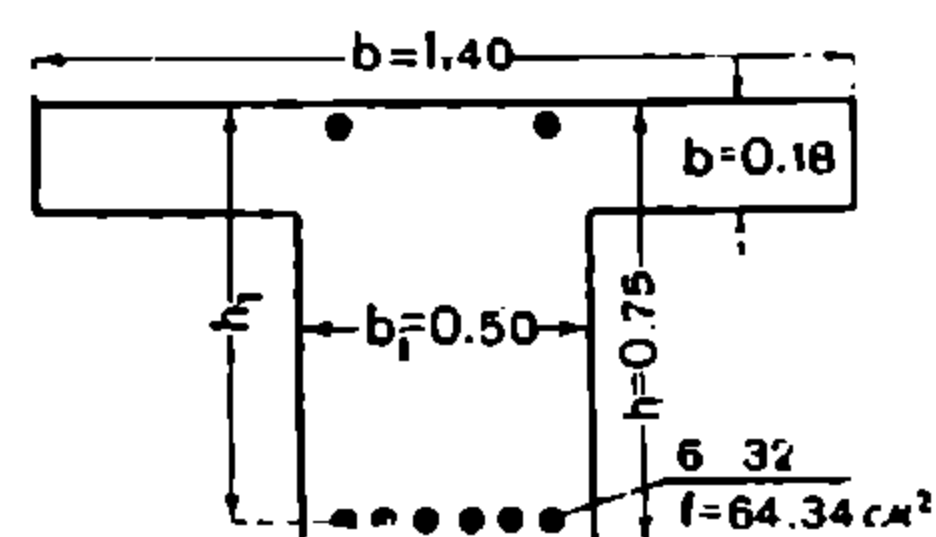
Принимаем полную высоту сечения 120 см , имея в виду поставить в сжатой части бетона (внизу) арматуру в виде нескольких изогнутых стержней (фиг. 83).

Количество растянутой арматуры

$$f = 0,00302 \sqrt{4\,051\,000 \cdot 50} = 43 \text{ см}^2.$$

Принимаем с запасом (ввиду несколько уменьшенной против расчета высоты сечения) 6 стержней диаметром 32 мм $1\frac{1}{4}''$, общей

площадью $6 \cdot 8,042 = 48,25 \text{ см}^2$. Внизу в сжатой части бетона на случай появления положительного момента от осадки опоры и для связи при помощи хомутов арматуры устанавливаем 2 изогнутых стержня того же диаметра.



Фиг. 82.

Для середины среднего пролета ригель имеет тавровое сечение (фиг. 82). Ширина плиты по верху $b = 140 \text{ см}$, ширина ребра — 50 см . Приблизительно намеченная высота $h = 75 \text{ см}$. При толщине плиты $d = 18 \text{ см}$ и расстоянии центра тяжести растянутой арматуры от нижней поверхности ребра a приблизительно 4 см , плечо внутренней пары приблизительно

$$z = h - a - \frac{d}{2} = 75 - 4 - 9 = 62 \text{ см.}$$

Количество арматуры

$$f = \frac{M}{z [n_r]} = \frac{26\,430}{62 \cdot 900} = 47,2 \text{ см}^2.$$

Принимаем 6 стержней диаметром 32 мм , площадью $48,25 \text{ см}^2$.

Среднее напряжение в бетоне

$$n = \frac{M}{bdz} = \frac{26\,430}{62 \cdot 140 \cdot 18} = 17 \text{ кг/см}^2.$$

Места отгиба стержней наметим по эпюре скалывающих напряжений, относя построение эпюр наибольших и наименьших моментов и согласование с ними отгиба стержней к детальному проектированию.

Эпюра наибольших поперечных сил для неразрезной балки незначительно отличается от таковой для простой балки.

Поэтому ограничимся вычислением Q и t для опорных сечений и середин пролетов в предположении, что ригель разрезан над опорами.

Для среднего пролета поперечная сила на опоре от постоянной нагрузки

$$Q_k = 3\,800 \cdot 5 = 19\,000 \text{ кг.}$$

От временной нагрузки для $\lambda = 10 \text{ м}$ и с ударным коэффициентом 1,4:

$$Q_k = 5 \cdot 1,4 \cdot \frac{3\,200}{2} = 10\,550 \text{ кг.}$$

От полной нагрузки $Q = 29\,550 \text{ кг.}$

Для середины пролета

$$Q_k = \frac{10}{8} \cdot 1,4 \cdot \frac{4\,320}{2} = 3\,780 \text{ кг.}$$

Складывающиеся напряжения на опоре

$$t_1 = \frac{29\,550}{50 \cdot 98} = 5,1 \text{ кг/см}^2.$$

Посредине пролета

$$t_2 = \frac{3\,780}{50 \cdot 57} = 1,3 \text{ кг/см}^2.$$

Считаясь с приближенностью расчета, предполагаем, что эпюра скалывающих напряжений изменяется по прямой, другими словами, пренебрегаем влиянием вутов и передачей нагрузки через поперечные балки. Тогда, считая, что $\frac{1}{3}$ скалывающих (или косых нормальных) напряжений передается на хомуты, получим для наклонной арматуры сумму растягивающих напряжений на длине полупролета

$$N = \frac{2}{3} \cdot \frac{5,1 \cdot 1,3}{2} \cdot \frac{500}{\sqrt{2}} \cdot 50 = 43\,700 \text{ кг.}$$

Число наклонных стержней

$$k = \frac{43\,700}{800 \cdot 8,042} = 6 \text{ шт.}$$

Предполагаем 4 стержня отогнуть снизу и 2 поставить дополнительно. Распределение мест отгиба показано на фиг. 83.

Для крайней опоры от постоянной нагрузки

$$Q_k = 3\,800 \cdot 4 = 15\,200 \text{ кг.}$$

От временной эквивалентной нагрузки при $\lambda = 8$ м (с ударным коэффициентом 1,4)

$$Q_k = 1,4 \cdot \frac{8}{2} \cdot \frac{3280}{2} = 9180 \text{ кг.}$$

От полной нагрузки

$$Q = 24380 \text{ кг.}$$

Для середины крайнего пролета

$$Q_k = 1,4 \cdot \frac{8}{8} \cdot \frac{5000}{2} = 3500 \text{ кг.}$$

Скалывающие напряжения на опоре

$$t_1 = \frac{24380}{50 \cdot \left(112 - \frac{42}{3}\right)} = 5,0 \text{ кг/см}^2.$$

Посредине пролета

$$t_2 = \frac{3500}{50 \cdot \left(65 - \frac{23,7}{3}\right)} = 1,2 \text{ кг/см}^2.$$

Сумма растягивающих напряжений на половину пролета, передающихся на наклонную арматуру

$$N = \frac{2}{3} \cdot \frac{5,0 + 1,2}{2} \cdot \frac{400}{\sqrt{2}} \cdot 50 = 29200 \text{ кг.}$$

Число наклонных стержней диаметром 32 мм

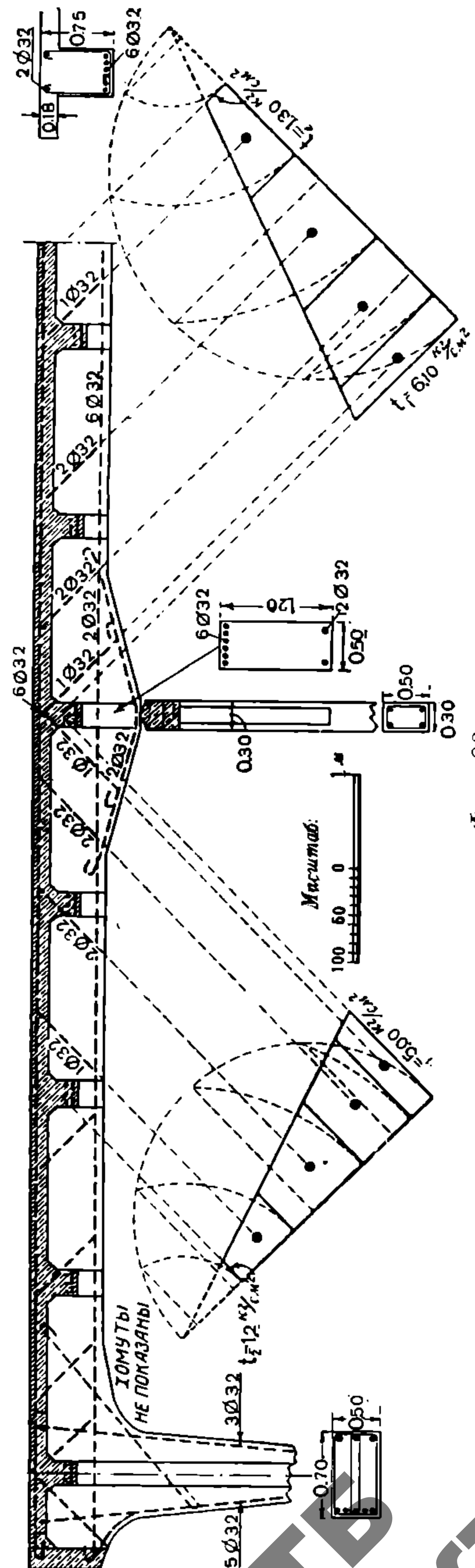
$$k = \frac{29200}{900 \cdot 8,042} = 4 \text{ шт.}$$

Предполагаем 4 стержня отогнуть снизу и 2 поставить дополнительно.

Сечения средних ног рамы определяем расчетом на центральное сжатие. Среднюю опорную реакцию определим приближенно, как для разрезной балки.

От постоянной нагрузки

$$D_p = q \frac{l_1 + l_2}{2} = 3800 \cdot 9 = 34200 \text{ кг.}$$



Фиг. 83.

Временную нагрузку берем по таблице НКПС при $\lambda = 18$ м как для изгибающего момента в середине пролета простой балки, так как площадь линии влияния D мало отличается от равнобедренного треугольника.

$$k = \frac{2,12}{2} = 1,06 \text{ м/м};$$

$$D_k = 1,4 \cdot 1\,060 \cdot 9 = 3\,350 \text{ кн.}$$

От полной нагрузки

$$D = 47\,550 \text{ кн.}$$

Собственный вес стойки при сечении ее $50 \cdot 30$ см и длине 4,7 м

$$G = 2\,400 \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot 4,7 = 1\,690 \text{ кн.}$$

Полная сжимающая сила

$$P = 49\,240 \text{ кн.}$$

Принимаем сечение $50 \cdot 30$ см с 4 стержнями диаметром 32 см, площадью $32,168 \text{ см}^2$ (2% площади бетона).

Отношение длины стойки к наименьшему размеру $\frac{470}{30} = 15,7$.

По таблице XVIII (прил. 5) $\varphi = 0,79$.

Напряжение в бетоне:

$$n = \frac{49\,240}{(50 \cdot 30 + 15 \cdot 32,168) 0,79} = 31 \text{ кг/см}^2.$$

Давление на грунт (фиг. 77).

Вес фундамента

$$G = 2\,200 (1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,8 + 1,5 \cdot 1,5 \cdot 2) = 13\,600 \text{ м.}$$

Давление на грунт

$$n = \frac{49\,240 + 13\,600}{150 \cdot 150} = 2,7 \text{ кг/см}^2.$$

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

$$M_0 = 14\,750 \text{ кг·м.}$$

Опорная реакция с некоторым запасом по предыдущему

$$D_0 = Q \text{ (крайняя опора)} = 24\,380 \text{ кн.}$$

Опасным является сечение по верху.

Для определения его размеров воспользуемся табл. XXI, прил. 5.

Принимаем ширину сечения $b=50$ см. Напряжение в бетоне $[n]=35$ кг/см². Предполагаем, что площадь сжатой арматуры f' вдвое меньше, чем растянутой f , т. е. $\gamma = \frac{f'}{f} = \frac{1}{2}$.

Вычисляем величину β по формулам:

$$n = \beta \frac{N^2}{3Mb}; \quad \beta = \frac{3 \cdot 14,75 \cdot 0,5 \cdot 350}{24,38^2} = 13;$$

если возьмем β меньше 13, то получим некоторый запас в напряжении бетона.

По таблице XXI находим при

$$\begin{aligned} \beta &= 12,2, \quad \mu = 0,012, \quad \alpha = 0,182; \\ h &= \alpha \frac{6M}{N} = 0,182 \cdot \frac{6 \cdot 14,75}{24,38} = 0,66 \text{ м}; \\ f &= 0,012 \cdot 66 \cdot 50 = 39,6 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Принимаем $h=70$ см; вытянутую арматуру — из 5 стержней диаметром 32 мм; тогда:

$$f = 5 \cdot 8,042 = 40,21 \text{ см}^2;$$

сжатую арматуру — из 3 таких же стержней: $f' = 3 \cdot 8,042 = 24,126 \text{ см}^2$.

Сечение стойки уменьшается к низу до размеров $0,50 \cdot 0,30$. Фундаменты для крайних стоек проектируем тех же размеров в плане, как и для средних: давление на грунт будет здесь очевидно меньше. На этом можно считать разработку 2-го варианта законченной.

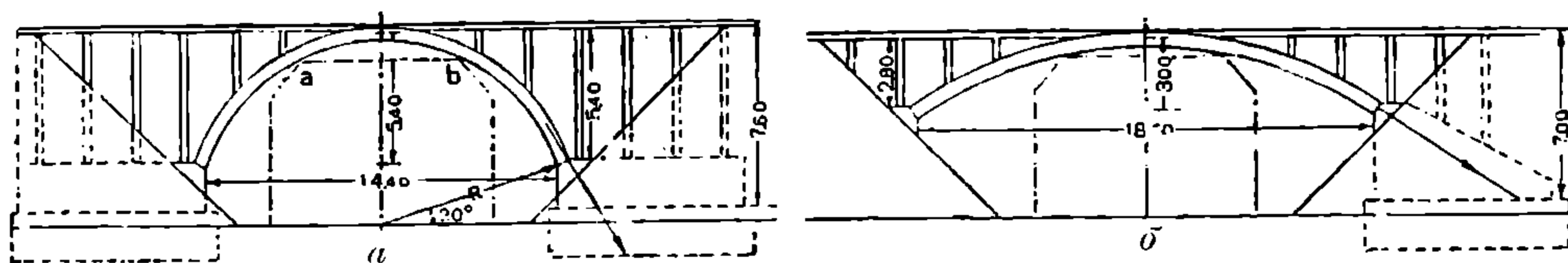
§ 52. Третий вариант. Арочный мост. В качестве третьего варианта рассмотрим намеченную уже схему арочного моста. Пролет арки и стрелу подъема подбираем путем нескольких попыток на чертеже, как указано на фиг. 84, а и б. Принимая для простоты вычерчивания очертание арки по дуге круга, намечаем произвольным радиусом по габариту (по точкам а и б — фиг. 84, а) очертание внутренней направляющей арок. Пять 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. 84, а и б, устанавливаем, что при уменьшении пролета и увеличении подъема арки (фиг. 84, а) увеличивается конструктивная высота пролетного строения и высота насыпи, увеличивается свободная длина надарочных стоек, т. е. надарочное строение удорожается, но зато улуч-

шаются условия работы арки и уменьшается объем массива устоя. При очень большом отношении стрелы подъема к пролету радиус круга в пяте получает наклон к горизонту меньше $25-30^\circ$ (на фиг. 84, а $\approx 20^\circ$), 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 нашему мнению, улучшается. Но зато при значительной пологости устои получаются очень массивными и, как на фиг. 84 б, выходят уже за естественные пределы моста, которые определяются необходимой длиной моста по верху.

Примем поэтому для рассмотрения некоторый средний вариант, в котором (фиг. 85) касательная к оси арки в пяте образует с горизонтом



Фиг. 84, а. б.

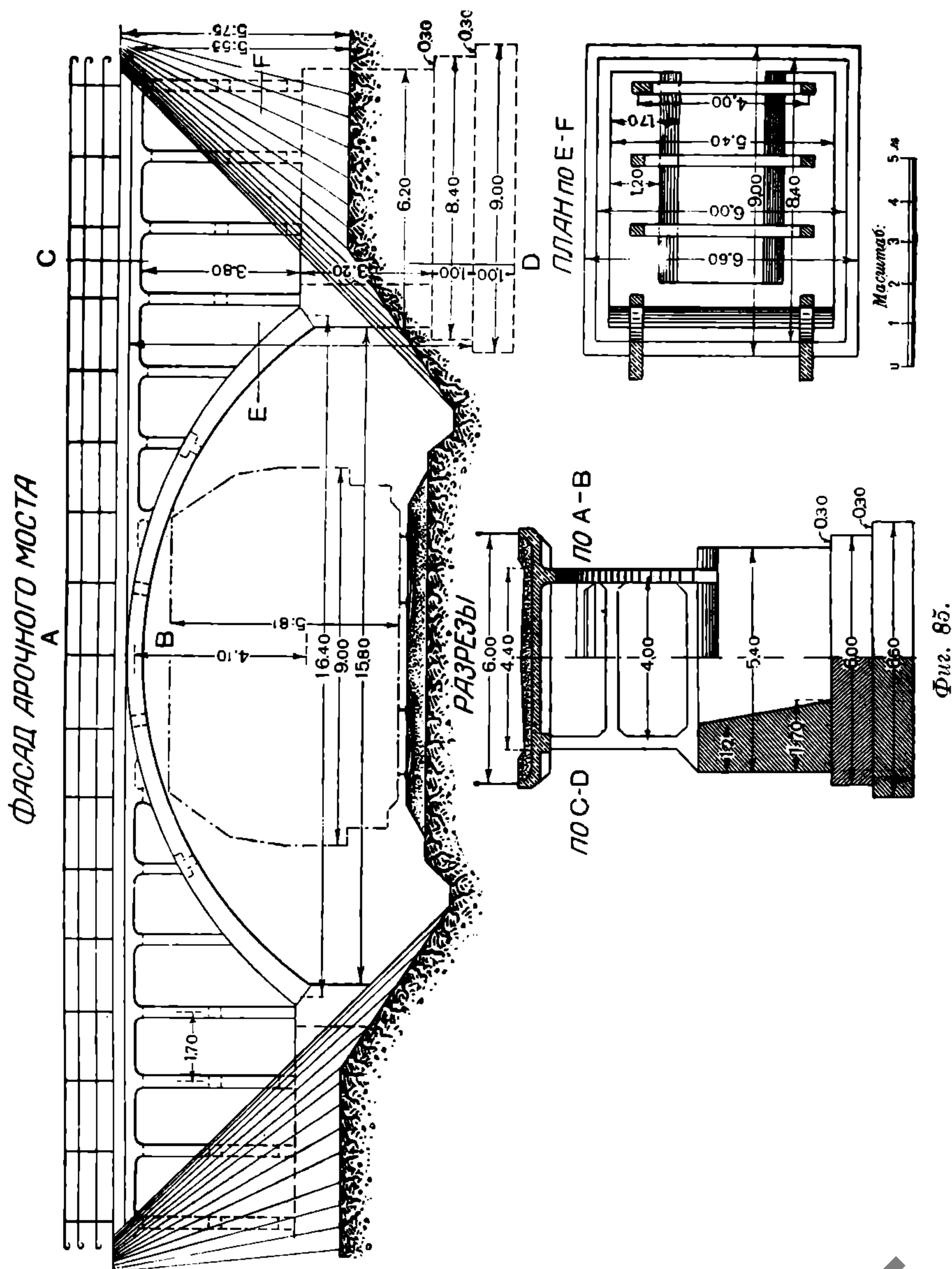
зонтом угол не менее 30° и пересекает близ середины подошву устоя в его естественном очертании.

Наметив приблизительно пролет и подъем перекрытия, остановимся на выборе системы арок и надарочного строения. Применение в данном случае сплошного свода со щекowymi стенками и заполнением мы считаем нерациональным 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 щекowe стенки с заполнением непроизводительно утяжеляют пролетное строение и требуют массивных устоев с обратными стенками; 3) в мостах под обыкновенную 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. 85).

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 между ними 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 про-



езжей части получается во всем аналогичной 2-му варианту. Поперечные связи осуществлены в виде распорок между арками в четверти пролета и около ключа, а также между стойками над откосами (фиг. 85). 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 посередине 45 см и у опор — 60 см. Сечение стоек принято 25·25 см. Проверим достаточность его и определим количество арматуры, принимая бетон марки 2.

Стойка работает на сжатие от опорной реакции поперечной балки и на изгиб от опорного момента. Установим эти величины, пользуясь подсчетами, произведенными для 2-го варианта.

Постоянная нагрузка на поперечную балку

$$p = 880 \cdot 1,7 + 144 = 1\,644 \text{ кг/м} \leq 1\,700 \text{ кг/м}.$$

Опорная реакция от полной нагрузки:

$$D_p + D_k = 1\,700 \cdot 3,1 + 6\,250 = 11\,520 \text{ кг}.$$

Величину момента, передающегося на стойку, определим по § 34 Т. У. Отношение линейных жесткостей балки к стойки

$$\frac{J_b}{l} : \frac{J_{ст}}{h} = \frac{25 \cdot 50^3}{12 \cdot 400} : \frac{25 \cdot 25^3}{12 \cdot 100} = 2.$$

Здесь принята высота балки в среднем 50 см и длина наиболее короткой стойки — 1 м.

Часть момента, передающаяся на стойку,

$$33 - \frac{1}{3} (33 - 20) \leq 30\%.$$

Величину опорного момента определяем по Т. У

$$M_0 = 0,7 M_{\max}.$$

По предыдущим вычислениям

$$M_{\max} = \frac{1\,700}{2} (1,6 \cdot 2,4 - 1,1^2) + 5\,000 = 7\,235 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_0 = 0,7 \cdot 7\,235 = 5\,060 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Расчетный момент для стойки

$$M = 0,30 \cdot 5\,060 = 1\,518 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Для подбора арматуры воспользуемся таблицей XXII, предполагая арматуру симметричную:

$$\frac{6M}{N} = \frac{6 \cdot 1\,518}{11\,520} = 0,79; \alpha = \frac{h}{0,79} = \frac{0,25}{0,79} = 0,316;$$

$$\beta = n_{доп} \cdot \frac{3bM}{N^2} = \frac{45 \cdot 3 \cdot 25 \cdot 1\,518}{11\,520^2} = 3,86.$$

По таблице устанавливаем, что для данных величин α и β содержание арматуры $\mu = 1,5\%$.

$$\begin{array}{ll} \text{При } \mu = 0,015 \text{ и } \alpha = 0,284 & \beta = 3,95, \\ & \alpha = 0,325 \quad \beta = 3,12; \\ \text{по интерполяции при } \alpha = 0,316 & \beta = 3,31 < 3,86, \end{array}$$

т. е. напряжения меньше допускаемых.

Площадь арматуры

$$f = 0,015 \cdot 25 \cdot 25 = 9,38 \text{ см}^2.$$

Принимаем для каждой из площадей 4 стержня диаметром $\frac{3}{4}'' = 19 \text{ мм}$, площадью $11,34 \text{ см}^2$.

Подбор сечения арки производим, пользуясь приближенными формулами. Постоянная нагрузка — вес моста — очень мало изменяется по длине пролета благодаря сквозному надарочному строению, поэтому принимаем ее как равномерно распределенную. Веревоочной кривой для такой нагрузки является парабола, которую мы и примем в качестве оси арки.

Вес проезжей части по подсчетам 2-го варианта — 3100 кг на 1 м длины пролета.

Вес стоек при общей длине их по чертежу — 6 м :

$$\frac{1}{16,3} \cdot 2400 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 6 = 55 \text{ кг/м}.$$

Длина арки

$$\begin{aligned} L &= l \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{2f}{l} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{2f}{l} \right)^4 \right]; \\ L &= 16,4 \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{1}{2} \right)^4 \right] = 18,7 \text{ м}. \end{aligned}$$

Сечение арки примем для предварительных подсчетов в среднем $50 \cdot 30 \text{ см}$.

Тогда вес арки

$$2400 \cdot 0,5 \cdot 0,3 \cdot \frac{18,7}{16,4} = 410 \text{ кг/м}.$$

Полная постоянная нагрузка

$$p = 3100 + 55 + 410 = 3565 \text{ кг/м},$$

или округленно

$$p = 3600 \text{ кг/м}.$$

Временную нагрузку принимаем в виде половины веса двух рядов автомобилей, установленных симметрично относительно продоль-

ной оси моста. При загрузении всего пролета эквивалентная нагрузка для одной арки по таблицам при динамическом коэффициенте 1,4:

$$k = 1,4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,048 \text{ т/м} = 1\,435 \text{ кг/м.}$$

То же при загрузении $\frac{1}{2}$ пролета:

$$k = 1,4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,13 \text{ т/м} = 1\,490 \text{ кг/м.}$$

Колебания температуры определяем по таблицам Т. У при изотермах, соответствующих Москве, июльской $+19^\circ$ и январской -10° : по табл. XVI прил. 5 высшая температура оси $+22^\circ$, низшая -18° . Температуру замыкания примем 7° . Тогда расчетное понижение температуры -25° ; повышение $+15^\circ$.

Влияние усадки бетона приравниваем -10°С .

Для опорного сечения арки, наиболее напряженного, опасным является загрузение временной нагрузкой левой половины пролета, понижение температуры и усадка.

Уравнение оси арки $y = \frac{4f}{l^2} x(l-x)$; угол наклона к горизонту

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{dy}{dx} = \frac{4f}{l^2} (l-2x).$$

Для пяты

$$\operatorname{tg} \varphi_0 = \frac{4f}{l} = \frac{4 \cdot 4,1}{16,4} = 1; \cos \varphi_0 = 0,707 = \sin \varphi_0.$$

Момент от постоянной нагрузки

$$M_p = 0.$$

Распор от постоянной нагрузки

$$H = p \frac{l^2}{8f} = \frac{3\,600 \cdot 16,4^2}{8 \cdot 4,1} = 29\,500 \text{ кг.}$$

Нормальная сила

$$N = \frac{H}{\cos \varphi} = \frac{29\,500}{0,707} = 41\,800 \text{ кг.}$$

Влияние временной нагрузки учитываем в предположении, что сечения арки удовлетворяют соотношению

$$J = \frac{J_0}{\cos \varphi} = \text{const.}$$

При загрузении половины пролета

$$H = \frac{kl^2}{16f} = \frac{1\,490 \cdot 16,4^2}{16 \cdot 4,1} = 6\,120 \text{ кг};$$

$$A = \frac{13}{32} kl = \frac{13}{32} 1\,490 \cdot 16,4 = 9\,920 \text{ кг}.$$

$$N_k = H \cos \varphi_0 + A \sin \varphi_0 = (6\,120 + 9\,920) 0,707 = 11\,600 \text{ кг}.$$

$$M_k = -\frac{1}{64} \cdot kl^2 = -\frac{1}{64} \cdot 1\,490 \cdot 16,4^2 = -6\,270 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

От понижения температуры и усадки бетона

$$H = \frac{45}{4} \cdot \frac{E \alpha t J_s}{f^2}.$$

Здесь $E = 1,4 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$; $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$; $E \alpha = 1,68 \text{ кг/см}^2$.

$$t = -(25 + 10) = -35^\circ.$$

Средняя величина момента инерции арки

$$J_s = \frac{50^3 \cdot 30}{12} = 312\,000 \text{ см}^4;$$

Тогда распор

$$H = -\frac{45}{4} \cdot \frac{1,68 \cdot 35 \cdot 312\,000}{410^2} = -5\,050 \text{ кг}.$$

Плечо распора

$$h_t = \frac{2}{3} f = \frac{2}{3} \cdot 4,1 = 2,73 \text{ м}.$$

Продольная сила

$$N_t = -H_t \cos \varphi_0 = 5\,050 \cdot 0,707 = -3\,560 \text{ кг}.$$

Момент

$$M_t = -5\,050 \cdot 2,73 = -14\,300 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Полная продольная сила

$$N = 41\,800 + 11\,600 - 3\,560 = 49\,840 \text{ кг}.$$

Момент

$$M = -6\,270 - 14\,300 = -20\,570 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Для арки принимаем допускаемое напряжение с учетом температуры и усадки $[n] = 60 \text{ кг/см}^2$. Подбор сечения производим по таблицам, задавшись шириной арки $b = 30 \text{ см}$.

$$\beta = \frac{n \cdot 3Mb}{N^2} = \frac{45 \cdot 3 \cdot 20\,570\,000 \cdot 30}{49\,840^2} = 4,40;$$

$$\frac{6M}{N} = \frac{6 \cdot 20\,570\,000}{49\,840} = 243 \text{ см}.$$

По табл. XXII прил. 5 при содержании арматуры $\mu = 2\%$, интерполируя, имеем при $\beta = 4,40$

$$\alpha = 0,24.$$

Тогда

$$h = 0,24 \cdot 243 = 59 \text{ см.}$$

Принимаем

$$h = 70 \text{ см.}$$

Площадь арматуры

$$f = 0,02 \cdot 70 \cdot 30 = 42 \text{ см}^2.$$

Принимаем 7 стержней диаметром 28 мм ($1\frac{1}{8}$ "), расположенных в 2 ряда (фиг. 86), площадью 43,12 см².

Для сечения арки в ключе нормальная сила:
от постоянной нагрузки

$$N = H = 29\,500 \text{ кг;}$$

от временной нагрузки при загрузении всего пролета

$$N_k = H_k = \frac{1}{8} \cdot \frac{1\,435 \cdot 16,4^2}{4,1} = 11\,780 \text{ кг; } M_k = 0;$$

от температуры и усадки

$$N_t = -5\,050 \text{ кг; } M_t = 5\,050 (4,1 - 2,73) = 6\,920 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Полная нормальная сила

$$N = N_p + N_k + N_t = 36\,230 \text{ кг; } M = 6\,920 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

Для подбора сечения

$$\beta = \frac{60 \cdot 3 \cdot 692\,000 \cdot 30}{36\,230^2} = 2,84; \quad \frac{6M}{N} = \frac{6 \cdot 692\,000}{36\,230} = 114 \text{ см.}$$

При $\mu = 2\%$ по интерполяции табл. XXII при $\beta = 2,84$

$$\alpha = 0,32.$$

Тогда

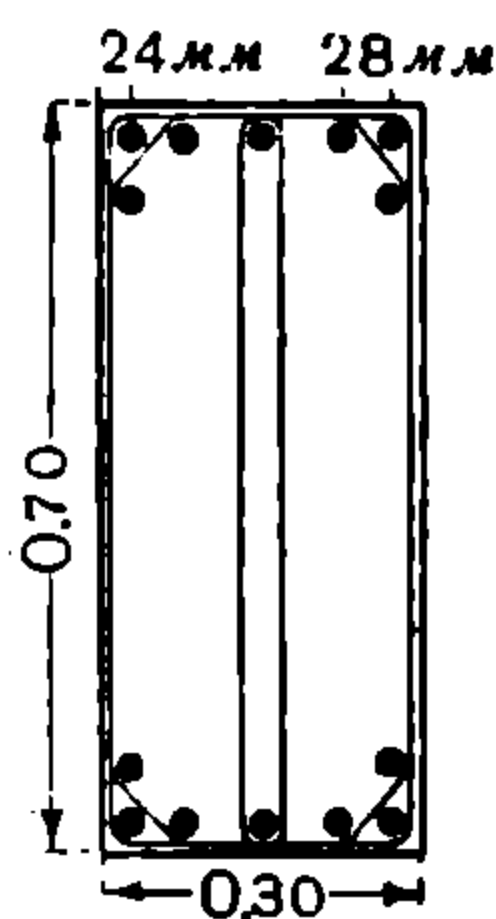
$$h = 0,32 \cdot 114 \text{ см} = 37 \text{ см;}$$

принимаем 45 см

$$f = 0,02 \cdot 45 \cdot 30 = 27 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5 стержней диаметром 28 мм и площадью 30,79 см².

Устой моста запроектированы (фиг. 85) 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.



Фиг. 86.

Проверку размеров устоя произведем для сечения каждой из стенок по обрезу фундамента, не принимая во внимание сопротивления передней стенки.

Наиболее опасным случаем будет загрузка всего пролета временной нагрузкой при повышении температуры.

Вес стенки

$$G_1 = 2,2 \cdot 3,2 \cdot 6,2 \cdot \frac{1}{2} (1,2 + 1,7) = 63,2 \text{ т.}$$

Вес стоек и проезжей части над устоем

$$G_2 = 4 (1,7 \cdot 3,1 + 2,4 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 3,8) = 23,4 \text{ т.}$$

Распор арки от нагрузки

$$H_p + H_k = 29,5 + 11,78 = 41,28 \text{ т.}$$

Момент относительно обреза фундамента

$$Hh = 41,28 \cdot 2,9 = 120 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Распор арки от повышения температуры

$$H_t = \frac{15}{25} \cdot 5,05 = 3,03 \text{ т.}$$

Момент

$$H_t h = 3,03 (2,9 + 2,73) = 17 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Опорное давление арки от нагрузки

$$A_{p+k} = \frac{3,6 + 1,435}{2} \cdot 16,4 = 41,3 \text{ т.}$$

Момент относительно центра сечения

$$Aa = -41,28 \cdot 2,8 = -116 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Сумма вертикальных сил

$$N = 63,2 + 28,4 + 41,3 = 132,9 \text{ т.}$$

Момент всех сил

$$M = 120 + 17 - 116 = 21 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{2100}{132,9} = 15,8 \text{ см.}$$

Напряжения

$$n = \frac{132,9}{1,7 \cdot 6,2} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 15,8}{620} \right) = 12,6 (1 \pm 0,153) \text{ т/м}^2;$$

$$n_{\max} = 14,5 \text{ т/м}^2 = 1,45 \text{ кг/см}^2.$$

Давление на грунт.

Вес устоя с засыпкой

$$G_0 = 2,0 \cdot 3,2 \cdot 6,2 \cdot 5,4 = 214 \text{ м (приблизительно).}$$

Вес стоек и проезжей части над устоем

$$2G_2 = 46,8 \text{ м.}$$

Вес части конуса над устоем

$$P_1 = 1,8 \frac{4^2}{2} \cdot 6,6 = 95 \text{ м; } p_1 = 3,1 - \frac{4}{3} = 1,8 \text{ м; } P_1 p_1 = 171 \text{ м} \cdot \text{м.}$$

То же насыпи за устоем

$$P_2 = 1,8 \cdot 7 \cdot 0,6 \cdot 6,6 = 50 \text{ м; } p_2 = 3,1 + 0,3 = 3,4 \text{ м; } P_2 p_2 = 170 \text{ м} \cdot \text{м.}$$

Весом грунта над уступами фундамента пренебрегаем.

Вес фундамента

$$G_3 = 2,2 (8,4 \cdot 6 + 9 \cdot 6,6) = 242 \text{ м; } g_3 = 0.$$

Опорные давления 2 арок

$$A = 2 \cdot 41,3 = 82,6 \text{ м.}$$

$$Aa + Bh = 2 [21 + (41,28 + 3,03) \cdot 2] = 219,24 \text{ м} \cdot \text{м} = 220 \text{ м} \cdot \text{м.}$$

Сумма вертикальных сил

$$N = 214 + 46,8 + 95 + 50 + 242 + 82,6 = 730 \text{ м.}$$

Момент всех сил

$$M = 171 + 170 + 220 = 561 \text{ м} \cdot \text{м.}$$

Эксцентриситет

$$e = \frac{561}{730} = 0,77 \text{ м.}$$

Давление на грунт

$$n = \frac{730}{9,0 \cdot 6,6} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,77}{9,0} \right) = 12,3 (1 \pm 0,514) \text{ м/м}^2;$$

$$n_{\max} = 1,23 \cdot 1,514 = 1,87 \text{ кг/см}^2 < 2 \text{ кг/см}^2.$$

§ 53. 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 м³.

Стоимость $= 43 \cdot 120 = 5\,200$ р.

Объем бутовой кладки опор и фундаментов — 750 м^3 .

Стоимость $= 750 \cdot 25 = 18\,750$ р.

Полная стоимость 1-го варианта $= 24\,000$ р.

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 р., тогда стоимость — $76 \cdot 140 = 10\,600$ р.

Объем бетонной кладки опор и фундаментов — 25 м^3 .

Стоимость $35 \cdot 25 = 875$ р.

Полная стоимость по 2-му варианту $= 11\,475 \approx 11\,500$ р.

3-й вариант.

Объем железобетона — 53 м^3 .

Стоимость $= 140 \cdot 53 = 7\,500$ р.

Объем опор и фундаментов — 350 м^3 .

Стоимость $= 30 \cdot 350 = 10\,500$ р.

Полная стоимость $= 18\,000$ р.

Таким образом при данных соотношениях цен наиболее дешевым является рамный вариант. Одновременно он лучше других удовлетворяет основному требованию: минимум высоты подходной насыпи, которая равна $5,25\text{ м}$, в то время как для первого и третьего варианта $5,55\text{ м}$.

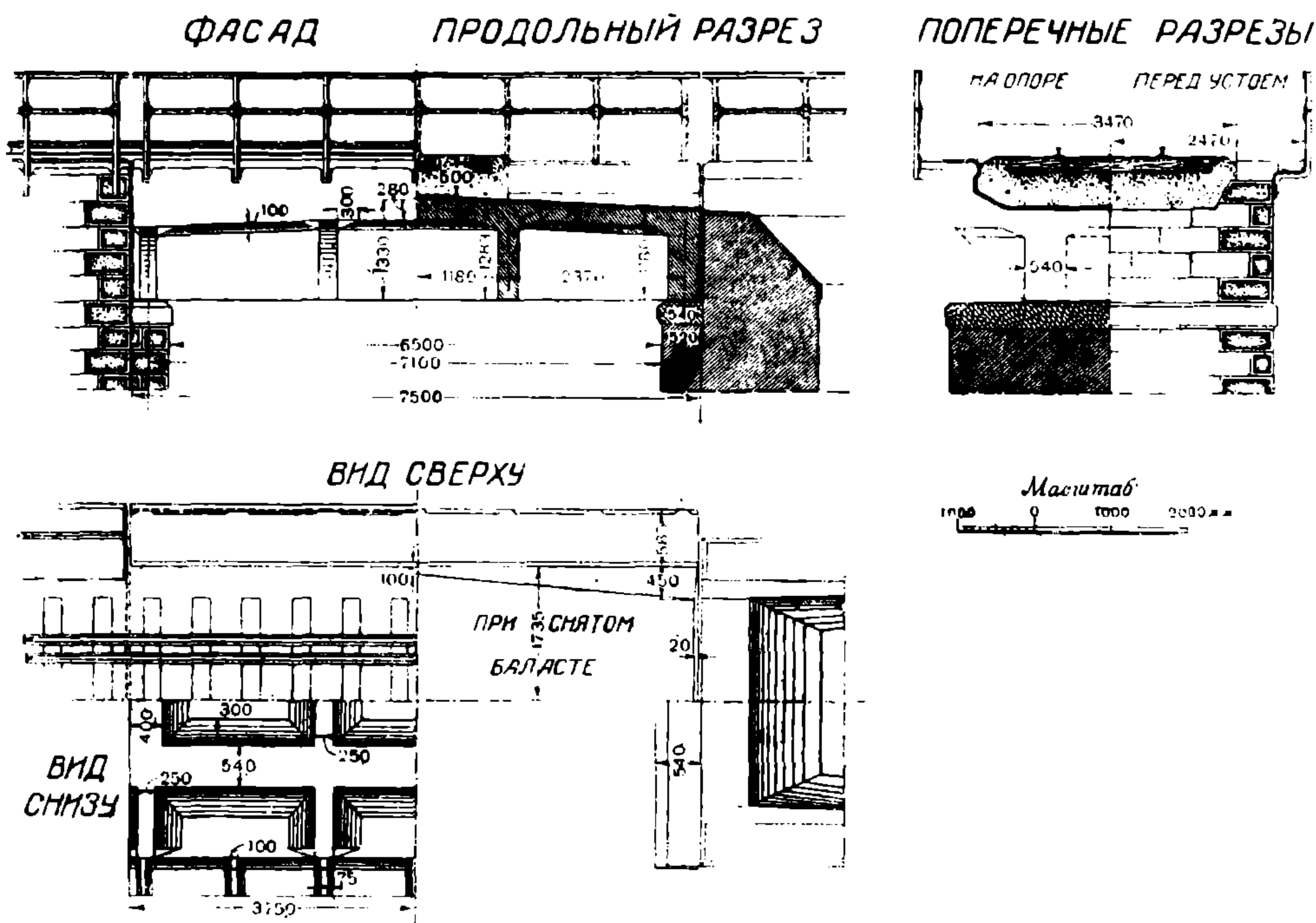
НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА ЧЕТВЕРТАЯ

ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 6. Конструкция и расчет балочного пролетного строения под железную дорогу для отверстия в свету 6,50 м *.

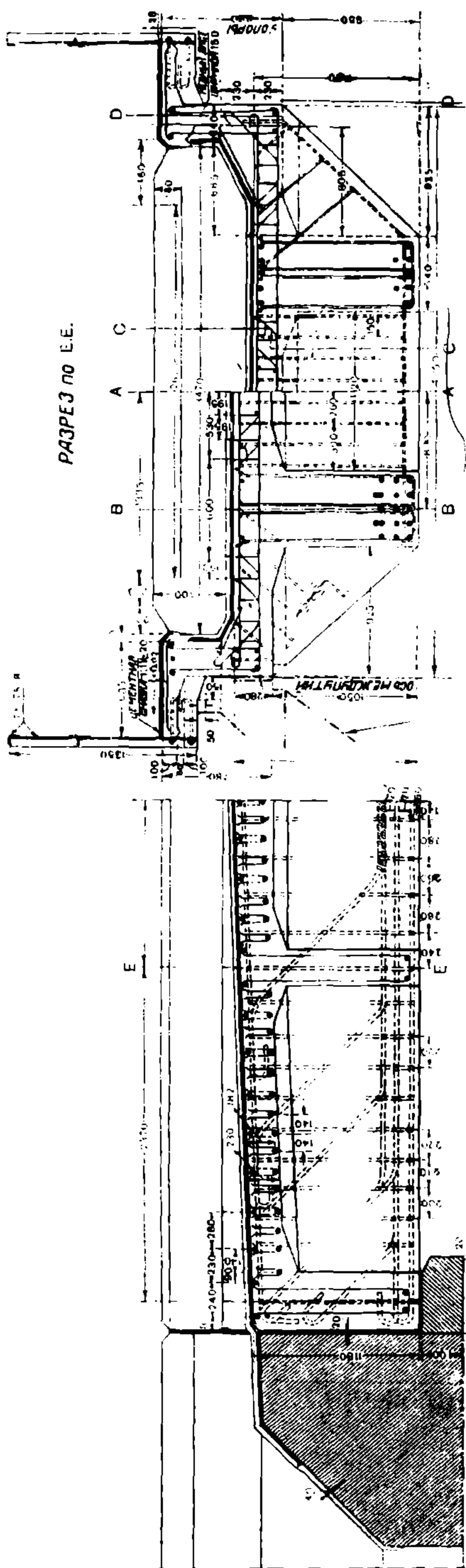
§ 54. Основные данные проекта. Конструкция и расчет опор балочных железобетонных мостов ничем не отличаются от таковых для



Фиг. 87--89.

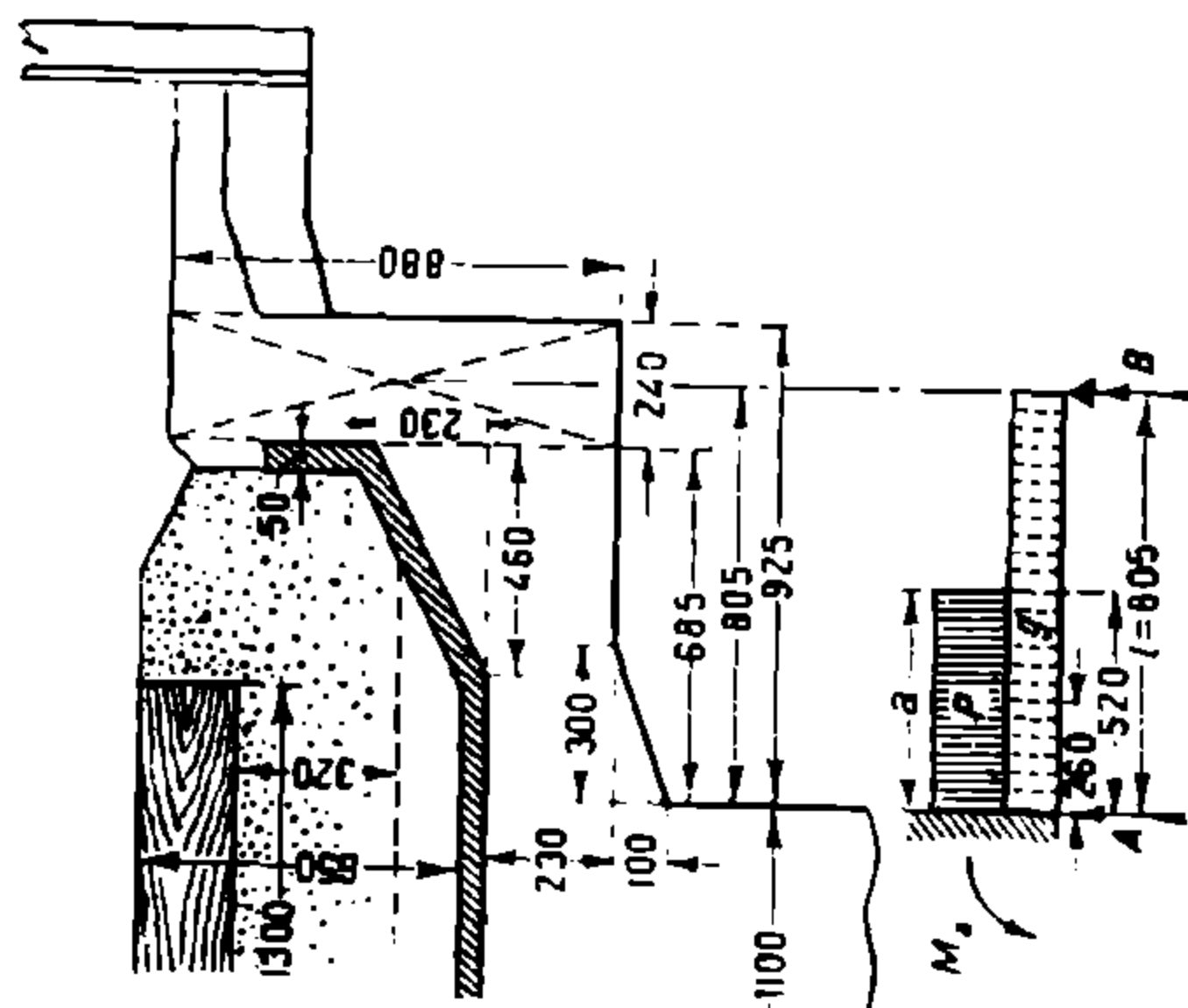
железных мостов; поэтому в дальнейшем ограничимся описанием конструкции и расчетом одного лишь пролетного строения, общий вид которого указан на фиг. 87—89, а арматура — на фиг. 90—93.

По проекту инж. Н. О. Тер-Каранетова.

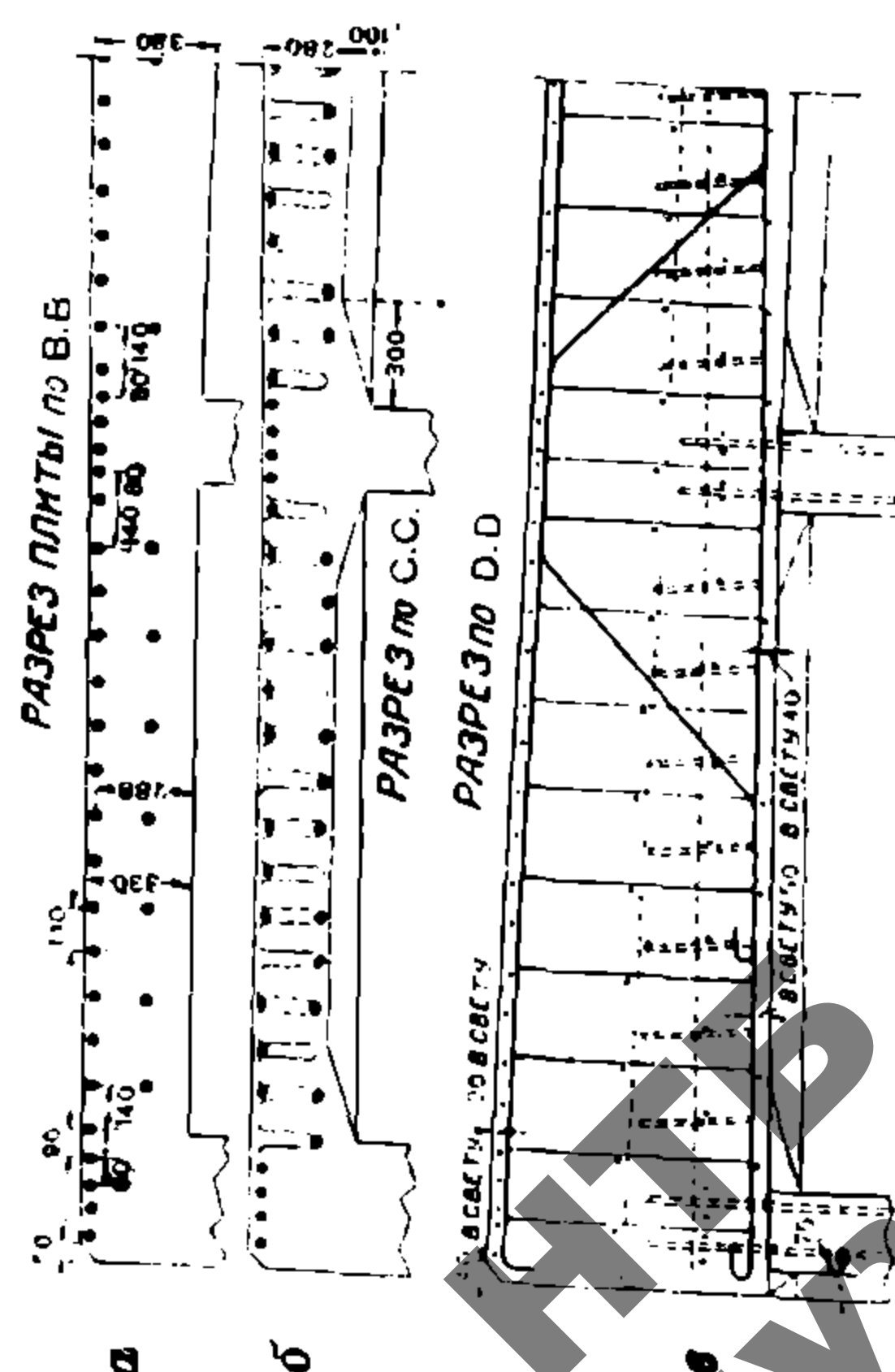


Фиг. 90.

Фиг. 91, а, б.



Фиг. 93, а, б.



Фиг. 92, а, б, в.

Бетон принят марки 2; арматура — сталь 3.

Расчетный пролет $l = 7,1$ м.

Длина пролетного строения 7,5 м. Ширина моста между перилами 4,94 м, то же между наружными краями балластного слоя 3,47 м. Толщина балластного слоя 0,50 м. Железобетон покрыт изоляцией. Изоляция запроектирована из асфальтированного полотна с промазкой между рядами полотна асфальтовой

мастикой. Стыки кусков полотна расположены в ступенчатом порядке, так что ни в одном сечении не получается менее двух слоев. Общая толщина изоляции 5 мм. Изоляция укладывается по слою цементной смазки толщиной 5 мм, а сверху прикрывается слоем толщиной 40 мм из цементного раствора 1:3, укладываемого по проволоочной сетке. Изоляция имеет уклоны 4° от середины пролета к опорам.

Плита проезжей части поддерживается двумя главными ребрами, между которыми имеются 4 поперечных балки, играющие роль распорок.

Количество материала на одно пролетное строение:

бетона — 20,650 куб. м.

железа в арматуре — 2995 кг (1,85%).

Вес пролетного строения без перил — 82,5 т.

Вес железа в перилах 450 кг.

Полный вес с перилами 83 т.

§ 55. Расчет плиты проезжей части.

а) Плита между главными балками. Плита рассматривается как заделанная в главные балки и рассчитывается по одному направлению — поперек оси моста, так как отношение световых расстояний между осями балок главной и поперечной

$$\frac{112}{212} = \frac{1}{1,90} < \frac{1}{1,50}$$

Разрезы плиты представлены на фиг. 91.

Расчетный пролет $l = l_0 + d = 112 + 23 = 135$ см.

Постоянная нагрузка на 1 м складывается из:

1) собственного веса плиты	0,23	$2,40 = 0,552$	т/м
2) " баласта			
с частями пути	0,65 · 1,90	$= 1,235$	т/м
3) собственного веса изоляции	0,05	$2,00 = 0,100$	т/м
		итого	1,887 т/м

Временная нагрузка от перегруженной оси весом 30 т при динамическом коэффициенте 1,40 * и при учете распределения давления через баласт под углом 45°

$$k = \frac{30 \cdot 1,40}{[2,60 + 2(0,50 - 0,18)] [0,23 + 2(0,50 - 0,18)]} = 14,900 \text{ т/м}^2.$$

Здесь: длина шпалы 2,60 м, высота баластного слоя 0,50 м, ширина шпалы 0,23 м, высота ее 0,18 м.

Полная расчетная нагрузка $1,887 + 14,900 = 16,787 \text{ т/м}^2 = 16,8 \text{ т/м}^2$.

* Динамический коэффициент по нормам 1929 г. — см. приложение 5.

Расчетный момент по середине пролета:

$$M = \frac{(p + k) l^2}{16} = \frac{16,80 \cdot 1,35^2}{16} = 1,914 \text{ т.м.}$$

То же у опоры:

$$M = \frac{(p + k) l^2}{12} = \frac{16,80 \cdot 1,35^2}{12} = 2,551 \text{ т.м.}$$

Расчетная поперечная сила у теоретической опоры

$$Q = \frac{16,80 \cdot 1,35}{2} = 11,34 \text{ т.}$$

То же по ребру главной балки (в месте заделки) по прямолинейному закону

$$Q_1 = 11,34 \frac{112}{135} = 9,41 \text{ т.}$$

Проверка сечений на нормальные напряжения. 1) Сечение по середине пролета (фиг. 90).

(Верхней сжатой арматурой пренебрегается).

Расчетная высота плиты $h_1 = 18,2 \text{ см.}$

Число стержней диаметром $\frac{5''}{8}$, поставленных через 14 см на 1 метр

$$100 : 14 = 7,15 \text{ шт.}$$

Площадь железа:

$$f = 7,15 \cdot 1,985 = 14,20 \text{ см}^2.$$

Ордината нейтральной линии:

$$x = \frac{15 \cdot 14,20}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 18,2}{15 \cdot 14,2}} \right] = 6,92 \text{ см.}$$

Плечо внутренних сил

$$h_1 - \frac{x}{3} = 18,2 - \frac{6,92}{3} = 15,9 \text{ см.}$$

Напряжение железа

$$\sigma_s = \frac{191\,400}{14,20 \cdot 15,9} = 878 < 900 \text{ кг/см}^2.*$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 191\,400}{100 \cdot 6,92 \cdot 15,9} = 35 < 45 \text{ кг/см}^2.$$

* По нормам 1929 г. допускаемое напряжение 1 100 кг/см (см. Прил. V).

2) Сечение над опорой (фиг. 92а).

(Нижней сжатой арматурой пренебрегается).

Число стержней на 1 метр = 7,15 шт.

Ордината нейтральной линии:

$$x = \frac{15 \cdot 14,20}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 28,8}{15 \cdot 14,2}} \right] = 9,13 \text{ см.}$$

Плечо внутренних сил

$$28,8 - \frac{9,13}{3} = 25,8 \text{ см.}$$

Напряжение железа

$$\sigma_s = \frac{255 \cdot 100}{14,20 \cdot 25,8} = 696 < 900 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение бетона

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 255 \cdot 100}{100 \cdot 9,13 \cdot 25,8} = 22 < 45 \text{ кг/см}^2.$$

Главные напряжения. Скалывающее напряжение по середине пролета плиты $t = 0$;

В начале вута, т. е. на расстоянии 26 см от середины пролета (фиг. 91а), где поперечная сила = $\frac{11,34 \cdot 26,2}{135} = 4,37 \text{ т.}$

$$t = \frac{Q}{b \left(h - \frac{x}{3} \right)} = \frac{4370}{100 \cdot 15,9} = 2,74 < 4 \text{ кг/см}^2.$$

В сечении по ребру главной балки

$$t = \frac{9410}{100 \cdot 25,8} = 3,65 < 4 \text{ кг/см}^2.$$

Полагая, что главное косое растягивающее усилие в пределах ребра главной балки не передается плитной арматуре, находим сумму касательных напряжений

$$N = 100 \left[\frac{3,65 + 2,74}{2} \cdot 30 + \frac{2,74}{2} \cdot 26 \right] = 13147 \text{ кг.}$$

Назначая к отгибу половину рабочих стержней, определяем усилие, воспринимаемое наклонными стержнями

$$N = \frac{14,20}{2} \cdot 900 \cdot \frac{1}{\sin 45^\circ} = 9010 \text{ кг,}$$

что составит

$$\frac{9\,010 \cdot 100}{13\,147} = 69\% \text{ от полного косоого усилия.}$$

Усилие, приходящееся на хомуты, $13\,147 - 9\,010 = 4\,137 \text{ кг.}$

Усилие, воспринимаемое одним хомутом, диаметром $\frac{1''}{4}$:

$$0,317 \cdot 2 \cdot 700 = 444 \text{ кг.}$$

Необходимое число хомутов на 1 метр ширины $= \frac{4\,137}{444} = 9,32 \text{ шт.,}$

а на полупролет $= 9,32 \cdot \frac{7,10}{2} = 33,09 \text{ шт.;}$

принято 39 шт.*.

Отгиб стержней производится по эпюре моментов; на расстоянии 60 см от опоры отогнута четвертая часть стержней и на расстоянии 45 см — еще четвертая часть.

б) Плита проезжей части между главной балкой и бортовой балкой.

Плита рассматривается как заделанная в главную и свободно опертая на бортовую балки по оси последней (фиг. 93).

Постоянная нагрузка на 1 пог. метр плиты равна:

1) Собственный вес плиты

$$0,685 \cdot 0,23 \cdot 2,40 = 0,378 \text{ т.}$$

2) Вес нижних и верхних вутов плиты

$$(0,300 \cdot 0,200 + 0,460 \cdot 0,230) \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,40 = 0,199 \text{ т.}$$

3) Баласта с частями пути

$$\left(0,650 \cdot 0,635 - 0,46 \cdot 0,23 \cdot \frac{1}{2} \right) \cdot 1,90 = 0,684 \text{ т.}$$

4) Изоляции

$$0,05 \cdot 0,900 \cdot 2,00 = 0,090 \text{ т.}$$

$$\text{Итого .} \quad 1,351 \text{ т./м.}$$

$$p = \frac{1,351}{0,685} = 1,98 \text{ т/м} \leq 2 \text{ т/м.}$$

Временная нагрузка $k = 14,90 \text{ т/м}$ (см. выше), протяжение загрузки, считая от ребра главной балки: $a = 52 \text{ см.}$

* Нормы 1929 г. для расчета наклонной арматуры см. Приложение V. В виду изменения норм в позднейших проектах хомуты в плитах не ставятся.

За расчетный пролет плиты принимаем расстояние от ребра главной до оси бортовой балки, т. е. $l = 0,805$ м.

Расчетные усилия. Поперечная сила на свободной опоре:

$$Q_a = \frac{3}{8} pl + \frac{k}{2} \left[\left(\frac{a}{l} \right)^3 \left(l - \frac{a}{4} \right) \right] = \frac{3}{8} 2 \cdot 0,805 + \\ + \frac{14,90}{2} \cdot \frac{0,520^3}{0,805^3} \left(0,805 - \frac{0,520}{4} \right) = 1,959 \text{ м.}$$

То же на заделанной

$$Q_b = pl + ka - Q_a = 7,399 \text{ м.}$$

Опорный момент

$$M_A = -p \frac{l^2}{8} + \left[Q_a l - \frac{ka^2}{2} \right] = -\frac{2 \cdot 0,805^2}{8} - 0,923 = -1,085 \text{ м.м.}$$

Моменты в пролете: при $x = 26$ см., $l - x = 54,5$ см.

$$M_1 = -\frac{0,26}{2} \cdot 14,90 - \frac{0,545^2}{2} \cdot 2 + 1,959 \cdot 0,545 = 0,277 \text{ м.м.}$$

при $x = 13$ см. $l - x = 67,5$ см.

$$M_2 = -\frac{0,39^2}{2} \cdot 14,90 - \frac{0,675^2}{2} \cdot 2 + 1,959 \cdot 0,675 = 0,267 \text{ м.м.}$$

при $x = 52$ см. $l - x = 28,5$ см.

$$M_3 = -\frac{0,285^2}{2} \cdot 2 + 1,959 \cdot 0,285 = 0,477 \text{ м.м.}$$

Здесь берется момент правых сил и x считается от ребра главной балки.

Сечения плиты такие же, как в части между ребрами главных балок, усилия же меньше, поэтому проверка на нормальные напряжения опускается.

Скалывающие напряжения по ребру главной балки

$$t_0 = \frac{7\,399}{100 \cdot 25,8} = 2,86 \text{ кг/см}^2 < 4$$

По концу вута

$$t_1 = \frac{7\,399 \cdot 20}{50 \cdot 100 \cdot 15,90} = 1,87 \text{ кг/см}^2 < 4$$

На расстоянии 50 см от опоры $t = 0$, так как $Q = 0$

На свободной опоре

$$t_2 = \frac{1\,959}{100 \cdot 15,9} = 1,24 \text{ кг/см}^2 < 4.$$

НТБ
ДНУЖТ

Полное косое усилие слева:

$$N = 100 \left(\frac{2,86 + 1,87}{2} \cdot 30 + \frac{1,87}{2} \cdot 20 \right) = 8970 \text{ кг.}$$

Число отогнутых стержней такое же, как и между ребрами, выдерживаемое ими усилие $= 9010 \text{ кг} > 8980 \text{ кг}$.

$$\text{То же справа } N = 100 \frac{1,24}{2} \cdot 30,50 = 1891 \text{ кг} < 9010 \text{ кг.}$$

Отгиб стержней происходит в два приема налево и в один прием направо (фиг. 91). Допустимые моменты указаны в таблице 34.

ТАБЛИЦА 34

Наибольшие моменты, выдерживаемые сечением в кг·см

	Число стержней	Положительные моменты				Число стержней	Отрицательные моменты			
		Площадь железа f	Высота сечения h_1	$h_1 - \frac{x}{3}$	$M_{\max} = f \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) n_f$		f_1	h_1	$h_1 - \frac{x}{3}$	$M_{\min} = f_1 \left(h_1 - \frac{x}{3} \right) n_f$
1	7,15	14,20	18,2	16,9	203200	3,575	7,10	18,2	15,9	101600
2	—	—	—	—	—	—	—	25,0	18,6	121000
3	5,35	10,63	—	—	152500	5,35	10,63	25	18,6	177800
4	—	—	—	—	—	—	—	32	24,8	238000
5	3,575	7,10	—	—	101600	7,15	14,2	32	24,8	317000
6	—	—	—	—	—	—	—	33	25,8	329700

Ряд хомутов состоит из 6 штук. Общее число хомутов на пролете 51 штука.

Всего в одном пролетном строении плитных хомутов

$$(39 + 51) \cdot 4 = 360 \text{ шт.}$$

§ 56. Расчет бортовой балки (фиг. 91, 92в). Постоянная нагрузка на 1 погонный метр бортовой балки составит из:

1) собственного веса балки

$$0,24 \cdot 0,88 \cdot 2,40 = 0,506 \text{ т/м,}$$

2) тротуарной плиты

$$0,445 \cdot 0,15 \cdot 2,40 = 0,161 \text{ т/м,}$$

3) перил — 0,030 *т/м*,

4) выступа для покрышки конца изоляции

$$0,200 \cdot 0,05 \cdot 2,4 = 0,0024 \text{ т/м},$$

5) веса плиты

$$\frac{3}{8} \cdot 2 \cdot 0,805 = 0,604 \text{ т/м}.$$

$$\text{Итого} \quad . \quad 1,325 \text{ т/м}.$$

Опорное давление плиты от временной нагрузки по предыдущим расчетам

$$B = \frac{k}{2} \left(\frac{a}{l} \right)^3 \left(l - \frac{a}{4} \right) = 1,355 \text{ т/м}.$$

Это давление от веса одной оси действует по длине, согласно предыдущим расчетам,

$$0,23 + 2(0,50 - 0,18) = 0,87 \text{ м}.$$

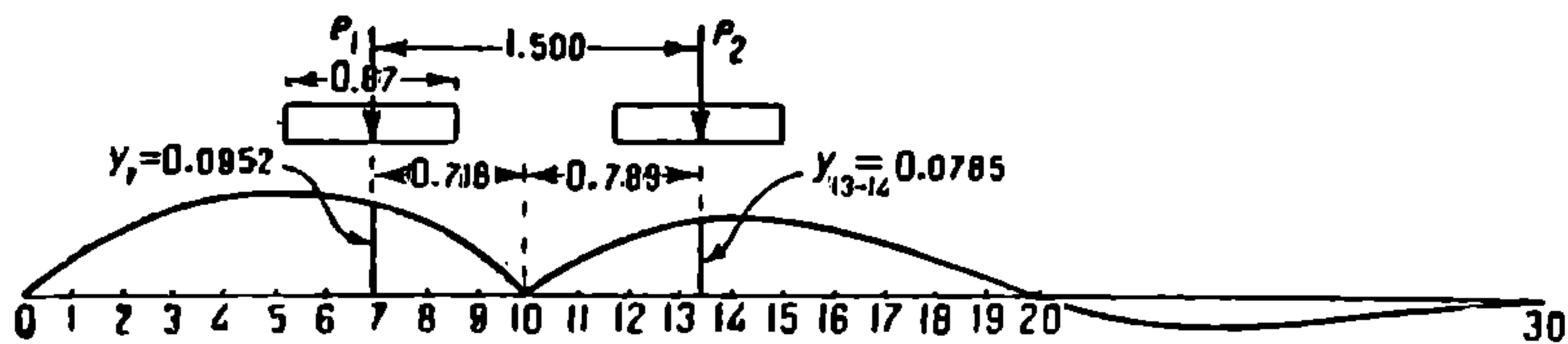
Соответствующая сосредоточенная сила

$$P = 1,355 \cdot 0,87 = 1,179 \text{ т}.$$

Бортовая балка является трехпролетной неразрезной с равными пролетами $l = 2,37 \text{ м}$.

Вычисления приводим по линиям влияния, ординаты коих берем по таблицам.

Наибольший опорный момент имеем при положении нагрузки по фиг. 94.



Фиг. 94.

$$M \text{ (врем.)} = 1,179 \cdot 2,37 (0,0952 + 0,0785) = 0,4854 \text{ тм},$$

$$M \text{ (пост.)} = 0,100 \cdot 1,325 \cdot 2,37 = 0,7443 \text{ тм, (по таблицам Винклера)}$$

$$\text{полный } M = 0,4854 + 0,7443 = 1,2297 \text{ тм} = 123\,000 \text{ кгсм},$$

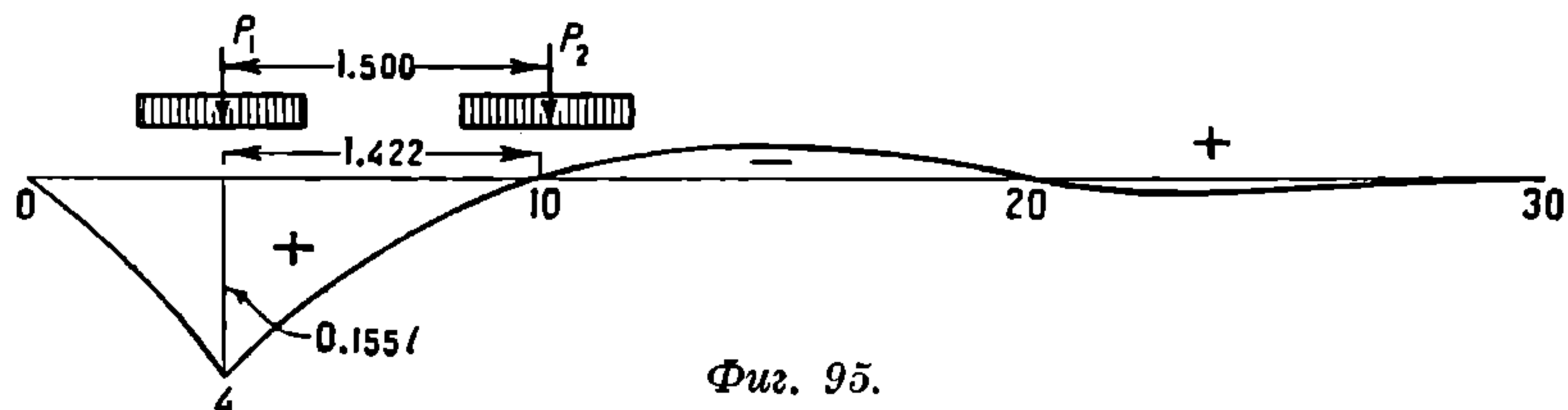
Наибольший пролетный момент имеет в сечении 4 при положении грузов по фиг. 95.

$$M \text{ (от врем.)} = 1,179 \cdot 2,37 \cdot 0,1550 = 0,4336 \text{ тм},$$

$$M \text{ (от пост.)} = 0,080 \cdot 1,325 \cdot 2,37 = 0,5954 \text{ тм},$$

$$\text{полный } M = 0,4336 + 0,5951 = 1,029 \text{ тм} = 103\,000 \text{ кгсм}.$$

Пользуясь таблицами Винклера*), из которых устанавливаем отношение наибольших моментов, определяем значения расчетных моментов изгиба в остальных точках балки, как указано в таблице 35.



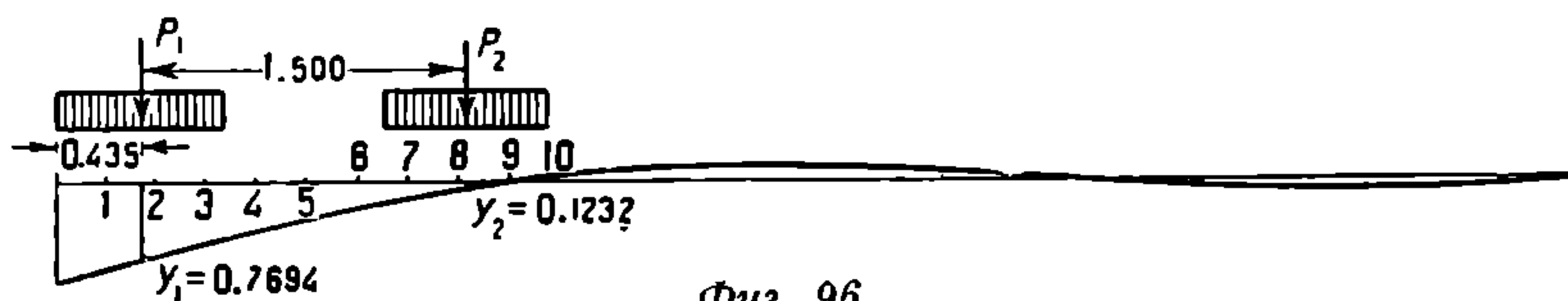
Фиг. 95.

Наибольшая поперечная сила на опоре № 0 при положении грузов по фиг. 96.

$$Q \text{ врем.} = -1,179 \cdot (0,7694 + 0,1232) = -1,053 \text{ т},$$

$$Q \text{ пост.} = -0,4 \cdot 1,325 \cdot 2,37 = -1,264 \text{ т} - 2,307 \text{ т},$$

$$Q \text{ полная} = -2,307 \text{ т}.$$



Фиг. 96.

Наибольшая поперечная сила на опоре № 1 (левее опоры) по фиг. 97.

$$Q \text{ врем.} = 1,179 \cdot (0,2512 + 0,8881) = 1,342 \text{ т},$$

$$Q \text{ пост.} = 0,6 \cdot 1,325 \cdot 2,37 = 1,884 \text{ т},$$

$$Q \text{ полная} = 3,226 \text{ т}.$$



Фиг. 97.

Наибольшая поперечная сила в пролете (сечение 4) по фиг. 98:

$$Q \text{ врем.} = 0,2712 \cdot 1,179 = 0,319 \text{ т},$$

$$Q \text{ пост.} = 0.$$



Фиг. 98.

*) См. наир. Справ. для инженеров, I, стр. 306.

Т а б л и ц а 35

№ п/п	М постоянный	М временный		М суммарный	
		т · м		т · м	
		положительный	отрицательный	наиболь- ший	наимень- ший
2	$0,0600 \cdot 1,325 \cdot 2,37^2 = 0,4455$	$0,4336 \cdot 0,0700 = 0,3035$	$- 0,4854 \cdot \frac{0,010}{0,1167} = - 0,0416$	0,7490	0,4039
4	$0,0800 \cdot 1,325 \cdot 2,37^2 = 0,5954$	$0,4336 \cdot 1 = 0,4336$	$- 0,4854 \cdot \frac{0,020}{0,1167} = - 0,0832$	1,0300	0,5122
6	$0,0600 \cdot 1,325 \cdot 2,37^2 = 0,4455$	$0,4336 \cdot \frac{0,09}{0,10} = 0,3902$	$0,4854 \cdot \frac{0,030}{0,1167} = - 0,1248$	0,8357	0,3207
8	$0,0000 \cdot 1,325 \cdot 2,37^2 = 0$	$0,4336 \cdot \frac{0,04}{0,10} = 0,1734$	$- 0,4854 \cdot \frac{0,040}{0,1167} = - 0,1664$	0,1734	- 0,1664
10	$- 0,1000 \cdot 1,325 \cdot 2,37^2 = - 0,7443$	$0,4336 \cdot \frac{0,017}{0,10} = 0,0737$	$- 0,4854 \cdot 1 = - 0,4854$	- 0,6706	1,2300
12	$- 0,0200 \cdot 1,325 \cdot 2,37^2 = - 0,1489$	$0,4336 \cdot \frac{0,03}{0,10} = 0,1301$	$0,4854 \cdot \frac{0,050}{0,1167} = - 0,2080$	- 0,0188	- 0,3569
14	$0,0200 \cdot 1,325 \cdot 2,37^2 = 0,1489$	$0,4336 \cdot \frac{0,070}{0,10} = 0,3035$	$- 0,4854 \cdot \frac{0,050}{0,1167} = - 0,2080$	0,4524	- 0,0591
15	$0,0250 \cdot 1,325 \cdot 2,37^2 = 0,1861$	$0,4336 \cdot \frac{0,075}{0,10} = 0,3256$	$- 0,4854 \cdot \frac{0,050}{0,1167} = - 0,2080$	0,5117	- 0,0239

ДНУБ
ДНУЖТ

Напряжения в сечении на средней опоре (фиг. 91, слева).

Площадь железа: растягиваемого — 3 стержня	$\frac{5''}{8} = 5,96 \text{ см}^2$
сжимаемого — 2	$\frac{5''}{8} = 3,97 \text{ см}^2$
Всего . . . 9,93 см ²	

Рабочая высота балки

$$h_1 = 78 - 4,80 = 73,2 \text{ см},$$

ширина

$$b = 24 \text{ см}.$$

Ордината нейтральной линии:

$$x = \frac{15 \cdot 9,93}{24} + \sqrt{\frac{15 \cdot 9,93^2}{24} + \frac{2 \cdot 15}{24} \cdot (5,96 \cdot 73,2 + 3,97 \cdot 4,8)} = 18,4 \text{ см}.$$

Момент инерции сечения:

$$J = \frac{1}{3} \cdot 24 \cdot 18,4^3 + 15 \cdot 5,96 \cdot 54,8^2 + 15 \cdot 3,97 \cdot 13,6^2 = 329\,360 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения

$$S = 15 \cdot 5,96 \cdot 54,8 = 4\,899 \text{ см}^3.$$

Плечо внутренней пары $z = \frac{329\,360}{4\,899} = 67,2 \text{ см}.$

Напряжение железа $n_f = \frac{123\,000}{67,2 \cdot 5,96} = 308 \text{ кг/см}^2 < 900.$

Напряжение бетона $n = 308 \cdot \frac{18,4}{15 \cdot 54,8} = 7 \text{ кг/см}^2 < 45.$

Скалывающее напряжение $t = \frac{3\,226}{67,2 \cdot 24} = 2,00 \text{ кг/см}^2 < 4.$

Напряжение в сечении крайнего пролета:

Высота сечения 84 см.

Плечо внутренних сил — по интерполяции предыдущего:

$$z = 67,2 \cdot \frac{84}{78} = 72,4 \text{ см}.$$

Напряжение железа $n_f = \frac{103\,000}{72,4 \cdot 5,96} = 239 \text{ кг/см}^2 < 900.$

Напряжение бетона $n = 239 \cdot \frac{18,4}{15 \cdot 54,8} = 5 \text{ кг/см}^2 < 45.$

Скалывающее напряжение $t = \frac{319}{72,4 \cdot 24} = 0,18 \text{ кг/см}^2 < 4$.

Сечение на крайней опоре (фиг. 91, справа) имеет высоту $h_1 = 88 \text{ см}$. По интерполяции находим плечо внутренней пары:

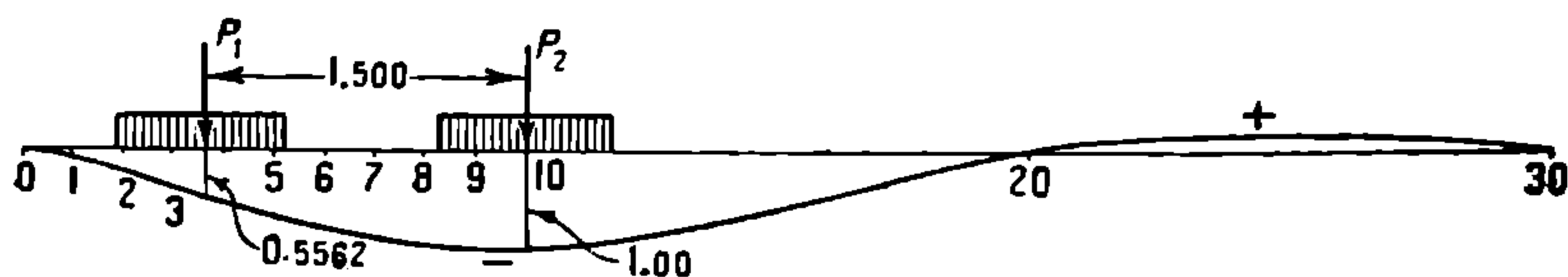
$$z = \frac{88}{78} \cdot 67,2 = 75,8 \text{ см}.$$

Касательное напряжение:

$$t = \frac{2307}{75,8 \cdot 24} = 1,26 \text{ кг/см}^2 < 4.$$

Ввиду того, что касательные напряжения нигде не превышают допускаемых, расчет отгиба одного из стержней и хомутов опускаем.

§ 57. Расчет консоли, поддерживающей бортовую балку (фиг. 91). Максимальная опорная реакция бортовой балки по фиг. 99.



Фиг. 99.

$$A \text{ врем.} = 1,179 \cdot (0,5562 + 1,0000) = 1,834 \text{ т}.$$

$$A \text{ пост.} = 1,100 \cdot 1,325 \cdot 2,37 = 3,454 \text{ т}.$$

Полная $A = 5,288 \text{ т}$.

Собственный вес консоли (фиг 91, слева)

$$P = \frac{0,925 \cdot 1,050}{2} \cdot 0,25 \cdot 2,4 = 0,292 \text{ т}.$$

Плечо веса $p = 0,925 : 3 = 0,308 \text{ м}$.

Расчетный момент в опоре консоли.

$$M = 5,288 \cdot 0,805 + 0,292 \cdot 0,308 = 4,347 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Расчетная поперечная сила в опоре:

$$Q = 5,288 + 0,292 = 5,580 \text{ т}.$$

Опорное сечение имеет размеры $b = 25 \text{ см}$; $h = 123 \text{ см}$.

Площадь железа: 4 стержня диаметром 16 мм $\left(\frac{5''}{8}\right)$

$$f = 7,94 \text{ см}^2.$$

Ордината нейтральной линии (пренебрегая сжатой арматурой)

$$x = \frac{15 \cdot 7,94}{25} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 25 \cdot 123}{15 \cdot 7,94}} - 1 \right] = 29,8 \text{ см.}$$

Плечо внутренней пары $z = 123 - \frac{29,8}{3} = 113 \text{ см.}$

Напряжение бетона $n = \frac{2 \cdot 434700}{25 \cdot 29,8 \cdot 113} = 10 \text{ кг/см}^2 < 45.$

Напряжение железа $n_f = \frac{434700}{7,94 \cdot 113} = 484 \text{ кг/см}^2 < 900.$

Касательное напряжение $t = \frac{5580}{25 \cdot 113} = 1,97 \text{ кг/см}^2 < 4.$

Сечение по внутренней грани бортовой балки имеет размеры

$$b = 25 \text{ см; } h = 47 \text{ см.}$$

Площадь железа: 2 стержня диаметром $\frac{5}{8}$: $f = 3,97 \text{ см}^2.$

Ордината нейтральной линии:

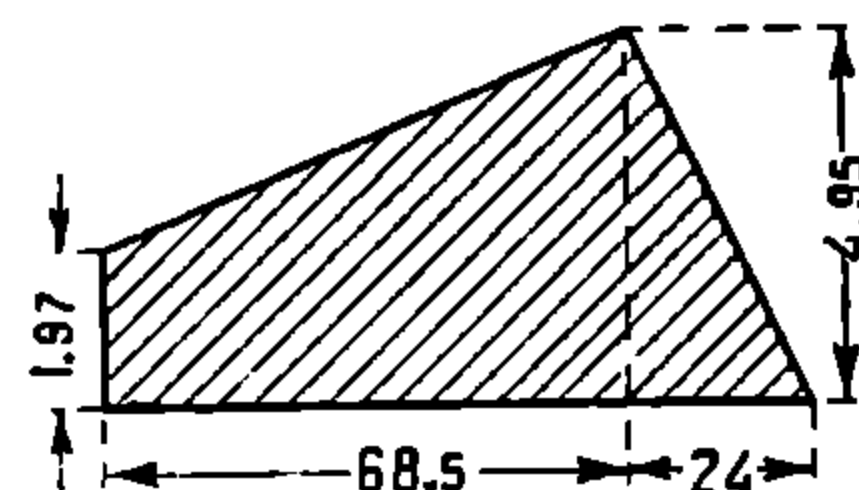
$$x = \frac{15 \cdot 3,97}{25} \left[\sqrt{1 + \frac{25 \cdot 2 \cdot 47}{15 \cdot 3,97}} - 1 \right] = 12,8 \text{ см.}$$

Плечо внутренних сил:

$$h - \frac{x}{3} = 47 - \frac{12,8}{3} = 42,7 \text{ см.}$$

Касательное напряжение

$$t = \frac{5288}{25 \cdot 42,7} = 4,95 \text{ кг/см}^2 > 4.$$



Фиг. 100.

Для восприятия касательных напряжений поставлены хомуты. Полное косое усилие (по фиг. 100)

$$N = \left[\frac{1,97 + 4,95}{2} \cdot 68,5 + \frac{4,95}{2} \cdot 24 \right] 25 = 7400 \text{ кг.}$$

Необходимая площадь хомутов $f = \frac{7400}{700} = 10,54 \text{ см}^2.$

Поставлено 5 двойных хомутов диаметром $\frac{1}{2}$ общей площадью $f = 12,70 \text{ см}^2.$

Крайние бортовые консоли, находящиеся в более легких условиях работы, имеют 3 двойных хомута $\frac{1}{2}$, общей площадью $7,63 \text{ см}^2$, что достаточно.

§ 58. Расчет тротуарной плиты. Тротуарная плита рассчитывается как балка, заделанная одним концом. Расчетный пролет принимаем равным $l = 4,5$ см.

Нагрузка на 1 метр ширины сложится из:

- 1) собственного веса плиты — $0,10 \cdot 2,4 = 0,240$ т/м,
- 2) толпы $0,500 \cdot 1,25 = 0,625$ т/м (здесь 1,25 — динамический коэффициент*).

Итого — $0,865$ т/м.

Кроме сего, на плиту действует вес перил, приложенный на конце,

$$P = 0,027 \text{ т.}$$

Расчетный опорный момент $M = 0,865 \cdot \frac{0,45^2}{2} + 0,027 \cdot 0,45 = 0,100$ тм.

Расчетная поперечная сила

$$Q = 0,865 \cdot 0,45 + 0,027 = 0,417 \text{ т.}$$

Опорное сечение имеет высоту $h = 15$ см, защитный слой $a = 4$ см, рабочую высоту $h_1 = 15 - 4 = 11$ см, площадь железа — 7 стержней диаметром $\frac{1}{4}$

$$f = 2,22 \text{ см}^2.$$

Ордината нейтральной линии:

$$x = \frac{15 \cdot 2,22}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 11}{15 \cdot 2,22}} \right] = 2,39 \text{ см.}$$

Плечо внутренней пары сил $h' = \frac{x}{3} = 11 - \frac{2,39}{3} = 10,2$ см.

Напряжение бетона $n = \frac{2 \cdot 10\,000}{100 \cdot 2,39 \cdot 10,2} = 8 \text{ кг/см}^2 < 45.$

Напряжение железа $n_f = \frac{10\,000}{2,22 \cdot 10,2} = 442 \text{ кг/см}^2 < 900.$

Скалывающее напряжение $t = \frac{417}{100 \cdot 10,2} = 0,4 \text{ кг/см}^2 < 4:$

обходимся без хомутов.

§ 59. Расчет главных балок. Расчетный пролет балки $l = 7,1$ м.

Постоянная нагрузка на одну главную балку принята в виде равномерно распределенной по всему пролету нагрузки интенсивностью

$$p = 5,60 \text{ т/м.}$$

Точный подсчет дал полный вес всего пролетного строения 82,946 т, что дает на 1 пог. метр главной балки

$$p = \frac{82,946}{7,5 \cdot 2} = 5,536 \text{ т.}$$

* Динамические коэффициенты по нормам 1929 г. см. Приложение V.

Изгибающие моменты вычислены для сечений на расстояниях: $\frac{1}{8} l$, $\frac{1}{4} l$, $\frac{3}{8} l$ и $\frac{1}{2} l$ от опоры — от постоянной нагрузки по формуле

$$M = \frac{p}{2} x(l - x);$$

от временной по линиям влияния с учетом распределяющего действия балластного слоя. Длина площадки, на которую распределяется давление колеса вдоль моста по предыдущим подсчетам

$$a = 0,23 + 2(0,50 - 0,18) = 0,87 \text{ м.}$$

По фиг. 101 а при расчете момента по линии влияния средняя ордината для распределенного по длине a давления груза, стоящего над вершиной, равна

$$y_c = \frac{1}{2} \left(y_{\max} - \frac{a}{4} \operatorname{tg} \alpha + y_{\max} - \frac{a}{4} \operatorname{tg} \beta \right) \\ \frac{1}{2} \left[2 y_{\max} - \frac{a}{4} \left(\frac{x}{l} + \frac{l-x}{l} \right) \right] = y_{\max} - \frac{a}{8}.$$

Для остальных грузов средние ординаты площадок равны ординатам под грузами. Величины моментов, вычисленные таким образом динамическим коэффициентом 1,4, указаны в таблице 36.

Т а б л и ц а 36
Расчетные значения M в тм

Сечение	Абсцисса (относительно опоры) M	$\frac{x(l-x)}{2}$ м^2	M от по- стоянной нагрузки	M от вре- менной нагрузки	M суммар- ный
1	0,89	2,76	15,50	33,31	48,81
2	1,78	5,09	26,50	55,65	82,15
	2,67	5,91	33,20	68,74	101,94
4	3,55	6,30	35,30	74,66	109,96

Поперечные силы определены для сечений на опоре и по середине пролета.

От постоянной нагрузки

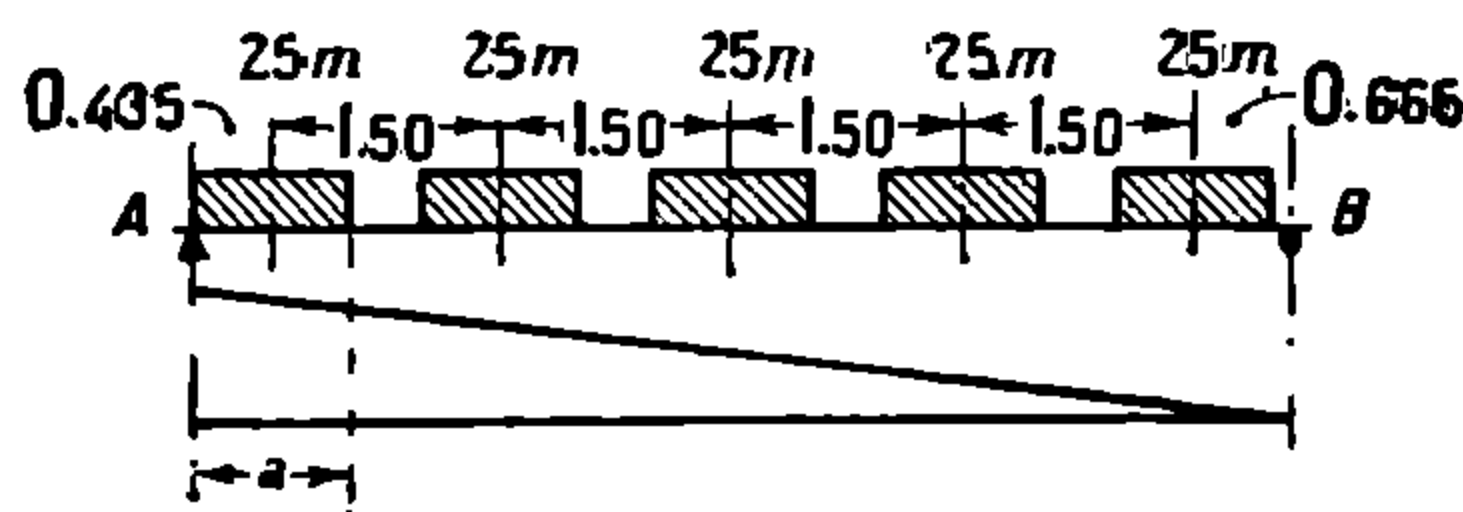
$$Q_0 = p \frac{l}{2} = \frac{1}{2} \cdot 5,60 \cdot 7,10 = 19,88 \text{ т}$$
$$Q \frac{l}{2} = 0.$$

От временной нагрузки, так же как и для моментов, с учетом распределяющего действия баласта, по фиг. 101б, значения поперечных сил определены в таблице 37.

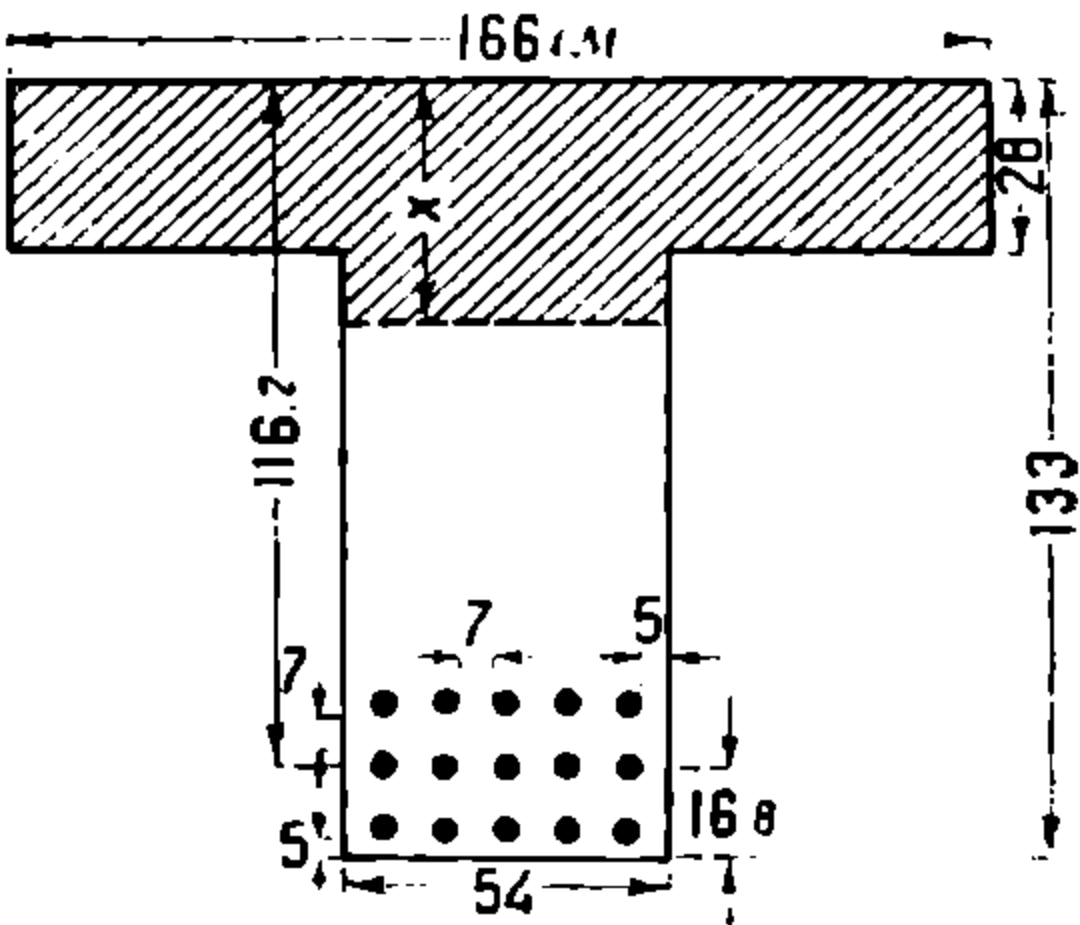
Т а б л и ц а 37
Расчетные значения *Q*

Сечение	Абсцисса относи- тельно опоры <i>M</i>	<i>Q</i> от по- стоянной нагрузки <i>т</i>	<i>Q</i> от вре- менной нагрузки <i>т</i>	<i>Q</i> суммар- ное <i>т</i>
0	0	19,88	45,17	65,05
4	3,55	0	13,99	13,99

Значение поперечной силы по вну-
треннему ребру опорной поперечной балки
(место проверки сечения главной балки на



Фиг. 101 б.



Фиг. 102.

главное напряжение) находится интерполяцией при расстоянии сечения
от опоры на 20 см:

$$Q_0 = 65,05 - \frac{(65,05 - 13,99)}{3,55} \cdot 0,20 = 62,17 \text{ т.}$$

Проверка напряжений производится для середины пролета и на опоре.
Сечение по середине пролета имеет размеры, указанные на фиг. 102.

Площадь железа: 15 стержней по $1\frac{1}{4}$
 $f = 118,3 \text{ см}^2$

Ордината нейтральной линии находится из известного уравнения:

$$54x^2 + 2x[15 \cdot 118,3 + 112 \cdot 28] - 30 \cdot 116,2 \cdot 118,3 - 112x \cdot 28^2 = 0$$

$$x = 41,50 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения:

$$J = \frac{1}{3} \cdot 166 \cdot 41,5^3 - \frac{1}{3} \cdot 112 \cdot 13,5^3 + 15 \cdot 118,3 \cdot 74,7^2 = 13\,765\,000 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения

$$S = 166 \cdot 28 \cdot 27,5 + \frac{1}{2} \cdot 54 \cdot 13,5^2 = 132\,700 \text{ см}^3.$$

Плечо внутренних сил: $z = \frac{13\,765\,000}{132\,700} = 103,7 \text{ см.}$

Напряжение железа $n_f = \frac{10\,996\,000}{118,3 \cdot 103,7} = 897 \text{ кг/см}^2 < 900.$

Напряжение бетона $n = 897 \cdot \frac{41,5}{15 \cdot 74,7} = 33 \text{ кг/см}^2 < 45.$

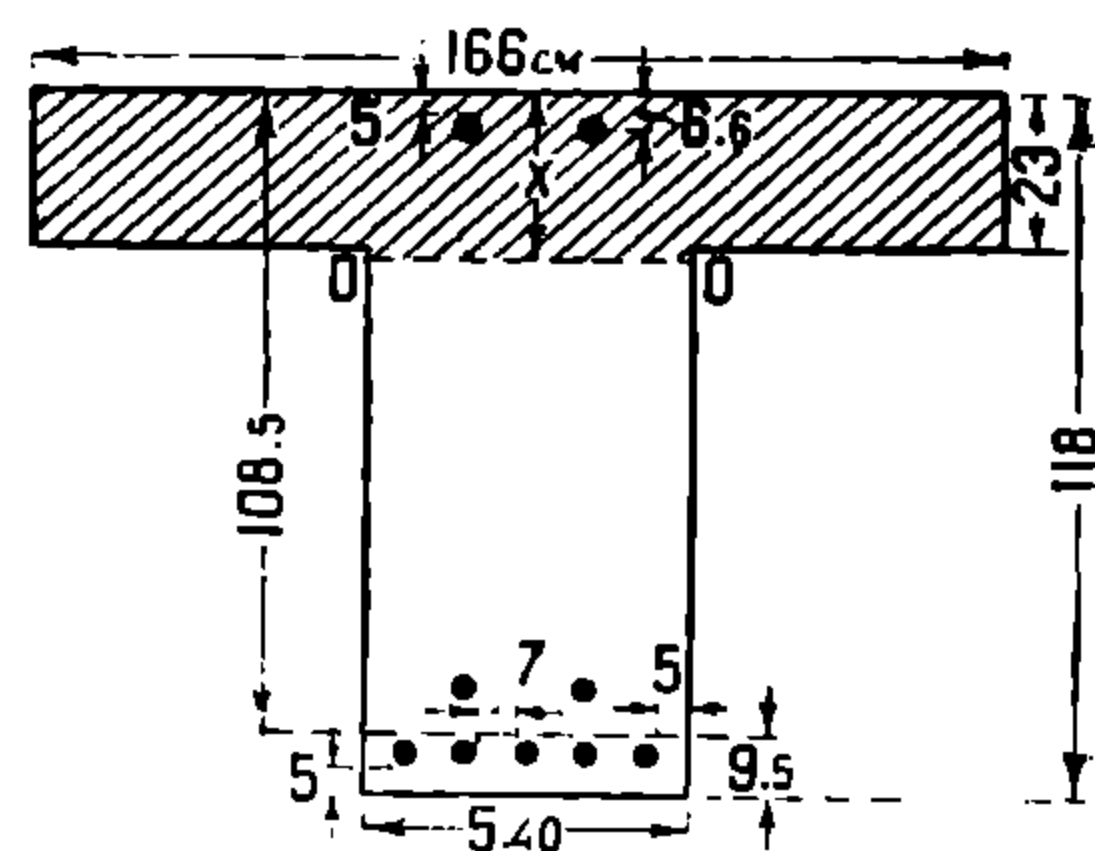
Скалывающее напряжение: $t = \frac{13\,990}{54 \cdot 103,7} = 2,50 \text{ кг/см}^2 < 15.$

Опорное сечение (фиг. 103). Площадь
железа растягиваемого — 7 стержней $1 \frac{1}{4}$ ":

$$f = 55,2 \text{ см}^2;$$

сжимаемого — 2 стерж. $1 \frac{1}{4}$ ":

$$f = 15,8 \text{ см}^2.$$



Фиг. 103.

Ордината нейтральной линии из уравнения

$$54x + 2x[15 \cdot 71 + 112 \cdot 23] - 30 \cdot (55,2 \cdot 108,5 + 15,8 \cdot 6,6) - 23 \cdot 112 = 0$$

$$x = 27,6 \text{ см.}$$

Момент инерции сечения:

$$J' = \frac{1}{3} \cdot 166 \cdot 27,6^3 - \frac{1}{3} \cdot 112 \cdot 4,6^3 + 15 \cdot 15,8 \cdot 21^2 + 15 \cdot 55,2 \cdot 80,9^2 = 6\,690\,620 \text{ см}^4.$$

Статический момент полусечения: $S = 15 \cdot 55,2 \cdot 80,9 = 66\,985 \text{ см}^3.$

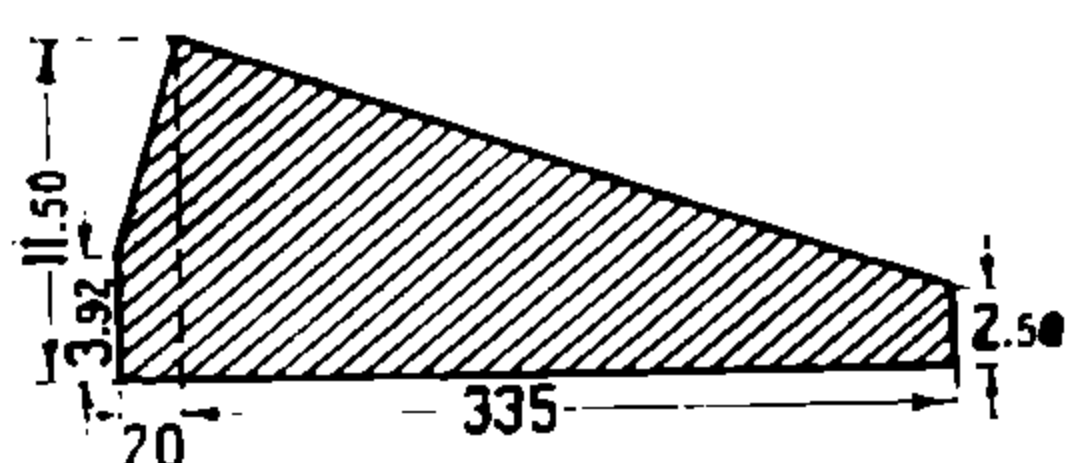
Плечо внутренних сил $z = \frac{6\,690\,620}{66\,985} = 99,9 \text{ см.}$

Скалывающее напряжение: $t = \frac{62\,170}{54 \cdot 99,9} = 11,50 \text{ кг/см}^2 < 15.$

Скалывающее напряжение над теоретической опорой

$$t_1 = \frac{65\,050}{166 \cdot 99,9} = 3,92 \text{ кг/см}^2 < 15.$$

Полное косое усилие (по фиг. 104)

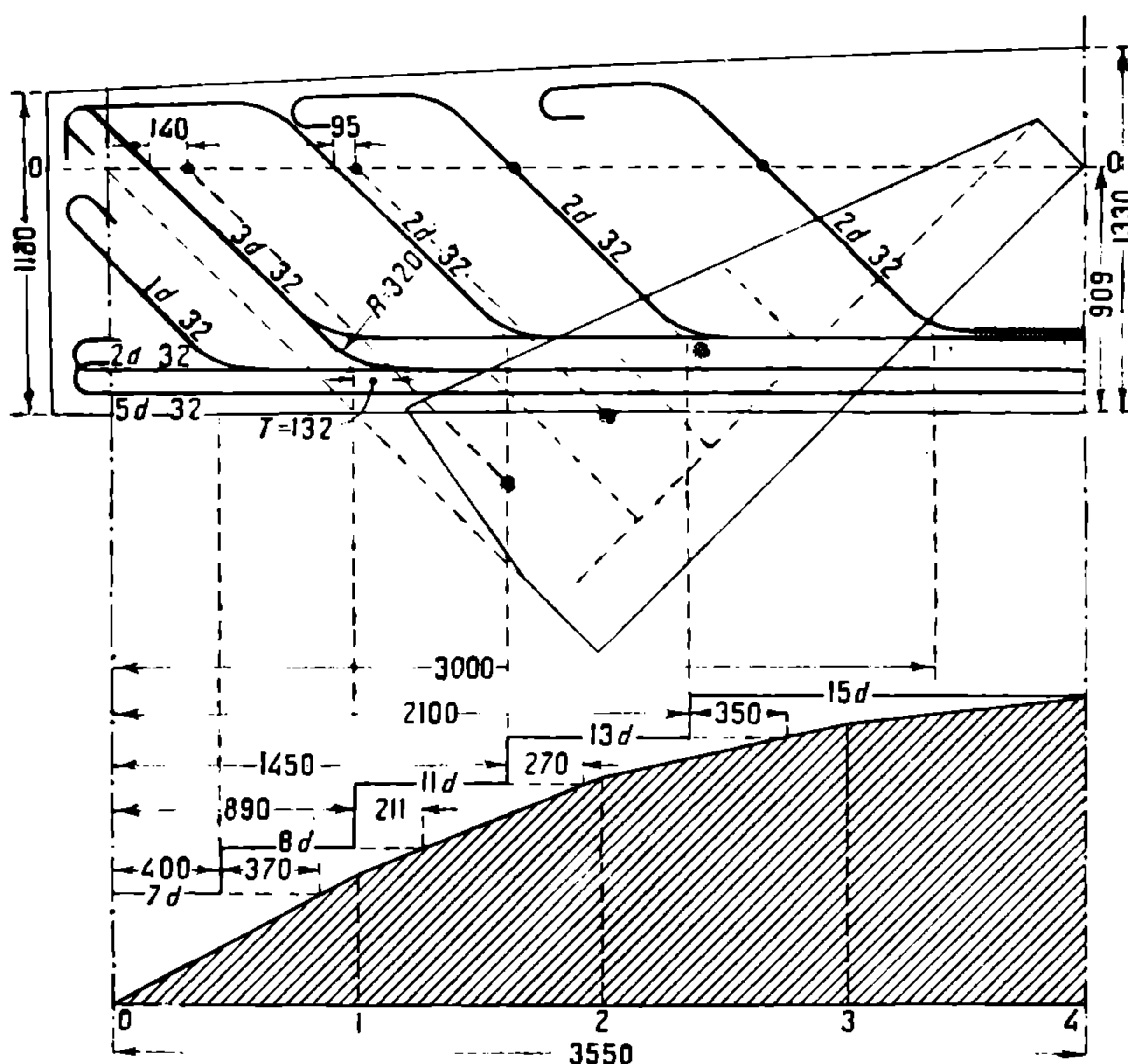


Фиг. 104.

$$54 \left(\frac{3,92 + 11,50}{2} \cdot 20 + \frac{11,50 + 2,50}{2} \cdot 335 \right) = 135\,146 \text{ кг.}$$

Часть усилия, воспринимаемого наклонной арматурой, состоящей (фиг. 105) из 7 отогнутых рабочих стержней и 2 коротышей диаметром $1 \frac{1}{4}$ общей площадью $f = 71 \text{ см}^2$

$$N = 71 \cdot 900 \cdot \frac{1}{\sin 45^\circ} = 90\,100 \text{ кг,}$$



Фиг. 105.

что составит $\frac{90\,010 \cdot 100}{135\,146} = 66,7\%$ от полного усилия*.

Усилие, передаваемое хомутам: $135\,146 - 90\,100 = 45\,046 \text{ кг.}$

* Расчет наклонной арматуры по нормам 1929 г. см. Приложение V

Один хомут в 4 оборота диаметром $\frac{1''}{2}$ воспринимает усилие
 $5,07 \cdot 700 = 3549 \text{ кг.}$

Необходимое число хомутов в полупролете:

$$\frac{45046}{3549} = 12,6 \text{ шт.};$$

поставлено 16 шт.

Среднее расстояние между ними $\frac{355}{16} = 22,2 \text{ см.}$

Отгиб рабочих стержней и расстановка коротышей указаны на фиг. 105.

Моменты, выдерживаемые различными сечениями, указаны в таблице 38.

Т а б л и ц а 38

Допускаемые моменты

Число стержней	Диаметр	Площадь см^2	Допускаемый момент кгсм
15	$1\frac{1}{4}''$	118,3	$900 \cdot 118,3 \cdot 103,7 = 1\,104\,100$
13		102,6	$900 \cdot 102,6 \cdot 102,6 = 9\,474\,000$
11		86,8	$900 \cdot 86,8 \cdot 101,5 = 7\,929\,000$
8		63,1	$900 \cdot 63,1 \cdot 99,9 = 5\,673\,000$
7		55,2	$900 \cdot 55,2 \cdot 99,9 = 4\,963\,000$

Средняя ордината нейтральной линии относительно низа ребра:

$$x = \frac{1}{2} (118 - 27,6 + 113 - 41,5) = 90,9 \text{ см.}$$

Напряжение сцепления у опоры по расчету на половинную поперечную силу (ввиду наличия крючков)

$$t_1 = \frac{65\,050}{2 \cdot 99,9 \cdot 9,96 \cdot 7} = 4,65 \text{ кг/см}^2 < 5$$

§ 60. Расчет опорных частей. Наибольшая опорная реакция

$$A \text{ пост.} + A \text{ врем.} = 19\,880 + \frac{1}{1,40} \cdot 45\,170 = 52\,144 \text{ кг}$$

без динамической добавки).

Площадь опирания $\omega = 134 \cdot 52 = 6\,968 \text{ см}^2$

Давление на кладку устоя $n = \frac{52\,144}{6\,968} = 7,48 \text{ кг/см}^2 < 8$

Давление на подферментник $n = \frac{52\,144}{59 \cdot 40} = 24 \text{ кг/см}^2 < 30.$

Пример 7. Конструкция и расчет арочного пролетного строения моста под обыкновенную дорогу отверстием 90 м*).

§ 61 Основные данные проекта. Общий вид моста изображен на фиг. 106. 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. 107. 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 середины к тротуарам 2‰. Железобетонная 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 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 $85 \cdot 65$ см, убывающее к опорам и ключу до $60 \cdot 65$ см, две крайние арки имеют постоянное сечение $60 \cdot 60$ см. Шарниры арок устроены при помощи свинцовых прокладок, занимающих среднюю треть высоты шва. В местах расположения стоек и у шарниров арки соединены распорками. Арки выполняются из бетона марки 2. Допускаемые напряжения по нормам НКПС. 1926 г.**)

Расчетные нагрузки по — 1-й (тяжелой) схеме Упшосса от 1921 г.***) В дальнейшем приводится расчет только главных арок (средних), так как расчет проезжей части достаточно выяснен в предыдущих примерах, а расчет каменных опор приведен в главе 6.

РАСЧЕТ ГЛАВНЫХ АРОК.

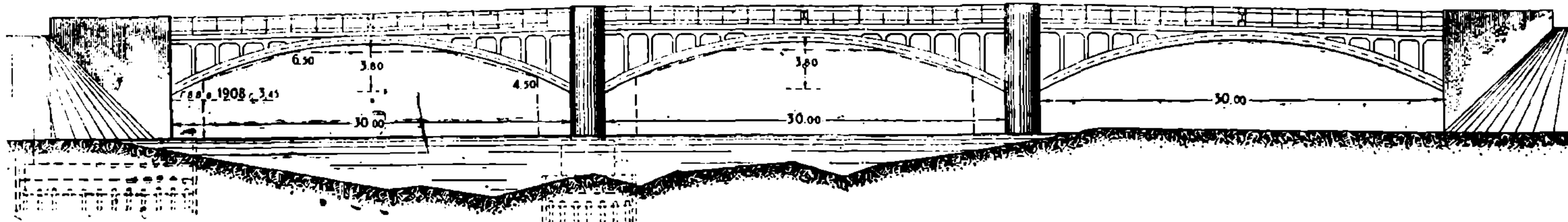
§ 62. Геометрические размеры арки и схема расчета. Очертание арки принято параболическое.

Расчетный пролет $l = 30,2$ м.

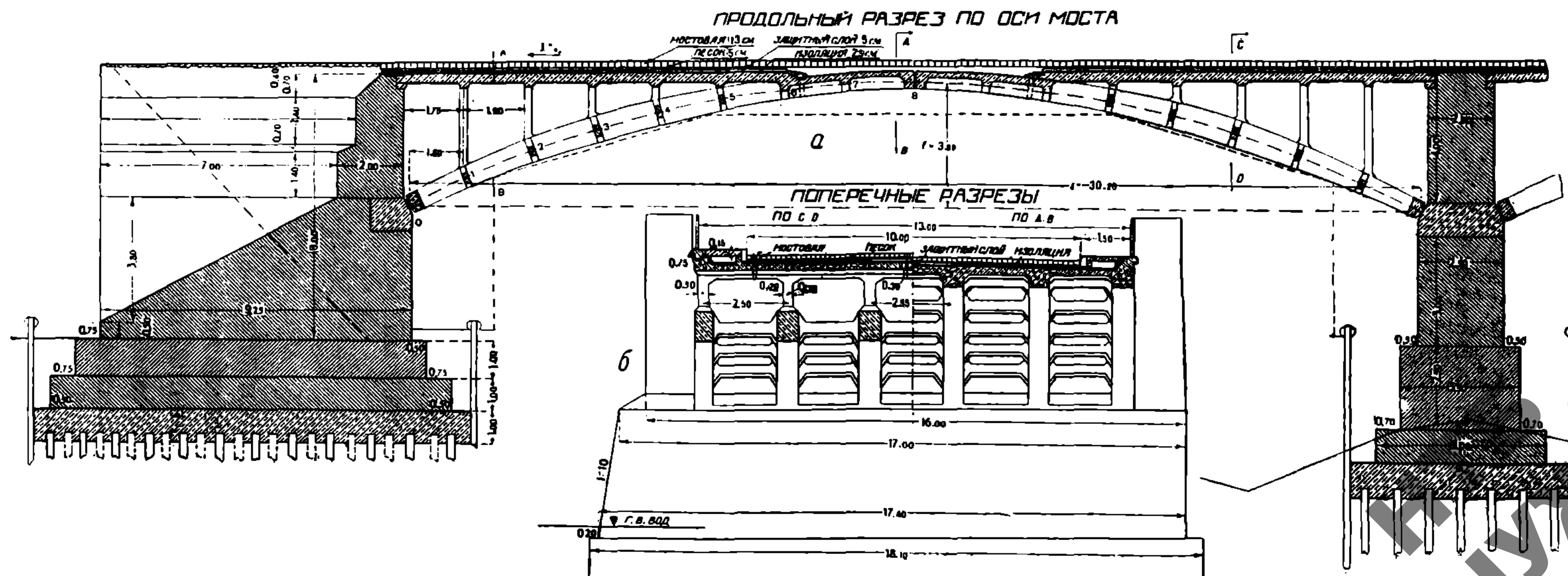
*) Мост через реку Тезу в гор. Шуе по проекту автора.

**) Нормы 1929 г. см. приложение 5.

***) Нагрузки по нормам 1927 г. см. приложение 2.



Фиг. 106.



Фиг. 107.

Стрела подъема арки $f = 3,8 \text{ м}$.

Арки рассчитываются как трехшарнирные, причем считается, что нагрузка передается в узловых точках под стойками. Усилия и напряжения подсчитаны для узловых точек №№ 0, 1, 2, 3, 4, 6, 8 (фиг. 107).

Ординаты этих точек по оси арки определены по уравнению параболы:

$$y = \frac{4f}{l^2} x (l - x)$$

и помещены в таблице 39.

Т а б л и ц а 39
Координаты точек оси арки (м)

№№ сечений		$l - x$	$x (l - x)$	y
1	1,6	28,6	45,76	0,763
2	3,5	26,7	93,45	1,558
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

§ 63. Нагрузка средней арки.

а) Постоянная нагрузка.

1) Вес полотна и плиты $1\,000 \text{ кг/м}^2$. При расстоянии между осями арок $2,5 \text{ м}$ на среднюю арку передается $1\,000 \cdot 2,5 = 2\,500 \text{ кг/м}$.

2) Вес поперечных балок, отнесенный к 1 м арки $= 294 \text{ кг/м}$.

3) Вес стоек над арками, принимаемый как равномерно распределенный на весь пролет: 89 кг/м .

4) Вес распорок — 212 кг/м^2 .

5) Собственный вес арки при среднем сечении арки $70 \cdot 65 \text{ см}$
 $2,4 \cdot 0,7 \cdot 0,65 = 1\,090 \text{ кг/м}$

Итого постоянная нагрузка $= 4\,185 \text{ кг/м}$.

Принимаем округленно в запас $p = 4\,200 \text{ кг/м}$.

б) Временная нагрузка.

При величине пролета арки $30,2 \text{ м}$ невыгоднейшим случаем будет загрузка поездом из двух рядов 10-тонных автомобилей. Невыгоднейшая установка автомобилей поперек моста указана на фиг. 108.

Давление на арку $S = \left(1 + \frac{2,5 - 1,8}{2,5} + \frac{2,5 - 0,9}{2,5} \right) = 1,92 \text{ Р}$.

Так как усилия в сечениях арки исчисляются по таблицам моментов НКПС, составленных для двух рядов автомобилей, т. е. $4P$, то коэффициент поперечной установки

$$\eta = \frac{1}{4} 1,92 = 0,48$$

§ 64. 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 0.

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 пролетом $l = 30,2$ м, H — распор арки.

φ — угол касательной к оси арки в данном сечении с горизонтом.

Линии влияния $Q_0 \sin \varphi$ и $H \cos \varphi$ изображены на фиг. 109. Суммируя их, получим общий вид линии влияния N для любого сечения.

Площадь линии влияния может быть исчислена по формуле

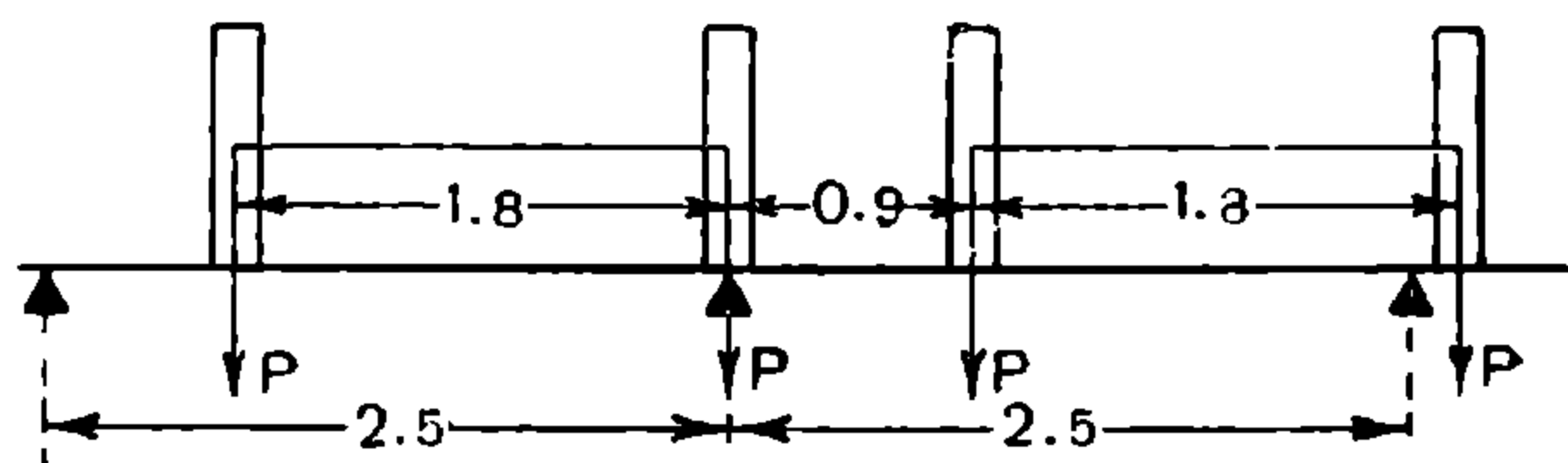
$$\omega = \frac{l^2}{8f} \cos \varphi + \left(\frac{l}{2} - x - \frac{d}{2} \right) \sin \varphi.$$

Для любого сечения арки

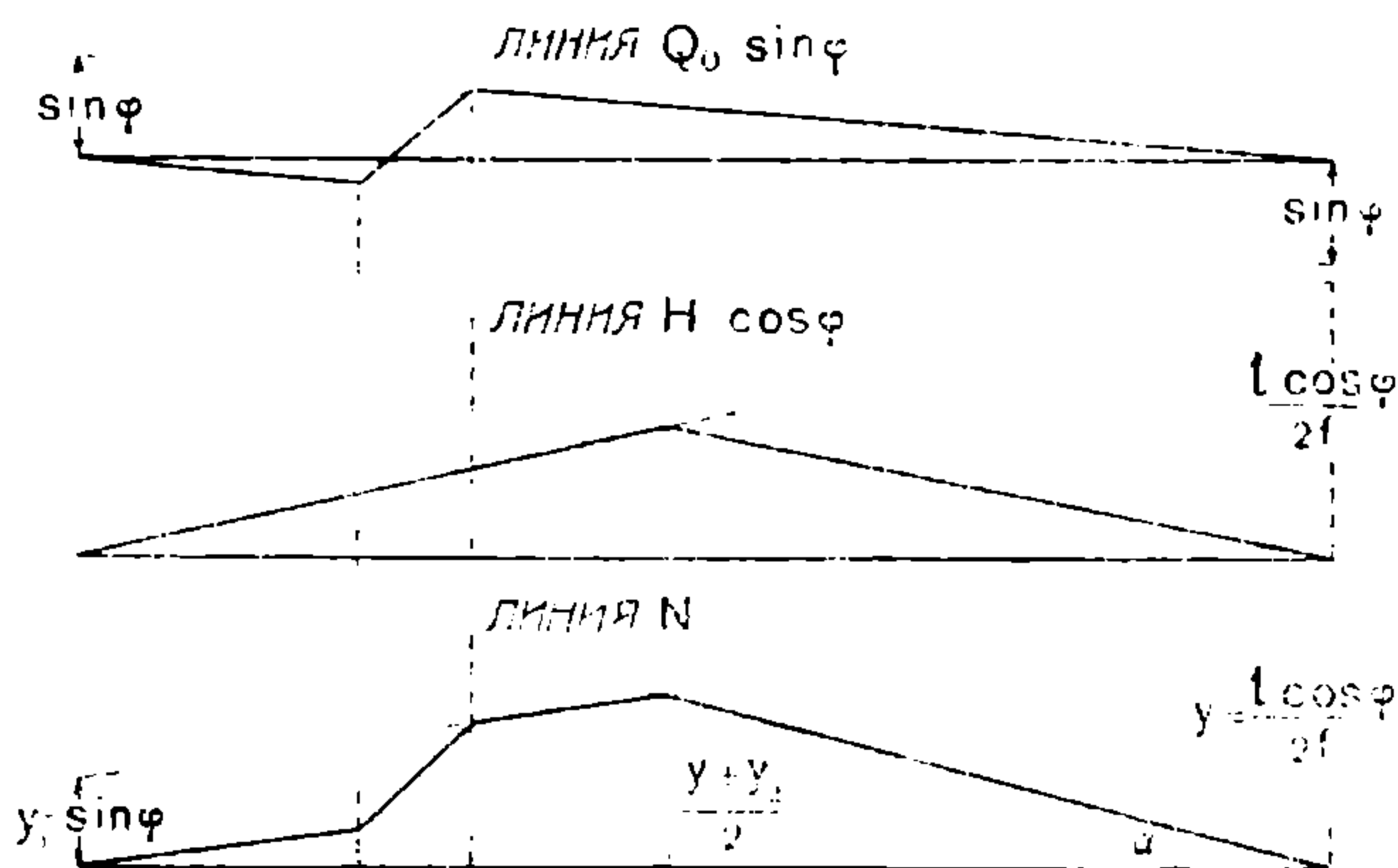
$$\operatorname{tg} \varphi = y' = \frac{4f}{l^2} (l - 2x).$$

По найденному тангенсу определяем, пользуясь таблицами, $\sin \varphi$ и $\cos \varphi$. Затем вычисляем ординаты линии влияния

$$y_1 = \sin \varphi, \text{ и } y_2 = \frac{l \cos \varphi}{2f}$$



Фиг. 108.



Фиг. 109.

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 произведенных вычислений для всех сечений приведены в таблицах 40 и 41.

Т а б л и ц а 40

Характерные величины линий влияния N

№№ сечений		$l - 2x$	$\operatorname{tg} \varphi$	$y_1 = \sin \varphi$	$\cos \varphi$	$y_2 = \frac{l \cos \varphi}{2f}$	$\frac{y_1 + y_2}{2}$	$\operatorname{tg} \alpha_1$	$\operatorname{tg} \alpha_2$
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

Т а б л и ц а 41

Площади и величины продольной силы N от постоянной нагрузки

№№ сечений	$\frac{l^2}{8f} \cos \varphi$	$a = \frac{l}{2} - x - \frac{d}{2}$	$a \sin \varphi$		$N = \omega p$
1	26,9	12,55	5,07	31,97	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

§ 65. 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

$$M = M_0 - H_y$$

Здесь M_0 — изгибающий момент в простой балке пролетом — 30,2 м, y — ордината оси арки.

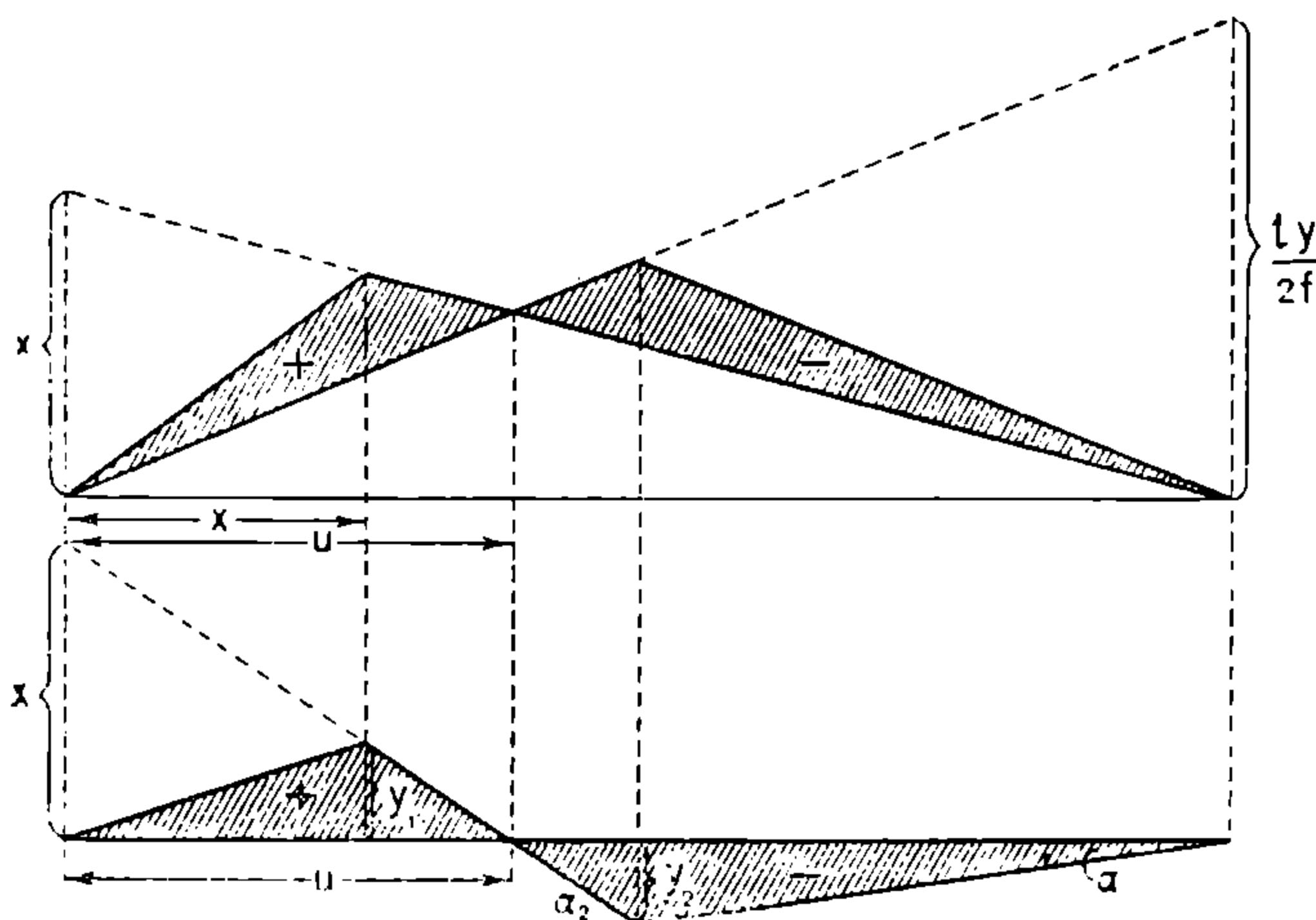
Вид линии M показан на фиг. 110.

Абсцисса нулевой точки u определяется по условию

$$\frac{x}{l}(l-u) = \frac{l \cdot y}{2f} \frac{1}{l} \cdot u,$$

отсюда подставляя численные значения

$$\frac{u}{l} = \frac{1}{1 + 3,97 \frac{y}{x}}$$



Фиг. 110.

По определении абсциссы нулевой точки, вычисляем последовательно

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{x}{u}, \quad y_1 = (u - x) \operatorname{tg} \alpha_2; \quad y_2 = \left(\frac{l}{2} - u \right) \operatorname{tg} \alpha_2; \quad \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{2y_2}{l},$$

а также (для проверки) величины отрицательных и положительных площадей.

Все произведенные вычисления приведены в таблицах 42 и 43.

ТАБЛИЦА 42

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
	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 43

Характерные ординаты и площади линий влияния M

№№ сечений	x	u	$\operatorname{tg} \alpha_2$	$y-x$	$\frac{l}{2}-u$	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	1,160	0,097	12,40	12,31

Примечание. В пределах точности вычислений $\omega_1 - \omega_2 = 0$.

При вычислении моментов и продольных сил пользуемся таблицами статических моментов поезда автомобилей**).

Соответствующие величины M и N определяются по известным формулам

$$(N) = M = \sum Py = (M_n + c \sum_1^n P) \operatorname{tg} \alpha_1 - M_k (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2),$$

здесь $\operatorname{tg} \alpha_1$ и $\operatorname{tg} \alpha_2$ для вычисления M берутся по табл. 43, для N по табл. 40.

M_n , M_k , c в обоих случаях имеют одно и то же значение.

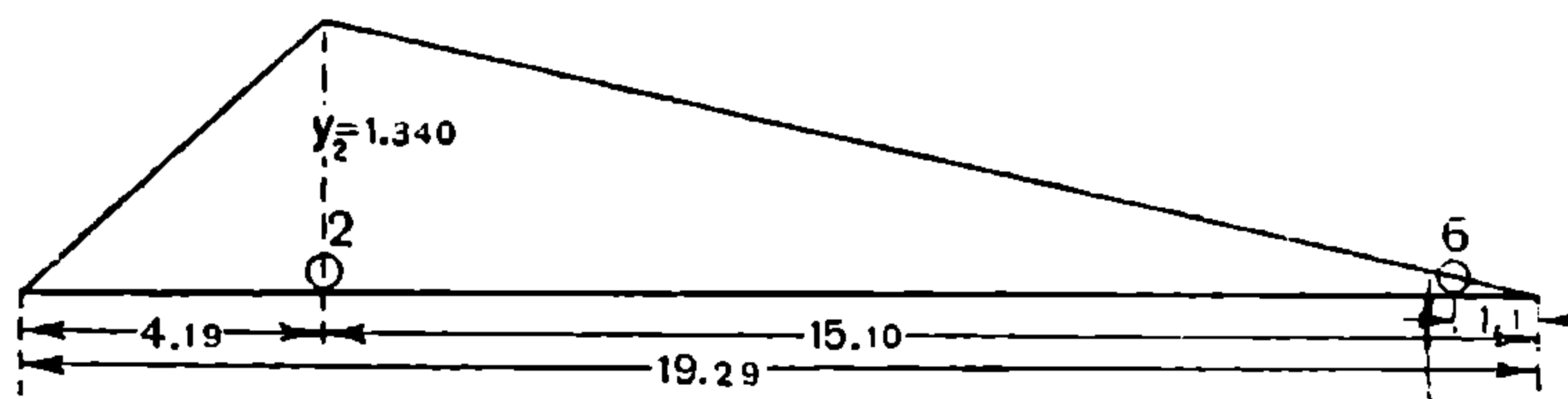
По предыдущему коэффициент поперечной установки $\eta = 0,48$.

Принимая динамический коэффициент $\mu = 1,4$, мы должны табличные значения моментов умножить на величину

$$1,4 \cdot 0,48 = 0,672.$$

Сечение 1. Схема поезда А.

Опасный случай $\min M$, т. е. загрузка правой части (фиг. 111.) *



Фиг. 111.

Критический груз 2-й.

$$\begin{aligned} \min M_1 &= (488,4 + 60 \cdot 1,1) 0,048 - 22,8 (0,048 + 0,154) = \\ &= 584 \cdot 0,48 - 22,8 (0,04 + 0,154) = 22 \text{ тм.} \end{aligned}$$

*) На фиг. 111—115 изображены лишь правые ветви линий влияния моментов, соответствующие $\min M$, так как $\max M$ не опасен.

**) См. сборник № 4 бюро инженерных исследований.

Вводя поправочный коэффициент 0,672

$$\text{Min } M = 0,672 \cdot 22 = 14,8 \text{ тм.}$$

Соответствующая продольная сила при значениях $\text{tg } \alpha_1$ и $\text{tg } \alpha_2$ по таблице 40 и при той же установке поезда, что и для $M \text{ min}$.

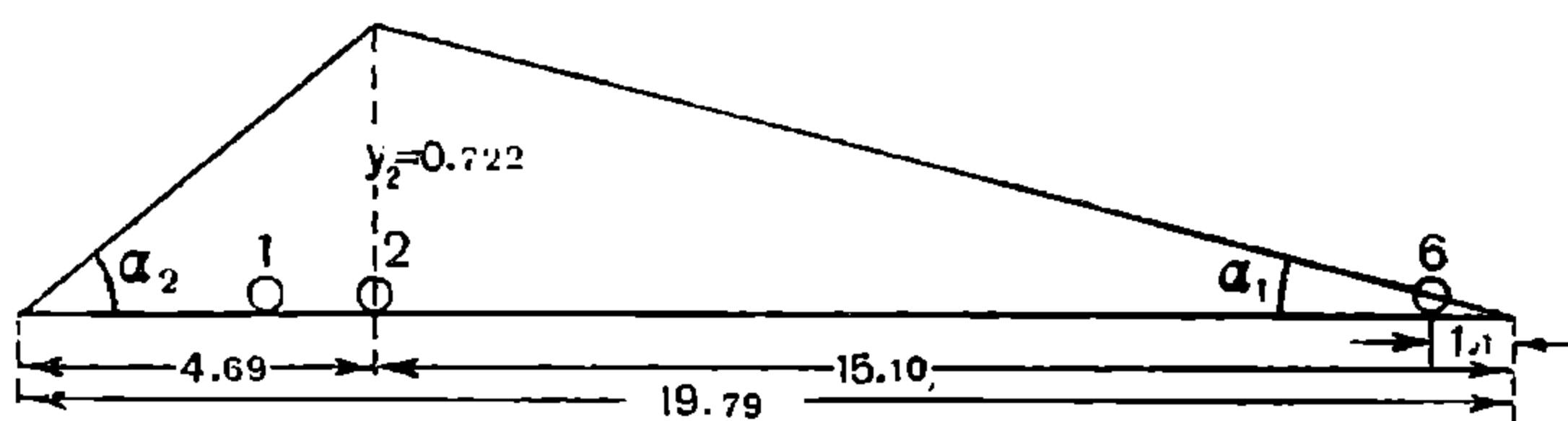
$$N = 584 \cdot 0,131 - 22,8 (0,131 + 0,104) = 67,24 \text{ т.}$$

С поправкой

$$N = 0,672 \cdot 67,24 = 45,15 \text{ т.}$$

Случай макс M в виду симметрии сечения (см. дальше) менее опасен.

Сечение 2 (фиг. 112).

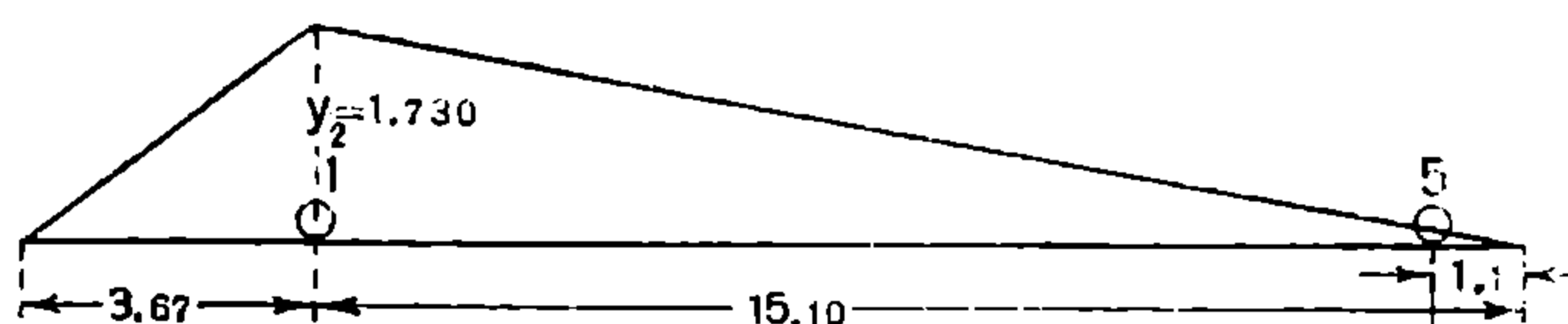


Фиг. 112.

$$\text{Min } M_2 = 0,672 [554,4 \cdot 0,089 - 22,8 (0,089 + 0,121)] = 26,8 \text{ тм;}$$

$$N_2 = 0,672 [554,4 \cdot 0,133 - 22,8 (0,110 + 0,133)] = 45,8 \text{ т.}$$

Сечение 3. Схема В (фиг. 113).



Фиг. 113.

$$\text{Min } M_3 = 0,672 (374,4 - 54 \cdot 1,1) \cdot 0,115 = 33,05 \text{ тм;}$$

$$N_3 = 0,672 \cdot 433,8 \cdot 0,135 = 39,4 \text{ тм.}$$

Сечение 4. Схема В (фиг. 114).

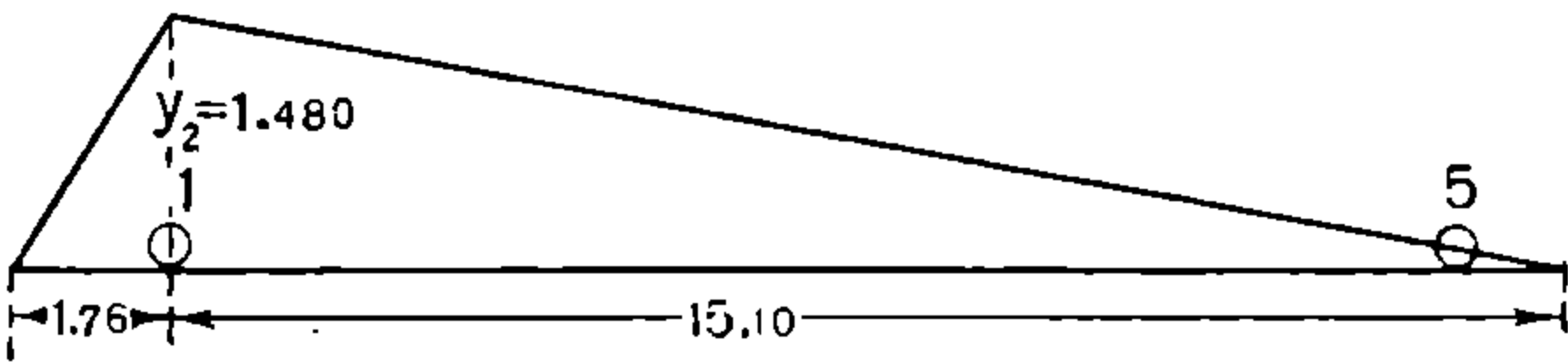


Фиг. 114.

$$\text{Min } M_4 = 0,672 \cdot 433,8 \cdot 0,125 = 36,4 \text{ тм;}$$

$$N_4 = 433,8 \cdot 0,135 \cdot 0,672 = 39,4 \text{ т.}$$

Сечение 6 (фиг. 115).



Фиг. 115.

$$\text{Min } M_6 = 433,8 \cdot 0,097 \cdot 0,672 = 28,4 \text{ тм};$$
$$N_6 = 0,672 \cdot 433,8 \cdot 0,134 = 39,1 \text{ т}.$$

Значения моментов и продольных сил от полной нагрузки приведены в таблице 44.

ТАБЛИЦА 44

Расчетные значения изгибающих моментов и продольных сил в сечениях арки

№№ сечений	Продольная сила N (т)			Момент M т.м	$e = \frac{M}{N}$ 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

§ 66. Расчет нормальных напряжений в сечениях арки. Наиболее опасным является сечение № 4. Размеры сечения указаны на фиг. 116. Арматура принята симметричная из 14 стержней диаметром

$$1 \frac{1}{2} " = 38,1 \text{ мм};$$
$$f = f_1 = 79,8 \text{ см}^2.$$

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

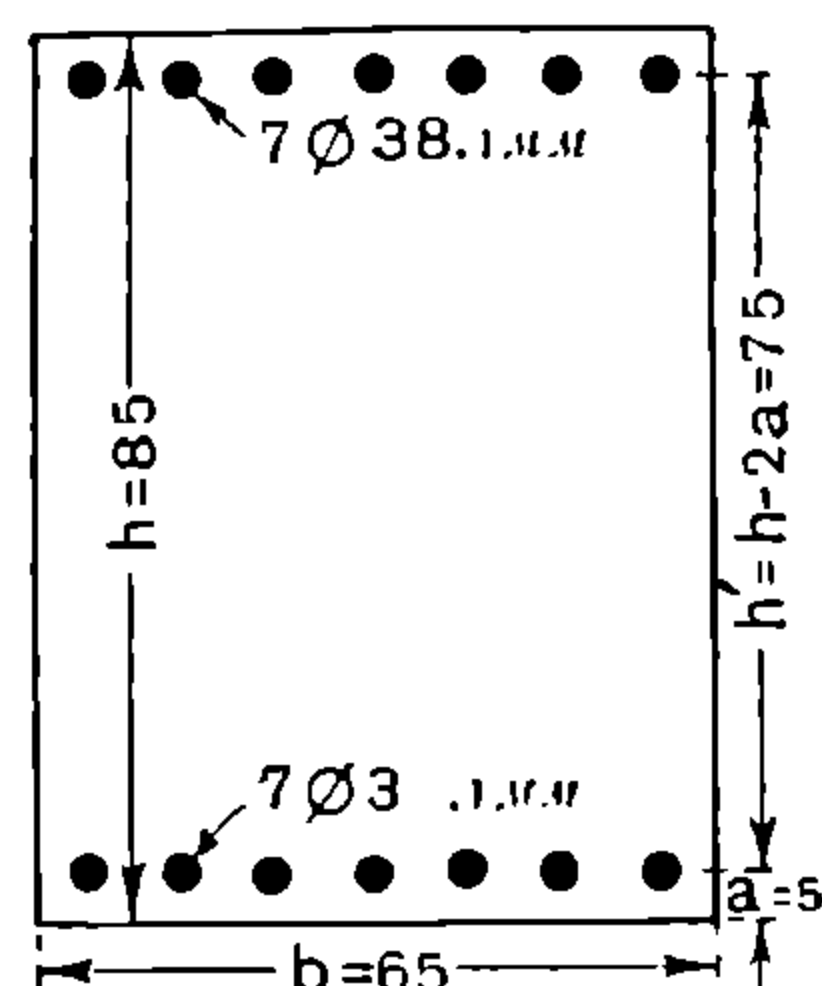
$$t = 0,985, \quad x = 0,985 \cdot 85 = 82 \text{ см.}$$

Напряжение в бетоне

$$\sigma = \frac{N}{\frac{bx}{2} + mf \frac{2x-h}{x}} = \frac{169\,900}{2660 + 1250} = 43,4 \text{ кг/см}^2 < 45$$

в железе

$$\sigma_f = \frac{x-a}{x} m \sigma = 612 \text{ кг/см}^2 < 900.$$



Фиг. 116.

Растяжения в железе не будет.

Сечения № 3 и № 5 имеют те же размеры и арматуру; проверка напряжений для них излишня.

Сечения № 2 и № 6:

$$M_2 = 26,8 \text{ тм}; \quad N_2 = 178,4 \text{ т}; \quad M_6 = 28,4 \text{ тм}; \quad N_6 = 165,5 \text{ т}.$$

Высота сечения принята $h = 75 \text{ см}$; арматура та же, что и в предыдущем случае $f = 79,8 \text{ см}^2$.

$$\mu = \frac{79,8}{48,75} = 0,0164$$

Уравнение для определения x в сечении 6

$$e = 0,172$$

$$f(t) = 0,678 t^3 - 0,550 t^2 + 0,459 t - 0,592 = 0$$

$$f(1) = 0,005$$

Можно принять $t = 1$, $x = 85 \text{ см}$.

В этом случае напряжения могут быть определены по формуле

$$n = \frac{N}{\omega_{np}} \pm \frac{M}{W_{np}}$$

$$\omega_{np} = 75 \cdot 65 + 2 \cdot 15 \cdot 79,8 = 7\,269 \text{ см}^2$$

$$J_{np} = \frac{75^3 \cdot 65}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 79,8 \cdot 32,5^2 = 4\,820\,000 \text{ см}^4.$$

$$W_{np} = \frac{4\,820\,000}{37,5} = 128\,500 \text{ см}^3.$$

Напряжение в бетоне

$$n = \frac{165\,500}{7\,269} \pm \frac{2\,840\,000}{128\,500} = 22,8 \pm 22,1 \text{ кг/см}^2$$

$$n = 44,9 \text{ кг/см}^2 < 45$$

Напряжение в железе не опасны.

Для сечения 2:

$$n = \frac{178\,400}{7\,269} \pm \frac{2\,680\,000}{128\,500} = 24,6 \pm 20,8 \text{ кг/см}^2$$

$$n = 45,4 \text{ кг/см}^2 \leq 45$$

Сечение № 1.

$$M = 14,8 \text{ тм}; \quad N = 179,65 \text{ т}$$

Высота сечения $h = 70 \text{ см}$

Арматура из 12 стержней $1\frac{1}{2}''$; $f = 68,4 \text{ см}^2$

$$\omega_{np} = 70 \cdot 65 + 2 \cdot 15 \cdot 68,4 = 6\,605 \text{ см}^2$$

$$J_{np} = \frac{70^3 \cdot 65}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 30^2 = 3\,707\,000 \text{ см}^4.$$

$$W_{np} = \frac{3\,707\,000}{35} = 106\,000 \text{ см}^3.$$

Напряжение в бетоне

$$n = \frac{179\,650}{6\,605} \pm \frac{1\,480\,000}{106\,000} = 27,2 \pm 14 \text{ кг/см}^2$$

$$n_{\max} = 41,2 \text{ кг/см}^2 < 45$$

Напряжение в железе не опасны.

НТБ
ДНУЖТ

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. 117, а ординаты определяются как и в предыдущих случаях. Площадь линии влияния

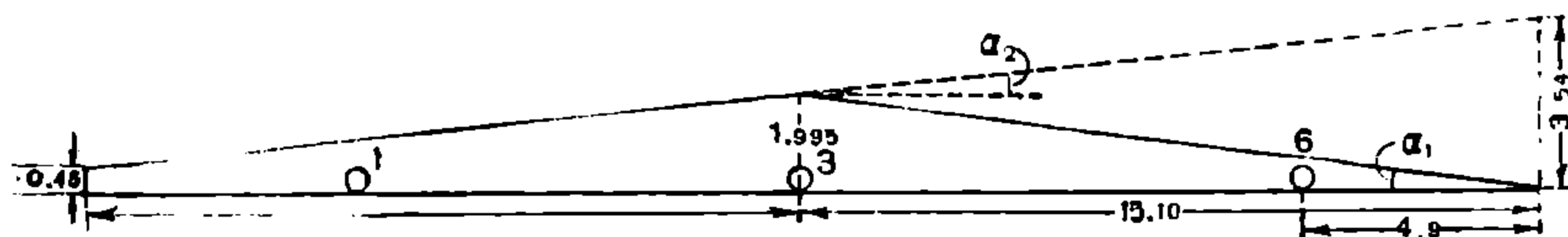
$$\omega = \frac{0,45 + 1,995}{2} \cdot 15,1 + \frac{1,995}{2} \cdot 15,1 = 33,5 \text{ м}$$

Продольная сила от постоянной нагрузки

$$N_p = 4,2 \cdot 33,5 = 140,7 \text{ т.}$$

От временной нагрузки невыгоднейшая установка автомобилей (схема В) указана на фиг. 117, продольная сила вычисляется по таблицам моментов поезда автомобилей.

$$\text{Max } N = 0,672 [(579,6 + 60 \cdot 4,9) \cdot 0,132 - 117,2 (0,132 + 0,162)] = 59,2 \text{ т.}$$



Фиг. 117.

Полная продольная сила

$$N = 199,9 \text{ т.}$$

Опорное сечение имеет высоту $h = 60 \text{ см}$. Арматура симметричная из 8 прутьев $1\frac{1}{2}''$; $f + f' = 91,2 \text{ см}^2$.

$$\omega_{ap} = 60 \cdot 65 + 15 \cdot 91,2 = 526 \text{ см}^2.$$

Напряжение в бетоне

$$n = \frac{199\,900}{5\,267} = 38 \text{ кг/см}^2 < 45$$

§ 67. 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

$$N = 199,9 \text{ т} \sim 200 \text{ т.}$$

Шарниры исполняются из бетона марки 1, т. е. состава $1:1\frac{1}{2}:3$. Для такого бетона допускаемое напряжение на сжатие 50 кг/см^2 . По

Т. У. сооружения каменных и бетонных 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 $b = 65 \text{ см}$. При помощи утолщения распорки и вутов на опоре доводим эту ширину до 85 см.

Таким образом длина свинцовой прокладки принята 85 см. Ширина — $20 \text{ см} = \frac{1}{3}$ высоты арки.

Напряжение в шарнире.

$$n = \frac{200\,000}{85 \cdot 20} = 118 \text{ кг/см}^2 < 120$$

Для ключевого шарнира конструкция принята та же, так что проверка напряжений излишня.

НТБ
ДНУЖТ

ЧАСТЬ III

КАМЕННЫЕ МОСТЫ

НТБ
ДНУЖТ

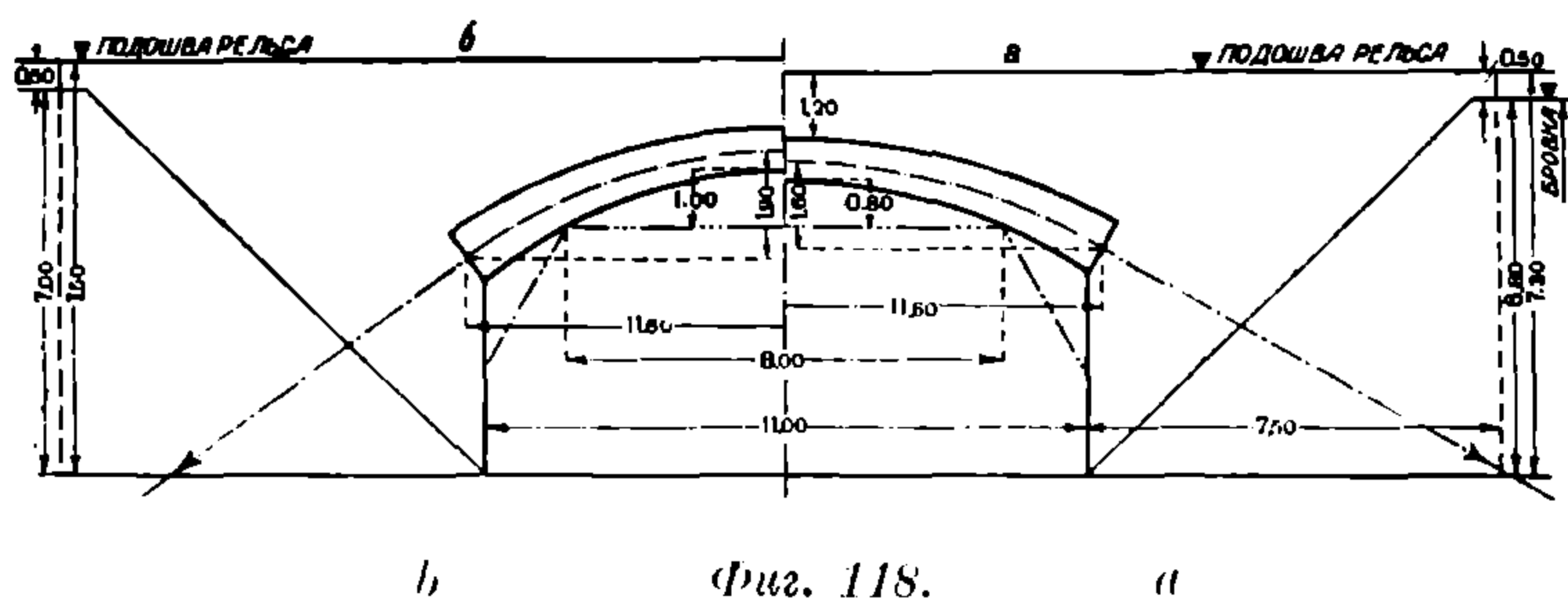
НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА ПЯТАЯ

ЭСКИЗНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 8. Составление эскиза моста под железную дорогу через улицу

§ 68. Первый вариант. Местные условия сводятся к следующим. Ширина проезда по улице под мостом 8 м, ширина тротуаров по 1,5 м. Высота провета под мостом 4,5 м по всей ширине ездового полотна; на тротуарах эта высота может быть снижена до 2,0 м. Высота моста (или насыпи) должна быть по возможности наименьшая. Грунт — плотный песок.



При данных условиях наименьшая величина пролета свода получается около 12 м. Для определения приблизительной высоты моста назначаем толщину свода в ключе по формуле

$$d = 0,20 + 0,17 \sqrt{l} = 0,20 + 0,17 \sqrt{12} \approx 0,80 \text{ м.}$$

Толщина насыпи от ключа свода до подошвы рельс по Т. У. должна быть не менее 1,20 м.

Высоту внутренней поверхности свода в ключе наметим по чертежу, для чего вычерчиваем габарит проезда под мостом (фиг. 118). Задавшись возвышением ключа над габаритом 0,8 м, что равно $\frac{1}{10}$ от длины средней части габарита, проводим по дуге круга внутреннюю направляющую свода (фиг. 118 а). По ней намечаем приблизительно угол наклона касательной в пяте, для которого в нашем случае получается $\cos \varphi_n = 0,80$.

Назначив толщину свода в пяте $d = \frac{d_0}{\cos \varphi_n} = 1,00$ м, получим пролет свода $l = 11,60$ м и стрелу $f = 1,6$ м $= \frac{1}{7,25} l$.

Высота моста в ключе до подошвы рельс

$$h_1 = 4,5 + 0,8 + 0,8 + 1,2 = 7,3 \text{ м},$$

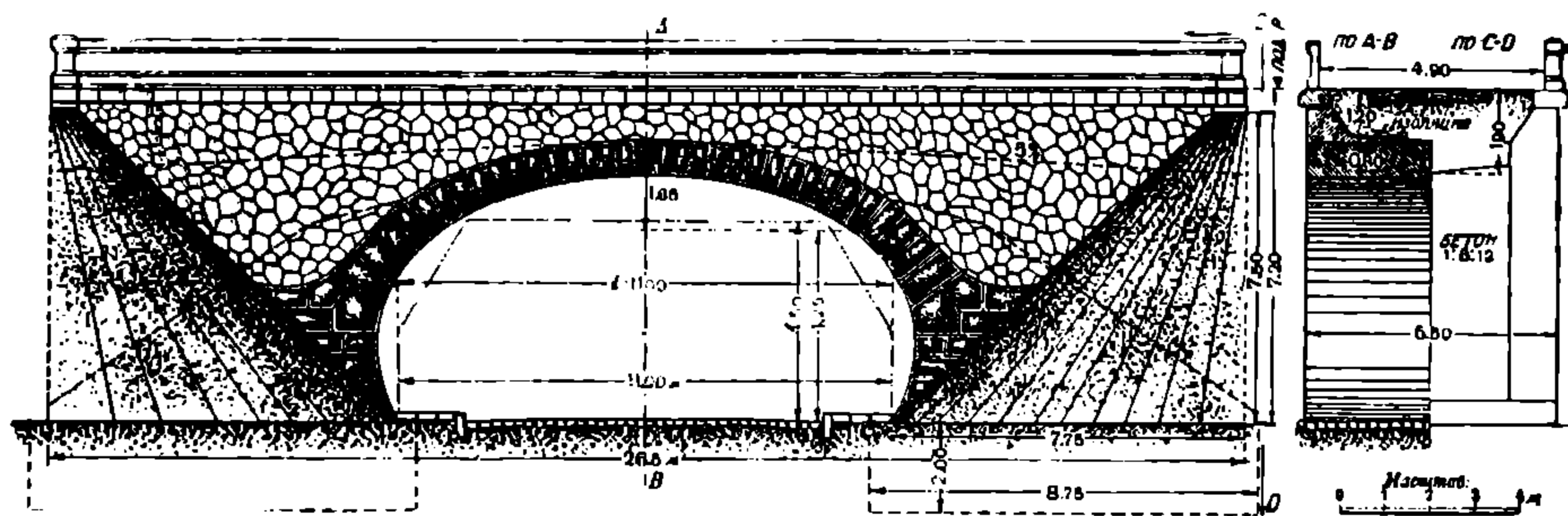
высота насыпи

$$h = h_1 - 0,50 = 6,8 \text{ м}.$$

При такой высоте моста наиболее употребительны устои с обратными стенками. По Т. У проектирования магистралей заложение откоса конуса $a = h + 0,25$ ($h = 6$) $= 7$ м. Устои моста должны заходить в насыпь на 0,5 м. Таким образом длина каждого устоя поверху получается $7 + 0,5 = 7,5$ м. Длину понизу можно принять такой же или уменьшить при помощи наклона задних граней. Для достижения равномерного распределения напряжений в кладке устоя и давления на грунт необходимо, чтобы кривая давления проходила близ середины подошвы устоя. Между тем мы видим по чертежу, что опорная реакция свода, направление которой можно принять по касательной к оси, пересекает сечение устоя по обрезу фундамента близко к его краю. Очевидно приходится или удлинить устой и тем самым выйти за естественные пределы длины моста, определяемые длиной его поверху, или же увеличить подъем свода. На фиг. 118 *b* ключ свода по внутренней направляющей приподнят над габаритом на $1,0$ м $= \frac{1}{8}$ длины средней части. Пролет свода получается $l = 11,6$ м, стрела подъема $f = 1,9 = \frac{1}{6,1} l$, высота моста 7,5 м, опорная реакция свода проходит более благоприятно. Принимая во внимание, что собственный вес устоя и давление земли отклонит кривую давления ближе к центру устоя, считаем возможным не увеличивать еще высоту моста и принять ее для дальнейшего рассмотрения равной 7,5 м. При этой высоте моста определяем его длину $L = 11 + 2 \cdot [7 + 0,25 (7 - 6)] + 2 \cdot 0,5 = 26,5$ м, и черчиваем внешние пределы моста и необходимый просвет под мостом, между которыми должны поместиться устои и пролетное строение моста (фиг. 119). При назначении очертания моста необходимо считаться с эстетическими требованиями, так как мост расположен над улицей. По нашему мнению, достаточно удовлетворительным по внешности будет очертание по эллипсу или коробовой кривой, приближающейся к эллипсу, но более простой по начертанию, что имеет значение при изготовлении кружал. Для осуществления этого очертания применяем выносные пяты, а внутренние грани быков очерчиваем

по кривой. Таким образом пролет свода получается 11 м, а стрела подъема $f = 1,65 = \frac{1}{6,7}$ м. Толщину свода в ключе принимаем по предыдущему $d_0 = 0,80$ м, в пятах $d = 1,0$ м. Ось свода почти совпадает с дугой круга радиуса $R = 10,00$ м.

$$R = \frac{1}{2} \left(\frac{l^2}{4f} + f \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{11^2}{4 \cdot 1,65} + 1,65 \right) = 10,00 \text{ м.}$$



Фиг. 119.

Надсводное строение принимаем в виде сплошного заполнения из тощего бетона 1:6:12 между щековыми стенками, что увеличивает массивность моста и уменьшает чувствительность его к динамическому действию нагрузки. Устой моста предполагаем ввиду малой сравнительно высоты насыпи простейшего типа с обратными стенками. Наме-тив таким образом схему моста и основные размеры, проверим доста-точную прочность свода и опор эскизными подсчетами.

Прежде всего следует проверить, насколько принятая ось свода соответствует веревочной кривой от постоянной нагрузки. Для 1 м ширины свода постоянная нагрузка в ключе:

$$p_0 = 1,8 \cdot 1,2 + 2,2 \cdot 0,8 = 3,92 \text{ т/м} \approx 4 \text{ т/м};$$

здесь $1,8 \text{ т/м}^3$ удельный вес баласта и $2,2 \text{ т/м}^3$ — кладки свода.

То же в пятах:

$$p_1 = 1,8 \cdot 1,5 + 2,2 \cdot 1,1 + \frac{2,2 \cdot 1}{0,8} = 7,8 \text{ т/м};$$

здесь 1,5 м толщина баласта, 1,1 м — бетонной забутки и 1 м — свода, $0,8 = \cos \varphi_n$.

Для промежуточных сечений принимаем параболический закон распределения нагрузки

$$p = p_0 + (p_1 - p_0) \frac{x^2}{\left(\frac{l}{2}\right)^2}.$$

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:

$$y = \frac{6p_0}{5p_0 + p_1} \left(1 + \frac{p_1 - p_0}{6p_0} \frac{4x^2}{l^2} \right) \frac{4x^2}{l^2} f.$$

Для вычисления ординат полагаем $\frac{x}{l} = \frac{k}{10}$ и даем последовательно значения $k = 1, 2, 3, 4, 5$.

$$\begin{aligned} \text{Тогда } y &= \frac{6 \cdot 4}{5 \cdot 4 + 7,3} \left(1 + \frac{7,8 - 4}{6 \cdot 4} \cdot \frac{4}{100} k^2 \right) \frac{4 \cdot 1,65}{100} k^2 = \\ &= 0,0586 (1 + 0,0055 k^2) k^2 \end{aligned}$$

при $k = 1$	2	3	4	5
$y = 0,06$	0,24	0,55	1,02	1,65

По чертежу устанавливаем, что веревочная кривая очень мало отклоняется от оси свода; поэтому принятое очертание признаем удовлетворительным.

Проверим напряжения в ключевом и пятовом сечениях свода.

Распор от постоянной нагрузки для 1 м ширины свода определяется по формуле

$$H = \frac{1}{48} (5p_0 + p_1) \frac{l^2}{f} = \frac{1}{48} \cdot 27,8 \cdot \frac{121}{1,65} = 42 \text{ м.}$$

Изгибающий момент от постоянной нагрузки для всех сечений свода равен 0.

Временную нагрузку считаем распределенной чрез толщину баласта под углом 45° .

Интенсивность нагрузки по длине моста $k = \frac{25}{1,5} = 16,65 \text{ т/м}$; здесь 25 т — давление оси паровоза и 1,5 м — расстояние между осями.

По ширине моста нагрузка распространяется на ширину свода $b = 2,7 + 2 \cdot 1,00 = 4,7 \text{ м}$.

Здесь 2,7 м — длина шпалы и 1,0 м — наименьшая толщина баласта до подошвы шпал.

$$\text{Нагрузка на 1 м ширины свода } k = \frac{16,65}{4,7} = 3,55 \text{ т/м.}$$

Динамический коэффициент принят равным 1.

По приближенным формулам при невыгоднейшем загрузении наибольший момент для ключа $M_{\max} = 0,0056 kl^2 = 0,0056 \cdot 3,55 \cdot 11^2 = 2,4 \text{ т} \cdot \text{м}$.

Соответствующая величина распора

$$H_k = 0,061 \frac{kl^2}{f} = 0,061 \cdot \frac{3,55 \cdot 11^2}{1,65} = 15,9 \text{ т.}$$

Полный распор $H = H_p + H_k = 42 + 15,9 = 57,9 \text{ м.}$

Продольная сила в ключе равна распору: $N = H.$

Эксцентриситет

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,4}{57,9} = 0,042 \text{ м} = 4,2 \text{ см.}$$

Напряжения в крайних волокнах

$$\sigma = \frac{N}{\omega} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) = \frac{57900}{100 \cdot 80} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 4,2}{80} \right) = 7,24 (1 \pm 0,315) \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{\max} = 9,4 \text{ кг/см}^2; \sigma_{\min} = 5 \text{ кг/см}^2.$$

Для свода принята кладка из обыкновенного бутового камня на растворе 1:4. Допускаемое напряжение по Т. У. (прилож. VI) — 15 кг/см^2 . Температурные напряжения согласно Т. У. не учитываются.

Для сечения в пятах нормальная сила от постоянной нагрузки $N_p = H \sec \varphi_1$, где φ_1 — угол шва с вертикалью.

$$\text{В данном случае } \sin \varphi = \frac{l}{2R} = \frac{11}{20} = 0,55.$$

$$\text{По таблицам: } \varphi_1 = 33^\circ 30'; \cos \varphi_1 = 0,834; N_p = \frac{42}{0,834} = 50 \text{ м.}$$

Наибольший момент от временной нагрузки при загрузении половины пролета по приближенной формуле:

$$M = \frac{kl^2}{64} = \frac{3,55 \cdot 121}{64} = 6,7 \text{ м} \cdot \text{м},$$

$$\text{при этом распор: } H = \frac{kl^2}{16f} = \frac{3,55 \cdot 121}{16 \cdot 1,65} = 16,3 \text{ м},$$

вертикальная реакция

$$A = \frac{13}{32} kl = \frac{13}{32} \cdot 3,55 \cdot 11 = 15,9 \text{ м.}$$

Нормальная сила от временной нагрузки:

$$N_k = H_k \cos \varphi_1 + A_k \sin \varphi_1 = 16,3 \cdot 0,834 + 15,9 \cdot 0,35 = 22,35 \text{ м.}$$

Полная продольная сила $N = 72,35 \text{ м.}$

$$\text{Эксцентриситет: } e = \frac{M}{N} = \frac{6,7}{72,35} = 0,093 \text{ м.}$$

Напряжения в крайних волокнах:

$$\sigma = \frac{72350}{100 \cdot 100} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 9,3}{100} \right) = 7,24 (1 \pm 0,56) \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{\max} = 11,3 \text{ кг/см}^2 < 15$$

$$\sigma_{\min} = 3,2 \quad \text{ " } < 15.$$

Для устоя наиболее опасным, а потому подлежащим проверке, является давление на грунт при загрузении временной нагрузкой всего пролета.

Собственный вес устоя ввиду наличия бетонной забутки принимаем равным его объему, пренебрегая выкружкой внутренней грани, умноженному на удельный вес $2,2 \text{ т/м}^3$

$$G_1 = 2,2 \cdot 7,5 \cdot 7,75 \cdot 5,5 = 705 \text{ т.}$$

Плечо относительно центра основания $g_1 = 0$.

Вес фундамента $G_2 = 2,2 \cdot 2 \cdot 8,75 \cdot 6,5 = 25 \text{ т; } g_2 = 0$.

Опорные реакции свода шириной $5,5 \text{ м}$ от постоянной нагрузки:

$$H_p = 42 \cdot 5,5 = 231 \text{ т; } h = 6,25 \text{ м; } Hh = 1440 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

$$A_p = \frac{p_0 l}{2} + \frac{1}{6} (p_1 - p_0) l = \left(\frac{4 \cdot 11}{2} + \frac{3,3 \cdot 11}{6} \right) 5,5 = 154 \text{ т.}$$

$$a = \frac{1}{2} \cdot 7,75 \text{ м; } Aa = -597 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

То же от временной нагрузки, интенсивностью $k = 16,65 \text{ т/м}$.

$$H_k = \frac{kl^2}{8f} = \frac{16,65 \cdot 121}{8 \cdot 1 \cdot 65} = 153 \text{ т; } Hh = 958 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

$$A = \frac{kl}{2} = \frac{16,65 \cdot 11}{2} = 92 \text{ т; } Aa = -356 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Опорный момент по его ничтожности не учитывается.

Давление земли

$$E = \frac{H^2}{2} \gamma b \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{7,5^2}{2} \cdot 1,8 \cdot 5,5 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 75 \text{ т,}$$

$$e = 2 + \frac{1}{3} \cdot 7,5 = 4,5 \text{ м; } Ee = -338 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Момент всех сил относительно центра основания

$$M = 1440 - 597 + 958 - 356 - 338 = 1107 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Сумма сил вертикальных $N = 1202 \text{ т}$.

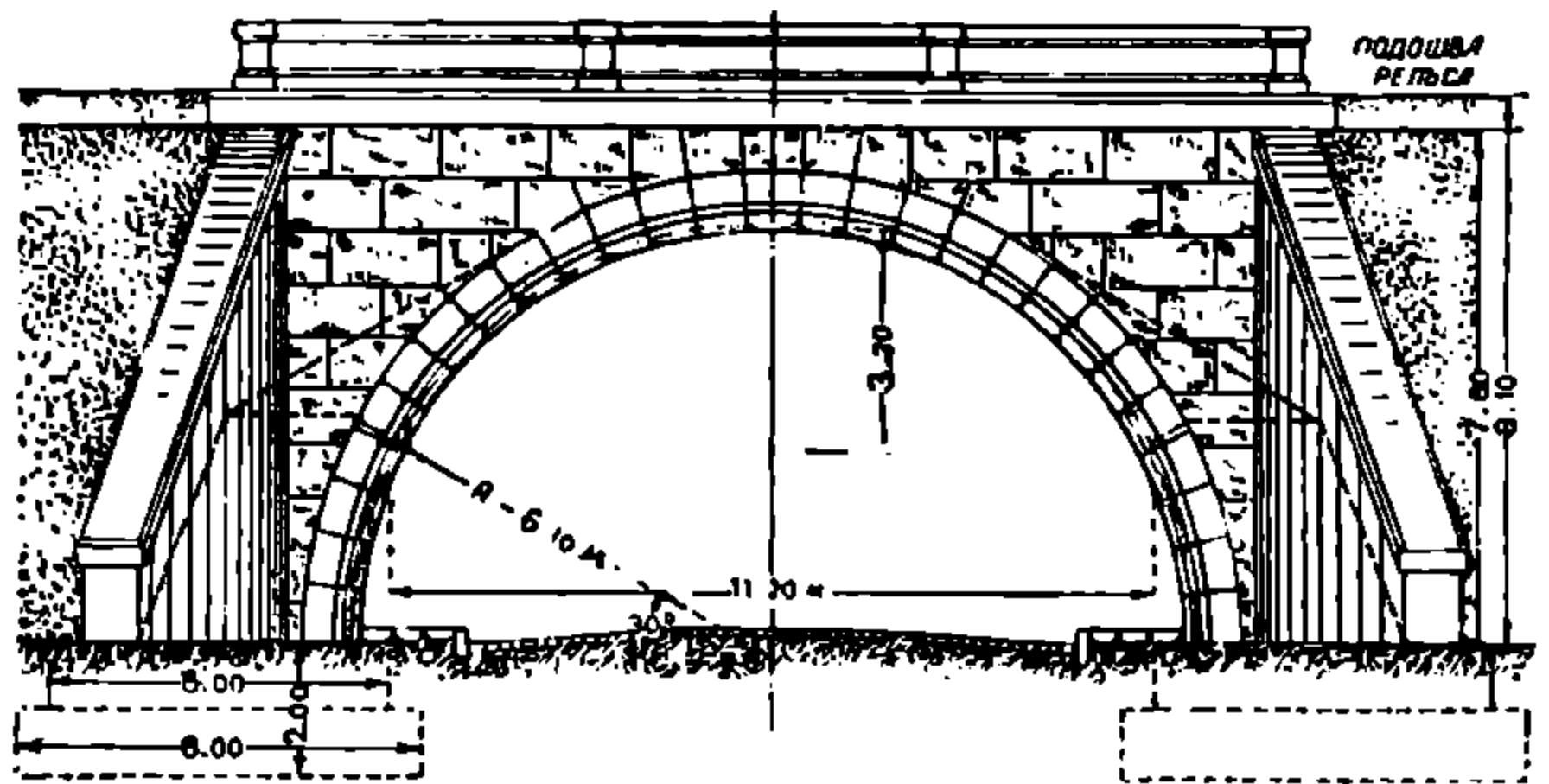
$$\text{Эксцентриситет: } e = \frac{1107}{1202} = 0,92 \text{ м} < \frac{8,75}{6} \text{ м.}$$

Давление на грунт

$$n = \frac{1202}{8,75 \cdot 6,5} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,92}{8,75} \right) = 21,1 (1 \pm 0,625) \text{ т/м}^2,$$

$$n_{\max} = 34 \text{ т/м}^2 = 3,4 \text{ кг/см}^2 < 4.$$

§ 69. Второй вариант. Недостатком первого варианта является, по нашему мнению, соприкосновение конусов насыпи с улицей, благодаря чему возможно загрязнение последней. Для городской обстановки более подходящими являются устои с откосными крыльями, которые можно или направить параллельно улице по линии домов, или же развернуть в стороны по прямым или кривым линиям. Рассмотрим поэтому второй вариант моста в предположении ограждения насыпи откосными крыльями. В этом случае длина самого устоя уже не зависит от высоты насыпи, а определяется только опорным давлением свода. Чтобы не удлинять чрезмерно устоя, следует по возможности уменьшить величину распора, т. е. увеличить подъем свода и понизить пяту. В первом варианте мы получили при пролете 11 м, высоту просвета посередине пролета—5,5 м, т. е. $\frac{1}{2}$ пролета. Это приводит к мысли применить полуциркульное очертание с центром на уровне грунта. Но при радиусе внутренней направляющей—5,5 м не соблюдаются условия подмостового габарита. Наименьший радиус, удовлетворяющий этим условиям, равен 6,1 м (фиг. 120), что и принимаем. Располагая действительные пяты свода по радиусу, наклоненному под углом 30° к горизонту, полу-



Фиг. 120.

чаем пролет свода в свету 11,2 м и подъем $f = 3,2 \text{ м} = \frac{1}{3,5} l$. Сечение свода примем постоянным толщиной $d = 0,8 \text{ м}$. Высота моста до подошвы рельс получается при этом 8,10 м, а высота насыпи 7,60 м, т. е. на 0,60 м больше, чем в первом варианте.

Очертание устоев назначаем таким образом, чтобы касательная к оси свода в пяте проходила через центр устоя по обрезу фундамента. Надсводное строение принято в виде засыпки из гравия между щековыми стенками.

Для эскизного расчета свода воспользуемся формулами, выведенными в последующем примере детального проектирования с некоторыми упрощениями, а именно: пренебрегаем величиной радиуса инерции сечения свода по сравнению с радиусом его оси, а также толщиной свода по сравнению с удвоенным радиусом оси свода.

Первое упрощение равносильно пренебрежению влиянием продольной силы на деформацию свода, а второе — допущению, что нагрузка

прилагается по оси свода, а не по внешней поверхности его. Последнее часто принимается и при детальном расчете свода. Сохраняя обозначения последующего примера, получим следующие расчетные формулы для изгибающих моментов и продольных сил в ключе M_0 , N_0 и в пятах M_n , N_n свода при различных нагрузках.

Случай 1° — параболическая нагрузка, изменяющаяся по закону:

$$p_x = (p_n - p_0) \frac{4x^2}{l^2};$$

здесь

p_n — нагрузка в пятах,
 p_0 — в ключе,
 p_x — в промежуточном сечении;

x — расстояние центра сечения от оси симметрии свода.

Постоянная нагрузка в ключе:

$$p_0 = 2,2 \cdot 0,8 + 1,8 \cdot 1,2 = 4,0 \text{ т/м};$$

здесь $2,2 \text{ т/м}^3$ удельный вес кладки свода

$1,8 \cdot$ " " " баласта

$0,8 \text{ м}$ — толщина свода

$1,2$ " " баластного слоя.

Постоянная нагрузка в пятах по фиг. 120:

$$p_n = 2,2 \cdot \frac{0,8}{0,5} + 1,8 \cdot 1,2 + 1,8 \cdot 2,2 + 2,2 \cdot 0,6 = 11,0 \text{ т/м};$$

здесь $0,5 = \cos \varphi_n$ — угла наклона в пятах,

$1,8 \cdot 2,2$ — вес заполнения из щебня высотой $2,2 \text{ м}$,

$2,2 \cdot 0,6$ — то же бетонной забутки.

$$p_n - p_0 = 7,0 \text{ т/м}.$$

Временную нагрузку по вычислениям предыдущего параграфа принимаем:

$$k = 3,55 \text{ т/м}$$

$$p_n + k = 7,55 \text{ т/м}$$

$$p_n + \frac{k}{2} = 5,775 \text{ т/м}.$$

По формуле (33) и (34) § 76 для ключевого сечения:

$$M_0 = \frac{p_n - p_0}{3} r^2 \left(\frac{G}{B 4 \sin^2 \varphi_n} - \frac{B - A}{B} \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n} \right)$$

$$N_0 = \frac{p_n - p_0}{3} r \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n}$$

Или, вводя сокращенные обозначения:

$$M_0 = m_0 \cdot (p_n - p_0) r^2$$

$$N_0 = n_0 \cdot (p_n - p_0) r.$$

Числовые коэффициенты m_0 и n_0 при указанных выше допущениях зависят только от подъема свода $\frac{f}{l}$ и могут быть вычислены заранее (см. таблицу 45). Входящие сюда интегралы A , B и т. д. могут быть взяты по таблице 47 § 74.

Для пятового сечения по формулам 36 и 37 § 76:

$$M_n = (p_n - p_0) r^2 \cdot \frac{1}{3} \left[\frac{G}{B 4 \sin^2 \varphi_n} + \left(\frac{A}{B} - \cos \varphi_n \right) \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n} - \frac{\sin^2 \varphi_n}{4} \right]$$

$$N_n = (p_n - p_0) r \frac{1}{3} \left[\frac{a \cos \varphi_n}{4 \sin^2 \varphi_n} + \sin^2 \varphi_n \right];$$

или, вводя сокращенные обозначения:

$$M_n = m_n (p_n - p_0) r^2$$

$$N_n = n_n (p_n - p_0) r.$$

Коэффициенты m_n и n_n , зависящие только от подъема $\frac{f}{l}$, вычислены в таблице 45.

Случай 2° — равномерно распределенная нагрузка по всему пролету интенсивностью $p = 1 \text{ м/м}$.

По формулам 42, 44, 46 и 47 § 75 имеем:

$$M_0 = r^2 f_1(\varphi_n), \quad N_0 = H = g_1 r$$

$$M_n = r^2 f_2(\varphi_n), \quad N_n = r [g \cos \varphi_n + \sin^2 \varphi_n] = g_2 r,$$

где

$$e = \frac{1}{2} \frac{D}{B},$$

$$g_1 = \frac{\left(\frac{A}{B} D - E \right)}{2 \left(C - \frac{A^2}{B} \right)},$$

$$f_1(\varphi_n) = e - g \frac{B - A}{B}$$

$$g_2 = g_1 \cos \varphi_n + \sin^2 \varphi_n,$$

$$f_2(\varphi_n) = - \left[\frac{\sin^2 \varphi}{2} - e - g \left(\frac{A}{B} - \cos \varphi_n \right) \right].$$

В этих формулах коэффициенты A , B , D , E зависят лишь от угла касательной к оси арки в пяте с горизонтом, т. е. от отношения $\frac{f}{l}$ и

вычислены для различных значений $\frac{f}{l}$ в таблице 47 (стр. 252), откуда и могут быть непосредственно взяты.

Если пренебречь толщиной свода и радиусом инерции сечения по сравнению с радиусом и диаметром оси, то величины e , g , $f_1(\varphi_n)$, $f_2(\varphi_n)$ также будут зависеть только от величины подъема арки. Числовые значения их приведены в таблице 45.

Случай 3° — нагрузка на левой половине пролета $-\frac{k}{2}$, на правой $+\frac{k}{2}$. По формулам 51, 52, 54 § 75 имеем:

$$M_0 = H_0 = 0. \quad N_n = \pm \frac{kr}{4} \vartheta_2(\varphi_n); \quad M_n = \pm \vartheta_1(\varphi_n) \frac{kr^2}{4}.$$

Здесь знак (+) относится к правой ните, знак (—) к левой.

$$\vartheta_1(\varphi_n) = \frac{k}{D} A - A^2, \quad \vartheta_2(\varphi_n) = 2A^2 - \frac{k}{D} A = A^2 - \vartheta_1.$$

Значения коэффициентов ϑ_1 и ϑ_2 приведены в таблице 45.

Для ключевого сечения опасным случаем будет полное загрузе-ние пролета временной нагрузкой, как это видно из детального рас-чета (таблица 49).

Для получения величин M_0 и N_0 при полном загрузении про-лета следует сложить параболическую нагрузки (1°) с равномерной (2°), увеличенной в $(p_0 + k)$ раз.

Таким образом получим:

$$M_0 = [(p_n - p_0) m_0 + (p_0 + k) f_1(\varphi_n)] r^2 \\ N_0 = [(p_n - p_0) n_0 + (p_0 + k) g_1 r].$$

Или, подставляя числовые значения из таблицы 45 при $\frac{f}{l} = \frac{1}{3,5}$:

$$M_0 = [-0,0053(p_n - p_0) + 0,0082(p_0 + k)] r^2 \\ N_0 = [0,1232(p_n - p_0) + 0,80411(p_0 + k)] r.$$

Для пятового сечения правого наиболее опасным является случай загрузения половины пролета временной нагрузкой. Для получения величин M_n и N_n в этом случае следует взять сумму параболической нагрузки (1°), равномерной (2°), увеличенной в $(p_0 + \frac{k}{2})$ раз и обратно симметричной (3°).

Тогда получим:

$$M_n = \left[(p_n - p_0) m_n + \left(p_0 + \frac{k}{2} \right) f_2(\varphi_n) + \vartheta_1(\varphi_n) \frac{k}{4} \right] r^2 \\ N_n = \left[(p_n - p_0) n_n + \left(p + \frac{k}{2} \right) g_2 + \frac{k}{4} \vartheta_2(\varphi_n) \right] r,$$

Т а б л и ц а 45
Коэффициенты моментов и продольных сил

Отношения подъема к пролету	$1/3,3$	$1/4$
Значения коэффициентов		
$e = \frac{1}{2} \frac{D}{B}$	0,14475	0,1206
$g_1 = \frac{\left(\frac{A}{B} D - E\right)}{2 \left(C - \frac{A^2}{B}\right)}$	0,80411	0,8670
$g_2 = g_1 \cos \varphi_n + \sin^2 \varphi_n$	1,1490	1,1602
$f_1 = l - g_1 \frac{B - A}{B}$	0,00820	0,0015
$f_2 = - \left[\frac{\sin^2 \varphi}{2} - l - g_1 \left(\frac{A}{B} - \cos \varphi_n \right) \right]$	0,0334	0,0285
$\vartheta_1 = \frac{k}{D} A - A^2$	0,16067	— 0,1435
$\vartheta_2 = 2 A^2 - \frac{k}{D} A = A^2 - \vartheta_1$	0,90285	0,7335
$m_0 = \frac{1}{3} \left(\frac{G}{B 4 \sin^2 \varphi_n} - \frac{B - A}{B} \cdot \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n} \right)$	0,0053	— 0,0036
$n_0 = \frac{a}{12 \sin^2 \varphi_n}$	0,1232	0,1190
$m_n = \frac{1}{3} \left[\frac{G}{B 4 \sin^2 \varphi_n} + \left(\frac{A}{B} - \cos \varphi_n \right) \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n} \right] - \frac{\sin^2 \varphi_n}{4}$	— 0,0092	— 0,0093
$n_n = \frac{1}{3} \left[\frac{a \cos \varphi_n}{4 \sin^2 \varphi_n} + \sin^2 \varphi_n \right]$	0,3095	0,3323

или, подставляя числовые значения из таблицы 45, при $\frac{f}{l} = \frac{1}{3,5}$:

$$M_n = \left[-0,0092 (p_n - p_0) + 0,0334 \left(p_0 + \frac{k}{2} \right) - 0,16067 \frac{k}{4} \right] r^2$$

$$N_n = \left[0,3095 (p_n - p_0) + 1,1602 \left(p_0 + \frac{k}{2} \right) + 0,90285 \frac{k}{4} \right] r.$$

Для ключа при полном нагружении имеем:

$$M_0 = [-0,0053 \cdot 7 + 0,0082 \cdot 7,55] r^2 \text{ м} \cdot \text{м}.$$

$$M_0 = -0,0248 r^2 \text{ м} \cdot \text{м},$$

где $r = 6,50$; m — радиус оси свода.

$$N_0 = [0,1232 \cdot 7 + 0,80411 \cdot 7,55] r = 6,9324 r \text{ м}.$$

Напряжения в крайних фибрах определяются по формуле неравномерного сжатия:

$$n = \frac{N}{d \cdot 1} \left(1 \pm \frac{6e}{d} \right).$$

$$\text{Здесь } e = \frac{M}{N} = \frac{0,0248}{6,9324} r = 0,00358 r,$$

так как для данного свода

$$\frac{r}{d} = \frac{6,50}{0,8} = 8,125; \quad \frac{6r}{d} = 48,750,$$

то

$$n = 6,9324 \cdot 8,125 (1 \pm 48,750 \cdot 0,00358) = 56,3 (1 \pm 0,175) \text{ м/м}^2$$

$$n_{\max} = 66 \text{ м/м}^2 = 6,6 \text{ кг/см}^2 < 15$$

$$n_{\min} = 46 \text{ м/м}^2 = 4,6 \text{ кг/см}^2.$$

Для пятового сечения при одностороннем нагружении:

$$M_n = (-0,0092 \cdot 7 + 0,0334 \cdot 5,775 - 0,16067 \cdot 0,9) r^2 = 0,0163 r^2 \text{ м} \cdot \text{м}$$

$$N_n = (0,3095 \cdot 7 + 1,1602 \cdot 5,775 + 0,90285 \cdot 0,9) r = 9,6795 r \text{ м}$$

$$e = \frac{0,0163}{9,6795} r = 0,00168 r$$

$$n = 9,6795 \cdot 8,125 (1 \pm 0,00168 \cdot 48,75) = 78,7 (1 \pm 0,082) \text{ м/м}^2$$

$$n_{\max} = 85 \text{ м/м}^2 = 8,5 \text{ кг/см}^2 < 15$$

$$n_{\min} = 72 \text{ м/м}^2 = 7,2 \text{ кг/см}^2.$$

§ 70. Сравнение вариантов. Подсчет стоимости вариантов без земляных работ, укладки пути и балластировки произведен в таблице, по которой стоимость второго варианта оказывается больше первого приблизительно на 24%. Так как по техническим качествам оба варианта приблизительно равноценны, то следует предпочесть 1-й вариант, если нет обязательного требования об устройстве устоев с откосными крыльями.

Таблица стоимости вариантов

Наименование работ	Род единицы	Количество	Цена		Общая стоимость в рублях
			Руб.	Коп.	
Первый вариант					
1. Бутовая кладка фундаментов опор на растворе 1:4 .	м ³	230	18	50	4 255
Бутовая кладка опор моста и щековых стенок на растворе 1:3	м ³	425	20	00	8 500
3. Бутовая кладка сводов .	м ³	56	30	00	1 680
4. Бетонная забутка состава 1:6:12		210	15	00	3 150
5. Кладка перил .	м. л.	53	14	00	742
6. Облицовка свода и опор .	м ²	290	30	00	8 700
7. Изоляция сводов .	м ²	160	3	00	480
Итого .	—	—	—	—	27 497 ~~00~~ 27 500
Второй вариант					
1. Бутовая кладка фундаментов опор .	м ³	155	18	50	} 8 232,5
То же откосных крыльев .		290			
3. Бутовая кладка опор и щековых стенок		244	20	00	4 880
4. То же откосных стенок .	м ³	290			5 800
5. Кладка сводов	м ³	71	30	00	2 130
6. Бетонная забутка .	м ³	10	15	00	150
7. Засыпка из гравия .	м ³	72	7	50	640
8. Кладка перил .	м. л.	31	14	00	434
9. Облицовка свода и опор .	м ²	228	30	00	6 640
10. То же откосных крыльев .	м ²	128	30	00	4 640
11. Изоляция	м ²	130	3	00	390
Итого .	—	—	—	—	33 934,5 ~~00~~ 34 000

НТБ
ДНУЖТ

ГЛАВА ШЕСТАЯ

ДЕТАЛЬНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Пример 9. Конструкция и расчет моста под железную дорогу*)

§ 71. Описание моста. Рассматриваемый пример является одним из типовых проектов каменных мостов, что отражается на некоторых деталях его конструкции и расчета. Общая схема моста и основные размеры его указаны на фиг. 121, конструктивные чертежи даны на фиг. 122—126 (отд. лист между стр. 240 и 241). Мост запроектирован для отверстия в свету 10 м и для высоты насыпи также 10 м. Устои моста массивные с проемами, перекрытыми сводами, на сплошных фундаментах. Отверстие в 10 м перекрыто сводом, кругового очертания с подъемом внутренней направляющей $f = \frac{1}{4} l$. Свод запроектирован постоянного сечения толщиной 1,0 м и шириной 4,25 м. Верхняя поверхность сводов прикрыта изоляцией. Надсводное строение состоит из щековых стенок с засыпкой между ними баласта.

Материалом для сводов принята бутовая кладка на цементном растворе 1:4 при допускаемом напряжении на сжатие 20 кг/см^2 и на растяжение 2 кг/см^2 .

Мост рассчитывается на нагрузку нормальным поездом „Н“ 1925 г.

Удельный вес складки принят $2,2 \text{ т/м}^3$, грунта и баласта $1,8 \text{ т/м}^3$.

По Т. У. сила торможения принята во внимание только при расчете опор; точно так же при расчете сводов не учитывается температурное влияние и горизонтальное давление земли.

Динамический коэффициент принят равным 1, так как наименьшая толщина засыпки над сводом 1,20 м.

РАСЧЕТ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

§ 72. Расчет щековых стенок. Для расчета выделяем часть стенки длиной 1 м (фиг. 127).

Наибольшая высота стенки $H = 3,6 \text{ м}$.

*) По проектам проф. В. И. Руднева.

1. Давление заполнения исчисляется по формуле

$$H = \frac{1}{2} \gamma (H^2 + 2h_0 H) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Временная нагрузка, эквивалентная поезду:

$$k = \frac{150}{4,25 \cdot 7,50} = 4,705 \text{ т/м}^2.$$

Здесь 150 т — вес паровоза, 7,50 м — база паровоза, 4,25 м — ширина свода.

Соответствующая высота засыпки:

$$h_0 = \frac{4,705}{1,8} = 2,614 \text{ м}$$

при $\varphi = 35^\circ$

$$E = 0,244 (H^2 + 2Hh_0) = 0,244 (12,96 + 18,84) = 3,16 + 4,60 = 7,76 \text{ т}.$$

Момент относительно нижнего основания:

$$M_i = 3,16 \cdot \frac{3,6}{3} + 4,60 \cdot \frac{3,6}{2} = 12,08 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

2. Вертикальное давление заполнения:

$$P_1 = \frac{1,2 \cdot 1,08}{2} \cdot 1,8 = 1,17 \text{ т}$$

$$P_2 = \frac{3,60 \cdot 0,48}{2} \cdot 1,8 = 1,55 \text{ т}$$

$$P_1 + P_2 = 2,72 \text{ т}.$$

Момент относительно нижнего наружного ребра:

$$M = (0,65 \cdot 1,16 + 0,86 \cdot 1,42) 1,8 = 1,975 \cdot 1,8 = 3,56 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Опрокидывающий момент:

$$M_0 = 12,08 - 3,56 = 8,52 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

3. Собственный вес стенки:

$$G = 2,2 (1,68 \cdot 3,6 - 1,51) = 9,99 \text{ т}$$

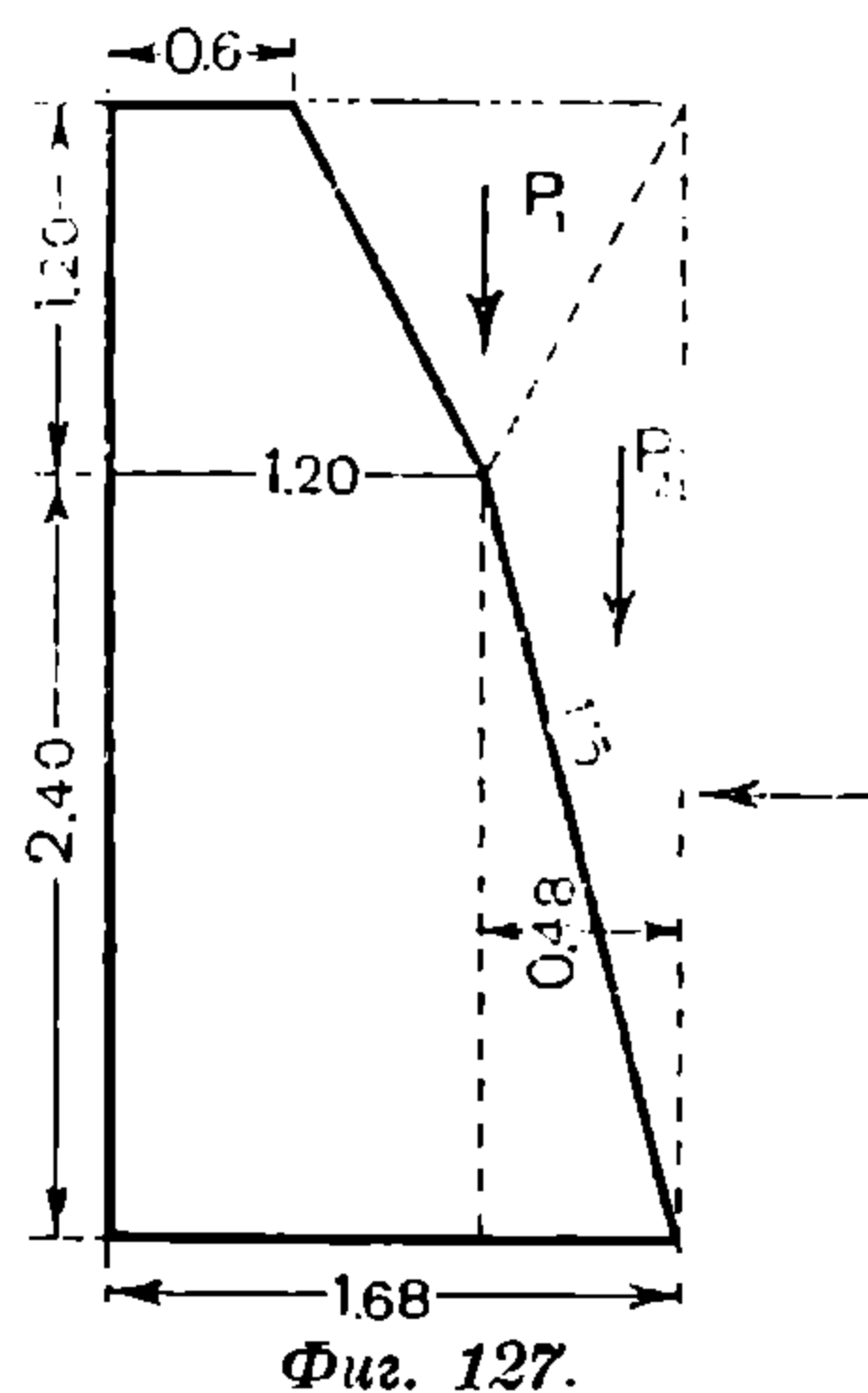
$$M_g = 2,2 (3,6 \cdot 1,68 \cdot 0,84 - 1,975) = 6,62 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

4. Полный момент относительно точки А:

$$M_a = 6,62 - 8,52 = -1,90 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Равнодействующая вертикальных сил:

$$N = 9,99 + 2,72 = 12,71 \text{ т}.$$



Изгибающий момент:

$$M = M_a - N \cdot a = -1,90 - 12,71 \cdot 0,84 = -12,58 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Здесь $a = \frac{1,68}{2}$ — расстояние от точки A до центра сечения.

$$\text{Эксцентриситет: } e = \frac{M}{N} = -\frac{12,58}{12,71} = 0,99 \text{ м}.$$

$$\text{Среднее напряжение: } n_0 = \frac{12710}{168 \cdot 100} = 0,76 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшие напряжения:

$$n_{\max.} = n_0 \left(1 + \frac{6e}{2a} \right) = 3,44 \text{ кг/см}^2$$

$$n_{\min} = n_0 \left(1 - \frac{6e}{2a} \right) = -1,92 \text{ кг/см}^2 < -2 \text{ кг/см}^2.$$

В действительности условия работы щековых стенок благоприятнее, так как здесь осуществляются парные стенки.

§ 73. Геометрические элементы свода. Свод запроектирован кругового очертания, постоянной ширины 4,25 м и толщины $d = 1,0$ м.

Стрела подъема $f = \frac{1}{4} l$.

Половина центрального угла кругового сектора — φ_n (он же угол касательной к оси свода в пяте с горизонтом) определяется по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \frac{\varphi_n}{2}$$

$$\sin \varphi_n = 0,8000; \quad \cos \varphi_n = 0,6000; \quad \operatorname{tang} \varphi_n = \frac{4}{3};$$

$$\varphi_n = 53^\circ 8' = 0,92735.$$

Расчетный пролет свода

$$l = l_0 + d \sin \varphi_n = 10 + 1 \cdot 0,8 = 10,8 \text{ м}.$$

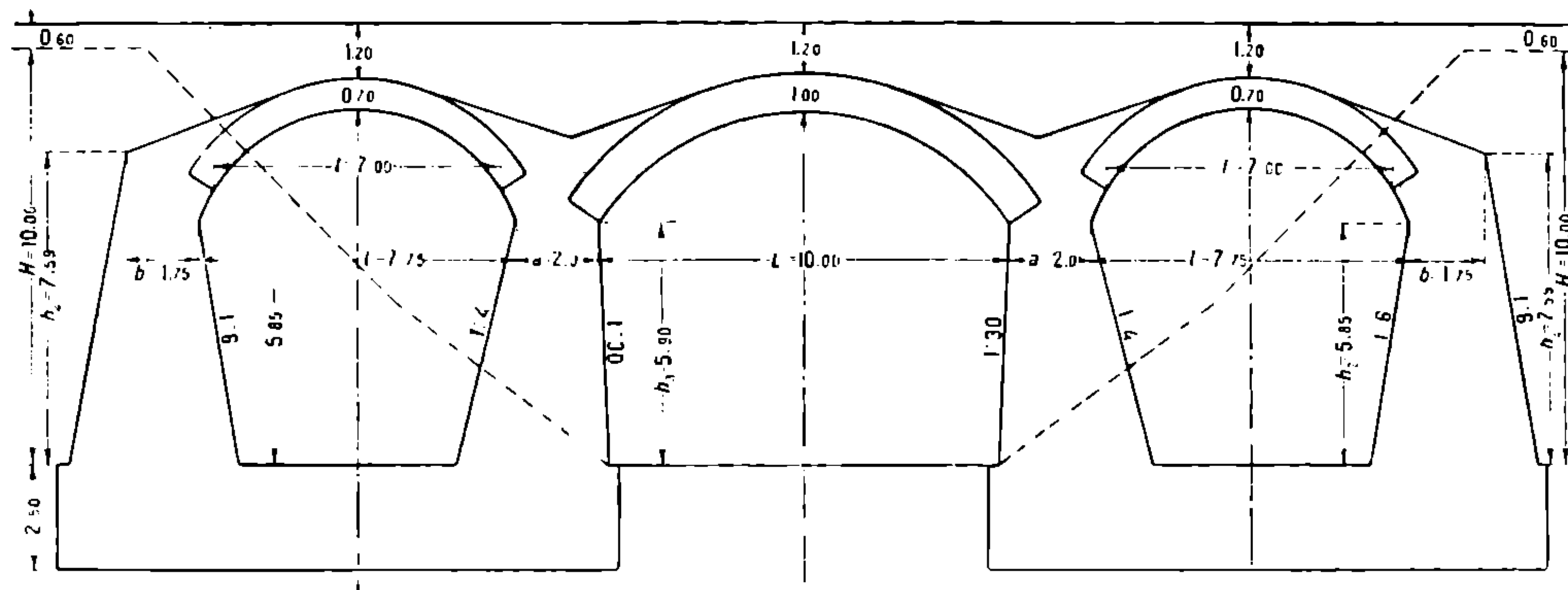
$$\text{Радиус оси свода } r = \frac{l}{2 \sin \varphi_n} = 6,75 \text{ м}.$$

В дальнейших расчетах будут необходимы следующие величины: отношение толщины свода к диаметру осевой линии

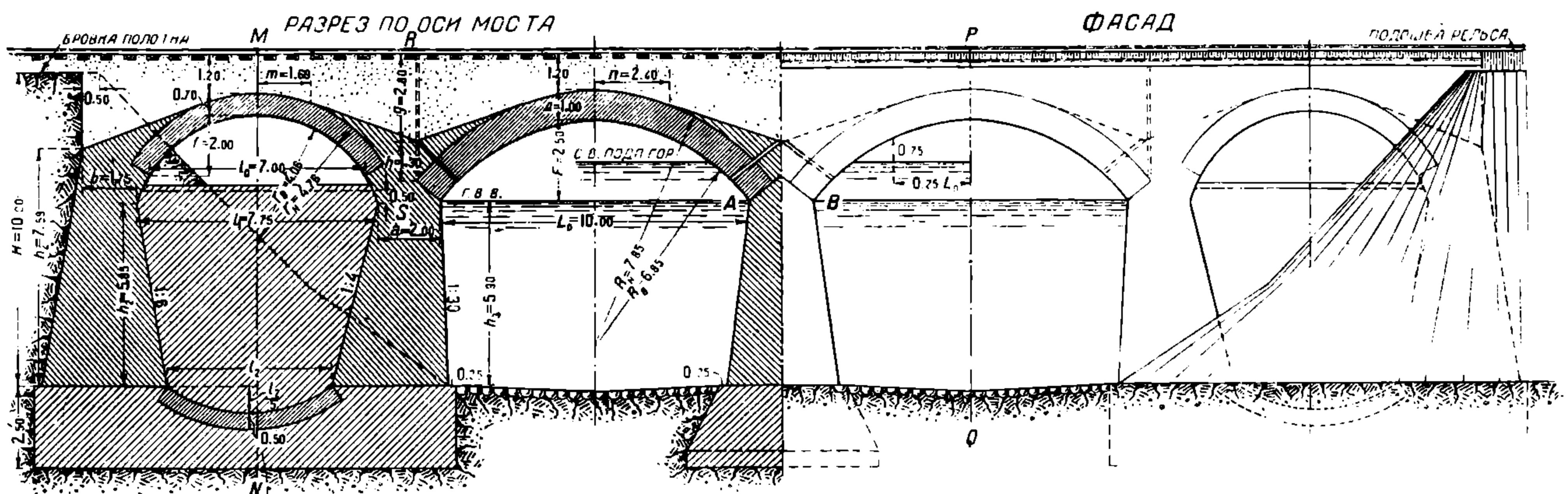
$$a = \frac{d}{2r} = 0,07407.$$

Отношение квадрата радиуса инерции сечения к квадрату радиуса оси свода

$$\frac{\rho^2}{r^2} = \frac{d^2}{12} : 6,75^2 = 0,00183.$$

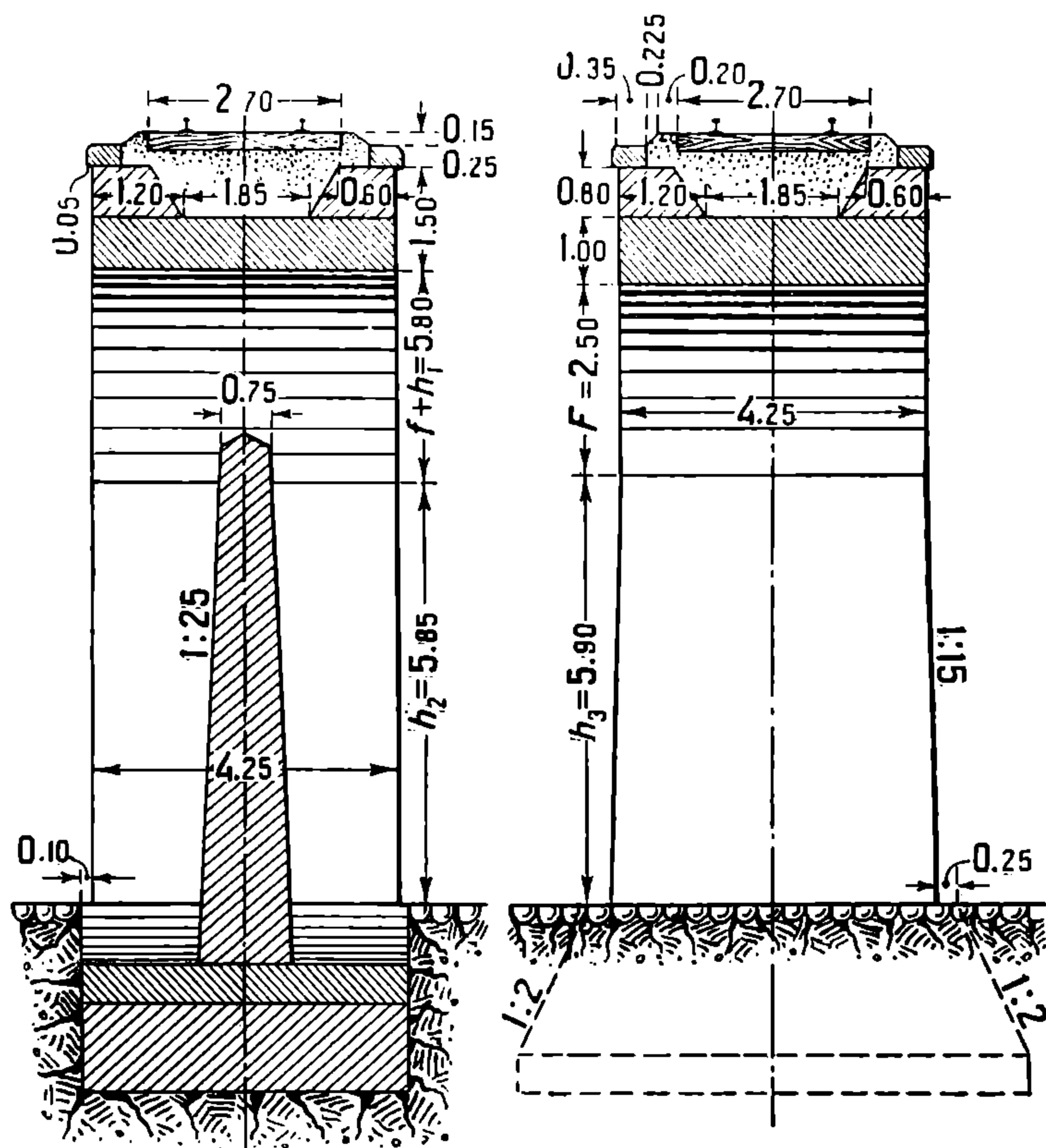


Фиг. 121.

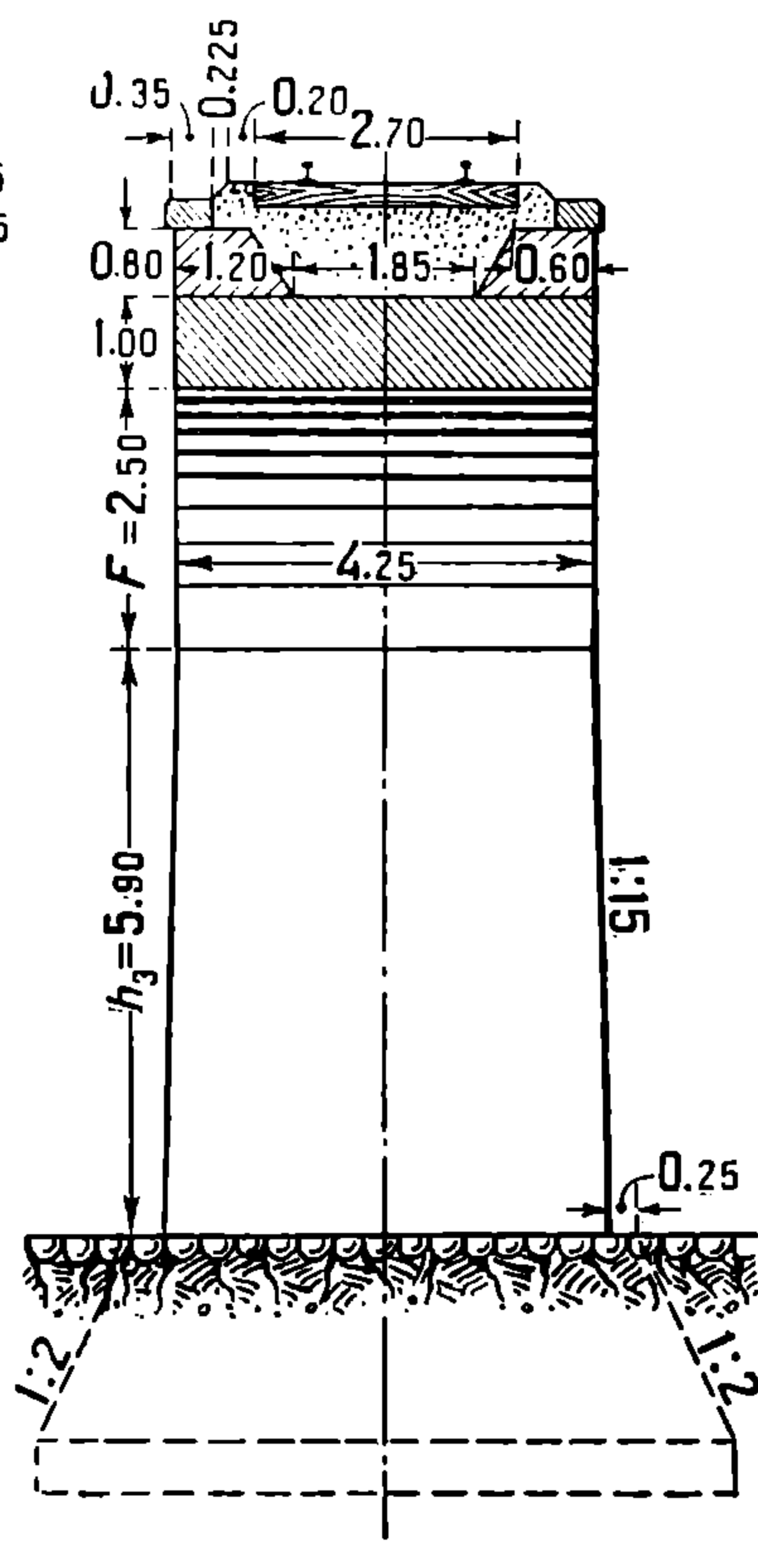


Фиг. 122.

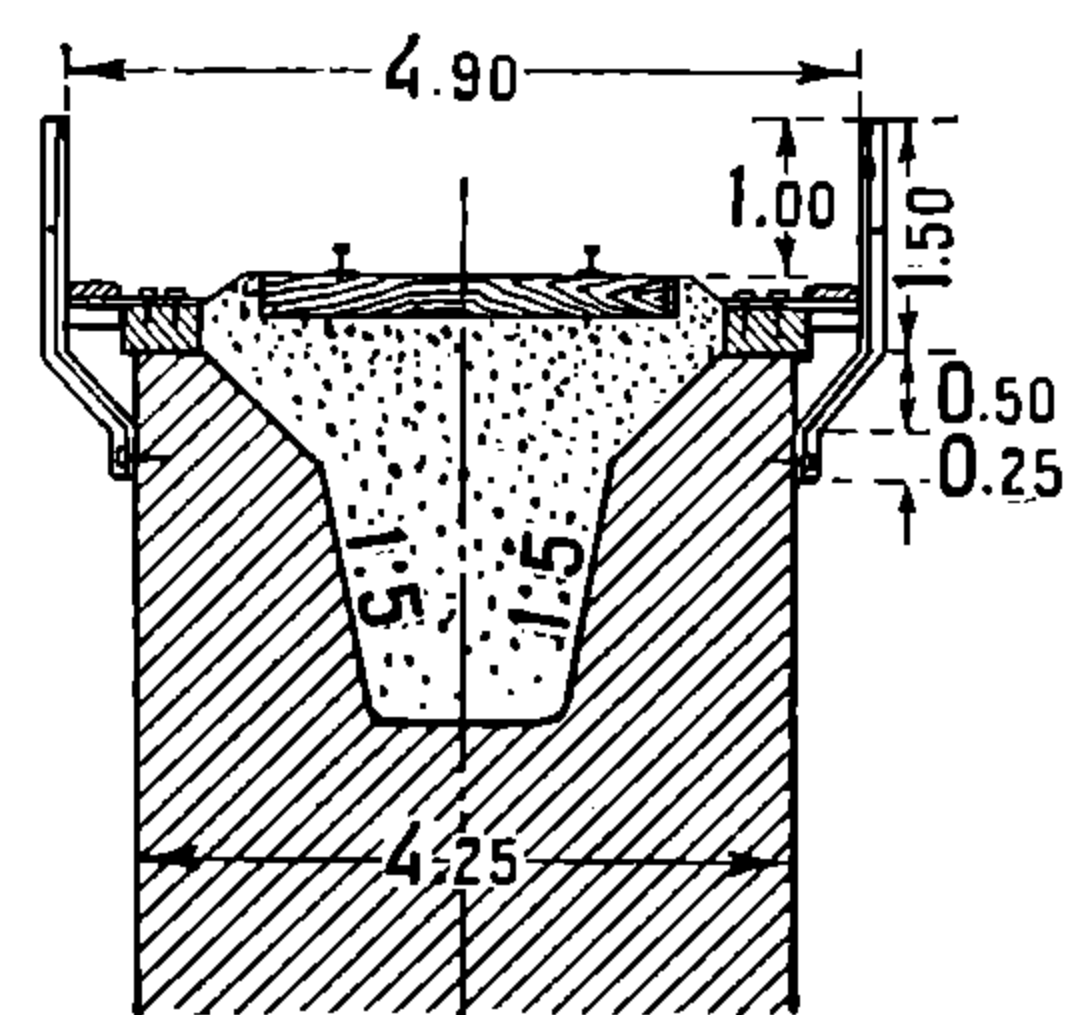
Фиг. 123.



Фиг. 124.



Фиг. 125.



Фиг. 126.

§ 74. Схема расчета свода. Согласно Т.У. проектирования каменных железнодорожных мостов расчет сводов пролетом до 15 м может производиться для двух случаев расположения временной нагрузки: а) по всему пролету и б) по длине полупролета. При этом временную нагрузку разрешается принимать равномерно распределенной.

Постоянную нагрузку моста обычно принимают при расчете распределенной по пролету и изменяющейся по некоторому определенному закону, например, чаще всего по параболе. Очертание свода также назначают не произвольное, а по некоторой кривой, например, в данном случае по дуге круга, точно так же и закон изменения толщины свода выражается обычно некоторой алгебраической функцией, а в малых мостах, как в данном случае, часто толщину оставляют постоянной. Все эти обстоятельства позволяют расчет малых сводов вести, так сказать, в алгебраической форме, не прибегая к приближенному вычислению интегралов, а решая задачу путем непосредственного интегрирования после некоторых алгебраических преобразований. Решение получается в общей форме, пригодной для непосредственного использования во всех однотипных случаях путем подстановки конкретных числовых данных. Так, например, выводимые ниже формулы для моментов, продольных сил, эксцентриситетов и напряжений применимы для всех вообще круговых сводов постоянной толщины при соответствующих нагрузках. Подобные же формулы могут быть выведены и для сводов, очерченных по другим кривым, как, например, это сделано в работах проф. В. И. Руднева для параболических сводов и для сводов, очерченных по перевернутой цепной линии. Преимущества подобного способа, как и всякого алгебраического решения по сравнению с арифметическим, мы считем очевидными. Алгебраические выкладки, раз проведенные, при последующих расчетах могут не повторяться. Интегралы и некоторые выражения, зависящие от числовых соотношений, могут быть вычислены заранее в виде таблицы, как это и сделано в излагаемом расчете.

Определение напряжений в своде производится для трех случаев нагрузки:

- 1° постоянная нагрузка,
- 2° полное загрузение свода временной нагрузкой,
- 3° загрузение правой половины свода временной нагрузкой.

С целью использования симметрии свода расчет произведен для следующих видов нагрузки.

I. Параболическая нагрузка, изменяющаяся по закону (фиг. 129, стр. 246).

$$p_x = (p_n - p_0) \frac{4x^2}{l^2},$$

где x считается по горизонтали от оси симметрии свода, p_0 , p_n — соответственно нагрузки в ключе и в пите свода.

II. Равномерная нагрузка интенсивностью $p = 1 \text{ т/м}$.

III. Обратно-симметричная нагрузка интенсивностью, равной половине временной $-\frac{k}{2}$, другими словами, загрузка правой половины свода равномерной нагрузкой $+\frac{k}{2}$, а левой: $-\frac{k}{2}$.

Чтобы от этих нагрузок перейти к действительным $1^\circ - 3^\circ$, достаточно:

для случая 1° к параболической нагрузке I прибавить нагрузку II, увеличенную в p_0 раз,

для случая 2° к параболической нагрузке I прибавить нагрузку II, увеличенную в $(p_0 + k)$ раз,

для случая 3° к параболической нагрузке I прибавить нагрузку II, увеличенную в $\left(p_0 + \frac{k}{2}\right)$ раз, и нагрузку III.

§ 75. Определение лишних неизвестных при различных видах нагрузки. В качестве основной статически определяемой системы приняты две симметричные полуарки, образованные вертикальным сечением через ключ, причем за статически неопределимые параметры приняты: а) продольная сила (распор) H , б) поперечная сила V , в) момент реакции одной половины свода на другой относительно центра приведения M^0 (фиг. 128).

Изгибающий момент M и продольная сила N для любого сечения свода определяются по формулам:

$$M = M^0 - Hy + Vx + \mathfrak{M}; \quad N = H \cos \varphi - V \sin \varphi + \mathfrak{N},$$

где $\mathfrak{M}$ и $\mathfrak{N}$ соответственно изгибающий момент и продольная сила от нагрузки.

Выбираем начало координат на оси симметрии в расстоянии y_0 от вершины свода, причем:

$$y_0 = \frac{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \frac{y' ds}{J}}{\int_{\varphi_n}^{+\varphi_n} \frac{ds}{J}} \quad (1)$$

где $y' = r(1 - \cos \varphi)'$ — ордината точки оси свода относительно касательной к его оси в ключе (фиг. 128).

$$J = \frac{d^3}{12} = \text{const} — \text{момент инерции сечения.}$$

Подставляя эти значения и сокращая на J , имеем:

$$y_0 = \frac{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} r^2 (1 - \cos \varphi) d\varphi}{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} r d\varphi} = \frac{2r^2 \left[\varphi_n - \int_0^{\varphi_n} \cos \varphi d\varphi \right]}{2r \varphi_n}.$$

Отсюда

$$\frac{r - y_0}{r} = \frac{\sin \varphi_n}{\varphi_n}. \quad (1')$$

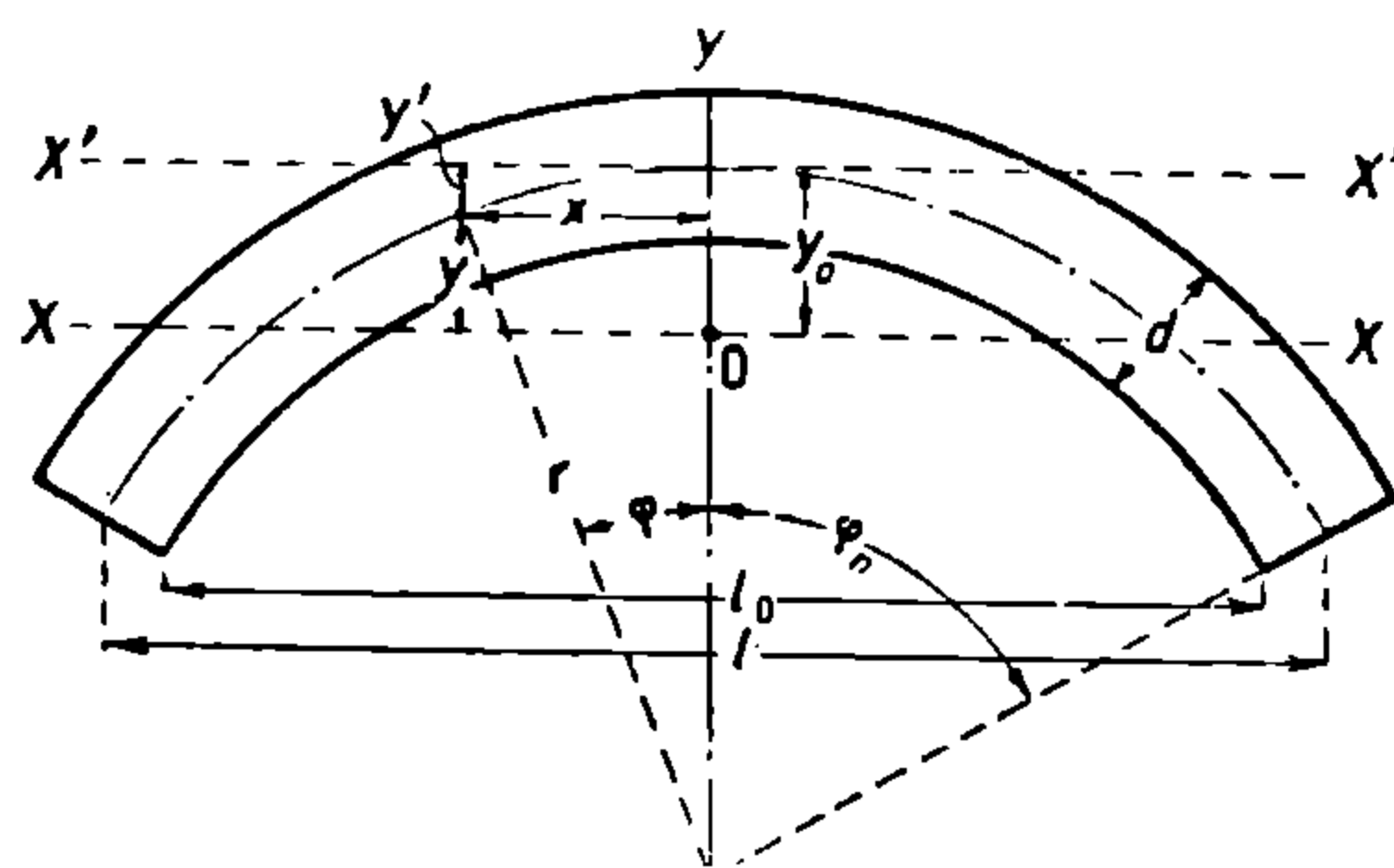
Для дальнейших выкладок введем обозначения:

$$B = \int_0^{\varphi_n} d\varphi = \varphi_n;$$

$$A = \int_0^{\varphi_n} \cos \varphi d\varphi = \sin \varphi_n.$$

Тогда

$$\frac{r - y_0}{r} = \frac{A}{B}. \quad (1'')$$



Фиг. 128.

При таком выборе начала координат будем иметь следующие известные из теории сооружений формулы для статически неопределимых параметров, по сокращению на J :

$$M_0 = \frac{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} ds}{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} ds}; \quad H = \frac{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} y ds - \rho^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} \cos \varphi ds}{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} y^2 ds + \rho^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \cos^2 \varphi ds} \quad (2)$$

$$V = \frac{-\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} x ds + \rho^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} \sin \varphi ds}{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x^2 ds + \rho^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \sin^2 \varphi ds}$$

Здесь множитель $\rho^2 = \frac{J}{\omega}$ перед вторыми интегралами, равный квадрату радиуса инерции сечения свода, получается в результате сокращения на J подынтегральных выражений, содержащих в знаменателе ω .

Для симметричных нагрузок I и II подынтегральное выражение в числителе V является нечетной функцией, другими словами, меняет знак при перемене знака x или φ ; следовательно, в этом случае $V=0$; а для нагрузки III подынтегральные выражения числителей H и M^0 будут нечетными функциями, так что в этом случае $M^0=H=0$.

Интегралы знаменателя, не зависящие от нагрузки.

$$\begin{aligned} \text{а) } \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} ds &= 2r \int_0^{\varphi_n} d\varphi = 2rB; \\ \text{б) } \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} y^2 ds &= 2r \int_0^{\varphi_n} y^2 d\varphi; \end{aligned} \quad (3)$$

но $y = y_0 - y'$ по фиг. 128; $y' = r(1 - \cos \varphi_n)$.

Таким образом $\int_0^{\varphi_n} y^2 d\varphi$ разобьется на сумму следующих трех интегралов:

$$\int_0^{\varphi_n} y^2 ds = y_0^2 r \int_0^{\varphi_n} d\varphi - 2y_0 r \int_0^{\varphi_n} y' d\varphi + r \int_0^{\varphi_n} y'^2 d\varphi,$$

но

$$\int_0^{\varphi_n} d\varphi = B, \quad \int_0^{\varphi_n} y' d\varphi = By_0$$

(согласно формуле (1);

$$\begin{aligned} \int_0^{\varphi_n} y'^2 d\varphi &= r^2 \int_0^{\varphi_n} (1 - 2 \cos \varphi + \cos^2 \varphi) d\varphi = \\ &= r^2 \left[\int_0^{\varphi_n} d\varphi - 2 \int_0^{\varphi_n} \cos \varphi d\varphi + \int_0^{\varphi_n} \cos^2 \varphi d\varphi \right]. \end{aligned}$$

Обозначая

$$\int_0^{\varphi_n} \cos^2 \varphi d\varphi = \frac{1}{2} (\varphi_n + \cos \varphi_n \sin \varphi_n) = C$$

и сохраняя прежние обозначения, получим:

$$\int_0^{\varphi_n} y'^2 d\varphi = r^2 (B - 2A + C)$$

и

$$\int_0^{\varphi_n} y^2 ds = y_0^2 r B - 2y_0^2 r B + r^3 (B - 2A + C) = r^3 \left(B - 2A + C - \frac{y_0^2}{r^2} B \right).$$

Замечая, что (см. выше)

$$\frac{y_0}{r} = \frac{B - A}{B},$$

найдем

$$\int_0^{\varphi_n} y^2 ds = r^3 \left(B - 2A + C - \frac{B^2 - 2AB + A^2}{B} \right) = r^3 \left(C - \frac{A^2}{B} \right).$$

$$\text{в)} \quad \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x^2 ds = 2r^3 \int_0^{\varphi_n} \sin^2 \varphi d\varphi = 2r^3 D,$$

так как, по фиг. 129:

$$x = r \sin \varphi;$$

здесь

$$D = \int_0^{\varphi_n} \sin^2 \varphi d\varphi = B - C.$$

Таким образом получаются следующие значения знаменателей формулы (2):

$$\text{а)} \quad \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} ds = 2Br, \quad (3)$$

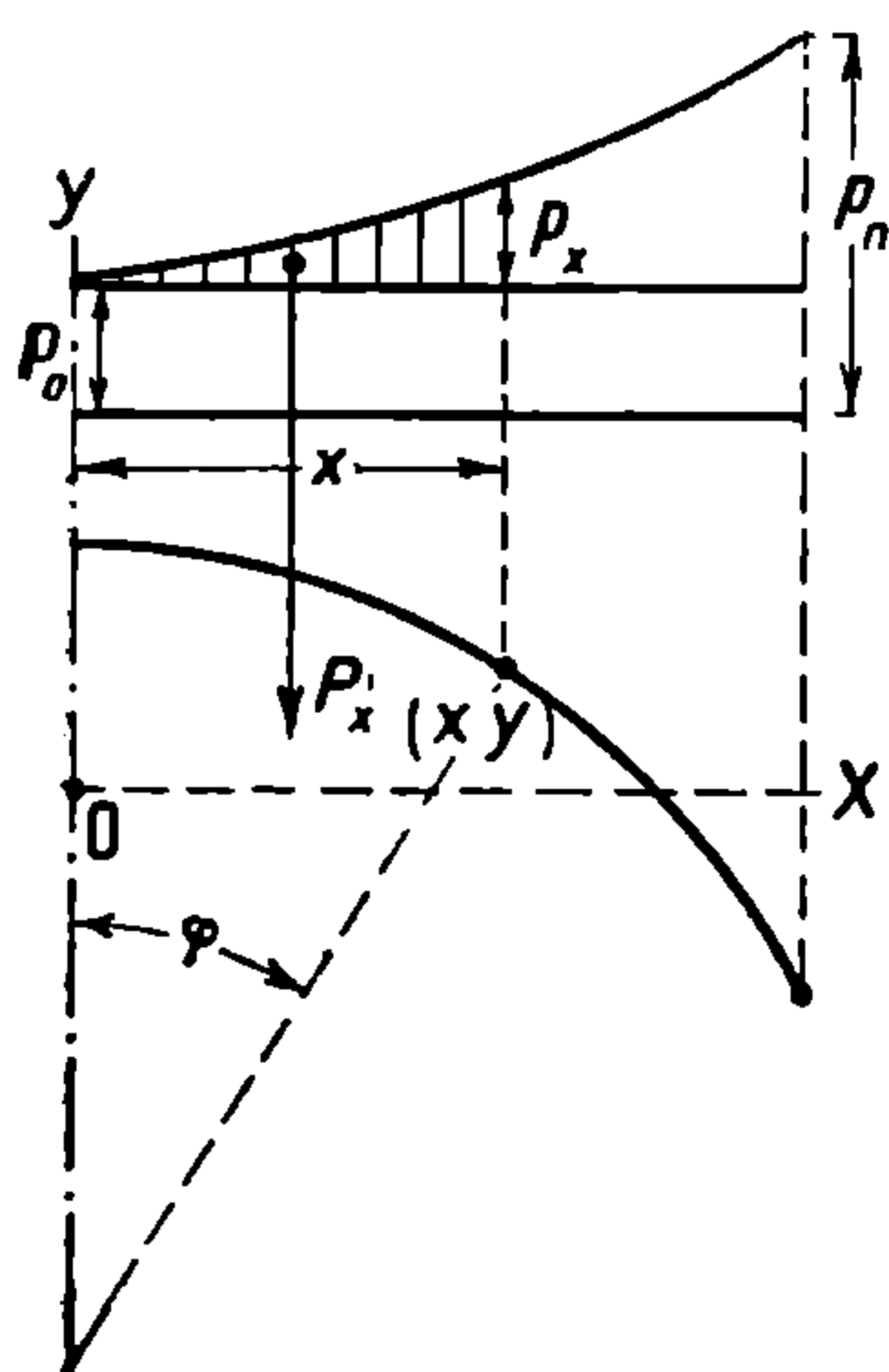
$$\text{б)} \quad \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} y^2 ds + \rho^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \cos^2 \varphi ds = 2r^3 \left(C - \frac{A^2}{B} + \frac{\rho^2}{r^2} C \right), \quad (4)$$

$$\text{в)} \quad \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x^2 ds + \rho^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \sin^2 \varphi ds = 2r^3 \left(D + \frac{\rho^2}{r^2} D \right). \quad (5)$$

Интегралы числителей формул (2), зависящие от нагрузки.

Вычисляем последовательно для всех вышеуказанных случаев нагрузки.

Случай I. Нагрузка изменяется по закону (фиг. 129):



Фиг. 129.

$$p_x = \frac{4(p_n - p_0)}{l^2} x^2.$$

Для определения изгибающего момента и продольной силы в точке (x, y) оси свода находим вертикальную силу P_x , сумму нагрузки от 0 до x :

$$P_x = \int_0^x p_x dx = \frac{4(p_n - p_0)}{l^2} \int_0^x x^2 dx = \frac{4}{3}(p_n - p_0) \frac{x^3}{l^2}.$$

Изгибающий момент в точке (x, y) равен алгебраической сумме момента этой нагрузки относительно начала координат и равнодействующей P_x , умноженной на расстояние данной точки от начала координат, т. е. по фиг. 129.

$$\mathfrak{M} = -P_x x + \int_0^x p_x x dx = -\frac{4}{3}(p_n - p_0) \frac{x^4}{l^2} + (p_n - p_0) \frac{x^4}{l^2} - \frac{1}{3}(p_n - p_0) \frac{x^4}{l^2} \quad (6)$$

здесь $\int_0^x p_x x dx$ — момент нагрузки относительно начала координат.

Продольная сила (фиг. 129):

$$\mathfrak{H} = P_x \sin \varphi = \frac{4}{3}(p_n - p_0) \frac{x^3}{l^2} \sin \varphi. \quad (7)$$

Подставляя найденные величины в выражения числителей формул (2) и имея в виду, что

$$ds = r d\varphi; \quad x = r \sin \varphi; \quad y = y_0 - y',$$

найдем:

$$- \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} ds = \frac{p_n - p_0}{3l^2} r \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x^4 d\varphi = \frac{2r^5}{l^2} \cdot \frac{p_n - p_0}{3} G, \quad (8)$$

где

$$G = \int_0^{\varphi_n} \sin^4 \varphi d\varphi = \frac{3}{8} (\varphi_n - \cos \varphi_n \sin \varphi_n) - \frac{1}{4} \cos \varphi_n \sin^3 \varphi_n. \quad (9)$$

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} y ds = -\frac{p_n - p_0}{3l^2} \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x^4 y ds =$$

$$= \frac{2(p_n - p_0)}{3l^2} r \cdot \left[\int_0^{+\varphi_n} x^4 y' d\varphi - y_0 \int_0^{\varphi_n} x^4 d\varphi \right].$$

Интегралы в квадратной скобке в свою очередь равны (так как $y' = r(1 - \cos \varphi)$):

$$\int_0^{\varphi_n} x^4 y' d\varphi = r^5 \left[\int_0^{\varphi_n} \sin^4 \varphi d\varphi - \int_0^{\varphi_n} \sin^4 \varphi \cos \varphi d\varphi \right] = r^5 (G - F),$$

где

$$F = \int_0^{\varphi_n} \sin^4 \varphi \cos \varphi d\varphi = \frac{1}{5} \sin^5 \varphi_n.$$

$$\int_0^{\varphi_n} x^4 d\varphi = r^4 \int_0^{\varphi_n} \sin^4 \varphi d\varphi = r^4 G.$$

Таким образом

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} y ds = \frac{2(p_n - p_0)}{3l^2} r^6 \left(G - F - \frac{y_0}{r} G \right) =$$

$$= \frac{2(p_n - p_0)}{3l^2} r^6 \left(\frac{r - y_0}{r} G - F \right). \quad (10)$$

Точно так же

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{N} \cos \varphi ds = \frac{4}{3} (p_n - p_0) \frac{r^4}{l^2} \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \sin^4 \varphi \cos \varphi d\varphi =$$

$$= \frac{8}{3} (p_n - p_0) \frac{r^4}{l^2} F. \quad (11)$$

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{N} \sin \varphi ds = \frac{4}{3} (p_n - p_0) \frac{r^4}{l^2} \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \sin^5 \varphi d\varphi = 0, \quad (12)$$

так как $\sin^5 \varphi$ — нечетная функция.

Таким образом для случая I имеем значения статически неопределимых параметров:

1) по равенствам (8) и (3)

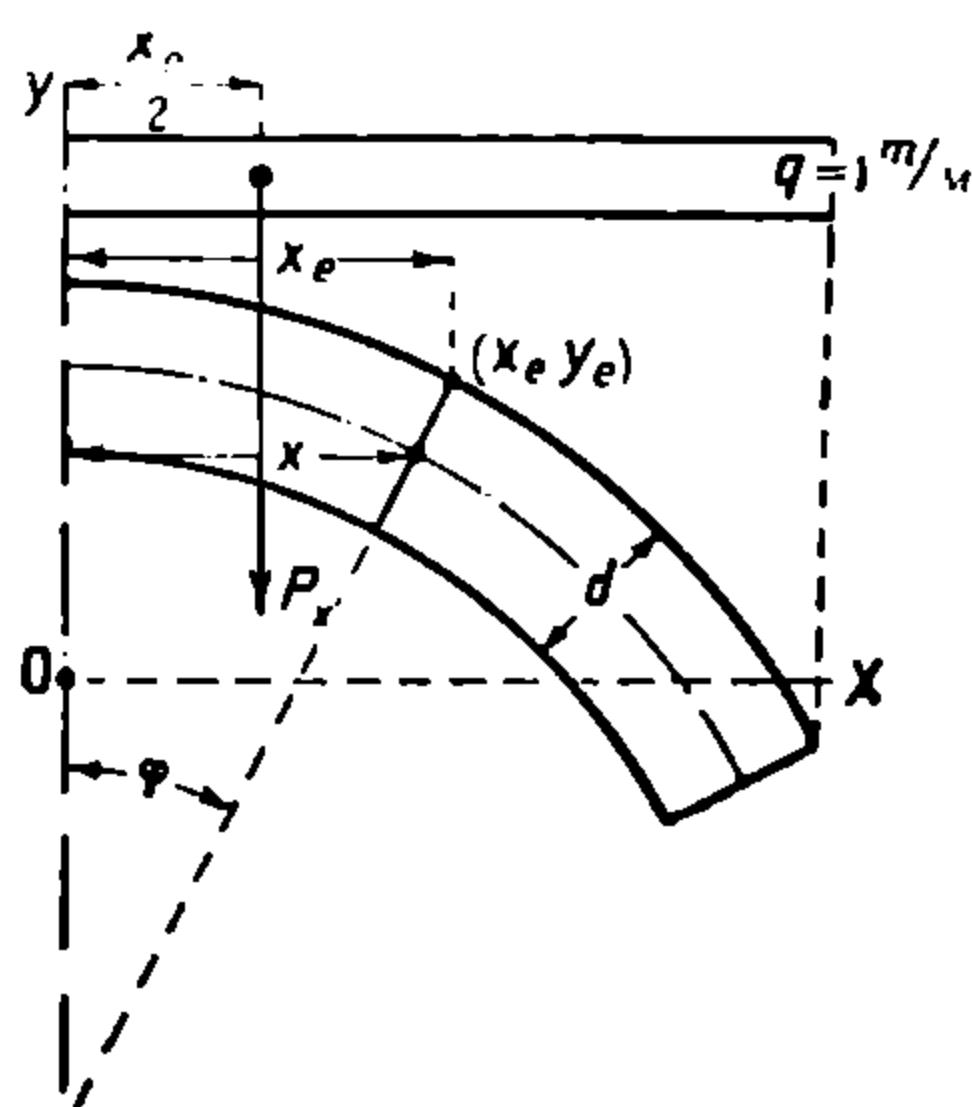
$$M^0 = \frac{p_n - p_0}{3} r^2 \frac{r^2}{l^2} \cdot \frac{G}{B} = \frac{(p_n - p_0) r^2}{3} \cdot \frac{G}{B} \cdot \frac{1}{4 \sin^2 \varphi}, \quad (13)$$

так как $l = 2r \sin \varphi$ и следовательно

$$\frac{r}{l} = \frac{1}{2 \sin \varphi}.$$

2) По равенствам (4), (10) и (11):

$$H = \frac{1}{3} (p_n - p_0) r \frac{r^2}{l^2} a = \frac{1}{3} (p_n - p_0) r \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n}, \quad (14)$$



Фиг. 130.

где

$$a = \frac{\frac{r - y_0}{r} G - F - 4 \frac{\rho^2}{r^2} F}{C - \frac{A^2}{B} + \frac{\rho^2}{r^2} C}. \quad (15)$$

На основании равенства (12):

$$V = 0.$$

В этих формулах коэффициенты A, B, C, D, E, K, F, G зависят только от подъема арки $\frac{f}{l}$ и помещены дальше в таблице 47.

Случай II.

Равномерная нагрузка интенсивностью $q = 1 \text{ т/н. м.}$ (фиг. 130).

Вертикальная сила — сумма нагрузки слева от сечения:

$$P_x = x_e \cdot 1,$$

где

$$x_e = x + \frac{d}{2} \sin \varphi = 2 \sin \varphi \left(1 + \frac{d}{2r} \right)$$

абсцисса внешней точки шва (фиг. 131).

Полагая

$$\frac{d}{2r} = a,$$

найдем:

$$P_x = x (1 + a). \quad (16)$$

Изгибающий момент

$$\begin{aligned} \mathfrak{M} &= - \left[\frac{x^2}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{d}{2} \sin \varphi \right)^2 \right] = - \frac{r^2 \sin^2 \varphi}{2} \left(1 - \frac{d^2}{4r^2} \right) = \\ &= - \frac{x^2}{2} (1 - a^2). \end{aligned} \quad (17)$$

Продольная сила

$$\mathfrak{N} = P_x \sin \varphi = x \sin (1 + a). \quad (18)$$

Соответственно найдем:

$$\begin{aligned} 1) \quad \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} ds &= - \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \frac{x^2 (1 - a^2)}{2} r d\varphi = - 2 \int_0^{\varphi_n} \frac{r^3}{2} (1 - a^2) \sin^2 \varphi d\varphi = \\ &= - 2 \frac{r^3}{2} (1 - a^2) D. \end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned} 2) \quad \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} y ds &= \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} (y_0 - y') ds = \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} (y_0 - r + r \cos \varphi) ds = \\ &= r^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} \cos \varphi d\varphi - (r - y_0) \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} ds. \end{aligned}$$

Первый интеграл этого выражения равен:

$$\begin{aligned} \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} \cos \varphi d\varphi &= - \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} r^2 \sin^2 \varphi \left(\frac{1 - a^2}{2} \right) \cos \varphi d\varphi = \\ &= - \frac{1 - a^2}{2} r^2 \cdot 2 \frac{\sin^3 \varphi_n}{3} = \frac{1 - a^2}{2} r^2 E. \end{aligned}$$

Величину второго интеграла берем по равенству (19) и получаем:

$$\begin{aligned} \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} y ds &= - \frac{1 - a^2}{2} r^4 \cdot 2E + (r - y_0) 2 \frac{r^3}{2} (1 - a^2) D = \\ &= \frac{1 - a^2}{2} \cdot 2r^4 \left(\frac{r - y_0}{r} D - E \right). \end{aligned} \quad (20)$$

Точно так же находим:

$$\begin{aligned} \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} \cos \varphi ds &= r \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x \sin \varphi (1 + a) \cos \varphi ds = \\ &= r^2 (1 + a) \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \sin^2 \varphi \cos \varphi d\varphi = 2r^2 (1 + a) E, \end{aligned} \quad (21)$$

где

$$E = \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \sin^2 \varphi \cos \varphi d\varphi = \frac{\sin^3 \varphi_n}{3}. \quad (22)$$

Таким образом статически неопределимые параметры по равенствам (3) и (19):

$$M_0 = \frac{1 - a^2}{2} \cdot \frac{D}{B} r^2; \quad (23)$$

по равенству (20), (21) и (4):

$$H = \frac{\left[\left(\frac{r - y_0}{r} \right) D - E \right] \frac{1 - a^2}{2} - (1 + a) \frac{\rho^2}{r^2} E}{C - \frac{A^2}{B} + \frac{\rho^2}{r^2} C}. \quad (24)$$

$$V = 0.$$

Случай III.

Нагрузка $q = +\frac{k}{2}$ в правой половине свода ($\varphi > 0$) и $q = -\frac{k}{2}$ в левой ($\varphi < 0$).

Вертикальная сила аналогично предыдущему:

$$P_x = \frac{k}{2} x (1 + a) = \frac{kr}{2} (1 + a) \sin \varphi. \quad (25)$$

Изгибающий момент:

$$\mathfrak{M} = -\frac{kr^2}{4} \sin^2 \varphi (1 - a^2). \quad (26)$$

Продольная сила:

$$\mathfrak{N} = \frac{kr}{2} \sin^2 \varphi (1 + a). \quad (27)$$

Для левой половины свода, т. е. при отрицательных значениях, нагрузка k отрицательна, а следовательно момент и продольная сила меняют свой знак, сохраняя ту же абсолютную величину; т. е. являются нечетными функциями φ . Точно так же и

$$\mathfrak{M}y, \quad N \cos \varphi$$

суть нечетные функции, а потому

$$\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} ds = \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} y ds = \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} N \cos \varphi ds = 0. \quad (28)$$

Остальные интегралы имеют конечную величину, а потому подлежат вычислению.

$$\begin{aligned} 1) \quad \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} x ds &= -\frac{r^4}{4} (1 - a^2) \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} k \sin^3 \varphi d\varphi = \\ &= -\frac{2r^4}{4} (1 - a^2) \int_0^{\varphi_n} k \sin^3 \varphi d\varphi = \frac{2kr^4}{4} (1 - a^2) K, \end{aligned} \quad (29)$$

где

$$\begin{aligned} K &= \int_0^{\varphi_n} \sin^3 \varphi d\varphi = 1 - \cos \varphi_n - \frac{1 - \cos^3 \varphi_n}{3}. \\ 2) \quad \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} \sin \varphi ds &= \frac{r^2}{2} (1 + a) \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} k \sin^3 \varphi d\varphi = \\ &= \frac{r^2}{2} (1 + a) 2 \int_0^{\varphi_n} k \sin^3 \varphi d\varphi = 2 \cdot \frac{kr^2}{2} (1 + a) K. \end{aligned} \quad (30)$$

Статически неопределимые параметры по равенствам 5, 28, 29, 30:

$$M^0 = H = 0.$$

$$V = \frac{kr}{4} b, \quad (31)$$

где

$$b = \frac{K}{D} \cdot \frac{1 - a^2 + 2 \frac{\rho^2}{r^2} (1 + a)}{1 + \frac{\rho^2}{r^2}}. \quad (32)$$

Численные значения интегралов A, B, C, D, E, F, G, K , входящих в предыдущие выражения и зависящих только от отношения стрелы подъема свода к его пролету, приведены в таблице 46.

Т а б л и ц а 46
Значения интегралов для расчета свода

Отношение подъема к пролету $\frac{f}{l}$		
Выражения интегралов	$\frac{1}{3,5}$	$\frac{1}{4}$
$A = \int_0^{\varphi_n} \cos \varphi \, d\varphi = \sin \varphi_n =$	0,86154	0,80000
$B = \int_0^{\varphi_n} d\varphi = \varphi_n =$	1,03778	0,92735
$C = \int_0^{\varphi_n} \cos^2 \varphi \, d\varphi = \frac{1}{2} \left(\varphi_n + \cos \varphi \sin \varphi \right)$	0,73755	0,70368
$D = \int_0^{\varphi_n} \sin^2 \varphi \, d\varphi = \frac{1}{2} \left(\varphi_n - \cos \varphi_n \sin \varphi_n \right) = B - C$	0,30023	0,22367
$E = \int_0^{\varphi_n} \sin^2 \varphi \cos \varphi \, d\varphi = \frac{\sin^3 \varphi}{3}$	0,21316	0,17067
$F = \int_0^{\varphi_n} \sin^4 \varphi \cos \varphi \, d\varphi = \frac{\sin^5 \varphi_n}{5}$	0,09494	0,06553
$G = \int_0^{\varphi_n} \sin^4 \varphi \, d\varphi = \frac{3}{8} \left(\varphi_n - \cos \varphi_n \sin \varphi_n \right) - \frac{1}{4} \cos \varphi_n \sin^3 \varphi_n$	0,14402	0,09088
$K = \int_0^{\varphi_n} \sin^3 \varphi \, d\varphi = 1 - \cos \varphi_n - \frac{1 - \cos^3 \varphi}{3}$	0,20265	0,13867

§ 76. Расчетные формулы для ключевого и пятового сечений. Как указывалось выше, напряжения определены для ключевого и пятового сечений свода. Для различных нагрузок имеем следующие выражения продольной силы N_0 и момента M_0 в ключе, и соответственно N_n и M_n в пяте.

1. Нагрузка

$$p_x = (p_n - p_0) \frac{4x^2}{l^2}$$

Изгибающий момент в ключе:

$$M_0 = M^0 - Hy_0.$$

Вставляя сюда соответствующие выражения из форм. (13) и (14), имеем:

$$M_0 = \frac{p_n - p_0}{3} r^2 \left(\frac{G}{B 4 \sin^2 \varphi_n} - \frac{y_0}{r} \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n} \right), \quad (33)$$

здесь

$$\frac{y_0}{r} = \frac{B - A}{B} \text{ по условию (I'')}$$

a — определяется форм. (15).

Продольная сила в ключе:

$$N_0 = H = \frac{p_n - p_0}{3} r \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n}. \quad (34)$$

Для пятового сечения изгибающий момент выражается формулой:

$$M_n = M^0 + H(f - y_0) + M \quad (35)$$

или по (6), (13) и (14):

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{p_n - p_0}{3} r^2 \left[\frac{G}{B 4 \sin^2 \varphi_n} + \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n} \left(1 - \cos \varphi_n - \frac{y_0}{r} \right) \right] - \\ &\quad - \frac{p_n - p_0}{3} \cdot \frac{r^2 \sin^2 \varphi_n}{4} = \\ &= \frac{p_n - p_0}{3} r^2 \left[\frac{G}{B 4 \sin^2 \varphi_n} + \left(\frac{A}{B} - \cos \varphi_n \right) \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n} - \frac{\sin^2 \varphi_n}{4} \right]; \end{aligned} \quad (36)$$

здесь

$$f = r(1 - \cos \varphi_n).$$

Продольная сила в пяте по форм. (5) и (14) при $x = \frac{l}{2}$.

$$\begin{aligned} N_n &= H \cos \varphi_n + \frac{4}{3} (p_n - p_0) \frac{r \sin \varphi_n}{4} \sin \varphi = \\ &= \frac{p_n - p_0}{3} r \left(\frac{a \cos \varphi_n}{4 \sin^2 \varphi_n} + \sin^2 \varphi_n \right). \end{aligned} \quad (37)$$

Приведенные формулы справедливы для всякого кругового свода постоянной толщины. Переходя к данному конкретному случаю, выразим все величины в функции радиуса оси свода и нагрузки, имея в виду, что для данного случая:

$$\text{подъем свода: } f = \frac{1}{4} l_0,$$

$$\text{толщина } d = \frac{1}{10} l_0,$$

$$\text{радиус оси } r = 0,675 l_0.$$

НТБ
ДНУЖТ

Значения интегралов, зависящих от подъема свода, берем по таблице 46.

Получаем следующие численные выражения:

$$\begin{aligned} \frac{G}{B 4 \sin^2 \varphi_n} &= \frac{0,09088}{0,92735 \cdot 4 \cdot 0,8^2} = 0,03828; \\ \frac{a}{4 \sin^2 \varphi_n} &= \frac{\frac{A}{B} \cdot G - F - 4 \frac{\rho^2}{r^2} F}{\left(C - \frac{A^2}{B} + \frac{\rho^2}{r^2} C \right) 4 \sin^2 \varphi_n} = \\ &= \frac{\frac{0,80}{0,92735} \cdot 0,09088 - 0,06533 - 4 \cdot 0,00183 \cdot 0,06533}{\left(0,70368 - \frac{0,8^2}{0,92735} + 0,00183 \cdot 0,70368 \right) \cdot 4 \cdot 0,8^2} = 0,32614. \end{aligned}$$

Для ключа:

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{p_n - p_0}{3} \cdot r^2 \left(0,03828 - \frac{0,92735 - 0,8}{0,92735} \cdot 0,32614 \right) = \\ &= -0,00217 (p_n - p_0) r^2, \end{aligned} \quad (38)$$

$$N_0 = 0,10871 \cdot (p_n - p_0) \cdot r; \quad (39)$$

для пяты:

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{p_n - p_0}{3} r^2 \left[0,03828 + \left(\frac{0,8}{0,92735} - 0,6 \right) \cdot 0,32614 - \frac{0,8^2}{4} \right] = \\ &= -0,01202 (p_n - p_0) r^2. \end{aligned} \quad (40)$$

$$N_n = \frac{p_n - p_0}{3} r \cdot 0,23577 (0,32614 \cdot 0,6 + 0,8) = 0,27856 (p_n - p_0) \cdot r. \quad (41)$$

II. Нагрузка $p = 1 \text{ т/м}$.

Для ключевого сечения имеем выражение продольной силы по (форм. 24):

$$N_0 = H = gr, \quad (42)$$

где введено сокращенное обозначение правой части (форм. 24):

$$g = \frac{\left(\frac{A}{B} D - E \right) \frac{1 - a^2}{2} - (1 + a) \frac{\rho^2}{r^2} E}{C - \frac{A^2}{B} + \frac{\rho^2}{r^2} C}. \quad (43)$$

Изгибающий момент в ключе по форм. (23):

$$M_0 = M^0 \quad Hy_0 = r^2 f_1(\varphi_n), \quad (44)$$

где введены сокращенные обозначения:

$$M^0 = r^2 e; \quad e = \frac{1 - \alpha^2}{2} \frac{D}{B};$$

$$f_1(\varphi_n) = e - g \frac{y_n}{r} = e - g \frac{B - A}{B}. \quad (45)$$

Для пятового сечения имеем выражение продольной силы, сохраняя предыдущие сокращения:

$$N_n = r [g \cos \varphi_n + (1 + \alpha) \sin^2 \varphi_n]. \quad (46)$$

То же для момента:

$$M_n = M^0 + Hf - \frac{1 - \alpha^2}{2} r^2 \sin^2 \varphi_n = r^2 f_2(\varphi_n), \quad (47)$$

где

$$f_2(\varphi_n) = - \left(\frac{1 - \alpha^2}{2} - e + g \frac{y_n}{r} - g \frac{f}{r} \right) =$$

$$= - \left[\frac{1 - \alpha^2}{2} \sin^2 \varphi_n - e - g \left(\frac{A}{B} - \cos \varphi_n \right) \right]. \quad (48)$$

Подставляя численные значения для данного свода по таблице 47 при

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{4},$$

получаем:

$$e = \frac{1 - 0,07407^2}{2} \cdot \frac{0,22367}{0,92735} = 0,49727 \cdot 0,24119 = 0,11994.$$

$$g = \frac{\left(\frac{0,8}{0,92735} \cdot 0,22367 - 0,17067 \right) \cdot 0,49727 - 1,07407 \cdot 0,00183 \cdot 0,17067}{0,70368 - \frac{0,64}{0,92735} + 0,00183 \cdot 0,70367} =$$

$$= \frac{0,01074}{0,01434} = 0,72371$$

$$f_1(\varphi_n) = 0,11994 - 0,72371 \frac{0,92735 - 0,8}{0,92735} =$$

$$= 0,11994 - 0,72371 \cdot 0,13732 = 0,02056.$$

$$f_2(\varphi_n) = - \left[0,49727 \cdot 0,64 - 0,11994 - 0,72371 \left(\frac{0,8}{0,92735} - 0,6 \right) \right] =$$

$$= -0,00821.$$

Таким образом для ключа:

$$M_0 = 0,02056 r^2 \quad (49)$$

$$N_0 = 0,72371 r \quad (50)$$

То же для пяты:

$$M_n = -0,00821r^2 \quad (51)$$

$$N_n = [0,72371 \cdot 0,6 + 1,07407 \cdot 0,64] r = 1,12163 r. \quad (52)$$

Нагрузка III. $p = -\frac{k}{2}$ в левой половине и $p = +\frac{k}{2}$ в правой половине свода.

Для ключевого сечения имеем:

$$M_0 = H = N_0 = 0 \quad (51)$$

Для пятового сечения на основании формул (26), (27) и (31):

$$\begin{aligned} M_n &= \pm \left[V \frac{l}{2} + \mathfrak{M} \right] = \pm \left[\frac{kr}{4} b \frac{l}{2} - \frac{kr^2}{4} \sin^2 \varphi_n (1 - \alpha^2) \right] = \\ &= \pm \frac{kr^2}{4} [b \sin \varphi_n - (1 - \alpha^2) \sin^2 \varphi_n] = \pm \frac{kr^2}{4} \vartheta_1(\varphi_n), \end{aligned} \quad (52)$$

здесь

$$\vartheta_1(\varphi_n) = b \sin \varphi_n - (1 - \alpha^2) \sin^2 \varphi_n \quad (53)$$

$$\frac{l}{2} = r \sin \varphi_n;$$

b — определяется по форм. (32). Верхний знак относится к правой половине свода, нижний — к левой.

$$N_n = \pm (V \sin \varphi_n + \mathfrak{N}) = \pm \frac{kr}{4} \vartheta_2(\varphi_n) \quad (54)$$

$$\vartheta_2(\varphi_n) = 2 \sin^2 \varphi_n (1 + \alpha) - b \sin \varphi_n \quad (55)$$

$$b = \frac{K}{D} \cdot \frac{1 - \alpha^2 + 2 \frac{\rho^2}{r^2} (1 + \alpha)}{1 + \frac{\rho^2}{r^2}}. \quad (32)$$

Подставляя численные значения для данного свода

$$\text{при } f = \frac{1}{4} l; \quad \alpha = 0,07407 \text{ (по § 72)}$$

$$b = \frac{0,13867}{0,22367} \cdot \frac{1 - 0,07407^2 + 2 \cdot 0,00183 \cdot 1,07407}{1,00183} = 0,61787$$

$$\vartheta_1(\varphi_n) = 0,61787 \cdot 0,8 - (1 - 0,07407^2) \cdot 0,64 = -0,74219.$$

$$\vartheta_2(\varphi_n) = 2 \cdot 0,64 \cdot 1,07407 - 0,61787 \cdot 0,8 = 0,88051.$$

Таким образом

$$M_n = \mp 0,74219 \frac{kr^2}{4} \quad (56)$$

$$N_n = \pm 0,88051 \frac{kr}{4} \quad (57)$$

Для того чтобы от рассмотренных случаев нагрузки I, II и III перейти к действительным расчетным нагрузкам, следует, как указано в § 74

для случая 1⁰ — *постоянной нагрузки* — сложить величины моментов и продольных сил, полученные для нагрузки I, т. е. по форм. (38), (39), (40) и (41) с соответствующими величинами для нагрузки II, т. е. по форм. (49), (50), (51) и (52), увеличенными в p_0 раз;

для случая 2⁰ — *полного загрузения пролета* — сложить величины по тем же форм. (38) — (41) с соответствующими величинами по форм. (49) — (52), увеличенными в $(p_0 + k)$ раз;

для случая 3⁰ — *одностороннего загрузения* — сложить величины моментов и продольных сил по форм. (38) — (41) с соответствующими величинами по форм. (49) — (52), увеличенными в $\left(p_0 + \frac{k}{2}\right)$ раз и прибавить влияние нагрузки III, т. е. форм. (56), (57).

Полученные в результате расчетные формулы помещены в таблице 47.

§ 77. Определение напряжений в своде. Постоянная нагрузка свода определяется по удельному весу и объему свода и заполнения:

для ключа $p_0 = 1,8 \cdot 1,2 + 2,2 \cdot 1,0 = 4,36 \text{ т/м},$

где $1,8 \text{ т/м}^3$ — удельный вес баласта,

2,2 — „ „ кладки свода,

1,2 м — толщина баласта над сводом в ключе,

для пяты нагрузка на 1 м. м определяется аналогично и в данном случае принята:

$$p_n = 11,43 \text{ т/м}.$$

Таким образом $p_n - p_0 = 7,07 \text{ т/м}.$

Временная нагрузка принимается в виде равномерно распределенной, вычисленной с некоторым запасом для половины пролета.

На длине полупролета 5 м помещаются 4 оси паровоза весом по 25 т и со взаимным расстоянием по 1,5 м, так что расстояние между

Расчетные формулы для продольной силы и момента в ключевом и пятовом сечениях свода

		Постоянная нагрузка	Полное загрузеение пролета	Односторонняя нагрузка
Ключевое сечение	M_o	$[- 0,00217 (p_n - p_o) + 0,02056 p_o] r^2$	$[- 0,00217 (p_n - p_o) + 0,02056 (p_o + k)] r^2$	$\left[- 0,00217 (p_n - p_o) + 0,02056 \left(p_o + \frac{k}{2} \right) \right] r^2$
	N_o	$[0,10871 (p_n - p_o) + 0,72371 p_o] r$	$[0,10871 (p_n - p_o) + 0,72371 (p_o + k)] r$	$\left[0,10871 (p_n - p_o) + 0,72371 \left(p_o + \frac{k}{2} \right) \right] r$
Пятовое сечение	M_n	$[- 0,01202 (p_n - p_o) - 0,00821 p_o] r^2$	$[- 0,01202 (p_n - p_o) - 0,00821 (p_o + k)] r^2$	$\left[- 0,01202 (p_n - p_o) - 0,00821 \left(p_o + \frac{k}{2} \right) \mp 0,74219 \frac{k}{4} \right] r^2$
	N_n	$[0,27856 (p_n - p_o) + 1,12163 p_o] r$	$[0,27856 (p_n - p_o) + 1,12163 (p_o + k)] r$	$\left[0,27856 (p_n - p_o) + 1,12163 \left(p_o + \frac{k}{2} \right) \mp 0,88051 \frac{k}{4} \right] r$

крайними осями равно 4,5 м. Эта нагрузка через балласт распространяется на длину:

$$a = 4,5 + 2h \operatorname{tg} \beta = 4,5 + 2 \cdot 1 \cdot 0,5 = 5,5 \text{ м},$$

где h — высота балласта до подошвы шпал принята с запасом равной 1 м;

β — угол распространения давления через засыпку, причем $\operatorname{tg} \beta$ принят также с запасом равным 0,5, тогда как по Т. У. угол β принимается не больше 45° , а, следовательно, $\operatorname{tg} \beta$ может быть принят равным 1,0.

Заметим, что запас в определении временной нагрузки в данном расчете компенсируется тем, что постоянная нагрузка принимается несколько меньше, чем в действительности, а именно: средний удельный вес заполнения будет несколько больше удельного веса балласта, благодаря наличию щековых стенок.

Таким образом временная нагрузка на свод:

$$k = \frac{\sum P}{as} = \frac{4 \cdot 25}{5,5 \cdot 4,25} = 4,28 \text{ т/м}^2,$$

где $s = 4,25$ м — ширина свода.

$$p_0 + \frac{k}{2} = 6,50 \text{ т/м}; \quad p_0 + k = 8,64 \text{ т/м}.$$

Подставляя величины временной и постоянной нагрузок в формулы таблицы 48, мы получим числовые выражения для моментов и продольных сил вида:

$$\begin{aligned} M_0 &= \mu_0 r^2; & M_n &= \mu_n r^2; \\ N_0 &= \nu_0 r; & N_n &= \nu_n r; \end{aligned}$$

здесь числовые коэффициенты μ , ν будут иметь измерение т/м.

Напряжения в кладке свода определяются по формуле неравномерного сжатия:

$$n_{\max.}^{\min.} = n_0 \left(1 \pm \frac{6e}{d} \right),$$

здесь

$$e = \frac{M}{N} = \frac{\mu}{\nu} r \text{ — эксцентриситет приложения силы,}$$

$$n_0 = \frac{N}{1 \cdot d} \text{ — среднее напряжение,}$$

d — толщина свода, в данном случае равная: $d = \frac{r}{6,75}$.

Таким образом

$$n_0 = 6,75 \nu;$$
$$\frac{6e}{d} = \frac{\mu}{\nu} \cdot 40,50.$$

Вычисления произведены в таблице 48.

Т а б л и ц а 48

Напряжения в сечениях свода

Нагрузки Моменты, силы и напряжения		Постоянная нагрузка	Полная на- грузка	Односторонняя нагрузка
в л ю ч	M_n	0,07404 r^2	0,16170 r^2	0,11789 r^2
	N_n	3,92641 r	7,02599 r	5,47620 r
	$\frac{6e}{d}$	0,76383	0,93191	0,87197
	$n_0 = \frac{N}{1 \cdot d} \text{ кг см}^2$	2,65	4,74	3,70
	$n_{max} \text{ кг/см}^2$	4,67	9,16	6,93
	$n_{min} \text{ кг/см}^2$	0,62	0,32	0,47
п я т а	M_n	— 0,12019 r^2	— 0,15472 r^2	пр. — 0,28960 r^2 л. + 0,01468 r^2
	N_n	6,86170 r	11,66334 r	пр. 10,20466 r л. 8,32038 r
	$\frac{6e}{d}$	0,70956	0,53744	пр. 1,14939 л. 0,07128
	$n_0 = \frac{N}{d \cdot 1} \text{ кг/см}^2$	4,63	7,87	пр. 6,88 л. 5,62
	$n_{max} \text{ кг/см}^2$	7,92	12,10	пр. 14,79 л. 6,02
	$n_{min} \text{ кг/см}^2$	1,34	3,64	пр. — 1,03 5,22

П р и м е ч а н и е: Знак — обозначает растяжение

Р а с ч е т у с т о е в.

§ 78. Основные данные и формулы для расчета. Конструкция устоя и его основные размеры указаны на фиг. 122, 123, 124, 125. Основными частями его являются передняя и задняя стенки, установленные

на общем фундаменте, и свод, перекрывающий проем, отверстие которого в свету на уровне пят равно 7 м. Для расчета устоя, кроме вертикальных сил и давления земли, принята во внимание также сила торможения поезда, находящегося—а) на пролетном строении и б) на насыпи.

Для обоих случаев выведены следующие расчетные формулы.

А. Поезд на своде.

Согласно Т. У. сила торможения принимается равной $\frac{1}{10}$ временной нагрузки k и считается приложенной на высоте 2 м над головкой рельс. В настоящем проекте сила торможения считается приложенной на высоте $2 + 1,2 = 3,2$ м над наружной поверхностью свода, где 1,2 м — толщина баластного слоя в ключе до подошвы рельс. Таким образом здесь высота рельса не учтена.

Сила торможения, распределенная равномерно по пролету, является обратно симметричной нагрузкой для нашей основной статически определимой системы из двух полусводов (фиг. 131). Поэтому, сохраняя предыдущие обозначения имеем:

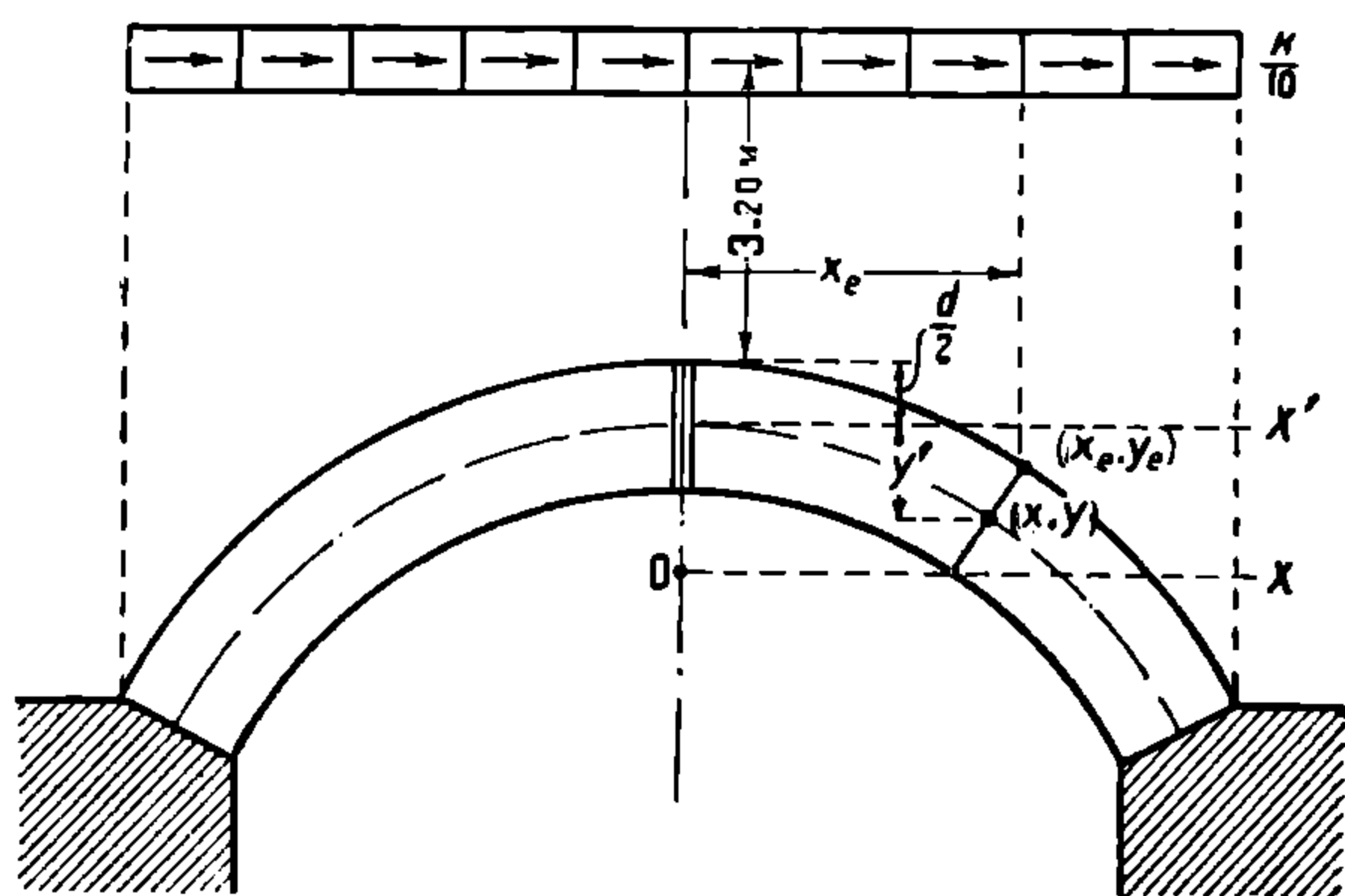
$$M^0 = H = 0.$$

$$V = \frac{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} M x ds + \rho^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} M \sin \varphi ds}{\int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} x^2 ds + \rho^2 \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \sin^2 \varphi ds}. \quad (58)$$

По фиг. 131 величина изгибающего момента и продольной силы в любом сечении:

$$M = \frac{kx_e}{10} \left(3,2 + \frac{d}{2} + y' \right); \quad (59)$$

$$H = \frac{kx_e}{10} \cos \varphi, \quad (60)$$



Фиг. 131.

здесь по предыдущим выводам:

$$x_e = x(1 + a); \quad \frac{d}{ds} = ar; \quad y' = (1 - \cos \varphi) r.$$

Поэтому

$$\mathfrak{M} = \frac{kx}{10} (1 + a) [3,2 + (a + 1 - \cos \varphi) r]. \quad (59')$$

$$\mathfrak{N} = \frac{kx(1 + a)}{10} \cos \varphi. \quad (60')$$

Имея в виду, что

$$\int_0^{\varphi_n} \sin^2 \varphi d\varphi = D; \quad \int_0^{\varphi_n} \sin^2 \varphi (1 - \cos \varphi) d\varphi = D - E,$$

найдем:

$$\begin{aligned} - \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{M} x ds &= - \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \frac{k}{10} \cdot r^2 \sin^2 \varphi (1 + a) (3,2 + ar) r d\varphi \\ &= - \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \frac{k}{10} r^3 \sin^2 \varphi \cdot (1 + a) (1 - \cos \varphi) r d\varphi = \\ &= - 2 \cdot [(3,20 + ar) D + r(D - E)] \frac{kr^3}{10} (1 + a) \\ &= - 2 \cdot \frac{kr^4}{10} [D(1 + a) - E] (1 + a) - 2 \frac{kr^3}{10} (1 + a) \cdot 3,2 \cdot D. \\ \int_{-\varphi_n}^{+\varphi_n} \mathfrak{N} \sin \varphi ds &= 2 \cdot \frac{kr^2}{10} (1 + a) \int_0^{\varphi_n} \sin^2 \varphi \cos \varphi d\varphi = 2 \cdot \frac{kr^2}{10} (1 + a) E. \end{aligned}$$

Таким образом, имея в виду формулу (5) § 75, получаем:

$$\begin{aligned} r &= \frac{k(1 + a)}{10} \cdot \frac{r \left[D(1 + a) - E \right] + 3,2 D - \frac{\rho^2}{r^2} Er}{D \left(1 + \frac{\rho^2}{r^2} \right)} \\ &= \frac{k(1 + a)}{10} \cdot \frac{D[r(1 + a) + 3,2] - r \left(1 + \frac{\rho^2}{r^2} \right) \cdot E}{D \left(1 + \frac{\rho^2}{r^2} \right)} \\ &= \frac{k(1 + a)}{10} \left[\frac{r(1 + a) + 3,2}{1 + \frac{\rho^2}{r^2}} - r \frac{E}{D} \right] = \frac{kr_n}{10} \left[\frac{r_n + 3,2}{r \left(1 + \frac{\rho^2}{r^2} \right)} - \frac{E}{D} \right] \end{aligned}$$

Здесь $r_n = (1 + \alpha)r$ — радиус наружной поверхности свода.
Заменяя в первом члене скобки:

$$\frac{1}{1 + \frac{\rho^2}{r^2}} = 1 - \frac{\rho^2}{r^2},$$

получим

$$V = -\frac{kr_n}{10} \left[\frac{3,2 + r_n}{r} \left(1 - \frac{\rho^2}{r^2} \right) - \frac{E}{D} \right]. \quad (61)$$

Для правой половины свода k положительно, следовательно V отрицательно, для левой — наоборот.

Значения изгибающего момента и продольной силы в ключе и пятах будут:

$$N_0 = M_0 = 0. \quad (62)$$

$$\begin{aligned} M_n &= V_r \sin \varphi_n + \frac{kr^2 \sin \varphi_n}{10} (1 + \alpha) \left[\frac{3,2}{r} + 1 + \alpha - \cos \varphi_n \right] = \\ &= \frac{kr_n r \sin \varphi_n}{10} \left[\frac{r_n + 3,2}{r} \cdot \frac{\rho^2}{r^2} + \frac{E}{D} - \cos \varphi_n \right]. \end{aligned} \quad (63)$$

$$\begin{aligned} N_n &= \frac{kr \sin \varphi_n}{10} (1 + \alpha) \left[\left(1 + \alpha + \frac{3,2}{r} \right) \left(1 - \frac{\rho^2}{r^2} \right) - \frac{E}{D} + \cos \varphi_n \right] = \\ &= \frac{kr_n \sin \varphi_n}{10} \left[\frac{3,2 + r_n}{r} \left(1 - \frac{\rho^2}{r^2} \right) - \frac{E}{D} + \cos \varphi_n \right]. \end{aligned} \quad (64)$$

в. Поезд на призме обрушения.

Вследствие того, что сила торможения приложена не на уровне поверхности призмы обрушения, а в центре тяжести подвижного состава, давление временной нагрузки на поверхность призмы обрушения не будет равномерным, а будет возрастать в сторону торможения по закону трапеции (фиг. 132). Эта неравномерность, выражающаяся в виде двух треугольников на эпюре давлений, определяется величиной момента силы торможения относительно поверхности призмы обрушения.

Введем обозначения по фиг. 132, тогда Δp определится из условия:

$$\frac{\Delta p a}{2} \cdot \frac{4a}{3} = \frac{ka}{10} t; \quad \Delta p = \frac{6k}{10} \cdot \frac{t}{a},$$

здесь t — расстояние центра тяжести подвижного состава, где приложена сила торможения от поверхности призмы обрушения.

В случае, если верх стенки ниже верха насыпи на величину h , получаем интенсивность нагрузки на расстояние x от стенки:

$$p = \gamma h + k + \Delta p \frac{a - 2x}{a} = \gamma h + k + \frac{6k}{10} \cdot \frac{t}{a} \left(1 - \frac{2y}{H}\right).$$

Вызываемое этой нагрузкой давление на единицу высоты стенки согласно общей теории равно:

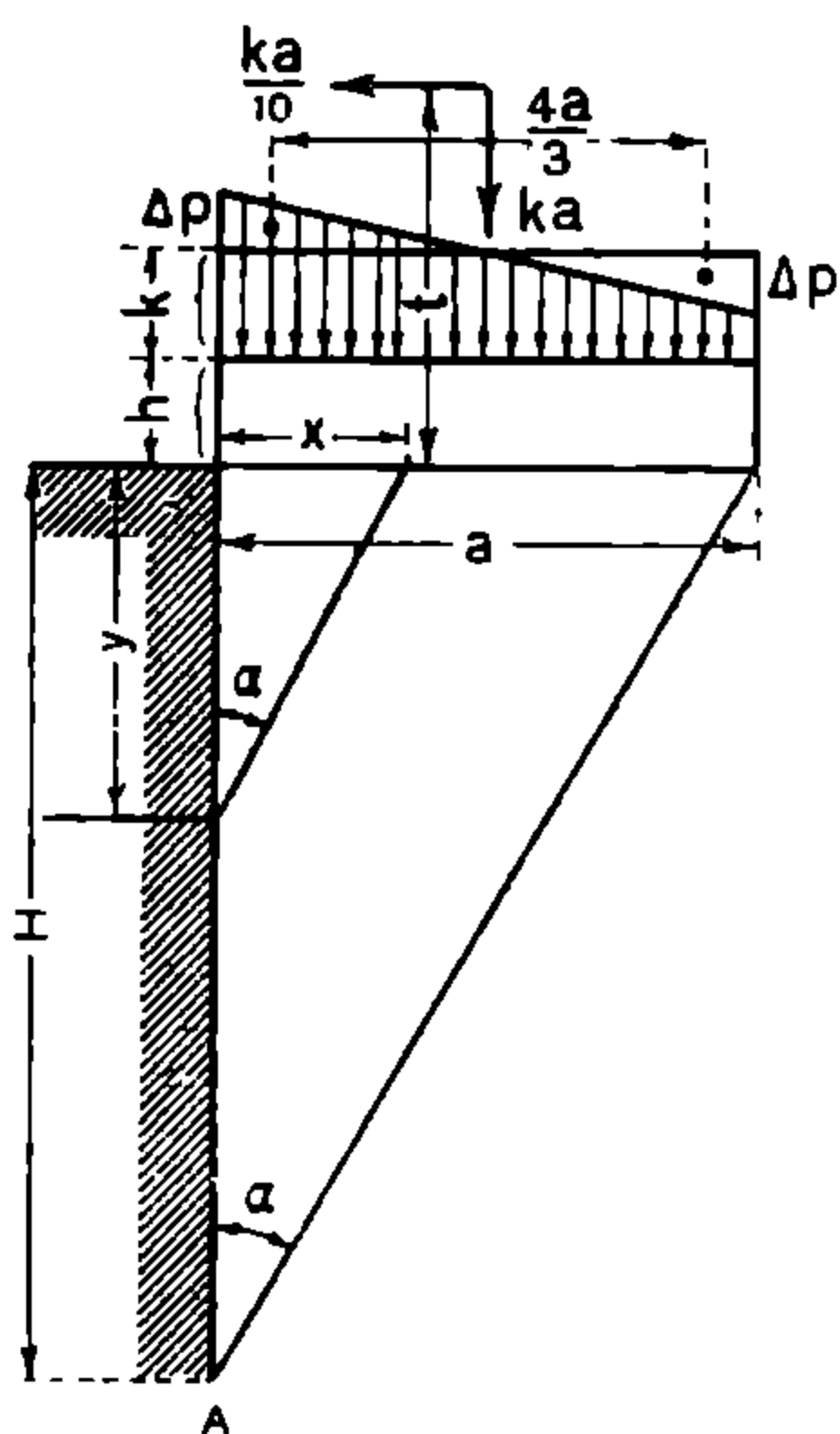
$$q = p \operatorname{tg}^2 \alpha,$$

где $\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ — угол призмы обрушения (фиг. 132).

Давление на всю высоту стенки и его момент относительно низа стенки:

$$\Delta E = \int_0^H q dy = \operatorname{tg}^2 \alpha \int_0^H \left[\gamma h + k + \frac{6k}{10} \cdot \frac{t}{a} \left(1 - \frac{2y}{H}\right) \right] dy = (\gamma h + k) H \operatorname{tg}^2 \alpha. *) \quad (65)$$

$$\Delta M = \int_0^H q dy \cdot (H - y) = \int_0^H p (H - y) \operatorname{tg}^2 \alpha dy = \frac{H^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{2} \left[\gamma h + k + \frac{2k}{10} \cdot \frac{t}{a} \right]. \quad (66)$$



Фиг. 132.

Полное горизонтальное давление на стенку, включая и силу торможения и полный опрокидывающий момент, считая, что сила торможения передается через землю на стенку на половине ее высоты, будут выражаться формулами:

Напор земли:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \alpha + (\gamma h + k) H \operatorname{tg}^2 \alpha + \frac{k}{10} H \operatorname{tg} \alpha. \quad (67)$$

Опрокидывающий момент:

$$M_o = \gamma \frac{H^3}{6} \operatorname{tg}^2 \alpha + \left(\gamma h + k + \frac{2k}{10} \cdot \frac{t}{a} \right) \frac{H^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{2} + \frac{k}{10} \operatorname{tg} \alpha \frac{H^2}{2}. \quad (68)$$

§ 79. Расчет передней стенки. Определение напряжений в стенке производится для двух случаев расположения временной нагрузки: 1) поезд на пролете, торможение в сторону устоя, 2) поезд на устое, торможение в сторону пролета.

*) Ибо интеграл последнего члена равен 0.

Проем в устое перекрывается сводом отверстием в свету 7 м. Расчет этого свода производится по способу, изложенному в §§ 74—76, и здесь опускается. Расчетные формулы для моментов и продольных сил в ключе и пята этого свода, необходимые для расчета стенки, приводятся в таблице 49.

Т а б л и ц а 49.

	Нагрузка		Примечание
	Постоянная	Полная	
M_0	$0,48345 r^2$	$0,13362 r^2$	$l_0 = 7 \text{ м}$ $r = 4,41 \text{ м}$
N_0	$3,74844 r$	$6,91931 r$	
M_n	$-0,19607 r^2$	$-0,14967 r^2$	
N_n	$8,79669 r$	$13,83373 r$	

Случай I. Поезд на пролете 10 м, торможение в сторону устоя.

а) Проверка напряжений по сечению $c-d$ на уровне видимой пяты свода, перекрывающего проем (фиг. 133, 134). С этого сечения начинается уширение стенки, а потому оно является наиболее опасным. Уровень сечения на 5 см ниже внутреннего ребра пяты большого свода (фиг. 134).

Для расчета напряжений определяем все силы, действующие на стенку выше этого сечения, и моменты этих сил относительно точки c (фиг. 133).

В этом случае 7-метровый пролет в устое находится под действием постоянной нагрузки. Отсекая его пятовым сечением найдем эксцентриситет равнодействующей по формуле:

$$e = \frac{M_n}{N_n} = -\frac{0,19607}{8,74699} \cdot 4,41 = -0,10 \text{ м.}$$

Расстояние от внутреннего ребра:

$$\lambda = \frac{d}{2} - e = 0,35 - 0,10 = 0,25 \text{ м.}$$

Проекция этого расстояния на вертикаль и горизонталь:

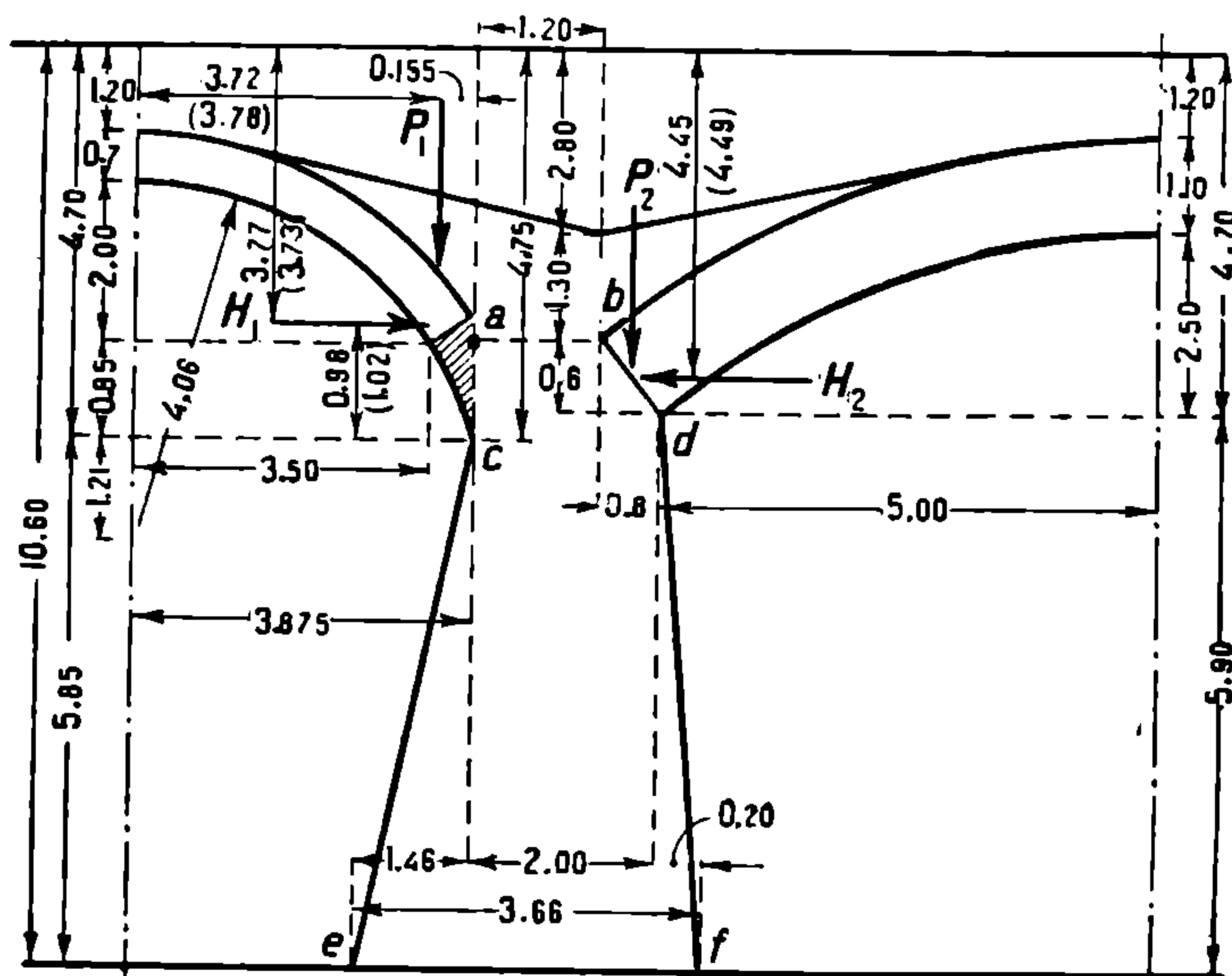
$$\lambda \sin \varphi = 0,25 \cdot 0,862 = 0,216 \approx 0,22 \text{ м.}$$

$$\lambda \cos \varphi = 0,25 \cdot 0,508 = 0,127 \approx 0,13 \text{ м.}$$

По этим данным определяются расстояния точки приложения давления свода на стенку от поверхности баласта — 3,77 м и от оси свода — 3,72 м (фиг. 133 цифры без скобок).

Вертикальная составляющая опорного давления свода по данным его расчета:

$$P_1 = 35,03 \text{ м.}$$



Фиг. 133.

Его плечо относительно точки *c*:

$$p_1 = 3,875 - 3,72 = 0,155 \text{ м.}$$

Горизонтальная составляющая давления свода по таблице 50:

$$H_1 = N_0 = 3,7487 r = 3,748 \cdot 4,41 = 16,53 \text{ м; } h_1 = 4,75 - 3,77 = 0,98 \text{ м.}$$

Вес забутки над стенкой до сечения *ab*:

$$P = 1,2 (1,8 \cdot 2,8 + 2,2 \cdot 1,3) = 9,48 \text{ м,}$$

плечо

$$p_2 = 0,6 \text{ м.}$$

Вес стенки между сечениями *ab* и *cd*:

$$P_3 = 2,2 \left(2 \cdot 0,65 - \frac{0,6 \cdot 0,8}{2} \right) = 2,33 \text{ м; } p_3 = 0,84 \text{ м.}$$

Весом заштрихованного треугольника (фиг. 133) пренебрегается.

Определение давления 10-метрового пролета произведено при полном загрузении свода и торможении. Прежде всего определяются V , M_n и N_n от торможения, пользуясь формулами, выведенными в § 78.

$$V = -\frac{kr(1+a)}{10} \left[\left(1+a+\frac{3,20}{r}\right) \left(1-\frac{\rho^2}{r^2}\right) - \frac{E}{D} \right] =$$

$$= -\frac{4,28 \cdot 6,75 \cdot 1,074}{10} \left[\left(1,074 + \frac{3,2}{6,75}\right) \cdot (1-0,0018) - \frac{0,17067}{0,22367} \right] =$$

$$= -3,10 \cdot (1,545 - 0,763) = -3,10 \cdot 0,782 = -2,43 \text{ м.}$$

$$M_n = Vr \sin \varphi_n + \frac{kr^2}{10} \sin \varphi_n (1+a) \left(\frac{3,20}{r} + 1 + a - \cos \varphi_n \right) =$$

$$= \frac{kr^2}{10} (1+a) \sin \varphi_n \left[\left(1+a+\frac{3,2}{r}\right) \frac{\rho^2}{r^2} + \frac{E}{D} - \cos \varphi_n \right] =$$

$$= \frac{4,28 \cdot 6,75 \cdot 1,074 \cdot 0,8}{10} \left[\left(1,074 + \frac{3,2}{6,75}\right) 0,0018 + \frac{0,17067}{0,22367} - 0,600 \right] =$$

$$= 16,75 (0,003 + 0,763 - 0,600) = 16,75 \cdot 0,166 = 2,78 \text{ м. м.}$$

$$N_n = \frac{kr \sin \varphi_n}{10} (1+a) \left[\left(1+a+\frac{3,2}{r}\right) \left(1-\frac{\rho^2}{r^2}\right) - \frac{E}{D} + \cos \varphi_n \right] =$$

$$= \frac{4,28 \cdot 6,75 \cdot 0,8}{10} \cdot 1,074 \left[\left(1,074 + \frac{3,2}{6,75}\right) (1-0,0018) - \frac{0,17067}{0,22367} + 0,60 \right] =$$

$$= 2,48 (1,545 - 0,763 + 0,600) = 2,48 \cdot 1,382 = 3,43 \text{ м.}$$

Присоединяя M_n и N_n от вертикальной нагрузки:

$$M_n = -9,69 \text{ м. м.}$$

$$N_n = 86,32 \text{ м.,}$$

найдем эксцентриситет в пяте:

$$e = \frac{-9,69 + 2,78}{86,32 + 3,43} = -\frac{6,91}{89,75} = -0,077 \approx -0,08 \text{ м.}$$

Расстояние точки приложения давления свода от внутреннего ребра

$$\lambda = 0,50 - 0,08 = 0,42 \text{ м.}$$

$$\lambda \sin \varphi = 0,42 \cdot 0,8 = 0,34 \text{ м:} \quad \lambda \cos \varphi = 0,42 \cdot 0,6 = 0,25 \text{ м.}$$

Горизонтальная слагающая давления свода

$$H = 51,79 \text{ м.}$$

Плечо: $h = 0,25 + 0,05 = 0,30$ м (фиг. 134 цифры без скобок).

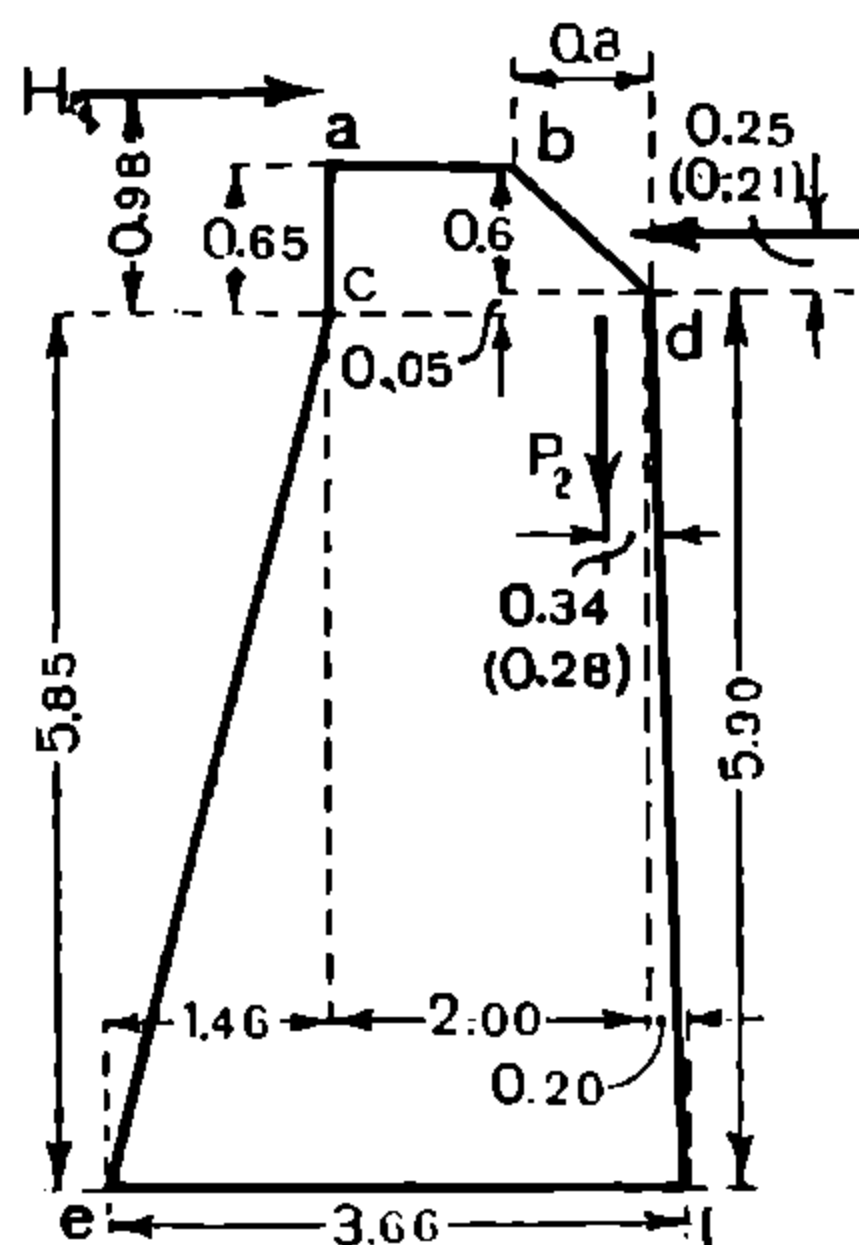
Вертикальная слагающая давления свода:

$$P_4 = 73,35 \text{ т.}$$

$$p_4 = (2 - 0,34) = 1,66 \text{ м.}$$

Момент всех вышележащих сил относительно точки C :

$$M_C = -35,03 \cdot 0,155 + 16,53 \cdot 0,98 + 9,48 \cdot 0,6 + 2,33 \cdot 0,84 - 51,79 \cdot 0,30 + \\ + 73,35 \cdot 1,66 = 124,69 \text{ т. м.}$$



Фиг. 134.

Сумма вертикальных сил:

$$35,03 + 9,48 + 2,33 + 73,35 = 120,19 \text{ т.}$$

Плечо относительно точки C :

$$r_c = \frac{124,69}{120,19} = 1,04 \text{ м.}$$

Эксцентриситет

$$e = 1,00 - 1,04 = -0,04 \text{ м, } \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0,04}{2} = 0,12.$$

Напряжения:

$$n_0 = \frac{120,19}{2 \cdot 1} = 60,1 \text{ т/м}^2 = 6,01 \text{ кг/см}^2.$$

$$n_{\max.} = 6,01 \cdot (1 + 0,12) = 6,72 \text{ кг/см}^2,$$

$$n_{\min.} = 6,01 \cdot (1 - 0,12) = 5,28 \text{ кг/см}^2.$$

Сечение ef по обрезу фундамента.

Собственный вес устоя между cd и ef (фиг. 134):

$$P = (5,85 \cdot 0,73 + 5,85 \cdot 2 + 0,1 \cdot 5,9) \cdot 2,2 = 36,30 \text{ т.}$$

Момент всех вышележащих сил относительно точки e :

$$m_e = 120,19 \cdot (1,46 + 1,04) + (5,85 \cdot 0,72 \cdot 0,98 + 5,85 \cdot 2 \cdot 2,46 + 5,9 \cdot 0,10 \cdot 3,53) \cdot 2,2 - (51,79 - 16,53) \cdot 5,85 = 300,48 + 77,06 + 4,59 - 206,27 = 171,27 \text{ т. м.}$$

Сумма вертикальных сил:

$$\Sigma P = 120,19 + 36,30 = 156,49 \text{ т.}$$

Плечо относительно точки e :

$$r_e = \frac{171,27}{156,49} = 1,09 \text{ м.}$$

Эксцентриситет:

$$e = 1,83 - 1,09 = 0,74 \text{ м; } \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0,74}{3,66} = 1,21.$$

Напряжения:

$$n_0 = \frac{156,49}{3,66} = 42,8 \text{ т/м}^2 = 4,28 \text{ кг/см}^2.$$

$$n_{\max.} = 4,28 (1 + 1,21) = 9,46 \text{ кг/см}^2,$$

$$n_{\min.} = 4,28 (1 - 1,21) = -0,90 \text{ кг/см}^2.$$

Случай 2. Поезд на устое, торможение в сторону пролета.

В этом случае давление от 7-метрового пролета определено при полном загрузении свода и торможении.

Прежде всего определяются V , M_n и N_n от торможения, пользуясь формулами, выведенными выше.

$$\begin{aligned} V &= - \frac{kr(1+a)}{10} \left[\left(1 + a + \frac{3,2}{r} \right) \left(1 - \frac{\rho^2}{r^2} \right) - \frac{E}{D} \right] = \\ &= \frac{4,34 \cdot 4,41 \cdot 1,079}{10} \left[\left(1,079 + \frac{3,2}{4,41} \right) \cdot (1 - 0,0021) - \frac{0,21316}{0,30023} \right] = \\ &= -2,07 (1,801 - 0,707) = -2,07 \cdot 1,094 = -2,26 \text{ т.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{kr^2(1+a) \sin \varphi_n}{10} \left[\left(1 + a + \frac{3,2}{r} \right) \frac{\rho^2}{r^2} + \frac{E}{D} - \cos \varphi_n \right] \\ &= \frac{4,34 \cdot 4,41^2 \cdot 1,079 \cdot 0,86}{10} \left[\left(1,079 + \frac{3,2}{4,41} \right) \cdot 0,0021 + \frac{0,21316}{0,30023} \right. \\ &\quad \left. - 0,508 \right] = 7,85 (0,004 + 0,707 - 0,508) = \\ &= 7,85 \cdot 0,203 = 1,59 \text{ т. м.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_n &= \frac{kr \sin \varphi_n}{10} (1+a) \left[\left(1 + a + \frac{3,2}{r} \right) \left(1 - \frac{\rho^2}{r^2} \right) - \frac{E}{D} + \cos \varphi_n \right] = \\ &= \frac{4,34 \cdot 4,41 \cdot 0,86}{10} \cdot 1,079 \left[\left(1,079 + \frac{3,2}{4,41} \right) (1 - 0,0021) - \frac{0,21316}{0,30023} + 0,508 \right] = \\ &= 1,78 \cdot 1,602 = 2,85 \text{ т.} \end{aligned}$$

Присоединяя M_n и N_n от вертикальной нагрузки (таблица 49):

$$M_n = -0,14967 r^2 = -2,91 \text{ т. м}$$

$$N_n = 13,83373 r = 61,01 \text{ т,}$$

найдем эксцентриситет в пяте:

$$e = \frac{-2,91 + 1,59}{60,01 + 2,85} = -\frac{1,32}{62,86} = -0,02 \text{ м.}$$

Расстояние от внутреннего ребра:

$$\lambda = 0,35 - 0,02 = 0,33 \text{ м.}$$

$$\lambda \sin \varphi = 0,33 \cdot 0,86 = 0,28 \text{ м.;} \quad \lambda \cos \varphi = 0,33 \cdot 0,508 = 0,17 \text{ м.}$$

По этим данным определяются расстояния точки приложения опорного давления свода от поверхности баласта и от оси свода, равные соответственно 3,73 м и 3,78 м и указанные на фиг. 133 числами в скобках.

Горизонтальная слагающая давления свода (таблица 50 и торможение).

$$H_1 = N_0 + \frac{kr \sin \varphi_n (1 + \alpha)}{10} = 6,91981 \cdot 4,41 + 0,434 \cdot 4,09 = \\ = 30,52 + 1,78 = 32,30 \text{ м.}$$

Вертикальная слагающая давления свода от полной нагрузки с учетом торможения:

$$V_{p+k} - V_t = 52,81 + 2,26 = 55,07 \text{ м.}$$

10-метровый свод находится под действием постоянной нагрузки. Отсекая этот свод штыковым сечением точки приложения равнодействующей, найдем по формуле:

$$e = \frac{M_n}{N_n} = -0,15 \text{ м.}$$

Расстояние от внутреннего ребра:

$$\lambda = 0,50 - 0,15 = 0,35 \text{ м.}$$

$$\lambda \sin \varphi_n = 0,35 \cdot 0,8 = 0,28 \text{ м.;} \quad \lambda \cos \varphi_n = 0,35 \cdot 0,6 = 0,21 \text{ м}$$

(фиг. 134, числа в скобках).

Вертикальная слагающая давления свода:

$$P_4 = 46,10 \text{ м.}$$

Горизонтальная слагающая давления свода по его расчету:

$$H_2 = N_0 = 28,39 \text{ м.}$$

Для сечения $c-d$: момент всех вышележащих сил относительно точки c :

$$- 55,07 \cdot (3,875 - 3,78) + 32,30 \cdot (4,75 - 3,73) + 9,48 \cdot 0,6 + \\ + 2,33 \cdot 0,84 - 28,39 \cdot 0,26 + 46,10 \cdot 0,28 = 107,11 \text{ м. м}$$

Сумма вертикальных сил:

$$\Sigma P = 55,07 + 9,48 + 2,33 + 46,10 = 112,98 \text{ м}$$

Плечо относительно точки e :

$$x = \frac{M_e}{\Sigma P} = \frac{107,11}{122,98} = 0,95 \text{ м}$$

Эксцентриситет e :

$$1 - 0,95 = 0,05 \text{ м}, \quad \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0,05}{2} = 0,15$$

Среднее напряжение:

$$n_0 = \frac{112,98}{2 \cdot 1} = 56,5 \text{ т/м}^2 = 5,65 \text{ кг/см}^2$$

$$n_{\max} = 5,65 (1 + 0,15) = 6,50 \text{ кг/см}^2$$

$$n_{\min} = 5,65 (1 - 0,15) = 4,80 \text{ кг/см}^2$$

Сечение $e - f$ по обрезу фундамента.

Момент всех вышележащих сил относительно e :

$$m_e = 77,06 + 112,98 \cdot 2,41 - (28,39 - 32,30) \cdot 5,85 = \\ = 77,06 + 272,28 + 22,87 = 372,21 \text{ т. м.}$$

Сумма вертикальных сил:

$$\Sigma p = 112,98 + 36,30 = 149,28 \text{ т.}$$

Плечо относительно точки e :

$$r_e = \frac{372,21}{149,28} = 2,49 \text{ м.}$$

Эксцентриситет:

$$e = 1,83 - 2,49 = -0,66 \text{ м}; \quad \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0,66}{3,66} = 1,08 \text{ м}$$

Напряжения:

$$n = \frac{\Sigma p}{\omega} = \frac{149,28}{3,66} = 40,8 \text{ т/м}^2 = 4,08 \text{ кг/см}^2$$

$$n_{\max.} = 4,08 (1 + 1,08) = 8,49 \text{ кг/см}^2.$$

$$n_{\min.} = 4,08 (1 - 1,08) = 0,33 \text{ кг/см}^2.$$

§ 80. Расчет задней стенки. Расчет сделан для сечения по обрезу фундамента в следующих предположениях.

- 1) Поезд на своде; торможение в сторону насыпи.
- 2) Поезд на призме обрушения; торможение в сторону пролета.

Случай 1. Поезд на устое.

$$H = 32,30 \text{ т}; \quad P = 55,07 \text{ т.}$$

Сумма вертикальных сил (фиг. 135).

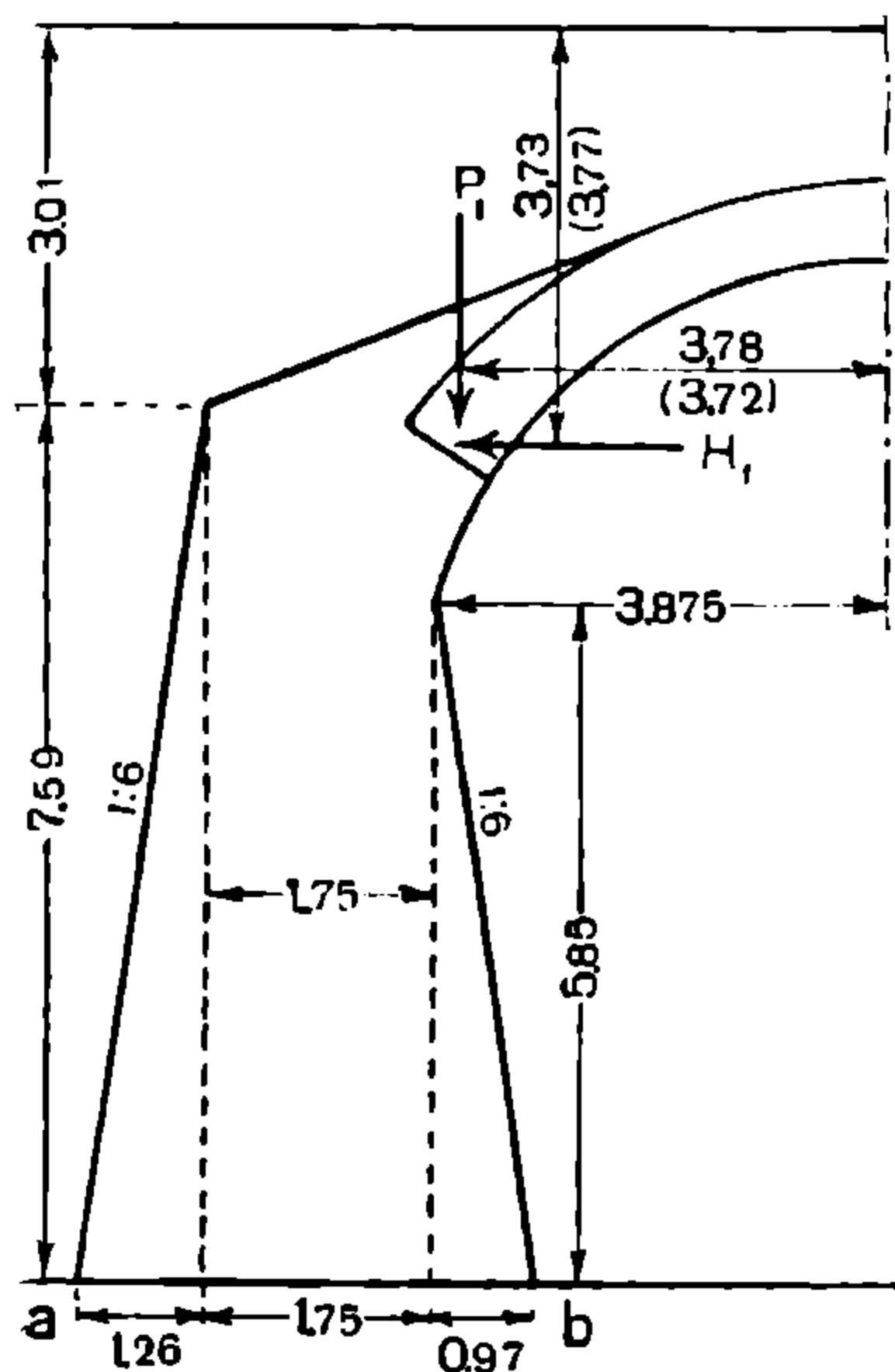
$$\Sigma p = 3,01 \cdot 1,75 \cdot 1,8 + (7,59 \cdot 0,63 + 7,59 \cdot 1,75 + 5,85 \cdot 0,485) \cdot 2,2 + \\ + 3,01 \cdot 1,26 \cdot 1,8 + 7,59 \cdot 0,63 \cdot 1,8 + 55,07 = \\ = 9,45 + 45,98 + 6,82 + 8,60 + 55,07 = 125,96 \text{ т.}$$

Момент всех сил относительно точки a :

$$M_a' = 55,07 (3,875 + 1,75 + 1,26 - 3,78) - 32,3 (10,60 - 3,73) + \\ + 1,8 \cdot 3,01 (1,75 + 1,26) \cdot 1,505 + 1,8 \cdot 7,59 \cdot 0,63 \cdot 0,42 + \\ + 2,2 [7,59 \cdot 0,63 \cdot 0,84 + 7,59 \cdot 1,75 \cdot (1,26 + 0,875) + \\ + 5,85 \cdot 0,485 (1,26 + 1,75 + 0,32)] = 170,99 - 221,90 + 24,55 + \\ + 3,62 + 90,60 = 67,86 \text{ т. м.}$$

Момент давления земли:

$$M_a'' = 0,271 \cdot 1,8 \left(\frac{7,59^3}{6} + \frac{3,01 \cdot 7,59^2}{2} \right) = 78,18 \text{ т. м}$$



Фиг. 135.

Сумма моментов относительно точки a :

$$\Sigma m_a = 67,86 + 78,18 = 146,04 \text{ т. м}$$

Плечо относительно точки a :

$$r_a = \frac{146,04}{125,96} = 1,16 \text{ м}$$

Эксцентриситет:

$$e = 1,99 - 1,16 = 0,83 \text{ м;}$$

$$\frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0,83}{3,98} = 1,25$$

Напряжения:

$$n_0 = \frac{125,96}{3,98} = 31,6 \text{ т/м}^2 = 3,16 \text{ кг/см}^2.$$

$$n_{\max.} = 3,16 (1 + 1,25) = 7,11 \text{ кг/см}^2.$$

$$n_{\min.} = 3,16 (1 - 1,25) = -0,79 \text{ кг/см}^2.$$

Случай 2. Поезд на призме обрушения.

$$H = 16,53 \text{ т.} \quad P = 35,03 \text{ т.}$$

Сумма вертикальных сил:

$$\Sigma p = 35,03 + 9,49 + 45,98 + 6,82 + 8,60 = 105,92 \text{ т.}$$

Момент всех сил относительно точки a :

$$m_a = 35,03 \cdot (3,875 + 1,75 + 1,26 - 3,72) - 16,53 (10,60 - 3,77) + 24,55 + \\ + 3,62 + 90,60 = 116,74 \text{ т. м}$$

Момент давления земли:

$$m_a'' = \gamma \frac{H^3}{6} \operatorname{tg}^2 \alpha + \left(\gamma h + k + \frac{2k}{10} \cdot \frac{t}{a} \right) \frac{H^2 \operatorname{tg}^2 \alpha}{2} + \frac{k}{10} \operatorname{tg} \alpha \frac{H^2}{2},$$

при длине призмы обрушения:

$$a = H \operatorname{tg} \alpha = 7,59 \cdot 0,52 = 3,95 \text{ м},$$

временная нагрузка:

$$k = \frac{Q\beta}{al} = \frac{75 \cdot 0,51}{3,95 \cdot 2,6} = 3,72 \text{ т/м}^2.$$

Здесь β берется по Т. У. условиям для $H = 10 \text{ м}$.

$$t = 3,01 + 2 = 5,01 \text{ м}, \quad \frac{t}{a} = \frac{5,01}{3,95} = 1,31.$$

$$\begin{aligned} m_a'' &= \frac{1,8 \cdot 7,59^3}{6} \cdot 0,271 + (1,8 \cdot 3,01 + 3,72 + 0,2 \cdot 3,72 \cdot 1,31) \frac{7,59^2}{2} \cdot 0,271 + \\ &+ 0,1 \cdot \frac{7,59^2}{2} \cdot 0,52 \cdot 3,72 = 35,55 + 78,86 + 5,58 = 119,99 \text{ т} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Сумма моментов относительно точки a :

$$\Sigma m_a = 116,74 + 119,99 = 236,73 \text{ т} \cdot \text{м}$$

Плечо относительно точки a :

$$r_a = \frac{236,73}{105,92} = 2,23 \text{ м}$$

Эксцентриситет:

$$e = 1,99 - 2,23 = -0,24 \text{ м}, \quad \frac{6e}{d} = \frac{6 \cdot 0,24}{3,98} = 0,36.$$

Напряжения:

$$n_0 = \frac{105,92}{3,98} = 26,6 \text{ т/м}^2 = 2,66 \text{ кг/см}^2.$$

$$n_{\max} = 2,66 (1 + 0,36) = 3,62 \text{ кг/см}^2.$$

$$n_{\min} = 2,66 (1 - 0,36) = 1,70 \text{ кг/см}^2.$$

НТБ
ДНУЖТ

ПРИЛОЖЕНИЯ

НТБ
ДНУЖТ

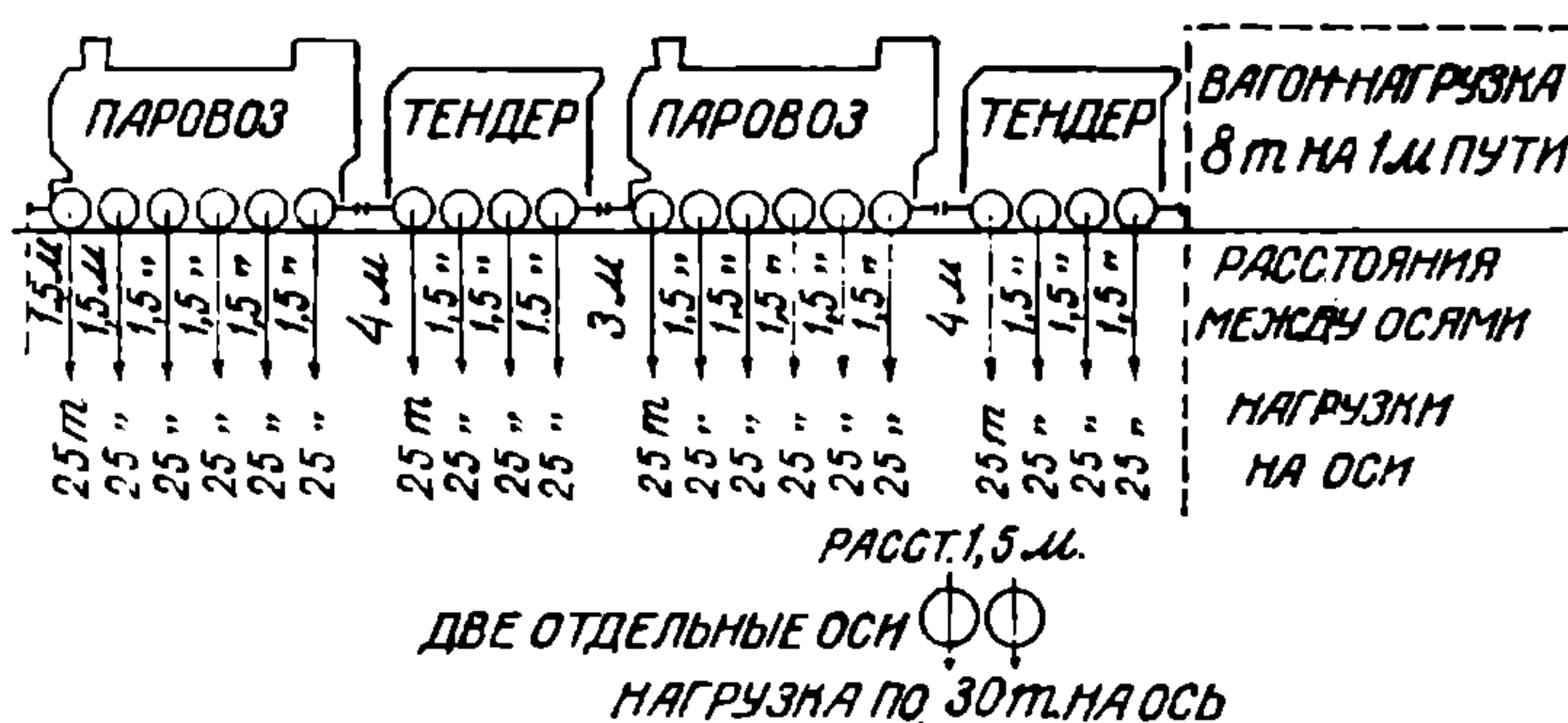
НТБ
ДНУЖТ

ПРИЛОЖЕНИЕ I

Нормы подвижной вертикальной нагрузки для расчета мостов и других искусственных сооружений на железных дорогах нормальной колеи

§ 1. Для расчета металлических, каменных, бетонных и железобетонных мостов и других искусственных сооружений из тех же материалов как при возведении новых, так и при перестройке или усилении существующих, основной расчетной нагрузкой признается нормальная нагрузка „Н“.

§ 3. Нормальная нагрузка „Н“ состоит из двух шестиосных паровозов весом каждый по 150 т с четырехосными тендерами весом каждый по 100 т и вагонной нагрузки в 8 т на 1 м пути. Давление на каждую из осей паровоза и тендера — 25 т. Кроме того должна быть проверена расчетом возможность пропуска по сооружению двух осей по 30 т с расстоянием между ними 1500 мм без повышения допускаемых напряжений. Схема означенной нагрузки указана на фиг. 136.



Фиг. 136.

Расчет по означенной схеме ведется при невыгоднейшей установке паровоза с тендерами и вагонов или двух 30-тонных осей в согласии указаниями § 5.

§ 5. Расчет на пропуск поезда должен вестись в предположении постановки во главе поезда двух паровозов с тендерами с расположением паровозов трубами в одну сторону или в направлении движения, или в противоположном направлении.

В основу расчета берется такое расположение паровозов с тендерами и вагонов или двух отдельных осей, которое вызывает наибольшее напряжение в рассматриваемом элементе сооружения. При этом вагоны ставятся лишь с одной

Т а б л и ц а I

Эквивалентные нагрузки для однопутных мостов от поезда „Н“
(в тоннах на 1 погонный метр пути)

Расчетный пролет l или длина загруз. части λ <i>м</i>	Для изгибающих моментов		Для поперечных сил Q	
	В середине пролета <i>т/м</i>	В четверти пролета <i>т/м</i>	Если $l - \lambda \leq 4$ <i>т/м</i>	Если $l - \lambda \geq 4$ <i>т/м</i>
1	60,000	60,000	60,000	60,000
	30,000	30,000	37,500	37,500
	20,000	26,667	30,000	30,000
4	18,750	22,500	24,375	24,375
5	18,000	19,200	22,000	22,000
5,50	17,355	17,851	21,488	21,488
6	16,667	16,667	20,833	20,833
6,50	17,160	17,160	20,710	20,710
	17,347	17,347	20,408	20,408
7,50	17,333	17,333	20,000	20,000
8	17,188	17,188	19,922	19,922
9	16,667	17,284	19,444	19,444
10	16,540	17,000	18,830	18,750
11	16,248	16,579	18,240	17,975
12	15,875	16,139	17,708	17,361
13	15,467	15,704	17,456	16,864
14	15,051	15,306	17,219	16,582
15	14,667	15,333	17,000	16,333
16	14,648	15,234	16,895	16,113
17	14,533	15,225	16,696	16,003
18	14,352	15,123	16,435	15,818
19	14,266	14,958	16,136	15,582
20	14,125	14,750	15,938	15,438
22	13,946	14,325	15,600	15,186
24	13,802	14,063	15,408	15,061
25	13,760	14,000	15,320	15,021
26	13,683	13,955	15,274	14,978

Т а б л и ц а I (продолжение).

Расчетный пролет l или длина загруз. части λ м	Для изгибающих моментов		Для поперечных сил Q	
	В середине пролета $m/м$	В четверти пролета $m/м$	Если $l - \lambda \leq 4$ $m/м$	Если $l - \lambda \geq 4$ $m/м$
28	13,605	13,861	15,179	14,923
30	13,460	13,778	15,036	14,778
32	—	—	14,871	14,624
35	13,213	13,545	14,607	14,490
38	—	—		14,382
40	13,188	13,392		14,280
42	—	—		14,168
45	13,037	13,116		13,989
48	—	—		13,806
50	12,798	12,916		13,683
55	—	—		13,384
60	12,207	12,463		13,102
65	—	—		12,840
70	11,621	11,994		12,597
75	—	—		12,375
80	11,156	11,564		12,170
85	—	—		11,982
90	10,745	11,195		11,809
95	—	—		11,649
100	10,372	10,868		11,501
110	10,038	10,584		11,237
120	9,740	10,352		11,009
130	9,479	10,145		10,810
140	9,276	9,957		10,636
150	9,111	9,789		10,480
160	8,977	9,638		10,343
170	8,865	9,508		10,219
180	8,772	9,395		10,108
190	8,693	9,291		10,007
200	8,625	9,195		9,915

Таблица II

Эквивалентные нагрузки для параболических линий влияния от поезда „Н“

Длина за- груз. части $\lambda, м$	k $т/м$	Длина за- груз. части $\lambda, м$	k $т/м$	Длина за- груз. части $\lambda, м$	k $т/м$
3,0	17,10	48,5	12,36	113,0	9,45
4,5	17,19	50,0	12,22	114,5	9,41
6,0	16,95	51,5	12,08	117,5	9,38
6,0	16,85	53,0	11,95	119,0	9,35
7,5	16,90	54,5	11,81	120,5	9,32
7,5	16,59	57,5	11,69	122,0	9,29
7,5	16,02	59,0	11,57	125,0	9,26
7,5	15,33	60,5	11,45	126,5	9,23
10,5	14,84	62,0	11,33	128,0	9,20
12,0	14,60	63,5	11,23	129,5	9,18
13,5	14,50	65,0	11,12	132,5	9,15
13,5	14,50	66,5	11,02	134,0	9,13
15,0	14,58	68,0	10,92	135,5	9,10
15,0	14,53	69,5	10,83	137,0	9,08
15,0	14,38	72,5	10,74	140,0	9,06
15,0	14,16	74,0	10,66	141,5	9,04
15,0	13,89	75,5	10,58	143,0	9,02
15,0	13,59	77,0	10,50	144,5	9,00
19,0	13,39	78,5	10,42	147,5	8,98
23,5	13,36	80,0	10,35	149,0	8,96
23,5	13,47	83,0	10,28	150,5	8,94
23,5	13,50	84,5	10,22	153,5	8,92
23,5	13,47	86,0	10,15	155,0	8,90
26,5	13,41	87,5	10,09	156,5	8,88
26,5	13,47	89,0	10,03	158,0	8,87
26,5	13,48	92,0	9,98	161,0	8,85
29,5	13,42	93,5	9,92	162,5	8,84
31,0	13,30	95,0	9,37	164,0	8,82
33,5	13,19	96,5	9,82	165,5	8,81
35,0	13,21	98,0	9,77	168,5	8,79
38,0	13,19	101,0	9,73	170,0	8,78
39,5	13,12	102,5	9,68	171,5	8,76
41,0	13,02	104,0	9,64	174,5	8,75
42,5	12,91	105,5	9,60	176,0	8,74
44,0	12,78	107,0	9,56	177,5	8,72
45,5	12,64	110,0	9,52	179,0	8,71
47,0	12,50	5111,	9,48	182,0	8,70

стороны от паровозов и допускается один разрыв поезда в любом месте вагонной нагрузки, в частности перед началом вагонной нагрузки, а также отделение одного паровоза с тендером от другого паровоза с тендером; отрыв паровоза от соответствующего ему тендера не допускается.

При отделении паровоза с тендером он может быть расположен произвольно по отношению к другому паровозу.

На двухпутных мостах движение поездов принимается встречное или параллельное и выбирается наиболее невыгодное.

Расчет на пропуск двух отдельных осей ведется при отсутствии другой нагрузки.

При расчете балочных разрезных мостов разрешается и рекомендуется пользоваться таблицами эквивалентных нагрузок. Табл. I и II (стр. 278—280).

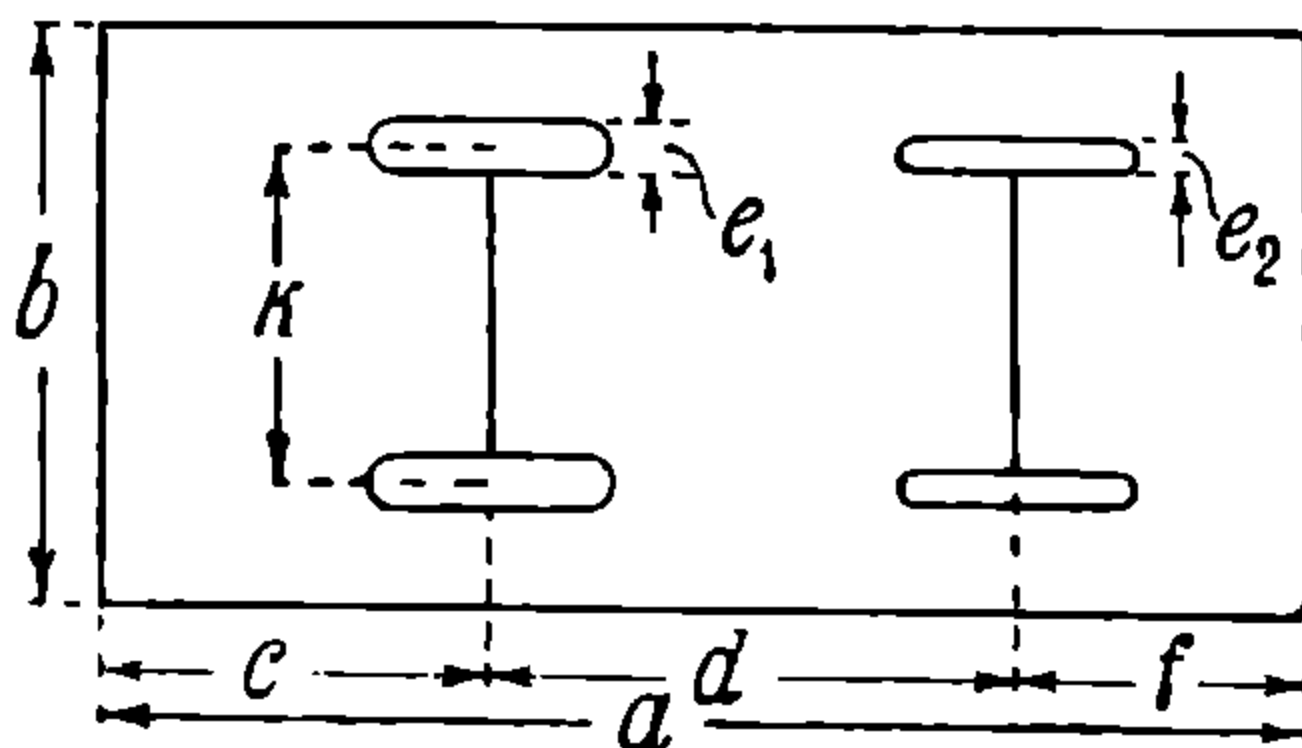
ПРИЛОЖЕНИЕ II

Нормы вертикальной нагрузки для мостов под обыкновенные дороги

По нормам НКПС 1927 г. для расчета мостов и искусственных сооружений из всякого рода материалов устанавливается семь классов нагрузки.

В каждом классе имеется три рода нагрузки:

а) *Сосредоточенная в виде грузовиков* — применяется до длин загрузки λ , указанных в таблице III. Вес и размеры грузовиков указаны в той же таблице, причем обозначения приняты по фиг. 137. На 2-, 3- и 4-путных мостах устанавливается два, а на однопутных один ряд грузовиков, продольной осью параллельно длине моста (поворот на мосту не допускается), в невыгоднейшем положении вдоль и поперек моста с разрывами между рядами или отдельными грузовиками или без них. На полосах дороги, занятых грузовиками, никакой другой нагрузки не допускается. Мосты, рассчитанные на нагрузку 0 или I, проверяются на нагрузку одним грузовиком весом соответственно 20 или 15 т, при этой проверке всякая другая нагрузка на мосту считается отсутствующей.



Фиг. 137.

б) *Равномерная нагрузка*, заменяющая грузовики и величина которой в зависимости от длины загрузки λ приведена в таблице IV, располагается на проезжей части в виде полосы, равной соответствующей ширине грузовиков, и длиной, требующейся по расчету, с разрывами или без них.

в) *Нагрузка толпой*, по таблице IV, располагается по всей ширине тротуаров за вычетом ширины ферм в мостах с ездой понижу, а в многопутных мостах и на свободных местах проезда вне полос следования грузовиков, если ширина свободной части не менее 0,50 м.

При нескольких однозначных участках линий влияния за длину λ принимается общая длина этих участков; при этом производится проверка при загрузке одного участка (если это возможно).

Нагрузка перил принимается — 75 кг на п. м поручня.

Т а б л и ц а III
Веса и размеры грузовиков по нормам НКПС 1927 г.

Наименование данных	Единица мер	Вне класса	Класс нагрузки						
			0	I	II	III	IV	V	VI
Наибольшая длина для расчета по сосредото- ченным грузам λ .	м,	—	30	24	17	10	10	10	5
Наибольшее число ря- дов грузовиков	ряд.	1	2	2			2	2	2
Наибольшее число гру- зовиков в ряду .	шт.	1	3	3	3		2	2	1
Вес грузовика P	т	20	15	10	8	6	4	2,5	1,5
Давление на заднюю ось P_1		14	11		5,6	4,2	2,8	1,7	0,9
То же на переднюю P_2		6	4	3	2,4	1,8	1,2	0,8	0,6
Длина кузова a	м	8,6	7,6	7,6	7,0	7,0	7,0	6,0	5,0
Ширина кузова b		3,0	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,4
Расстояние между ося- ми d .		4,3	3,8	3,8	3,5	3,5	3,5	3,0	2,5
Задний свес e		2,6	2,3	2,3	2,1	2,1	2,1	1,8	1,5
Передний свес f		1,7	1,5	1,5	1,4	1,4	1,4	1,2	1,0
Колея (между средни- ми ободов) k		1,8	1,7	1,7	1,6	1,6	1,6	1,5	1,4
Ширина обода задне- него e_1 .		0,4	0,4	0,2	0,2	0,2	0,1	0,1	0,1
Ширина обода перед- него e_2 .		0,2	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

П р и м е ч а н и е. В размеры кузова включены зазоры между грузовиками

Т а б л и ц а IV
Равномерные нагрузки по нормам НКПС 1927

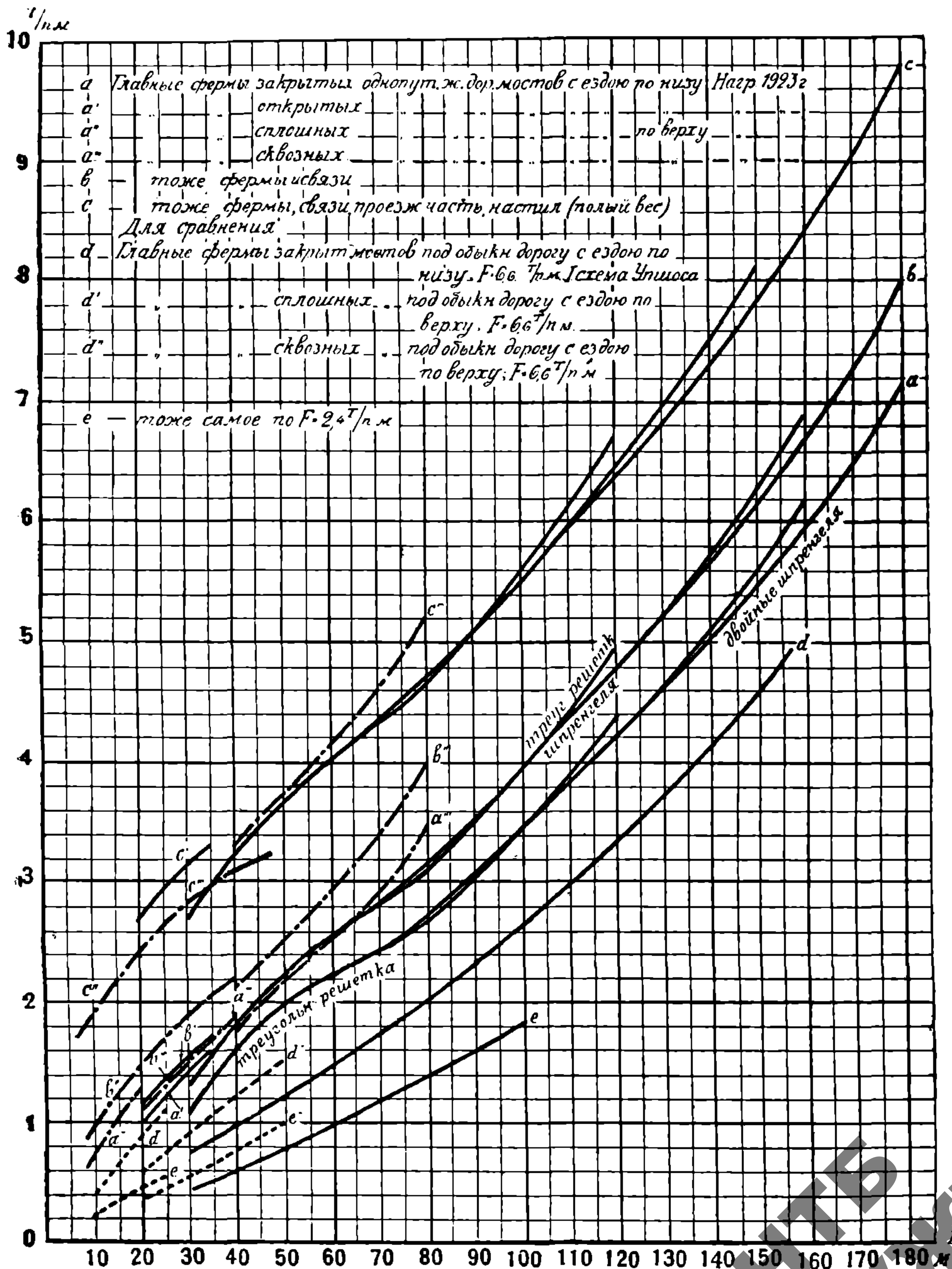
Класс нагру- ж- ки	Равномерная нагрузка, заменяющая грузовики												
	0			I			II		III		IV		V
м	30	50	≥ 70	24	34	≥ 44	17	≥ 32	10	≥ 25	≥ 10	≥ 10	≥ 5
кг/м²	0,74	0,54	0,40	0,54	0,46	0,40	0,52	0,40	0,45	0,40	0,30	0,30	0,20
Н а г р у з к а т о л п о й													
м	30	≥ 40		30	≥ 40	20	≥ 30	10	≥ 20	10	≥ 20	≥ 0	≥ 0
т/м²	0,40	0,30		0,40	0,30	0,40	0,30	0,35	0,25	0,30	0,25	0,20	0,20

П р и м е ч а н и е. Для промежуточных длин загрузки величина нагрузки определяется прямойлинейной интерполяцией.

ПРИЛОЖЕНИЕ III

Постоянная нагрузка мостов

График веса металлических мостов



Фиг. 138.

Формулы Бертшингера для определения веса мостов под обыкновенную дорогу на 1 м² полотна.

А. Потковый и цилиндрический настил толщиной 5—8 мм. . 40—65 кг/м²

Железо Зоре 70

Б. То же для тротуаров. . 15—35

В. Вес металла балочной клетки, включая вес металла настила:

1) легкая проезжая часть. . (70 + 14b) кг/м²

2) средняя проезжая часть . (100 + 14b) "

3) тяжелая проезжая часть. . (120 + 16b) "

здесь b — расстояние между главными фермами.

Г. Вес металла балочной клетки и настила для тротуаров, лежащих вне главных ферм $g = (30 + 30b_1)$ кг/м²;

здесь b_1 — ширина тротуара.

Д. Вес перил на 1 п. м моста

1) легких 30—40 кг/м

2) средних 60—70 "

3) тяжелых . 100—140 "

Е. Вес металла главных ферм со связями на 1 м² плана пролетного строения моста поверху, при расчетном пролете L .

И. Сквозные фермы при деревянном настиле

$$g = (25 + 2L + 0,008L^2) \text{ кг/м}^2.$$

II. Мосты с массивной проезжей частью

1) сплошные фермы без тротуаров

$$g = (60 + 5L) \text{ кг/м}^2,$$

2) то же с тротуарами

$$g = (20 + 5L) \text{ кг/м}^2,$$

3) сквозные балочные фермы с тротуарами внутри ферм:

а) с параллельными поясами пролетом от 15 до 40 м

$$g = (50 + 3,7L) \text{ кг/м}^2,$$

б) с криволинейными поясами пролетом от 15 до 40 м

$$g = (30 + 3,7L) \text{ кг/м}^2,$$

в) с криволинейными поясами пролетом от 40 до 60 м и верхними ветровыми связями

$$g = (60 + 3,7L) \text{ кг/м}^2,$$

4) сквозные балочные фермы с тротуарами вне ферм на консолях:

а) фермы с параллельными поясами без верхних ветровых связей пролетом от 15 до 40 м

$$g = (40 + 2,8L) \text{ кг/м}^2,$$

б) то же с криволинейными поясами пролетом от 15 до 40 м

$$g = (20 + 2,8L) \text{ кг/м}^2,$$

в) то же с верхними ветровыми связями пролетом от 40 до 200 м

$$g = (50 + 2L + 0,01L^2) \text{ кг/м}^2,$$

г) арки с балочной фермой жесткости (системы Лангера) пролетом от 30 до 60 м

$$g = (40 + 2,8L) \text{ кг/м}^2,$$

д) арки с затяжкой пролетом от 30 до 200 м

$$g = (100 + 2L + 0,01L^2) \text{ кг/м}^2,$$

5) распорные арки

$$g = (15 + 0,002 L^2) \frac{I_L}{F} \kappa z / \mu^2,$$

здесь F в M — стрела подъема арки.

В предшествующих формулах вес ветровых связей, если таковые имеются, включен.

Отдельно вес ветровых связей

$$g = 15 \cdot (1 + 0,01L) \text{ кг/м}^2.$$

ТАБЛИЦА V

Удельные веса материалов

Кладка тесовая из гранита .	. 2 700 кг/м³
известняка	. 2 500 "
песчаника обыкновенного	. 2 400 "
" " то же 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
" " ковсовый	1 100
Железобетон .	2 400
Щебенъ 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 литеое	7 850
Чугун	7 250
Сосна .	750
Дуб	900

ПРИЛОЖЕНИЕ IV

Нормы и таблицы для расчета металлических мостов

Технические условия проектирования металлических мостов под железную дорогу (проект)*)

Силы, действующие на мост. Временная нагрузка вводится в расчет с динамическим коэффициентом $(1 + \mu)$, где μ определяется формулами:

$$\mu = \frac{22}{20 + \lambda} \text{ при } \lambda < 20 \text{ м}$$

$$\mu = \frac{3000}{5000 + \lambda^2} \text{ при } \lambda > 20 \text{ м;}$$

здесь λ длина загрузки линии влияния.

Динамические коэффициенты для мостов под обыкновенную дорогу указаны в дальнейшем.

22. Коэффициент заполнения при определении давления ветра принимается:

для сплошных ферм	1,0
сквозных с простой и шпренгельной решетками	. 0,4
полураскосной и двухраскосной	. 0,5
многораскосной	0,6
многорешетчатых	. 0,8
арочных ферм	. 0,5
площ. между затяжкой и нижним поясом возвышенной арки	. 0,2

Вес порожнего состава — 1 т/м.

23. Высота поверхности подвижного состава принимается:

в мостах с ездой поверху	3,00 м
понизу сплошных	. $(3,6 - a)$
сквозных закрытых	. 2,00 м
открытых	. $0,5(a - 0,6) + (3,6 - a) \text{ м;}$

здесь a возвышение верхнего пояса фермы над гол. р., но не более 3 м.

Тормозная сила (только при движении паровозом вперед)

$$T = 0,15 (\Sigma P + 0,25 \Sigma Q),$$

где ΣP вес паровозов с тендерами } без динамических коэффициентов.
 ΣQ вагонов }

Центробежная сила вводится в расчет при радиусе кривой меньше 2000 м в размере 0,1 экв. нагрузки без динам. коэф. и считается приложенной на высоте 2,00 м над гол. р.

Горизонтальные удары вводятся при расчете связей между продольными балками и продольных связей, расположенных в плоскости проезжей части в размере 25 % веса перегруженной оси без динам. коэф.

*) Утвержден в 1929 г. с изменениями, указанными в тексте. Те нормы, которых нет в утвержденных Т. У., заключены в дальнейшем изложении в скобки.

При исчислении расчетной нагрузки от давления ветра перегрузка от давления ветра на подвижной состав не принимается в расчет.

При центробежной силе принимаются во внимание дополнительные усилия в связях продольных балок и ферм, а также перегрузка ферм: наружной при наибольшей скорости, внутренней при скорости близкой к нулю.

Допускаемые напряжения. Напряжения для растянутых стержней при действии вертикальной нагрузки, горизонтальных ударов подвижного состава и центробежной силы при материале ст. 3 должны удовлетворять условно

$$\sigma = \frac{S_p + (1 + \mu) S_k + S_r + S_z}{\omega_n} \leq 1300 \text{ кг/см}^2;$$

здесь $(1 + \mu)$ динамический коэффициент,

S_p — усилие от постоянной нагрузки,

S_k — наибольшее растягивающее усилие от временной нагрузки,

S_r и S_z то же соответственно от горизонтальных ударов и центробежной силы при том же положении нагрузки, что и для S_k ,

ω_n — рабочая площадь сечения стержня.

Для сжатых элементов кроме того производится проверка по той же формуле при замене ω_n чрез $\varphi \omega_{br}$, где φ берется по таблице VI.

ТАБЛИЦА VI

Значения коэффициентов φ

λ — обозначена величина $\frac{l}{r}$, где l свободная длина стержня,

r — наименьший радиус инерции сечения

$\lambda = \frac{l}{r}$	φ	$\lambda = \frac{l}{r}$	φ
0	0,870	110	0,437
10	0,845	120	0,352
20	0,835	130	0,287
30	0,796	140	0,237
40	0,771	150	0,196
50	0,746	160	0,164
60	0,722	170	0,138
70	0,688	180	0,116
80	0,642	190	0,098
90	0,583	200	0,083
100	0,515		

НТБ
ДНУЖТ

При учете дополнительных нагрузок: ветра, действия температуры и торможения допускаемое напряжение повышается до 1650 кг/см², а в числителе формулы вводятся соответствующие усилия от этих факторов.

Нормальные допускаемые напряжения при изгибе берутся те же, касательные 75 % от нормальных.

При определении нормальных напряжений момент сопротивления берется нетто.

Для свалывающих напряжений статический момент соответствующей части сечения и момент инерции берутся брутто.

Определение главных напряжений производится только от постоянной и временной с динамическим коэффициентом нагрузок при допускаемом напряжении 1300 кг/см².

При одновременном действии изгиба и растяжения напряжения проверяются по формуле

n = (M / W_n) + (S / w_n),

при сжатии и изгибе одновременно и по формуле

n = (M / W_br) + (S / φw_br)

Допускаемые напряжения для заклепок:
срезывание:

t^доп = 0,8 n^доп

смятие:

для односрезных заклепок n_δ = 1,75 n^доп

двусрезных n_δ = 2 n^доп

отрыв головки:

n_3 = 0,6 n^доп

При расчете домкратных балок и усилий в элементах при сборке допускаемое напряжение 1800 кг/см².

Расчетные напряжения в опорных частях с учетом динамичности не должны превосходить величин, указанных в таблице VII и VIII.

Т а б л и ц а VII

Материалы	Механические свойства			Допускаемые напряжения кг/см²				
	Временное сопр. на разрыв кг/см²	Относи- тельное удлинение	Мод. упр. кг/см²	Изгиб	Сжатие	Срез	Смятие	
							свобод- ное касание	плотное касание
Литая сталь № 2 .	более 5000	10%	2 100 000	1800	1800	1350	7 000	1300
Сталь ковкая .	5000—6000	14— 18%	2 100 000	2000	2000	1500	8 000	2000

Т а б л и ц а V III

Допускаемые давления на подферменники и кладку в кг/см²

На подферменник, в зависимости от материала его	от 30 до 50
На прокладные ряды из гранита и других твердых пород	30
То же из известняка.	20
На бутовую кладку из камня с временн. сопротивл. не менее 300 кг/см ² на растворе состава не ниже 1/4	от 12 до 15
На бетонную кладку при временн. сопротивлении 300 кг/см ²	30

Сопротивление подферменника скалыванию принимается равным 0,3 от сопротивления сжатию.

Заклепки. Для знакопеременных стержней число заклепок увеличивается на

$$\left(1 + \frac{1}{3} \frac{\min.S}{\max.S}\right).$$

[Наибольшее число заклепок в ряду по направлению усилия рекомендуется считать не больше 5, считая от начала прикрепления. Наименьшее число заклепок в ряду при наличии одного ряда — две, при нескольких рядах — одна.]

[При расчете стыков предполагается, что напряжения во всех частях сечения стержня по стыку распределяются равномерно. Если площадь сечения стержня до стыка ω , и наибольшее усилие, выдерживаемое стержнем, — $n^{\text{доп}} \omega$, то наибольшее напряжение в сечении стыка

$$n_c = \frac{\omega}{\sum \omega} \cdot n^{\text{доп}} = a n^{\text{доп}}$$

Соответственно с этим число заклепок для прикрепления элемента сечения площадью ω' рассчитывается на усилие $a n^{\text{доп}} \omega'$. При привреплении одной заклепкой нескольких элементов заклепки проверяются на совместное действие усилий этих элементов.]

При прикреплении элемента не непосредственно, а при помощи промежуточных элементов (прокладок), не участвующих в работе стыка, число заклепок в ряду увеличивается на величину $\frac{m}{3}$, где m — число промежуточных элементов, но не меньше, чем на 1 заклепку.

При употреблении прокладок каждая из них должна быть выпущена за прикрепляемый элемент на длину, достаточную для размещения $\frac{1}{4}$ числа заклепок, определяемого из расчета по площади прокладки, но не менее одного ряда.

Если для прикрепления элемента применяются коротыши, то число заклепок в выступающей полке коротыша, привлепанной к элементу, должна быть в 1,5 раза больше, чем в полке, привлепанной к узлу (фасонному листу). Последние заклепки входят в общее число заклепок прикрепления.

Шаг заклепок по направлению усилия должен быть не меньше $3d$ и не больше $[8d$ в сжатых элементах, $12d$ в растянутых] $7d$ в крайних рядах листов

при отсутствии окаймляющих уголков [$8d$ в стыках] и не больше 16δ , где δ толщина самого толстого из склепываемых листов, расстояние до края элемента — не меньше $2d$ и не больше 8δ .

В направлении, перпендикулярном к усилию, расстояние до края элемента не меньше $1,5d$ и не больше $3,5d$ и 8δ , но не более 150 мм.

При шахматном расположении расстояние между центрами заклепок не меньше $3,5 \frac{d}{\delta}$.

Размеры заклепок берутся по нормальному сортаменту, коим предусматриваются диаметры заклепки в деле 10, 12, 14, 17, 20, 23, 26, 29, 32, 35 и 38.

Наибольшая длина заклепки в деле $4,5d$

При наличии изгиба заклепки рассчитываются по наибольшему возможному усилию, приходящемуся на наиболее напряженный ряд заклепок, которое определяется по формуле

$$S = n^{\text{доп}} (a - d) \delta.$$

Здесь δ — толщина прикрепляемого элемента; d — диаметр заклепки, a — шаг заклепок по вертикали.

Для второстепенных частей заклепки могут быть рассчитаны по действительному усилию.

Число заклепок близ нейтральной оси определяется по наибольшим возможным касательным напряжениям: $S_2 = t^{\text{доп}} (a - d) \delta$.

В элементах, работающих на моменты разных знаков, расчетное число заклепок увеличивается в отношении $1 + \frac{1}{3} \frac{\min M}{\max M}$.

Полотно проезжей части. Расстояние между металлическими подрельсовыми поперечинами должно быть не больше расстояния между шпалами в пути.

Приврепление поперечин (металлических) к балкам может быть глухое (заклепками) и вольное (клямерами). Рельсы размещаются на специальных подкладках, прикрепленных к поперечинам, с обязательной прокладкой мягкой прослойки (асфальтированного войлока, асбеста, мягкого дерева и пр.).

Отдельные поперечины рассчитываются, как простые балки, на давление нормальной оси с динамическим коэффициентом 2, передающемся на одну поперечину. Сплошной настил из поперечин рассчитывается на равномерную нагрузку от веса паровоза с динамическим коэффициентом соответственно пролету поперечины, распределенным на число поперечин, находящихся под паровозом, плюс одна.

Поперечины должны быть достаточно жестки, высота их должна быть не меньше $\frac{1}{15}$ их пролета.

Толщина лотков принимается не меньше следующих величин:

наибольший размер лотка .	. 1,2	1,5	1,8	2,1 м.
толщина .	7	8	9	10 мм.

Приврепление лотка рассчитывается на распор как гибкой цепи. При нижнем настиле из ватеренов, железобетонных плит динамический коэффициент принимается 1,5.

Балочная клетка. При расчете продольных балок тормозная сила не учитывается.

Наименьшая толщина стенки продольной балки 10 мм, калибр уголков не меньше 80·80·10 мм.

Пояс и поясные заклепки проверяются на местные напряжения от давления поперечин.

Поясные заклепки работают на равнодействующую горизонтального усилия от скалывающих напряжений при изгибе и местных напряжений от давления поперечины. Последнее усилие определяется в предположении, что давление колеса с динамическим коэффициентом 2 распределяется равномерно на число заклепок, находящееся на протяжении удвоенного расстояния между осями поперечин.

При распределении давления поперечины по всей ширине пояса листы и уголки проверяются на местный изгиб от момента, определяемого по условной формуле

$$M = \frac{Pd}{6},$$

где P — давление колеса

d — ширина полки пояса до вертикальной кромки полсого уголка.

На этот момент работает продольное сечение полки у корня, т. е. по той же вертикальной кромке, на протяжении, равном расстоянию между осями паровоза.

Число заклепок, прикрепляющих продольные балки к поперечным, рассчитывается:

1) при наличии верхней и нижней рыбок (или других элементов, проходящих сквозь или над поперечной балкой) на полный опорный момент и поперечную силу;

2) при прикреплении одними вертикальными уголками: на полную поперечную силу с увеличением на 40 %.

Высоту *поперечных балок* рекомендуется назначать не больше $\frac{1}{4,5}$ ее пролета. Толщина листов клепаных балок должна быть не меньше 10 мм, калибр уголков не меньше 80·80·10 мм.

Связи между фермами. Продольные связи рассчитываются на ветер, центробежную силу и собственный вес, а кроме того на дополнительные напряжения от удлинения и укорочения поясов.

При учете собственного веса элементы связей рассчитываются как простые балки пролетом, равным расстоянию между центрами заклепочных креплений.

Дополнительные напряжения от деформации поясов в диагоналях простых и ромбических связей определяются по формуле

$$n_{\phi} = n_n \cos^2 \alpha,$$

для диагоналей полураскосных связей

$$n_{\phi} = \frac{n_n}{1 + \frac{\lambda_p^2}{12 I_p} \cdot \frac{\omega_d}{\omega_p} \sin \alpha},$$

где λ_p гибкость распорки в плоскости связей,

ω_d площадь сечения диагонали,

ω_p — " " распорки,

α — угол диагонали с поясом,

n_n напряжение в поясе.

Предельная гибкость стержней связей не должна превосходить для сжатых 130, вытянутых 200.

Прикрепление элементов связей к планкам и последних к фермам может быть рассчитано по усилию.

Стержни связей, как правило, центрируются по геометрической схеме

При наличии эксцентриситета в расчет вводится 75 % площади сечения.

Наименьший калибр уголков для связей при ст. 3 — 75·75·10 мм. Элементы промежуточных поперечных связей, устанавливаемые без расчета, должны иметь гибкость не менее 150, наименьшие калибры уголков 75·75·10 [или 90·60·10 мм для ст. 3].

Продольные связи, расположенные по криволинейным поясам, рассчитываются как плоские фермы пролетом, равным горизонтальной проекции криволинейного пояса, при наклонных же опорных рамах пролетом, равным пролету моста. Усилия в элементах криволинейных связей получаются путем умножения на секанс угла элемента с горизонтом.

В арочных мостах связи разрешается рассчитывать аналогично, причем петровые фермы рассматриваются, как защемленные, однако желательно производить расчет совместно с главными фермами, как пространственной системы.

Сплошные фермы. Толщина стенки не меньше 10 мм, толщина уголков не меньше толщины вертикальных листов. Высота стенки назначается так, чтобы горизонтальные полки уголков выступали над краем листа на 5 мм.

Широкие свесы листов не рекомендуются, при применении они должны быть обжаты рядом заклепок и поддержаны диафрагмами или изогнутыми уголками жесткости.

Проверка напряжений производится по наибольшему моменту и по сечению нетто, считая при клепаных балках для уголка при расстоянии между смежными заклепками в горизонтальной и вертикальной полках $e \leq 4d$ ослабление одним заклепочным отверстием, при $3d < e \leq 4d$ полутора отверстиями и при $e < 3d$ двумя отверстиями. При этом горизонтальная полка считается ослабленной одним отверстием, а вертикальная полка добавочным числом.

Для горизонтальных листов принимается наибольшее ослабление по прямой или зигзагу. Ослабление вертикальной стенки принимается в 15%. Для прокатных балок принимается действительное ослабление.

Проверка напряжений сплошных арок производится по ядровому моменту и по сечению брутто.

Ширина полки уголков жесткости должна быть не менее

$$\left(40 + \frac{1}{40} h\right)$$

здесь h высота стенки в мм. Минимальный калибр уголков жесткости 75·75·8 мм.

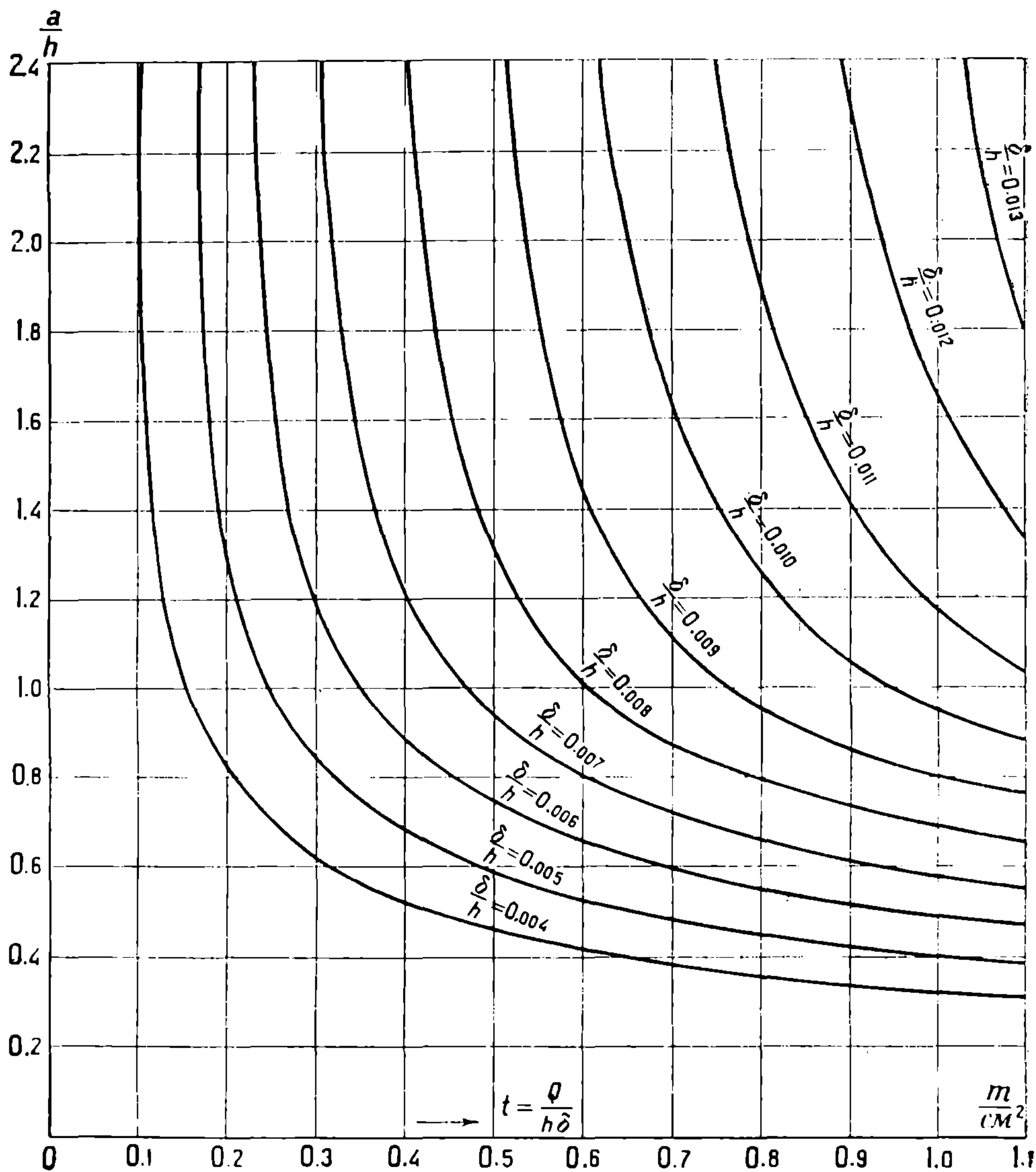
Достаточность уголков жесткости на опоре разрешается проверять условным расчетом на устойчивость фиктивного стержня, состоящего из уголков жесткости [и части стенки, выступающей на 15δ с каждой стороны]. Свободная длина этого стержня принимается равной полной высоте стенки.

[Расстояния между уголками жесткости a назначаются в зависимости от высоты стенки и средней величины сдвигающего напряжения $t = \frac{Q}{h\delta}$ по графику (фиг. 139). Расстояние между уголками жесткости у опор должно быть не более 1 м и $\frac{2}{3}$ высоты стенки, у середины не более 3 м и высоты стенки.

[Наименьший момент инерции уголков жесткости или консолей, поддерживающих верхний пояс открытого моста со сплошной стенкой, при котором не требуется специальной проверки пояса на устойчивость, назначается в зависимости от гибкости пояса, т. е. отношения полной его длины к радиусу инерции $\frac{l}{r}$ и коэффициента

$$k = \frac{J_c}{J_h} \cdot \frac{l}{d} \left(\frac{l}{h}\right)^3,$$

величина коего определяется по графику (фиг. 140). В формуле для коэффициента $k:h$ — высота фермы, J_c, J_h соответственно моменты инерции поддерживающей консоли и пояса. d — расстояние между уголками жесткости или консолями.



Фиг. 139.

Расстояние a между поперечными связями или длина панелей продольных связей при наличии таковых не должно быть больше величины, определяемой по графику фиг. 141 в зависимости от материала, отношения $\frac{J_x}{J_y}$ и функции распределения материала

$$\frac{\omega^2}{J_y \sqrt{\frac{J_x}{J_y} + 1}},$$

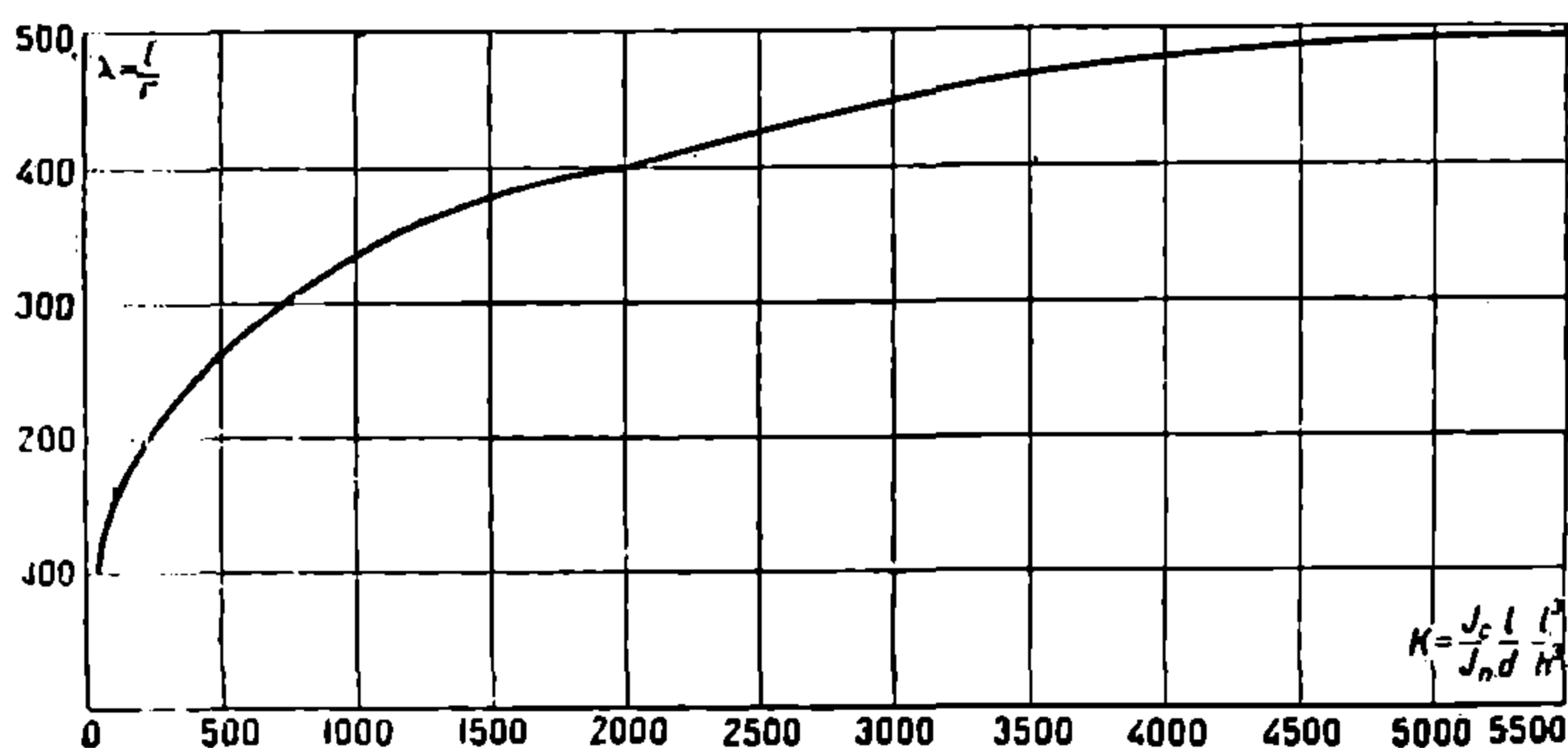
здесь J_x , J_y — моменты инерции брутто относительно горизонтальной и вертикальной осей для сечения по середине пролета, ω — площадь брутто того же сечения. Расстояние между узлами продольных связей не должно превосходить 1,5 расстояния между фермами.

Стык вертикальной стенки должен быть перекрыт по всей высоте. Площадь и момент инерции навладов должны быть не менее тех же величин для стыкуемого листа.

Сквозные фермы. Кроме осевых усилий в элементах ферм в расчет вводятся изгибающие моменты от собственного веса элемента, величина коих определяется в 60 % от момента простой балки пролетом, равным геометрической длине элемента. При этом допускаемые напряжения разрешается увеличивать на 5 %.

Наименьшая толщина листов в поясах и раскосах принимается 10 мм, калибр основных уголков 80·80·10 мм.

Толщина выступающих элементов сечения, например окаймляющих уголков, должна быть не меньше $\frac{1}{15}$ ширины выступа.



Фиг. 140.

Гибкость всех стержней должна быть не больше 150.

При расчете вытянутых элементов площадь разрыва по зигзагу должна быть не меньше площади сечения по прямой. Ослабление следует определять отдельно для каждого элемента сечения.

Для сжатых элементов гибкость всего сечения в целом как в плоскости фермы, так и перпендикулярно к ней должна быть приблизительно одинакова. При составных сечениях и одинаковой свободной длине желательно, чтобы момент инерции относительно осп, проходящей между ветвями, был на 5—10 % больше, чем для оси, пересекающей ветви.

Гибкость отдельных ветвей должна быть не больше гибкости всего стержня, для чего они соединяются решетками, диафрагмами поперечными, в ответственных случаях рекомендуется установка продольной диафрагмы.

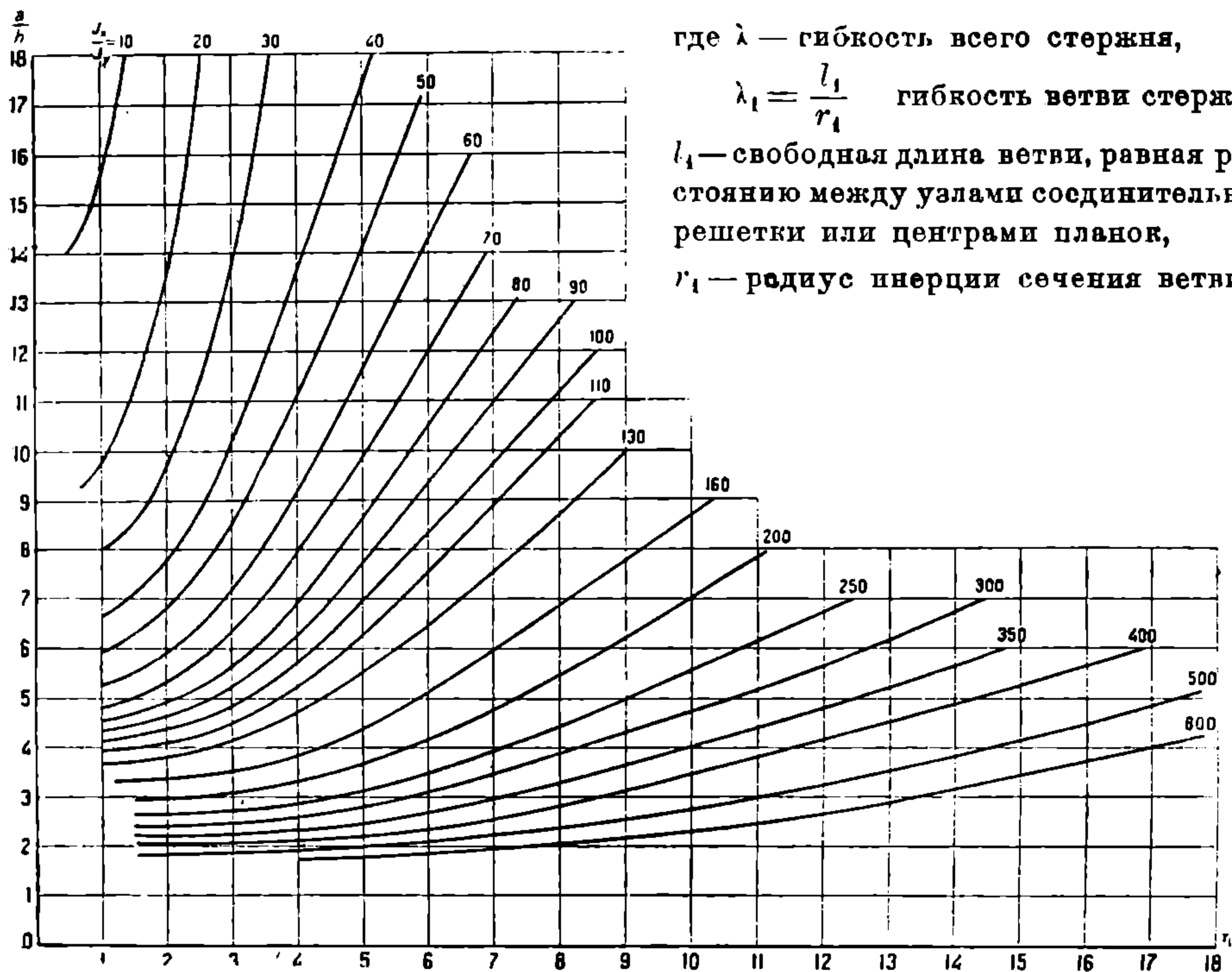
Гибкость основных сжатых и сжато вытянутых стержней должна быть не больше 100. Толщина горизонтального пакета должна быть не менее $\frac{1}{50}$ свободной ширины его, а вертикального $\frac{1}{40}$ свободной высоты.

Свободная длина сжатых элементов принимается: для поясов в плоскости ферм — длина панели, не в плоскости ферм — расстояние между узлами связей, для раскосов из плоскости ферм — геометрическая длина, в плоскости ферм [—0,8 геометрической длины, но] не менее расстояния между центрами тяжести заделок крепления.

При пересечении сжатого элемента с вытянутым свободная длина определяется по формуле Ф. С. Ясинского.

При проверке устойчивости стержней составных сечений, ветви которых соединяются решетками или планками, в случае изгиба в плоскости перпендикулярной плоскости решеток гибкость принимается равной $\lambda = \frac{l}{r}$, где l — свободная длина стержня, при изгибе в плоскости решетки гибкость принимается

$$\lambda_o = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2},$$



Фиг. 141.

Для стержней, ветви которых соединены сплошным листом на всем протяжении (коробчатое, H -образное сечение), гибкость определяется, как для сплошного сечения.

Соединительная решетка и планки составных сечений рассчитываются на поперечную силу, определяемую формулами:

$$Q = \frac{1000}{30} \omega \quad \text{при } \lambda > 30$$

$$Q = 1000 \frac{\omega}{\lambda} \quad \text{при } 30 < \lambda < 80$$

$$Q = \frac{1000}{80} \omega \quad \text{при } \lambda > 80.$$

Здесь Q — поперечная сила в кг,

ω — площадь сечения стержня в см²,

λ — гибкость стержня в плоскости решетки.

При расчете решетки, соединяющей окаймляющие уголки сечений, ветви которых соединены сплошным листом (коробчатое, H -образное сечения) в площадь включается площадь уголков и часть основных листов на высоту $h = 15\delta$, где δ толщина пакета основных вертикальных листов, т. е. проходящих по всей высоте пакета, h — свободная высота вертикальных листов. При $h = 15\delta \leq 0$ решетка ставится без расчета по конструктивным соображениям.

Найденная величина поперечной силы считается постоянной по всей длине решетки, при наличии нескольких решеток она распределяется на них поровну.

За свободную длину сжатых элементов решетки принимается расстояние между центрами прикрепления элемента к ветвям стержня.

При наличии перекрестных решеток длина элемента принимается при изгибе из плоскости решетки 75%, а в плоскости решетки 50% от указанного расстояния.

Планки рассчитываются по формулам:

срезающая сила:

$$T = \frac{Q}{2} \frac{l_1}{b}$$

изгибающий момент:

$$M = \frac{Ql_1}{4}$$

сила, срезающая крайнюю заклепку:

$$R = \sqrt{S^2 + N^2},$$

где

$$S = \frac{T}{n}; N = \frac{M \cdot a_{\max}}{\sum a^2}$$

здесь b — расстояние между центрами тяжестей ветвей стержня,

l_1 — расстояние между центрами соседних планок,

n — число заклепок, прикрепляющих каждый конец планки с одной стороны планки,

a — расстояние между каждой парой заклепок, симметрично расположенных относительно середины планки,

$a_{\max}$ — то же между крайними заклепками.

Основное допускаемое нормальное напряжение принимается для ст. 3

$$\sigma_{\text{доп}} = 1300 \text{ кг/см}^2,$$

на скалывание $\tau_{\text{доп}} = 975$ и на срез заклепки 1040 кг/см².

Планки сжатых стержней должны скрепляться с ветвями не менее, чем 3 заклепками.

Решетка стержней должна начинаться solidными планками, которые следует вводить по возможности глубже внутрь узла.

Двойная решетка может применяться из плоского железа при условии установки распорок из уголков калибра не менее 60.30.6 мм.

При наличии растяжения и изгиба напряжения проверяются по формуле:

$$\sigma = \frac{P}{\omega_n} + \frac{M}{W_n}$$

при сжатии:

$$n = \frac{P}{\varphi \omega_{br}} + \frac{M}{W_{br}}$$

Свободная длина открытого пояса при изгибе из плоскости фермы принимается равной $l_n = \mu l$, где l — длина всего моста; коэффициент μ определяется по графику (фиг. 142) в зависимости от значений

$$K = \frac{J_c}{J_n} \frac{l}{d} \left(\frac{l}{h} \right)^3,$$

где J_c — момент инерции поддерживающей стойки, J_n — то же пояса,

d — длина панели,

h — средняя высота стоек от оси верхнего пояса до оси поперечной балки,

при этом μ должен быть больше $\frac{1}{n}$, где n — число панелей.

[В узлах рекомендуется поверять напряжения в фасонном листе в сечении, нормальном к направлению, более мощного пояса по усилию последнего и по дополнительному моменту от внецентренности его относительно центра сечения фасонного листа по формуле:

$$n = S_{\max} \left(\frac{1}{\omega} + \frac{ee'}{J_n} \right),$$

здесь $S_{\max}$ — наибольшее усилие в поясе,

ω — площадь рабочего сечения по центру узла,

J_n — его момент инерции,

e — расстояние от оси пояса до центра сечения листов,

e' — расстояние наиболее удаленной кромки до центра сечения.

При растяжении ω , J берутся нетто.]

При развитии сечения путем добавления листов каждый из них должен быть продолжен за центр узла на длину не менее, чем то необходимо для размещения полного числа заклепок для прикрепления этого листа.

Опорные части. Формулы Герца для плотного касания при обозначениях:

P — наибольшая величина опорной реакции,

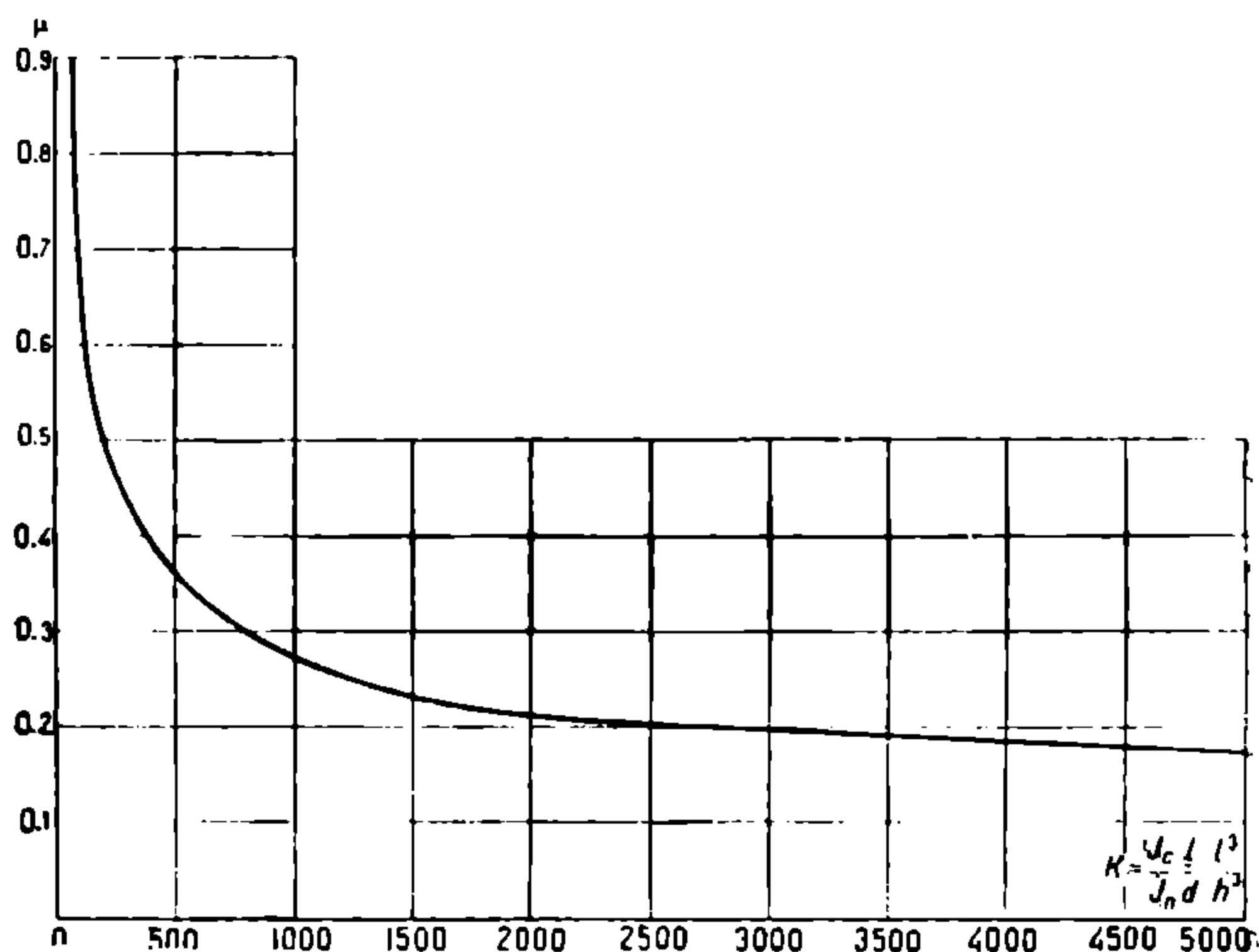
r — радиус кривизны соприкасающихся поверхностей,

l — длина линии касания (для цилиндрических поверхностей),

φ — половина угла обхвата,—

для цилиндров

$$n = \frac{P}{rl} \cdot \frac{1}{\sin \varphi \cos \varphi + \varphi}$$



Фиг. 142.

при

$$\varphi = \frac{\pi}{4}; \quad n = \frac{0,8 P}{r l};$$

$$\varphi = \frac{\pi}{2}; \quad n = \frac{0,65 P}{r l};$$

для сфер

$$n = \frac{3 P}{2 \pi r^2} \cdot \frac{1}{1 - \cos^3 \varphi}$$

при

$$\varphi = \frac{\pi}{4}; \quad n = 0,75 \frac{P}{r^2};$$

$$\varphi = \frac{\pi}{2}; \quad n = 0,50 \frac{P}{r^2}.$$

При свободном касании цилиндров

$$n = 0,598 \sqrt{\left(\frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}} \right) p},$$

цилиндра с плоскостью

$$n = 0,423 \sqrt{\frac{p E}{r}},$$

для сфер, если P — сосредоточенное давление:

$$n = 0,626 \sqrt[3]{P \left(\frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}} \right)^2}$$

$$n = 0,394 \sqrt[3]{\frac{P E^2}{r^2}}.$$

Перемещение подвижного конца фермы от подвижной нагрузки разрешается определять по формулам:

при прямом нижнем поясе:

$$\Delta k = \frac{n l}{1,5 E},$$

здесь n — напряжение от расчетного поезда в средней панели по площади брутто,
 l — расчетный пролет;

при криволинейном нижнем поясе:

$$\Delta k = \frac{h l}{1,5 E} \pm \frac{16}{3} \frac{f}{l} \delta$$

где f — стрела подъема нижнего пояса по середине пролета,
 δ — прогиб середины пролета от расчетного поезда.

Динамические коэффициенты нагрузок в металлических мостах под обыкновенную дорогу (проект).

При расчете металлических мостов под обыкновенные дороги вертикальная подвижная нагрузка разделяется на статическую и динамическую. Статической нагрузкой является толпа, согласно приказа НКПС 1927 г. (приложение 2).

Динамической нагрузкой является:

I. Автомобили, согласно приказа НКПС 1927 г., заменяемые в подлежащих случаях (согласно вышеуказанного приказа) равномерной нагрузкой, указанной в приказе, и умноженные на нижеследующие динамические коэффициенты, зависящие от ширины моста и берущиеся в функции величины пролета моста и именно:

А. Для главных ферм:

При 2 рядах езды:

$$1 + \mu = 1 + \frac{1600}{4000 + l^2}.$$

При 4 рядах езды или при 2 рядах грузовиков и 2 путях трамваев:

$$1 + \mu = 1 + \frac{600}{3600 + l^2}.$$

Б. Для проезжей части:

Для поперечных балок, при 2 рядах езды:

$$1 + \mu = 1 + \frac{1450}{2700 + 0,1l^2}.$$

При 4 рядах езды или 2 рядах грузовиков и 2 путях трамваев:

$$1 + \mu = 1 + \frac{290}{1400 + 0,1l^2}.$$

Для продольных балок при 2 рядах езды:

$$1 + \mu = 1 + \frac{1000}{950 + 7l}.$$

При 4 рядах езды или 2 рядах грузовиков и 2 путях трамваев:

$$1 + \mu = 1 + \frac{1500}{2000 + 0,1l^2}.$$

Примечания: 1) При езде поверху динамические коэффициенты при любом числе берутся как при двух рядах.

2) Для другого количества рядов динамические коэффициенты берутся по прямолинейной интерполяции.

3) При пневматических шинах автомобилей динамические коэффициенты уменьшаются на 50 %.

II. Движущаяся толпа, загружающая пролетное строение невыгоднейшим образом и имеющая интенсивность, указанную в таблице.

Класс нагрузки	0	I	II	III	IV	V	VI
Величина интенсивности толпы m, m^2	0,15	0,15	0,15	0,13	0,11	0,075	0,075

Интенсивность движущейся толпы при расчете умножается на динамические коэффициенты, указанные в таблице IX, в зависимости от пролета и ширины моста и веса настила.

Таблица IX

Динамические коэффициенты действия толпы

Пролет м	Ширина проезда моста 7,5		Ширина проезда моста 19 м	
	Настил легкий 300 кг/м²	Настил тяжелый 600 кг/м²	Настил легкий 300 кг/м²	Настил тяжелый 600 кг/м²
10	1,24	1,80	1,24	1,30
20	1,30	1,95	1,44	1,54
30	1,80	2,40	2,40	2,00
40	2,45	2,84	3,31	2,50
50	3,20	3,14	3,89	3,04
60	3,65	3,15	3,84	3,04
70	3,65	2,50	3,41	2,77
80	3,44	2,28	3,00	2,52
90	3,20	2,20	2,56	2,34
100	2,95	2,16	2,40	2,25
110	2,78	2,14	2,38	2,22
120	2,64	2,11	2,35	2,21
130	2,55	2,09	2,32	2,20
140	2,46	2,06	2,30	2,20
150	2,32	2,04	2,26	2,19

Примечание. При ширине моста и весе настила, не указанных в таблице, динамические коэффициенты берутся по линейной интерполяции табличных величин.

Таблица X¹⁾

Моменты инерции (brutto) целой вертикальной стенки в дм⁴ относительно горизонтальной главной оси

Толщина м	Высота вертикальной стенки в													
		400						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	0,4798	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	40,950
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

¹⁾ Заимствовано из таблиц проф. Е. О. Патона.

Т а б л и ц а X I ¹⁾

Моменты инерции (*brutto*) пары горизонтальных листов шириною 100 мм в д.м⁴ относительно горизонтальной главной оси

Толщина горизонт. листов мм	Высота вертикальной стенки в мм													
	300	400	500	600		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	0,7539	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	8,066	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	0,6906	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	6,289	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	16,428	19,226	22,245	25,483	28,941
24	1,262	2,160	3,297	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	11,694	14,242	17,150	20,328	23,773	27,494	31,481	35,739
30	1,638	2,776	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	6,617	8,871	11,452	14,369	17,612	21,186	25,090	29,325	33,898	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	46,196	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	12,593	16,081	20,108	24,585	29,511	34,890	40,716	46,996	53,723	60,902
48	2,915	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	3,089	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	30,616	36,713	43,341	50,518	58,246	66,523	75,351

Т а б л и ц а X I I I

Коэффициенты μ для расчета заклепок по сечению

Диаметр заклепок в мм	17	20		23	24	26	29
Коэффициент μ одиночного срезывания	0,551	0,397	0,327	0,301	0,276	0,235	0,189
Толщина листа в мм	Коэффициент μ_2 для смятия						
8	0,368	0,313	0,284	0,272	0,260	0,240	0,216
9	0,327	0,278	0,253	0,241	0,231	0,214	0,192
10	0,294	0,250	0,227	0,217	0,208	0,192	0,172
11	0,267	0,227	0,207	0,198	0,189	0,175	0,157
12	0,245	0,208	0,189	0,181	0,174	0,160	0,144
13	0,226	0,192	0,175	0,167	0,160	0,148	0,133
14	0,210	0,179	0,163	0,155	0,149	0,137	0,123
15	0,196	0,167	0,152	0,145	0,139	0,128	0,115
16	0,184	0,157	0,142	0,136	0,131	0,121	0,108
17	—	0,147	0,133	0,128	0,123	0,114	0,101
18	—	0,139	0,127	0,121	0,116	0,107	0,096
19	—	0,132	0,119	0,114	0,110	0,101	0,091
20	—	—	0,114	0,109	0,104	0,096	0,086

¹⁾ Заимствовано из таблиц проф. Е. О. Патона.

Т а б л и ц а X II

Моменты инерции брутто четырех равнобоких уголков в дм^4 относительно горизонтальной главной оси

Размеры уголков в мм	В ы с о т а в е р т и к а л ь н о й								т е п л и в мм						
	300	400	500	600	700	800	900	1000	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	27,814
	10	0,9516	1,815	2,961	4,388	6,092	8,035	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	12,193	15,211	18,519	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	13,636	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	36,417
	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	1,103	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	1,203	2,334	3,843	5,735	8,011	10,670	13,713	17,139	20,949	25,141	29,718	34,617	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	3,131	5,177	7,748	10,843	14,462	18,605	23,272	28,464	34,180	40,410	47,181	54,473	62,236
	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	4,436	6,730	9,437	12,607	16,241	20,333	24,839	29,923	35,411	41,363	47,778	54,657
	12	—	3,184	5,288	7,939	11,147	14,903	19,219	24,039	29,476	35,437	41,948	49,003	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	—	4,035	6,815	10,268	14,435	19,330	24,942	31,275	38,327	46,100	54,594	63,803	73,742	84,397
130	10	—	—	4,798	7,217	10,060	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	20,632	25,955	31,803	38,202	45,308	52,919	61,183	69,930
	14	—	—	6,498	9,777	13,768	18,950	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	56,063	65,585	75,851	86,866
	16	—	—	7,760	11,742	16,571	22,250	28,779	36,157	44,384	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	—	—	—	—	15,536	20,947	27,098	34,039	42,006	50,425	59,812	70,003	81,000	92,695
	16	—	—	—	—	17,677	23,765	30,769	38,689	47,524	57,276	67,944	79,527	92,027	105,444
	18	—	—	—	—	19,563	26,330	34,118	42,839	52,762	63,616	75,493	88,392	102,310	117,255

ПРИЛОЖЕНИЕ V

Нормы и таблицы для расчета железобетонных мостов

Расчетные внешние силы. Динамическая добавка для железобетонных мостов μ принимается при толщине балластного слоя в 0,50 м по формуле:

$$\mu = \frac{26}{3l + 59}$$

где l расчетный пролет в м;

при толщине балластного слоя в 1,30 м и больше

$$\mu = 0;$$

для промежуточных толщин по интерполяции.

При наличии распределяющего слоя нагрузка распространяется от площади ее действия на поверхности слоя вглубь во все стороны под углом 45° до верхней поверхности несущей эту нагрузку железобетонной конструкции.

При проектировании статически неопределимых сооружений пролетом 15 и более метров должно быть произведено определение напряжений, зависящих от колебаний температуры и усадки бетона.

Расчетная разность температуры для оси сооружения определяется в зависимости от его размеров, конструкции, температуры замыкания и климата местности по таблицам XIV, XV и XVI и картам январских и июльских изотерм (фиг. 143 и 144).

При способах возведения сводов, не допускающих искусственного перемещения кривой давления, температура замыкания их принимается равной от 5° до 15° C, в зависимости от климата местности с повышением ее на величины, указанные в таблице XVII.

Для особо ответственных сооружений в подлежащих случаях учитывается влияние неравномерного нагрева. Коэффициент линейного расширения железобетона принимается 0,000012, а модуль упругости — $140\,000 \text{ кг/см}^2$.

Влияние усадки бетона в сооружениях, возводимых на открытом воздухе, приравнивается добавочному понижению температуры на $10\text{--}15^\circ$ C, в зависимости от условий бетонирования и качеств бетона.

В случае, если замыкание конструкции производится не раньше, как через три месяца после бетонирования, влияние усадки приравнивается понижению температуры на $5\text{--}10^\circ$ C, в зависимости от условий твердения.

Допускаемые напряжения. Основными материалами для железобетонных сооружений являются: для мостовых и других ответственных сооружений специального назначения бетон нормального состава марок 1, 2 и 3 и арматура из литого железа марок ст. 2 или ст. 3.

Временное сопротивление бетонов марок 1, 2 и 3 на сжатие должно быть при взятии пробных кубиков рабочей консистенции и испытании их через 28 дней соответственно 130, 110 и 80 кг/см^2 .

В частях сооружений, подверженных простому центральному сжатию и имеющих расчетную длину, меньшую 14-кратного наименьшего размера сечения, допускаются напряжения бетона на сжатие не более нижеуказанных (в кг/см^2)

Марка бетона	1	2	3	4	5
[n]	45	40	30	22	17

При наличии неучитываемых эксцентриситета и местного изгиба выше приведенные величины понижаются на 20%.

Т а б л и ц а X I V

Температура оси конструкций, подверженных влиянию наружного воздуха с двух сторон

Изотермы	Т о л щ и н а к о н с т р у к ц и и в м						
	до 0,8	1,2	1,6	2,0	3,0	4,0	5,0
		И а н			я		
Верхоянск	53,3	— 51,3	50,0	18,5	14,8	— 41,0	— 37,7
Якутск .	— 47,4	— 44,7	— 43,0	41,7	— 32,0	— 34,5	— 31,0
Олекминск	12,0	— 38,5	35,1	— 33,7	— 30,7	27,8	— 24,8
30	— 34,0	— 31,0	— 29,2	— 28,3	— 26,3	— 24,0	— 21,6
25	— 30,1	— 26,8	— 24,3	— 23,3	— 21,4	19,8	— 17,6
20	— 25,2	— 22,6	20,3	— 18,4	— 17,2	— 15,3	— 13,8
15	— 20,4	— 17,9	— 15,8	— 14,0	— 12,2	— 11,0	— 9,6
10	— 15,0	— 13,0	— 11,0	— 9,4	8,1	— 7,0	— 5,8
5	— 9,4	— 7,5	— 6,1	5,1	— 3,6	— 2,9	— 2,2
0	— 3,3	— 2,2	1,6	— 1,2	— 0,5	— 0,2	0,1
		И а в ы			ш		
Кола . .	16,7	14,9	13,4	12,1	10,4	9,6	8,6
15 .	18,0	16,7	15,2	13,9	12,6	11,4	10,1
20 .	21,9	20,1	19,6	18,6	17,7	16,4	15,1
25	25,4	25,0	24,0	23,9	23,1	21,6	20,5
Ташкент	28,1	27,5	26,7	26,6	25,6	23,9	22,2

Т а б л и ц а X V

Температура оси конструкций, подверженных влиянию наружного воздуха с четырех сторон

Изотермы	С е ч е н и е к о н с т р у к ц и и в м				
	до 0,8 × 0,8	1,2 × 1,2	1,6 × 1,6	2,0 × 2,0	3,0 × 3,0
	И	и	и	ш	я
Верхоянск	— 55,5	— 53,4	— 52,0	50,0	48,6
Якутск	— 50,2	— 47,6	— 45,4	— 43,8	— 41,6
Олекминск	— 44,8	42,1	— 39,6	— 37,1	33,7
30	— 39,5	— 35,5	— 32,8	— 30,5	28,2
25	33,3	— 30,2	— 27,5	25,7	— 23,3
20 .	— 28,8	25,3	23,2	21,4	— 18,8
15	— 23,2	— 20,4	— 18,4	16,8	— 13,6
10	— 17,7	15,1	— 13,6	— 11,9	9,1
5 .	— 11,6	— 9,3	7,3	— 6,6	— 4,7
0	4,2	— 3,2	2,3	— 1,8	0,8
	И	и	в	с	ш
Кола .	18,6	16,8	15,9	14,8	12,3
15 .	19,5	18,2	17,2	16,4	14,0
20	22,5	21,1	20,6	19,9	18,7
25	26,0	25,6	25,0	24,9	24,4
Ташкент	29,4	28,3	27,8	27,2	26,6

Т а б л и ц а XVI

Температура оси сводов с забуткой в ключе толщиной 1 м

Изотермы	Т о л щ и н а с в о д о в в м				
	до 0,8	1,2	1,6	2,0	3,0
	Н	II	III		
Верхоянск	— 49,3	— 49,0	— 46,1	45,3	— 41,8
Якутск	— 42,4	— 41,5	— 38,6	38,6	— 35,0
Оленокминск	— 34,6	— 33,6	— 32,8	— 31,3	— 29,7
30	28,8	28,2	27,5	26,4	24,1
	24,0	— 23,2	— 22,4	21,5	— 19,4
20	— 19,9	— 18,8	18,2	— 17,4	— 15,4
15	— 15,5	— 13,8	— 13,2	— 12,5	— 11,0
10	10,6	— 9,2	— 8,7	8,2	— 7,0
	— 6,0	— 5,0	4,2	— 3,7	3,0
0	— 1,7	— 1,3	— 0,9	— 0,7	0,3
	Н			III	
Кола	12,8	11,5	11,2	10,6	9,3
15	14,6	13,3	13,2	12,5	11,0
20	19,2	18,8	18,3	17,6	16,1
	24,0	24,7	23,3	23,0	21,4
Ташкент	26,7	26,4	25,9		23,6

Т а б л и ц а XVII

Средняя толщина свода (арки) в 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	—
2 и более	20	10		0

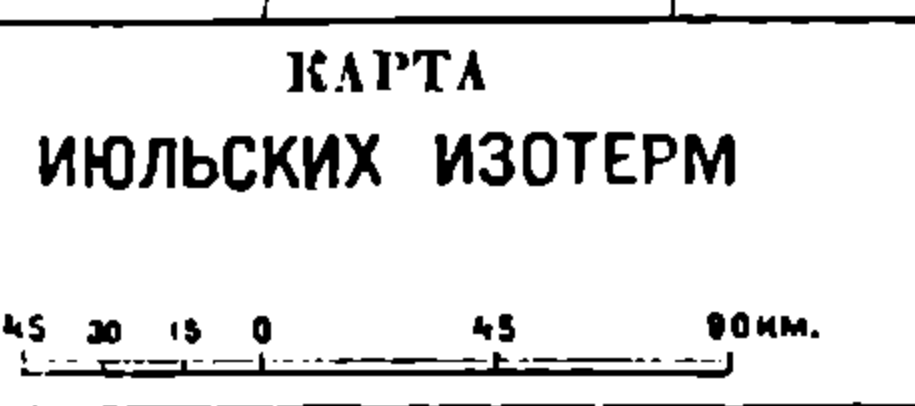


Fig. 144.

В частях сооружений, подверженных изгибу или сочетанию изгиба со сжатием, допускаемые напряжения бетона принимаются:

а) на сжатие (n) не более следующих величин:

Марка бетона	1	2	3	4	5
[n]	50	45	35	25	20

б) на скалывание [t] кг/см²:

Марка бетона	1	2	3	4	5
[t]	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5

в) на сцепление бетона с железом (если таковое подлежит учету) для допускаемых напряжений принимаются те же величины, что и на скалывание с увеличением их на 1 кг/см², т. е. $t_1 = t + 1$.

Наибольшее главное напряжение в бетоне не должно превосходить 12 кг/см².

При наличии приспособлений, препятствующих выдергиванию, проверка на сцепление стержней толщиной 25 мм и менее не производится. Проверка на сцепление продольной арматуры при наличии отогнутых стержней производится только на половину поперечной силы.

При расчете железной арматуры допускаются следующие напряжения:

на растяжение основной арматуры	1 100 кг/см ²
на растяжение хомутов и скалывание арматуры	. 900 кг/см ² .

При учете влияния температуры все вышеуказанные напряжения могут быть повышены на 20 %, а при учете температуры и усадки на 40 %, но, во всяком случае, для марок бетона 1, 2, 3, 4 и 5 не выше, соответственно — 75, 70, 55, 45 и 35 кг/см². В этом случае одновременно с учетом влияния температуры и усадки должна быть произведена проверка напряжений и без этого учета с допущением расчетных напряжений, не превышающих основных норм.

Во всех случаях применения железобетона насыщение его арматурой должно быть для частей, работающих на сжатие, не менее 0,5 % и для частей, работающих на изгиб или на изгиб совместно со сжатием, не менее 0,4 %, считая отношение всей площади железа ко всей площади бетона. При меньшем процентном содержании железа таковое не должно вводиться в расчет.

При расчете железобетонных сечений на сжатие, а также при расчете на изгиб конструкций, в них в сжатой зоне имеется продольная арматура, вводимое в расчет сечение последней не должно превышать 3 % от площади всего поперечного сечения сжатой зоны.

При расчете сжатых элементов, расчетная длина коих превосходит более чем в 14 раз наименьший поперечный размер сечения, производится проверка на продольный изгиб.

Допускаемое напряжение на сжатие при этом понижается умножением на коэффициент равный,

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{\rho} \right)^2},$$

где l есть расчетная длина сжатой части в сантиметрах, определяемая в зависимости от условий закрепления концов, а ρ — наименьший радиус инерции поперечного сечения также в сантиметрах, определяемый по формуле $\rho = \sqrt{\frac{J}{F}}$, где J и F суть соответственно приведенные к бетону: наименьший момент инерции в см⁴ и площадь сечения в см².

Величины коэффициентов φ даны в таблице XVIII.

Длина l принимается равной полной действительной длине сжатого стержня при шарнирном устройстве концов, двойному значению той же длины при одном свободном конце (мачты) и 0,70 этой длины при частичном закреплении и в рамных конструкциях.

В выражениях R_0 и J_0 вводится полная площадь бетона и продольной арматуры независимо от того, превышает ли она 3% или нет.

При расчете на совместное действие сжимающей силы и изгиба требуется, чтобы напряжение на сжатие от изгиба, сложенное с напряжением от осевого сжатия, умноженным на величину, обратную коэффициенту φ , и на отношение допускаемого напряжения на сжатие при изгибе к допускаемому напряжению при простом центральном сжатии, не превышало основного допускаемого напряжения на изгиб.

Таблица XVIII

Коэффициент уменьшения допускаемого напряжения на сжатие при продольном изгибе для прямоугольных стоек и колонн

l a	Процентное содержание арматуры							
	0,5 %	1 %	1,5 %	2 %	2,5 %	3 %	3,5 %	4 %
14	0,815	0,819	0,823	0,826	0,829	0,831	0,833	0,835
16	0,771	0,776	0,780	0,784	0,787	0,790	0,792	0,794
18	0,727	0,733	0,737	0,742	0,745	0,748	0,751	0,753
20	0,683	0,690	0,695	0,699	0,703	0,707	0,710	0,713
22	0,641	0,647	0,653	0,657	0,662	0,666	0,669	0,672
24	0,600	0,608	0,613	0,618	0,622	0,626	0,630	0,632
26	0,561	0,568	0,574	0,580	0,585	0,588	0,592	0,595
28	0,524	0,531	0,538	0,542	0,547	0,552	0,556	0,559
30	0,489	0,497	0,503	0,509	0,514	0,518	0,522	0,525
32	0,458	0,465	0,471	0,477	0,482	0,485	0,489	0,493
34	0,427	0,435	0,441	0,446	0,451	0,456	0,458	0,462
36	0,400	0,406	0,413	0,418	0,423	0,428	0,430	0,434
38	0,374	0,381	0,388	0,392	0,397	0,401	0,404	0,407
40	0,350	0,357	0,364	0,368	0,373	0,376	0,380	0,383
42	0,328	0,335	0,341	0,346	0,350	0,354	0,357	0,360
44	0,308	0,315	0,320	0,325	0,330	0,333	0,337	0,339
46	0,290	0,295	0,301	0,306	0,310	0,313	0,317	0,319
48	0,273	0,278	0,283	0,288	0,292	0,295	0,299	0,301
50	0,257	0,262	0,267	0,272	0,275	0,279	0,282	0,284

Промежуточные значения φ определяются по интерполяции.

Т а б л и ц а XIX

Круглое железо

Диаметр		Площадь попереч- ного сечения в мм ²	Вес погонного метра в кг	Диаметр		Площадь попереч- ного сечения в мм ²	Вес погонного метра в кг
в мм	в д.м.			в мм	в д.м.		
8	3/8	0,50	0,39	—	1 1/8	11,40	8,95
—		0,71	0,56	39	1 3/8	11,95	9,38
10		0,79	0,62	—		13,37	10,50
11		0,95	0,75	12		13,85	10,88
12		1,13	0,89	45		15,90	12,48
		1,27	1,00	48		18,10	14,21
14		1,54	1,21			20,27	15,91
15		1,77	1,39			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	1	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		90		63,62	49,94
—	1 1/8	5,07	3,98	95		70,88	55,64
27		5,73	4,49	100		78,54	61,65
—	1 3/8	6,42	5,04	110		95,03	74,60
30		7,07		120		113,10	88,78
—	1 1/2	7,92	6,22	130		132,73	104,19
33		8,55	6,71	140		153,94	120,84
36		10,18	7,99	150		176,62	138,72

Т а б л и ц а X X

Коэффициенты для расчета прямоугольных балок по формулам

$$h_1 \quad \sqrt{\frac{M}{b}}; \quad f_c = a_3 \sqrt{Mb}; \quad = a_1 h_1$$

[n] \ [nf]		1 200	1 100	1 000	950	900	850	800
50	a_1	0,385	0,405	0,429	0,441	0,455	0,468	0,484
	a_2	0,345	0,333	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314
	a_3	0,00277	0,00311	0,00352	0,00379	0,00407	0,00439	0,00475
45	a_1	0,360	0,380	0,403	0,416	0,429	0,442	0,458
	a_2	0,375	0,367	0,357	0,352	0,348	0,343	0,339
	a_3	0,00254	0,00284	0,00324	0,00347	0,00373	0,00402	0,00436
40	a_1	0,333	0,353	0,375	0,387	0,400	0,413	0,420
	a_2	0,411	0,400	0,390	0,385	0,380	0,374	0,368
	a_3	0,00228	0,00258	0,00293	0,00314	0,00337	0,00363	0,00397
38	a_1	0,322	0,341	0,363	0,375	0,388	0,402	0,416
	a_2	0,428	0,417	0,406	0,401	0,395	0,389	0,383
	a_3	0,00218	0,00248	0,00280	0,00300	0,00323	0,00349	0,00378
36	a_1	0,310	0,329	0,351	0,363	0,375	0,389	0,403
	a_2	0,447	0,435	0,423	0,419	0,411	0,405	0,399
	a_3	0,00208	0,00236	0,00267	0,00286	0,00308	0,00333	0,00362
	a_1	0,304	0,323	0,344	0,356	0,368	0,382	0,396
	a_2	0,457	0,445	0,432	0,427	0,420	0,413	0,408
	a_3	0,00203	0,00228	0,00261	0,00279	0,00301	0,00326	0,00354
34	a_1	0,298	0,317	0,338	0,350	0,362	0,375	0,389
	a_2	0,468	0,456	0,443	0,437	0,430	0,423	0,417
	a_3	0,00198	0,00224	0,00254	0,00272	0,00293	0,00318	0,00345
32	a_1	0,286	0,304	0,325	0,336	0,348	0,360	0,375
	a_2	0,492	0,480	0,464	0,459	0,452	0,443	0,436
	a_3	0,00188	0,00211	0,00242	0,00258	0,00279	0,00301	0,00327
30	a_1	0,273	0,290	0,310	0,321	0,333	0,346	0,360
	a_2	0,519	0,504	0,490	0,483	0,475	0,467	0,459
	a_3	0,00177	0,00199	0,00228	0,00244	0,00264	0,00283	0,00309
28	a_1	0,259	0,276	0,296	0,306	0,318	0,331	0,344
	a_2	0,550	0,534	0,518	0,510	0,502	0,493	0,484
	a_3	0,00166	0,00188	0,00214	0,00229	0,00247	0,00268	0,00291
26	a_1	0,245	0,262	0,281	0,291	0,302	0,314	0,328
	a_2	0,585	0,568	0,550	0,541	0,532	0,523	0,513
	a_3	0,00155	0,00176	0,00200	0,00215	0,00232	0,00251	0,00273
25	a_1	0,238	0,254	0,273	0,283	0,294	0,306	0,319
	a_2	0,604	0,586	0,568	0,558	0,549	0,540	0,530
	a_3	0,00150	0,00169	0,00194	0,00208	0,00224	0,00242	0,00264

ТАБЛИЦА XXI

Расчеты железобетонных сечений, подвергающихся эксцентрично приложенной силе по формулам

$$h = \alpha \frac{6M}{N}; [n] = \beta \frac{N^2}{3Mb}; m = E_f/E_b = 15; f_1 = \gamma f = \frac{1}{2}f; f = \mu b h$$

$\mu = 0,002$		$\mu = 0,0025$		$\mu = 0,004$		$\mu = 0,0050$		$\mu = 0,006$		$\mu = 0,0075$		$\mu = 0,008$		$\mu = 0,010$		$\mu = 0,012$		$\mu = 0,015$		$\mu = 0,020$		$\frac{x}{h}$
α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	
0,198	20, 7	0,165	27,48	0,031	71, 4	0,057	162,10	0,030	580	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,33
0,227	15, 8	0,197	19,43	0,122	40, 6	0,088	70,40	0,060	136	0,026	599,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,36
0,257	12, 2	0,228	14,58	0,156	25, 3	0,122	37,38	0,090	57, 2	0,060	121,06	0,051	163	0,020	921	—	—	—	—	—	—	0,38
0,291	9,46	0,262	10,91	0,195	16, 6	0,160	22,15	0,132	29, 7	0,098	47,62	0,088	56, 3	0,056	121	0,031	344	0,0027	18820,00	—	—	0,42
0,323	7,38	0,302	8,25	0,237	11, 4	0,203	14,04	0,176	17, 3	0,142	23,76	0,131	26, 5	0,099	41, 5	0,076	64, 6	0, 043	152,90	0,009	3 361,00	0,45
0,370	5,75	0,346	6,26	0,286	7,95	0,254	9,27	0,227	10, 8	0,193	13,40	0,183	14, 4	0,149	19, 2	0,122	25, 6	0, 091	40,40	0,054	92,50	0,50
0,394	5,03	0,371	5,44	0,314	6,78	0,282	7,67	0,256	8,90	0,221	10,35	0,213	11, 4	0,179	14, 7	0,151	17, 4	0, 119	24,30	0,081	43,22	0,52
0,419	4,44	0,397	4,72	0,342	5,62	0,312	6,27	0,286	6,96	0,253	8,09	0,244	8,49	0,210	10, 2	0,182	12, 2	0, 150	15,85	0,111	24,10	0,55
0,449	3,90	0,427	4,08	0,377	4,79	0,345	5,21	0,323	5,77	0,288	6,38	0,281	6,85	0,248	8,00	0,218	8,89	0, 186	10,85	0,144	14,77	0,59
0,479	3,37	0,462	3,51	0,412	3,96	0,383	4,29	0,360	4,58	0,328	5,06	0,319	5,22	0,286	5,89	0,258	6,58	0, 225	7,67	0,184	9,63	0,62
0,520	2,92	0,499	3,01	0,457	3,35	0,427	3,51	0,407	3,79	0,373	4,02	0,368	4,23	0,335	4,69	0,304	4,93	0, 271	5,54	0,153	6,55	0,67
0,561	2,48	0,445	2,54	0,502	2,74	0,477	2,87	0,455	3,00	0,426	3,18	0,417	3,25	0,385	3,49	0,358	3,72	0, 325	4,05	0,282	4,57	0,71
0,624	2,09	0,602	2,12	0,570	2,27	0,538	2,32	0,525	2,44	0,489	2,51	0,484	2,61	0,457	2,76	0,423	2,81	0, 390	2,98	0,347	3,25	0,77
0,688	1,71	0,674	1,75	0,638	1,80	0,616	1,85	0,596	1,89	0,569	1,95	0,552	1,97	0,530	2,04	0,504	2,11	0, 471	2,19	0,427	2,31	0,83
0,816	1,37	0,776	1,37	0,768	1,42	0,721	1,43	0,727	1,48	0,776	1,48	0,688	1,52	0,661	1,57	0,611	1,55	0, 578	1,59	0,533	1,63	0,91
0,945	1,03	0,933	1,04	0,898	1,05	0,878	1,06	0,858	1,07	0,833	1,08	0,824	1,08	0,793	1,10	0,765	1,10	0, 731	1,12	0,684	1,12	1,00

ТАБЛИЦА XXII

Расчеты железобетонных сечений, подверженных эксцентрично приложенной силе по формулам

$$h = \alpha \frac{6M}{N}; [\eta] = \beta \frac{N^2}{3bM}; m = E_f/E_b = 15; f_1 = f = \mu b h$$

$\mu = 0,002$		$\mu = 0,0025$		$\mu = 0,003$		$\mu = 0,004$		$\mu = 0,005$		$\mu = 0,0075$		$\mu = 0,010$		$\mu = 0,015$		$\mu = 0,020$		$\frac{x}{h}$
α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	α	β	
0,207	17, 6	0,180	22,20	0,153	26, 8	0,115	40, 8	0,086	63, 3	0,039	239	—	—	—	—	—	—	0,33
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
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
0,291	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
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
0,360	5,14	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	0,103	18,40	0,50
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, 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, 44	3,70	0, 42	3,84	0,40	4,05	0, 36	4,40	0, 34	4,60	0, 29	5,18	0, 26	5,70	0,215	6,45	0, 19	7,00	0,59
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, 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, 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, 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, 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, 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	1, 48	1,45	0,91
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	1,03	1,00

ПРИЛОЖЕНИЕ VI

Нормы и таблицы для расчета каменных мостов и опор

Внешние силы

При расчете сводов и их элементов подвижная нагрузка от поезда вводится в расчет с динамическим коэффициентом:

Пролеты в метрах	0 — 10	10 — 25	Выше 25
	Коэффициент		
Сквозное заполнение	1,30	1,20	1
Забутка или засыпка толщиной в 1,20 м и менее	1,20	1,10	1

При большей толщине засыпки динамический коэффициент принимается равным 1.

Допускаемые напряжения

Напряжения в кладке сводов и опор на сжатие при изгибе не должны превосходить:

а) для кладки из штучного камня получистой тески с временным сопротивлением сжатию не менее 1000 кг/см^2 , при толщине швов не свыше 15 мм и толщине камня не меньшей половины его длины на цементном растворе состава не ниже 1:3 80 кг/см^2

б) 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 меньшей одной трети его длины, на цементном растворе не ниже 1:3 65 кг/см^2

в) для кладки из грубо околотых в правильную форму камней с отношением размеров 3:1 и временным сопротивлением сжатию не менее 600 кг/см^2 на цементном растворе состава не ниже 1:3 50 кг/см^2

г) для кладки из постелистого отборного бутового камня в приком при толщине камней не меньшей 20 см и составляющей не меньше $\frac{1}{4}$ длины их с временным сопротивлением сжатию не менее 400 кг/см^2 на цементном растворе состава не ниже 1:4 35 кг/см^2

д) для кладки из постелистого бутового камня с временным сопротивлением сжатию не менее 400 кг/см^2 на цементном растворе состава не ниже 1:4 25 кг/см^2

е) для кладки из обыкновенного бутового камня с временным сопротивлением сжатию не менее 300 кг/см^2 на цементном растворе состава не ниже 1:4 15 кг/см^2

ж) для кладки из клинкера с временным сопротивлением не менее 300 кг/см^2 на цементном растворе состава не ниже 1:3 . 30 кг/см^2

з) для кладки из обыкновенного кирпича с временным сопротивлением сжатию не менее 150 кг/см^2 на цементном растворе состава не ниже 1:4 . 15 кг/см^2

п) для бетона:

с временным сопротивлением не менее 200 кг/см^2 . 40 кг/см^2

с временным сопротивлением не менее 150 кг/см^2 . 30 кг/см^2

Наибольшее растягивающее напряжение от действия всех внешних нагрузок, но без учета воздействия температуры и усадки бетона, не должно превышать:

а) для каменной кладки . 2 кг/см^2

б) для бетона . 5 кг/см^2

При расчете на срезывание допускается:

а) для каменной кладки . 2 кг/см^2

б) для бетона . 4 кг/см^2

Давление на грунт при глубине заложения основания до 2,5 м от поверхности земли не должно превосходить:

а) для мергелистого сухого грунта . 5 кг/см^2

б) для мергелистого влажного грунта . 3

в) для глинистого сухого плотного грунта . 5

г) для глинистого влажного плотного грунта . 2

д) для глинистого влажного слабого грунта . 1

е) для гравия и крупного песка . 6

ж) для плотно слежавшегося сухого песка . 4

з) для сухого чистого песка . 2

и) для скалы, независимо от глубины заложения основания

при условии снятия выветрившегося слоя:

для твердой сплошной скалы . 30 кг/см^2

для скалы среднего качества . 15

слабой скалы . 8

При углублении фундамента в глинистый или песчаный грунт на глубину более 2,5 м, указанные допускаемые давления на его подошву могут быть повышены на основании результатов опыта, но не более как:

а) при углублении в грунт от 2,5 до 5 м на $0,10 \text{ кг/см}^2$ на каждый м глубины, считая от поверхности грунта, или при пересечении водотоков, — от межи;

б) свыше 5 до 10 м на $0,20 \text{ кг/см}^2$ на каждый м углубления свыше 5 м;

в) свыше 10 м на $0,25 \text{ кг/см}^2$ на каждый м углубления свыше 10 м.

Предельная нагрузка на сосновые сваи, забитые в грунт под основание до надлежащего отказа, допускается:

на сваю диаметром 26 см . 17,0 тонн

28 . 19,5

30 . 22,5

на сваю диаметром 32 см	. 25,5
34 "	. 29,0
36	. 32,5

При пользовании приведенными предельными нагрузками сопротивление грунта принимать в расчет не следует.

При определении полных напряжений от вертикальной нагрузки, воздействия температуры и усадки бетона допускаемые напряжения на сжатие при изгибе могут быть повышены не более, чем на 30%, от основных, а допускаемые напряжения на растяжение в каменных сводах до 5 кг/см² и в бетонах до 8 кг/см² при учете действия одной температуры и до 10 кг/см² при учете совместного действия температуры и усадки.

При расчете допускается работа материала как на сжатие, так и растяжение, но лишь в вышеуказанных пределах.

Напряжение от временной нагрузки для сводов пролетом свыше 15 м разрешается, за исключением случаев, указанных ниже, определять лишь для двух случаев нагрузки свода: загрузки всего пролета с расположением наиболее тяжелых грузов близ середины пролета и загрузки полупролета с расположением наиболее тяжелых грузов близ четверти пролета; при расположении этих грузов следует учитывать распределение их забутвой под углом 45° вдоль оси моста.

Временную нагрузку от помещаемых на пролете частей поезда разрешается заменять сплошной равномерно распределенной отдельно для паровоза и отдельно для тендера и вагонов за исключением случаев, ниже оговоренных.

При определении напряжений от действия температуры, а для бетонных сводов и под влиянием усадки бетона, следует принимать:

а) модуль нормальной упругости:

для каменной кладки	. 60 000 кг/см ²
бетона	140 000
кирпича	. 30 000

б) коэффициент линейного расширения при повышении температуры на 1° С:

для каменной кладки и кирпича	0,000008
бетона	. 0,000012

Давление насыпи на устой принимается направленным горизонтально и при отсутствии временной нагрузки на призме обрушения определяется по формуле:

$$E = \gamma \frac{H^2}{2} \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \frac{1}{2} \varphi),$$

где γ — вес единицы объема грунта;

φ — угол естественного откоса грунта;

H — высота насыпи до рассматриваемого сечения; для подошвы основания высота H считается от обреза фундамента, если он заложен в твердом грунте, или от уровня основания — в противном случае.

Вертикальное плечо силы E относительно рассматриваемого сечения устоя определяется по формуле:

$$e = \frac{H}{3}$$

Давление насыпи E и его момент M относительно рассматриваемого сечения при наличии подвижной нагрузки на призме обрушения определяются по формулам:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H (H + 2h_1) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi \right),$$
$$M = \frac{1}{6} \gamma H^2 (H + 3h_2) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi \right),$$

где φ и H — имеют указанные выше значения,

$$h_1 = \alpha h,$$
$$h_2 = \beta h.$$

Коэффициенты α и β , учитывающие распространение давления от нагрузки на призмы обрушения в направлении перпендикулярном оси пути, зависят от H и определяются по следующей таблице XXIII.

Т а б л и ц а X X I I I

Н		β	Н		β	Н		β
м			м			м		
2	0,75	0,81	11	0,40	0,50	20	0,29	0,38
3	0,67	0,75	12	0,38	0,48	21	0,28	0,37
4	0,61	0,70	13	0,37	0,47	22	0,27	0,36
5	0,57	0,66	14	0,35	0,45	23	0,26	0,36
6	0,53	0,63	15	0,34	0,44	24	0,26	0,35
	0,49	0,60	16	0,33	0,43	25	0,25	0,34
8	0,46	0,57	17	0,32	0,41	26	0,25	0,33
9	0,44	0,54	18	0,31	0,40	—	—	—
10	0,42	0,52	19	0,30	0,39	—	—	—

$$h = \frac{Q}{a l \gamma}$$
 - высота столба земли, эквивалентного по весу давлению подвиж-

ной нагрузки, расположенной на длине всей призмы обрушения, соответствующей высоте H , и равномерно распределенной на уровне подошвы шпал;
здесь Q — полный вес подвижной нагрузки на призме обрушения,
 a — длина шпалы,
 l — длина призмы обрушения.

Вертикальное плечо силы E относительно рассматриваемого сечения исчисляется по формуле:

$$e_1 = \frac{M_1}{E_1}$$

Т а б л и ц а X X I V

Габариты мостов под обыкновенную дорогу по стандартам НКПС

Расположение езды	Езда по верху и по низу при внутренних тротуарах (фиг. 146)						
Число путей на мосту	четыре		три		два		один
Обознач. габарита	A_1 1)	A_2	B_1 1)	B_2	B_1	B_2	Γ
Размеры							
b	12,0	10,0	9,0		5,5	4,5	
B	15,0 2)	12,5 2)	12,0 2)	10,0 2)	7,0		4,5
	и 14,0 3)	и 11,5 3)	и 11,0 3)	и 9,0 3)	и 6,5		
d	1,5	1,25 2)	1,5 2)	1,25 2)	0,75 2)		0,50
	и 1,0 3)	и 0,75 3)	и 1,0 3)	и 0,75 3)	и 0,50 3)	0,50	
	0,12— 0,20	0,12— 0,20	0,12— 0,20	0,12— 0,20	0,12— 0,20	0,12— 0,20	0,12 0,20

Т а б л и ц а X X V

Габариты мостов под обыкновенную дорогу

Расположе- ние езды	Езда понизу при наружных тротуарах (фиг. 147)						
Число путей на мосту	четыре		три		два		один
Обознач. габарита	A_1 1)	A_2	B_1 1)	B_2	B_1	B_2	Γ
Размеры							
b	12,0	10,0	9,0	7,5	5,5	4,5	Высота проезда 4,5
B	13,0	11,0	10,0	8,5	6,5	5,5	
	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
d	1,5 и 1,0	1,25 и 0,75	1,5 и 1,0	1,25 и 0,75	1,25 и 0,75	—	
	0,12— —0,20	0,12— —0,20	0,12— —0,20	0,12— —0,20	0,12— —0,20	0,12 —0,20	
H	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	
h	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	
l	11,0	9,0	8,0	6,5	4,5	3,5	

Примечания. 1. При сильном автомобильном движении.

2. При сильном пешеходном движении.

3. При слабом пешеходном движении.

Ширина тротуаров в случае необходимости может быть увеличена. Для трам-
ваев ширина b , если потребуется, увеличивается, высота H в случае прокладки
на мосту трамвайных путей увеличивается до 5,5 м.

ПРИЛОЖЕНИЕ IX

Ориентировочная ведомость единичных цен

Наименование работ	Род единицы	Стоимость в руб.			Примечания
		Рабочая сила	Материалы	Всего	
Сооружение насыпи при дальности паровозной возки 15—30 км (при готовом карьере)	м³	0,50	0,90	1,40	
Тоже при дальности паровозной возки 10 км		0,50	0,50	1,0	
Рассыпка, разравнивание и утрамбовка баласта для одиночного пути	н. м	0,27	—	0,27	
Укладка шпал и рельс с развозной и подноской на среднее расстояние 150 м (без стоимости баласта) для одиночного пути	н. м	0,60	10,70	11,30	
Укладка мостового настила с остружкой и окраской брусьев и досок, с укладкой рельс и контр-рельс; для однопутного моста	н. м.	9	60	69	
Укладка уравнительного прибора.	1 ком.	—	—	800	
Укрепление откосов однопутной мостовой толщиной 0,2 м на мху	м³	0,30 0,35	1,20 1,35	1,50 1,70	Стоимость камня принята 4 р. за 1 м³
Укрепление откосов двойной мостовой толщиной 0,4 м на мху		0,70	2,35	3,05	
Укрепление откосов в плетневых клетках на мху однопутной мостовой толщиной 0,2 м		0,80	3,40	4,20	
Укрепление откосов в плетневых клетках на мху двойной мостовой толщиной 0,4 м.		1,2	4,4	5,6	
Каменные отсыпи.	м³	1,5	4,0		

НТБ
ДНУЖТ

Наименование работ	Род единицы	Стоимость в руб.			Примечания
		Рабочая сила	Материалы	Всего	
Рытье котлована без водоотлива на глубину до 5 м с отвозкой грунта на 200 м (при пологих стенках котлована)	м³	0,60 1,00	—	0,60 1,00	Стоимость указана для грунтов иловатых, песчаных и супесчаных. Для грунтов глинистых, щебенистых и суглинистых дорожке на 25 %.
То же при вертикальных стенках котлована с установкой деревянных крепей	м	1, 0	1, 5	5	
Рытье котлованов в перемычках с водоотливом, средняя стоимость при обыкновенном грунте		1, 4	1, 4	8	В указание стоимости входит стоимость водоотлива за все время работ как копки котлована, так и дальнейшего устройства оснований (свай. бетонировка).
Дренажи за устоями на слое мягкой глины	м³	4, 0	7	7	
Устройство шпунтового ограждения глубиной до 5 м из досок толщиной 10 см.	п. м	12, 0 40, 0	12, 0 40, 0	от 24 до 80,0	В зависимости от бины.
То же на брусьях толщиной 20 см.	"	12 40, 0	28 66, 0	от 40 до 106, 0	
Заполнение между двойными шпунтовыми стенками мягкой глиной с предварительной выборкой грунта и доставкой глины		3, 0	—	3, 0	
Забивка деревянных свай диаметром от 24 см в котловане на глубину 6 м механическим копром при грунте средней твердости	шт.	6, 0 13, 0	6, 0 12, 0	12, 0 25, 0	
Изготовление и забивка паровым копром жел. - бетонных свай Консидера $d=0,35$ с содержанием арматуры 0,14 тонн в 1 м³ (состав бетона 1:1 ¹ / ₂ :3)	1 п. м	6, 5	9, 5	16	Стоимость камня для щебня принята 6,0 р. за 1 м³. Стоимость цемента принята 50 р. за 1 тонну. В случае иных стоимостей расценка изменится.
Засыпка и утрамбовка сухого щебня под основание опор	м³	5	4, 0	5	Стоимость камня для щебня принята 4,0 р. за 1 м³.

Наименование работ	Род единицы	Стоимость в руб.			Примечания
		Рабочая сила	Материалы	Всего	
То же с заливкой щебня цементным раствором (1:4) .	м³	4, 0	10, 0	14, 0	Стоимость камня принята 4,0 р. за 1 м³, стоимость цемента принята 50 р. за 1 тонну.
Бетонная кладка состава 1:3:6 .	"	от 9 до 7, 0	21 17, 5	30 24, 5	
То же состава 1:2:4 .		от 7 до 10	23 25	30 35	
Бетонная кладка кольцевой части спускных володцев с деревян. формами и железн. стержнями, а также сводов (состав 1:2:4) .	м³	10, 0	28	38	Стоимость камня принята 4,0 р.; стоимость цемента 50 р. за 1 тонну.
Бетонная кладка для жел.-бет. пролетных строений .		15, 0	35, 0	50, 0	
Надводная бутовая кладка и кладка в котлованах на растворе 1:3 .		от 10 до 5, 0	20 15, 0	30 20, 0	
То же на растворе 1:4		от 10 до 5, 0	15 13, 5	25, 0 18, 5	
Кольцевая бутовая кладка спускного колодца с вертикальными жел. стержнями и наружн. дерев. обшивк. на растворе 1:3 .		8	18	26	
Кладка сводов из отборной бутовой плиты		10 15	20 35	30 50	Стоимость камня грубо околото, подготовленного для грубой тески облицовки принята 8,0 р. за 1 м³; стоимость цемента принята 50 р. за 1 тонну.
Облицовка из гранита в ленту с полустой теской с расшивкой швов, считая только доплату за укладку облицовки (дополнительно к бутовой кладке) .		30 25	8 5	38, 0 30, 0	
Облицовка шубой (грубой тески) на растворе 1:2, считая только стоимость камня, изготовления и дополнительную плату за укладку .		14		19	

Наименование работ	Род единицы	Стоимость в руб.			Примечания
		Рабочая сила	Материалы	Всего	
Облицовка чистой тески на растворе 1:2, считая только стоимость камня, изготовления и дополнительную плату за укладку	м ³	34, 0	8, 5	42, 5	Кубическое содержание камня для облицовки принято 0,6 м ³ на 1 м ² . Потребность в грубо околото-м камне для тески принята 1,3 м ³ на 1 м ² .
Педорезы чистой тески на растворе 1:2, считая только стоимость камня, изготовления и дополнительную плату за укладку .		42 55	10 15	52, 0 70, 0	Облицовка предполагена из твердых гранитных камней.
Изготовление и укладка кордонных и карнизных камней		85	17	102	
Изготовление и укладка подферменных камней на растворе 1:1		175	25	200	
Изготовление и укладка прокладных рядов из гранита на растворе 1:2		28	17	45, 0	
Устройство жел.-бет. прокладного ряда состава 1:2:3, с содержанием арматуры из круглого железа 0,12 тонны в 1 куб. м		18	52	70, 0	
То же с арматурой из узвоколейных старых рельс (0,3 тон. в 1 куб. м)		18	43	61, 0	
Железный кессон с изготовлением, доставкой, сборкой и склепкой без заполнения кладкой потолка и консолей, и без надкамерной обшивки (рубашки)	1 м ² основания кессона	—	—	250	Принято железа в кессоне 550 кг на 1 м ² , при большем весе указанную стоимость надо соответственно увеличить.

Наименование работ	Род единицы	Стоимость в руб.			Примечания
		Рабочая сила	Материалы	Всего	
То же с заполнением потолка и консолей бетоном (состав 1:2:4)	1 м ² основания кессона	—	—	288	
За изготовление, доставку, сборку и сцепку жел. резцов дер. и бетон. кессонов и каменных и бетонных опускаемых колодцев.		—	—	29	
Изготовление деревянного кессона (не считая ножа) без заполнения бетоном потолка и консолей, без надвамерной обшивки (рубашки) и без ножа.	1 м ² основания	30	41	71	
То же с заполнением потолка и консолей бетоном (1:2:4).		37	63	100	
То же с железным ножом и заполнением.		—		129	
Изготовление железобетонного кессона (считая наружную и внутреннюю опалубку и нижнее звено шахтной трубы) на растворе 1:2:3, но без стоимости ножа.	1 м ² основания	34	126	160	
То же железным ножом.		—	—	189	
Железобетонные опускаемые колодцы с толщиной стен 0,3 м с содержанием арматуры 0,05 тонн в 1 м ³ при составе бетона 1:2:3.	1 м ³	22	42	64	
Опускание кессонов с устройством подмостей, с выемкой и отвозкой грунта и содержанием компрессорной станции, считая от среднего рабочего горизонта, при глубине опускания до 8 м.	1 м ³ опускания	11	24	35	

НТБ
ДНУЖТ

Наименование работ	Род единицы	Стоимость в руб.			Примечания
		Рабочая сила	Материалы	Всего	
То же при глубине опускания свыше 8 м.	м ³ опускания	9	19	28	
Опускание колодцев с выемкой и отвозкой грунта с подмостями, считая от среднего рабочего горизонта до 8 м		12, 0	24, 0		
То же при глубине до 10 м		11, 0	0	33, 0	
То же свыше 10		10, 0	20, 0	30, 0	
Устройство железных перил	1 м	220	210	430	
Изготовление и сборка железных пролетных строений и смотровых приспособлений с доставкой и окраской		—		400 450	
Арматура для железобетона в деле		—	—	300	
Железобетонные пролетные строения в зависимости от сложности опалубки	1 м ³	23 40	77 110	100 150	
Изоляция кладки цементом или другим обвивалептным материалом	м		—	3,00	
Заготовка и установка стоек, стяжек, подкосов и пр. .	м ³			40,00	
Устройство брусчатой мостовой	м ²	—	—	45,00	

НТБ
ДНУЖТ

НТБ
ДНУЖТ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
МОСКВА — ЛЕНИНГРАД

Проф. Н. М. МИТРОПОЛЬСКИЙ

МОСТЫ
КРАТКИЙ КУРС

Под редакцией проф. Н. С. Стрелецкого

Стр. 333.

Ц. 4 р.

пер. 5 р. 30 к.

Проф. Г. И. ПЕРЕДЕРИЙ

КУРС ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

(Печатается)

Проф. Г. И. ПЕРЕДЕРИЙ

КУРС МОСТОВ

КОНСТРУКЦИЯ, ПРОЕКТИРОВАНИЕ и РАСЧЕТ

Часть первая

МОСТЫ МАЛЫХ ПРОЛЕТОВ, КАМЕННЫЕ, ДЕРЕВЯННЫЕ и ЖЕЛЕЗНЫЕ

Стр. 738.

Изд. 4-е.

Ц. 10 р., в пер. 11 р.

Часть вторая

МОСТЫ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Отдел II

КАМЕННЫЕ МОСТЫ

Стр. 238.

255 фиг.

Ц. 2 р.

Часть вторая

МОСТЫ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

Отдел II

ЖЕЛЕЗНЫЕ, БАЛОЧНЫЕ и АРОЧНЫЕ МОСТЫ

(Печатается)

Отдел III

ВИСЯЧИЕ МОСТЫ

Стр. 300.

Ц. 5 р., в пер. 5 р. 35 к.

Г. И. ПЕРЕДЕРИЙ и В. И. ГНЕДОВСКИЙ

МОСТЫ

Руководство для средних технических школ и курсов

Выпуск первый

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ

Стр. 208.

251 фиг.

Ц. 2 р.

ПРОДАЖА ВО ВСЕХ МАГАЗИНАХ И ОТДЕЛЕНИЯХ ГОСИЗДАТА



ГОСИЗДАТ РСФСР

В КРЕДИТ на льготных условиях КАЖДЫЙ РАБОТНИК в области ТЕХНИКИ и МЕДИЦИНЫ любую книгу по своей специальности может приобрести

В МАГАЗИНЕ ГОСИЗДАТА

„ТЕХНИКА И МЕДИЦИНА“

Ленинград

Волгоград

61.

25 Октября. Телефон 66-91.

Магазин выпускает краткие аннотированные каталоги новых книг по разным отраслям Техники и Медицины. Каталоги включают все новые книги вне зависимости от издательства, их выпустившего, и снабжены обозначением степени трудности книги.

ВЫШЛИ В СВЕТ:

1. Электротехника. № 1.
2. Теплотехника, машиноведение, двигатели внутреннего сгорания термодинамика и топливо. № 1.
3. Металлургия и металлообработка. № 1.
4. Текстильное, кожевенно-меховое, бумажное и полиграфическое производство. № 1.
5. Лесная и деревообрабатывающая промышленность. № 1.
6. Гидравлика, гидротехника, гидрология и мелиорация. № 1.
7. Горное дело. № 1.
8. Транспорт. № 1.
9. Внутренние болезни, анатомия и физиология, лабораторная техника, гигиена и санитария и физиотерапия. № 1.
10. Хирургия, болезни уха, носа и горла и глазные болезни. № 1.
11. Детские болезни. № 1.
12. Кожно-венерические болезни. № 1.
13. Нервные болезни. № 1.
14. Ветеринария. № 1.
15. Акушерство и гинекология. № 1.

ПЕЧАТАЮТСЯ:

1. Физкультура. № 1.
2. Химия. Химическая технология, фотография, кино и керамика. № 1.
3. Механика. № 1.
4. Строительное искусство. № 1.
- Точные науки. № 1.

В магазине исключительный выбор современной и дореволюционной литературы по всем отделам ТЕХНИКИ и МЕДИЦИНЫ.

УЧРЕЖДЕНИЯМ СКИДКА И КРЕДИТ

Быстрое выполнение иногородних заказов положенным платежом.
Лицам, выславшим стоимость заказа, пересылка литературы за счет изд-ва.

ТРЕБУЙТЕ КАТАЛОГИ

ПРОДАЖА ВО ВСЕХ МАГАЗИНАХ И ОТДЕЛЕНИЯХ ГОСИЗДАТА



Сканировала Федорович М. Н.

НТБ
ДНУЖТ