

С. О. Патонъ

ДАННЫЯ

ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНІЯ

ВЕРХНЯГО СТРОЕНІЯ МОСТОВЪ

СИСТЕМАТИЧЕСКИ ИЗЛОЖЕННЫЯ ПРИМѢНИТЕЛЬНО КЪ НОРМАМЪ
МИНИСТЕРСТВА ПУТЕЙ СООБЩЕНІЯ.

СОСТАВИЛЪ

Е. О. ПАТОНЪ.

ВТОРОЕ ИЗДАНИЕ.



Товарищество типо-литографіи Владиміръ Чичеринъ въ Москвѣ.
Марьяна роца, соб. домъ.

1903.

О Г Л А В Л Е Н И Е.

I Отдѣль. **Общія соображенія.**

	<i>Стран.</i>
1. Точность вычислений при расчетахъ	3
2. Порядокъ составленія проекта верхняго строенія моста	3
3. Указанія для псчисленія вѣса верхняго строенія	5

II Отдѣль. **Нагрузки.**

A. ВЕРТИКАЛЬНЫЯ НАГРУЗКИ.

Глава I. Желѣзнодорожные мосты нормальной колеи и балочной системы.

4. Постоянная нагрузка желѣзныхъ мостовъ	8
5. Постоянная нагрузка деревянныхъ мостовъ системы Гау	11
6. Временная нагрузка желѣзныхъ мостовъ. Габаритъ широкой колеи	12
7. Временная нагрузка деревянныхъ мостовъ	19

Глава II. Шоссейные и городскіе мосты.

8. Постоянная нагрузка желѣзныхъ мостовъ	22
9. Временная нагрузка желѣзныхъ мостовъ	26
10. Временная нагрузка деревянныхъ мостовъ	29

Глава III. § 11. Вертикальная нагрузка отъ снѣга 30

B. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЯ НАГРУЗКИ. (ДАВЛЕНІЕ ВѢТРА).

12. Сила и скорость вѣтра	30
13. Расчетныя боковыя поверхности частей верхняго строенія	32
14. Распредѣленіе давленія вѣтра между связями	34
15. Способы невыгоднѣйшаго нагруженія горизонтальныхъ связей	35

C. ВЛІЯНІЕ ТЕМПЕРАТУРЫ.

16. Коэффициенты линейнаго расширенія	37
---	----

III Отдѣль. **Допускаемыя напряженія и коэффициенты упругости.**

17. Литое желѣзо	38
18. Сварочное желѣзо	41
19. Сталь	42
20. Чугунъ	43
21. Дерево	43
Графикъ соотношенія между діаметромъ бревна и сѣченіемъ прямоугольнаго бруса	46
22. Камни и каменная кладка	47
23. Кирпичъ и кирпичная кладка	49
24. Растворы	50
25. Грунты	51
26. Коэффициенты упругости	52

IV Отдѣль. **Вѣсъ куб. метра строительныхъ матеріаловъ 53.**

V Отдѣль. **Циркуляры Министерства Путей Сообщенія по устройству и содержанію мостовъ.**

A. УСТРОЙСТВО МОСТОВЪ.

1) Проѣзжая часть (О деревянныхъ поперечницахъ см. стр. 18)	57
2) Фермы и опоры	62

B. СБОРКА И ИСПЫТАНІЕ МОСТОВЪ.

1) Техническія условія на изготовленіе, поставку и сборку метал. частей мостовъ	64
2) Освидѣтельствованіе и испытаніе мостовъ	
а) Желѣзные мосты	68
б) Деревянные мосты	71

C. СОДЕРЖАНІЕ И НАДЗОРЪ ЗА МОСТАМИ 72.

І. О Т Д Ъ Л Ъ.

О В Щ І Я С О О Б Р А Ж Е Н І Я.

§ 1. Точность вычислений при расчетахъ.

При расчетѣ мостовъ вычисленія результатовъ перѣдко производятся съ излишней точностью. Очевидно, нѣтъ надобности вычислять сотыя и тысячныя доли усилій и нагрузокъ, выраженныхъ въ килогр. или изгибающихъ моментовъ, выраженныхъ въ килогр. сант. и проч., ибо такая точность теряетъ всякое значеніе при условности почти всѣхъ мостовыхъ расчетовъ. Проектируя мосты, принято пренебрегать весьма значительными дополнительными напряжениями отъ динамическаго дѣйствія подвижной нагрузки, отъ неравномѣрнаго нагрѣванія частей моста солнцемъ, отъ жесткости узловыхъ соединеній, не говоря о неточностяхъ расчета усилій, обуславливаемыхъ расчлененіемъ верхняго строенія моста на рядъ плоскихъ фермъ, взамѣнъ разсмотрѣнія его какъ фахверкъ въ пространствѣ. При наличности столь важныхъ упущеній въ способахъ расчета нѣтъ надобности заботиться о чрезмѣрной точности вычисленій.

По этому поводу находимъ цѣнныя указанія въ послѣднемъ (1903 г.) изданіи правилъ Прусскаго Министерства Публичныхъ Работъ ¹⁾, которыхъ нельзя не рекомендовать читателю, какъ средство къ сокращенію труда и времени при расчетѣ мостовъ.

1) При вычисленіяхъ можно ограничиваться точностью до $\frac{1}{2}\%$, такъ что достаточно вычислять двухзначныя числа до десятыхъ долей единицъ, трехзначныя числа до цѣлыхъ единицъ, четырехзначныя числа до цѣлыхъ десятковъ.

2) При провѣркѣ расчетовъ дозволяется пользоваться логарифмической линейкой, при чемъ исправленію подлежатъ лишь тѣ результаты, которые разнятся отъ точныхъ на 1% и болѣе.

3) Результаты всѣхъ расчетовъ прочности—надлежитъ представлять въ видѣ дѣйствительныхъ напряженій, а отнюдь не въ видѣ сопоставленія проектированныхъ и требуемыхъ площадей сѣченія, моментовъ сопротивленія и проч.

§ 2. Порядокъ составленія проекта верхняго строенія моста со сквозными фермами.

1. Опредѣленіе основныхъ размѣровъ верхняго строенія.

1) Опредѣленіе расчетнаго пролета по данному отверстию въ свѣту, для чего необходимо опредѣлить размѣры подферменнаго камня до наибольшему значенію опорной реакціи. Постоянную нагрузку железнодорожныхъ

¹⁾ Vorschriften f. d. Entwerfen der Brücken mit eisernem Ueberbau auf d. Preussischen Staatsbahnen. 1903.

мостовъ можно опредѣлить по таблицамъ VII и VIII брошюры автора о конструктивныхъ коэффициентахъ (1902 г.). Временная нагрузка принимается по таблицѣ эквивалентныхъ нагрузокъ.

2) Выборъ числа и длины панелей, расчетной высоты фермы, расстоянія между осями фермъ.

3) Вычерчиваніе въ масштабъ схемы фермы, поперечнаго разрѣза моста и плана одной панели проезжей части съ обозначеніемъ основныхъ размѣровъ.

II. Расчетъ проезжей части.

4) Расчетъ полотна проезжей части, какъ то: деревяннаго или металлическаго настила, деревянныхъ подрельсныхъ брусевъ и пр.

5) Расчетъ и подборъ сѣченія продольныхъ балокъ.

6) Расчетъ и подборъ сѣченія поперечныхъ балокъ.

7) Подробный расчетъ вѣса проезжей части на пог. мет. моста, при чемъ не слѣдуетъ пользоваться эмпирическими формулами, а слѣдуетъ опредѣлять вѣсъ каждой части отдѣльно.

При исчисленіи вѣса желѣза въ продольныхъ и поперечныхъ балкахъ недостаточно ввести вѣсъ однѣхъ балокъ, соотвѣтственно рассчитанному сѣченію ихъ, а необходимо прибавить:

Къ вѣсу продольныхъ балокъ около 35% на связи между ними, на уголки жесткости и для прикрѣпленія концовъ балокъ, на уголки для прикрѣпленія подрельсныхъ поперечинъ, на заклепочныя головки и проч.

Къ вѣсу поперечныхъ балокъ — около 20% на фасонные листы и накладки для прикрѣпленія балокъ къ фермамъ, на уголки жесткости, на заклепочныя головки и проч.

III. Расчетъ связей между фермами.

8) Усилія въ поясахъ отъ вѣтра при разрѣзныхъ балочныхъ фермахъ слѣдуетъ опредѣлять въ предположеніи давленія вѣтра въ 132 к на м² на верхнее строеніе и на подвижной составъ.

Усилія въ распоркахъ и діагоналяхъ связей надлежитъ опредѣлять для невыгоднѣйшаго случая нагрузки согл. § 15.

IV. Расчетъ фермъ.

9) Расчетъ длины всѣхъ элементовъ фермы.

10) Расчетъ наибольшихъ усилій поясовъ: а) отъ дѣйствія полной вертикальной нагрузки и б) отъ совокупнаго дѣйствія полной вертикальной нагрузки и вѣтра. Въ обоихъ случаяхъ надлежитъ опредѣлить теоретическую площадь сѣченія (*netto*).

11) Расчетъ наибольшихъ усилій раскосовъ и стоекъ фермы отъ дѣйствія слѣдующихъ вертикальныхъ нагрузокъ: а) постоянной (одно усиліе), б) временной (два усилія: наибольшее сжимающее и наибольшее растягивающее), с) отъ совокупнаго дѣйствія постоянной и временной нагрузки (два усилія съ одинаковыми или разными знаками).

12) Выясненіе конструкции узловъ фермы для опредѣленія основныхъ размѣровъ сѣченія поясовъ, раскосовъ и стоекъ.

13) Подборъ сѣченія поясовъ, раскосовъ и стоекъ съ одновременнымъ расчетомъ заклепочныхъ соединеній, какъ стыковыхъ, такъ и узловыхъ.

14) Расчетъ прогиба фермы для сравненія его съ дѣйствительнымъ прогибомъ при испытаніи моста.

V. Расчетъ опорныхъ частей.

VI. Составленіе детальныхъ чертеней верхняго строенія въ масштабѣ не менѣе 1:20.

VII. Исчисленіе вѣса желѣзнаго верхняго строенія и сравненіе вѣса, принятаго для расчета съ дѣйствительнымъ вѣсомъ.

Для сравненія надлежитъ рассчитать вѣсъ моста на погонный метръ расчетнаго пролета l по формулѣ

$$p = a \cdot l + F_1 + F_2,$$

гдѣ $a \cdot l$ —вѣсъ фермъ со связями на пог. мет. моста.

F_1 —вѣсъ проѣзжей части съ перилами на пог. мет. моста.

F_2 —вѣсъ опорныхъ частей на пог. мет. моста.

§ 3. Указанія для исчисленія вѣса верхняго строенія.

Исчисленіе вѣса необходимо 1) для опредѣленія дѣйствительнаго вѣса верхняго строенія въ законченномъ видѣ и 2) для составленія спецификаціи желѣза, по которой дается заказъ прокатному заводу.

Исчисленіе вѣса принято производить на бланкахъ нижеслѣдующаго установленнаго образца.

№ части.	Названіе частей.	Количество.	Размѣръ одной части.			Общая дли- на въ мет.	В ѣ с ѣ.		
			Толщина въ мм.	Ширина въ мм.	Длина въ мет.		Погон. мет. въ кил.	Итого въ кил.	ВСЕГО Кил.
51	Поясные уголки 100×100×13.	8	13	—	11,950	95,60	19,22	1837,4	
52	Вертикальные листы.	4	12	600	5,550	22,20	56,55	1255,4	
53	Фасонныя вставки въ узлѣ 5.	4	12	V=	15290 см. ³	61160	0,00785	480,1	

1) Каждый листъ, каждый уголокъ, вообще каждая часть, должны быть снабжены отдѣльнымъ номеромъ, который проставляется 1) въ первой графѣ исчисленія вѣса и 2) на чертежахъ, рядомъ съ размѣрами поперечнаго сѣченія соотвѣтственной части.

Преимущество такой нумераціи заключается въ слѣдующемъ: а) она создаетъ непосредственную связь между исчисленіемъ вѣса и чертежами, облегчая находженіе въ исчисленіи любой части, обозначенной на

чертежѣ и обратно; в) она облегчаетъ провѣрку исчисления вѣса вторымъ лицомъ; с) она облегчаетъ составленіе спецификаціи желѣза.

2) Во второй графѣ въ домостіи выписываются всѣ части верхняго строенія, которыя группируются въ слѣдующемъ порядкѣ:

А. Фермы. Колличества частей проставляются для одной фермы.

1. Верхній поясъ.
2. Нижній поясъ.
3. Раскосы.
4. Стойки.

Всѣ одной, а затѣмъ двухъ фермъ съ прибавкой $3\frac{1}{2}\%$ на заклепочныя головки.

В. Связи. Колличества частей проставляются для всего пролета.

5. Опорныя рамы.
6. Поперечныя связи.
7. Нижнія горизонтальныя связи.
8. Верхнія горизонтальныя связи.

Всѣ связей съ прибавкой $3\frac{1}{2}\%$ на заклепочныя головки.

С. Проѣзжая часть. Колличества частей проставляются для всего пролета.

9. Поперечныя балки.
10. Продольныя балки и связи между ними.
11. Полотно. Части для прикрѣпленія подрельсныхъ поперечинъ.
12. Тротуары.
13. Перила.

Всѣ проѣзжей части съ прибавкой $3\frac{1}{2}\%$ на заклепочныя головки.

Д. Опорныя части.

14. Литое желѣзо.
15. Сталь.
16. Чугунъ.

Е. Общій сводъ желѣза въ одномъ пролетѣ.

Въ фермахъ со связями	(a.l).l =
Въ проѣзжей части съ перилами	$F_1.l =$
Въ опорныхъ частяхъ	$F_2.l =$

Всего металла

Изъ нихъ: литого желѣза	Кил.	пуд.
стали	”	”
чугуна	”	”

Всѣ металла на пог. мет. расчетнаго пролета фермъ l

$$p = a.l + F_1 + F_2.$$

Соединительныя части, служащія для прикрѣпленія однихъ частей къ другимъ, слѣдуетъ относить къ тѣмъ частямъ, для которыхъ онѣ имѣютъ существенное значеніе, т.-е. которыя не могли бы работать безъ этихъ соединительныхъ частей. Отсюда слѣдуетъ, что 1) фасонныя накладки и прокладки для прикрѣпленія раскосовъ и стоекъ фермъ къ поясамъ относятся къ раскосамъ и стойкамъ; 2) фасонныя вставки для той же цѣли относятся къ поясамъ; 3) узловыя накладки для прикрѣпленія связей къ фермамъ относятся къ связямъ; 4) фасонныя листы и консоли для прикрѣпленія поперечныхъ балокъ къ фермамъ относятся къ поперечнымъ балкамъ; 5) уголки и накладки для прикрѣпленія продольныхъ балокъ къ поперечнымъ относятся къ продольнымъ балкамъ.

3) Въ третьей графѣ пишется количество частей, имѣющихъ одинаковую длину при одинаковыхъ размѣрахъ ихъ поперечнаго сѣченія.

4) Въ седьмой графѣ пишется общая длина одинаковыхъ частей, равная произведенію количества (3-я графа) на длину одной части (6-я графа).

5) Въ восьмой графѣ пишется для листового, полосового, углового и проч. желѣза вѣсъ пог. мет. въ кил., а для фасонныхъ накладокъ, вычисляемыхъ по объему, — вѣсъ куб. сант. въ кил.

6) Въ девятой графѣ пишется произведеніе единичнаго вѣса (8-я графа) на общую длину (7-я графа).

7) Въ десятой графѣ пишется итогъ вѣса, соответствующаго отдѣламъ А, В, С... второй графы.

8) Вѣсъ заклепочныхъ головокъ. Согласно § 9 техническихъ условій на изготовленіе, поставку и сборку металлическихъ частей мостовъ, утвержденныхъ Мин. П. С. 5 іюля 1897 г. за № 113, слѣдуетъ принимать вѣсъ заклепочныхъ головокъ $= 3\frac{1}{2}\%$ ²⁾ отъ вѣса склепываемыхъ частей. Вѣсъ стержней заклепокъ не вводится въ расчетъ, ибо онъ заключается въ вѣсѣ склепываемыхъ частей, опредѣляемомъ безъ вычета отверстій для заклепокъ.

²⁾ Вѣсъ заклепочныхъ головокъ, выраженный въ ‰ отъ вѣса склепываемыхъ частей, колеблется:

отъ $1\frac{1}{2}$ до 3‰ для сквозныхъ фермъ и конструкцій,
отъ 3 до 5‰ для сплошныхъ балокъ и фермъ.

II. ОТДѢЛЪ.

НАГРУЗКИ.

А. ВЕРТИКАЛЬНЫЯ НАГРУЗКИ.

Глава I. Желѣзнодорожные мосты нормальной колеи и балочной системы.

§ 4. Постоянная нагрузка желѣзныхъ балочныхъ мостовъ.

Постоянная нагрузка мостовъ обыкновенно опредѣляется по формулѣ:

$$p = a.l + F$$

причемъ обозначаетъ:

p —постоянную нагрузку въ кил. на пог. мет. однопутнаго моста (безъ вѣса опорныхъ частей).

l —расчетный пролетъ фермъ въ мет. (между осями опоръ).

a —коэффициентъ, зависящій отъ пролета, нагрузки, системы моста.

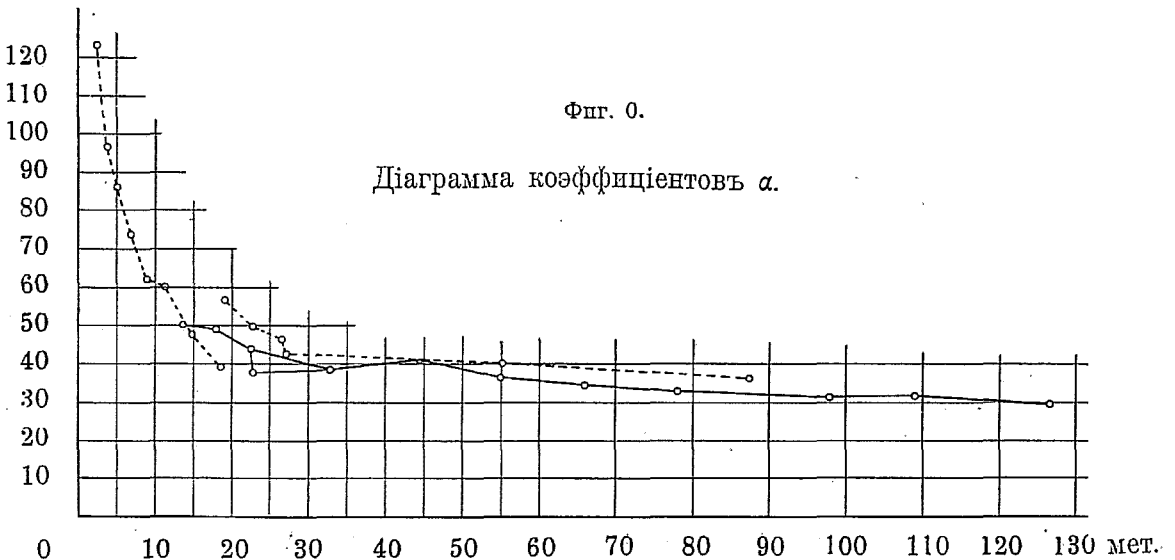
$a.l$ —вѣсъ всѣхъ фермъ и связей въ кил. на пог. мет. моста.

F —полный вѣсъ проѣзжей части въ кил. на пог. мет. моста.

Въ фиг. 0 представленъ законъ измѣненія коэффициентовъ a для желѣзныхъ балочныхъ мостовъ подъ одинъ желѣзнодорожный путь широкой колеи, построенныхъ въ Россіи за послѣдніе 6 лѣтъ.

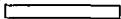

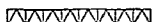
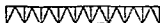
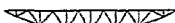
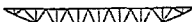



По оси абсциссъ отложены расчетные пролеты въ метрахъ, а по оси ординатъ значенія коэффициентовъ a . Пунктированные кривыя относятся къ мостамъ съ ѣздою по верху, а сплошная—къ мостамъ съ ѣздою по низу. Пунктированная кривая, расположенная отдѣльно съ лѣвой стороны, относится къ мостамъ со сплошными фермами. Изъ графика ясно усматривается, какъ коэффициенты a уменьшаются по мѣрѣ увеличенія пролета.

Данныя о постоянной нагрузкѣ 16 мостовъ съ ѣздою по верху и 12 мостовъ съ ѣздою по низу приведены въ двухъ слѣдующихъ таблицахъ.



Всѣ эти мосты устроены для одного пути и построены на ширококолейныхъ русскихъ желѣзныхъ дорогахъ за послѣдніе шесть лѣтъ.

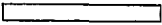

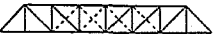









Постоянная нагрузка железнодорожных мостовъ съ ѣздою по верху.

Отвер- стие въ свѣту санж.	Раз- счет- ный про- летъ <i>l</i> мет.	Постоянная нагрузка въ кил. на пог. мет. моста.		Схема фермы.	Пролетъ высота $\frac{l}{h}$
		p	$= a \times l + F$		
1,0	2,67	765 = 123,2	2,67 + 436		7,12
1,5	3,85	859 = 96,4	3,85 + 488		6,47
2,0	5,00	885 = 85,8	5,0 + 456		8,13
3,0	6,91	965 = 73,6	6,91 + 456		8,00
4,0	9,14	1023 = 62,1	9,14 + 456		8,18
5,0	11,48	1148 = 60,3	11,48 + 456		9,42
6,0	14,85	1161 = 46,8	14,85 + 456		9,73
8,0	18,56	1221 = 39,0	18,56 + 498		10,7
8,14	19,51	1689 = 56,7	19,51 + 564		7,89
10,0	22,8	1661 = 49,6	22,8 + 530		8,6
12,0	26,6	1764 = 46,6	26,6 + 520		8,87
12,0	27,02	1720 = 42,6	27,02 + 569		8
15,0	33,14	1932 = 41,9	33,14 + 542		8
25,0	55,25	3121 = 39,6	55,25 + 1043 ³⁾		8
30,66	65,43	4552 ⁴⁾ = 41,9	65,43 + 1811 ³⁾		7,16
40,0	87,5	4290 = 36,2	87,5 + 1123 ³⁾		7

³⁾ Металлическая проѣзжая часть.

⁴⁾ Въсь фермы и проѣзжей части выше нормального, вслѣдствіе приспособленія моста для ѣзды экипажей въ свободное отъ прохода поѣздовъ время.

Постоянная нагрузка железнодорожных мостовъ съ ѣздомъ по низу.

Отвер- стie въ свѣту саж.	Раз- счет- ный про- летъ <i>l</i> мет.	Постоянная нагрузка		С х е м а ф е р м ы.	Пролетъ высоты $\frac{l}{h}$
		въ кил. на пог. мет. моста.	$p = a \times l + F.$		
6,0	13,58	2106=50,0.	13,58+1447		10
8,0	17,88	2104=48,8.	17,88+1231		7,9
10,0	22,36	2151=43,8.	22,36+1172		7,85
10,0	22,8	1957=37,9.	22,8 +1093		6,41
15,0	33,14	2490=38,6.	33,14+1211		9,06
20,0	44,5	2875=41,1.	44,5 +1046		6,44
25,0	55,06	3097=36,0.	55,06+1118		7,42
30,0	66,14	3392=34,4.	66,14+1115		6,58
35,0	78,0	3698=33,1.	78,0 +1117		7,11
45,0	98,0	4388=31,3.	98,0 +1321		6,53
50,0	109,2	4678 ⁵⁾ =31,8.	109,2+1206		6,74
58,43	126,8	4993=29,8.	126,8+1224		6,71

⁵⁾ Ферма почти на 10% тяжелѣе нормы, такъ какъ она несетъ дополнительную на-
грузку двухъ тротуаровъ.

Подробныя данныя о вѣсѣ фермъ, связей, проѣзжей части и опорныхъ частей новѣйшихъ балочныхъ мостовъ находятся въ брошюрѣ автора: „Конструктивные коэффициенты и таблицы вѣса мостовъ. Москва. 1902“.

Вліяніе ошибки, сдѣланной при первоначальномъ опредѣленіи собственнаго вѣса фермъ.

Согл. Hand. d. Ing. Wiss. 1901. II Bd. 2. Abt. pg. 16.

Ошибка въ 25%, сдѣланная при первоначальномъ опредѣленіи собственнаго вѣса фермъ желъзнодорожныхъ мостовъ пролетомъ l мет., вызываетъ слѣдующія измѣненія Δ въ расчетныхъ напряженіяхъ поясовъ и раскосовъ:

Пролетъ l мет.	10	20	30	40	50	60	70	80
Δ въ поясахъ %	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	5,7	6,7	7,4
Δ въ раскосахъ %	0,8	1,7	2,7	3,5	4,4	5,4	6,0	6,8

Вліяніе ошибокъ еще меньше для мостовъ шоссеиныхъ и городскихъ вслѣдствіе того, что собственный вѣсъ фермъ этихъ мостовъ значительно ниже, сравнительно съ вѣсомъ проѣзжей части, чѣмъ въ мостахъ желъзнодорожныхъ. Незначительное вліяніе ошибки вполне оправдываетъ примѣненіе упрощенныхъ формулъ для предварительнаго исчисленія собственнаго вѣса фермъ. На практикѣ допускается разниця въ 10% между принятымъ и дѣйствительнымъ вѣсомъ металла.

§ 5. Постоянная нагрузка деревянныхъ мостовъ системы Гау.

а) Фермы съ чугунными подушками американскаго типа.

Данныя Инж. Charles Jameson. The Railroad and Engineering Journal. 1890 и 1891.

Разсчет. пролетъ, фут.	Типъ моста.	Разсчет. высота фермъ фут.	Ширина между осями фермъ фут.	Число панелей.	Вѣсъ верхняго строенія въ пудахъ.			
					Дерева В. М. 6).	Дерева.	Желъза.	Чугуна.
1)	М о с т ы с ь ѣ з д о ю				п о н и з у.			
30	открыт.	11	16	6	11736	1174	54	24
36	„	11	16	6	12758	1276	70	30
42	„	11	16	6	16010	1601	80	33
48	„	11	16	8	18758	1876	130	70
52	„	11	16	8	20275	2028	150	74
66	закрыт.	25	16	6	22986	2299	200	150
100	„	26	16,67	10	43994	4399	474	360
120	„	26	16,67	10	49587	4959	650	460
132	„	27	16,67	12	58650	5865	760	530
2)	М о с т ы с ь ѣ з д о ю				п о в е р х у.			
66	закрыт.	25	16	6	26789	2679	—	—

6) В. М. (board measure) означаетъ вѣсъ пог. фут. сѣченіемъ 1 дм. на 1 фут. и равенъ 4 фунтамъ, при чемъ вѣсъ дерева принять 1, 2 пуд. въ куб. фут. или 694 кил. въ куб. мет.

в) Фермы съ деревянными подушками.

Проф. Николай 7) рекомендуетъ слѣдующую формулу для вѣса мостовъ въ пуд. на пог. фут. пути.

$$p = \alpha l + F, \text{ полагая}$$

$$\alpha = 0,35 \text{ до } 0,42 \quad \text{при } l = 70 \text{ фут.}$$

$$\alpha = 0,20 \text{ до } 0,25 \quad \text{при } l = 175 \text{ фут.}$$

$F = 16$ до 21 пуд. (вѣсъ проѣзжей части), смотря потому, будетъ ли ѣзда по верху или по низу. Проѣзжая часть безъ продольныхъ лежней.

Вѣсъ мостовъ черезъ рр. Укѣ и Мару на Сибирской ж. д. Расчетный пролетъ $l = 74,67$ фут. ѣзда по верху. Допущенныя напряженія:

для дерева на сжатіе $R = 25$ пуд./дм.², на растяженіе $R = 45$ пуд./дм.²,

для желѣза на растяженіе въ стяжкахъ фермъ $R = 250$ пуд./дм.², а связей $R = 280$ пуд./дм.².

	Дерево.	Металль.
Вѣсъ фермъ	1604	446 пуд.
„ связей	198	30 „
„ проѣзж. части съ рельсами	1058	121 „
„ периль	141	— „
	Всего пуд. 3001	597
		изъ нихъ чугуна 61 пуд.

Общій вѣсъ фермъ и связей 2320 пуд.

„ „ проѣзжей части 1278 „

Формула вѣса

$$p = 0,416 l + 17,11 \text{ пуд. на п. фут. пути.}$$

§ 6. Временная нагрузка желѣзныхъ мостовъ подъ желѣзную дорогу.

а) Сосредоточенная нагрузка *) . (Нормальный поѣздъ).

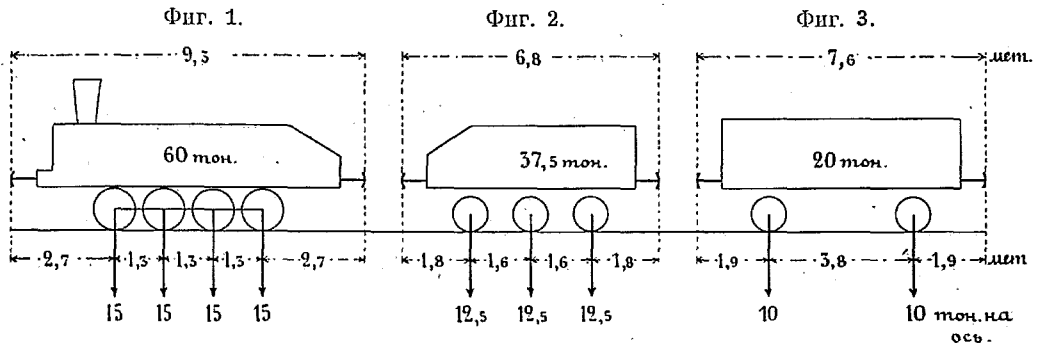
Циркуляромъ Министерства Путей Сообщенія отъ 15 января 1896 г. за № 753, а нынѣ § 6 Главы I Отдѣла IV Свода распоряженій М. П. С. 1900 г., предписано принимать слѣдующіе нормальные типы подвижного состава при проектированіи верхняго строенія вновь строящихся и перестраиваемыхъ мостовъ желѣзныхъ дорогъ нормальной колеи, а равно при оцѣнкѣ благонадежности и при проектированіи усиленій существующихъ мостовъ этихъ желѣзныхъ дорогъ.

а) Нормальный типъ паровоза. (Фиг. 1). Четыре оси, нагрузка на каждую ось 15 тоннъ, разстояніе между осями 1,3 метра, между буферомъ и смежною осью паровоза 2,7 метра, полная длина паровоза между буферами 9,3 метра.

7) Николай. Мосты, I. выпускъ. 1901.

*) Звѣздочкою указаны нормы, предписанныя Министерствомъ Путей Сообщенія.

б) Нормальный типъ тендера. (Фиг. 2). Три оси, нагрузка на каждую ось 12,5 тоннъ, разстояніе между осями 1,6 метра, разстояніе между буферомъ и смежною осью тендера 1,8 метра, полная длина тендера между буферами 6,8 метра.



в) Нормальный типъ вагона. (Фиг. 3). Двѣ оси, нагрузка на каждую ось 10 тоннъ, разстояніе между осями 3,8 метра, разстояніе между буферомъ и смежною осью вагона 1,9 метра, полная длина вагона между буферами 7,6 метра.

Вышеуказанные нормальные типы вагона, тендера и паровоза надлежитъ примѣнять для расчетовъ слѣдующимъ образомъ:

1) При расчетѣ фермъ металлическихъ мостовъ малыхъ пролетовъ, а равно при расчетѣ продольныхъ и поперечныхъ балокъ проѣзжей части металлическихъ мостовъ надлежитъ принимать нагрузку въ слѣдующихъ двухъ предположеніяхъ:

а) прохода вышеуказаннаго нормальнаго поѣзда и

б) прохода отдѣльной оси съ давленіемъ въ 20 тоннъ, и затѣмъ принимать для расчета ту изъ нагрузокъ, вычисленныхъ при указанныхъ двухъ предположеніяхъ, которая вызываетъ въ мостовыхъ частяхъ большія напряженія.

2) При расчетѣ всѣхъ больше-пролетныхъ желѣзнодорожныхъ мостовъ, какъ вновь строящихся, такъ и подлежащихъ усиленію, принимать поѣздъ, состоящій изъ двухъ паровозовъ съ тендерами и вагонами вышеуказанныхъ нормальныхъ типовъ и расположенный невыгоднѣйшимъ образомъ въ пролетѣ моста, а въ многопролетныхъ мостахъ съ неразрѣзными фермами—расположенный невыгоднѣйшимъ образомъ въ пролетахъ.

Указанные выше два паровоза могутъ быть поставлены въ поѣздѣ врозь или рядомъ, съ трубами въ одну сторону или обращенными одна къ другой, смотря по тому, какъ это потребуетъ для самаго невыгоднаго нагруженія моста. Вагоны могутъ стоять впереди и сзади каждаго паровоза.

При расчетѣ мостовъ необходимо имѣть также въ виду возможность разрыва нормальнаго поѣзда въ одномъ мѣстѣ и нахожденіе въ нормальномъ поѣздѣ порожнихъ вагоновъ. Разрывъ поѣзда между паровозомъ и тендеромъ не допускается (согл. циркуляру управленія ж. д. отъ 10 августа 1902 г. № 37400).

Всѣ порожнихъ вагоновъ=850 кил. на пог. мет. пути.

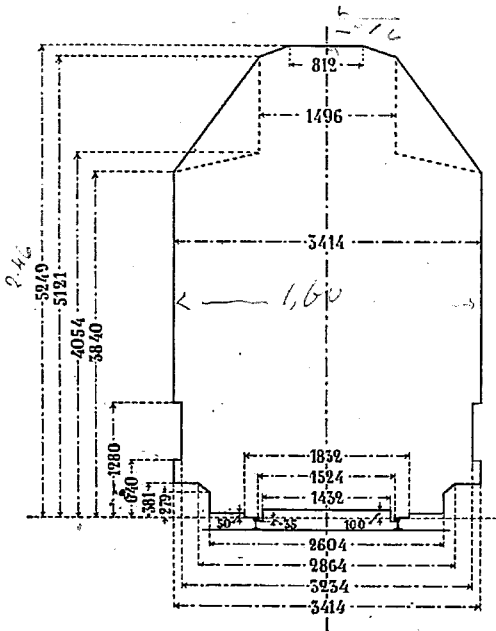
Габаритъ широкой колеи.

Ширина железнодорожныхъ мостовъ зависитъ отъ количества путей и опредѣляется съ такимъ расчетомъ, чтобы всѣ части моста, расположенныя выше рельсовъ, находились внѣ предѣловъ железнодорожнаго габарита. Въ фиг. 4 показано утвержденное для русской широкой колеи предѣльное очертаніе широко-колейнаго подвижного состава, согласно циркуляра быв. Департ. жел. д. № 18260 отъ 12 ноября 1893.

Что касается предѣловъ приближенія строеній къ путямъ, то слѣдуетъ руководствоваться двумя утвержденными габаритами; первый (фиг. 5) относится къ расположенію путей въ пути; а другой — на станціяхъ (фиг. 6). Разница между указанными двумя габаритами заключается въ нижнемъ ихъ очертаніи, вслѣдствіе чего въ фиг. 6 показана лишь нижняя часть габарита.

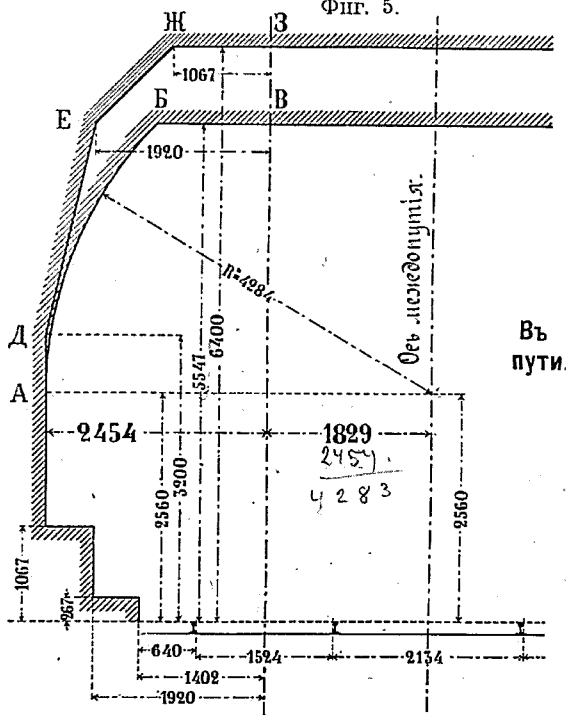
Линія *АДЕЖЗ* въ фиг. 5 соответствуетъ высотѣ габарита въ 6,40 м. или 3,0 саж. и показываетъ допускаемое приближеніе деревянныхъ частей мостовъ (и строилъ), какъ подкосовъ и т. д.

Фиг. 4.

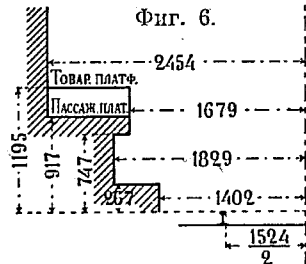


Размѣры въ миллиметрахъ.

Фиг. 5.



Фиг. 6.



На станціяхъ.

Линія *АВВ* соотвѣтствуетъ высотѣ габарита въ 5,547 м. или 2,60 саж. и показываетъ допускаемое приближеніе частей металлическихъ и каменныхъ мостовъ. (Несгораемые части).

Согласно фиг. 5 и 6 наименьшее разстояніе въ свѣту между перилами для мостовъ съ ѣздою по верху, или между фермами для мостовъ съ ѣздою по низу и по серединѣ, составляетъ при одномъ пути 4,908 м., а при двухъ путяхъ 8,566 м., полагая междопутіе въ 7 фут. или 2,134 м.

Такъ какъ при указанной ширинѣ мостовъ по обѣ стороны очертанія подвижного состава остается еще по 0,747 м., то человекъ, прислонившійся къ периламъ или фермамъ моста, не будетъ задѣтъ проходящимъ мимо него поѣздомъ.

Если ширина моста менѣе 4,908 м., и длина его значительна, то для прохода агентовъ необходимо устраивать или отдѣльные тротуары на консоляхъ или выступающія площадки, расположенныя на взаимномъ разстояніи около 10 м.

Разсчетъ $\max Q$ и $\max M$.

Для разчета опорныхъ реакцій, поперечныхъ силъ и изгибающихъ моментовъ разрѣзныхъ балокъ отъ дѣйствія сосредоточенныхъ грузовъ нормальнаго поѣзда весьма удобно пользоваться таблицею моментовъ грузовъ поѣзда ⁸⁾.

Для провѣрки изгибающихъ моментовъ разрѣзныхъ фермъ отъ нормальнаго поѣзда можетъ служить таблица, разсчитанная проф. Водзинскимъ ⁹⁾ помѣщенная на стран. 16 и 17 и содержащая какъ наибольшіе моменты въ отдѣльныхъ сѣченіяхъ, такъ и абсолютно наибольшіе изгибающіе моменты.

Для пролетовъ и абсциссъ x , не встрѣчающихся въ таблицѣ, значенія моментовъ опредѣляются прямолинейной интерполяціей между ближайшими данными таблицы.

1) Если величина пролета находится въ таблицѣ, а абсцисса x не находится, тогда $\max M$ вычисляется путемъ интерполяціи между моментами ближайшихъ большей и меньшей абсциссъ, расположенныхъ въ вертикальномъ столбцѣ.

2) Если величина абсциссы x находится въ таблицѣ, а размѣра пролета не находится, тогда $\max M$ вычисляется путемъ интерполяціи между моментами ближайшихъ большаго и меньшаго пролетовъ, расположенныхъ въ одной горизонтальной строкѣ съ данной абсциссой.

3) Если обѣ величины, какъ пролета, такъ и абсциссы, не находятся въ таблицѣ, то для полученія $\max M$ надо дважды интерполировать и по отношенію къ пролету и по отношенію къ абсциссѣ.

⁸⁾ См. Е. О. Патонъ. Таблицы для разчета мостовъ. 1903 г. стр. 85. Е. О. Патонъ. Желѣзные мосты. I томъ. 1903.

⁹⁾ См. Журналъ М. П. С. 1898. VII.

Разсчетъ деревянныхъ подрельсныхъ поперечинъ.

Согласно § 2 главы V отдѣла IV Свода распоряженій М. П. С. 1900 г. слѣдуетъ производить разсчетъ деревянныхъ подрельсныхъ поперечинъ на давленіе оси въ 15 тоннъ, повѣряя прочность поперечины въ трехъ различныхъ предположеніяхъ съ особыми въ каждомъ случаѣ допускаемыми напряжениями и придавая поперечинѣ наибольшіе изъ размѣровъ, полученныхъ въ нижеуказанныхъ трехъ случаяхъ.

I. Случай. Сосредоточенное давленіе въ 7,5 тон. колеса, находящагося на рельсѣ, распредѣляется между смежными поперечинами по теоріи упругихъ опоръ, при условіи перекрытія рельсовыхъ стыковъ парными фасонными накладками.

Допускаемыя напряжения для сосновыхъ поперечинъ:

$$\begin{array}{l} \text{на изгибъ. } 30 \frac{n}{\text{см}^2} \text{ или } 76 \frac{k}{\text{см}^2}, \\ \text{на скалываніе. } 7 \frac{n}{\text{см}^2} \text{ или } 18 \frac{k}{\text{см}^2}. \end{array}$$

II случай. Сосредоточенное давленіе въ 7,5 тон. колеса, находящагося на рельсѣ, передается полностью одной поперечинѣ.

Допускаемое напряжение для сосновыхъ поперечинъ:

$$\text{на изгибъ. } 40 \frac{n}{\text{см}^2} \text{ или } 102 \frac{k}{\text{см}^2}.$$

III случай. Сосредоточенное давленіе въ 7,5 т. колеса, сошедшаго съ рельса и находящагося на разстояніи 30 см. или 1 фут. отъ рельса внутри колес, передается полностью одной поперечинѣ.

Допускаемое напряжение для сосновыхъ поперечинъ:

$$\text{на изгибъ. } 70 \frac{n}{\text{см}^2} \text{ или } 178 \frac{k}{\text{см}^2}.$$

Во всякомъ случаѣ, наименьшіе размѣры подрельсныхъ поперечинъ на мостахъ должны быть не менѣе установленныхъ Министерствомъ Путей Сообщенія наименьшихъ размѣровъ для промежуточныхъ путевыхъ шпалъ на главныхъ путяхъ.

Примѣчаніе 1. Принимая въ соображеніе, 1) что разсчетъ по указаніямъ I случая основанъ на предположеніи о вполнѣ правильной и точной укладкѣ рельсовъ на поперечинахъ; 2) что въ дѣйствительности высота поперечинъ можетъ оказаться неодинаковой, и посему не всегда возможно будетъ разсчитывать на участіе соседнихъ поперечинъ, а, слѣдовательно, опредѣленные согласно I случаю наименьшіе размѣры могутъ оказаться недостаточными по разсчету на передающееся поперечинамъ полное давленіе 7½ тоннъ,—Управленіе жел. дорогъ предложило начальникамъ казенныхъ жел. дорогъ и работъ, при опредѣленіи размѣровъ деревянныхъ поперечинъ на мостахъ, проверить прочность поперечинъ по разсчету на полное давленіе въ 7½ тоннъ и на допускаемое въ семь случаевъ напряженіе поперечинъ (netto) на изгибъ до 40 пуд. на кв. дм., не упуская при этомъ изъ виду указаній, приведенныхъ ниже въ примѣчаніи 2.

Вышеуказанныя условія вполнѣ допускаютъ укладку на мостахъ деревянныхъ поперечинъ.

чить обычныхъ размѣровъ 8"×10", если балки, поддерживающія поперечины, расположены на взаимномъ разстояніи не свыше семи футовъ, и если на дорогѣ обращаются паровозы съ давленіемъ на ось не свыше 15 тоннъ.

Примѣчаніе 2. Относительно указанія циркуляра № 756 отъ 1896 г. принимать при расчетѣ размѣровъ поперечныхъ и продольныхъ брусьевъ на металлическихъ мостахъ случай прохожденія оси въ 20 тоннъ, быв. Управление Казенныхъ жел. дорогъ разъяснило подвѣдомственнымъ ему дорогамъ, что такую нагрузку слѣдуетъ принимать въ расчетъ лишь въ тѣхъ случаяхъ, когда на дорогѣ въ данное время предвидится обращеніе по мостамъ тяжелыхъ паровозовъ, близко подходящихъ по своему вѣсу къ нормальному типу (60 тоннъ). Въ противномъ случаѣ, если обращающіеся на дорогѣ паровозы легче стараго нормального типа, указанного въ цирк. № 60 отъ 5 января 1884 г. (четырехъ-оснаго съ нагрузкою на ось по 12½ тоннъ и разстояніе между осями въ 4½ фута), то деревянные поперечины и продольные брусья на мостахъ подлежатъ разсчитывать, принимая давленіе на ось паровоза въ 15 тоннъ.

Толщина досокъ настила, предназначаемаго для поддержанія сошедшихъ съ рельсовъ вагонныхъ колесъ, опредѣляется по расчету на сосредоточенное давленіе въ 7½ тоннъ, при напряженіи дерева на изгибъ не болѣе 70 пуд. на кв. дюймъ; при этомъ каждая доска можетъ быть разсматриваема какъ балка, свободно лежащая на двухъ опорахъ, и за расчетную длину ея можетъ быть принимаемо увеличенное на три дюйма разстояніе между внутренними гранями поперечинъ.

β) Эквивалентная нагрузка.

Для облегченія расчетовъ по нормамъ вышеуказанной временной нагрузки, взаменъ сосредоточенныхъ грузовъ разрѣшается примѣнять соотвѣтствующія этимъ грузамъ равномерныя нагрузки на пог. мет. пути (эквивалентныя нагрузки) дающія такіе же моменты и такія же поперечныя силы, какіе получаются отъ сосредоточенныхъ грузовъ нормального поѣзда.

Подробная таблица эквивалентныхъ нагрузокъ для разрывныхъ балокъ пролетомъ до 200 м. приведена въ брошюрѣ автора „Таблицы для расчета мостовъ 1903“.

§ 7. Временная нагрузка деревянныхъ мостовъ.

а) Сосредоточенная нагрузка *).

При расчетѣ деревянныхъ желѣзнодорожныхъ мостовъ, впредь до выработки для нихъ особыхъ инструкцій относительно временной нагрузки, слѣдуетъ, согл. § 2 Главы VI Отдѣла IV Свода распоряженій Минист. Путей Сообщенія руководствоваться нормами, установленными циркуляромъ Минист. Путей Сообщенія отъ 5 января 1884 за № 60 и состоящими въ слѣдующемъ ¹⁰⁾.

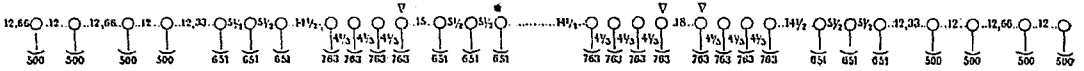
*) Звѣздочкою указаны нормы, предписанныя Министерствомъ Пут. Сообщ.

¹⁰⁾ При проектированіи новыхъ деревянныхъ желѣзнодорожныхъ мостовъ слѣдовало бы принимать временную нагрузку какъ и для желѣзныхъ мостовъ, т.-е. согласно § 6.

Давленія осей паровоза 12,5 и 15 тон. (763 и 916 пуд.), тендера 10,66 тон. (651 пуд.) и вагона 8,19 тон. (500 пуд.).

Усилія въ различныхъ частяхъ фермы моста, производимыя подвижными грузами, опредѣляются въ предположеніи, что по мосту передвигается поѣздъ въ составѣ изъ 3 паровозовъ и вагоновъ, изображенномъ въ (фиг. 7 ¹¹).

Фиг. 7.



при чемъ, при опредѣленіи наибольшихъ сгибающихъ моментовъ, поѣздъ предполагается составленнымъ, какъ указано въ фиг. 7; при опредѣленіи же наибольшей поперечной силы всѣ три паровоза предполагаются поставленными во главѣ поѣзда трубами впередъ; но для сѣченій вблизи опоры слѣдуетъ сдѣлать еще расчетъ въ предположеніи, что передній изъ трехъ паровозовъ обращенъ трубою назадъ (т.-е. что во главѣ поѣзда находятся три паровоза, изъ коихъ самый передній обращенъ тендеромъ впередъ, и 2-й и 3-й паровозы—трубами впередъ), и изъ двухъ результатовъ выбрать тотъ, который обуславливаетъ наибольшія усилія. Нагрузки на оси паровоза слѣдуетъ полагать для пролетовъ до 3 саж. (включительно) 15 тоннъ, до 4-хъ саж. (включительно) 13,75 тоннъ, а свыше 4 саж. 12,5 тоннъ.

б) Эквивалентная нагрузка ^{*}).

При расчетѣ разрывныхъ фермъ балочной системы (т.-е. недающей распора), вмѣсто розыскиванія наибольшихъ изгибающихъ моментовъ и перерѣзывающихъ усилій при помощи размѣщенія на фермахъ поѣздовъ указанныхъ составовъ, слѣдуетъ, съ цѣлью упрощенія расчетовъ пользоваться приведенною на стр. 22 таблицей равномерныхъ нагрузокъ, дѣйствіе которыхъ по отношенію къ изгибающимъ моментамъ и перерѣзывающимъ усиліямъ одинаково съ дѣйствіемъ на фермы поѣздовъ (означенныхъ выше составовъ) при самомъ невыгодномъ ихъ расположеніи.

Въ настоящее время по нормамъ этой таблицы могутъ быть проектируемы только деревянные мосты.

При пользованіи приведенною таблицею надлежитъ руководствоваться слѣдующими указаніями:

а) при вычисленіи сгибающихъ моментовъ и поперечныхъ силъ въ различныхъ сѣченіяхъ пролета, соответствующія равномерныя нагрузки опредѣляются по пропорціи, пользуясь величинами нагрузокъ, указанными въ таблицѣ для сѣченія на опорѣ и по серединѣ пролета ¹²).

^{*}) Звѣздочкою указаны нормы, предписанныя Министерствомъ Пут. Сообщ.

¹¹) Разстояніе между осями въ футахъ, нагрузка въ пудахъ.

¹²) Собственно, опредѣленные такимъ образомъ равномерныя нагрузки для различныхъ сѣченій не будутъ по отношенію къ наибольшимъ перерѣзывающимъ усиліямъ и моментамъ равносильны поѣзду (означенныхъ выше составовъ), но разница между дѣйствіемъ поѣзда и равномерной нагрузки въ данномъ случаѣ невелика и ею пренебрегаютъ.

Эквивалентныя нагрузки для одного пути, соотвѣтствующія поѣзду согласно циркуляра 1881 г. № 60.

Расчетные пролеты въ саженьхъ.	Равномѣрныя нагрузки въ пудахъ на погонный футъ пути, расположенныя по всей длинѣ пролета моста.		Равномѣрная нагрузка въ пудахъ на погонный футъ пути, расположенная на протяжении отъ опоры до середины пролета.
	Соотвѣтствующая наибольшимъ величинамъ моментовъ и перерѣзывающихъ усилий у опоры.	Соотвѣтствующая наибольшимъ величинамъ моментовъ близъ середины пролета.	Соотвѣтствующая наибольшимъ величинамъ перерѣзывающихъ усилий по серединѣ пролета.
	П у д ы н а	п о г о н н ы й	ф у т ь п у т и.
1	362	262	523
2	283	231	361
3	241	211	307
4	185	168	257
5	152	133	220
6	143	119	201
7	138	112	182
8	133	107	169
9	128	105	159
10	125	104	153
12	119	103	143
15	115	101	131
20	108	98	121
25	102	96	116
30	96	93	112
35	91	89	109

Опредѣленныя такимъ путемъ нагрузки для какого-либо сѣченія предполагаются распределенными: нагрузка, соотвѣтствующая наибольшему изгибающему моменту, по всему пролету, а соотвѣтствующая наибольшему перерѣзывающему усилию—на протяжении отъ даннаго сѣченія до дальнѣйшей опоры.

Во всякомъ случаѣ, сѣченія раскосовъ и стоекъ рассчитываются по усиліямъ, не меньшимъ полной нагрузки на малую панель.

б) въ видахъ упрощенія при расчетѣ не принимаются различныя временныя нагрузки для каждаго сѣченія пролета, но допускаются слѣдующіе приемы при пользованіи таблицею нагрузокъ:

1) величины подвижныхъ нагрузокъ могутъ быть приняты общими въ предѣлахъ опредѣленныхъ участковъ, число каковыхъ, смотря по величинѣ пролета, измѣняется отъ 6 до 12; подвижная нагрузка для каждаго такого участка представляетъ среднюю величину нагрузокъ, соотвѣтствующихъ предѣльнымъ сѣченіямъ участка и опредѣленныхъ согласно пункту а.

2) Подобнымъ образомъ для опредѣленія усилюй въ раскосахъ и стойкахъ равномерная нагрузка можетъ быть принята одинаковою въ предѣлахъ каждаго изъ 6—12 участковъ, на которые должно раздѣлить пролетъ;

в) для пролетовъ, не указанныхъ въ таблицѣ, подвижныя нагрузки опредѣляются по интерполяціи;

г) за расчетную длину фермы принимается разстояние между срединами опорныхъ стоекъ ея;

д) при расположеніи деревянныхъ поперечинъ непосредственно на поясахъ фермы принимается во вниманіе добавочное напряженіе въ поясахъ фермъ отъ мѣстныхъ прогибовъ, производимыхъ грузами, стоящими на поперечинахъ, находящихся между узлами фермъ.

Глава II. Шоссейные и городскіе мосты.

§ 8. Постоянная нагрузка желѣзныхъ шоссейныхъ мостовъ.

А. Формула Энгессера для вѣса желѣза.

$$p = \underbrace{F}_{\text{проѣзжая часть}} + \underbrace{(a.l + \beta.l^2)}_{\text{вѣсъ фермъ}}.$$

Предположено двѣ фермы балочной системы съ параллельными поясами, пролетомъ l отъ 10 до 100 м. и высотой $\frac{1}{8} l$ при $l = 10$ м. и $\frac{1}{10} l$ при $l = 100$ м. Для промежуточныхъ пролетовъ высота соотвѣтственно мѣняется. Допускаемыя напряженія $1200 \frac{\kappa}{\text{см}^2}$ для постоянной нагрузки и $600 \frac{\kappa}{\text{см}^2}$ для временной нагрузки. Временная нагрузка отъ 370 до 580 κ . на м^2 .

Обозначенія:

g въ кил. на квад. мет. полотна—вѣсъ желѣза фермъ, связей между ними, балокъ проѣзжей части.

g_1 въ кил. на квад. мет. полотна—полный вѣсъ мостового полотна и поддерживающаго его настила.

Δg въ кил. на квад. мет. тротуара—полный вѣсъ тротуаровъ, при условіи устройства ихъ снаружи фермъ на консоляхъ. Въ вѣсѣ Δg содержится увеличеніе вѣса фермъ отъ тротуаровъ, но не содержится вѣсъ периль.

l въ мет.—расчетный пролетъ фермъ.

Полная постоянная нагрузка моста $p = g + g_1 + \Delta g$ кил. на квад. мет.

1. Легкіе шоссейные мосты съ двойнымъ досчатымъ настиломъ.

$$g = 105 + 2,3 l + 0,02 l^2 \frac{\kappa}{\text{м}^2}.$$

$$g_1 = 110 \frac{\kappa}{\text{м}^2}.$$

$$\Delta g = 60 + 2,3 l \frac{\kappa}{\text{м}^2}.$$

2. Легкіе шоссейные мосты съ щебеночной корой.

$$g = 190 + 2,8 l + 0,025 l^2 \frac{\kappa}{M^2}.$$

$$g_1 = 400 \frac{\kappa}{M^2}.$$

$$\Delta g = 60 + 2,3 l \frac{\kappa}{M^2} \text{ (съ досчат. настиломъ).}$$

3. Городскіе мосты съ двойнымъ досчатымъ настиломъ.

$$g = 155 + 2,7 l + 0,021 l^2 \frac{\kappa}{M^2}.$$

$$g_1 = 140 \frac{\kappa}{M^2}.$$

$$\Delta g = 80 + 2,7 l \frac{\kappa}{M^2}.$$

4. Городскіе мосты съ щебеночной корой.

$$g = 250 + 3,2 l + 0,028 l^2 \frac{\kappa}{M^2}.$$

$$g_1 = 480 \frac{\kappa}{M^2}.$$

$$\Delta g = 80 + 2,7 l \frac{\kappa}{M^2}.$$

5. Городскіе мосты съ каменной мостовой.

$$g = 260 + 3,7 l + 0,029 l^2 \frac{\kappa}{M^2}.$$

$$g_1 = 700 \frac{\kappa}{M^2}.$$

$$\Delta g = 80 + 2,7 l \frac{\kappa}{M^2}.$$

В. Формула Гезелера для полной постоянной нагрузки.

$$p = a.l + F = \underbrace{\left(\eta + \frac{F + 1,25 \cdot k}{\varepsilon - l} \right)}_{\text{фермы}} \cdot l + \underbrace{F}_{\text{проѣзжая часть}}$$

p въ кил. на п. м. моста—полная постоянная нагрузка.

$a.l$ въ кил. на п. м. моста—вѣсъ фермъ и тѣхъ связей, которыя зависятъ отъ пролета фермъ.

l въ мет.—разсчетный пролетъ фермъ.

$\eta \cdot l = 3,5 l$ въ кил. на п. м. моста—вѣсъ связей, зависящихъ отъ пролета.

k въ кил. на п. м. моста—равномѣрная подвижная нагрузка.

ε коэффициентъ, имѣющій для различныхъ пролетовъ l слѣдующія значенія:

$l = 20$	30	40	50	60	80	100	120 м.
$\varepsilon = 338$	348	358	363	368	378	388	398 „

F въ кил. на пог. м. моста—полный вѣсъ проѣзжей части и тѣхъ связей, которыя не зависятъ отъ пролета фермъ.

С. Вѣсь F проѣзжей части.

Вслѣдствіе большого разнообразія въ ширинѣ шоссеиныхъ и городскихъ мостовъ вѣсь проѣзжей части обыкновенно относится къ квадр. метру полотна. Вѣсь проѣзжей части распадается на вѣсь g_1 полотна; вѣсь g_2 настила, поддерживающаго полотно; вѣсь g_3 балокъ, поддерживающихъ настилъ; вѣсь g_4 тротуаровъ; вѣсь g_5 связей.

Обозначая черезъ b и b' (въ мет.) ширину проѣзжей части и общую ширину тротуаровъ, получимъ вѣсь F проѣзжей части на пог. м. моста

$$F = (g_1 + g_2 + g_3) \cdot b + g_4 \cdot b' + g_5.$$

Вѣса g_1 до g_5 составныхъ элементовъ проѣзжей части опредѣляются на основаніи слѣдующихъ данныхъ.

1) Вѣсь g_1 полотна.

№	Устройство полотна.	Вѣсь въ кил. на м ² .	Обозначенія.		Средній вѣсь въ кил. на м ² .
			d въ см.	d_1 въ см.	
1	Двойной досчатый настилъ (сырой):				
	Изъ хвойнаго лѣса	9 d	Полная толщина настила, обыкновенно $d=10+6$ см.	—	150
Изъ дуба и бука	10 d			160	
2	Деревянная мостовая (торцовая):				
	На деревянномъ сосновомъ настигѣ.	11 $d + 9 d_1$	Толщина шапекъ въ см. обыкновенно $d=15-16$ см.	Толщина настила обыкновенно $d_1=10$ см. Толщина бетона $d_1=6-15$ см.	260
	На слоѣ бетона изъ кирпичнаго щебня	11 $d + 18 d_1$			350
3	Щебеночный слой.	20 d	Толщина слоя въ см. обыкновенно $d=15$ см.	—	300
4	Каменная мостовая на слоѣ песка.	25 $d + 19 d_1$	Толщина камня $d=10-16$ см.	Толщина песчанаго слоя $d_1=5-8$ см.	450
5	Асфальтовая мостовая на слоѣ бетона:				
	Изъ кирпичнаго щебня.	22 $d + 18 d_1$	Толщина асфальта въ см. обыкновенно $d=5$ см.	Толщина бетоннаго слоя въ см. обыкновенно $d_1=6-15$ см.	320
	Изъ гранитнаго щебня.	22 $d + 24 d_1$			400

2) Вѣсъ g_2 желѣзнаго настила подѣ полотномъ ¹³⁾, обозначая черезъ D наибольшее давленіе колеса въ тон. и черезъ l —разстояніе между продольными балками въ см.

Желѣзо Зоре	36+0,135 . D . l	к/м ² .
Волнистое желѣзо	25+0,100 . D . l	„
Вогнутое цилиндрическое желѣзо	25+0,060 . D . l	„
Лотковое желѣзо	21+0,080 . D . l	„

Желѣзо — бетонные своды системы Мелана требуютъ на 1 м². — около 10 к. желѣза и 400 к. бетона.

3) Вѣсъ g_3 желѣзныхъ балокъ, поддерживающихъ настиль ¹⁴⁾ или вѣсъ продольныхъ и поперечныхъ балокъ:

при очень тяжелыхъ фурахъ (20 тон.)	100 к. на м ² .
при тяжелыхъ фурахъ (12 тон.)	85 „ „ „
при легкихъ фурахъ (6 тон.)	67 „ „ „

При исчисленіи вѣса желѣза въ продольныхъ и поперечныхъ балкахъ недостаточно ввести вѣсъ однихъ балокъ, соответственно рассчитанному сѣченію ихъ, а необходимо прибавить:

къ вѣсу продольныхъ балокъ около 35% на связи между ними, на уголки жесткости и для прикрѣпленія концовъ балокъ, на уголки для прикрѣпленія подрельсныхъ поперечинъ, на заклепочныя головки и проч.

къ вѣсу поперечныхъ балокъ—около 20% на фасонныя листы и накладки для прикрѣпленія балокъ къ фермамъ, на уголки жесткости, на заклепочныя головки и проч.

4) Вѣсъ g_4 тротуаровъ ¹⁵⁾.

№	Устройство тротуара.	Вѣсъ на 1 м ² . площади тротуара.		
		Безъ вѣса продольныхъ и поперечн. балокъ (реберъ) кил.	Съ вѣсомъ реберъ.	
			Тротуары снаружи фермъ кил.	Тротуары между фермами кил.
1	Одиночный досчатый настилъ, сосновый	70	115	135
2	Асфальтъ на бетонѣ, желѣзѣ Зоре или волнистомъ желѣзѣ	230	275	295
3	Асфальтъ на бетонѣ, цилиндрическомъ или лотковомъ желѣзѣ.	300	345	365
4	Гранитныя плиты, толщиной 15 см.	400	445	465

5) Вѣсъ g_5 связей, независящихъ отъ пролета фермъ $g_5=20$ до 30 к. на п. м. моста.

¹³⁾ см. Melan, Sonndorfer. Oesterreich. Ing. u. Arch. Kalender. 1895.

¹⁴⁾ Hand. d. Ing. Wiss. II. Bd. 2. Abt. 1901. pg. 13.

¹⁵⁾ Hand. d. Ing. Wiss. II. Bd. 2. Abt. 1901. pg. 14.

Д. Собственный вѣсъ фермъ можетъ быть опредѣленъ по вышеприведеннымъ формуламъ Энгессера и Гезелера или по способамъ а) и б), изложеннымъ на стр. 5 и 9 брошюры автора „Конструктивные коэффициенты 1902 г.“

§ 9. Временная нагрузка желѣзныхъ шоссейныхъ мостовъ.

Временная нагрузка для расчета шоссейныхъ и городскихъ мостовъ дается или въ видѣ сплошной равномерной нагрузки отъ толпы людей, или въ видѣ сосредоточенной нагрузки груженыхъ фуръ, или, наконецъ, въ видѣ совокупности толпы людей и фуръ, при чемъ мѣсто, соответствующее запряжкѣ, не должно быть заполнено толпою людей.

Нормы Министерства Путей Сообщенія.

Бывшимъ Департаментомъ Шоссейн. и Водян. Сообщ. рекомендованы слѣдующія временныя нагрузки, которыя, между прочимъ, приведены въ циркулярѣ быв. Врем. Управленія Каз. ж. д. отъ 17 октября 1891 г. за № 24741.

„Временная нагрузка предполагается или въ видѣ грузовыхъ экипажей, или въ видѣ сплошной толпы людей, или въ видѣ возможной совокупности толпы и экипажей, смотря по тому, какое изъ этихъ предположеній даетъ наибольшее напряженіе матеріала.

Нагрузка отъ толпы людей принимается равною 2,5 п. на кв. футъ поверхности моста 440 к. на кв. мет).

Наибольшій вѣсъ грузовыхъ экипажей устанавливается въ зависимости отъ положенія и матеріала моста.

I типъ. Легкая фура (фиг. 14). (Только для деревянныхъ мостовъ). На шоссейныхъ дорогахъ безъ тяжелаго грузового движенія за самый тяжелый экипажъ принимается четырехколесная фура вѣсомъ 300 пудовъ; размѣры такой фуры слѣдующіе: длина фуры 2,3 саж., ширина 1,2 саж., разстояніе между осями 1,3 и разстояніе между колесами 0,6 саж.; взаимное разстояніе такихъ фуръ въ направленіи ихъ движенія (для помѣщенія запряжки) 1,3 саж., а наименьшее разстояніе между краями двухъ продольныхъ рядовъ фуръ 0,1 саж.

II типъ. Средняя фура (фиг. 8). На шоссейныхъ дорогахъ съ тяжелымъ грузовымъ движеніемъ самымъ тяжелымъ экипажемъ считается фура вѣсомъ 500 пуд.; размѣры такой фуры принимаются слѣдующіе: длина 3 саж. ширина 1,3 саж., разстояніе между осями 1,5 саж. и разстояніе между колесами 0,65 саж.; взаимное разстояніе такихъ фуръ въ направленіи движенія ихъ 3,1 саж., а наименьшее разстояніе между краями двухъ продольныхъ рядовъ фуръ 0,1 саж.

При обыкновенныхъ величинахъ продольныхъ уклоновъ, для перемѣщенія по шоссе такихъ фуръ, нужно не менѣе 4 лошадей при первомъ типѣ и не менѣе 8 лошадей при второмъ.

Для расчета деревянныхъ мостовъ примѣняются, смотря по мѣстнымъ

условіямъ, первый или второй типъ фуры; для расчета же желѣзныхъ мостовъ только второй типъ.

Для расчета мостовъ на такихъ дорогахъ, по которымъ предстоитъ перевозка грузныхъ нераздѣльныхъ предметовъ, наибольшій вѣсъ грузового экипажа опредѣляется каждый разъ особо, для чего собираются свѣдѣнія о вѣсѣ предполагаемыхъ къ перевозкѣ грузныхъ предметовъ и о размѣрахъ экипажей“.

Общія нормы.

Въ связи съ вышеприведенными нормами М. П. С. слѣдовало бы придерживаться слѣдующихъ нагрузокъ.

А. для обыкновенныхъ шоссеиныхъ мостовъ.

1) Для расчета настила, балокъ и консолей тротуаровъ толпа людей въ $550 \frac{k}{m^2}$ (около $3 \frac{\text{пуд.}}{\text{фут.}^2}$), что соответствуетъ вѣсу 7—8 людей.

2) Для расчета настила, продольныхъ и поперечныхъ балокъ проезжей части невыгоднѣйшая изъ слѣдующихъ двухъ комбинацій:

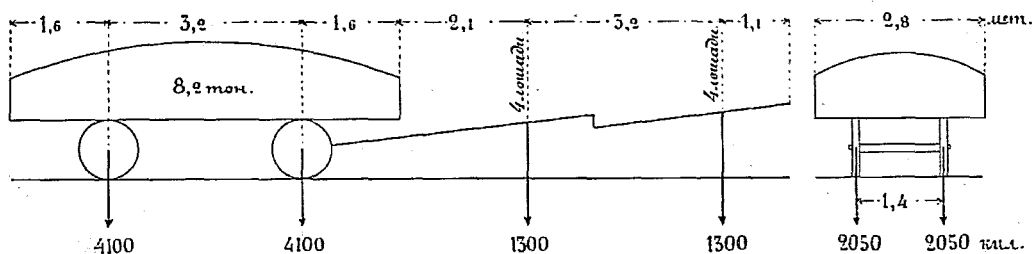
а) Сплошная толпа людей въ $550 \frac{k}{m^2}$.

б) Одна или двѣ (рядомъ) среднихъ фуры вѣсомъ 8,2 тон. (500 пуд.), согласно фиг. 8, и въ свободныхъ мѣстахъ толпа людей въ

$$550 \frac{k}{m^2}$$

Фиг. 8.

СРЕДНЯЯ ФУРА.*



Ширина обода = 15 см.

3) Для расчета фермъ:

а) пролетомъ болѣе 20 мет. Тротуары и проезжая часть нагружаются сплошной толпой людей въ $400 \frac{k}{m^2}$ или $2,25 \frac{n}{\text{фут.}^2}$, что соответствуетъ вѣсу 5—6 людей.

б) пролетомъ менѣе 20 мет. Наболѣе невыгодная изъ слѣдующихъ двухъ комбинацій:

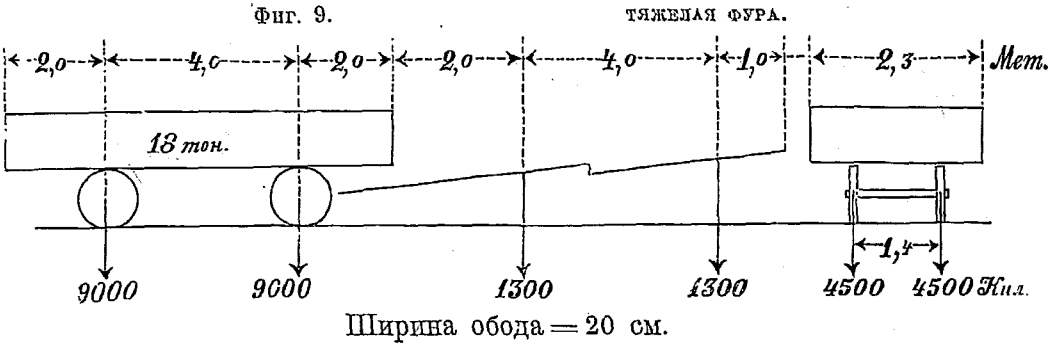
а) одна или двѣ среднихъ фуры согласно фиг. 8

и въ свободныхъ мѣстахъ толпа людей въ $400 \frac{k}{m^2}$.

б) сплошная толпа людей въ $400 \frac{k}{m^2}$.

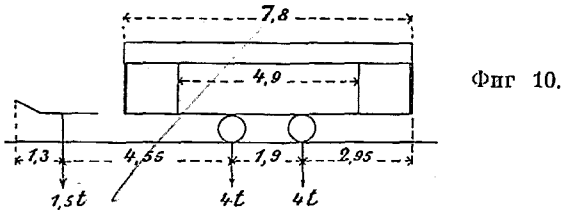
В. ДЛЯ МОСТОВЪ ГОРОДСКИХЪ И ШОССЕЙНЫХЪ ВЪЛИЗИ ЗАВОДОВЪ И БОЛЬШИХЪ ГОРОДОВЪ.

- 1) Для расчета настила, балонъ и консолей тротуаровъ толпа людей въ $550 \frac{k}{m^2}$.
- 2) Для расчета настила, продольныхъ и поперечныхъ балонъ проезжей части невыгоднѣйшая изъ слѣдующихъ комбинацій:
 - а) сплошная толпа людей въ $550 \frac{k}{m^2}$.
 - б) одна тяжелая фура (фиг. 9); одна или двѣ среднихъ фуры (фиг. 8) и въ свободныхъ мѣстахъ толпа людей къ $550 \frac{k}{m^2}$.

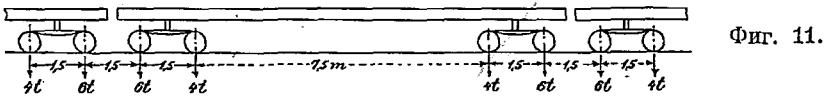


Въ зависимости отъ мѣстныхъ условий, вмѣстѣ съ тяжелой фуры (фиг. 9), иногда вводятъ въ расчетъ:

- а) Вагонъ трамвая коннаго, показанный въ фиг. 10.

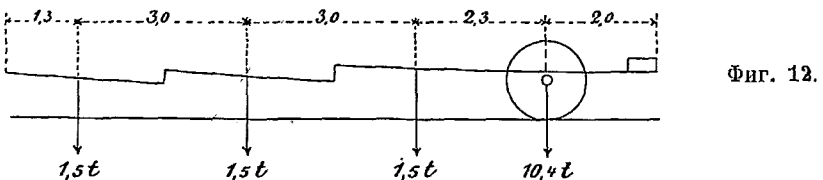


- б) Вагонъ трамвая электрическаго на телѣжкахъ. (Berliner Electriche Hochbahn) (фиг. 11).



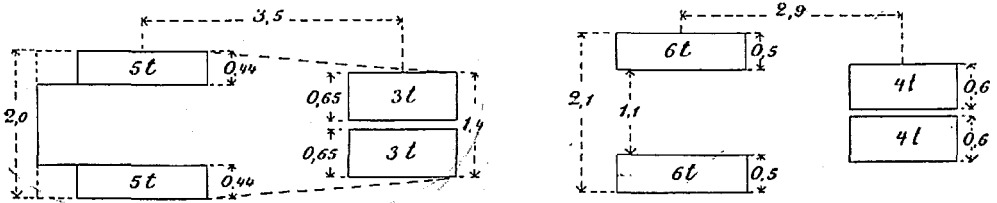
- в) Катокъ конный (фиг. 12). Въсь катка на 1 мет. ширины катка.

для ненагруженного катка „ 5 тон.
 для нагруженного катка „ 8 „
 ширина катка 1,3 мет.



д) Катокъ паровой (фиг. 13). Вѣсъ этихъ катковъ бываетъ отъ 16 до 20 тонъ.

Фиг. 13.



Примѣчаніе. При расчетѣ съ катками γ) и δ) предполагается лишь одинъ катокъ, при чемъ остальное мѣсто загружается толпою людей, а фуръ совсѣмъ не принимается.

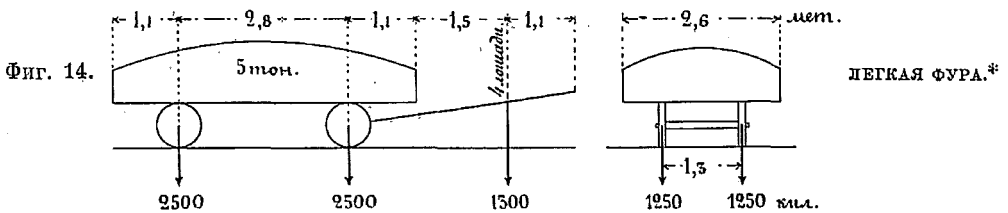
3) Для расчета фермъ:

- а) пролетомъ болѣе 20 м. Тротуары и проѣзжая часть загружаются сплошною толпою въ $440 \frac{k}{m^2}$ или $2\frac{1}{2} \frac{n}{\phi^2}$, что соответствуетъ вѣсу 6 людей.
- б) пролетомъ менѣе 20 м. Наиболее невыгодная изъ слѣдующихъ комбинацій:
 - а) одна тяжелая фура (фиг. 9) или трамвай по серединѣ пролета и по бокамъ до двухъ среднихъ фуръ (фиг. 8). Остальная часть моста загружается толпою людей въ $440 \frac{k}{m^2}$.
 - б) сплошная толпа людей въ $440 \frac{k}{m^2}$.

§ 10. Временная нагрузка деревянныхъ шоссеиныхъ мостовъ.

При проектированіи деревянныхъ мостовъ съ тяжелымъ грузовымъ движеніемъ слѣдуетъ руководствоваться нормами нагрузки, приведенными въ § 9 для желѣзныхъ мостовъ.

Если не предвидится движенія большихъ тяжестей по мосту, то слѣдуетъ ввести облегченный типъ фуры, показанный въ фиг. 14 и рекомендованный бывш. Департаментомъ шоссеи. и водян. сообщ.



Ширина обода = 10 см.

Что же касается нагрузки отъ толпы людей, то она принимается въ $400 \frac{k}{m^2}$ для расчета фермъ и въ $550 \frac{k}{m^2}$ для расчета проѣзжей части.

Въ 1871 г. около St. Louis въ Америкѣ опрокинутъ паровозъ, чему со-
отвѣтствовало давленіе вѣтра въ $454 \frac{k}{m^2}$.

Извѣстно много случаевъ крушенія цѣлаго верхняго строенія мостовъ
отъ дѣйствія вѣтра: 1869 г. Мостъ чер. Аггаһ въ Индіи (2 прол. по 30 м.);
1876 г. Мостъ чер. р. Tennessee (Америка) $l=55$ м.; 1879 г. Мостъ чер.
Тау у Dundee (Англія и т. д.).

Такъ какъ давленіе вѣтра перѣдко превосходитъ давленіе, соотвѣт-
ствующее опрокидыванію вагоновъ, то необходимо провѣрять устойчивость
и прочность мостовъ въ двухъ предположеніяхъ:

1) на случай самаго сильнаго вѣтра, когда движеніе по дорогѣ пре-
кращается, и потому подвижной составъ отсутствуетъ на мостѣ.

2) на случай наиболѣе сильнаго вѣтра, при которомъ еще возможно
движеніе поѣздовъ, такъ что можно предположить присутствіе поѣзда на
мостѣ.

Нормы для давленія вѣтра Министерства Путей Сообщенія предпи-
саны въ циркулярѣ № 60 отъ 5 января 1884 г., а нынѣ въ § 8 Главы I
Отдѣла IV Свода распоряженій М. П. С. и примѣняются также для мостовъ
желѣзнодорожныхъ и шоссейныхъ. Усилія въ поясахъ и связяхъ, зави-
сящія отъ давленія вѣтра на боковую поверхность пролетныхъ частей,
разсчитываются при двухъ предположеніяхъ, выбирая невыгоднѣйшее:

а) при отсутствіи поѣзда на мосту, принимая давленіе вѣтра въ $\frac{1}{3}$ пуда
на ф.² или 235 кил. на м.² боковой поверхности.

б) въ случаѣ нагруженія моста поѣздомъ, принимая давленіе вѣтра
въ $\frac{3}{4}$ пуда на ф.² или 132 кил. на м.² поверхности, предполагая, что при
болѣе сильномъ вѣтрѣ поѣзда не ходятъ, такъ какъ вагоны опрокиды-
ваются.

Нормы другихъ государствъ.

	Давленіе въ $\frac{k}{m^2}$	
	нагружен- наго.	не нагру- женнаго.
м о с т а .		
Прусскія казенныя ж. д. 1895	150	250
Австрійскія казен. ж. д. 1887.	170	270
Баварскія казен. ж. д.	150	300
Саксонскія казен. ж. д. 1895	150	250
Швейцарскія ж. д. 1892	100	150
Французскія ж. д.	170	270
Государственныя ж. д. въ Эльзасъ-Лотарингіи	150	250

Расчетъ устойчивости верхняго строенія на опрокидываніе также производится въ двухъ вышеуказанныхъ предположеніяхъ. Въ случаѣ нагруженія моста поѣздомъ надлежитъ принимать лишь одни порожніе вагоны въсомъ 850 кил. на пог. метр. ширококолейнаго пути.

§ 13. Расчетныя боковыя поверхности частей верхняго строенія.

Согласно циркуляра № 60 отъ 5 январа 1884 г., а нынѣ § 8 Главы I Отдѣла IV Свода распоряженій М. П. С.

1) Сквозныя фермы.

Такъ какъ при наклонномъ или косомъ направленіи вѣтра передняя ферма не покрываетъ заднюю, то за расчетную поверхность фермъ, подвергающуюся дѣйствию вѣтра, слѣдуетъ брать, кромѣ дѣйствительной боковой поверхности передней фермы, еще часть поверхности задней фермы.

Нормами Мин. П. С. разрѣшается принимать расчетную поверхность F обѣихъ фермъ одного пролета,

$F = 0,60 \omega$ при многорѣшетчатыхъ фермахъ,

$F = 0,50 \omega$ при раскосныхъ (и треугольн.) фермахъ, при чемъ ω означаетъ сплошную площадь, ограниченную наружнымъ очертаніемъ передней фермы. Кромѣ того, предполагается, что желѣзное строеніе проѣзжей части прикрывается поясами фермъ.

Примѣчаніе. Указанныя нормы М. П. С. соответствуютъ фермамъ со сравнительно небольшими панелями (до 4 м.) и небольшою высотой (до $\frac{1}{3} l$). Для новѣйшихъ фермъ съ панелями до 7,5 м. и съ высотой до $\frac{1}{6} l$ эти нормы даютъ слишкомъ большія расчетныя поверхности.

Дѣйствительныя площади F , рассчитанныя для 4 новѣйшихъ фермъ съ прямымъ нижнимъ и криволинейнымъ верхнимъ поясомъ, указаны въ слѣдующей таблицѣ, причемъ обозначаетъ:

f_1 —дѣйствительную боковую поверхность одной передней фермы. $f_1 + f_2$ —дѣйствительную боковую поверхность обѣихъ фермъ, при чемъ въ задней фермѣ не считаны площади: 1) нижняго пояса, 2) той части рѣшетки, которая прикрыта проѣзжею частью. Площадь проѣзжей части въ площади $f_1 + f_2$ не заключается.

ω — сплошную (безъ пустотъ) поверхность одной фермы, ограниченную наружнымъ очертаніемъ фермы.

Расчет. пролетъ мет.	$\frac{h}{l}$	d мет.	Название моста или рѣни и системы рѣшетки.	$\frac{f_1}{\omega}$	$\frac{f_1 + f_2^*)}{\omega}$
144	$\frac{1}{6,68}$	8	Енисей у Красноярска. раскосная со шпренгелями	0,189	0,325
126,8	$\frac{1}{6,71}$	7,9	Ока у Наширы раскосная со шпренгелями	0,198	0,336
98	$\frac{1}{6,53}$	7,0	Ока у Бѣлева. раскосная со шпренгелями	0,208	0,352
57,5	$\frac{1}{6}$	5,75	Обша въ Бѣломъ простая раскосная.	0,234	0,385

*) По нормамъ М. П. С. $\frac{f_1 + f_2}{\omega} = \frac{F}{\omega} = 0,50$.

2) Сплошныя фермы.

Давленіемъ вѣтра на заднюю ферму обыкновенно пренебрегаютъ, и расчетная боковая поверхность обѣихъ фермъ принимается равной сплошной поверхности передней фермы.

При желаніи ввести въ расчетъ давленіе вѣтра на заднюю ферму можно пользоваться слѣдующими данными проф. Куницкаго для опредѣленія расчетной площади, соответствующей задней фермѣ:

Отношеніе ширины моста къ высотѣ фермъ.	} $\frac{a}{h} =$	0 — 1	1 — 1,5	1,5 — 2	2 — 3	3 — 4
Расчетная площадь зад- ней фермы высотой h на пог. мет.		} $\mu h =$	0	0,25 h	0,40 h	0,60 h

3) Проѣзжая часть.

Если строеніе проѣзжей части прикрывается поясами фермы, то оно не вводится въ боковую поверхность, подверженную дѣйствию вѣтра. Если оно помѣщается выше или ниже одного изъ поясовъ фермы, то слѣдуетъ ввести въ расчетъ боковой поверхности ту полосу проѣзжей части, которая не прикрывается поясомъ.

4) Поверхность подвижного состава.

При нахожденіи подвижного состава на мосту, къ боковой поверхности исчисленной по предшествующимъ ст. 1, 2, 3, слѣдуетъ прибавить поверхность подвижного состава, неприкрытую переднею фермою.

Эта поверхность принимается въ видѣ сплошного прямоугольника, примыкающаго непосредственно къ полотну моста, и опредѣляется изъ полной боковой поверхности подвижного состава за вычетомъ промежутковъ между смежными вагонами и между головкою рельса и поломъ вагона и тѣхъ частей поверхности подвижного состава, которыя прикрыты переднею фермою.

По нормамъ Минист. П. С. высота сплошного прямоугольника, замѣняющаго подвижной составъ, принимается: а) 10 фут. или 3 мет. для желѣзнодорожныхъ мостовъ съ ѣздою по верху (поверхность поѣзда не прикрыта фермою), б) 10 до 7,5 фут. или 3 до 2,3 мет. для желѣзнодорожныхъ мостовъ съ ѣздою по низу, соответственнно высотѣ фермъ, измѣняющейся отъ 1 до 6,5 мет. и болѣе. Въ мостахъ съ ѣздою по низу высота прямоугольника принимается меньше, въ виду того, что часть поверхности подвижного состава прикрыта фермою.

Эти же самыя нормы можно примѣнять для мостовъ шоссеиныхъ и городскихъ. Правильнѣе было бы замѣнять фуры сплошнымъ прямоугольникомъ, высотой 2 метр., согласно австрійскимъ и саксонскимъ нормамъ.

Если фермы рассчитываются на толпу людей, то высоту прямоугольника принимать 2 мет.

§ 14. Распределение давления вѣтра между связями.

1) Мосты съ ѣздою по верху.

Въ случаѣ устройства нижнихъ и верхнихъ горизонтальныхъ, а также вертикальныхъ связей, какъ пролетныхъ, такъ и опорныхъ, необходимо считаться съ неопредѣленностью относительно распределения давления вѣтра между этими тремя категориями связей. Обыкновенно принимаютъ слѣдующее распределение:

а) Пролетныя вертикальныя связи передаютъ отъ верхнихъ горизонтальныхъ связей на нижнія исключительно $\frac{3}{5}$ давления вѣтра на подвижной составъ (прямоугольникъ, высотой 3 м., давление вѣтра $132 \frac{\kappa}{\text{м}^2}$), находящійся въ предѣлахъ одной панели, такъ что при равенствѣ панелей нагрузка воѣхъ пролетныхъ связей равна между собою.

б) Опорныя вертикальныя связи передаютъ на опоры горизонтальную нагрузку, равную наибольшему опорному давленію верхнихъ горизонтальныхъ связей.

с) Верхнія горизонтальныя связи рассчитываются на давленіе вѣтра:

- а) на $\frac{1}{2} F^{16}$ расчетной поверхности обѣихъ фермъ,
- б) на проѣзжую часть, если она не прикрыта верхнимъ поясомъ,
- в) на $\frac{3}{5}$ *) давления вѣтра на подвижной составъ.

д) Нижнія горизонтальныя связи рассчитываются:

- а) на давленіе вѣтра на $\frac{1}{2} F^{16}$ расч. поверхности обѣихъ фермъ,
- б) на $\frac{3}{5}$ *) давления вѣтра на подвижной составъ, переданнаго пролетными вертикальными связями.

2) Закрытые мосты съ ѣздою по низу.

Въ случаѣ устройства верхнихъ и нижнихъ горизонтальныхъ связей и вертикальныхъ рамъ, какъ пролетныхъ, такъ и опорныхъ, принимается слѣдующее распределение давления вѣтра:

а) Пролетныя вертикальныя рамы не рассчитываются.

б) Опорныя рамы передаютъ опорамъ горизонтальную нагрузку, равную наибольшему опорному давленію верхнихъ горизонтальныхъ связей.

с) Верхнія горизонтальныя связи рассчитываются на давленіе вѣтра на $\frac{1}{2} F^{16}$ расчетной поверхности обѣихъ фермъ.

¹⁶⁾ $F = 0,30 \omega$ до $0,60 \omega$, при чемъ ω означаетъ сплошную площадь, ограниченную наружнымъ очертаніемъ передней фермы.

*) Вслѣдствіе вышеуказанной неопредѣленности относительно распределения давления вѣтра между связями, Министерствомъ П. С. предписано въ мостахъ съ ѣздою по верху распределять давленіе вѣтра на поѣздъ поровну между верхними и нижними горизонтальными связями, но увеличивая при этомъ указанное давленіе на 20% въ видѣ запаса, такъ что на каждую категорию горизонтальныхъ связей приходится по $\frac{3}{5}$ давления на весь поѣздъ.

- д) Нижнія горизонтальныя связи рассчитываются на давленіе вѣтра:
- а) на $\frac{1}{2} F$ ¹⁷⁾ расчетной поверхности обѣихъ фермъ,
 - б) на проѣзжую часть, если она выступаетъ за предѣлы нижняго пояса,
 - γ) на весь подвижной составъ высотой 2,3 мет.

3) Открытые мосты съ ѣздою по низу.

Вслѣдствіе отсутствія вертикальныхъ и верхнихъ горизонтальныхъ связей, нижнія связи рассчитываются на давленіе вѣтра на все верхнее строеніе и весь подвижной составъ.

§ 15. Способы невыгоднѣйшаго нагруженія горизонтальныхъ связей.

Давленіе вѣтра на верхнее строеніе моста (фермы и проѣзжая часть) слѣдуетъ разсматривать какъ нагрузку постоянную; давленіе же вѣтра на подвижной составъ — какъ нагрузку временную, могущую располагаться на всемъ пролетѣ, или на части его. Въ нѣкоторыхъ случаяхъ связи подвержены дѣйствию одной постоянной нагрузки, въ другихъ случаяхъ онѣ подвержены дѣйствию той и другой нагрузки вмѣстѣ.

Разсмотримъ случаи нагрузки, когда пояса и рѣшетка горизонтальныхъ связей испытываютъ наибольшія усилія.

1) Пояса горизонтальныхъ связей.

Поясами связей въ громадномъ большинствѣ случаевъ служатъ пояса фермъ. Лишь изрѣдка устраиваются отдѣльные пояса для связей.

Для перваго случая можно вывести слѣдующее правило, общее для всѣхъ мостовъ съ разрѣзными балочными фермами.

Усилія отъ вѣтра въ верхнемъ и нижнемъ поясѣ разрѣзныхъ балочныхъ фермъ всегда рассчитываются на случай присутствія поѣзда на мостѣ, т.-е. при давленіи вѣтра въ $132 \frac{k}{m^2}$, независимо отъ того, получается ли погонная нагрузка больше въ случаѣ давленія вѣтра въ $235 \frac{k}{m^2}$, т.-е. при отсутствіи поѣзда.

Это правило слѣдуетъ изъ того, что полныя усилія поясовъ получаются путемъ сложения усилій отъ вертикальной нагрузки и вѣтра.

Изъ этого правила не составляетъ исключенія случай закрытыхъ мостовъ съ ѣздою по низу, когда верхній поясъ совсѣмъ не работаетъ отъ давленія вѣтра на поѣздъ.

¹⁷⁾ $F = 0,30 \omega$ до $0,60 \omega$, при чемъ ω означаетъ сплошную площадь, ограниченную нагрузнымъ очертаніемъ передней фермы.

2) Распорки и діагонали горизонтальныхъ связей находятся въ различныхъ условіяхъ, смотря по системѣ моста.

а) Мосты съ ѣздою по верху съ верхними и нижними горизонтальными и съ вертикальными связями, какъ опорными, такъ и пролетными.

Такъ какъ пролетныя вертикальныя связи передаютъ нижнимъ связямъ $\frac{2}{3}$ давленія вѣтра на поѣздъ, то верхнія и нижнія связи находятся въ одинаковыхъ условіяхъ, въ смыслѣ невыгоднѣйшаго распредѣленія временной нагрузки для расчета усилій въ распоркахъ и діагоналяхъ.

Наибольшія усилія этихъ частей получаютъ при одностороннемъ (соотвѣтственно max. Q) нагруженіи моста временною нагрузкою и при полномъ загруженіи моста постоянною нагрузкою.

Временная нагрузка имѣетъ для верхнихъ и нижнихъ связей одинаковыя значенія и равна $\frac{3}{5}$ отъ давленія вѣтра въ $132 \frac{k}{m^2}$ на подвижной составъ высотой 3 мет.

Постоянная нагрузка соотвѣтствуетъ давленію вѣтра въ $132 \frac{k}{m^2}$ и имѣетъ слѣдующія значенія:

а) для верхнихъ связей: $132 \left(\frac{1}{2} F^{17} + f \right)$ гдѣ f —площадь проезжей части, выступающая за предѣлы верхняго пояса.

б) для нижнихъ связей: $132 \frac{1}{2} F^{17}$.

б) **Закрытые мосты съ ѣздою по низу.** Такъ какъ пролетныя вертикальныя рамы мало приспособлены къ передачѣ верхнимъ горизонтальнымъ связямъ давленія вѣтра на поѣздъ, то принимаютъ, что

діагонали и распорки верхнихъ связей вовсе не работаютъ отъ временной нагрузки, такъ что ихъ наибольшія усилія всегда соотвѣтствуютъ случаю дѣйствія вѣтра въ $235 \frac{k}{m^2}$ на $\frac{1}{2} F^{17}$ расчетной поверхности обѣихъ фермъ. (Случай отсутствія поѣзда).

Верхніе же пояса всегда рассчитываются на случай присутствія поѣзда при давленіи вѣтра въ $132 \frac{k}{m^2}$.

Діагонали и распорки нижнихъ связей рассчитываются на случай односторонняго нагруженія временною нагрузкою и полнаго загруженія постоянною нагрузкою, въ предположеніи давленія вѣтра въ $132 \frac{k}{m^2}$, при чемъ временная нагрузка равна всему давленію на поѣздъ (высотой отъ 2,3 до 3 м.), а постоянная нагрузка равна давленію вѣтра на $\frac{1}{2} F^{17}$ и на полосу проезжей части, выступающую за предѣлы нижняго пояса.

с) **Открытые мосты съ ѣздою по низу.** Принимается, что давленіе вѣтра на все верхнее строеніе и на поѣздъ передается нижнимъ связямъ. Діагонали и распорки этихъ связей рассчитываются такъ же, какъ въ случаѣ б, съ тою лишь разницею, что при исчисленіи постоянной нагрузки слѣдуетъ принять площадь F^{17} вмѣсто $\frac{1}{2} F^{17}$.

С. ВЛІЯНІЕ ТЕМПЕРАТУРЫ.

§ 16. Коэффициенты линейнаго расширения

при измененіи температуры на 100° Ц.

1. Металлы.

Чугунъ	0,00111
Сталь незакаленная и литое желѣзо . .	0,00108
Сталь закаленная	0,00124
Сварочное желѣзо	0,00123
Мѣдь	0,00172
Бронза	0,00182
Свинець	0,00285
Цинкъ	0,00294

2. Камни.

Гранитъ	0,000371
Песчаникъ зеленый	0,001116
Мраморъ сѣрый	0,000584
„ бѣлый Каррарскій	0,001119
Кирпичъ	0,000604

3. Растворы.

Растворъ чистаго цемента и смѣси цемента съ пескомъ 1:4 имѣеть для температуръ отъ—5° до+25° Ц. одинаковый коэффициентъ лин. расширения, какъ желѣзо, т.-е. отъ 0,00122 до	0,00145
Гипсовый растворъ	0,00166

4. Кладна и бетонъ.

Кирпичная кладка на цементномъ растворѣ: при кладкѣ тычками	0,00089
„ „ ложками	0,00046

5. Дерево.

Ель	0,00038
---------------	---------

Дерево расширяется весьма мало отъ теплоты. Зато оно обладаетъ значительною усушкою, которая составляетъ поперекъ волоконъ отъ 4 до 10%. Усушка вдоль волоконъ очень мала.

Нормы расширенія мостовыхъ частей.

Разность предѣльныхъ температуръ обыкновенно принимается въ 60° Ц.¹⁸⁾.
Расширеніе на каждый погонный метръ составляетъ:

	при 60°.	при 70°.	при 80°.
для чугуна	0,666	0,777	0,888 миллим.
„ сварочнаго желѣза	0,738	0,861	0,984 „
„ литого желѣза	0,648	0,756	0,864 „
„ стали закаленной	0,744	0,868	0,992 „

Вліяніе окраски на внутреннюю температуру чугунной балки.

При температурѣ воздуха 30° Р. въ тѣни и 40° Р. на солнцѣ, внутренняя температура чугунныхъ фермъ виадука черезъ Рону у Тарасконъ составляла:

при бѣлой масляной краскѣ	39° Р.
„ желтой	45° „
„ отсутствіи окраски	46° „
„ окраскѣ цвѣта ржавчины	49° „
„ красной краскѣ	52° „
„ зеленой (оливковой).	53° „
„ окраскѣ изъ песка, гудрона и извѣсти.	54° „
„ черной краскѣ	55° „

Разность температуръ при бѣлой и черной краскѣ составляла 16° Р.

Ш О Т Д Ъ Л Ъ.

ДОПУСКАЕМЫЯ НАПРЯЖЕНІЯ И КОЭФФИЦІЕНТЫ УПРУГОСТИ.

§ 17. Литое желѣзо.

Прежнія допускаемыя напряженія для литого желѣза изложены въ циркулярѣ № 9577 отъ 25 августа 1888 г., а нынѣ § 12 Главы I Отдѣла IV Свода распоряженій Министерства Путей Сообщенія (1900). Хотя эти нормы до настоящаго времени не отмѣнены, но теперь общеприняты слѣдующія нормы, предложенныя Инженернымъ Совѣтомъ въ 1896 г. и предписанныя бывшимъ Управленіемъ Казенныхъ ж. д. для подвѣдомственныхъ ему дорогъ, впредь до установленія Министерствомъ Путей Сообщенія общихъ нормъ. (См. Примѣчаніе 1. къ § 6 Главы I Отдѣла IV Свода распоряженій Министерства Путей Сообщенія 1900 г. и циркуляръ № 10060 отъ 29 сентября 1900 г.).

¹⁸⁾ Правилами (1903 года) Прусскаго Министерства Публичныхъ Работъ предписано рассчитывать мосты на низшую температуру—25° Ц. и высшую + 45° Ц, т.-е. на разность 70° Ц.

Приложение къ стр. 39 Данныхъ для проектированія верхняго строенія мостовъ.

Новыя нормы допускаемыхъ напряженій для литого желѣза съ временнымъ сопротивленіемъ разрыву не менѣе 37 k/mm^2 , согласно приказамъ Министерства Путей Сообщенія отъ 8 октября 1905 за № 133 и 134 и отъ 20 июля 1906 за № 112.

1. Фермы.

а) **Основное напряженіе** (для растянутыхъ частей):

при дѣйствіи одной вертикальной нагрузки

$$\text{для поясовъ и рѣшетки фермъ} \dots R = 750 + 2l \frac{k}{cm^2}$$

$$\text{но съ тѣмъ, чтобы} \dots R < 1050 \frac{k}{cm^2}$$

при совмѣстномъ дѣйствіи вертикальной на-

$$\text{грузки и вѣтра для поясовъ} \dots R_0 = 750 + 4l \frac{k}{cm^2}$$

$$\text{но съ тѣмъ, чтобы} \dots R_0 < 1250 \frac{k}{cm^2}$$

Примѣчаніе: l —расчетный пролетъ фермы въ мет.

Усилія отъ вѣтра прибавляются *полностью* къ усиліямъ отъ вертикальной нагрузки. Сѣченія вытянутыхъ и сжатыхъ частей считаются ослабленными полнымъ числомъ заклепокъ, т.-е. netto.

б) **Для сжатыхъ частей** допускаемое напряженіе уменьшается въ зависимости отъ продольнаго изгиба.

Обыкновенно для этой цѣли примѣняется формула Навье:

$$R' = \varphi \cdot R \text{ причемъ } \varphi = \frac{1}{1 + 0,00008 \frac{l^2}{\left(\frac{I}{\omega}\right)}} \text{ гдѣ } R \text{ основное, а } R' \text{ умень-$$

шенное напряженіе, допускаемое на сжатіе. Моментъ инерціи I и площадь ω принимаются brutto. Свободная длина l принимается равною полной теоретической длинѣ, а не $\frac{3}{4} l$.

в) **Для сжато-вытянутыхъ частей** допускаемое напряженіе слѣдуетъ опредѣлять отдѣльно для растяженія и для сжатія и повѣрять достаточность сѣченія на каждое изъ предѣльныхъ усилій разнаго знака.

а) Для растяжения допускаемое напряжение R_1 рассчитывается по формулѣ Вейрауха $R_1 = R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N} \right)$,*)

гдѣ R —основное напряжение, а $\min N$ и $\max N$ —абсолютно наименьшее и наибольшее предѣльное усилие элемента, независимо отъ знака.

б) Для сжатія допускаемое напряжение рассчитывается.

или по формулѣ $R'_2 = \varphi (R - 100) \frac{k}{\text{см}^2}$

въ томъ случаѣ, если напряжение по формулѣ Вейрауха $R_1 < R - 100$ „

или по формулѣ $R'_2 = \varphi R_1$ „

въ томъ случаѣ, если напряжение по Вейрауху . . . $R_1 > R - 100$ „

Напряжения сжато вытянутого элемента слѣдуетъ повѣрять въ двухъ предположеніяхъ:

1) по наибольшему растягивающему усилию и по допускаемому напряженію $R_1 = R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N} \right)$

2) по наибольшему сжимающему усилию и по допускаемому напряженію $R'_2 = \varphi (R - 100)$ или $R'_2 = \varphi R_1$ смотря по величинѣ R_1 .

г) Для скалываемыхъ частей допускаемое напряжение:

$0,75 (750 + 2l)$ или $0,75 (750 + 4l) \cdot \frac{k}{\text{см}^2}$, смотря по тому, дѣйствуетъ ли одна вертикальная нагрузка, или вертикал. нагрузка вмѣстѣ съ вѣтромъ.

II. СВЯЗИ.

Для распорокъ и диагоналей связей допускаемое напряжение на растяженіе исчисляется по основной формулѣ $R = 750 + 4 l \frac{k}{\text{см}^2}$, но не болѣе $1250 \cdot \frac{k}{\text{см}^2}$. Для сжатыхъ частей это напряжение уменьшается по формулѣ Навье.

III. Проѣзжая часть.

1) Основное напряжение на растяженіе и сжатіе при изгибѣ $750 \frac{k}{\text{см}^2}$

2) При расчетѣ стѣнки на скалываніе можно поступать двояко:

а) допускать на скалываніе $0,6 \cdot 750 = 450 \frac{k}{\text{см}^2}$
если не повѣрятся косыя напряжения.

б) допускать на скалываніе $0,75 \cdot 750 = 562 \frac{k}{\text{см}^2}$
при условіи, чтобы наибольшее косое нормальное
напряжение не превышало. $750 \frac{k}{\text{см}^2}$.

*) Въ этой формулѣ коэффициентъ $\frac{1}{2}$ часто принимается = $\frac{1}{3}$.

IV. Заклепки изъ сварочнаго желѣза¹⁹⁾.

Допускаемыя напряжения на перерѣзываніе:

а) Въ фермахъ.

а) въ соединеніяхъ сжатыхъ или вытянутыхъ частей при дѣйствіи вертик. нагрузки . . . $0,8 (750 + 2l)$, но не свыше $735 \frac{k}{см^2}$ и не меньше 643 ²⁰⁾

при дѣйствіи вертик. нагрузки и вѣтра. $0,8 (750 + 4l)$, но не свыше $833 \frac{k}{см^2}$ и не меньше 643 ²⁰⁾.

б) въ соединеніяхъ сжато-вытянутыхъ частей

. $0,8 \left[R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N} \right) \right]$ но не свыше $630 \frac{k}{см^2}$ и не меньше 500 „

б) Въ связяхъ.

Въ соединеніяхъ сжатыхъ или вытянутыхъ частей: $0,8 (750 + 4l)$, но не свыше $833 \frac{k}{см^2}$ и не меньше $643 \frac{k}{см^2}$.

с) Въ проѣзжей части:

1) въ соединеніяхъ составныхъ частей прод. и поперечныхъ

балокъ $643 \frac{k}{см^2}$

2) въ прикрѣпленіяхъ проѣзжей части къ фермамъ 536 „

3) въ прикрѣпленіяхъ продольныхъ балокъ къ поперечнымъ 536 „

Примѣчаніе. Для расчета заклепокъ по усилію и по площади сѣченія приклепываемой части удобно пользоваться двумя таблицами, приведенными на стр. 20 и 21 брошюры автора „Таблицы для расчета мостовъ“, II изданіе 1903 г. Слѣдуетъ однако имѣть въ виду, что значенія этихъ таблицъ немного измѣняются влѣдствіе повышенія основнаго напряжения съ 675 до $750 \frac{k}{см^2}$.

¹⁹⁾ Въ послѣднее время заклепки для мостовъ нерѣдко изготовляются изъ литаго желѣза, вмѣсто общепринятаго для этой цѣли сварочнаго желѣза. Правила приѣмки литаго желѣза для заклепокъ изложены въ техническихъ условіяхъ, утвержденныхъ Минист. П. С. 5 іюля 1897 г. за № 113 (см. стр. 50 и 51 I тома Желѣзныхъ мостовъ 1903 г. Е. О. Патона). Что же касается допускаемыхъ напряженій для заклепокъ изъ литаго желѣза, то пока не имѣется нормъ, предписанныхъ Минист. П. С., и остается лишь пользоваться нормами, относящимися къ заклепкамъ изъ сварочнаго желѣза.

²⁰⁾ Нѣкоторые инженеры придерживаются низшаго предѣла $643 \frac{k}{см^2}$ имѣя въ виду, что при пролетѣ фермъ $l < 27$ м. напряженіе $0,8 (750 + 2l)$ получается меньше $643 \frac{k}{см^2}$, т. е. меньше допускаемаго напряжения на срѣзываніе заклепокъ проѣзжей части.

Приложение къ стр. 28.

Вѣсъ и размѣры двухосныхъ моторныхъ вагоновъ Московскаго электрическаго трамвая.

ВАГОНЪ			
	I типа.	II типа.	
Наибольшее давленіе оси	6,5	6,5	тон.
Разстояніе между осями	1,8	3,0	мет.
Длина вагона между буферами	8,7	9,24	мет.
Ширина колеи	1,524	1,524	мет.
Ширина вагона	2,15	2,15	мет.
Высота отъ рельсы до провода	5,7	5,7	мет.

Е. Патонъ

28 февраля
1907 г

Допускаемые напряжения для литого железа.

I. Главные фермы.

а) Основное напряжение (для растянутых частей):

при дѣйствіи одной вертикальной нагрузки

$$\text{для поясовъ и частей рѣшетки} \dots R = 675 + 2l \frac{k}{\text{см}^2}$$

$$\text{но съ тѣмъ, чтобы} \dots R < 1000 \frac{k}{\text{см}^2}$$

при совмѣстномъ дѣйствіи вертикальной на-

$$\text{грузки и вѣтра для поясовъ} \dots R_0 = 675 + 4l \frac{k}{\text{см}^2}$$

$$\text{но съ тѣмъ, чтобы} \dots R_0 < 1200 \frac{k}{\text{см}^2}$$

Примѣчаніе: l —расчетный пролетъ фермы въ мет.

Усилия отъ вѣтра прибавляются *полностью* къ усилямъ отъ вертикальной нагрузки.

Съчленія вытянутыхъ и сжатыхъ частей считаются ослабленными полнымъ числомъ заклепокъ, т.-е. netto.

б) Для сжатыхъ частей допускаемое напряжение уменьшается въ зависимости отъ продольнаго изгиба.

Обыкновенно для этой цѣли примѣняется формула Навье $R' = \varphi \cdot R$

причемъ $\varphi = \frac{1}{1 + 0,00008 \frac{l^2}{\left(\frac{I}{\omega}\right)}}$ гдѣ R основное, а R' уменьшенное напряже-

ніе. Моментъ инерціи I и площадь ω принимаются brutto. Свободная длина l принимается равною полной теоретической длинѣ, а не $\frac{3}{4} l$.

в) Для сжато-вытянутыхъ частей. Допускаемое напряжение слѣдуетъ опредѣлять отдѣльно для растяженія и для сжатія и повѣрять достаточность сѣченія на каждое изъ предѣльныхъ усилій.

а) Для растяженія допускаемое напряжение R_1 рассчитывается по

формулѣ Вейрауха. $R_1 = R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N} \right)$,

гдѣ R —основное напряжение, а $\min N$ и $\max N$ —абсолютно наименьшее и наибольшее изъ обоихъ предѣльныхъ усилій различнаго знака.

б) Для сжатія допускаемое напряжение рассчитывается

или по формулѣ. $R_2' = \varphi (R - 100) \frac{k}{\text{см}^2}$

въ томъ случаѣ, если напряжение по формулѣ Вейрауха. $R_1 < R - 100$ „

или по формулѣ. $R_2'' = \varphi \cdot R_1$ „

въ томъ случаѣ, если напряжение по Вейрауху $R_1 > R - 100$ „

д) Для снываемыхъ частей допускаемое напряжение $0,75 (675 + 2l)$

или $0,75 (675 + 4l) \frac{k}{\text{см}^2}$.

II. С в я з и.

Для распорокъ и діагоналей связей допускаемое напряжение на растяжение исчисляется по основной формулѣ $R = 675 + 4l \frac{k}{\text{см}^2}$, но не болѣе $1200 \frac{k}{\text{см}^2}$. Для сжатыхъ частей это напряжение уменьшается по формулѣ Навье.

III. Проѣзжая часть.

- 1) Основное напряжение на растяжение и сжатіе. $650 \frac{k}{\text{см}^2}$
- 2) При расчетѣ стѣнки на скалываніе можно поступать двояко:
 - а) допускать на скалываніе. $0,6 \cdot 650 = 390 \frac{k}{\text{см}^2}$
если не повѣряются косыя напряжения.
 - б) допускать на скалываніе $0,75 \cdot 650 = 487 \frac{k}{\text{см}^2}$
при условіи, чтобы наибольшее косое нормальное
напряжение не превышало. $650 \frac{k}{\text{см}^2}$.

IV. Заклепочныя соединенія изъ сварочнаго желѣза¹⁹⁾.

Допускаемыя напряжения на перерѣзываніе:

- а) Въ фермахъ.
 - а) въ соединеніяхъ сжатыхъ или вытянутыхъ частей при дѣйствіи вертик. нагрузки. $0,8 (675 + 2l)$, но не свыше $700 \frac{k}{\text{см}^2}$
и не меньше $600^{20)}$
 - при дѣйствіи вертик. нагрузки и вѣтра. $0,8 (675 + 4l)$, но не свыше $800 \frac{k}{\text{см}^2}$
и не меньше $600^{20)}$.

¹⁹⁾ Въ послѣднее время заклепки для мостовъ нерѣдко изготовляются изъ литого желѣза, вмѣсто общепринятаго для этой цѣли сварочнаго желѣза. Правила приѣмки литого желѣза для заклепокъ изложены въ техническихъ условіяхъ, утвержденныхъ Минист. П. С. 5 іюля 1897 г. за № 113 (см. стр. 50 и 51 1 тома Желѣзныхъ мостовъ 1903 г. Е. О. Патона). Что же касается допускаемыхъ напряженій для заклепокъ изъ литого желѣза, то пока не имѣется нормъ, предписанныхъ Минист. П. С., и остается лишь пользоваться нормами, относящимися къ заклепкамъ изъ сварочнаго желѣза.

²⁰⁾ Нѣкоторые инженеры придерживаются низшаго предѣла $600 \frac{k}{\text{см}^2}$, имѣя въ виду, что при пролетѣ фермъ $l < 37,5$ м. напряжение $0,8 (675 + 2l)$ получается меньше $600 \frac{k}{\text{см}^2}$, т.-е. меньше допускаемаго напряжения на срѣзываніе заклепокъ проѣзжей части.

β) въ соединеніяхъ сжато-вытянутыхъ частей.
 $0,8 \left[R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N} \right) \right]$ но не свыше $600 \frac{k}{\text{см}^2}$.
 и не меньше 500 „

в) Въ связяхъ.

Въ соединеніяхъ сжатыхъ или вытянутыхъ частей: $0,8 (675 + 4l)$,
 но не свыше $800 \frac{k}{\text{см}^2}$ и не меньше $600 \frac{k}{\text{см}^2}$.

с) Въ проѣзжей части:

- 1) въ обыкновенныхъ соединеніяхъ $600 \frac{k}{\text{см}^2}$.
- 2) въ прикрѣпленіяхъ проѣзжей части къ фермамъ 500 „
- 3) въ прикрѣпленіяхъ продольныхъ балокъ къ попе-
 речнымъ. 500 „

Примѣчаніе. Для расчета заклепокъ по усилію и по площади сѣченія приклепываемой части удобно пользоваться двумя таблицами, приведенными на стр. 20 и 21 брошюры автора „Таблицы для расчета мостовъ“, II изданіе 1903 г.

§ 18. Сварочное желѣзо.

Прежнія допускаемыя напряженія для сварочнаго желѣза изложены въ циркулярѣ Минист. Путей Сообщенія № 54 отъ 1875 г., а нынѣ въ § 11 главы I отдѣла IV Свода распоряженій Минист. Путей Сообщенія (1900 г.). Хотя эти нормы до настоящаго времени не отмѣнены, но теперь общеприняты слѣдующія нормы, предложенныя Инженернымъ Совѣтомъ въ 1896 г. и предписанныя бывшимъ Управленіемъ Каз. ж. д. для подвѣдомственныхъ ему ж. д. впредь до установленія Министерствомъ Путей Сообщенія общихъ нормъ (см. примѣчаніе 1, къ § 6 главы I отдѣла IV Свода распоряженій Минист. Путей Сообщенія 1900 г.).

Допускаемыя напряженія для сварочнаго желѣза:

I. Главныя фермы.

а) Основныя напряженія (для растянутыхъ частей).

При дѣйствіи одной вертикальной нагрузки: $R = 650 + 2 l \frac{k}{\text{см}^2}$
 при дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра: $R_0 = 650 + 4 l$ „
 но съ тѣмъ, чтобы. $R_0 < 1150$ „
 l —расчетный пролетъ фермы въ мет.

Сѣченія сжатыхъ и вытянутыхъ частей считаются netto.

б) для сжатыхъ частей и для сжато-вытянутыхъ частей допускаемыя напряженія рассчитываются по тѣмъ же способамъ, какъ для литого желѣза (стр. 39).

с) для скалываемыхъ частей.

Допускаемое напряженіе. $0,75 (650 + 2 l) \frac{k}{\text{см}^2}$
 или. $0,75 (650 + 4 l)$ „

II. С в я з и.

Для распорокъ и діагоналей связей допускаемое напряжение на растяжение исчисляется по основной формулѣ:

$$R = 650 + 4 l \frac{\kappa}{\text{см}^2}, \text{ но не свыше } 1150 \frac{\kappa}{\text{см}^2}.$$

Для сжатыхъ частей это напряжение уменьшается по формулѣ Навье.

III. Проѣзжая часть.

1) Основное напряжение на растяжение и сжатіе.	600	$\frac{\kappa}{\text{см}^2}$
2) При расчетѣ стѣнки на скалываніе можно поступать двояко:		
а) допускать на скалываніе.	0,6 . 600 = 360	„
если не повѣряются косыя напряжения.		
б) допускать на скалываніе.	0,75 . 600 = 450	„
при условіи, чтобы наибольшее косое нормальное напряжение не превышало. . .	600	„

IV. Заклепочныя соединенія.

Расчетъ заклепокъ изъ сварочнаго желѣза можно производить по нормамъ допускаемыхъ напряженій, указаннымъ на стр. 40 и 41.

§ 19. С т а л ь.

Нормъ, утвержденныхъ Минист. Путей Сообщенія, не существуетъ.

Въ стальныхъ отливкахъ, примѣняемыхъ для опорныхъ подушекъ мостовъ, допускаются слѣдующія напряжения:

на изгибъ.	635 до 760	$\frac{\kappa}{\text{см}^2}$
на смятіе въ цилиндрическихъ шарнирахъ.	250 до 350	„
на смятіе въ опорныхъ каткахъ.	30 до 35	„

(считая на гориз. проекцію катковъ).

§ 20. Ч у г у н ь.

Нормъ, утвержденныхъ Минист. Путей Сообщенія, не существуетъ.

Въ чугунныхъ отливкахъ, примѣняемыхъ для опорныхъ подушекъ мостовъ, допускаются слѣдующія напряженія:

на раздробленіе въ плоскихъ подушкахъ.	750	$\frac{\kappa}{\text{см}^2}$
на смятіе въ цилиндр. шарнирахъ.	165	"
на смятіе въ опорныхъ каткахъ (считая на гориз. проекцію катковъ).	30	"
на растяженіе непосредственное.	150	"
на изгибъ (растяженіе).	220	"
на срѣзываніе опорныхъ катковъ.	25	"

§ 21. Д е р е в о.

Дерево, употребляемое для мостовъ, должно быть обязательно зимней рубки.

А. Допускаемыя напряженія.

Согласно циркуляра № 8929 отъ 30 мая 1895 г., а нынѣ согласно § 1 главы VI отдѣла IV Свода распоряженій М. П. С. 1900 г., при проектированіи желѣзнодорожныхъ деревянныхъ мостовъ допускаются слѣдующія напряженія, при чемъ напряженія во временныхъ мостахъ принимаются на 25% выше, чѣмъ въ постоянныхъ мостахъ.

1. **Дубъ** отборнаго качества, при условіи предварительнаго механическаго испытанія, при чемъ временное сопротивленіе разрыву должно быть не менѣе $965 \frac{\kappa}{\text{см}^2}$, временное сопротивленіе сжатію не менѣе $482 \frac{\kappa}{\text{см}^2}$, временное сопротивленіе изгибу — $627 \frac{\kappa}{\text{см}^2}$.

а) При дѣйствиі одной вертикальной нагрузки.

Допускаемыя напряженія* въ $\frac{\kappa}{\text{см}^2}$ для дуба.	Постоянные мосты.	Временные мосты.
На <i>растяженіе</i> вдоль волоконъ (непосредственное) . .	140	175
На <i>смятіе</i> вдоль волоконъ (непосредственное)	76	95
На <i>смятіе</i> поперекъ волоконъ	38	47
На <i>изгибъ</i> (нормальное напряженіе)	102	127

б) При повѣрнкѣ на совокупное дѣйствиіе вертикальной нагрузки и вѣтра въ сквозныхъ фермахъ вышеприведенныя напряженія на растяженіе, сжатіе и изгибъ могутъ быть увеличены на $13 \frac{\kappa}{\text{см}^2}$.

2. Хвойный лѣсъ.

а) При дѣйстви одной вертикальной нагрузки.

Допускаемая напряженія въ $\frac{k}{см^2}$ для хвойнаго лѣса.*	Лѣсъ обыкновеннаго каче- ства съ временнымъ сопро- тивленіемъ разрыву. $\geq 711 \frac{k}{см^2}$.		Лѣсъ. лучшаго качества съ временнымъ сопро- тивленіемъ разрыву $\geq 812 \frac{k}{см^2}$ и при усло- віи предварит. механ. испытанія на разрывъ и раздробленіе.	
	Постоянные мосты.	Временные мосты.	Постоянные мосты.	Временные мосты.
	На растяженіе вдоль волоконъ (непо- средственно	102	127	114
На сжатіе вдоль волоконъ (непосред- ственно).	51	64	64	80
На смятіе поперекъ волоконъ	15	19	20	25
На изгибъ (нормальное напряженіе).	64	80	76	95

б) При повѣрнѣ на совокупное дѣйстви вертикальной нагрузки и вѣтра въ сквозныхъ фермахъ вышеозначенныя напряженія на растяженіе, сжатіе и изгибъ могутъ быть увеличены на $13 \frac{k}{см^2}$.

Допускаемое напряженіе на скалываніе вдоль волоконъ при расчетѣ врубокъ принимается обыкновенно:

для сосны	15 $\frac{k}{см^2}$
для дуба	20 „

Допускаемая напряженія для сосновыхъ подрельсныхъ поперечинъ.

(См. стр. 18 и 19).

Согласно § 2 главы V отдѣла IV Свода распоряженій М. П. С. 1900 г. слѣдуетъ производить расчетъ деревянныхъ подрельсныхъ поперечинъ въ трехъ различныхъ предположеніяхъ съ особыми въ каждомъ случаѣ допускаемыми напряженіями и придавая поперечинѣ наибольшіе изъ размѣровъ, полученныхъ въ нижеуказанныхъ трехъ случаяхъ.

I случай. Сосредоточенное давлѣніе въ 7,5 т колеса, находящагося на рельсѣ, распредѣляется между смежными поперечинами по теоріи упругихъ опоръ.

На изгибъ. 76 $\frac{\kappa}{\text{см}^2}$.

На скалываніе вдоль волоконъ. 18 „

II случай. Сосредоточенное давлѣніе въ 7,5 т колеса, находящагося на рельсѣ, передается полностью одной поперечинѣ.

На изгибъ. 102 $\frac{\kappa}{\text{см}^2}$.

III случай. Сосредоточенное давлѣніе въ 7,5 т колеса, сошедшаго съ рельса и находящагося на разстояніи 30 см. (1 футъ) отъ рельса внутри колеи, передается полностью одной поперечинѣ.

На изгибъ. 178 $\frac{\kappa}{\text{см}^2}$.

В. Временныя сопротивленія.

Средніе результаты опытовъ Баушингера, Тетмайера, Мозеле, Ренкина, Мушенбрека, Ребхана, Кармарша, Женни, Эйтелвейна, Винклера и др.

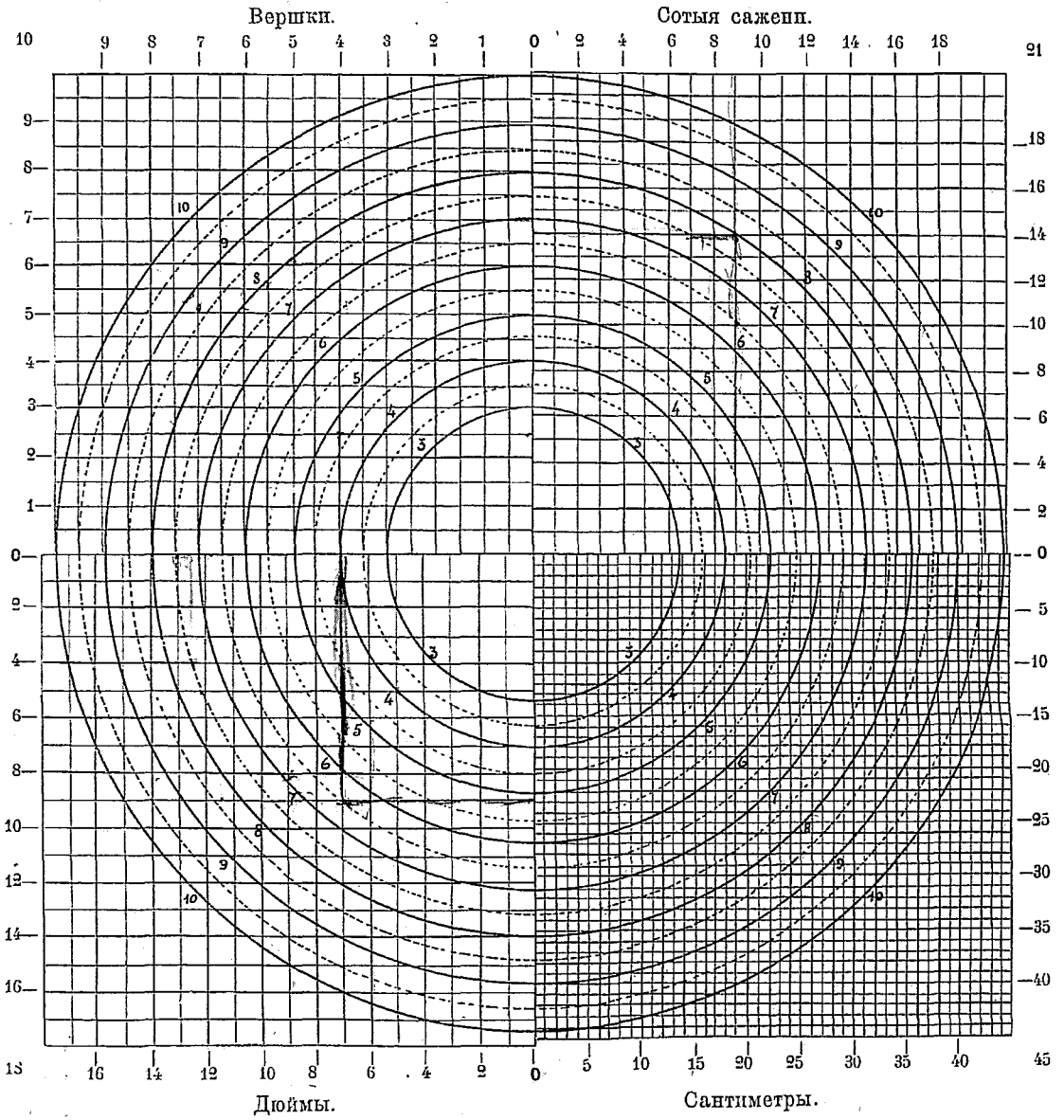
Результаты соответствуютъ образцамъ въ видѣ кубиковъ.

Названіе дерева.	Среднія значенія временнаго сопротивленія въ кил. на см ² .				
	Разрыву <i>Z.</i>	Раздробленію вдоль волок. <i>D.</i>	Перелому <i>B.</i>	срѣзыванію	
				II волоконамъ.	I волоконамъ.
Сосна { крупнослойная	—	350	—	—	—
{ мелкослойная.	750	450	550	50	100
Ель	700	400	550	40	100
Лиственница.	790	440	520	60	120
Пихта.	750	400	500	50	110
Дубъ.	900	500	620	80	200
Букъ.	900	520	640	70	—
Ольха.	800	—	600	—	—
Кленъ.	—	650	—	—	—
Береза.	—	500	—	80	130
Осина.	—	400	—	—	—

Можно принять приблизительно $D = 0,6 Z$ и $B = \frac{3}{4} Z$.

Графикъ соотношенія между діаметромъ бревна и сѣченіемъ прямоуголь- наго бруса.

Фиг. 15.



Примечаніе: 1) Діаметры бревенъ даны въ вершкахъ.

2) Размѣры сторонъ прямоугольнаго сѣченія, обозначенные на контурѣ фиг. 15, со-
отвѣтствуютъ полной, а не половинной длинѣ стороны прямоугольника.

§ 22. Камни и каменная кладка.

А. Допускаемые напряжения, равныя $\frac{1}{10}$ до $\frac{1}{20}$ отъ временнаго сопротивленія.

1. Камни. а) на раздробленіе:

Песчанникъ	15 до 30	$\frac{\kappa}{\text{см}^2}$
Известнякъ	20 „ 25	„
Доломитъ	— „ 30	„
Порфиръ	— „ 37	„
Гнейссъ	— „ 40	„
Сіенитъ	60 „ 75	„
Гранитъ	40 „ 100	„
Базальтъ	— „ 75	„

б) на растяженіе:

Песчанникъ	0,5	„
Гранитъ	4	„

в) на срѣзываніе:

Гранитъ слоямъ	6 до 7	„
„ II слоямъ	10	„

д) Въ Россіи допускается для подферменныхъ камней мостовъ на раздробленіе:

Гранитъ	} 18 до 36	$\frac{\kappa}{\text{см}^2}$
Твердый песчанникъ		

В. Временныя сопротивленія русскихъ камней.

а) по даннымъ Мех. Лабор. Инст. Инж. Путей Сообщенія:

Сердобольскій гранитъ	1730	$\frac{\kappa}{\text{см}^2}$
Питерлакскій гранитъ мелкозернистый	1764	„
„ „ крупнозернистый	1210	„
Путиловская плита ненасыщенная	1252	„
„ „ насыщенная	820	„
Бутовая плита ломокъ Пск. Риж. ж. д. ненасыщенная	1125	„
„ „ „ насыщенная	808	„
Раковистый известнякъ ненасыщенный	327	„
„ „ насыщенный	294	„

β) Камни московскаго района по даннымъ Механ. Лабор. Моск. Инжен. Училища.

	Ненасы- щенный. к/см ²	Насы- щенный. к/см ²
Доломитъ Москов. губ., Протопоповск. вол., с. Хлопки . . .	1930	1460
„ изъ окрестностей Москвы	1630	1158
Известнякъ Подольскій	150	147
„ Тарусскій	905	871
„ со ст. Ковровъ, Моск. Ниж. ж. д.	348	211
„ Нижегород. губ., Лукьянов. уѣз., с. Ичалки . .	910	490
„ Нижегород. губ., Лукьянов. уѣз., с. Мадаево .	690	520
„ Нижегород. губ., Лукьянов. уѣз., бар. Мейндорфа.	680	660
„ Нижегород. губ., Арзамаск. уѣз., у оз. Святого.	219	162
„ изъ окрестностей г. Касимова	208	174
„ тоже	830	736
„ со ст. Сасово, Моск. Казан. ж. д.	402	274
„ изъ окрестностей г. Ельца	396	—
Песчанникъ 12 вер. отъ Ниж. Новгород., с. Новинки	622	316
„ Нижегород. губ., Арзамаск. уѣз.	2018	1750
„ кварцевый, Московской губ.	1496	—

2. Каменная кладка.

а) Бутовая кладка.

а) Прусскимъ Минист. публ. работъ предписаны слѣдующія допускаемыя напряженія на раздробленіе:

Бутовая кладка на извест. растворѣ 5 $\frac{\text{к}}{\text{см}^2}$

Бутовая кладка изъ пористыхъ камней 3—6 „

б) Бутовая кладка изъ крупныхъ камней 10 „

Тщательно сложенная бутовая кладка сводовъ съ прикол-
ломъ постелей на растворѣ изъ портл. цемента 1 : 3 7,6 „

По Вöhте допускаемое напряженіе для бутовой кладки=5,5% отъ време-
ннаго сопротивленія раздробленію чистаго камня.

β) Тесовая кладка.

Для допускаемаго напряженія раздробленію можно принять среднее
значеніе между напряженіями для цѣлаго камня и бутовой кладки изъ
крупныхъ камней.

Кладка изъ грубо околотаго гранита 25 $\frac{\text{к}}{\text{см}^2}$

„ „ „ „ песчанника 7 „

§ 23. Кирпичъ и кирпичная кладка.

Временное сопротивление кирпича на раздробленіе

1) Петербургскаго, по даннымъ Механ. Лабор. Инст. Инж. Путей Сообщенія.

Кирпичъ Николаевской ж. д. ненасыщенный	289 $\frac{\kappa}{\text{см}^2}$.
" " " насыщенный	165 "
Шлаковый кирпичъ	110 "

2) Московскаго, по даннымъ Механ. Лабор. Моск. Инж. Училища.

Завода Шлиппе въ Москвѣ ненасыщенный	60 $\frac{\kappa}{\text{см}^2}$
" Столярова въ Москвѣ "	87 "
" Якунчикова " "	138 "
Машинный кирпичъ зав. въ Москвѣ	213 "
Завода Ушакова Рязанской губ.	49 "
" Саморукова " "	48 "

Допускаемая напряженія на раздробленіе:

Кладка изъ обыкнов. кирпича на известковомъ растворѣ	7 "
Кладка изъ отлично обожжен. кирпича на цементномъ растворѣ	10 "
Кладка изъ клинкера на цементномъ растворѣ	20 "

Нормы Прусскаго Минист. публичныхъ работъ:

Кладка изъ обыкнов. кирпича на извест. растворѣ	7 "
" " отличнаго кирпича на цемент. растворѣ	12 "
" " клинкера на цемент. растворѣ	14 до 20 "

Допускаемое напряженіе на срѣзываніе:

Кладка изъ отличнаго кирпича на цемент. растворѣ	6 "
--	-----

Опредѣленіе сопротивленія кирпичной кладки по извѣстному сопротивленію кирпича по Böhme.

Если принять за единицу сопротивленіе раздробленію кирпича, то сопротивленіе раздробленію кирпичной кладки составитъ:

0,44 при растворѣ 1 изв.+2 пес.
0,48 " " 7 изв.+1 цем.+16 пес.
0,55 " " 1 цем.+6 пес.
0,63 " " 1 цем.+3 пес.

Допускаемое напряженіе = $\frac{1}{10}$ временнаго сопротивленія.

Для бетона въ бетонныхъ ж. д. трубахъ допускается напряженіе на раздробленіе, согл. циркуляра Департамента жел. дор. 1893 г., не болѣе $6 \frac{\kappa}{\text{см}^2}$.

§ 24. Растворы *).

Название раствора.	Временное сопротивление въ кил. на см ² .										
	Разрыву.	Раздробле- нню.	Скалыва- нню.	Излому.	Скалы-	Разры-					
					ванію.	ву.					
					при сдѣвленіи съ камнемъ.						
Известковый растворъ	—	36—80	—	—	0,5	—					
Гидравлическій растворъ. 1 известь, 1 трассъ, 1 пе- сокъ, послѣ 4 недѣль.	14—17	77—101	—	—	—	—					
Цементные растворы.											
Чистый портландъ-це- ментъ	10	211—258 послѣ 60 дней.	20—16 послѣ 100 дней.	—	—	—					
Растворъ 1 ц. : 1 пес. .	14						216—239	34—23	25	4,0	4,6
„ 1 ц. : 2 пес. .	13						185—202	30—22	28	5,0	1,3
„ 1 ц. : 4 пес. .	10,5						160—163	26—19	26	4,1	2,0

По даннымъ Мех. Лаб. Инст. Инж. Пут. Сооб. портландъ - цементы разныхъ русскихъ заводовъ имѣють слѣдующія временныя сопротивленія въ кил. на см².

Название завода.	Раздробле- ніе кубиковъ (а=7см.) пзъ раствора 1 цем. : 3 пес.	Разрывъ образцовъ съ площ. сѣченія 5 см ² .							
		Изъ раствора 1 цем. : 3 пес.				Изъ чистаго цемента.			
		4 д.	7 д.	28 д.	2 мѣс.	4 д.	7 д.	28 д.	2 мѣс.
Портъ-Кунда	180	—	12,0	17,9	21,8	—	36,9	50,3	55,7
Подольскій	148	9,9	10,9	16,3	20,0	35,2	39,2	50,8	51,9
Глухоозерскій	148	—	11,2	14,2	—	—	39,4	46,7	—
Шмидта	187	15,1	17,7	22,2	25,0	37,2	44,6	48,4	45,3
Кѣльце	251	21,0	21,4	24,9	—	48,9	51,8	56,3	—

Портландскій цементъ долженъ удовлетворять техническимъ условіямъ приѣмки портландъ-цементовъ, утвержденнымъ Минист. Путей Сообщенія 3 февраля 1899 г. за № 18 и 3 июня 1899 г. за № 88.

*) См. Николац, Мосты, I вып. 1901.

если сваи забиты частокомъ 4—7 $\frac{k}{см^2}$
 при винтовыхъ сваяхъ въ песчаномъ грунтѣ 8—12 „

С. Правила Минист. Пут. Сообш. для забивки свай.

Сваи 5 и 6 вершковаго сосноваго или еловаго лѣса располагаются въ планѣ съ такимъ расчетомъ, чтобы наибольшая нагрузка, приходящаяся на одну сваю, не превосходила 800 до 1200 пуд., соответственно толщинѣ свай.

Допускаемый при забивкѣ свай отказъ отъ одного залога долженъ быть опредѣленъ изъ формулы:

$$P = \frac{n \cdot Q^2 \cdot h}{a \cdot c \cdot (Q + q)} + \frac{Q + q}{a}$$

- гдѣ P — нагрузка на сваю въ пудахъ.
- „ Q — вѣсъ бабы въ пудахъ.
- „ h — высота паденія бабы въ саж.
- „ a — коэффициентъ запаса, равный
 для ручного копра $a = 20$.
 для машиннаго или воротковаго $a = 8$.
- „ q — вѣсъ свай въ пудахъ
- „ c — осадка отъ одного залога въ саж.
- „ n — число ударовъ въ залогъ
 для ручного копра $n = 25$
 для машиннаго и воротковаго $n = 10$.

Верхніе концы свай должны быть срѣзаны ниже уровня грунтовыхъ водъ и въ тѣхъ случаяхъ, если разстоянія между центрами свай не превосходятъ 0,33 саж., должны быть задѣланы въ кладку или бетонную подушку, толщиною въ 0,25 саж. Если же разстояніе между сваями превосходить 0,33 саж., то ихъ необходимо перекрыть продольными и поперечными насадками.

Шпунтовые ряды должны быть забиты изъ 4 верш. брусевъ или $1\frac{3}{4}$ до 2 верш. досокъ, пригнанныхъ шпунтомъ между схватками изъ 4 верш. лѣса или пластинъ 5 верш. лѣса, привинченныхъ болтами $d = \frac{3}{4}$ дм. къ маячнымъ сваямъ не тоньше 5 верш., забитымъ въ разстояніи одна отъ другой не болѣе 1,20 саж.

§ 26. Коэффициенты упругости строительныхъ матеріаловъ.

Желѣзо сварочное вдоль волоконъ	2 000 000	$\frac{k}{см^2}$
„ „ листовое	1 800 000	
Желѣзо литое	2 150 000	
Желѣзная проволока отожженная	2 000 000	
Сталь мягкая	2 200 000	
„ средняя	2 200 000	

Сталь твердая	2 250 000	$\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$
„ литая, закаленная	3 000 000	
„ „ незакаленная	2 500 000	
Стальная проволока	2 800 000	
Чугунъ сѣрый на растяженіе	1 000 000	
„ „ на сжатіе	990 000	
Мѣдь красная	1 070 000	
Мѣдная проволока	1 300 000	
Латунь	1 000 000	
Бронза пушечная	1 100 000	
Цинкъ	950 000	
Олово	400 000	
Свинецъ	50 000	
Алюминій литой	675 000	
Дубъ вдоль волоконъ	115 000	
„ поперекъ волоконъ	1 300	
Ясень	100 000	
Сосна вдоль волоконъ	110 000	
„ поперекъ волоконъ	1 100	
Ель	100 000	
Лиственница и букъ	90 000	
Гранитъ	300 000	
Известнякъ плотный	350 000	
Бетонъ	200 000—350 000	
Цементный растворъ	100 000	
Стекло	700 000	

IV ОТДѢЛЪ.

ВЪСЬ КУБ. МЕТРА СТРОИТЕЛЬНЫХЪ МАТЕРІАЛОВЪ.

1. Металлы.

Сварочное желѣзо	7700	кил. въ куб. м.
Литое желѣзо	7850	
Сталь литая	7850	
Чугунъ	7200	
Свинецъ	11400	
Мѣдь красная	8800	
Латунь	8200	
Цинкъ	7200	
Алюминій	2600	
Никель	8800	
Платина	21500	

2. Камни.

Базальтъ самый плотный	3020	кил. въ куб. м.
Базальтъ обыкновенный	2660	
Порфиръ	2830	
Гранитъ	2800	
Мраморъ Каррарскій	2720	
„ французскій	2650	
„ пиринейскій	2730	
„ сибирскій	2730	
Гнейссъ	2550	
Сланецъ	2670	
Шиферъ кровельный	2670	
Известнякъ плотный	2450—2800	
Песчаникъ очень твердый	2500	
„ обыкновенный	2350	
Кирпичъ клинкеръ	2170	
„ обыкновенный	1800	
„ огнеупорный	1850	
Гравій	1400—2000	
Булыжникъ	1660	
Туфль	1350	

3. Стекло.

Обыкновенное	2560	кил. въ куб. м.
Французское	2380	
Хрустальное	3330	

4. Земля.

Песокъ мелкій сухой	1400	кил. въ куб. м.
„ сырой	1800	
„ мокрый	2000	
Мергель	1600	
Каолинъ	2200	
Глина сухая	1500	
„ сырая (насыщенная)	1900	
Растительная земля	1200	
Земля рыхлая сухая	1200	
„ „ сырая (насыщ.)	1400	
„ утрамбованная сухая	1800	
„ „ сырая	2100	
Черноземъ сухой	850	
Строительный муссоръ	1400	
Зола каменнаго угля	1870	

5. Растворы.

Известь въ тѣстѣ	1380	кил. въ куб. м.
„ негашенная	650	

Цементъ портландскій сухой, рыхлый.	1180	кил. въ куб. м.
Тоже, утрамбованный въ бочкахъ.	1660	
Цементный растворъ чистый.	1750	
Известковый растворъ.	1750	
Мѣлъ.	2400	
Гипсъ обожженный, просѣянный.	1250	
„ литой (растворъ)	1500	
Асфальтъ чистый.	1100	
„ литой съ гравіемъ.	1600	
„ прессованный.	1800	

6. Кладки.

Изъ полаго кирпича, сухая.	1200	кил. въ куб. м.
„ „ „ сырая.	1400	
Изъ обыкновеннаго кирпича, сухая.	1500	
„ „ „ сырая.	1700	
Изъ клинкера сухая.	1900	
„ „ сырая.	2000	
Бутовая кладка.	2400	
Кладка изъ тесаннаго песчаника.	2400	
Тоже, весьма плотнаго.	2500	
Кладка изъ известняка мягкаго.	2600	
Тоже твердаго.	2700	
Гранитная кладка.	2800	
Бетонъ со щебнемъ изъ гранита.	2400	
„ „ „ кирпича.	1700	
„ шлаковый.	1000	

7. Деревя.

	Сухой.	Сырой.	
Дубъ.	780	1000	кил. въ куб. м.
Букъ.	750	980	
Сосна.	600	900	
Ель.	600	860	
Лиственница.	540	900	
Липа.	460	800	
Тополь.	390	650	
Акація.	680	880	
Ива.	530	850	
Каштанъ.	580	900	
Орѣхъ.	660	920	
Яблоня.	740	1100	
Груша.	680	1000	
Вишня.	800	1100	
Пробка.	240		

8. Топлива.

Антрацитъ	1340—1460	кил. въ куб. м.
Каменный уголь мелкій	1128—1350	
" " въ кускахъ	780— 800	
Бурый уголь	1300	
Торфъ	510— 785	
Коксъ въ кускахъ	380— 400	
Древесный уголь въ кускахъ	238— 625	
" " въ порошокъ	1522	
Смола	1140	
Воскъ	970	

9. Вода.

Дистиллированная при 4° Ц.	1000	кил. въ куб. м.
" " 0° Ц.	999,8	
Ключевая вода	1013	
Морская вода	1020—1040	
Вода Мертваго моря	1240	
Ледъ	930	
Снѣгъ	120 до 500	

10. Вѣсъ нѣкоторыхъ животныхъ и предметовъ.

Человѣкъ	65— 85	кил.
Лошадь	450—500	"
Баранъ	60— 80	"
Свинья	150—200	"
Быкъ	600—800	"
Корова	450—600	"
Волъ обыкновенный	450—650	"
" откормленный	700—900	"

	Пустой.	Груже- ный.	
Вагонъ 2 осный конки	1260	2500	кил.
" " трамвая	2200	5000	"
" " жельзной дороги	7500	12000	"
Паровозъ	16000 до 65000		"
Локомобиль на 6 силъ	2800 — 3200		"
" на 20 силъ	7500 — 8500		"

ОТДѢЛЪ V.

ЦИРКУЛЯРЫ МИНИСТЕРСТВА ПУТЕЙ СООБЩЕНІЯ

по устройству и содержанию мостовъ, помѣщенные въ Отдѣлъ IV Свода распоряженій Министерства Путей Сообщенія 1900 г. и не указанные въ предыдущихъ отдѣлахъ.

А. Устройство мостовъ.

1. Проѣзжая часть.

§ 1. Главы IV. Настилы въ проѣзжей части мостовъ.

Въ проѣзжей части мостовъ не дозволяется имѣть деревяннаго покрытаго листовымъ желѣзомъ настила. Настилъ для перехода по мостамъ долженъ состоять изъ уложенныхъ съ промежутками досокъ или брусковъ, толщиною не менѣе 2½ дюймовъ. Настиломъ покрывается вся площадь проѣзжей части мостовъ, находящихся въ предѣлахъ станціи. Что касается мостовъ, находящихся на пути между станціями, то ширина настила въ колѣе между рельсами и для тротуаровъ опредѣляется, сообразно мѣстнымъ условіямъ, управляющимъ дорогою, но не должна состоять менѣе, чѣмъ изъ двухъ досокъ между рельсами пути и изъ трехъ досокъ для каждаго тротуара, кромѣ тѣхъ полосъ мостового полотна, которыя имѣютъ специальное назначеніе, указанное въ § 1 главы V отдѣла IV Свода.

§ 2. Главы IV. Продольные и поперечные брусья на мостахъ.

а) Уложенные на продольныхъ брусьяхъ въ проѣзжей части мостовъ, имѣющихъ въ длину болѣе 10 сажень, рельсы пути должны быть между собою связаны желѣзными стяжками не менѣе трехъ на каждое звено пути.

б) При перестройкѣ мостовъ подрельсовые продольные брусья, если къ тому не встрѣтятся особыхъ затрудненій, должны быть замѣняемы поперечными брусьями, на которыхъ непосредственно укрѣпляются рельсы, и которые располагаются другъ отъ друга въ разстояніи около 8 дюймовъ, считая между вертикальными гранями смежныхъ поперечень.

в) Стыки рельсовъ пути на мостахъ располагаются какъ на поперечинахъ, такъ и на вѣсу, но съ тѣмъ, чтобы прикрѣпленіе рельсовъ къ стыковымъ поперечинамъ было устроено посредствомъ полнаго числа костылей.

Примѣчаніе. При мостахъ съ деревянными брусьями и такимъ же настиломъ слѣдуетъ содержать чаны съ водою, ведра и швабры на случай пожара.

§ 1. Главы V. Общія указанія на мѣры для предупрежденія опасныхъ послѣдствій прохода по мостамъ поѣздовъ съ однимъ или нѣсколькими сошедшими съ рельсовъ вагонами ¹⁾.

На вновь устраиваемыхъ и на существующихъ желѣзнодорожныхъ мо-

¹⁾ Указанія этого § не относятся къ мостамъ, съ экипажною ѣздою въ уровнѣ рельсовъ и съ металлическимъ полотномъ; для такихъ мостовъ соответствующія мѣры подлежатъ установленію по особому распоряженію Министерства.

стахъ, указанныхъ ниже въ § 5 главы V, должны быть устраиваемы въ опредѣленные тѣмъ же § 5 сроки, приспособленія, удовлетворяющія ниже-слѣдующимъ общимъ требованіямъ:

1) чтобы сошедшія съ рельсовъ колеса вагоновъ при прохожденіи своемъ по мосту могли, въ извѣстныхъ предѣлахъ по ширинѣ моста, безпрепятственно катиться по ровной и достаточно прочной поверхности, не подвергаясь опасности провалиться или задѣть за какія-либо выступающія части.

2) чтобы на всемъ протяженіи пролетной части моста, а также внѣ ея предѣловъ, на протяженіи съ каждой стороны пролетной части моста не менѣе 16 футовъ, сошедшія съ рельсовъ колеса вагоновъ могли быть удерживаемы отъ чрезмѣрнаго отклоненія ихъ въ сторону отъ путевыхъ рельсовъ. Ширина полосы мостового полотна, предназначенной для безпрепятственнаго по ней движенія сошедшихъ съ рельсовъ вагоновъ, должна быть не менѣе наибольшей ширины бандажа колеса съ добавленіемъ нѣкотораго зазора, а именно, полная ширина этой полосы должна быть не менѣе 7½ дюймовъ, дабы по означенной полосѣ могли свободно катиться сошедшія съ рельсовъ колеса, какъ сохранившія бандажи, такъ и колеса, съ которыхъ бандажи соскочили до вступленія вагоновъ на мостъ. Что касается до наибольшей ширины означенной полосы мостового полотна, то, безъ особаго на сіе разрѣшенія Министерства Путей Сообщенія, таковая не должна вообще превосходить 12 дюймовъ во избѣжаніе чрезмѣрнаго увеличенія размѣровъ тѣхъ частей полотна, которыя должны выдерживать давленіе сошедшихъ съ рельсовъ колесъ вагоновъ.

3) чтобы колеса вагоновъ, сошедшихъ съ рельсовъ, успѣвшія до вступленія своего на мостъ отклониться отъ путевыхъ рельсовъ, могли быть направлены на упомянутыя выше въ п. 2 полосы мостового полотна. Выборъ наиболѣе цѣлесообразнаго и дешеваго способа устройства приспособленій, удовлетворяющихъ приведеннымъ выше общимъ требованіямъ, въ зависимости въ каждомъ частномъ случаѣ отъ типа конструкціи проѣзжей части моста и отъ другихъ мѣстныхъ условій предоставляется Управленію подлежащей желѣзной дороги съ тѣмъ, чтобы размѣры отдѣльныхъ частей сихъ приспособленій и способъ ихъ укрѣпленія удовлетворяли условіямъ прочности и требованіямъ, изложеннымъ въ § 2 главы V.

Примѣчаніе. Для поясненія изложеннаго выше и для общихъ соображеній при проектированіи приспособленій, составляющихъ предметъ настоящаго параграфа, ниже приведены примѣры нѣсколькихъ устройствъ, удовлетворяющихъ требованіямъ, изложеннымъ въ пунктахъ 1, 2 и 3 § 1-го главы V, а именно:

А. По пункту 1-му § 1.

Требованіе пункта 1 § 1 главы V можетъ быть, между прочимъ, удовлетворено слѣдующими устройствами:

1) *На мостахъ съ поперечными подрельсными бруслами:*

или а) укладкою съ каждой стороны каждаго рельса продольныхъ досокъ надлежащей толщины, прочно прикрѣпленныхъ къ поперечинамъ и скошенныхъ по концамъ для болѣе удобнаго вкатыванія на эти доски сошедшихъ съ рельсовъ колесъ, или б) сближеніемъ подрельсныхъ поперечинъ на мостахъ до разстоянія около восьми дюймовъ между вертикальными гранями смежныхъ поперечинъ.

Вышеупомянутыя деревянныя поперечины могутъ быть прикрѣпляемы къ металлическимъ продольнымъ балкамъ проѣзжей части посредствомъ какъ уголковъ и горизонтальныхъ болтовъ, такъ и вертикальныхъ болтовъ, пропускаемыхъ чрезъ поперечину и заклепочное отверстіе пояса балки, а равно и лапчатыхъ болтовъ (болтъ съ крючкомъ).

Для перестройки проѣзжей части моста по указаніямъ вышеприведеннаго пункта б. ст. А, въ видахъ удешевленія, можетъ быть рекомендоваемо добавленіе къ существующимъ деревяннымъ поперечинамъ исключительно короткихъ поперечинъ, длина конхъ, однако, должна быть такова, чтобы къ каждой поперечинѣ могли быть прикрѣплены прочно (съ запасомъ въ длинѣ) для надлежащаго сопротивленія скалыванію концовъ поперечинъ указанныя ниже въ ст. В. наружныя охранные брусья или охранные рельсы.

2) На мостахъ съ продольными подрельсными лежнями:

- или а) укладкою дополнительныхъ продольныхъ лежней надлежащихъ размѣровъ рядомъ съ существующими подрельсными лежнями,
- или б) устройствомъ поперечнаго досчатого настила по дополнительнымъ продольнымъ лежнямъ.

В. По пунктамъ 2-му и 3-му.

Требованіе пунктовъ 2 и 3 § 1 главы V можетъ быть удовлетворено между прочимъ:

или а) устройствомъ внутреннихъ охранныхъ рельсовъ въ разстояніи не менѣе семи съ половиною дюймовъ отъ путевыхъ рельсовъ (считая между внутренними гранями головокъ рельсовъ) съ продолженіемъ означенныхъ охранныхъ рельсовъ за устои моста и постепеннымъ сведеніемъ концовъ охранныхъ рельсовъ съ каждой стороны моста такимъ образомъ, чтобы они постепенно сходились между собою и образовали остріе, расположенное на оси рельсовой колеи,

или б) устройствомъ на всемъ протяженіи моста по обѣ стороны рельсовой колеи (наружныхъ) деревянныхъ охранныхъ брусевъ или наружныхъ охранныхъ рельсовъ, расположенныхъ въ разстояніи одного фута ¹⁾ отъ смежнаго рельса (считая отъ наружной грани головки рельса), съ продолженіемъ охранныхъ брусевъ или охранныхъ рельсовъ внѣ предѣловъ пролетной части моста при постепенномъ увеличеніи разстоянія каждаго изъ охранныхъ рельсовъ отъ смежнаго путевого рельса до двухъ съ половиною футовъ на протяженіи не менѣе 16 футовъ съ каждой стороны пролетной части моста. Деревянными охранными брусьями надлежитъ придавать такіе поперечные размѣры, чтобы верхъ охраннаго бруса возвышался не болѣе, чѣмъ на одинъ дюймъ надъ верхомъ рельса ²⁾, а ширина бруса по горизонтальному направленію была не менѣе восьми дюймовъ. На прочное прикрѣпленіе охранныхъ брусевъ или охранныхъ рельсовъ къ проѣзжей части моста слѣдуетъ обратить особое вниманіе.

Охранные рельсы могутъ быть замѣнены уголками.

§ 3. Главы V. Увеличеніе вѣса проѣзжей части, вызываемое устройствомъ на мостахъ указанныхъ въ настоящей главѣ приспособленій.

Устройство на мостахъ указанныхъ въ настоящей главѣ приспособленій увеличить вѣсъ проѣзжей части мостовъ.

Возможность означеннаго увеличенія вѣса надлежитъ принимать въ расчетъ:

- а) при проектированіи всѣхъ новыхъ мостовъ,

¹⁾ За исключеніемъ тѣхъ случаевъ, когда съ особаго разрѣшенія Министерства Путей Сообщенія разстояніе это можетъ быть увеличено.

²⁾ Верхъ охраннаго бруса, охраннаго рельса или уголка можетъ возвышаться и болѣе, чѣмъ на одинъ дюймъ надъ верхомъ рельса, если это допускается габаритомъ.

б) при проектированіи усиленія тѣхъ мостовъ, пролетныя части коихъ требуютъ усиленія, независимо отъ устройства приспособленій, предлагаемыхъ настоящею главою.

Мосты же, пролетныя части коихъ при нынѣ существующемъ устройствѣ проѣзжей части (безъ упомянутыхъ приспособленій) оказываются достаточно прочными, надлежитъ усиливать лишь въ томъ случаѣ, если увеличеніе вѣса проѣзжей части, зависящее отъ устройства приспособленій, указанныхъ въ настоящей главѣ, вызываетъ увеличеніе напряженій въ пролетныхъ частяхъ мостовъ болѣе, чѣмъ на 10% противъ допускаемыхъ Министерствомъ Путей Сообщенія повышенныхъ напряженій матеріала въ частяхъ мостовъ.

§ 4. Главы V. Контръ-рельсы и автоматическія приспособленія для внатыванія на рельсы сошедшихъ съ нихъ вагоновъ.

Существующіе на вѣкоторыхъ мостахъ контръ-рельсы (въ разстояніи отъ $2\frac{1}{4}$ до 4 дюймовъ отъ путевыхъ рельсовъ, считая между смежными боковыми гранями головокъ путевого рельса и контръ-рельса) или внутренніе деревянные охранные брусья (въ разстояніи менѣе $7\frac{1}{2}$ дюйма отъ путевыхъ рельсовъ) разрѣшается сохранить, но при этомъ во всякомъ случаѣ требуется устройство наружныхъ охранныхъ брусевъ, или наружныхъ охранныхъ рельсовъ, или наружныхъ уголковъ, и, если разстояніе между внутренними гранями смежныхъ поперечинъ болѣе 8 дюймовъ, то требуется также устройство сплошной прочной поверхности на ширину одного фута съ наружной стороны каждаго путевого рельса и съ внутренней каждаго контръ-рельса.

Разрѣшается при соблюденіи того же условія сохранить и вновь устраивать тамъ, гдѣ Управление желѣзной дороги признаетъ полезнымъ, приспособленія у мостовъ для автоматическаго направленія на рельсы вагоновъ, сошедшихъ съ нихъ передъ мостомъ.

§ 5. Главы V. Сроки и условія примѣненія на мостахъ мѣръ на случай хода подвижнаго состава съ рельсовъ.

Въ отношеніи обязательности и постепенности примѣненія на желѣзнодорожныхъ мостахъ, какъ строящихся, такъ и существующихъ, вышеуказанныхъ мѣръ должны быть соблюдаемы нижеслѣдующія требованія, а именно:

1) Охранныя приспособленія (охранные брусья или рельсы) должны быть устраиваемы при первой возможности, независимо отъ общей длины и высоты моста ¹⁾:

а) на всѣхъ тѣхъ мостахъ, какъ строящихся, такъ и существующихъ, которые будутъ признаны подлежащими Начальниками и Управляющими желѣзныхъ дорогъ находящимися въ особенно неблагоприятныхъ въ отно-

¹⁾ Подъ выраженіемъ: „Общая длина моста“ слѣдуетъ понимать общую длину проѣзжей части всего моста между береговыми устоями, а подъ выраженіемъ: „Высота моста“ слѣдуетъ разумѣть возвышеніе уровня рельсовъ надъ уровнемъ воды или дномъ оврага, или же надъ поверхностью полотна проѣзжей дороги.

шенія схода поѣзда на мосту или вблизи моста, или опасныхъ послѣдствій сего схода условіяхъ;

б) на всѣхъ мостахъ, на которыхъ путевые рельсы уложены на продольныхъ лежняхъ;

в) на всѣхъ тѣхъ мостахъ, для которыхъ устройство охранныхъ приспособленій будетъ потребовано подлежащими установленіями Министерства Путей Сообщенія.

2) На всѣхъ существующихъ мостахъ, за исключеніемъ мостовъ, упомянутыхъ ниже въ пунктѣ 4, охранныя приспособленія устраиваются при всякомъ значительномъ ремонтѣ проѣзжей части сихъ мостовъ.

3) Укладка сближенныхъ поперечинъ обязательна какъ для всѣхъ вновь строящихся мостовъ, такъ и для мостовъ существующихъ, когда въ проѣзжей части послѣднихъ производится значительная ремонтная работа, причемъ въ тѣхъ случаяхъ, когда исполненіе упомянутаго требованія по какимъ-либо обстоятельствомъ не представляется возможнымъ, Управленія желѣзныхъ дорогъ обязаны доносить о семъ подлежащимъ установленіямъ Министерства Путей Сообщенія.

4) Изъ числа мостовъ, не вошедшихъ въ категорію мостовъ, указанныхъ выше въ пунктѣ 1, устройство охранныхъ приспособленій (охранныхъ брусевъ или рельсовъ) не обязательно:

а) на всѣхъ мостахъ общеою длиною не болѣе 7 саж., если при этомъ мосты эти расположены на насыпяхъ высотой не свыше 3 саж., и путевые рельсы ихъ уложены на сближенныхъ до 8 дюймовъ поперечинахъ, и

б) на всѣхъ тѣхъ мостахъ, которые будутъ признаны подлежащими Начальниками и Управляющими желѣзныхъ дорогъ находящимися въ особенно благопріятныхъ условіяхъ въ отношеніи малой вѣроятности схода поѣзда на мосту или вблизи моста.

Примѣчаніе. Включеніе тѣхъ или другихъ мостовъ въ число сооружений, для которыхъ, согласно п. 4 б, устройство охранныхъ приспособленій не обязательно, можетъ послѣдовать не иначе, какъ съ разрѣшенія подлежащихъ установленій Министерства Путей Сообщенія.

5) Управленія желѣзныхъ дорогъ обязываются ежегодно представлять въ подлежащія установленія Министерства Путей Сообщенія для свѣдѣнія подробныя вѣдомости всѣхъ тѣхъ мостовъ, на которыхъ устроены охранныя приспособленія въ теченіе истекшаго отчетнаго года, а равно и предположенія свои объ устройствѣ сихъ приспособленій въ будущемъ смѣтномъ году.

§ 14. Главы I. Объ уравнильныхъ приборахъ на желѣзнодорожныхъ мостахъ.

Уравнильные приборы должны имѣться:

а) на однопролетныхъ мостахъ пролетомъ 30 сажень и болѣе;

б) на многопролетныхъ мостахъ, пролеты которыхъ меньше 30 сажень, въ томъ случаѣ, если подвижныя опоры двухъ смежныхъ пролетовъ находятся на одномъ и томъ же быкѣ, и если длина обоихъ пролетовъ, вмѣстѣ взятая, составляетъ 30 сажень и болѣе.

Въ многопролетныхъ мостахъ предпочтительнѣе ставить на быкахъ равноименныя опоры (неподвижную одного пролета и подвижную другого).

При составленіи проектовъ уравнительныхъ приборовъ слѣдуетъ руководствоваться максимальнымъ удлинениемъ фермъ, т.-е. величиною пролета и максимальной разностью температуръ въ данной мѣстности.

§ 3. Главы VI. Усиленіе металлическаго верхняго строенія.

Какъ при усиленіи, такъ и при замѣнѣ отдѣльныхъ частей мостовъ изъ сварочнаго желѣза, новыя части фермы могутъ быть изготовлены изъ литого желѣза.

2. Фермы и опоры.

§ 7. Главы I. Общія основанія расчета раскосныхъ и рѣшетчатыхъ мостовыхъ фермъ съ нѣсколькими пересѣченіями раскосовъ.

1) Для опредѣленія усилій, дѣйствующихъ въ частяхъ рѣшетки многораскосныхъ мостовыхъ фермъ, наибольшее перерѣзывающее усиліе въ каждой простой фермѣ, на которыя расчленяется сложная ферма (съ нѣсколькими пересѣченіями раскосовъ), должно быть опредѣляемо по эквивалентной поѣзду равномерной нагрузкѣ, передвинутой за принадлежащій разсматриваемой простой фермѣ послѣдній нагруженный узелъ на половину большой панели (или, что тоже, по данной системѣ сосредоточенныхъ грузовъ для сѣченія, отстоящаго на половину большой панели отъ послѣдняго нагруженнаго узла въ сторону ненагруженной части пролета), съ раздѣленіемъ полученнаго такимъ путемъ усилія на число простыхъ системъ;

2) при опредѣленіи усилій въ частяхъ рѣшетки фермъ должно быть принято во вниманіе расположеніе ѣзды въ верхнемъ или нижнемъ поясѣ;

3) при расчетѣ размѣровъ частей рѣшетки въ мостахъ отверстіемъ до 15 сажень включительно усилія, исчисленныя согласно изложенному въ пунктѣ 1-мъ настоящаго параграфа, должны быть увеличиваемы въ частяхъ рѣшетки, расположенныхъ близъ опоръ, на 10%, а въ серединѣ пролета на 15%, съ прогрессивнымъ увеличеніемъ упомянутыхъ усилій отъ опоръ къ серединѣ пролета;

4) при проектированіи поясовъ въ фермахъ со многими пересѣченіями раскосовъ должно быть обращено вниманіе на приданіе упомянутымъ поясамъ возможно большей жесткости въ вертикальномъ направленіи.

§ 13. Главы I. Устройство опорныхъ частей для мостовыхъ фермъ.

При устройствѣ новыхъ желѣзнодорожныхъ мостовъ и перестройкѣ существующихъ должно руководствоваться слѣдующими правилами:

а) озаботиться уменьшеніемъ вреднаго вліянія на каменную кладку устоевъ сотрясеній отъ проходящихъ поѣздовъ, для чего надлежитъ укладывать въ мостахъ, отверстіемъ до 3 сажень включительно, чугунныя подушки на деревянныхъ мауэрлатахъ, обеспечивая при этомъ водѣ свободный стокъ съ подферменной площадки;

б) въ мостахъ, коихъ пролеты составляютъ 7 и болѣе сажень, подвижныя опоры должны быть устроены на каткахъ;

в) въ мостахъ, пролеты коихъ превосходятъ 12 сажень, опоры должны быть устроены на балансирахъ;

г) къ верхней подушкѣ долженъ быть прикрѣпленъ легкій футляръ для прикрытія катковъ отъ пыли, сора и атмосферныхъ осадковъ; но футляръ этотъ не долженъ препятствовать удобному осмотру опорныхъ частей. Кроме того, должны быть приняты мѣры для предохраненія катковъ отъ боковыхъ перемѣщеній.

Циркуляръ о необходимыхъ приложеніяхъ къ проектамъ мостовъ. Департамента желѣзныхъ дорогъ отъ 5 октября 1898 г. за № 17945.

По журналу Инженернаго Совѣта № 184 сего 1898 года, утвержденному г. Министромъ Путей Сообщенія, постановлено:

Предоставивъ Департаменту желѣзныхъ дорогъ сдѣлать распоряженіе, чтобы во всѣхъ вносимыхъ на обсужденіе Инженернаго Совѣта проектахъ пролетнаго строенія мостовъ были соблюдены нижеслѣдующія требованія, а именно:

1) на чертежахъ эпюры фермъ должны быть показаны:

а) въ тѣхъ случаяхъ, когда сѣченія поясовъ фермы разсчитаны по площадямъ, линіи теоретическихъ площадей поясовъ, и

б) въ тѣхъ случаяхъ, когда фермы разсчитаны по моментамъ сопротивленія,—линіи моментовъ сопротивленія;

2) исчисленіе вѣса пролетнаго строенія должно быть подраздѣлено на три отдѣльныя рубрики, а именно:

а) главные фермы со связями, б) проѣзжая часть моста, в) опорныя части моста, съ соотвѣтственнымъ исчисленіемъ для каждой изъ упомянутыхъ рубрикъ процента на головки заклепокъ и съ приложеніемъ къ сему исчисленію вѣса пролетнаго строенія, вывода вѣса моста на погонную единицу длины пролета по формулѣ $p = aL + F_1 + F_2$, гдѣ aL — вѣсъ фермъ со связями на единицу длины пролета, F_1 — вѣсъ проѣзжей части съ перилами, и F_2 — вѣсъ опорныхъ частей моста на ту же единицу длины (L есть разсчетный пролетъ фермъ, а aL — частное отъ раздѣленія общаго вѣса фермъ со связями на длину фермъ);

3) въ тѣхъ случаяхъ, когда расчетъ пролетнаго строенія моста исполненъ по способу, еще не получившему распространенія на практикѣ, къ проекту упомянутаго строенія долженъ быть приложенъ расчетъ по одному изъ нынѣ употребляемыхъ для сего способовъ.

В. Сборка и испытаніе мостовъ.

1. Техническія условія на изготовленіе, поставку и сборку металлическихъ частей мостовъ. (Утвержд. Мин. П. С.— 5 іюля 1897 г. за № 113).

§ 1. Общія опредѣленія. Металлическіе мосты изготовляются въ пролетныхъ частяхъ изъ сварочнаго или литого желѣза, а въ опорныхъ частяхъ изъ чугуна и стали, согласно указаніямъ, даваемымъ при заказѣ и обусловленнымъ договоромъ.

Употребляемые для изготовленія моста матеріалы должны отвѣчать нормальнымъ техническимъ условіямъ на ихъ изготовленіе.

Происхожденіе матеріаловъ удостовѣряется фабричными клеймами, обозначенными на самомъ желѣзѣ, и, въ случаѣ заказа желѣза другимъ фирмамъ, таковыя должны сопровождать поставку заказаннаго имъ желѣза письменными обязательствами, что поставленные ими матеріалы должны соотвѣтствовать всѣмъ требованіямъ техническихъ для нихъ условій.

Металлическія части мостовъ должны быть изготовлены въ точности, согласно съ утвержденными проектами.

Каждый пролетъ при сборкѣ на мѣстѣ долженъ имѣть подъемъ, указанный заказчикомъ при выдачѣ чертежей.

§ 2. Обработка металлическихъ частей. Листовое и прочее желѣзо для приведенія его къ требуемымъ для мостовыхъ частей размѣрамъ можетъ быть обрабатываемо ножницами въ холодномъ состояніи, при чемъ для литого желѣза послѣ обрѣзанія всѣ кромки обрабатываемаго желѣза, какъ поперечныя, такъ и продольныя, должны быть удалены или пилою, или рѣзцомъ, или шарошкой, наждачнымъ кругомъ, или на точильномъ станкѣ, на толщину не менѣе 1,5 мм.; если же это не будетъ исполнено заводомъ по недостатку запаса въ размѣрахъ, то обработанныя ножницами части нагрѣваются до вишнево-краснаго цвѣта и затѣмъ охлаждаются въ горячей песчаной банѣ.

Пригонка разныхъ сортовъ листового, углового и полосового желѣза должна производиться по надлежащей выправкѣ и обрѣзкѣ оныхъ. Открытые торцы обрѣзанныхъ листовъ и ихъ накладокъ должны имѣть правильныя грани, и всѣ вообще торцы по всей толщинѣ своей не должны представлять никакихъ разрывовъ или недостатковъ матеріала. Торцы всѣхъ стыковъ въ мѣстахъ ихъ взаимнаго соприкасанія должны быть оструганы или пригнаны другимъ способомъ подъ угломъ, вполне соотвѣтствующимъ проектнымъ опредѣленіямъ.

Неровности кромокъ слѣдуетъ сглаживать напильникомъ или зубиломъ.

Въ случаѣ изгибанія какого бы то ни было сорта желѣза, въ горячемъ состояніи, таковое должно производиться на металлическихъ формахъ съ медленнымъ охлажденіемъ.

§ 3. Всѣ дыры въ металлическихъ частяхъ пролетнаго строенія мостовъ должны быть просверлены или пробиты, но послѣ пробивки дыръ въ

литомъ желѣзъ онѣ должны быть развернуты на 4 мм. по діаметру, за исключеніемъ дыръ въ прокладкахъ, шайбахъ и вообще частяхъ, не участвующихъ въ напряженіяхъ, гдѣ дыры могутъ пробиваться безъ развертки.

Сверленіе дыръ должно быть исполнено при такомъ діаметрѣ, чтобы послѣ общаго расправленія оныхъ въ свинченныхъ частяхъ, онѣ имѣли діаметръ, соотвѣтствующій размѣру, указанному въ проектѣ. Образующіяся при сверливаніи дыръ заусеницы должны быть обрубаемы зубиломъ или сглажены пилою настолько, чтобы соприкасающіяся части плотно прилегали другъ къ другу.

§ 4. Неправильность въ разстояніи смежныхъ дыръ допускается не болѣе чѣмъ на 1,5 мм., а между крайними дырами цѣлаго листа или уголка не болѣе чѣмъ на 2,5 мм., въ направленіи же дыръ одного продольнаго ряда означенная неправильность не должна превышать 1,5 мм., т.-е. центры дыръ не должны выходить изъ предѣловъ двухъ параллельныхъ линій, отстоящихъ другъ отъ друга на 1,5 мм. Наконецъ, дыры нѣсколькихъ листовъ и частей, соединяющихся общею заклепкою, должны совпадать настолько точно, чтобы неправильность въ положеніи ихъ центровъ не составляла болѣе одной двадцатой доли діаметра стержня заклепки, каковая неправильность, однако, должна быть сглажена разверткою. При невозможности достигнуть означенной точности совпаденія дыръ соотвѣтственнымъ увеличеніемъ отверстій, означенные листы и полосы бракуются.

§ 5. Заклепки должны имѣть размѣры и форму, согласные съ проектными опредѣленіями. Стержни заклепокъ должны быть прямые, соотвѣтственнаго діаметра, при чемъ колебанія въ толщинѣ не должны превышать $\frac{1}{20}$ доли послѣдняго, головки же заклепокъ должны имѣть совершенно круглую форму и быть симметрическими относительно оси стержней. Діаметръ стержней заклепокъ можетъ быть меньше діаметра развернутыхъ дыръ на $\frac{1}{20}$ долю проектнаго діаметра, но во всякомъ случаѣ разница между обоими діаметрами не должна превосходить одного миллиметра.

Показанный на чертежѣ діаметръ заклепки соотвѣтствуетъ діаметру дыры.

§ 6. Склепываніе. До склепыванія сложенныхъ вмѣстѣ частей, таковыя должны быть хорошо очищены и плотно стянуты достаточнымъ количествомъ болтовъ, самыя же дыры должны быть предварительно выравнены стальными развертками. Заклепки должны быть примѣняемы въ дѣло въ состояніи бѣло-краснаго каленія такъ, чтобы при окончаніи склепыванія онѣ имѣли еще темно-красный цвѣтъ и въ этомъ видѣ плотно сжимали соединяемыя ими части. Головки поставленныхъ на мѣсто заклепокъ должны быть правильной формы, безъ зарубинъ и трещинъ. Заклепки должны заполнять все пространство въ дырахъ и при пробѣ ударами молотка не дрожать.

Заводу разрѣшается, кромѣ ручной клепки, также и машинное склепываніе, но воспрещается сплющиваніе головки непосредственно отъ руки кельнымъ молоткомъ или кувалдою.

§ 7. Сборка частей въ заводскихъ мастерскихъ. Для совершенства сборки металлическихъ частей мостовъ, зависящей, главнымъ образомъ, отъ полнаго взаимнаго ихъ соприкасанія, необходимо употреблять

сжимы достаточной силы, а также принимать всѣ мѣры предосторожности дабы не сдвинуть съ мѣста собираемыя части во время ихъ склепыванія, и, въ случаѣ надобности, разрѣшается производить натяжку оправкою. Равнымъ образомъ, необходимо слѣдить за тѣмъ, чтобы входящіе въ составъ собранныхъ частей листы, полосы, уголки и прочіе сорта желѣза не покорбились и не измѣнили своего общаго расположенія, и чтобы линіи и поверхности представляли видъ, согласный съ проектными чертежами. Съ цѣлью убѣжденія въ надлежащей и вполне тщательной пригонкѣ металлическихъ частей въ общемъ составѣ цѣлаго пролета, заказчикъ имѣетъ право требовать отъ завода полной предварительной сборки означенныхъ частей въ мастерскихъ завода и затѣмъ склепыванія настолько, чтобы получаемыя собранныя части удобно могли быть перевезены къ мѣсту установки оныхъ на линіи, при чемъ заводу предоставляется право дѣлать такую пробную сборку и горизонтально.

§ 8. Опорныя части. Опорныя части должны быть отлиты такъ, чтобы, по надлежащей отдѣлкѣ оныхъ, размѣры ихъ соответствовали проектнымъ даннымъ. Поверхности опорныхъ частей, прикасающіяся между собою, должны быть оструганы и, гдѣ требуется, обточены. Равнымъ образомъ, поверхности соприкасанія опорныхъ частей съ фермами и подферменными камнями должны представлять правильныя плоскости, которыя провѣряются линейкою.

§ 9. Вѣсъ. Вѣсъ металлическихъ частей моста (полосъ, уголковъ и проч.) опредѣляется безъ вычета отверстій для заклепокъ, вѣсъ же заклепочныхъ головокъ опредѣляется въ 3,5% отъ вѣса желѣза, входящаго въ составъ пролетныхъ частей. Для провѣрки единичнаго вѣса поставленныхъ металловъ, а равно съ цѣлью удостовѣрить, что поставленныя части имѣютъ профиль и очертаніе и по удѣльному вѣсу соответвуютъ установленнымъ требованіямъ, приемщикомъ производится періодическое контрольное взвѣшивание готовыхъ частей по 5% отъ каждой партіи, предъявленной къ приемкѣ. При этомъ контрольный вѣсъ не долженъ быть ниже расчетнаго въ отдѣльныхъ частяхъ болѣе чѣмъ на 3%, а въ среднемъ не болѣе 2%. Превышеніе вѣса не должно быть болѣе 5% противъ теоретическаго вѣса. Въ противныхъ случаяхъ взвѣшивание повторяется въ томъ же размѣрѣ съ другими частями соответственной партіи и, если при этомъ окажется, что недовѣсъ превзошелъ 2% въ среднемъ, то соответственная партія бракуется.

§ 10. Приготовленіе частей къ отправкѣ на линію. Послѣ осмотра и провѣрки приемщикомъ на заводѣ отдѣльныхъ частей пролетовъ, таковыя должны быть загрунтованы, занумерованы и снабжены соответственными надписями и условными знаками по отдѣльнымъ пролетамъ.

§ 11. Сборка и установка пролетныхъ частей на мѣсто. Выборъ способа сборки и установки на мѣсто металлическихъ частей представляется заводу, но тотъ или другой способъ сборки, равно какъ проектъ подмостей и прочихъ при установкѣ пролетнаго строенія мостовъ приспособленій, должны быть представлены заблаговременно на одобреніе заказчика. Сборка и склепка частей на мѣстѣ должна производиться знающими свое дѣло рабочими подъ руководствомъ опытныхъ мастеровъ. Самыя же работы должны быть исполнены вполне тщательно и чисто такъ, чтобы всѣ

части имѣли правильное очертаніе безъ неровностей и прочихъ недостатковъ. При окончательной склепкѣ частей мостовъ на мѣстѣ работы должны быть соблюдены всѣ условія, относящіяся къ сборкѣ ихъ на заводѣ. Сверхъ того, какъ при предварительной сборкѣ пролетныхъ частей въ заводскихъ мастерскихъ, такъ и при сборкѣ и установкѣ оныхъ на мѣстѣ работъ, необходимо имѣть въ виду: а) что раскосы въ фермахъ и діагонали въ связяхъ по окончаніи склепочныхъ работъ должны обладать требуемою натянутостію и равномерностію натяженія, если они состоятъ изъ вѣтвей и б) что продольныя балочки должны окончательно приклепываться къ поперечнымъ балкамъ лишь послѣ освобожденія фермъ отъ подмостей.

§ 12. Окраска. Всѣ металлическія части мостовъ должны быть окрашены два раза по загрузкѣ, сдѣланной на заводѣ. Составъ, цвѣтъ и порядокъ окраски своевременно устанавливаются заказчикомъ. Окрашиваемыя поверхности предварительно должны быть очищены отъ грязи и ржавчины и если бы въ нихъ оказались неровности, то таковыя предварительно должны быть зашпаклеваны. Шпаклевка распространяется также на всѣ швы и щели, подверженные дѣйствію дождевой воды. Головки заклепокъ поставленныхъ при сборкѣ частей на линіи должны быть до окраски загрунтованы сурикомъ. Окраску должно производить въ хорошую погоду и по сухимъ поверхностямъ. Краски должны быть растираемы какъ можно тщательнѣе и приготовлены на хорошо проваренномъ конопляномъ маслѣ съ прибавленіемъ 3% зильберглету по вѣсу масла. Заводъ приступаетъ къ окраскѣ не иначе, какъ послѣ подробнаго осмотра окрашиваемыхъ частей мѣстными агентами технического надзора, которые имѣютъ право отерочить окраску въ случаѣ необходимости предварительнаго исправленія замѣченныхъ въ металлическихъ частяхъ недостатковъ.

§ 13. Испытаніе верхняго строенія мостовъ. По совершенномъ окончаніи сборки и установки на мѣсто строенія моста и вслѣдъ за устройствомъ проѣзжей части, пролетныя части подвергаются испытанію согласно существующимъ и могущимъ быть изданными Министерствомъ Путей Сообщенія постановленіямъ. Испытанія производятся въ слѣдующемъ порядкѣ: а) испытаніе статическое. Каждый пролетъ моста нагружается спокойною нагрузкою, расположенною такимъ образомъ, чтобы соответственная ей равномерная нагрузка имѣла величину, указанную въ расчетахъ проекта моста; продолжительность пребыванія этой нагрузки на каждомъ пролетѣ должна быть не менѣе получаса. б) Испытаніе динамическое. Если въ проектѣ не оговоренъ способъ для сего испытанія, то по мосту пропускается поѣздъ, составленный изъ двухъ самыхъ тяжелыхъ имѣющихся на дорогѣ паровозовъ и столько же сполна нагруженныхъ товарныхъ вагоновъ, чтобы длина поѣзда была не менѣе двойной длины пролета; поѣздъ этотъ долженъ двигаться со скоростью отъ 20 до 30 верстъ въ часъ.

§ 14. Постоянный (остающійся) прогибъ послѣ испытанія не долженъ превосходить $\frac{1}{5,000}$ части расчетнаго пролета, а упругій (исчезающій) прогибъ не долженъ превосходить величинъ, обусловленныхъ заказчикомъ въ договорѣ или въ проектѣ. Ближайшія подробности относительно порядка и способовъ испытанія пролетнаго строенія мостовъ и измѣренія величинъ прогибовъ опредѣляются заказчикомъ.

§ 15. Если при испытаніи металлическихъ пролетныхъ частей временною статическою нагрузкою постоянный прогибъ окажется болѣе $\frac{1}{5000}$ части расчетнаго пролета, то заказчику предоставляется право требовать усиленія за счетъ завода жесткости пролетнаго строенія или же забраковать оное, но послѣдняя мѣра можетъ быть примѣнена лишь на основаніи постановленія Министра Путей Сообщенія.

§ 16. Предварительный пріемъ. По выдержаніи мостомъ вышеприведенныхъ испытаній по немъ открывается движеніе, и если въ продолженіе пятнадцати дней отъ производства послѣдняго испытанія въ мосту не будетъ замѣчено ни малѣйшаго увеличенія постоянной стрѣлы прогиба фермъ и никакихъ общихъ или частныхъ поврежденій и измѣненій по причинѣ недоброкачества матеріала или несовершенства изготовленія отдѣльныхъ частей, то пролетное строеніе мостовъ считается предварительно принятымъ.

§ 17. Окончательный пріемъ. Если затѣмъ въ теченіе послѣдующихъ шести мѣсяцевъ со дня послѣдняго испытанія въ пролетныхъ металлическихъ частяхъ не произойдетъ никакихъ вредныхъ перемѣнъ, замѣченныя же поврежденія и неисправности будутъ устранены заводомъ, то мостъ принимается окончательно. Въ случаѣ необходимости производства соотвѣствующихъ исправленій, шестимѣсячный срокъ окончательной пріемки увеличивается на столько времени, сколько потребуется для приведенія пролетныхъ частей въ полную исправность.

2. Освидѣтельствованіе и испытаніе мостовъ.

а) ЖЕЛѢЗНЫЕ МОСТЫ.

§ 1. Главы II. Освидѣтельствованіе новыхъ мостовъ.

а) По окончаніи сборки, но до окраски, пролетныя части моста подлежатъ освидѣтельствуванію;

б) освидѣтельствованіе и испытаніе оконченныхъ постройкою желѣзныхъ мостовъ производится на эксплуатируемыхъ дорогахъ Управляющимъ желѣзною дорогою ¹⁾, а на строящихся Инспекторомъ, если пролетъ не превышаетъ 20 сажень, мосты же большихъ пролетовъ свидѣльствуются и испытываются особою, назначенною Министерствомъ Путей Сообщенія, комиссією;

в) о назначеніи такой комиссіи Управляющій или Инспекторъ обращаются въ Министерство Путей Сообщенія;

г) при освидѣтельствovanіи слѣдуетъ: 1) провѣрить съ точностью отверстіе моста (между внутренними гранями опоръ) и расчетный пролетъ,

¹⁾ По силѣ § 34 Инстр. мѣстн. Упр. Каа. ж. д., утвержденной Министромъ Путей Сообщенія по соглашенію съ Министромъ Финансовъ и Государственнымъ Контролеромъ 22 мая 1898 года, на Начальниковъ казенныхъ желѣзныхъ дорогъ возлагается освидѣтельствованіе всѣхъ оконченныхъ постройкою сооружений, за исключеніемъ лишь болѣе серьезныхъ и крупныхъ сооружений, объ установленіи порядка освидѣтельствovanія копѣхъ Начальники дорогъ испрашиваютъ указаній Управленія желѣзныхъ дорогъ.

т.-е. разстояніе между серединами опорныхъ стоекъ; 2) повѣрить, исполнѣ ли согласно съ утвержденнымъ проектомъ исполнено сооруженіе во всѣхъ его частяхъ, какъ въ отношеніи геометрической формы; такъ и относительно размѣровъ и расположенія частей. Всѣ усмотрѣнныя отступленія отъ утвержденного проекта заносятся въ журналъ освидѣтельствванія и испытанія; 3) опредѣлить нивелировкой положеніе опорныхъ точекъ фермъ относительно какого-либо неподвижнаго репера избраннаго внѣ моста или въ пригодной для сего части устоя моста; 4) опредѣлить нивелировкой относительное положеніе опорныхъ точекъ моста и приданный фермамъ при сборкѣ строительный подъемъ; 5) удостовѣриться въ тщательности производства склепки составныхъ частей моста перестукиваніемъ заклепокъ и срубаніемъ нѣкоторыхъ изъ нихъ, обращая особое вниманіе на склепку, исполненную на мѣстѣ работъ и на качество желѣза заклепокъ; 6) удостовѣриться въ тщательности сборки и пригонки частей фермы и въ отсутствіи наружныхъ недостатковъ въ желѣзныхъ частяхъ (напр., трещинъ и т. п.); 7) удостовѣриться въ правильномъ устройствѣ и положеніи подвижныхъ и неподвижныхъ опорныхъ частей и въ возможности свободнаго удлиненія фермъ при измѣненіи температуры, а равно и въ томъ, приняты ли надлежащія конструктивныя мѣры противъ скользянія верхняго строенія моста по шарнирамъ и каткамъ; 8) результаты такого освидѣтельствванія заносятся какъ въ особый представляемый Министерству Путей Сообщенія журналъ, такъ и въ мостовую книгу.

§ 2. Главы II. Приготовленія къ испытанію новыхъ мостовъ.

Предварительно приступа къ испытанію вновь выстроеннаго моста необходимо: 1) составить изъ имѣющагося въ наличности на дорогѣ наиболѣе тяжелаго подвижнаго состава схему пробныхъ поѣздовъ, способныхъ вызвать въ фермахъ изгибающіе моменты, возможно близко соотвѣтствующіе моментамъ, вызываемымъ подвижною нагрузкою, указанною въ расчетахъ утвержденного проекта моста, — если составъ этихъ пробныхъ поѣздовъ не опредѣленъ заказчикомъ въ техническихъ условіяхъ или самомъ договорѣ на изготовленіе и поставку пролетныхъ частей, 2) по опусканіи моста, т.-е. по передачѣ тяжести фермъ на опоры послѣднихъ, опредѣлить точную нивелировкой прогибъ отъ собственнаго вѣса пролетныхъ частей.

§ 3. Главы II. Производство испытанія статическою нагрузкою.

Каждый пролетъ моста долженъ быть испытанъ какъ статическою (спокойною), такъ и динамическою (движущеюся) нагрузкою. Для испытанія балочныхъ, свободно лежащихъ на двухъ опорахъ (разрѣзныхъ), мостовъ каждый пролетъ нагружается спокойною нагрузкою, расположенною такимъ образомъ, чтобы соотвѣтственная ей равномерная нагрузка имѣла величину, указанную въ расчетахъ проекта моста. Продолжительность пребыванія этой нагрузки на каждомъ пролетѣ не должна быть менѣе получаса. Затѣмъ надлежитъ опредѣлить величину прогиба посрединѣ пролета каждой фермы точно нивелировкой или визированіемъ посредствомъ теодолита по прямой линіи, параллельной линіи, соединяющей опорныя точки фермъ, или инымъ не менѣе точнымъ способомъ. Послѣ сего пробный поѣздъ долженъ быть совершенно удаленъ съ пролета и, повторяя опять нивелировку или измѣ-

ренія иными способами, слѣдуетъ опредѣлить постоянный прогибъ (осадку, обжатіе) фермы. Нивелировка должна быть относима къ указанному выше въ § 1 п. г. реперу для устраненія вліянія осадки опоръ и для измѣренія величины этой осадки, а равно для избѣжанія ошибокъ, зависящихъ отъ неодинаковой высоты опорныхъ точекъ моста. Результаты измѣреній прогибовъ, а равно чертежи расположенія пробной нагрузки должны быть внесены въ мостовую книгу и въ журналъ освидѣтельствованія и испытанія моста. При испытаніи мостовъ подъ два или большее число путей при общемъ для всѣхъ путей верхнемъ строеніи, пробными поѣздами должны быть во всякомъ случаѣ загружаемы одновременно всѣ пути, но, кромѣ того, могутъ быть производимы предварительныя испытанія на каждомъ пути отдѣльно.

На многопролетныхъ мостахъ съ разрывными фермами пробные поѣзда должны быть располагаемы на каждомъ пролетѣ въ отдѣльности, а, кромѣ сего, надлежитъ испытать прочность опоръ и провѣрить ихъ возможную осадку при невыгоднѣйшемъ, вызывающемъ наибольшія напряженія въ опорныхъ частяхъ фермы, расположеніи пробной нагрузки.

На мостахъ съ неразрывными фермами слѣдуетъ пробную нагрузку приводить въ положенія, вызывающія наибольшія напряженія въ испытываемой части моста, примѣняясь, по возможности, къ невыгоднѣйшимъ положеніямъ временной нагрузки, принятымъ въ основаніе расчета при проектированіи моста. Постоянный остающійся прогибъ (осадка или обжатіе) фермъ послѣ перваго испытанія допускается не свыше $\frac{1}{5000}$ части расчетнаго пролета для мостовъ пролетомъ въ 10 саж. и болѣе и не свыше $\frac{1}{4000}$ для мостовъ пролетомъ менѣе 10 саж.—при томъ, однако, условіи, чтобы въ отдѣльныхъ частяхъ сооруженія не происходили какія-либо опасныя измѣненія, какъ-то: изгибъ стоекъ, сжатыхъ поясовъ, разъединеніе листовъ въ стыкахъ, боковое выпучиваніе сжатыхъ частей и т. п. Упругій (исчезающій) прогибъ не долженъ превосходить нормы, установленной проектомъ или техническими условіями постройки моста.

§ 4. Главы II. Производство испытанія динамическою нагрузкою.

Если въ проектѣ не оговоренъ способъ производства динамическаго испытанія, то послѣднее производится передвиженіемъ по каждому рельсовому пути пробнаго поѣзда, состоящаго изъ груженыхъ вагоновъ съ двумя наиболѣе тяжелыми имѣющими на дорогѣ паровозами во главѣ, со скоростью отъ 20 до 30 верстъ въ часъ. Затѣмъ съ тѣмъ же поѣздомъ по каждому рельсовому пути производится поѣздка съ предѣльною, наибольшею скоростью, допускаемою правилами движенія и типомъ паровозовъ. Наконецъ, для надлежащаго сравненія динамическаго прогиба со статическимъ, тотъ же поѣздъ съ двумя паровозами вводится совершенно медленно на мостъ и устанавливается на испытываемомъ пролетѣ въ положеніи, соответствующемъ наибольшему изгибающему моменту посрединѣ, при чемъ опредѣляется статическій прогибъ фермъ. Длина пробныхъ поѣздовъ не должна быть менѣе двойной длины пролета, если фермы разрывныя, и не менѣе всей длины неразрывной фермы, если таковая покрываетъ нѣсколько пролетовъ, насколько это допускается правилами движенія и тяги. Въ мостахъ съ общимъ верхнимъ строеніемъ для двухъ путей поѣзда должны

быть пропускаемы: а) по каждому изъ путей въ отдѣльности, въ обѣ стороны; б) по обоимъ путямъ вмѣстѣ, при направленіи движенія обоихъ поѣздовъ въ одну и ту же сторону впередъ и назадъ и в) по обоимъ путямъ вмѣстѣ, но при противоположныхъ направленіяхъ поѣздовъ, одного впередъ, а другого назадъ, такъ, чтобы встрѣча поѣздовъ происходила по серединѣ пролета. Независимо отъ измѣренія вертикальныхъ динамическихъ прогибовъ, слѣдуетъ опредѣлить горизонтальныя боковыя колебанія фермъ при динамической нагрузкѣ, въ особенности по серединѣ пролетовъ. При испытаніи обоого рода нагрузками должно обращать вниманіе на число отскочившихъ заклепочныхъ головокъ, на видъ стержней оныхъ, разрывы въ листахъ пояса и другія поврежденія частей фермъ.

§ 5. Главы II. Открытіе мостовъ для движенія.

Объ освидѣтельствованіи и испытаніи моста долженъ быть составленъ журналъ или актъ съ изложеніемъ всѣхъ сдѣланныхъ наблюдений; къ акту должны быть приложены всѣ данныя, указанные въ § 2. Въ актѣ должно быть изложено заключеніе о результатахъ испытанія, а равно и о возможности открытія моста для движенія. Подлинный актъ за подписью лицъ, назначенныхъ для освидѣтельствованія и испытанія моста, представляется въ Министерство Путей Сообщенія, копія же съ акта вписывается въ мостовую книгу. Открытіе мостовъ пролетами до 20 сажень включительно разрѣшается Управляющимъ желѣзною дорогою или Инспекторомъ по представленію лицъ, назначенныхъ ими для освидѣтельствованія и испытанія мостовъ; мостовъ же пролетами болѣе 20 сажень — Министерствомъ Путей Сообщенія.

§) ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ.

§ 3. Главы VI. Утвержденіе проентовъ временныхъ деревянныхъ мостовъ.

Проекты временныхъ деревянныхъ мостовъ, коихъ отдѣльные пролеты не превосходятъ 5 сажень, утверждаются Управляющимъ дорогою или Инспекторомъ при соблюденіи слѣдующихъ правилъ: а) на мостахъ, длиною болѣе 7 сажень, укладываются охранные брусья или рельсы, руководствуясь указаніями гл. V §§ 3, 4, 5, и б) закругленія объѣздного пути и кривыя переходовъ на главный путь не должны начинаться ближе 10 сажень отъ конца моста.

§ 4. Главы VI. Освидѣтельствованіе временныхъ мостовъ.

Всѣ временные мосты до открытія по нимъ движенія свидѣтельствуются и испытываются Управленіемъ дороги или Инспекціею, о чемъ составляются журналы, хранимые при дѣлахъ Управленія. Открытіе движенія по временнымъ мостамъ разрѣшается Управляющимъ дорогою или Инспекторомъ.

Сверхъ сего каждые 4 мѣсяца Управленіемъ дороги производится вновь освидѣтельствованіе временныхъ мостовъ.

§ 5. Главы VI. Надзоръ за временными мостами.

Надзоръ за временными мостами, длиною 10 сажень и болѣе, находящимися на дорогахъ, открытыхъ для движенія, долженъ быть поручаемъ особому мастеру или десятнику.

Обязанности по надзору за временными небольшими мостами могутъ быть возложены и на дорожныхъ мастеровъ.

С. Содержаніе и надзоръ за мостами.

§ 1. Главы III. Освидѣтельствованіе опоръ мостовъ.

При осмотрѣ каменныхъ опоръ должно обращать особое вниманіе:

а) не размываются ли весенними водами русла рѣкъ и рѣчекъ, и не вліяютъ ли эти воды вреднымъ образомъ на прочность основанія моста;

б) нѣтъ ли подмывовъ основаній, и если есть, то принимаются ли своевременно противъ этого мѣры и какія именно, а также содержатся ли въ исправности сооруженія, ограждающія основанія конусовъ, шпунтовые линіи, струенаправляющія дамбы и прочія укрѣпленія;

в) содержится ли въ исправности поверхность конусовъ и откосовъ мостовыхъ дамбъ, заливаемыхъ высокими водами;

г) не замѣчается ли движеніе въ береговыхъ устояхъ отъ напора насыпей, и нѣтъ ли въ устояхъ и быкахъ неравномѣрной осадки и происходящихъ отъ того трещинъ, а равнымъ образомъ, не произошло ли отклоненій отъ первоначальнаго проектнаго положенія въ устояхъ и быкахъ;

д) не застаивается ли вода позади или на поверхности устоевъ и быковъ, что обнаруживается сперва потоками изъ швовъ, а потомъ и разрушеніемъ облицовки, въ особенности если таковая сдѣлана изъ кирпича или изъ слабого камня;

е) независимо отъ сего, при производствѣ осмотра каменныхъ опоръ должны быть изслѣдуемы причины, вызвавшія замѣченные недостатки. О случившихся значительныхъ поврежденіяхъ въ искусственныхъ сооруженіяхъ и о подмывахъ русель должно доносить Управленію желѣзныхъ дорогъ съ изложеніемъ заключенія Управляющаго желѣзною дорогою о причинахъ поврежденія и о мѣрахъ, принятыхъ Управленіемъ желѣзной дороги къ устраненію оныхъ.

§ 2. Главы III. Осмотръ верхняго строенія мостовъ.

Для содержанія въ постоянной исправности пролетныхъ частей мостовъ надлежитъ:

а) содержать опорныя части въ постоянной чистотѣ, очищая снѣгъ и скальвая ледъ, какъ около подушекъ и въ коробкахъ нижнихъ поясовъ, такъ и, вообще, во всѣхъ мѣстахъ, гдѣ можетъ накапливаться снѣгъ. При наступленіи весны очистка металлическихъ частей отъ снѣга и льда, а также прочистка отверстій, имѣющихся въ нижнихъ поясахъ, должны быть произведены, отнюдь не ожидая оттаиванія естественнымъ путемъ;

б) ежегодно слѣдуетъ, производить подробный осмотръ всѣхъ мостовъ, при чемъ изслѣдовать и заносить въ мостовыя книги всѣ появившіяся вновь (со времени послѣдняго осмотра) разстройства и поврежденія въ состояніи заклепокъ, составныхъ частей поясовъ, раскосовъ, стоекъ, связей, металлическихъ и деревянныхъ балокъ проѣзжей части и проч., а также въ состояніи опорныхъ частей фермъ и окраски моста. О такихъ же разстройствахъ въ мостѣ, которыя могутъ имѣть серьезное вліяніе на дальнѣйшую его службу, и о мѣрахъ, принимаемыхъ по поводу такихъ разстройствъ, слѣдуетъ доносить въ Министерство Путей Сообщенія.

§ 3. Главы III. Периодическія испытанія пролетныхъ частей мостовъ.

Для удостовѣренія въ прочности и благонадежности желѣзныхъ пролетныхъ частей мостовъ, таковыя испытываются пробною нагрузкою, какъ статическою, такъ и динамическою, не рѣже, чѣмъ черезъ каждыя пять лѣтъ. При испытаніи статическою пробною нагрузкою слѣдуетъ опредѣлить прогибъ фермъ лишь въ одной точкѣ (узлѣ), а именно, по срединѣ пролета или вблизи ея, производя статическія испытанія, согласно указаній § 3 главы II сего отдѣла, съ тѣмъ лишь отъ нихъ отступленіемъ, что продолжительность нагруженія пролета статическою нагрузкою можетъ быть сокращена до 15 минутъ. Динамическія испытанія могутъ производиться очередными поѣздами, слѣдующими двойною тягою.

На дорогахъ или участкахъ дорогъ, гдѣ развито усиленное движеніе и имѣется значительное количество мостовъ, можно ограничиться только однимъ динамическимъ испытаніемъ посредствомъ слѣдующихъ двойною тягою очередныхъ поѣздовъ съ надлежащимъ количествомъ груженыхъ вагоновъ или платформъ.

Испытаніе мостовъ можетъ производиться во всякое время года, опредѣленіе прогиба дѣлается помощью нивеллировки и иными способами.

Предварительно испытанія, опредѣляется подъемъ фермъ.

О всѣхъ обнаруженныхъ при осмотрахъ и испытаніяхъ измѣненіяхъ и недостаткахъ мостовъ, могущихъ угрожать опасностью для движенія, немедленно доводится до свѣдѣнія Министерства Путей Сообщенія.

§ 4. Главы III. Прогибы.

Опредѣленный при испытаніи упругій исчезающій прогибъ не долженъ превосходить: при пролетахъ до 5 сажень и высотъ фермъ менѣе $\frac{1}{10}$ пролета $\frac{1}{750}$ пролета, при пролетахъ до 5 сажень и высотъ фермъ въ $\frac{1}{10}$ пролета или болѣе — $\frac{1}{1000}$ пролета, при пролетахъ больше 5 сажень и при высотъ фермъ менѣе $\frac{1}{10}$ пролета — $\frac{1}{1250}$ пролета, при пролетахъ болѣе 5 сажень и при высотъ фермъ въ $\frac{1}{10}$ пролета или болѣе — $\frac{1}{1500}$ пролета. Неисчезающій прогибъ фермы не долженъ превышать $\frac{1}{5000}$ пролета, принимая длину послѣдняго равною разстоянію между серединами опорныхъ стоекъ или между осями балансировъ.

Примѣчаніе. Приведенныя въ § 4 нормы допускаемого упругаго прогиба примѣняются въ томъ случаѣ, если въ проектѣ или техническихъ условіяхъ не установлена особая норма.

§ 5. Главы III. Приспособленія для осмотра.

Для осмотра мостовъ, а также для облегченія производства работъ, долженъ быть обезпеченъ доступъ ко всѣмъ частямъ сооруженія при помощи постоянныхъ или подвижныхъ подмостей, телѣжекъ, лѣстницъ, стремянокъ, люлекъ и т. п.

§ 6. Главы III. Мостовыя книги.

Для мостовъ должно имѣть особыя книги, въ которыя вносятся: 1) результаты всѣхъ освидѣтельствowanій, испытаній и нивелировокъ въ хронологическомъ порядкѣ, 2) отмѣтки и описанія работъ по замѣнѣ частей моста, по перестройкамъ, усиленіямъ и болѣе значительнымъ исправленіямъ. Мостовыя книги ведутся начальникомъ участка и предъявляются послѣднимъ при испытаніяхъ и освидѣтельствowanіяхъ лицамъ, производящимъ ихъ.

К о н е ц ъ.

В.А.
С.И. Гринь

РАСЧЕТЪ ВЕРХНЯГО СТРОЕНИЯ
ЖЕЛѢЗНОДОРОЖНАГО МОСТА ОТВЕРСТІЕМЪ 30 МЕТ.,
СЪ ѲЗДОЙ ПО ВЕРХУ И ПРОѲЗЖЕЙ ЧАСТІЮ
ИЗЪ ДЕРЕВЯННЫХЪ ПОПЕРЕЧИНЪ.

§ 1. ОСНОВНЫЕ РАЗМѢРЫ МОСТА.

Отверстіе въ свѣту $L = 30$ м.

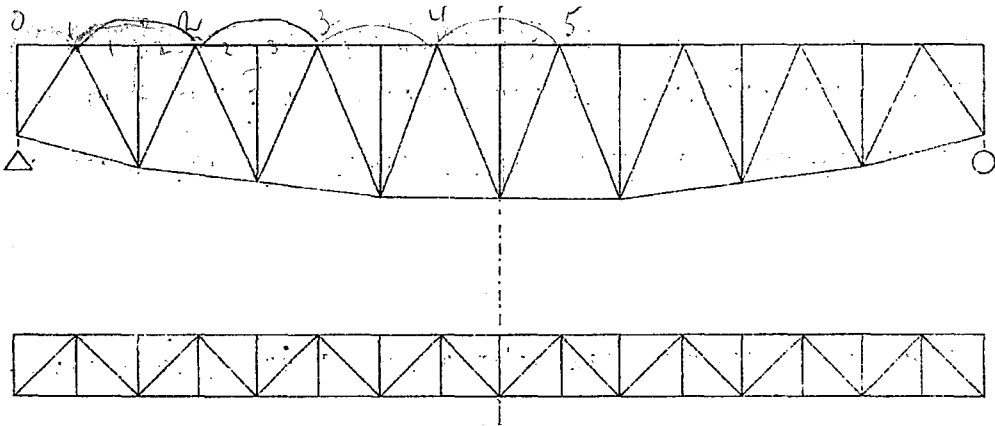
Расчетный пролетъ фермъ $l = 31,2$ м.

Расстояние между осями фермъ $a = 2$ м.

Число панелей (малыхъ) 16.

Длина панели (малой) - 1,95 м.

Черт. 1.



§ 2. ОПИСАНІЕ ВЕРХНЯГО СТРОЕНИЯ МОСТА.

ЖелѢзное верхнее строеніе моста состоитъ изъ двухъ сквозныхъ фермъ съ прямымъ верхнимъ и полигональнымъ нижнимъ поясомъ. Во избѣжаніе устройства острыхъ опор-

ныхъ узловъ, неудобныхъ для конструкціи, окраски и осмотра, концы фермъ притуплены и снабжены невысокими опорными стойками. Рѣшетка фермъ треугольная съ дополнительными стойками въ узлахъ одного нижняго пояса для уменьшенія длины панели верхняго пояса, который работаетъ на мѣстный изгибъ вслѣдствіе давленія подрельсныхъ поперечинъ.

Проѣзжая часть состоитъ изъ деревянныхъ подрельсныхъ поперечинъ, уложенныхъ непосредственно на верхнихъ поясахъ фермъ и покрытыхъ продольнымъ настиломъ изъ 11 досокъ. Рядомъ съ путевыми рельсами уложены внутренніе контръ-рельсы на разстояніи 25 см. между осями рельсовъ и сходящіяся на нѣтъ на разстояніи 5 мет. отъ концовъ моста. Снаружи колеи къ поперечинамъ прикрѣплены помощью врубки и уголковъ съ шурупами продольные брусья, служащіе для прочной взаимной связи поперечинъ. При этомъ нѣтъ надобности прикрѣплять каждую поперечину къ фермѣ помощью уголка.

Сѣченія поясовъ приняты коробчатого типа. Сѣченіе верхняго пояса немного отличается отъ обычнаго типа тѣмъ, что наверху имѣется всего два поясныхъ уголка. Это способствуетъ пониженію центра тяжести сѣченія; разстояніе крайнихъ верхнихъ и нижнихъ волоконъ сѣченія до горизонтальной главной оси сѣченія мало отличается между собой, и вслѣдствіе этого понижаются дополнительныя напряженія верхняго пояса, вызванныя его мѣстнымъ изгибомъ отъ упру-

гаго сжатія стоекъ и отъ давленія подрельсныхъ поперечинъ. Шагъ поясныхъ заклепокъ принять 150 мм.

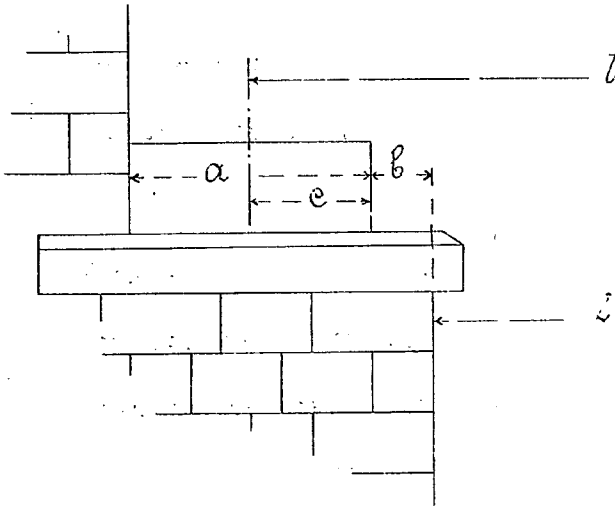
Съчленя раскосовъ (за исключеніемъ перваго) - двутавровыя изъ 4 уголковъ. Первому раскосу придано трубчатое съчленіе изъ 2 листовъ и 4 уголковъ.

Связи между фермами предполагаются продольныя въ плоскости верхняго и нижняго пояса и поперечныя въ плоскости дополнительныхъ стоекъ. Продольныя связи въ плоскости поясовъ имѣютъ треугольную рѣшетку съ дополнительными распорками; сжато-вытянутыя діагонали, а также распорки устроены жесткаго съчленія. Перекрещивающіяся діагонали не примѣнены въ виду того, что при элементарномъ способѣ расчета усилій въ нихъ получаются значительныя отклоненія отъ дѣйствительности.

Поперечныя связи проектированы ромбическаго вида, такъ какъ нижніе уголки верхняго пояса мѣшали бы удобному прикрѣпленію къ узламъ верхняго пояса діагоналей поперечныхъ связей. При ромбическихъ связяхъ, мѣста прикрѣпленія ихъ раскосовъ выносятся на середину распорокъ и стоекъ; уменьшается длина раскосовъ, но зато всѣ 4 раскоса сжато-вытянуты и добавляется средняя распорка.

Опорныя части предполагаются изъ стали. Балансиры спроектированы шарнирными простѣйшаго типа, причемъ нижніе балансиры снабжены цилиндрической выпуклостью, а верхніе балансиры - цилиндрической чашкой. Подвижная опора снабжена двумя катками.

§ 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕЛИЧИНЫ РАЗСЧЕТНОГО ПРОЛЕТА.



Черт. 2.

Расчетный пролет (назовем его через L) получается, если к величине отверстия моста L прибавить удвоенную величину расстояния центра опоры от передней грани

подферменного камня и удвоенную величину обрѣза ^{x)} подферменной площадки, считая от передней грани подферменника до передней грани устоя. Таким образом получаем формулу

$$L = L + 2c + 2b \quad (\text{см. черт. 2}).$$

При центральномъ расположеніи опорныхъ частей на подферменникахъ $c = \frac{a}{2}$, и формула обратится въ слѣдующую:

$$L = L + a + 2b.$$

Въ нашемъ случаѣ $L = 30,0$ м., b примемъ равнымъ $0,10$ м., а величину a опредѣлимъ изъ приблизительнаго подсчета размѣровъ подферменнаго камня.

Расчетную величину пролета для предварительныхъ соображеній примемъ равной (L) = $31,2$ м. Расположеніе опоръ на подферменникахъ предположимъ центральное.

x) Этотъ обрѣзъ, шириною отъ 10 (лучше 15) до 20 см., необходимъ для установки домкратовъ при подъемѣ верхняго строения, производимой при его установкѣ на опорныя части.

Постоянная нагрузка моста на пог.м. по формулѣ

$$p = \alpha \ell + F.$$

Коэффициентъ α примемъ равнымъ 42 х), а величину F (въсь проѣзжей части на пог.мет. моста) положимъ равной 600 К/п.м. Тогда

$$p_1 = 42 \times 31,2 + 600 = 1910 \text{ к. на п.м. моста.}$$

Давленіе на одинъ подферменникъ отъ постоянной нагрузки:

$$P_1 = \frac{1910 \times 31,2}{4} = 14898 \text{ к.}$$

Эквивалентная нагрузка отъ поѣзда съ двумя паровозами, обращенными лбами въ одну сторону хх) для пролета 30 м.

$$P_2 = 7330 \text{ к. на п.м. моста.}$$

Реакція опоры для одной фермы при этомъ будетъ:

$$P_2 = \frac{7330 \times 31,2}{2,2} = 57174 \text{ к.}$$

Полное давленіе на подферменникъ

$$P = P_1 + P_2 = 14430 + 57174 = 72072 \text{ к.}$$

Основаніе подферменника примемъ 100 × 100 см.

Тогда давленіе на кладку устоя будетъ:

$$p = \frac{72072}{10000} = 7,2 \text{ К/см.}^2$$

что менѣе допускаемыхъ 10 К/см.² для бутовой кладки.

Слѣдовательно $a = 1,00$ м., а расчетный пролетъ долженъ быть равенъ $\ell = 30,0 + 1,0 + 2 \times 0,1 = 31,2$ м.

х) См. Патонъ, Конструктив. коэффициенты. Табл. VII.

хх) Таблицы для расчета желѣзныхъ конструкций и мостовъ.
В. О. Патонъ, Москва 1903. Стр. 23.

§. 4. МАТЕРІАЛЪ И ДОПУЩЕННЫЯ НАПРЯЖЕНІЯ.

Все верхнее строеніе моста спроектировано изъ литого желѣза, кромѣ опорныхъ частей, предположенныхъ изъ стали.

Литое желѣзо и сталь должны удовлетворять техническимъ условіямъ, утвержденнымъ М.П.С. 5-го іюля 1897 г. за N. 113.

Всѣ профили фасоннаго желѣза приняты по Русскому Нормальному Сортаменту.

ДОПУСКАЕМЫЯ НАПРЯЖЕНІЯ ДЛЯ ЛИТОГО ЖЕЛѢЗА *).

А. Главныя фермы.

а) Основное напряженіе (для растянутыхъ частей):

при дѣйствіи одной вертикальной нагрузки для поясовъ и рѣшетки:

$$R = 675 + 2 \ell = 675 + 2 \times 31,2 = 737 \text{ К/см.}^2 < 1000.$$

при совмѣстномъ дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра для поясовъ:

$$R_0 = 675 + 4 \ell = 675 + 4 \times 31,2 = 800 \text{ К/см.}^2 < 1200.$$

б) Для сжатыхъ частей допускаемое напряженіе уменьшается въ зависимости отъ продольнаго изгиба по формулѣ

Навье $R' = \varphi R$, гдѣ

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,00008 \frac{\ell^2}{\left(\frac{J}{\omega}\right)}}$$

(ℓ - свободная длина сжатой части, J - моментъ инерціи brutto, ω - площадь сѣченія brutto).

*) Патонъ. Данныя для проектиров. 1908. Стр. 39.

с) Для сжато-вытянутых частей на растяжение допускаемое напряжение вычисляется по формулѣ Вейрауха

$$R_1 = R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N} \right),$$

гдѣ R - основное напряжение, а minN и maxN - абсолютно наименьшее и наибольшее изъ обоихъ предѣльныхъ усилий различнаго знака.

Для сжатія допускаемое напряжение рассчитывается или по формулѣ

$$R'_2 = \varphi (R - 100) \text{ К/см}^2 \text{ вь томъ}$$

случаѣ, если напряжение по формулѣ Вейрауха $R_1 < R - 100 \text{ К/см}^2$,

или по формулѣ $R''_2 = \varphi R_1$, если напряжение по

Вейрауху $R_1 > R - 100 \text{ К/см}^2$

d) Для скальваемыхъ частей допускаемое напряжение при дѣйстви одной вертикальной нагрузки

$$0,75 (675 + 2 \times 31,2) = 553 \text{ К/см}^2$$

и при совмѣстномъ дѣйстви вертикальной нагрузки и

вѣтра: $0,75 (675 + 4 \times 31,2) = 600 \text{ К/см}^2$

В. С в я з и.

Для распорокъ и діагоналей связей допускаемое напряжение на растяжение исчисляется по формулѣ

$$R = (675 + 4 \zeta) = 675 + 4 \times 31,2 = 800 \text{ К/см}^2$$

Для сжатыхъ частей напряжение уменьшается по формулѣ Навье, а вь сжато-вытянутыхъ - по Вейрауху и Навье, согласно вышеизложеннаго для главныхъ фермь.

С. З а к л е п к и.

Допускаемая нагрузка на перерывание:

а) Въ фермахъ:

въ сжатыхъ или вытянутыхъ частяхъ при дѣйствіи лишь вертикальной нагрузки:

$$0,8 (675 + 2l) = 0,8 (675 + 2 \times 31,2) = 590 \text{ К/см.}^2$$

при дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра:

$$0,8 (675 + 4l) = 0,8 (675 + 4 \times 31,2) = 640 \text{ К/см.}^2$$

Въ соединеніяхъ сжато-вытянутыхъ частей:

$$0,8 R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N} \right),$$

но не свыше 600 и не меньше 500 К/см.²

б) Въ связяхъ:

въ соединеніяхъ сжатыхъ или вытянутыхъ частей:

$$0,8 (675 + 4l) = 0,8 (675 + 4 \times 31,2) = 640 \text{ К/см.}^2$$

ДОПУСКАЕМАЯ НАПРЯЖЕНІЯ ДЛЯ СТАЛИ.

На изгибъ 700 К/см.²

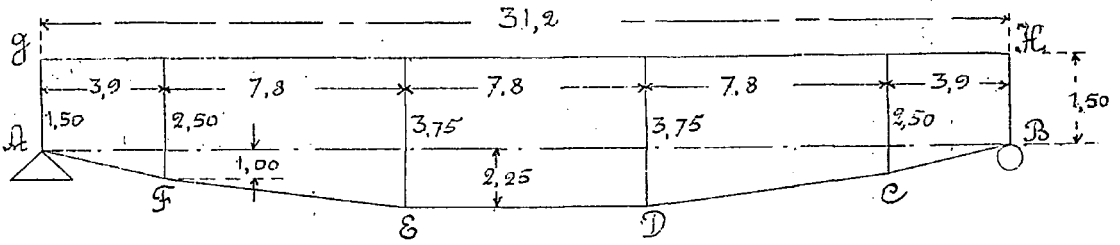
На смятіе въ шарнирахъ 300. "

На смятіе катковъ,
считая на гориз. проек-
цію катковъ 35 "

ДОПУСКАЕМАЯ НАПРЯЖЕНІЯ ДЛЯ СОСНОВНЫХЪ ПОПЕРЕЧИНЪ

согласно изложенному на стр. 45 Данныхъ для проектированія мостовъ, Патона.

§ 5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗСТОЯНИЯ МЕЖДУ ФЕРМАМИ.



Черт. 3.

Площадь полной боковой поверхности фермы

$$\omega = (1,50 + 2,50) 3,9 + (2,50 + 3,75) 7,8 + 375 \times 78 = 936 \text{ м}^2$$

Площадь части фермы ниже опорь ABCDEF

$$\omega_1 = 93,6 - 1,5 \times 31,2 = 46,8 \text{ м}^2$$

Площадь части фермы выше опорь ABHG

$$\omega_2 = 93,6 - 46,8 = 46,8 \text{ м}^2$$

Разстояние центра тяжести площади ABCDEF оть линии AB

будеть:

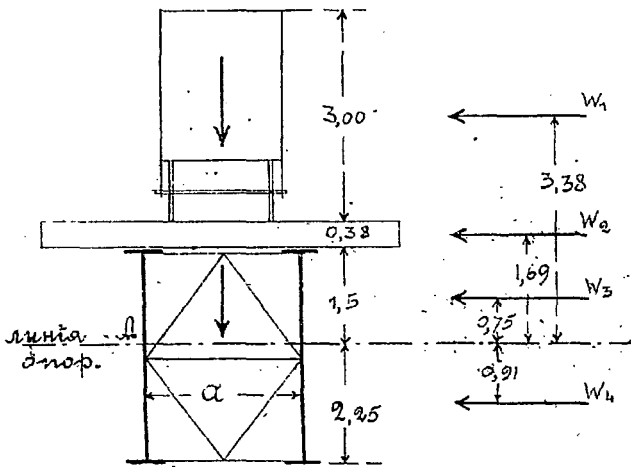
$$\frac{S_{AB}}{\omega_1} = \frac{3,9 \cdot \frac{1}{3} + 7,8 + 7,8 \cdot 1,25 + (1,00 + \frac{1}{3} \cdot 1,25) + \frac{1}{2} \cdot 2,25^2 \cdot 7,8}{46,8} = 0,91 \text{ м.}$$

Разстояние между фермами должно быть взято съ такимъ расчетомъ, чтобы коэффициентъ устойчивости при дѣйствии вѣтра на боковую поверхность фермы и находящагося на мосту поѣзда былъ не меньше 1,5.

Разберемъ два случая: первый, когда на мосту есть порожній поѣздъ и сила вѣтра равна 132 К/м^2 , и другой, когда на мосту нѣтъ поѣзда, но сила вѣтра равна 235 К/м^2

I СЛУЧАЙ. Постоянная нагрузка моста согл. § 2 равна

$p_c = 1910 \text{ к. на п.м. моста.}$ Всѣхъ порожняго подвижного



Черт. 4.

состава $p_K = 850$ кил.

на п.м. моста. Давле-
ние на поп.м. моста:

$$W_1 = 3 \times 132 = 396 \text{ к/п.м.}$$

$$W_2 = 0,38 \times 132 = 50 \text{ "}$$

$$W_3 = 1,5 \times 0,5 \times 132 = 99 \text{ "}$$

На весь мостъ

получимъ слѣдующія
значенія для дѣйстви-

ющихъ силъ:

$$P = (1910 + 850) 31,2 = 86112 \text{ к.}$$

$$W_1 = 396 \times 31,2 = 12355 \text{ "}$$

$$W_2 = 50 \times 31,2 = 1560 \text{ "}$$

$$W_3 = 99 \times 31,2 = 3089 \text{ "}$$

$$W_4 = 132 \times 46,8 \times 0,5 = 3089 \text{ "}$$

Опрокидывающій моментъ относительно прямой АВ (чер.4)

$$M_1 = 12355 \times 3,38 + 1560 \times 1,69 + 3089 \times 0,75 = 46712 \text{ к.м.}$$

Сопротивляющійся опрокидыванію моментъ относительно

прямой АВ:

$$M_2 = 3089 \times 0,91 + 86112 \frac{a}{2}$$

Принимая коэффициентъ устойчивости $K = 1,5$, получимъ

слѣдующее соотношеніе:

$$\frac{M_2}{M_1} = 1,5 \quad \text{или}$$

$$46712 \times 1,5 = 3089 \times 0,91 + 86112 \frac{a}{2}$$

Откуда $a = 1,56 \text{ м.}$

II СЛУЧАЙ. Действующие силы въ этомъ случаѣ будутъ имѣть слѣдующія величины:

$$P' = 1910 \times 31,2 = 59592 \text{ к.}$$

$$W'_1 = 0$$

$$W'_2 = 0,33 \times 235 \times 31,2 = 2786 \text{ к.}$$

$$W'_3 = 0,5 \times 1,5 \times 235 \times 31,2 = 5499 \text{ "}$$

$$W'_4 = 0,5 \times 46,8 \times 235 = 5499 \text{ "}$$

Опрокидывающій моментъ относительно прямой АВ (чер.4)

$$M_1 = 2786 \times 1,69 + 5499 \times 0,75 = 8833 \text{ к.}$$

Сопротивляющійся моментъ

$$M_2 = 5499 \times 0,91 + 59592 \frac{a}{2}$$

При $K = 1,5$

$$8833 \times 1,5 = 5499 \times 0,91 + 59592 \frac{a}{2}$$

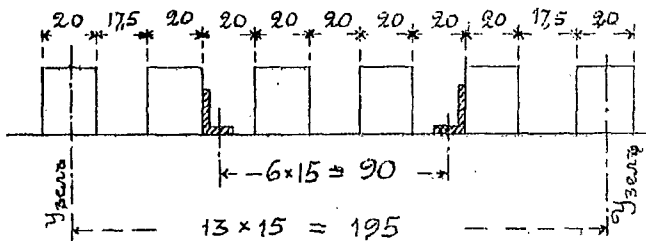
Откуда $a = 0,28 \text{ м.}$

Принято $a = 2,0 \text{ м.}$

§ 6. РАЗСЧЕТЪ ПОДРЕЛЬСНЫХЪ ВРУСЬЕВЪ.

Проѣзжая часть состоитъ изъ деревянныхъ поперечинъ сѣченіемъ 20 × 25 см., уложенныхъ на верхнемъ поясѣ фермъ. Въ каждой панели длиною 1,95 м. помѣщено 5 поперечинъ согласно черт.5. Расстояние въ свѣту между поперечинами принято 20 см., за исключеніемъ крайнихъ, гдѣ это расстоя-

Черт.5.



не равно 17,5 см.

При расстоянїи въ

40 см. между осями

поперечинъ и при шагѣ поясныхъ заклепокъ верхняго пояса въ 15 см. (въ панели помещается 13 шаговъ, ибо $13 \times 15 = 195$ см.) - можно для прикрѣпленія поперечинъ поставить въ каждой панели два уголка $15 \times 10 \times 1,1$ см. (согласно черт.5), такъ какъ разстояніе 90 см. между осями ихъ горизонтальныхъ полокъ равно кратному отъ шага заклепокъ 15 см. ($6 \times 15 = 90$ см.).

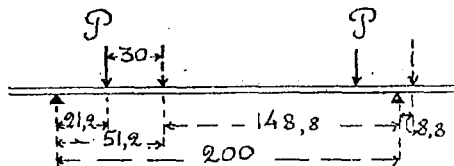
Остальныя поперечины не прикрѣпляются къ фермѣ, такъ какъ всѣ поперечины связываются между собою двумя продольными брусьями 20×15 см., врубленными въ поперечины и прикрѣпленными къ нимъ. Во избѣжаніе поперечнаго сдвига, всѣ поперечины врублены въ верхніе пояса фермъ, причемъ для удержанія всѣхъ поперечинъ на одинаковомъ уровнѣ глубина врубки мѣняется въ зависимости отъ числа горизонт. листовъ верхняго пояса. Наибольшая глубина врубки = 4 см., что соответствуетъ 2 горизонт. листамъ и одной ихъ накладкѣ, при толщинѣ листовъ въ 1 см. и нормальной врубкѣ въ 1 см.

Расчетъ поперечинъ производится въ предположеніи 3-хъ случаевъ.

I СЛУЧАЙ. Сосредоточенное давленіе въ 7,5 т. колеса, находящагося на рельсѣ, распредѣляется между смежными поперечинами по теоріи упругихъ опоръ при условіи перекрытія рельсовыхъ стыковъ парными фасонными накладками.

Поперечина рассматривается какъ балка, свободно ле-

жащая на двухъ опорахъ и нагруженная двумя равными грузами, какъ показано на чертежѣ.



Изъ теоріи упругихъ опоръ имѣемъ слѣдующія

формулы (стр. 270 и 269

I-й части Строит. Механ.

Проф. Проскуракова, 1902г):

I) При передачѣ давления колеса на 5 поперечинъ:

$$P_1 = \frac{1 + 13k + 7k^2}{5 + 34k + 7k^2} P;$$

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

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

II) При передачѣ давления колеса на 3 поперечины:

$$P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} P;$$

$$P_2 = \frac{1}{3 + 2k} P.$$

Во всѣхъ этихъ формулахъ $k = \frac{E' J'}{3 EJ} \cdot \frac{a^3}{c^2(\zeta - \frac{1}{3}c)}$, гдѣ

$a = 40$ см.

E' - коэффициентъ упругости дерева = 115000 $\frac{к}{см^2}$

E - коэффициентъ упругости рельсовой стали = 2000000 $\frac{к}{см^2}$

J' - моментъ инерціи (brutto) поперечины = $\frac{20 \times 25^3}{12} = 26042$ $см^4$

J - моментъ инерціи рельса = 736 $см^4$

c - расстояние отъ оси рельса до оси фермы = 21,2 см.

ζ - расстояние между фермами = 200 см.

Подставляя въ формулу для K значенія входящихъ величинъ, получимъ

$$K = \frac{115000 \times 26042 \times 40^3}{3 \times 2000000 \times 736 \times (21,2)^2 \times (200 - \frac{1}{3} \times 21,2)} = 0,56 > \frac{1}{3}.$$

Такъ какъ K получилось болѣе $\frac{1}{3}$, то передачи давления на 5 поперечинъ быть не можетъ, ибо P_5 получается отрицательнымъ.

Поэтому давление передается лишь на 3 поперечины и наибольшее давление на поперечину будетъ

$$P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} P; \quad P_1 = 0,514 \times 7500 = 3855 \text{ к.}$$

Наибольшій изгибающій моментъ

$$M_{\max} = 3855 \times 21,2 = 81726 \text{ к.см.}$$

Моментъ сопротивленія поперечины, ослабленной однимъ вертикальнымъ болтомъ $d = 2$ см.

$$W = \frac{18 \times 25^2}{6} = 1875 \text{ см.}^3$$

Наибольшее нормальное напряженіе (подъ рельсомъ)

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{81726}{1875} = 43,6 < 76 \text{ к/см.}^2$$

Наибольшее скалывающее напряженіе на опорѣ въ предположеніи, что поперечина ослаблена врубкою въ 4 см. и горизонтальнымъ болтомъ $d = 2$ см.

$$t = \frac{\max QS}{J \cdot b} = \frac{3 \cdot \max Q}{2 \cdot h \cdot b} = \frac{3}{2} \cdot \frac{3855}{(25-6) \cdot 20} = 15,2 < 18 \text{ к/см.}^2$$

II СЛУЧАЙ. Сосредоточенное давление въ 7,5 т. колеса, находящагося на рельсѣ, передается полностью одной поперечинѣ.

Наибольший изгибающий моментъ

$$M_{\max} = 7500 \times 21,2 = 159000 \text{ к.см.}$$

$$\text{Наибольшее нормальн.напряж. } \sigma = \frac{159000}{1875} = 84,8 < 102 \text{ } \frac{\text{к}}{\text{см}^2}$$

III СЛУЧАЙ. Сосредоточенное давлениe въ 7,5 т. колеса, соседшаго съ рельса и находящагося на разстоянiи 30 см. отъ рельса внутри колеи, передается полностью одной поперечинѣ.

Согласно фиг.

$$M_{\max} = \frac{7500 (148,8 - 8,8)}{200} \cdot 51,2 = 268800 \text{ к.см.}$$

$$\text{Наибольшее нормальное напряжение } \sigma = \frac{268800}{1875} = 144 \frac{\text{к}}{\text{см}^2} < 178.$$

§ 7. ИСЧИСЛЕНІЕ ВѢСА ПРОВОЗЖЕЙ ЧАСТИ.

Вѣсъ исчисляется на 1 п.м. моста.

Вѣсъ рельсъ и контръ-рельсъ $32,24 \times 4 = 129 \text{ к.}$

Вѣсъ подкладокъ и костылей 29 "

Вѣсъ досокъ настила (11 штукѣ) $11 \times 9 = 99 \text{ "$

Вѣсъ прижимныхъ брусевъ $20 \times 15 \text{ см.} = 33,60 \text{ к.}$

Вѣсъ периль $566 \times 2 + 245 \times 2 + \frac{13 \times 2 + 90 \times 2 + 0,79 \times 4}{1,95} = 26 \text{ к.}$

Вѣсъ поперечинъ $\frac{20 \times 25 \times 750}{100^2 \times 1,95} (43 \times 2,80 + 2 \times 5,30) = 365 \text{ "$

Вѣсъ прикрѣпляющихъ уголковъ $150 \times 100 \times 11$, длиной 35 см. $\frac{2 \times 20,80 \times 0,35}{1,95} = \dots \dots \dots 7 \text{ "$

Переносъ 688,60 к.

Переносъ

688,60 к.

Вѣсъ болтовъ къ нимъ, длиной 25 см. при диа-

$$\text{метрѣ} = 2 \text{ см.} = \frac{(0,06 + 0,92) 2}{1,95} = \frac{1}{1}$$

В с е г о

689 к. на п.м.

Принять вѣсъ проѣзжей части на 1 ферму

$$p_c = 350 \text{ к. на п.м. фермы.}$$

§ 8. НАГРУЗКА ФЕРМЪ.

А. П о с т о я н н а я н а г р у з к а.

Собственный вѣсъ фермы опредѣлень на основаніи сравненія съ вѣсомъ существующаго моста *)

$$\frac{q_x}{q} = \frac{q_x + F_x + K_x}{q + F + K};$$

откуда

$$q_x = \frac{q(F_x + K_x)}{F + K}.$$

Согласно таблицѣ VII брошюры „Конструкт.коэфф.“, для моста пролетомъ 33,14 м. имѣемъ:

$$q = 41,9 \times 33,14 = 1389 \text{ к. на н.м. моста}$$

$$F = 542 \text{ к. на п.м. моста}$$

$$K = \frac{7155 + 6370}{2} = 6762 \text{ к. на п.м. моста.}$$

Вмѣстѣ съ тѣмъ для проектируемаго моста

$$F_x = 700 \text{ к. на п.м. моста}$$

$$\text{и } K_x = \frac{7270 + 6430}{2} = 6850 \text{ к. на п.м. моста.}$$

*) См. стр. 9 „Конструктивные коэффициенты“ В.О. Патона.

Отсюда $q_x = \frac{1339 (700 + 6850)}{542 + 6732} = 1434 \text{ к. на п.м. м.}$

Собственный вѣсъ фермъ на п.м. фермы

$q_f = \frac{1434}{2} = 717;$ принято $q_f = \underline{720 \text{ к. на п.м. ф.}}$

Вѣсъ проѣзжей части по предыдущему параграфу равенъ $p_c = 350 \text{ к. на п.м. ф.}$

Временная вертикальная нагрузка принята согласно циркуляра М.П.С. отъ 15 января 1896 г. за N.753 въ видѣ поѣзда изъ 2 паровозовъ и груженыхъ вагоновъ, расположенныхъ невыгоднѣйшимъ образомъ.

Подсчетъ усилій отъ этой нагрузки производился при помощи таблицы моментовъ *).

Временная горизонтальная нагрузка принята въ видѣ давленія вѣтра въ $132 \text{ }^k/\text{м}^2$ при нахожденіи поѣзда на мосту и въ $235 \text{ }^k/\text{м}^2$ при отсутствіи на мосту поѣзда.

РАСПРЕДѢЛЕНІЕ ВЕРТИК. НАГРУЗКИ МЕЖДУ ВЕРХНИМИ И НИЖНИМИ УЗЛАМИ ФЕРМЪ.

1. Хотя часть собственнаго вѣса фермъ передается нижнимъ узламъ фермы, что связано съ особымъ видомъ инфлюэнтныхъ линій, — но для простоты расчета этимъ пренебрегается, имѣя въ виду кромѣ того, что сосредоточеніе

*) См. стр. 24 Таблицъ для расчета мостовъ проф. Пашона.

всего вѣса фермъ въ верхнихъ узлахъ повышаетъ запасъ прочности.

2. Вѣсъ проезжей части предположенъ передающимся исключительно на верхніе узлы фермъ.
3. Временная вертикальная нагрузка считается сосредоточенною также въ верхнихъ узлахъ.

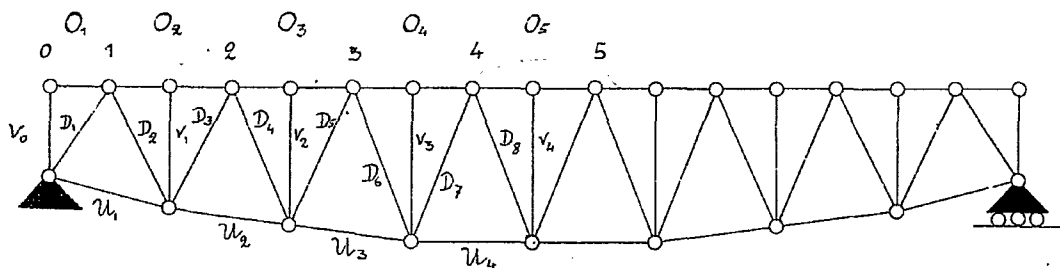
ВЕЛИЧИНА ДАВЛЕНІЯ ВѢТРА И ЕГО РАСПРЕДѢЛЕНІЕ
МЕЖДУ ВЕРХНИМИ И НИЖНИМИ СВЯЗЯМИ. *)

1. Площадь обѣихъ фермъ, подверженная давленію вѣтра, принята равной половинѣ площади, ограниченной теоретическимъ контуромъ одной фермы.
2. Высота подвижного состава, подверженнаго давленію вѣтра, принята въ 3 м.
3. Высота проезжей части, подверженной дѣйствию вѣтра, принята въ 0,38 м., причемъ промежутки между поперечинами не вычитаются изъ общей площади.
4. $\frac{3}{5}$ давленія вѣтра на подвижной составъ считается передающимся на верхнія связи и $\frac{3}{5}$ на нижнія.
5. Давленіе вѣтра на проезжую часть предполагается передающимся исключительно верхнимъ связямъ.
6. Давленіе вѣтра на боковую поверхность фермъ предполагается распределеннымъ поровну между верхними и нижними связями *).

*) См. стр. 30-35 Патонъ. Данные для проектированія мостовъ 1903.

При расчетѣ фермъ и связей не принято во вниманіе вліяніе перегрузки фермъ, вызванной давленіемъ вѣтра. Перегрузка задней фермы и разгрузка передней фермы объясняются расположеніемъ центра давленія вѣтра (на подвижной составъ и проѣзжую часть) выше плоскости продольныхъ связей, передающихъ давленіе вѣтра на опоры. Вслѣдствіе незначительности пролета моста, перегрузка не оказываетъ существеннаго вліянія на усилія въ элементахъ фермъ.

§ 9. ГЕОМЕТРИЧЕСКІЕ ЭЛЕМЕНТЫ ФЕРМЫ.



Отверстіе въ свѣту	$L = 30$ м.
Расчетный пролетъ	$l = 31,2$ м.
Число панелей. (малыхъ)	$n = 16$.
Длина панели большой	$D = 3,9$ м.
" " малой	$d = 1,95$ м.
Расчетная высота фермъ на опорѣ ...	$H_1 = 1,5$ м.
" " " въ серединѣ	$H_2 = 3,75$ м.

Отношеніе наибольшей высоты къ пролету $f = \frac{H_2}{l} = \frac{3,75}{31,2} = \frac{1}{83,2}$.

ТАБЛИЦА ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВЪ ФЕРМЫ.

Стойки.		Нижний поясъ				
Название.	Длина. м.	(Тригоном. величины угловъ элементовъ нижн. пояса съ гориз. γ)				
		Название.	Длина м.	tg	Sn	Cs
V_0	1,50	U_1	4,03	0,23	0,25	0,97
V_1	2,50	U_2	3,95	0,13	0,16	0,99
V_2	3,125	U_3	3,95	0,13	0,16	0,99
V_3	3,75	U_4	3,90	0	0	1
V_4	3,75					

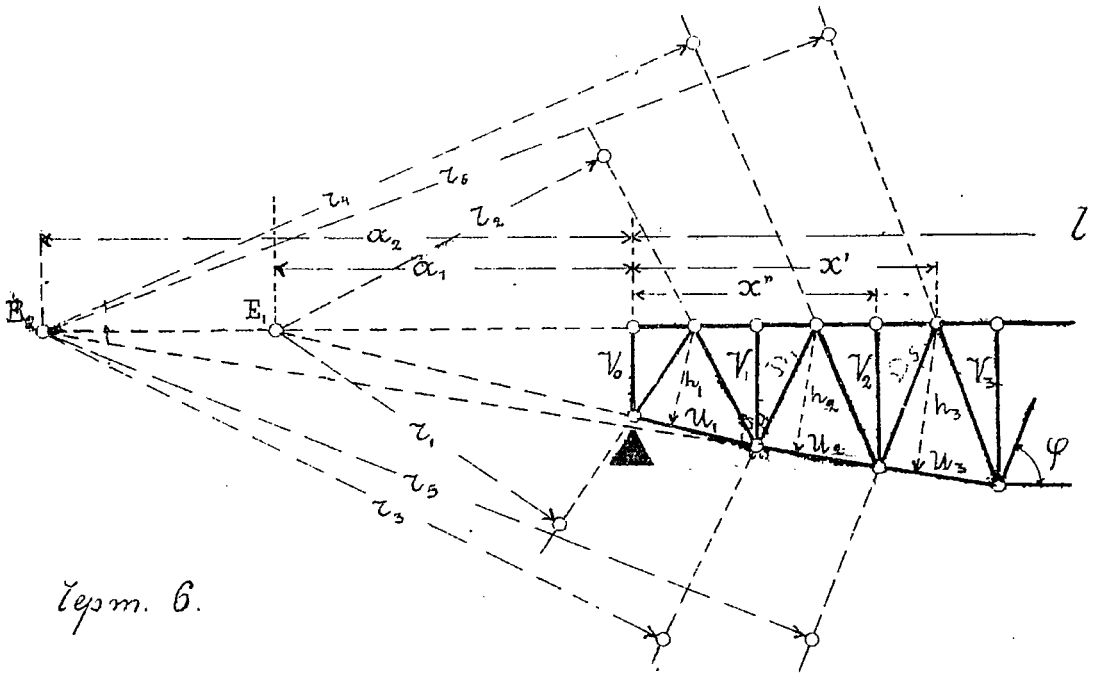
ВОСХОДЯЩІЕ РАСКОСЫ.				НИСХОДЯЩІЕ РАСКОСЫ.					
Название.	Длина	Тригоном. величины угловъ восходящихъ раскосовъ съ горизонт.			Название.	Длина	Тригоном. величины угловъ нисходящихъ раскосовъ съ горизонт.		
		tg	Sn	Cs			м.	tg	Sn
D_1	243	0,73	0,50	0,79	D_2	317	1,02	0,73	0,61
D_3	317	1,02	0,73	0,61	D_4	368	1,50	0,84	0,53
D_5	368	1,50	0,34	0,53	D_6	422	1,92	0,33	0,43
D_7	422	1,92	0,33	0,43	D_8	422	1,92	0,33	0,43

Длины восходящихъ раскосовъ въчислены по формуль $D_n = \sqrt{V_m^2 + d^2}$,
гдѣ V_m - длина предыдущей стойки.

Длины нисходящихъ раскосовъ въчислены по формуль $D_{nn} = \sqrt{V_k^2 + d^2}$,
гдѣ V_k - длина послѣдующей стойки.

Длины элементов нижнего пояса вычислены по формулѣ

$U_n = \sqrt{a^2 + (V_K - V_{K-1})^2}$, где V_K и V_{K-1} - длины стоек, ограничивающих n-ую панель.



Черт. 6.

ТАБЛИЦА СЪ ПЛЕЧАМИ МОМЕНТОВЪ ВНУТ. СИЛЪ.

Плечи усилий нижняго пояса.		Разстояние точек E ₁ и E ₂ отъ опоры (черт. 6).		Плечи усилий раскосовъ.	
На- зва- ніе.	Вели- чина, м.	На- зва- ніе.	Вели- чина, м.	На- зва- ніе.	Вели- чина, м.
h ₁	1,94	a ₁	5,33	r ₁	4,77
h ₂	3,73			r ₂	3,20
h ₃	3,39			r ₃	13,33
h ₄	3,75			r ₄	14,77
		a ₂	11,73	r ₅	13,01
				r ₆	13,37

Величины h вычислены по формулѣ

$$h_n = \frac{V_{n-1} + V_n}{2} \cos U_n.$$

Величины a_1 и a_2 вычислены по формуламъ

$$a_1 = \frac{V_0}{\operatorname{tg} U_1}.$$

$$a_2 = \frac{V_1}{\operatorname{tg} U_2} - 2d.$$

Величины r опредѣлены по слѣдующимъ формуламъ:

$$r_1 = (a_1 + d) \sin D_1$$

$$r_2 = (a_1 + d) \sin D_2$$

$$r_3 = (a_2 + 3d) \sin D_3$$

$$r_4 = (a_2 + 3d) \sin D_4$$

$$r_5 = (a_2 + 5d) \sin D_5$$

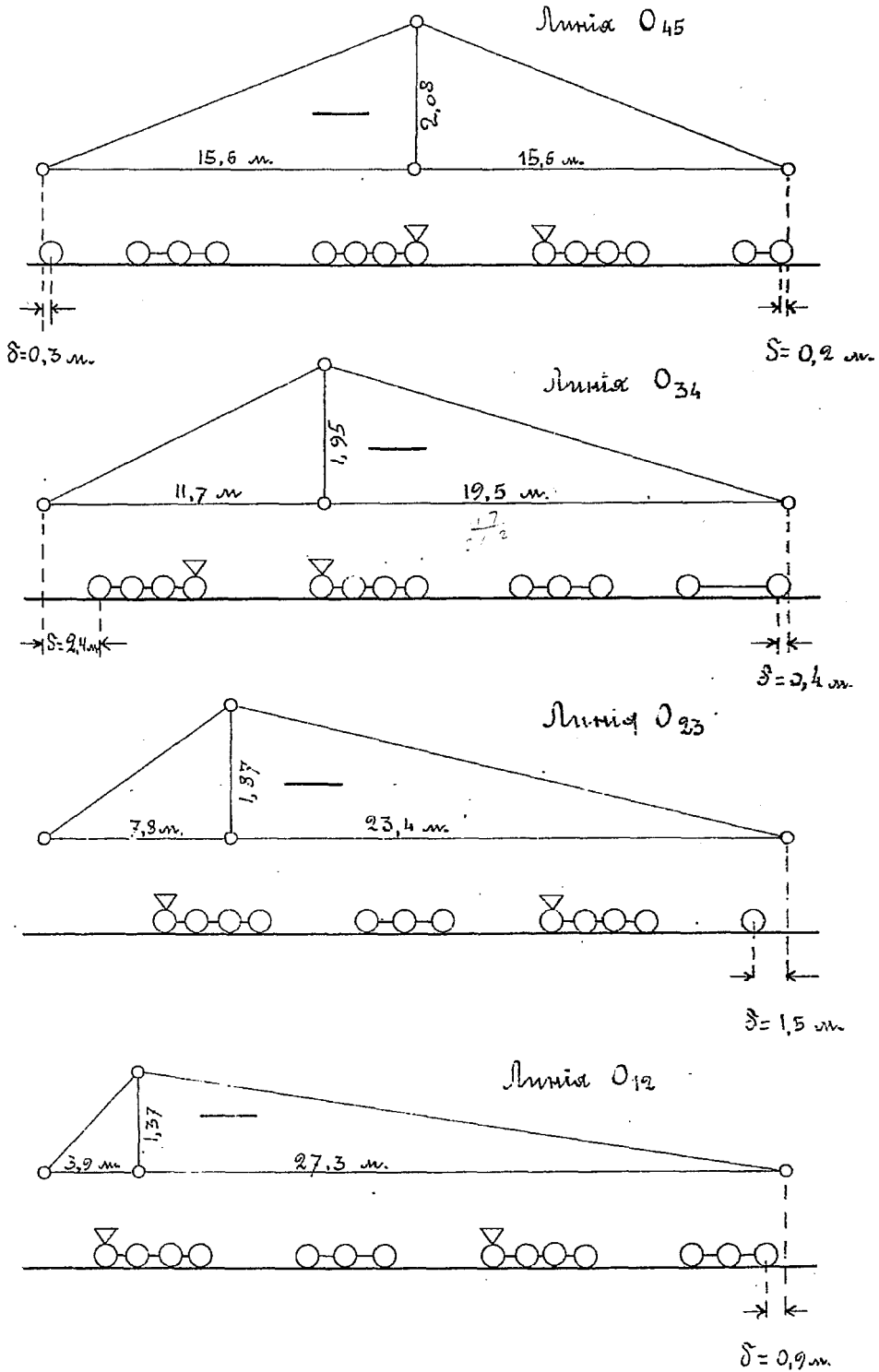
$$r_6 = (a_2 + 5d) \sin D_6.$$

§ 10. УСИЛІЯ ВЕРХНЯГО ПОЯСА ОТЪ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ.

ТАБЛИЦА ЭЛЕМЕНТОВЪ ДЛЯ ПОСТРОЕНІЯ ИНФЛ. ЛИНИЙ.

N	Высота h стойки. м.	$x = 2nd$ м.	Ордината подъ вершиной $y = \frac{x \cdot (L-x)}{2 \cdot r}$	Площадь инфл ли- нии ω	$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y}{x}$	$\operatorname{tg} \beta = \frac{y}{L-x}$
O_5	$V_4 = 375$	$x_5 = 3d = 15,3$	$y_5 = \frac{4d}{r_4} = 2,08$	32,43	0,13	0,13
O_4	$V_3 = 375$	$x_4 = 3d = 11,7$	$y_4 = \frac{15d}{4r_3} = 1,95$	30,40	0,17	0,10
O_3	$V_2 = 3125$	$x_3 = 4d = 7,3$	$y_3 = \frac{3d}{r_2} = 1,37$	29,13	0,24	0,08
O_2	$V_1 = 250$	$x_2 = 2d = 3,9$	$y_2 = \frac{7d}{4r_1} = 1,37$	21,23	0,35	0,05
O_1	Продольное усилие въ этой части равно 0					

ИНФЛЮЭНТНЫЕ ЛИНИИ УСИЛИЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.



Назв.
частей

УСИЛИЯ ВЪ ВЕРХНЕМЪ ПОЯСѢ ОТЪ ВРЕМЕННОЙ ВЕРТИК. НАГРУЗКИ.

$$0_{45} \frac{-0,13}{2} \left[999,75 + 107,5 \times 0,8 + 503 + 85 \times 0,2 \right] 1000 =$$

$$0_{34} \frac{-1}{2} \left[(117 + 60 \times 2,4) 0,17 - (1408,25 + 117,5 \times 0,4) 0,1 \right] 1000 =$$

$$0_{23} \frac{-1}{2} \left[(2283,75 + 170 \times 1,5) 0,08 - 58,5 (0,24 + 0,08) \right] 1000 =$$

$$0_{12} \frac{-1}{2} \left[(2847,25 + 195 \times 0,9) 0,05 - 19,5 (0,35 + 0,05) \right] 1000 =$$

0₀₁

КИЛ.	Усилія въ верхн. поясъ отъ постоянной нагрузки.	КИЛ.
100880	$-32,43(720+350) =$	34700
94950	$-30,40(720+350) =$	32528
92190	$-29,18(720+350) =$	31223
71670	$-21,28(720+350) =$	22770
0		0

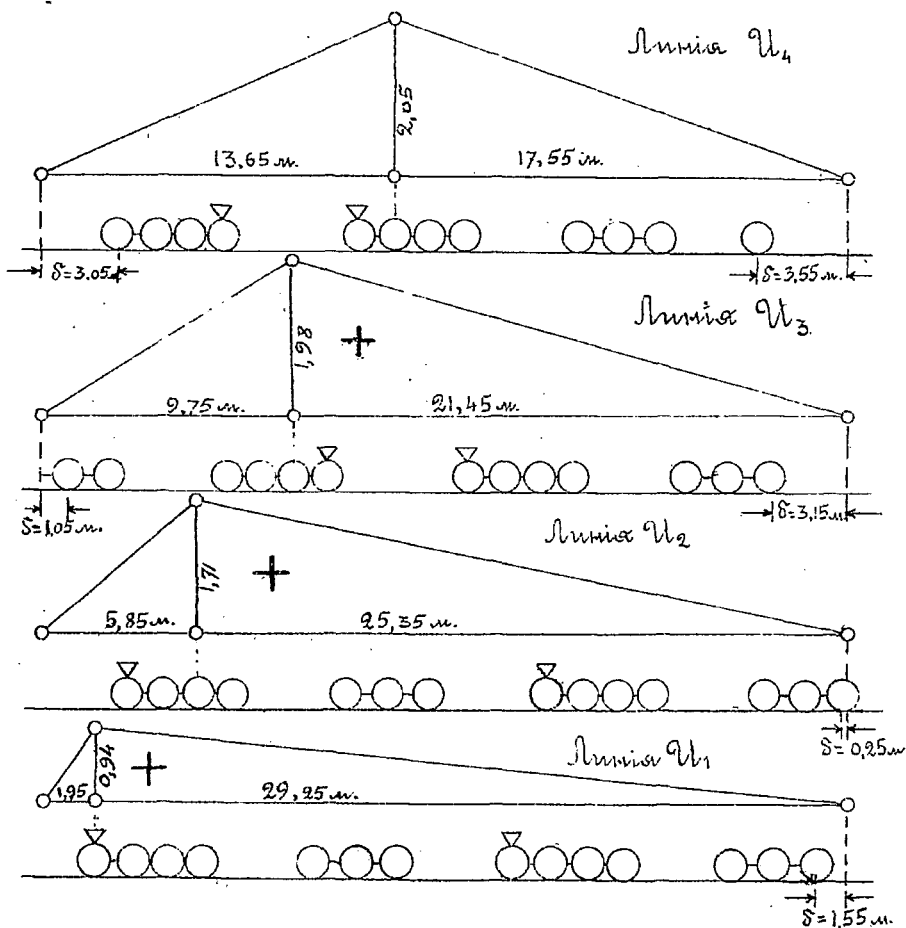
24

§ 11. УСИЛІЯ ВЪ НИЖНЕМЪ ПОЯСѢ ОТЪ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ.

ТАБЛИЦА ЭЛЕМЕНТОВЪ ДЛЯ ПОСТРОЕНІЯ ИНФЛ. ЛИНІЙ.

N	Плечо h м.	x м.	ζ-x м.	Ордината подъ вершиной. $y = \frac{x(\zeta-x)}{h.\zeta}$	Площадь $\omega = \frac{y.\zeta}{2}$	$\operatorname{tg} \alpha = \frac{y}{x}$	$\operatorname{tg} \beta = \frac{y}{\zeta-x}$
U ₄	3,75	7d=13,65	17,55	$\frac{13,65 \times 17,55}{31,2 \times 3,75} = 2,05$	31,98	0,15	0,12
U ₃	3,39	5d= 9,75	21,45	$\frac{9,75 \times 21,45}{31,2 \times 3,39} = 1,93$	30,39	0,20	0,09
U ₂	2,73	3d= 5,35	25,35	$\frac{5,35 \times 25,35}{31,2 \times 2,73} = 1,71$	26,63	0,29	0,07
U ₁	1,94	d= 1,95	29,25	$\frac{1,95 \times 29,25}{31,2 \times 1,94} = 0,94$	14,66	0,43	0,03

ИНФЛЮЭНТНЫЯ ЛИНІИ УСИЛІЙ НИЖНЯГО ПОЯСА.



Назв. частей	УСИЛИЯ ВЪ НИЖНЕМЪ ПОЯСѢ ОТЪ ВРЕМЕННОЙ ВЕРТИК. НАГРУЗКИ	КИЛ.
U_4	$\frac{1000}{2} \left[(117 + 60 \times 3,05) 0,15 + (939,75 + 1,075 \times 3,55) 0,12 - 195(0,15 + 0,12) \right] =$	+ 102750
U_3	$\frac{1000}{2} \left[(509 + 35 \times 1,05) 0,20 - 195(0,20 + 0,09) + (339 + 97,5 \times 3,15) 0,09 \right] =$	93970
U_2	$\frac{1000}{2} \left[(2347,75 + 195 \times 0,25) 0,07 - 53,5 (0,29 + 0,07) \right] =$	90350
U_1	$\frac{1000}{2} \left[(2347,75 + 195 \times 1,55) 0,032 \right] =$	50400

УСИЛІЯ ВЪ НИЖН. ПОЯСѢ ОТЪ ПОСТО- ЯННОЙ НАГРУЗКИ.	КИЛ.
$31,93(720+350) =$	+ 34219
$30,39(720+350) =$	33052
$26,63(720+350) =$	23543
$14,33(720+350) =$	15636

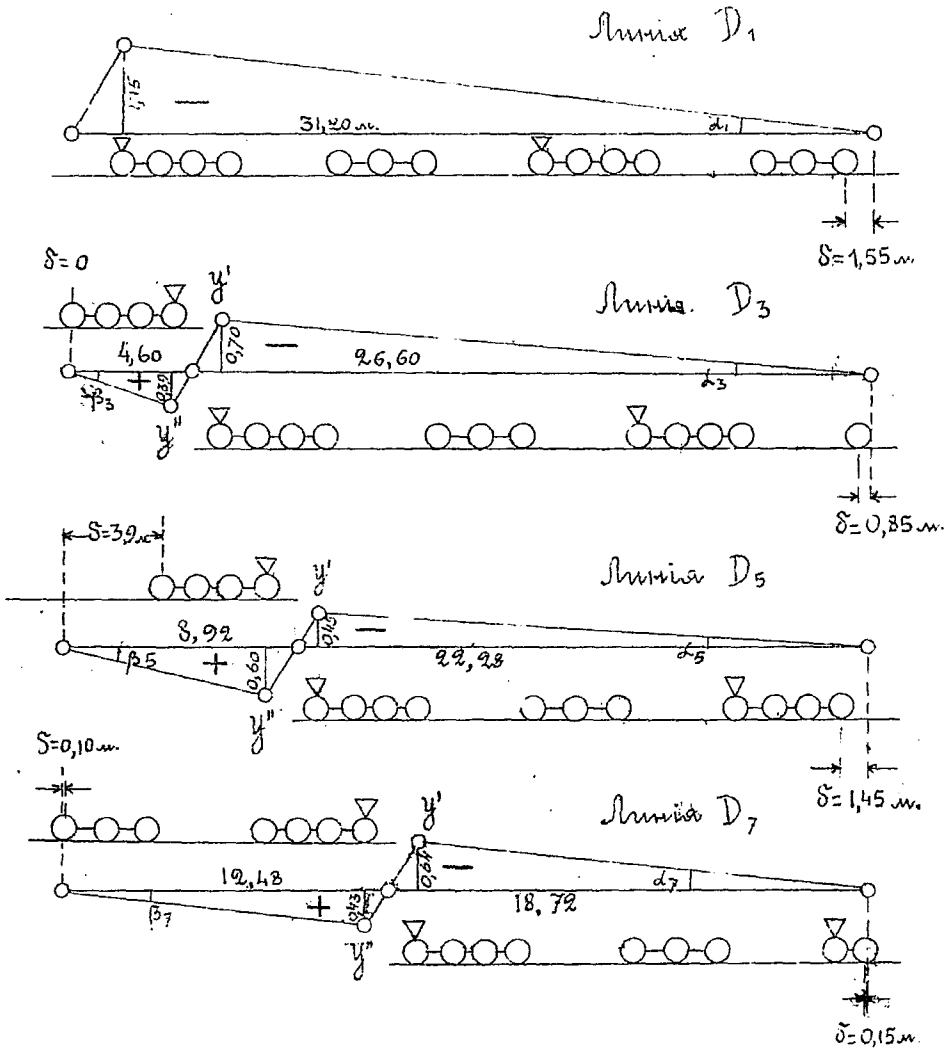
§ 12. УСИЛІЯ ВОСХОДЯЩИХ РАСКОСОВЪ ОТЪ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ.

ТАБЛИЦА ЭЛЕМЕНТОВЪ ДЛЯ ПОСТРОЕНІЯ ИНФЛ. ЛИНІИ.

Обозначенія согласно черт.6.

N	a м.	r м.	$\frac{a}{r}$	$\frac{a+l}{r}$	Ординаты вершинъ		$\text{tg}\alpha = \frac{a}{r\ell}$	$\text{tg}\beta = \frac{a+l}{r\ell}$
					$y' = \frac{\ell - x'}{\ell} \cdot \frac{a}{r}$	$y'' = \frac{x''}{\ell} \cdot \frac{a+l}{r}$		
D ₁	a ₁ = 5,33	4,77	1,23	7,77	- 1,15	0	0,039	0,249
D ₃	} a ₂ = 11,73	13,33	0,83	3,14	- 0,70	+ 0,39	0,028	0,101
D ₅		13,01	0,65	2,33	- 0,45	+ 0,60	0,021	0,076
					Р а с к о с ь D ₇			
	-	sin φ	$\frac{1}{\sin \varphi}$	-	$y' = \frac{\ell - x'}{\ell \sin \varphi}$	$y'' = \frac{x''}{\ell \sin \varphi}$	$\text{tg}\alpha = \frac{1}{\ell \sin \varphi}$	$\text{tg}\beta = \frac{1}{\ell \sin \varphi}$
D ₇	-	0,83	1,14	-	- 0,64	+ 0,43	0,037	0,037

ИНФЛЮЭНТНЫЕ ЛИНИИ УСИЛИЙ ВОСХОДЯЩИХ РАСКОСОВЪ.



N	Назв. усилия.	УСИЛИЯ ВОСХОДЯЩИХ РАСКОСОВЪ ОТЪ ВРЕМЕННОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ.	КИЛ
D ₁	D ₁ max D ₁ min	$\frac{-1000}{2} [2847,75 + 195 \cdot 1,55] \cdot 0,039 =$	0 - 61945
D ₃	D ₃ max D ₃ min	$+\frac{1000}{2} [117 \times 0,101] =$ $\frac{-1000}{2} [2293,75 + 170 \times 0,35] \cdot 0,028 =$	+ 5903 - 34136
D ₅	D ₅ max D ₅ min	$+\frac{1000}{2} [117 + 60 \times 3,9] \cdot 0,076 =$ $\frac{-1000}{2} [1575 + 157,5 \times 1,45] \cdot 0,021 =$	+ 13338 - 18935
D ₇	D ₇ max D ₇ min	$+\frac{1000}{2} [639 + 97,5 \times 0,1] \cdot 0,037 =$ $\frac{-1000}{2} [1224 + 127,5 \times 0,15] \cdot 0,037 =$	+ 12002 - 22998

N	Назв. усилия.	УСИЛИЯ ВОСХОДЯЩИХ РАСКОСОВЪ ОТЪ ПОСТОЯННОЙ НАГРУЗКИ.	КИЛ.
D ₁	D ₁ max D ₁ min	$- 31,2 \times 1,15 \times 0,5 (720 + 350) =$	- 19196
D ₃	D ₃ max D ₃ min	$- (26,6 \times 0,7 - 4,3 \times 0,39) \cdot 0,5(720+350) =$	- 9004
D ₅	D ₅ max D ₅ min	$- (22,28 \times 0,45 - 892 \times 0,06) \cdot 0,5(720+350) =$	- 2504
D ₇	D ₇ max D ₇ min	$- (18,72 \times 0,64 - 1248 \times 0,043) \cdot 0,5 \cdot (720+350) =$	- 3536

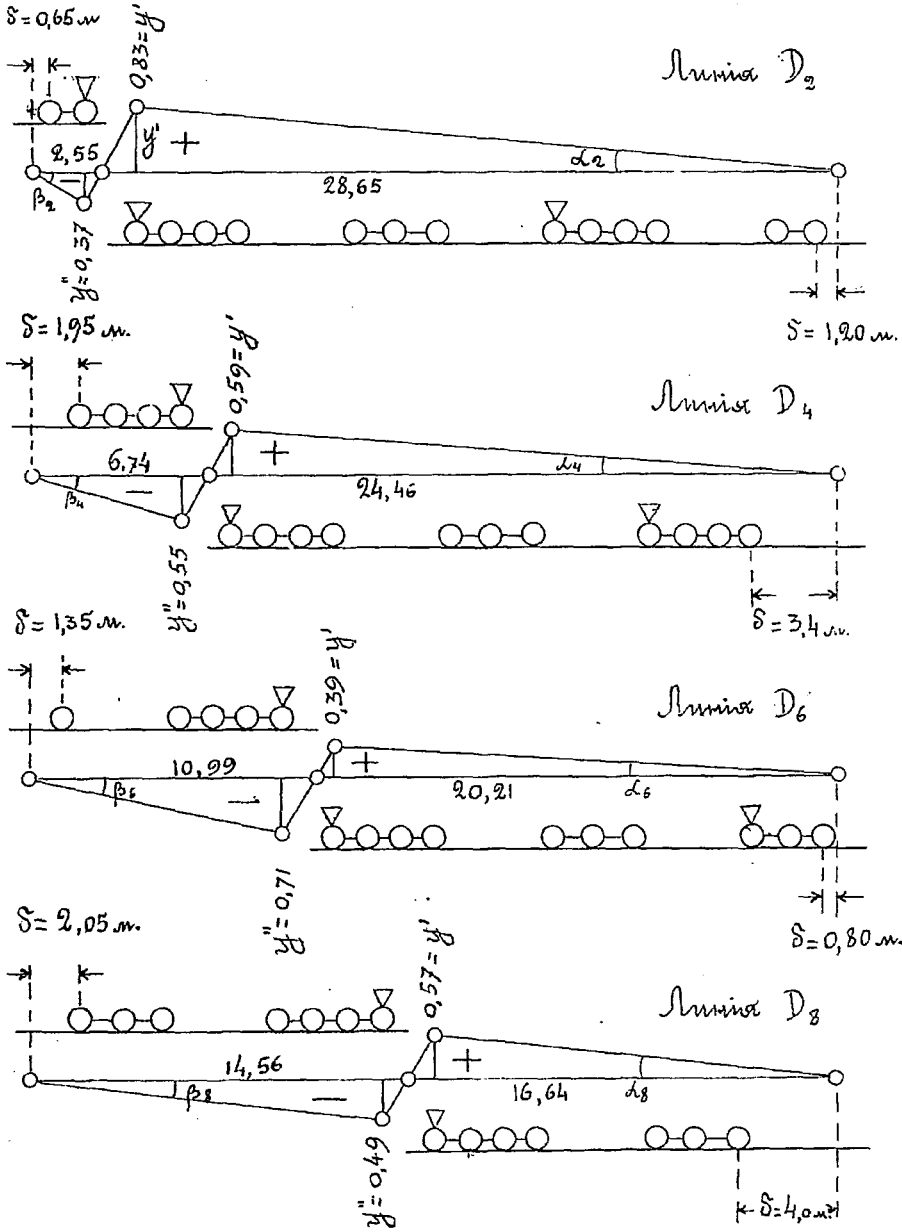
§ 13. УСИЛИЯ НИСХОДЯЩИХ РАСКОСОВ ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ.

ТАБЛИЦА ЭЛЕМЕНТОВЪ ДЛЯ ПОСТРОЕНІЯ ИНФЛ. ЛИНІЙ.

Обозначенія согласно черт. 6

N	а м.	r м.	$\frac{a}{r}$	$\frac{a+\zeta}{r}$	Ординаты вершинъ		$\operatorname{tg}\alpha = \frac{a}{r.\zeta}$	$\operatorname{tg}\beta = \frac{a+\zeta}{r.\zeta}$
					$y' = \frac{\zeta-x'}{\zeta} \cdot \frac{a}{r}$	$y'' = \frac{x''}{\zeta} \cdot \frac{a+\zeta}{r}$		
D_2	$a_1 = 5,86$	8,20	0,95	5,88	+ 0,33	- 0,37	0, 030	0,138
D_4	$a_2 = 11,73$	14,77	0,79	2,91	+ 0,59	- 0,55	0, 025	0,093
D_6		18,37	0,62	2,28	+ 0,39	- 0,71	0, 020	0,073
				Р	а с к о с ь D_8			
	-	$\operatorname{sn}\varphi$	$\frac{1}{\operatorname{sn}\varphi}$	-	$y' = \frac{\zeta-x'}{\zeta \operatorname{sn}\varphi}$	$y'' = \frac{x''}{\zeta \operatorname{sn}\varphi}$	$\operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{\zeta \operatorname{sn}\varphi}$	$\operatorname{tg}\beta = \frac{1}{\zeta \operatorname{sn}\varphi}$
D_8	-	0,38	1,14	-	+ 0,57	- 0,49	0, 037	0,037

ИНФЛЮЭНТНЫЕ ЛИНИИ УСИЛИЙ НИСХОДЯЩИХ РАСКОСОВЪ.

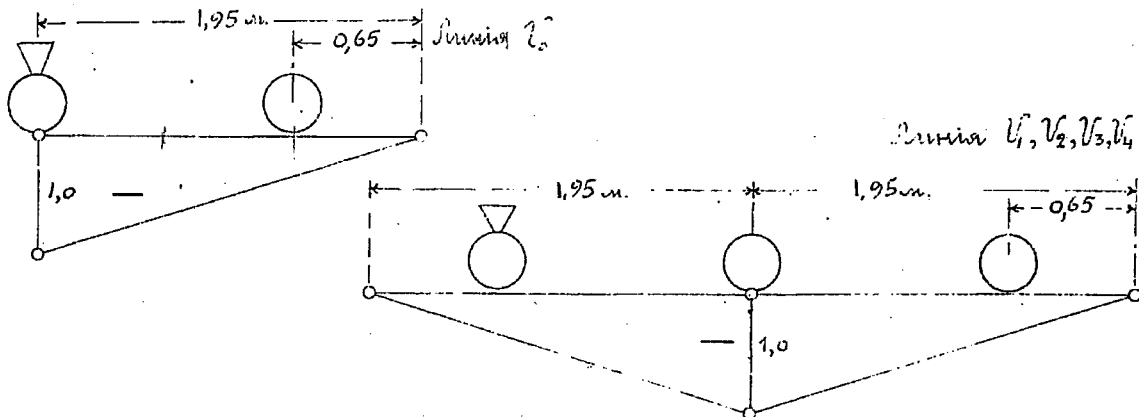


N	Назв. уси- лия.	УСИЛИЯ НИСХОДЯЩИХ РАСКОСОВЪ ОТЪ ВРЕМЕННОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ.	КИЛ.
D ₂	D ₂ max	$\frac{+1000}{2} [2555,75 + 182,5 \times 1,20] 0,03 =$	+ 41621
	D ₂ min	$\frac{-1000}{2} [19,5 + 30 \times 0,65] 0,188 =$	- 3666
D ₄	D ₄ max	$\frac{+1000}{2} [1575 + 157,5 \times 3,4] 0,025 =$	+ 26381
	D ₄ min	$\frac{-1000}{2} [117 + 60 \times 1,35] 0,093 =$	- 10381
D ₆	D ₆ max	$\frac{+1000}{2} [1339,75 + 142,5 \times 0,8] 0,02 =$	+ 15038
	D ₆ min	$\frac{-1000}{2} [387 + 72,5 \times 1,35] 0,073 =$	- 17698
D ₈	D ₈ max	$\frac{+1000}{2} [639 + 97,5 \times 4,0] 0,037 =$	+ 19037
	D ₈ min	$\frac{-1000}{2} [639 + 97,5 \times 2,05] 0,037 =$	- 15519

N	Назв. уси- лия.	УСИЛИЯ НИСХОДЯЩИХ РАСКОСОВЪ ОТЪ ПОСТОЯННОЙ НАГРУЗКИ.	КИЛ.
D ₂	D ₂ max	$+(28,65 \times 0,33 - 2,55 \times 0,37)0,5(720+350)=$	+
	D ₂ min		+ 12217
D ₄	D ₄ max	$+(24,46 \times 0,59 - 6,74 \times 0,55)0,5(720+350)=$	+
	D ₄ min		+ 5738
D ₆	D ₆ max	$+(20,21 \times 0,39 - 10,99 \times 0,71)0,5(720+350)=$	+
	D ₆ min		42
D ₈	D ₈ max	$+(16,34 \times 0,57 - 14,56 \times 0,49)0,5(720+350)=$	+
	D ₈ min		1257

§ 14. УСИЛИЯ ВЪ СТОЙКАХЪ ОТЪ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ.

Стойки получаютъ напряжения лишь отъ мѣстной нагрузки большой панели надъ стойкой, вследствие чего инфлюэнтная линия имѣетъ видъ треугольника согласно слѣдующимъ фигурамъ:



Усилия въ стойкахъ отъ временной вертикальной нагрузки:

$$V_0' = -\frac{1}{2} (19,5 + 30 \times 0,65) \frac{1}{195} = -10 \text{ м.} = -10000 \text{ к.}$$

$$V_1' = V_2' = V_3' = V_4' = -\frac{1}{2} \left[(58,5 + 45 \times 0,65) \frac{1}{195} - 19,5 \frac{2}{195} \right] = -125 \text{ м.} = -12500 \text{ к.}$$

Усилия отъ постоянной нагрузки:

$$V_0'' = \frac{-1,95}{2} (720 + 350) = -1043 \text{ к.}$$

$$V_1'' = V_2'' = V_3'' = V_4'' = -1,95 (720 + 350) = 2086 \text{ к.}$$

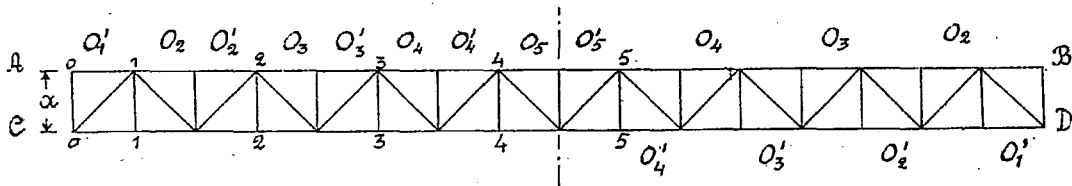
Несомнѣнно, давленіе на стойку будетъ гораздо меньше, какъ отъ временной, такъ и отъ постоянной нагрузки, благодаря сопротивленію пояса на изгибъ. Сѣченіе стоекъ надлежитъ подбирать съ запасомъ, дабы облегчить работу верх-

ного пояса, который при сильных сѣченіяхъ стоекъ меньше прогибается отъ упругаго укороченія стоекъ. Вмѣстѣ съ прогибомъ уменьшаются дополнит. напряженія верхняго пояса.

Дополнительныя напряженія верхняго пояса разсчитаны дальше при подборѣ сѣченій верхняго пояса.

§ 15. УСИЛІЯ ПОЯСОВЪ ОТЪ ДѢЙСТВІЯ ВѢТРА.

А. Верхній поясъ.



Черт. 7.

Схема связей представлена на черт. 7. Оба пояса АВ и CD работают на вѣтеръ неодинаково. Поясъ АВ сжатъ при дѣйствіи вѣтра сверху-внизъ; ^{сжатъ} поясъ CD при вѣтрѣ снизу-вверхъ. Сжимающія усилія поясовъ АВ и CD въ однозначныхъ панеляхъ не равны между собой вслѣдствіе треугольной системы раскосовъ. Такъ напримѣръ O_3' фермы CD $>$ O_3' фермы АВ; наоборотъ O_3 фермы CD $<$ O_3 фермы АВ. Чтобы получить наибольшія значенія сжимающихъ усилій верхняго пояса отъ вѣтра, слѣдуетъ всѣ усилія, снабженныя знакомъ ('), вычислять для фермы CD, а усилія безъ знака ('') вычислять для фермы АВ, какъ показано на правой половинѣ чертежа 7.

Не имѣя въ виду мѣнять сѣченіе пояса въ каждой малой его панели, ограничимся подсчетомъ лишь максимальныхъ усилій въ каждой большой панели, т.е. усилій O'_1 , O'_2 , O'_3 , O'_4 фермы CD и усилія O_5 фермы AB.

Расчетъ производится лишь для случая, когда на мосту находится поѣздъ и давленіе вѣтра равно $132 \frac{\text{к}}{\text{м}^2}$

Давленіе вѣтра на пог.м. верхнихъ связей.

Давленіе на $\frac{1}{2}$ расчетной поверхности фермы

$$\frac{93,6 \times 132}{2 \times 2 \times 31,2} = 99 \text{ к.}$$

Давленіе на проѣзжую часть $0,38 \times 132 = 50 \text{ ''}$

Давленіе на $\frac{3}{5}$ боковой поверхности поѣзда

$$\frac{3}{5} \times 3 \times 132 = 238 \text{ ''}$$

Всего на п.м. верхнихъ связей $W_0 = 387 \text{ к.}$

Усилія поясовъ рассчитываются по формулѣ

$$O = \frac{M}{a} = \frac{x(\zeta - x) \cdot W_0}{2a}$$

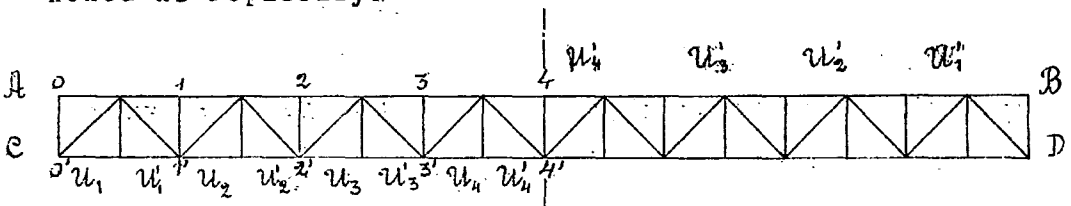
ТАБЛИЦА УСИЛІЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА ОТЪ ДѢЙСТВІЯ ВѢТРА.

№	Точка мом.м	x м.	$\zeta - x$ м.	a м.	Усиліе $\frac{-M}{a}$ кил.
O'_1	1	1,95	29,25	2,00	\pm 5440
O'_2	2	5,85	25,35	2,00	- 14143
O'_3	3	9,75	21,45	2,00	- 19946
O'_4	4	13,65	17,55	2,00	- 22847
O'_5	N	15,60	15,60	2,00	- 23210

В. Нижній пояс.

Система нижніх зв'язей аналогічна системі верхніх, так що все сказане в началі розрахуку верхніх зв'язей стосується і до нижніх.

Розглядаючи нижні зв'язі як плоскі, необхідно ввести поправку на їх криволінійність, виражаються в діленні сил, розрахованих для горизонтального нижнього пояса, на $\cos \varphi$ кута нахилу елемента пояса до горизонту.



Черт. 8.

Найбільше напруженими частинами будуть:

U_1', U_2', U_3', U_4' ферми АВ, означення на черт. 8 справа.

Давлення в'їтра на п.м. нижніх зв'язей:

Давлення на $1/2$ розрахункової площі ферми = 99 к.

Давлення на $3/5$ поверхності поїзда = 238 "

Всього на п.м. нижніх зв'язей $W_u = 337$ к.

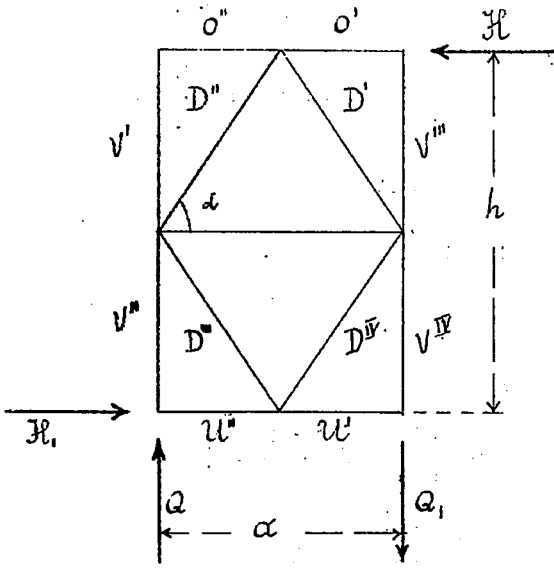
Сили поясів розраховуються по формулі

$$U = \frac{M}{a \cos \varphi} = \frac{x \cdot (\ell - x) \cdot W_u}{2a \cos \varphi}$$

ТАБЛИЦА СИЛ НИЖНЯГО ПОЯСА ОТЪ ДѢЙСТВІЯ ВѢТРА.

Назв. части.	Точка изгиб. М.	x м.	$\ell - x$ м.	a м.	$\cos \varphi$	Усилие = $\frac{M}{a \cos \varphi}$ кил.
U_1'	1'	3,9	27,3	2,00	0,97	+ 9241
U_2'	2'	7,3	23,4	2,00	0,99	+15522
U_3'	3'	11,7	19,5	2,00	0,99	+19406
U_4'	4'	15,6	15,6	2,00	1,00	+20490

§ 16. РАЗСЧЕТЪ ВЕРТИК. ПОПЕРЕЧНЫХЪ СВЯЗЕЙ.



Черт. 9.

Опорныя поперечныя связи рассчитываются на половину всего давленія вѣтра, передаваемого верхнимъ связямъ.

Промежуточныя поперечныя связи рассчитываются на давленіе вѣтра, приходящееся на одну большую панель верхняго пояса.

Схема связей указана на чертежѣ 9.

При давленіи вѣтра справа налѣво, горизонт. давленіе H , приложенное къ верхнему узлу, вызываетъ слѣдующія реакціи:

$$H_1 = H$$

$$Q = -Q_1 = \frac{hH}{a}$$

Въ элементахъ поперечныхъ связей (черт. 9) вызываются слѣдующія усилія:

$O' = -H$	$V' = 0$	$D' = D''' = \frac{+H}{2 \cos \alpha}$
$O'' = 0$	$V'' = -Q = \frac{-Hh}{a}$	$D'' = D'''' = \frac{-H}{2 \cos \alpha}$
$U' = 0$	$V''' = 0$	$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{a}$
$U'' = -H$	$V'''' = \frac{+Hh}{a}$	

При обратномъ дѣйствіи вѣтра будемъ имѣть:

$$\begin{array}{lll}
 O' = 0 & V' = 0 & D' = D^{\text{III}} = \frac{-H}{2\cos\alpha} \\
 O'' = -H & V^{\text{II}} = \frac{+Hh}{a} & D'' = D^{\text{IV}} = \frac{+H}{2\cos\alpha} \\
 U' = -H & V^{\text{III}} = 0 & \text{tg}\alpha = \frac{h}{a} \\
 U'' = 0 & V^{\text{IV}} = \frac{-Hh}{a} &
 \end{array}$$

Слѣдовательно расчетными усилями будутъ:

$$\begin{array}{ll}
 \text{Для } O & -H \text{ и } 0, \\
 \text{" } U & -H \text{ " } 0, \\
 \text{" } V' = V^{\text{III}} & 0, \\
 \text{" } V^{\text{II}} = V^{\text{IV}} & \frac{-Hh}{a} \text{ и } \frac{+Hh}{a}, \\
 \text{" } D & \frac{-H}{2\cos\alpha} \text{ и } \frac{+H}{2\cos\alpha}
 \end{array}$$

Давление вѣтра Н.

Для опорныхъ связей по § 15.А

при поѣздѣ $H_1 = 387 \cdot \frac{312}{2} = 6037$ к. Безъ поѣзда: $\frac{(0,38 \times 312 + \frac{1}{4} 936) 235}{2} = 4136$ к.

Для промежуточныхъ связей:

при поѣздѣ $H_2 = 387 \times 3,9 = 1510$ к. Безъ поѣзда: $\frac{(0,38 \times 312 + \frac{1}{4} 936) 235}{8} = 1034$ к.

Наиболѣе невыгоднымъ является случай давленія вѣтра при поѣздѣ на мосту.

ТАБЛИЦА УСИЛІЙ ВЪ ПОПЕРЕЧНЫХЪ СВЯЗЯХЪ.

Назв. стойки	Часть рамы.	а м.	Н к.	h м.	$\text{tg}\alpha = \frac{h}{a}$	$\cos\alpha$	Расчетн. усилие	
							max	мін кил.
V.	O.	2,00	6037	1,50	0,750	0,300	0	-6037
	U.						0	-6037
	V.						+ 4528	-4528
	D.						+ 3773	-3773

Назв. стойки	Часть рамы.	а м.	Н. к.	h м.	$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{a}$	$\cos \alpha$	Расчетн. усилие	
							max	min кил.
V ₁	O ₁	2,00	1510	2,50	1,250	0,625	0	-1510
	U ₁						0	-1510
	V ₁						+1887	-1887
	D ₁						+1208	-1208
V ₂	O ₂	2,00	1510	3,125	1,5625	0,539	0	-1510
	U ₂						0	-1510
	V ₂						+2356	-2356
	D ₂						+1400	-1400
V ₃ V ₄	O _{3,4}	2,00	1510	3,75	1,875	0,469	0	-1510
	U _{3,4}						0	-1510
	V _{3,4}						+2832	-2832
	D _{3,4}						+1610	-1610

§ 17. ТАБЛИЦА РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ ВЪ ЭЛЕМЕНТАХЪ ФЕРМЫ.

Назв. частей.	в ъ к и л о г р а м м а х ъ						Предѣльные усилія			
	Отъ посто- янн. нагр.		Отъ временн. вертик. нагр.		Отъ вѣтра		безъ вѣтра		съ вѣтромъ	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
O ₁		0		0	5440	5440	0	0	5440	5440
O ₂		22770		71670		14143		94440		108583
O ₃		31223		92190		19946		123413		143359
O ₄		32528		94950		22847		127478		150325
O ₅		34700		100880		23210		135580		158790
U ₁	15686		50400		9241		66086		75327	
U ₂	28548		90850		15522		119398		134920	
U ₃	33052		98970		19406		132022		151428	
U ₄	34219		102750		20490		136969		157459	

Назв. частей.	в килограммах						Предельные усилия			
	Отъ постоянной нагр.		Отъ временн. вертикал. нагр.		Отъ вѣтра		безъ вѣтра		съ вѣтромъ	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
D ₁		19196	0	61945				81141		
D ₂		9004	5903	34136				43140		
D ₃		2504	13338	13935			10834	21439		
D ₄		3536	12002	22998			8466	26534		
D ₅	12217		41321	3663			53338			
D ₆	5738		23331	10381			32119	5143		
D ₇	42		15033	17693			15030	17356		
D ₈	1257		19037	15519			20294	14262		
V ₀		1043		10000	4523	4523		11043	3435	15571
V ₁		2033		12500	1337	1337		14636		16473
V ₂		2036		12500	2356	2356		14636	270	16942
V ₃		2036		12500	2332	2332		14636	746	17418
V ₄		2036		12500	2332	2332		14636	746	17418

§ 13. ПОДБОРЪ СВЪЧЕНІЙ НИЖНЯГО ПОЯСА.

Составъ свѣчей нижняго пояса представленъ въ особой таблицѣ.-

При вычисленіи рабочей площади уголковъ и листовъ производился дополнительный вычетъ заклепочныхъ отверстій въ случаѣ шахматнаго ихъ расположенія и возможно-сти косога разрыва, руководствуясь при этомъ стр. 325 I-го тома курса мостовъ. Шагъ заклепокъ $a = 15$ см., діаметръ $d = 2,2$ см.

Количество вычтенныхъ заклепокъ:

для вертикал. листа высотой 420 и 400 м.	4	заклепки
" " " " 330 мм.	3	"
" горизонт. " широкаго (540 мм.)	5	"
" " " средняго (350 мм.)	2	"
" " " узкаго (200 мм.)	2	"
" пояснаго уголка 80 × 80 × 10 мм.	1,7	"

ТАБЛИЦА СВЪЧЕНІЙ НИЖНЕГО ПОЯСА.

N	Составъ свѣченій. Размѣры въ мм.	Съ свѣчки см.	Ослабленіе саклепкамъ см.	Съ лето см.	Стат. мом. вѣтвѣ см.³	Взвѣсн. цен.	
						для обл. ств.	средн.
U ₁	2 в. л. 330×11	72,6	6 × 1,1 × 2,2 = 14,5	58,1	1308	8,15	8,2
	4 L 80×80 × 10	60,4	4 × 1,7 × 1 × 2,2 = 14,9	45,5			
	1 г. л. 350 × 9	31,5	2 × 0,9 × 2,2 = 4,0	27,5			
	Всего	164,5	33,4	131,1			
U ₂	2 в. л. 400×11	88,0	8 × 1,1 × 2,2 = 19,4	68,6			
	4 L 80×80 × 10	60,4	4 × 1,7 × 1 × 2,2 = 14,9	45,5			
	1 г. л. 540 × 9	48,6	5 × 0,9 × 2,2 = 9,9	38,7			
	1 г. л. 190×11	20,9	2 × 1,1 × 2,2 = 4,8	16,1			
Всего	217,0	49,0	168,9	1871	8,78	8,2	
U ₃	2 в. л. 420×11	92,4	8 × 1,1 × 2,2 = 19,4	73,0			
	4 L 80×80 × 10	60,4	4 × 1,7 × 1 × 2,2 = 14,9	45,5			
	1 г. л. 540 × 9	48,6	5 × 0,9 × 2,2 = 9,9	38,7			
	1 г. л. 540×10	54,0	5 × 1 × 2,2 = 11,0	43,0			
Всего	255,4	55,2	200,2	1977	8,04	8,2	

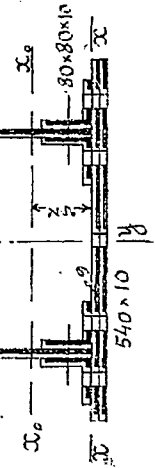
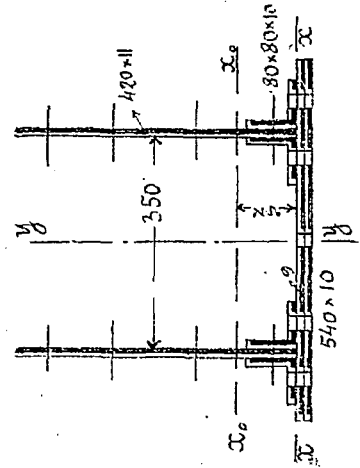
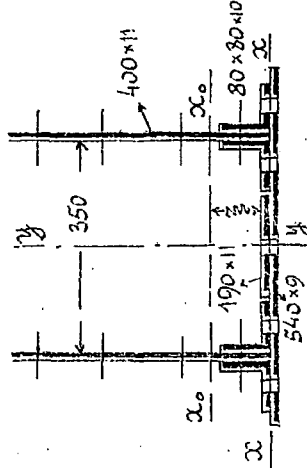
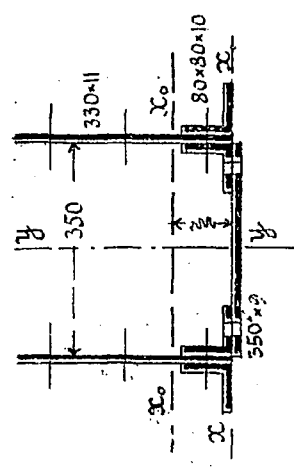


ТАБЛИЦА НАПРЯЖЕНІЙ НИЖНЯГО ПОЯСА.

№ эле- мент- та.	Наибольшее усилие		Площадь сѣченія netto см. ²	Напряжение въ К/см. ²	
	безъ вѣтра К.	съ вѣтромъ К.		безъ вѣтра < 737	съ вѣтромъ < 800
	+	+			
U ₁	66086	75327	131,1	505	577
U ₂	119398	134920	138,9	707	800
U ₃	132022	151428	200,2	660	757
U ₄	136969	157459	200,2	685	787

СТЫКИ ЧАСТЕЙ НИЖНЯГО ПОЯСА.

Количество n заклепокъ, $d = 22$ мм., потребныхъ для перекрытія листовъ и уголковъ нижняго пояса, рассчитываемъ по площади ω netto сѣченія каждой части по формулѣ

$$n = \mu \cdot \omega,$$
 гдѣ μ — количество заклепокъ, соответствующее 1 см.² площади сѣченія.

Значенія μ , соответствующія расчету заклепокъ на одиночное и двойное срѣзываніе, а также на смятіе, приведены на стр. 20 „Таблицъ для расчета мостовъ, Патона“ и составляютъ при $d = 22$ мм. и пролетѣ фермъ 31,2 м.:

на одиночное срѣзываніе $\mu' = 0,33$ заклепокъ
 на двойное срѣзываніе $\mu = 0,16$ "
 на смятіе при $\min \delta = 9$ мм. $\mu'' = 0,25$ "
 " " " $\min \delta = 10$ мм. $\mu'' = 0,23$ "
 " " " $\min \delta = 11$ мм. $\mu'' = 0,21$ "

ТАБЛИЦА ЗАКЛЕПОКЪ ВЪ СТЫКАХЪ ЧАСТЕЙ НИЖНЯГО ПОЯСА.

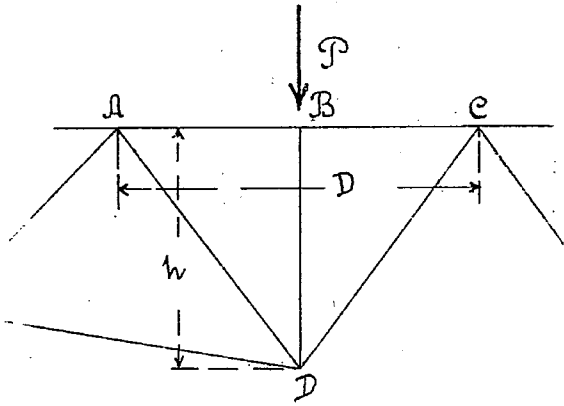
НАЗВАНІЕ ЧАСТИ.	ω netto см. ²	μ			Необходимое число заклепокъ $d = 22$ мм.			При- нятое число закле- покъ. $d=22$ мм		Расположеніе заклепокъ въ полунакладкѣ.
		односрѣзн.	двусрѣзн.	смятіе	односрѣзн.	двусрѣзн.	на смятіе	односр.	двуср.	
Верт. лис. 420 x 11	73,0	0,33	0,16	0,21	125	63	80	-	8	
Верт. лис. 330 x 11	58,1	0,33	0,16	0,21	97	48	61	-	7	
Гор. лис. 540 x 10 и 9	43,0	0,33	0,16	0,23	142	69	99	14	-	
Гор. лис. 350 x 9	27,5	0,33	0,16	0,25	84	42	64	10	-	
Гор. лис. 190 x 11	16,1	0,33	0,16	0,25	53	26	40	6	-	
Уголокъ 80 x 80 x 10	11,4	0,33	0,16	0,23	33	19	26	5	-	

§ 19. ПОДБОРЪ СЪЧЕНІЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.

Верхній поясъ испытываетъ напряженія:

- 1) отъ продольнаго сжимающаго усилія.
- 2) отъ мѣстнаго прогиба малой панели вслѣдствіе давленія поперечинъ.
- 3) отъ прогиба большой панели вслѣдствіе упругаго укороченія дополнительной стойки.

Разсмотримъ сперва способъ разчета, соответствующій третьему случаю.



Черт. 10.

Вслѣдствіе упругаго укороченія дополнительной стойки поясъ получаетъ мѣстный прогибъ въ точкѣ В.. Обозначимъ черезъ:

P — нагрузку узла В верхняго пояса;

D — длину большой панели АС;

h — высоту стойки ВD;

ω — ея площадь сѣченія brutto;

J — моментъ инерціи сѣченія пояса (brutto) относительно горизонтальной главной оси.

Будемъ рассматривать поясъ въ данной панели какъ балку съ задранными концами, что при жесткости узловъ А и С и при возможномъ загрузеніи сосѣднихъ панелей представляется до извѣстной степени вѣроятнымъ. Разложимъ грузъ P на

2 части, изъ которыхъ P_1 расходуется на изгибъ пояса, а другая P_2 - на сжатіе стойки.

$$P_1 + P_2 = P.$$

Прогибъ пояса въ точкѣ В:

$$f = \frac{1}{192} \frac{P_1 D^3}{EJ}$$

Упругое укороченіе стойки:

$$\delta = \frac{P_2 h}{E \omega}$$

Приравнивая f и δ , получимъ:

$$\frac{1}{192} \frac{P_1 D^3}{EJ} = \frac{P_2 h}{E \omega}$$

$$\frac{1}{192} \frac{P_1 D^3}{J} = \frac{P_2 h}{\omega}$$

Но, такъ какъ $P_1 + P_2 = P$, то

$$P_1 = \frac{192 P h J}{\omega D^3 + 192 h J}$$

Моментъ, изгибающій поясъ, отъ силы P_1

$$M = \frac{P_1 D}{8}$$

Наибольшее нормальное напряженіе въ волокнѣ, отстоящемъ на e отъ горизонтальной главной оси:

$$\gamma = \frac{M e}{J_{\text{netto}}} = \frac{P_1 D e}{8 J_{\text{netto}}}$$

$$\gamma = \frac{192 P h D e}{8(\omega D^3 + 192 h J_{\text{br.}})} \cdot \frac{J_{\text{br.}}}{J_{\text{netto}}} = \frac{24 P h D e}{\omega D^3 + 192 h J_{\text{br.}}} = \frac{J_{\text{br.}}}{J_{\text{netto}}}$$

Такой способъ расчета соответствуетъ случаю узлового дѣйствія нагрузки, т.е. когда давленіе поѣзда и проѣзжей части передается узлу В помощью продольныхъ балокъ. Въ настоящемъ случаѣ имѣется прямое дѣйствіе нагрузки, ибо

поперечины опираются непосредственно на пояс. Видоизменим расчет дополнительного напряжения в том предположении, что давление поезда и проезжей части распределяется равномерно по панели. Обозначим эту нагрузку на п.м. через q .

Определим теперь величину такого фиктивного груза P , который, будучи приложен в среднем узле B , вызовет при отсутствии средней стойки *) тот же прогиб, как и равномерная нагрузка q . Приравнявая для балки с заданными концами прогибы ее середины, вызванные грузом P по серединѣ и равномерной нагрузкой, имѣем:

$$\frac{1}{192} \cdot \frac{PD^3}{EJ} = \frac{1}{384} \frac{q \cdot D^4}{E \cdot J},$$

откуда $P = \frac{1}{2} q \cdot D.$

Зная величину фиктивного груза P , можно перейти от прямой нагрузки к узловой и воспользоваться вышеприведенными формулами.

Подставляя $P = \frac{1}{2} qD$ в конечную формулу для дополнительного напряжения, имѣем

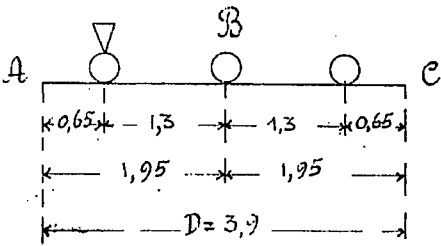
$$\sigma = \frac{12 qD^2 h e}{\omega D^3 + 192 h \cdot J \text{ br.}} \cdot \frac{J \text{ br.}}{J \text{ netto}}.$$

Итакъ, въ случаѣ прямой нагрузки дополнит. напряжение вдвое меньше, чѣмъ въ случаѣ узловой нагрузки.

Переходя къ расчету нагрузки q , определим сперва

*) Неточность определения фиктивного груза P заключается въ томъ, что пренебрегается присутствіемъ стойки.

равномерную нагрузку K , эквивалентную поѣзду.



Черт. 11.

Разсматривая балку AC пролетом 3,9 м. какъ задѣланную обоими концами, устанавливаемъ на ней симметрично 3 колеса паровоза (чер. 11)

Опредѣляемъ для середины пролета моментъ отъ дѣйствія 3 грузовъ и приравниваемъ его моменту для той же середины отъ дѣйствія искомой эквивалентной нагрузки K .

Получаемъ $K = 6090$ к. на п.м. фермы

Вѣсъ проѣзж. части = 350 " " " "

Вѣсъ верхн. пояса = 273 " " " "

Полная равномерная нагрузка $q = 6713$ к. на п.м. фермы.

Подставляя нагрузку q въ формулу для V , можно считать дополнительное напряженіе при прогибѣ пояса вследствие укороченія стойки.

Другое дополнительное напряженіе верхняго пояса, вызванное его прогибомъ въ предѣлахъ малой панели, вследствие давленія подрельсныхъ поперечинъ, рассчитывается по формулѣ $p' = \frac{Me}{J}$, причемъ M обыкновенно опредѣляется какъ для балки (пролетомъ 1,95 м.) (черт. 12), свободно лежащей на опорахъ А и В и нагруженной постоянной нагрузкой $(350+273)$ к. на п.м. и давленіемъ колеса въ 7,5 т., расположеннаго по серединѣ пролета АВ.

$$M = \frac{(350+273) \cdot 1,95^2}{8} + \frac{7500 \times 1,95}{4} = 3981 \text{ к.м.} = 398100 \text{ к.см.}$$

Таблица расчета площади

Наименование	Схема	Параметры	У	С	L	S _к	Y _о		W _к ^I	W _к ^{II}	γ
							площадь	нетто			
01		12.н. 350x10	35,00	2.2.2 = 4,40	30,60	2502,1	33495	30437	$\frac{30437}{13,2+10} = 2143$	$\frac{30437}{19,8} = 1537$	0,982
		4Л 130x85x10	82,60	6.2.2 = 13,20	69,40						
		2.н. 330x11	72,60	6.2.2.1 = 14,52	58,08						
		Бсе20	190,20	32,12	158,08						
		2.н. 350x10	35,00	2.2.2 = 4,40	30,60						
		2.н. 150x10	30,00	2.2.2 = 4,40	25,60						
02		4Л 130x85x10	82,60	8.2.2 = 17,60	65,00	3477,1	43374	36305	$\frac{36305}{15,8+10} = 2161$	$\frac{36305}{17,2} = 2111$	0,984
		2.н. 330x11	72,60	6.2.2.1 = 14,52	58,08						
		Бсе20	220,20	40,92	179,28						
		2.н. 350x10	70,00	4.2.2 = 8,80	61,20						
		4.н. 150x10	60,00	4.2.2 = 8,80	51,20						
		4Л 130x85x10	82,60	8.2.2 = 17,60	65,00						
03		2.н. 350x10	70,00	4.2.2 = 8,80	61,20	4579,6	72284	62357	$\frac{62357}{15,8+20} = 3503$	$\frac{62357}{19,2} = 3248$	0,987
		4.н. 150x10	60,00	4.2.2 = 8,80	51,20						
		2.н. 330x11	77,00	6.2.2.1 = 14,52	62,48						
		Бсе20	239,60	49,72	239,88						
		2.н. 350x10	70,00	4.2.2 = 8,80	61,20						
		4Л 130x85x10	82,60	8.2.2 = 17,60	65,00						

Всѣ сѣченія верх. пояса и относящіяся къ нимъ данныя приведены въ таблицѣ на стр. 49.

При расчетѣ рабочей площади составныхъ частей сѣченія ослабленіе заклепочными отверстиями принято согласно числу заклепокъ, действительно попадающихъ въ нормальное сѣченіе, а именно принималось, что:

вертикальный листъ ослабленъ тремя отверстиями,
 уголокъ " двумя "
 широкій горизонт. листъ " двумя "
 узкій горизонт. листъ " однимъ "

Диаметръ заклепокъ принять 22 мм.

ТАБЛИЦА СЖИМАЮЩИХЪ НАПРЯЖЕНІЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА ВЪ $\text{к}/\text{см}^2$

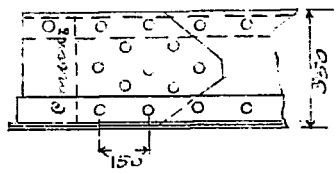
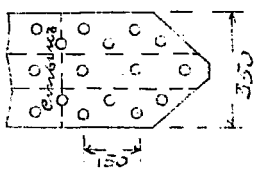
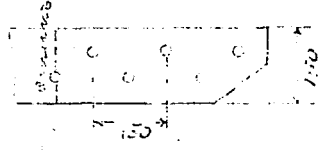
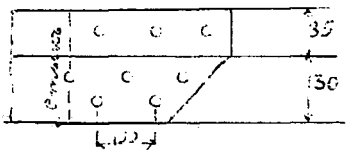
Назв. частей	Бо-люкно	Основное отъ про-отъ продольн. силы $n = \frac{\sigma}{\varphi \omega}$		Дополнительное отъ сокращенія стойки $n' = \frac{Me}{J}$		отъ проги-ба малой панели γ		Максималь-ное напряжение		Допускае-мое на-пряж. R основное	
		съ в. вѣтр.	б. в. вѣтр.	съ вѣтр.	б. вѣтр.	съ в.	б. в.	съ в.	б. в.	съ в.	б. в.
0 ₁	A	- 35	0	Про-верка не про-изводилась въ виду большого запаса въ стч.		-136	-136	+ 34	-136	+400	+369
	D	+ 34						-220		-700	-637
	B										
0 ₂	A			- 39	- 39			-704	-624		
	D	-315	-535	- 37	- 37	-134	-134	-799	-719	-300	-737
	B							-702	-622		
0 ₃	A			- 92	- 92			-693	-613		
	D	-606	-531	0	0	-114	-114	-720	-635	-300	-737
	B			- 36	- 36			-692	-607		
0 ₄	A			- 92	- 92			-727	-632		
	D	-635	-540	0	0	-114	-114	-749	-654	-300	-737
	B			- 36	- 36			-721	-626		
0 ₅	A			- 92	- 92			-765	-665		
	D	-673	-573	0	0	-114	-114	-737	-687	-300	-737
	B			- 36	- 36			-759	-659		

СТЫКИ ЧАСТЕЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.

Расчет необходимого числа заклепок $d = 22$ мм.

В стыках отдельных частей пояса производится по способу, изложенному для нижняго пояса, пользуясь теми же коэффициентами μ .

ТАБЛИЦА ЗАКЛЕПОКЪ ВЪ СТЫКАХЪ ЧАСТЕЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.

Название части	ω netto см. ²	μ			Необходимое число закл. $d = 22$ мм.			Принятое число заклепок $d = 22$ мм		Расположение заклепок въ полунакладкѣ.
		односрѣзн	двусрѣзн	на смятіе	односр.	двуср.	на см.	одно-	дву-	
								срѣз.	срѣз.	
Верт. л. 350 × 11 и 330 × 11	31,2	0,33	0,16	0,21	10,3	5,2	6,6	4	7	
Гор. л. 350 × 10	30,6	0,33	0,16	0,23	10,1	5,1	7,0	11	-	
Гор. л. 150 × 10	12,8	0,33	0,16	0,23	4,2	2,1	2,9	5	-	
Уголокъ 130 × 85 × 10	16,2	0,33	0,16	0,23	5,4	2,7	3,7	7	-	

§ 20. ПОДБОРЪ СЪЧЕНІЙ РАСКОСОВЪ.

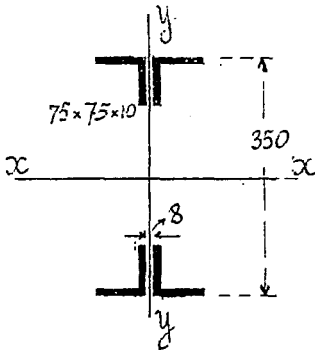
Всѣ раскосы, кромѣ D_1, D_2, D_3 , сжато-вытянуты. Допускаемое напряжение для нихъ опредѣлялось по формуламъ Вейрауха и Навье, руководствуясь изложеннымъ въ § 4.

Ослабленіе сѣченій принималось по числу отверстій, дѣйствительно попадающихъ въ нормальное сѣченіе, для всѣхъ раскосовъ, которые или только сжаты (D_1, D_3) или въ которыхъ преобладаетъ сжимающее усиліе (D_5, D_6, D_7). Дополнительный вычетъ заклепокъ производился въ раскосахъ или только растянутыхъ (D_2) или съ преобладающимъ растягивающимъ усиліемъ (D_4, D_8).

(Табл. сѣченій раскосовъ и табл. заклепокъ см. *сир.* 53-55.

§ 21. ПОДБОРЪ СЪЧЕНІЙ СТОЕКЪ.

Усилія стоекъ весьма мало разнятся между собой, а потому сѣченіе принимается для всѣхъ стоекъ одинаковое изъ 4 уголковъ $75 \times 75 \times 10$ мм.



$$\omega_{\text{brutto}} = 4 \times 14,11 = 56,44 \text{ см.}^2$$

$$\omega_{\text{netto}} = 56,44 - 2,2 \times 4 \times 1 = 47,64 \text{ см.}^2$$

$$J_y(\text{brutto}) = 4 \times 137,4 = 570 \text{ см.}^4$$

$$\frac{J}{\omega} = 11,36 \text{ см.}^2$$

При наибольшей свободной длинѣ

$$l = 375 \text{ см.}$$

$$\varphi = 0,47.$$

Продолженіе на сир. 56.

ТАБЛИЦА ЗАКЛЕПОКЪ ДЛЯ ПРИКРѢПЛЕНІЯ РАСКОСОВЪ.

Уг раскоса и размеры части	W netto см. ²	M		Неодвадцатое глаго за- клепки d=22		Принятые глаго за- клепки d=22		Расположеніе заклепокъ въ листахъ прикрѣпленія раскосовъ.
		одно- срѣзѣн.	на спя- тис	одно- срѣзѣн.	на спя- тис	одно- срѣзѣн.	дву- срѣзѣн.	
D ₁ -330x11 L80x80x10	33,9		0,21	11,3	7,1	6	5	
	11,4	0,33	0,23	3,8	2,6	4	-	
D ₃ L130x85x10	18,4	0,33	0,23	6,1	4,2	5	-	
D ₅ L100x65x10	13,4	0,33	0,23	4,5	3,1	-	3	
D ₇ L120x80x10	16,9	0,33	0,23	5,6	3,9	6	-	
D ₂ L150x75x10	18,3	0,33	0,23	6,1	4,2	6	-	
D ₄ L120x80x10	16,1	0,33	0,23	5,4	3,7	6	-	<p>Также D₇ e=45 mm a=100 mm</p>
D ₆ L90x90x10	14,9	0,33	0,23	5,0	3,4	-	3	<p>Также D₅</p>
D ₈ L80x80x10	11,4	0,33	0,23	3,8	2,6	4	-	

Уголки, составляющие раскосы двутавровато сѣчѣнія, сдвинуты одинъ къ другому вплотную, и рѣшетка приклепывается къ внутренней по-
верхности уголковъ.

ТАБЛИЦА СВЯЧЕНИЙ РАСКОСОВЪ:

N рас- ко- са.	Составъ свѣченія. Размѣры въ мм.	ω brutto см. ²	Ослабленіе заклепками см. ²	ω netto см. ²	J_y brutto см. ⁴	$\frac{J}{\omega}$ см. ²	ζ Своб. длина см.	φ по Навье	Допускаемое напря- женіе въ к/см. ² на		Дѣйствит.напр. въ к/см. ² на	
									сжатіе $R \cdot \varphi$ $(R-100)\varphi$ $R' \cdot \varphi$	растяже- ніе $R' =$ $R(1 - \frac{1 \cdot \min D}{2 \cdot \max D})$	растя- женіе $\frac{D}{\omega_n}$	сжа- тіе $\frac{D}{\omega_n}$
D ₁	2 л. 330×11	72,60	2×1,1×2,2 = 484	67,76	19060	143	246	0,94	737×0,94	-	-	-81141
	4 L $\frac{80 \times 80}{10}$	60,44	4×1×2,2 = 880	51,64					= 693			= 680
	Всего	133,04	1364	119,40								
D ₂	4 L $\frac{120 \times 85}{10}$	82,60	4×1×2,2 = 880	73,80	3134	39	317	0,83	737×0,83 = 612	-	-	-43140 73,8 = 585
D ₃	4 L $\frac{100 \times 85}{10}$	62,36	4×1×2,2 = 880	53,56	1504	24	368	0,70	637×0,70 = 446	737×0,7487 = 550	+10834 53,6 = 202	-21439 53,6 = 400
D ₄	4 L $\frac{120 \times 80}{10}$	76,52	4×1×2,2 = 880	67,72	2530	33	422	0,69	637×0,69 = 440	737×0,84 = 619	+ 8466 67,7 = 125	-26534 67,7 = 386
D ₅	4 L $\frac{150 \times 75}{10}$	86,52	6×1×2,2 = 1320	73,32	4634	56	317	-	-	737	+53838 73,3 = 734	-

D_4	$4 L \frac{120.80}{10}$	76,52	$56.1.22 = 1232$	64,20	2530	33	368	0,75	678.075 $= \underline{509}$	$737,0,92$ $= 678$	$+\frac{32119}{64,2}$ $= 500$	$-\frac{5143}{64,2}$ $= \underline{80}$
D_6	$4 L \frac{90.90}{10}$	68,52	$4.1.2,2 = 880$	59,72	1116	16	422	0,52	637.052 $= \underline{331}$	$737,0,573$ $= 422$	$+\frac{15080}{59,7}$ $= 253$	$-\frac{17656}{59,7}$ $= \underline{296}$
D_8	$4 L \frac{80.80}{10}$	60,44	$68.1.22 = 1496$	45,48	802	13	422	0,48	637.048 $= \underline{306}$	$737,0,65$ $= 478$	$+\frac{20294}{45,5}$ $= 446$	$-\frac{14262}{45,5}$ $= \underline{314}$

$$*) 0,748 = \left(1 - \frac{1}{2} \frac{10834}{21439}\right).$$

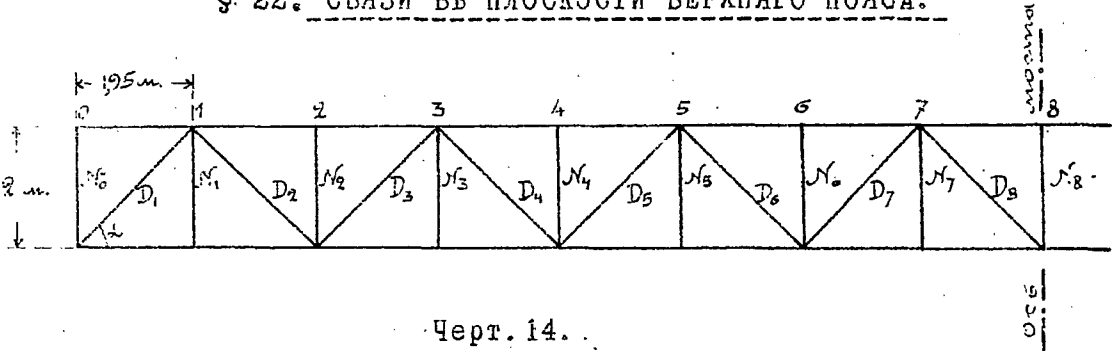
Заклепки для прикрѣпленія раскосовъ къ поясамъ рассчитаны по рабочей площади и притомъ отдѣльно для cadaго уголка и листа. (это относится къ стр. 53).

Наибольшее нормальное напряжение

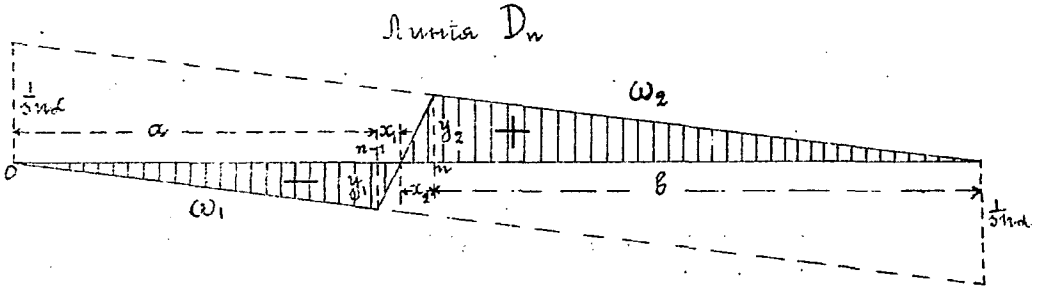
безъ вѣтра $n = \frac{14686}{47,64} = 308 < 0,47 \times 737$ или 346 К/см^2

при вѣтрѣ $n = \frac{17418}{47,64} = 366 < 0,47 \times 800$ или 376 К/см^2

§ 22. СВЯЗИ ВЪ ПЛОСКОСТИ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.



Черт. 14.



Усиліе D_p въ діагонали связей отъ равномернаго давленія на неподвижныя части верхняго строенія W_p кил. на п.м. (постоянная нагрузка) равно произведенію W_p на алгебраическую сумму площадей ω_1 и ω_2 инфл. линіи, представленной на черт. 14:

$$D_p = W_p (\omega_1 + \omega_2) = \frac{1}{2} \left[(a+x_1) y_1 + (b+x_2) y_2 \right] W_p.$$

Давленіе вѣтра на подвижной составъ W_k кил. на п.м., представляя временную нагрузку, можетъ вызвать въ каждомъ раскосѣ два усилія: одно сжимающее, другое — растягивающее.

$$D'_K = - W_K \cdot \omega_1 = - W_K \cdot \frac{1}{2} (a+x_1) y_1$$

$$D''_K = + W_K \cdot \omega_2 = + W_K \cdot \frac{1}{2} (b+x_2) y_2$$

Обозначая через:

m - число всёх панелей,

n - номеръ раскоса D_1, D_2, \dots

d - длину панели,

разсчитываемъ ординаты для вершинъ инфл. линии по слѣд.

формуламъ, выведеннымъ изъ пропорціональности между ординатами для вершины и для опоры:

$$y_1 = \frac{n-1}{m \cdot \sin \alpha}$$

$$y_2 = \frac{m-n}{m \cdot \sin \alpha}$$

$$\frac{x_1}{x_2} = \frac{x_1}{d-x_1} = \frac{y_1}{y_2} = \frac{n-1}{m-n},$$

откуда $x_1 = \frac{d(n-1)}{m-1}$

$$a+x_1 = \frac{dm(n-1)}{m-1}$$

$$b+x_2 = \frac{dm(m-n)}{m-1}$$

$$\omega_1 = \frac{-d(n-1)^2}{2(m-1)\sin \alpha}$$

$$\omega_2 = \frac{+d(m-n)^2}{2(m-1)\sin \alpha}$$

$$\omega_1 + \omega_2 = \frac{d(m-2n+1)}{2 \sin \alpha}$$

Такъ какъ вѣтеръ можетъ дѣйствовать то съ одной, то съ другой стороны, то мѣняютъ знаки какъ ω_1 и ω_2 , такъ и $(\omega_1 + \omega_2)$.

Усиліе n -го раскоса отъ постоянной нагрузки:

$$D_p = \pm W_p \frac{d(m-2n+1)}{2 \sin \alpha};$$

отъ временной нагрузки, наибольшее

$$D_K = \pm W_K \cdot \omega_2 = \pm W_K \frac{d(m-n)^2}{2(m-1)\sin\alpha}$$

Для раскосовъ лѣвой половины всегда $\omega_2 > \omega_1$, а по-
тому для получения наибольшаго сжимающаго или растягива-
ющаго усилія раскоса отъ врем.нагрузки слѣдуетъ нагру-
жать всегда лишь болѣе длинный участокъ ω_2 инфл. лини.

Наибольшія сжимающія усилія во всѣхъ распоркахъ, кро-
мѣ первой, $N = -d(W_p + W_K)$,

а въ первой распоркѣ $N_0 = -\frac{l}{2}(W_p + W_K)$.

РАЗСЧЕТНЫЯ НАГРУЗКИ:

I СЛУЧАЙ. Давленіе вѣтра $235 \text{ }^k/\text{м}^2$ Поездъ отсутствуетъ.

Нагрузка (постоянная):

$$W'_p = \left(\frac{93,5}{4 \times 31,2} + 0,33\right) 235 = 265 \text{ к. на п.м. верх.связей.}$$

II СЛУЧАЙ. Давленіе вѣтра $132 \text{ }^k/\text{м}^2$ Поездъ присутствуетъ.

Постоянная нагрузка согл. § 15:

$$W_p = 149 \text{ к. на п.м. верхнихъ связей.}$$

Временная нагрузка согл. § 15:

$$W_K = 233 \text{ к. на п.м. верхнихъ связей.}$$

Такъ какъ всѣ раскосы сжато-вытянуты и по абсолютной
величинѣ $\max N = \min N$, то коэффициентъ уменьшенія допуска
емаго напряженія по Вейрауху для растяженія:

$$\psi = \left(1 - \frac{1}{2}\right) = 0,50.$$

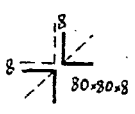
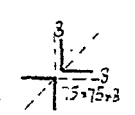
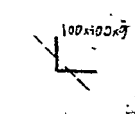
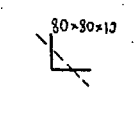
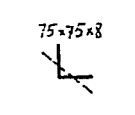
Допускаемое напряженіе на растяженіе $R_1 = 300 \times 0,5 = 400 \text{ }^k/\text{см}^2$
на сжатіе $R' = 700 \cdot \varphi$, гдѣ φ коэффициентъ по Навье.

УСИЛІЯ РАСКОСОВЪ И РАСПОРОКЪ ВЕРХ. СВЯЗЕЙ.

Усилія въ килогр.

Назва- ніе части.	Sin α	I СЛУЧАЙ. Вѣтеръ 235 к/м. ² Поѣзда нѣтъ.	II СЛУЧАЙ. Вѣтеръ 132 к/м. ²		
			Постоян. нагрузка	Времен. нагруз.	Полная нагруз.
		±	±	±	±
D ₁	0,716	5407	3033	4373	7911
D ₂	"	4637	2632	4246	6878
D ₃	"	3965	2228	3660	5888
D ₄	"	3244	1823	3119	4942
D ₅	"	2524	1413	2621	4039
D ₆	"	1803	1013	2166	3179
D ₇	"	1032	607	1755	2362
D ₈	"	361	203	1386	1589
N		- 517	- 291	- 464	- 755
N ₀		- 4136	-2327	-3710	-6037

СЪЧЕНІЯ РАСКОСОВЪ И РАСПОРОКЪ ВЕРХНИХЪ СВЯЗЕЙ.

Составъ сѣченія.	ω бр. см. ²	Ослабленіе заклепок см. ²	ω см. ²	J бр. см. ⁴	$\frac{J}{\omega}$ см. ²	ζ см.	φ	Допуск. напряж. к/см. ²		Дѣй- стви- тельн. напр. \pm
								+	-	
D ₁ 	2454	2x0,8x22=352	2102	229,2	9,3	279,3	0,62	400	434	376
D ₂	2294	3,52	1942	1363	3,2	"	0,50	400	350	354
D ₃ 										303
D ₄										254
D ₅										208
D ₆ 										1736
D ₇ 	1511	1x1x22 = 22	1291	353	24	"	0,27	400	189	183
D ₈ 	1147	1x0,8x22=176	971	244	21	"	0,25	400	175	164
N то же	"	"	"	"	"	200	0,39	800	312	-78
N ₀ какъ D ₂	2294	2x0,8x22=352	1942	1363	3,2	"	0,70	800	560	311

ЗАКЛЕПКИ ДЛЯ ПРИКРѢПЛЕНІЯ РАСКОСОВЪ И РАСПОРОКЪ ВЕРХ-
НИХЪ СВЯЗЕЙ.

Назва- ніе части.	Размѣръ уголковъ.	и		Необх. число заклепокъ		Принятое чи- сло заклеп.	
		одно- срѣз.	смятіе	односр.	смят.	односр.	дву- срѣз.
D ₁	L 80 × 80 × 3	0,33	0,28	3,5	2,9	4	-
D ₂	L 75 × 75 × 3	"	0,28	3,2	2,7	4	-
D ₃	то же	"	0,28	3,2	2,7	4	-
D ₄	то же	"	0,28	3,2	2,7	4	-
D ₅	то же	"	0,28	3,2	2,7	4	-
D ₆ *)	L 100 × 100 × 9	"	0,25	4,4	3,4	5*)	-
D ₇	L 80 × 80 × 10	"	0,28	4,0	3,0	4	-
D ₈	L 75 × 75 × 3	"	0,28	3,2	2,7	4	-
N	тс же	"	0,28	3,2	2,7	4	-
N ₀	то же	"	0,28	3,2	2,7	4	-

*) Заклепки расположены въ плоскостяхъ обѣихъ полокъ,
для чего применены дополнительные уголки.

§ 23. СВЯЗИ ВЪ ПЛОСКОСТИ НИЖНЯГО ПОЯСА.

Схема связей такая же, какъ для верхнихъ связей
(черт. 14 и 8).

Расчетъ произведенъ какъ и для верхнихъ связей, съ
той лишь разницей, что расчетныя усилія раскосовъ дѣ-
лились на $\cos \alpha$ угла наклоненія соответственнаго эле-
мента нижняго пояса къ горизонту (см. § 15.3).

Въ виду того, что въ I случаѣ отсутствія поѣзда

(235 к.) усилия получились меньше, чѣмъ во II случай, то I случай для нижнихъ связей не разбирается.

II СЛУЧАЙ. Давление вѣтра $132 \text{ К}/\text{м}^2$ Поѣздъ присутствуетъ.

Постоянная нагрузка $W_p = \frac{936 \times 132}{4 \times 312} = 99 \text{ к. на п.м. ниж. связей}$

Временная нагрузка согл. §15: $W_k = 238 \text{ к. на п.м. ниж. связей.}$

УСИЛИЯ РАСКОСОВЪ И РАСПОРОКЪ НИЖНИХЪ СВЯЗЕЙ.

Усилия въ килогр.

Назва- ние части.	$\sin \alpha$	$\cos \varphi$	II случай. Вѣтеръ 132 к.		
			Пост. нагр. ±	Времен. нагр. ±	Полн. нагр. ±
D_1	0,716	0,97	2081	5024	7105
D_2	"	0,97	1803	4377	6180
D_3	"	0,99	1495	3697	5192
D_4	"	0,99	1223	3151	4374
D_5	"	0,99	952	2647	3599
D_6	"	0,99	680	2188	2868
D_7	"	1,00	403	1755	2158
D_8	"	1,00	135	1386	1521
N	-	-	193	464	657
N_0	-	-	1544	3710	5254

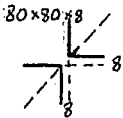

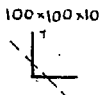



Допускаемое напряжение

на растяжение $R_t = 300 \times 0,5 = 400 \text{ К}/\text{см}^2$

на сжатіе $R' = 700 \varphi,$

гдѣ φ - коэффициентъ по Навье.

СЪЧЕНІЕ РАСКОСОВЪ И РАСПОРОКЪ НИЖНИХЪ СВЯЗЕЙ.

Назв. части.	Составъ сѣченія.	$\omega_{br.}$ см. ²	Ослабленіе заклепки см. ²	ω netto см. ²	$J_{br.}$ см. ⁴	$\frac{J}{\omega}$ см. ²	ζ см.	φ	Допуск. напряж. к/см. ²		Дѣй- ствительн. напр. ±
									+	-	
D ₁		2454	$2 \times 22 \times 0,3 = 352$	21,02	2292	9,3	284	0,62	400	434	338
D ₂		2294	3,52	19,42	1866	8,2	284	0,50	400	350	313
D ₃	то же	"	"	"	"	"	281	"	"	"	267
D ₄	то же	"	"	"	"	"	281	"	"	"	263
D ₅		1917	$2 \times 1 \times 2,2 = 4,40$	14,77	727	3,8	281	0,36	400	252	244
D ₆		1713	$2 \times 1 \times 2,2 = 4,40$	12,73	525	3,1	281	0,32	400	224	225
D ₇		1511	2,20	12,90	358	2,4	279	0,27	400	189	167
D ₈		1147	$1 \times 0,8 \times 2,2 = 1,76$	9,71	244	2,1	279	0,25	400	175	157
N	то же	"	"	"	"	"	200	"	300	312	68
N ₀	какъ D ₃	2294	$2 \times 0,8 \times 2,2 = 3,52$	19,42	1866	8,2	200	0,70	800	560	270

ЗАКЛЕПКИ ДЛЯ ПРИКРЕПЛЕНИЯ РАСКОСОВЪ И РАСПОРОКЪ НИЖ-
НИХЪ СВЯЗЕЙ.

Назва- не части.	Размѣръ уголковъ.	M		Необх. число		Принятое число	
		одно- срѣз.	смятіе	заклепокъ		заклепокъ	
				односр.	смят.	односр.	двуср.
D ₁	L 80 × 80 × 8	0,33	0,28	3,5	2,9	4	-
D ₂	L 75 × 75 × 8	"	"	3,2	2,7	4	-
D ₃	то же	"	"	3,2	2,7	4	-
D ₄	то же	"	"	3,2	2,7	4	-
D ₅	L 100 × 100 × 10	"	0,23	4,7	3,4	5*)	-
D ₆	L 90 × 90 × 10	"	"	4,2	2,9	5*)	-
D ₇	L 80 × 80 × 10	"	"	4,0	3,0	4	-
D ₈	L 75 × 75 × 8	"	0,28	3,2	2,7	4	-
N	то же	"	"	3,2	2,7	4	-
N _o	то же	"	"	3,2	2,7	4	-

*) Заклепки расположены въ плоскостяхъ обѣихъ полокъ, для чего подклепаны къ фасоннымъ листамъ дополнительные уголки соответственныхъ сѣченій.

§ 24. ПОДБОРЪ СѢЧЕНІЙ ВЕРТИК. ПОПЕРЕЧНЫХЪ СВЯЗЕЙ.

Усилія разсчитаны въ § 16.

А. О п о р н ы я с в я з и.

Діагонали имѣють наибольшее усиліе

$$D_0 = \pm 3773 \text{ к.}$$

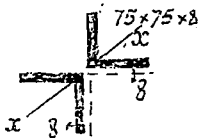
Ихъ сѣченіе принято изъ 2 уголковъ 75 × 75 × 8, расположенныхъ крестообразно.

$$\omega_{\text{brutto}} = 22,94 \text{ см.}^2$$

$$\text{Ослабленіе заклепками} = 2 \times 22 \times 0,8 = 3,52 \text{ см.}^2$$

$$\omega_{\text{netto}} = 22,94 - 3,52 = 19,42 \text{ см.}^2$$

$$J_x \text{ brutto} = 136,6 \text{ см.}^4 \quad \frac{J}{\omega} = 8,2 \text{ см.}^2$$



$$l = 214 \text{ см.}$$

$$\varphi = 0,66.$$

Допускаемое напряжение:

$$\text{на растяжение } R_1 = 0,5 \times 800 = 400 \text{ К/см.}^2$$

$$\text{на сжатие } R' = 700 \times 0,66 = 462 \text{ К/см.}^2$$

$$\text{Действит. напряж. } n = \pm \frac{3773}{19,42} = \pm 194 < 400 < 462 \text{ К/см.}^2$$

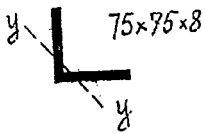
В. Промежуточные связи.

Максимальное усилие диагоналей

$$D = \pm 1610 \text{ к.}$$

Съёмление всех диагоналей изъ 1 уголка $75 \times 75 \times 8$ мм.

$$\omega_{\text{вр.}} = 11,47 \text{ см.}^2$$



$$\omega_{\text{netto}} = 11,47 - 2,2 \times 0,8 = 9,71 \text{ см.}^2$$

$$J_y = 24,4 \text{ см.}^4$$

$$\frac{J}{\omega} = 2,1 \text{ см.}^2$$

$$l_{\text{max.}} = 274 \text{ см.}$$

$$\varphi = 0,25.$$

Допускаемое напряжение:

$$\text{на растяжение } R_1 = 0,5 \times 800 = 400 \text{ К/см.}^2$$

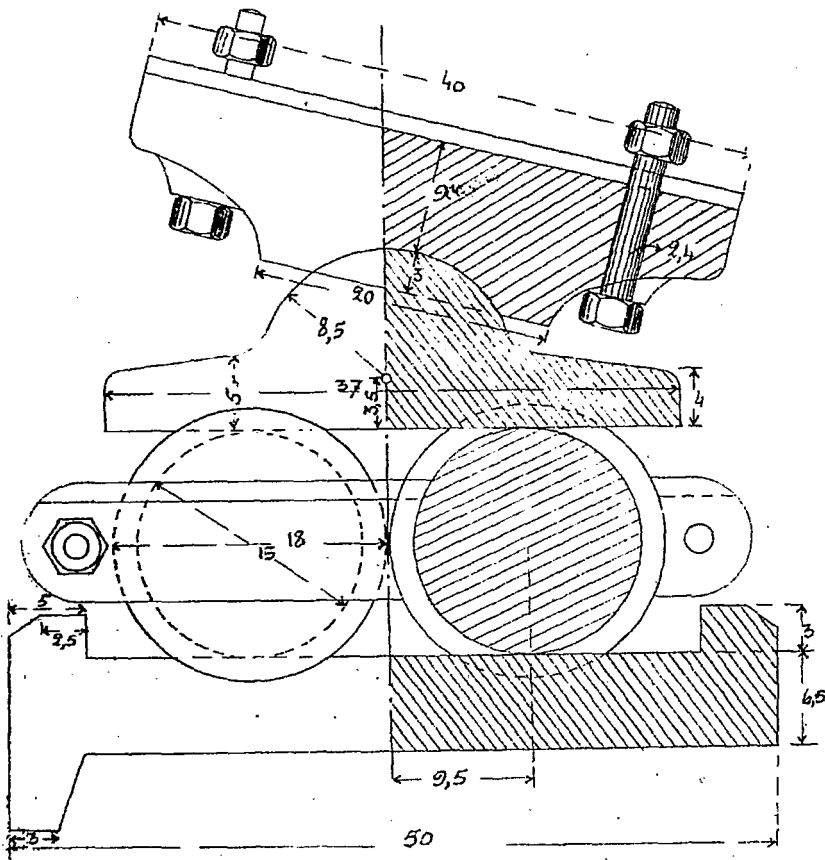
$$\text{на сжатие } R' = 700 \times 0,25 = 175 \text{ К/см.}^2$$

$$n = \frac{1610}{9,71} = 165 < 175 < 400 \text{ К/см.}^2$$

Усилия въ средних распорках всѣхъ рамъ равны нулю. Онѣ
предположены изъ одного уголка 75 x 75 x 8 мм.

§ 25. РАЗСЧЕТЪ ОПОРНЫХЪ ЧАСТЕЙ.

Подвижная опора проектирована изъ нижней подушки,
двухъ катковъ, нижняго балансира съ цилиндрической вы-
пуклостью и верхняго балансира съ цилиндрическимъ гнѣ-

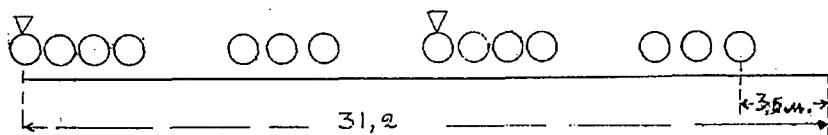


Черт. 15.

здомъ. Неподвижная опора отличается отъ подвижной лишь
отсутствіемъ катковъ и нижней подушки. Всѣ опорныя ча-
сти стальные.

Наибольшая реакція опоры соответствуетъ расположе-

нію поїзда, показанному на чертежѣ 16.



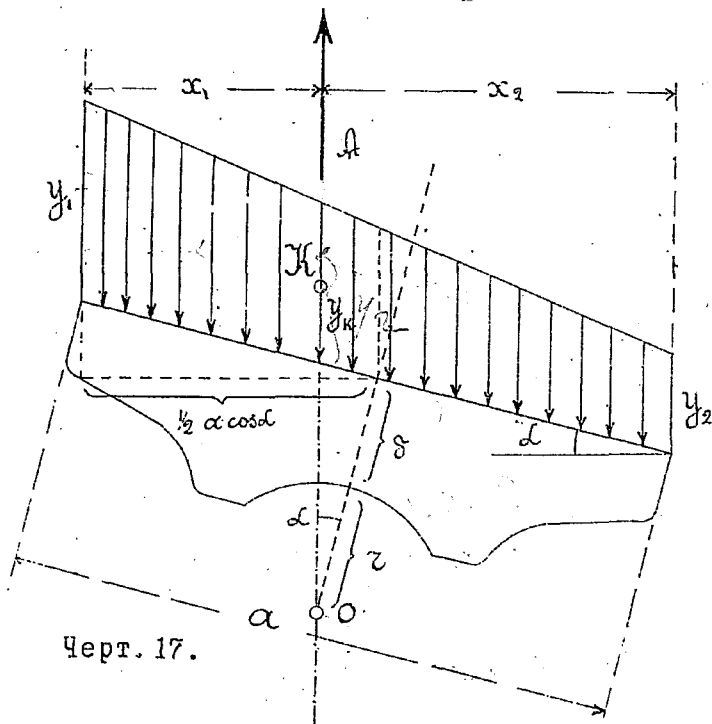
Черт. 16.

$$\max A = \frac{2847,75 + 195 \times 3,5}{l + 31,2} + (720 + 350) \frac{31,2}{2} = 73266 \text{ к.}$$

I. ВЕРХНІЙ БАЛАНСИРЬ одинъ и тотъ же для подвижной и неподвижной опоры. Длина 40 см., ширина 78 см., толщина по серединѣ 9 см.

Повѣрка на переломъ вдоль катковъ. Такъ какъ верхняя площадка балансира наклонена къ горизонту подъ угломъ α , а реакція опоры А должна проходить черезъ центр О шарнира (черт. 17) и быть вертикальной, вслѣдствіе наличности катковъ, то нельзя считать нагрузку равномерно распределенной по верхней площадкѣ балансира. Предположимъ, что нагрузка распределена по трапеции, указанной на чертежѣ 17.

Неизвѣстныя концевыя ординаты y_1, y_2 трапеции опредѣлимъ, исходя изъ слѣдующихъ условій:



Черт. 17.

- 1) Площадь трапеции должна равняться опорной реакции А
и 2) Реакция А должна проходить через центр тяжести К трапеции.

I условие $\frac{1}{2} (y_1 + y_2) \cdot a \cos \alpha = A$

II условие $x_1 = \frac{y_1 + 2y_2}{y_1 + y_2} \cdot \frac{a \cos \alpha}{3}$.

Последнее уравнение соответствует известной формуле для расстояния x_1 центра тяжести трапеции от ее подошвы.

Расстояние x_1 известно и составляет согласно чертежу 17:

$$x_1 = \frac{1}{2} a \cos \alpha - (r + \delta) \sin \alpha.$$

Решая уравнения I и II по y_1 и y_2 и подставляя значение x_1 , получим:

$$y_1 = \frac{2A}{a \cos \alpha} \left(2 - \frac{3x_1}{a \cos \alpha} \right) = \frac{A}{a^2 \cos \alpha} \left[a + 6(r + \delta) \operatorname{tg} \alpha \right]$$

$$y_2 = \frac{2A}{a \cos \alpha} \left(-1 + \frac{3x_1}{a \cos \alpha} \right) = \frac{A}{a^2 \cos \alpha} \left[a - 6(r + \delta) \operatorname{tg} \alpha \right].$$

Подставляя согл. черт. 15: $a = 40$ см., $r = 8,5$ см.,

$\delta = 9$ см., $\cos \alpha = 0,97$, $\operatorname{tg} \alpha = 0,25$, получим:

$$y_1 = \frac{73266}{1600 \times 0,97} \left[40 + 26,2 \right] = 47,2 \times 66,2 = 3125 \text{ к. на п. см.}$$

$$y_2 = \frac{73266}{1600 \times 0,97} \left[40 - 26,2 \right] = 47,2 \times 13,8 = 650 \text{ к. на п. см.}$$

Ордината y_K , соответствующая центру тяжести К грунтовой трапеции:

$$y_K = y_2 + (y_1 - y_2) \frac{a - \frac{x_1}{\cos \alpha}}{a},$$

где $x_1 = \frac{a}{2} \cos \alpha - (r + \delta) \sin \alpha = 20 \times 0,97 - 17,5 \times 0,25 = 15$ см.

$$y_k = 650 + (3125 - 650) \frac{40 - \frac{15}{0,97}}{40} = 2160 \text{ к. на п.см.}$$

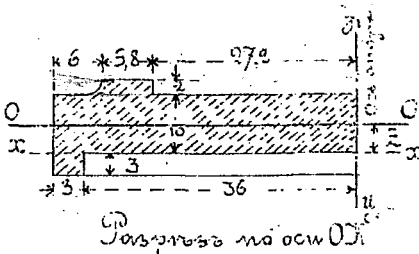
Изгибающий момент по оси реакции А:

$$M = \frac{x_1 (y_1 + y_k)}{2} \cdot \frac{x_1}{3} \cdot \frac{2 y_1 + y_k}{y_1 + y_k} = \frac{x_1^2}{6} (2 y_1 + y_k)$$

$$M = \frac{15^2}{6} (2 \times 3125 + 2160) = 315450 \text{ к.см.}$$

Этому моменту сопротивляется вертикальное сечение балансира, совпадающее с реакцией А и представленное на чертеже 18. Высота сечения

$$h = \frac{r + d}{\cos \alpha} - r = \frac{35 + 9}{0,97} - 35 = 10 \text{ см.}$$



Черт. 18.

Момент сопротивления сечения $W = \frac{J_0}{e}$, где e - расстояние наиболее удаленного волокна от нейтральной оси $o-o$; J_0 - момент инерции сечения относительно оси $o-o$

$J_0 = J_x - \omega z^2$, где ω - площадь сечения, z - расстояние оси $o-o$ от подошвы $x-x$ равно $\frac{S_x}{\omega}$, причем S_x - стат. момент сечения относительно оси $x-x$.

J_x - момент инерции сечения относительно оси $x-x$:

$$J_x = 2 \left[\frac{(27,2 + 3) \cdot 10^3}{3} + \frac{5,3 \times 12^3}{3} + \frac{3^7}{3} \right] = 23364 \text{ см.}^4$$

$$S_x = 2 \left[\frac{39 \times 10^2}{2} + 5,3 \times 2 \times 11 - \frac{3^3}{2} \right] = 4130 \text{ см.}^3$$

$$\omega = 2 (39 \times 10 + 5,3 \times 2 + 3 \times 3) = 321 \text{ см.}^2$$

$$z = \frac{S_x}{\omega} = \frac{4130}{321} = 5 \text{ см.}$$

$$J_0 = J_x - \omega z^2 = 28334 - 821 \times 5^2 = 3339 \text{ см.}^4$$

max $e = 5+3 = 8 \text{ см.}$ (нижнее волокно).

Наименьший моментъ сопротивленія

$$W = \frac{3339}{8} = 1042 \text{ см.}^3$$

Наибольшее сжимающее нормальное напряженіе нижняго волокна

$$\sigma = \frac{M}{W} = - \frac{315450}{1042} = 303 \text{ к/см.}^2 < 700.$$

Повѣрка на переломъ верхняго балансира вдоль фермы не производится вслѣдствіе незначительности ломающаго момента. При желаніи произвести эту повѣрку, можно руководствоваться стр. 48-50, Патонъ. Примѣры расчета жел. мост. со сплошными фер. III изданіе."

II. НИЖНИЙ БАЛАНСИРЪ подвижной опоры. Длина 37 см., ширина 72 см., толщина по оси выпуклости 12 см. (чертежъ 15).

Повѣрка на переломъ вдоль катковъ. Согласно черт. 15 каждая половина нижняго балансира рассматривается какъ изгибаемый брусъ, задранный однимъ концомъ по оси опоры и нагруженный снизу давленіемъ катка $\frac{A}{2} = \frac{73266}{2} = 36633 \text{ к.}$, приложеннымъ на разст 9,5 см. отъ оси.

$$M = 36633 \times 9,5 = 348013 \text{ к.см.}$$

Моментъ сопротивленія прямоугольнаго сѣченія

$$W = \frac{72 \times 12^2}{6} = 1728 \text{ см.}^3$$

Наибольшее нормальное напряженіе

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{348013}{1728} = 202 \text{ к/см.}^2 < 700.$$

III. КАТКИ. Диаметр 15 см.; рабочая длина 72 см. Число 2. Расстояние между осями катков 19 см.

Давление на горизонт. проекцию катков

$$p = \frac{73266}{2 \times 72 \times 15} = 34 \text{ к/см.}^2 < 35.$$

Наибольшее напряжение на смятие по оси касания по формулѣ Герца (стр. 23 II тома курса мостовъ Патона):

$$\sigma = 0,418 \sqrt{\frac{p E}{r}}, \quad \text{гдѣ}$$

p - нагрузка на 1 п.см. одного катка въ килогр.

$$p = \frac{73266}{2 \times 72} = 510 \text{ к/п.см.}$$

$E = 2\,200\,000 \text{ к/см.}^2$ - коэффициентъ упругости стали.

$r = 7,5 \text{ см.}$ - радиусъ катка.

$$\sigma = 0,418 \sqrt{\frac{510 \times 2\,200\,000}{7,5}} = 5130 \text{ к/см.}^2$$

Допускается отъ 5000 до 6000 к/см.² согл. стр. 50

II тома курса мостовъ. -

IV. НИЖНЯЯ ПОДУШКА. Длина 50 см.; ширина 80 см.;

толщина, не считая ребордъ - 6,5 см.

На подушку дѣйствуютъ: сверху - давленіе двухъ катковъ по $\frac{A}{2}$; снизу - равномерное давленіе подферменника

$\frac{A}{50 \times 80}$; поэтому согл. черт. 15 изгибающій моментъ, ломающій

подушку въ сѣченіи вдоль катка:

$$M = \frac{A}{50 \times 80} \cdot \frac{80}{2} \cdot \left(\frac{50}{2} - 9,5\right)^2 = 175838 \text{ к.см.}$$

Моментъ сопротивленія $W = \frac{1}{6} \times 80 \times 6,5^2 = 563 \text{ см.}^3$

Наиб. норм. напр. $p = \frac{M}{W} = \frac{175338}{563} = 312 \text{ К/см}^2 < 700.$

Достаточность площади основанія подушки повѣряется по давленію на подферменникъ

$$p = \frac{73266}{50 \times 30} = 18 \text{ К/см}^2 < 20.$$

V. ПОДФЕРМЕННЫЙ КАМЕНЬ размѣромъ 100 × 100 × 40 см. изъ гранита вѣсомъ 2800 К/м³

Давленіе на кладку

$$p = \frac{73266 + 1 \times 1 \times 0,4 \times 2800}{100 \times 100} = 7,4 \text{ К/см}^2 < 10.$$

*подписал Инженер
Мв. Александровъ.*

РАЗСЧЕТЪ ВЕРХНЯГО СТРОЕНИЯ
ЖЕЛЪЗНОДОРОЖНАГО МОСТА ОТВЕРСТІЕМЪ 64,5 МЕТ.
СЪ ВЪДОУ ПО НИЗУ ИЗЪ ЛИТОГО ЖЕЛЪЗА.

І. ОПИСАНІЕ ВЕРХНЯГО СТРОЕНИЯ МОСТА.

Основные размѣры моста:

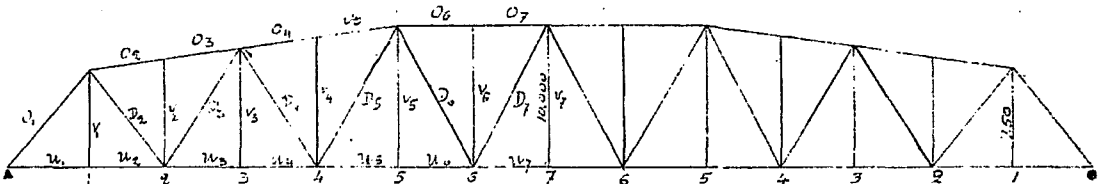
Отверстіе въ свѣту $L = 64,5$ м.

Разсчитный пролетъ фермъ.... $\zeta = 66,64$ м.

Разстояніе между осями фермъ $a = 5,6$ м.

Число панелей (малыхъ) $m = 14$

Длина панели (малой) $d = 4,76$ м.



Планъ нижнихъ связей.

Черт. 1.

§ 1. Верхнее строение моста состоитъ изъ двухъ сквозныхъ фермъ, соединенныхъ между собою горизонтальными и вертикальными связями и наклонными опорными рамами, а также изъ проѣзжей части.

ФЕРМЫ состоятъ изъ полигональнаго верхняго и прямого нижняго пояса, связанныхъ между собою треугольною

рѣшеткою съ дополнительными стойками для раздѣленія большихъ панелей пополамъ.

Растянутыя стойки удлиняются при дѣйствіи временной нагрузки на поддерживаемую ими поперечную балку и вызываютъ въ нижнемъ поясѣ мѣстный прогибъ и вмѣстѣ съ тѣмъ дополнительныя напряженія въ немъ, доходяція до 35% отъ наибольшихъ напряженій основныхъ, т.е. вызванныхъ продольной силой.

Сѣченія поясовъ приняты коробчатого вида, причемъ высота вертикальныхъ листовъ измѣняется для сохранения постояннаго положенія центра тяжести сѣченій и для устранения выцентренности узловъ. Для уменьшенія ослабления горизонтальныхъ листовъ заклепочными отверстиями шагъ поясныхъ заклепокъ принять 140 мм. или $6,5 d$. Для балокъ проезжей части принять шагъ 10 см. или $5 d$.

Опредѣленіе усилій въ элементахъ фермъ сдѣлано аналитическимъ способомъ по сосредоточеннымъ грузамъ поѣзда, сообразно съ видомъ инфлюэнтныхъ линій и дѣйствіемъ нагрузки на узлы фермы при посредствѣ продольныхъ и поперечныхъ балокъ.

Фермы рассчитаны на перегрузку отъ давленія вѣтра на поѣздъ, вызванную выцентренностью между нижними горизонтальными связями и центромъ давленія вѣтра на поѣздъ.

Усилія отъ вѣтра въ нижнемъ поясѣ и опорныхъ рамахъ произведены на основаніи отрокидывающаго момента отъ давленій вѣтра, приложенныхъ послѣдовательно въ узлахъ верх-

няго пояса, а не въ верхнихъ концахъ опорныхъ рамъ.

Опорнымъ рамамъ придана форма арокъ и такая жесткость, чтобы онѣ служили наклонными опорами для системы верхнихъ вѣтровыхъ связей и обеспечивали устойчивость верхняго строенія, независимо отъ промежуточныхъ поперечныхъ связей.

ПРОВѢЖАЯ ЧАСТЬ состоитъ изъ деревянныхъ поперечинъ и желѣзныхъ продольныхъ и поперечныхъ балокъ со сплошными стѣнками. Для лучшей связи продольныхъ балокъ съ поперечными, ихъ верхніе пояса расположены въ одномъ уровнѣ съ верхними поясами поперечныхъ балокъ и соединены между собою рыбками. Продольныя балки связаны между собою верхними горизонтальными связями треугольной системы.

Рядомъ съ путевыми рельсами уложены внутренніе контррельсы на разстояніи 25 см. ось отъ оси, сходящіяся на нѣтъ на разстояніи 5 м. отъ концовъ моста. Кромѣ контррельсовъ въ поперечины врублены наружныя брусья, служащія для соединенія всѣхъ поперечинъ между собою. Прикрѣпленіе поперечинъ къ продольнымъ балкамъ предположено помощью врубокъ и уголковъ 150 × 75 × 10 мм., приклепываемыхъ при укладкѣ пути въ зависимости отъ расположенія стыковъ рельса.

ОПОРНЫЯ ЧАСТИ проектированы изъ стали, подвижными подъ однимъ концомъ фермъ и неподвижными подъ другимъ концомъ.

ДІАМЕТРЫ ЗАКЛЕПОКЪ.

- $d = 16$ мм. 1) Въ рѣшеткахъ распорокъ верхнихъ связей.
2) Въ планкахъ и рѣшеткѣ стоекъ и раскосовъ фермъ.
3) Въ перилахъ.

- $d = 20$ мм. 1) Въ продольныхъ и поперечныхъ балкахъ, за исключеніемъ прикрѣпленія продольн.бал. къ поперечн и поперечи.бал. къ фермамъ.
- 2) Въ поперечныхъ и продольныхъ связяхъ между продольными балками проѣзжей части.

- $d = 22$ мм. 1) Во взаимныхъ соединеніяхъ листовъ и угольковъ поясовъ и въ стыкахъ этихъ частей.
- 2) Въ узловыхъ соединеніяхъ фермъ.
- 3) Въ прикрѣпленіяхъ продольныхъ балокъ къ поперечнымъ и поперечн.балокъ къ фермамъ.
- 4) Въ прикрѣпленіяхъ верхнихъ и нижнихъ горизонтальныхъ связей къ поясамъ.

II. ОСНОВНЫЯ ДАННЫЯ ДЛЯ РАЗСЧЕТА.

§ 2. ОПРЕДѢЛЕНІЕ РАЗСЧЕТНАГО ПРОЛЕТА. Для опредѣленія расчетнаго пролета по данному отверстию въ свѣту = 64,5 м. необходимо опредѣлить размѣры подферменнаго камня по наибольшему значенію опорной реакціи.

Величина опорной реакціи отъ постоянной и временной нагрузки $A = 149360$ к.

Задаваясь размѣрами подферменнаго камня $175 \times 175 \times 40$ см., повѣримъ ихъ достаточность по давленію на бутовую кладку:

$$R = \frac{A}{175 \times 175} = \frac{149360}{30625} = 4,83 \text{ к/см.}^2 < 5 \text{ к/см.}^2$$

Такимъ образомъ находимъ расчетный пролетъ:

$$l = 64,50 + 1,75 + 2 \times 0,195 = 66,64 \text{ м.,}$$

гдѣ 0,195 м. есть разстояніе отъ передней стѣнки устоя до края подферменника. Этотъ обрѣзъ необходимъ для удобства установки домкрата при опусканіи верхняго строенія на опорныя части.

§ 3. МАТЕРІАЛЫ И ДОПУЩЕННЫЯ НАПРЯЖЕНІЯ.

Всѣ верхнее строеніе моста проектировано изъ литого желѣза, за исключеніемъ опорныхъ частей, которыя предложены изъ стали.

Допускаемыя напряженія приняты согласно съ нормами, предложенными Инженернымъ Совѣтомъ въ 1896 году и съ § 2 главы V отдѣла IV-го Свода Распоряженій Минист. Путей Сообщенія (1900 г.), указанными въ §§ 17 и 21 брошюры пр. Е.О.Патона: „Данія для проектированія мостовъ“, а также согласно съ нормами, указанными въ §§ 19 и 22 той же брошюры.

А. Фермы.

а) Основное напряженіе (для растянутыхъ частей):

при дѣйствіи одной вертикальной нагрузки для поясовъ и рѣшетки фермъ:

$$R = 675 + 2\mathcal{L} = 808 \text{ }^{\text{K}}/\text{см.}^2 < 1000;$$

при совмѣстномъ дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра для поясовъ:

$$R_0 = 675 + 4\mathcal{L} = 942 \text{ }^{\text{K}}/\text{см.}^2 < 1200.$$

б) для сжатыхъ частей, допускаемое напряженіе уменьшается въ зависимости отъ продольнаго изгиба по

формуль Навье $R' = R \cdot \varphi$, гдѣ $\varphi = \frac{1}{1 + 0,00008 \frac{\lambda^2}{\omega}}$,

причемъ R - основное напряженіе, а R' - уменьшенное; J и ω - моментъ инерціи и площадь brutto, λ - свободная длина, принимаемая равною полной теоретической длинѣ, а не $\frac{3}{4} \lambda$.

с) для сжато-вытянутыхъ частей допускаемое напряжение слѣдуетъ опредѣлять отдѣльно для растяженія и сжатія и повѣрять достаточность сѣченія на каждое изъ предѣльныхъ усилій:

1) для р а с т я ж е н і я допускаемое напряжение опредѣляется по формуль Вейрауха

$$R_1 = R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N} \right), \text{ гдѣ } \min N \text{ и } \max N \text{ абсо-}$$

лютно наименьшее и наибольшее изъ обоихъ предѣльныхъ усилій разнаго знака;

2) для с ж а т і я допускаемое напряжение рассчитывается:

или по формуль $R_2' = \varphi (R-100) \text{ К/см.}^2$ - въ томъ случаѣ, если напряжение по формуль Вейрауха $R_1 < R-100$ или (708 К/см.²)

или по формуль $R_2'' = \varphi R_1$ - въ томъ случаѣ, если напряжение по Вейрауху $R_1 > R-100$ или (708 К/см.²).

д) для с к а л ы в а е м ы х ъ ч а с т е й фермы допускаемое напряжение $0,75 (675 + 2 \lambda) = 606 \text{ К/см.}^2$
или, если вмѣстѣ съ вертик.нагрузкой примим. дѣйствие вѣтра -

$$0,75 (675 + 4 \lambda) = 707 \text{ К/см.}^2$$

В. С в я з и.

Для распорок и диагоналей связей допускаемое напряжение на растяжение по формулѣ $675 + 4L = 942 \text{ к/см.}^2 < 1200$; для сжатых частей это напряжение уменьшается по формулѣ Навье.

С. П р о ъ з ж а я ч а с т ь.

1) Основное напряжение на растяжение и сжатие $R = 650 \text{ к/см.}^2$

2) На скалывание:

α) если косыя напряжения не повѣряются

$$0,6 \times 650 = 390 \text{ к/см.}^2$$

β) если косыя напряжения повѣряются

$$0,75 \times 650 = 487 \text{ к/см.}^2 \text{ при условии,}$$

чтобы наибольшее косое нормальное напряжение не превышало 650 к/см.^2

Д. З а к л е п о ч н ы я с о е д и н е н и я.

Допускаемое напряжение на перерѣзывание:

1) въ фермахъ:

а) въ соединеніяхъ сжатыхъ или вытянутыхъ частей:

при дѣйствіи одной вертикальной нагрузки -

$$0,8 (675 + 2L) = 647 \text{ к/см.}^2 < 700 \text{ но } > 600.$$

при дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра -

$$0,8 (675 + 4L) = 753 \text{ к/см.}^2 < 800 \text{ но } > 600.$$

б) въ соединеніяхъ сжатыхъ-вытянутыхъ частей:

$$0,8 R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min N}{\max N}\right), \text{ но не свыше } 600 \text{ и}$$

не меньше 500 к/см.^2

2-й СЛУЧАЙ. Сосредоточ. давление въ 7,5 т. колеса, находящагося на рельсѣ, передается полностью одной поперечинѣ.

На изгибъ - 102 к/см.^2

3-й СЛУЧАЙ. Сосредоточ. давление въ 7,5 т. колеса, сошедшаго съ рельса и находящагося на разстояніи 30 см. (1 футъ) отъ рельса внутри колеи, передается полностью одной поперечинѣ.

На изгибъ - 178 к/см.^2

Г. Допускаемое напряжение на раздробленіе

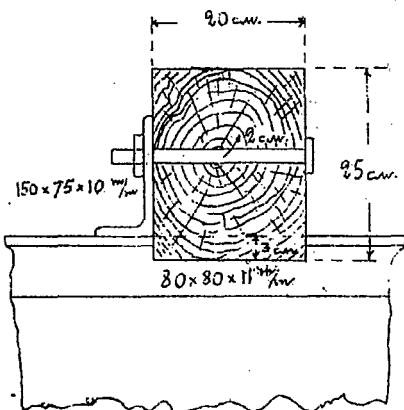
для подферменнаго камня - 20 к/см.^2 ,

для бутовой кладки - 5 к/см.^2

Р е л ь с ы и контръ-рельсы приняты казеннаго типа вѣсомъ 24 фунта на пог. футъ или 32,7 к. на погонн. метръ, при вырнѣ головки 60 мм., ширинѣ подошвы 100 мм. и высотѣ 127 мм.

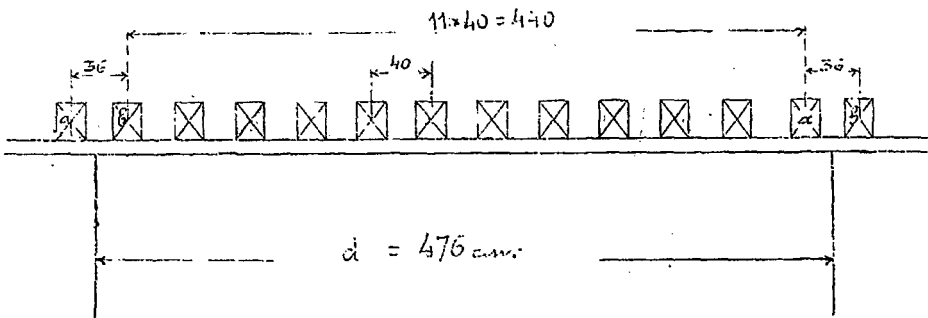
III. П Р О В 3 Ж А Я Ч А С Т Ь.

§ 4. ДЕРЕВЯННЫЯ ПОДРЕЛЬСНЫЯ ПОПЕРЕЧИННЫ.



Черт. 2.

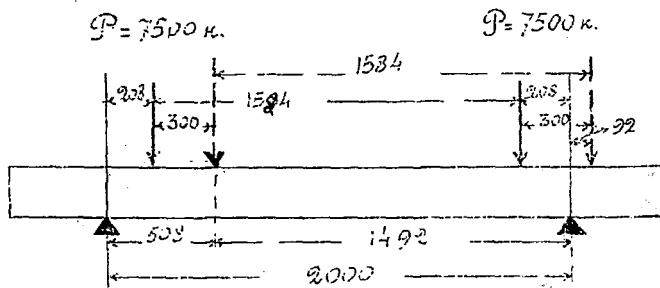
Поперечины имѣютъ сѣченіе $20 \times 25 \text{ см.}$ и расположены на разстояніи 40 см. ось отъ оси, за исключеніемъ поперечинъ а и б, лежащихъ по обѣ стороны поперечной балки, разстояніе между которыми ось отъ оси принято равнымъ 36 см. (см. черт. 3).



Черт. 3.

Поперечины лежат непосредственно на поясах продольных балок, как показано на черт. 3, и каждая четвертая поперечина прикрѣпляется при помощи двухъ горизонтальных болтовъ и двухъ уголковъ 150 × 75 × 10 мм. (см. черт. 2).

Поперечина рассчитана какъ балка, свободно лежащая на двухъ опорахъ пролетомъ $l = 2,00$ м. (расстояние между осями продольныхъ балокъ) и нагруженная двумя грузами P согласно черт. 4.



Черт. 4.

Расчетъ произведенъ въ предположеніи трехъ случаевъ.

І СЛУЧАЙ.

Сосредоточенное давление въ 7500

килогр. колеса, находящагося на рельсѣ, распредѣляется между смежными поперечинами по теоріи упругихъ опоръ при условіи перекрытія рельсовыхъ стыковъ парными фасонными накладками. Для выясненія, на сколько поперечинъ передается давленіе колеса, опредѣляемъ значеніе коэффициента k (см. стр.

270 Строит.Мех. проф.Проскуракова) по формулѣ

$$K = \frac{E' J'}{E J} \cdot \frac{a^3}{c^2(3l - 4c)}, \quad \text{гдѣ}$$

$a = 40$ см. - расстояние между осями поперечинъ,

$E' = 115000$ $\text{к}/\text{см}^2$ - коэффициентъ упругости дерева,

$E = 2000000$ $\text{к}/\text{см}^2$ - коэфф. упругости рельсовой стали,

$J' = \frac{20 \times 25^3}{12} = 26042$ см^4 - моментъ инерціи (br.) поперечины,

$J = 926$ см^4 - моментъ инерціи рельса,

$c = 20,8$ см. - расстояние отъ оси рельса до оси прод.балки,

$l = 200$ см. - расстояние между осями продольныхъ балокъ.

Подставляя эти значенія въ формулу для K , имѣемъ

$$K = \frac{115000 \times 26042 \times 40^3}{2000000 \times 926 \times 20,8^2(200 - 4 \times 20,8)} = 0,46.$$

Такъ какъ $K = 0,46 > 1/3$, то давленіе колеса передается лишь на три поперечины, а величина наибольшаго давленія на поперечину опредѣляется изъ формулы

$$P_1 = \frac{1 + 2K}{3 + 2K} P = \frac{1 + 2 \times 0,46}{3 + 2 \times 0,46} \times 7500 = 3674 \text{ к.}$$

Наибольшій изгибающій моментъ

$$\text{max. } M = \overset{4896}{3674} \times 20,8 = 76419 \text{ к.см.}$$

Моментъ сопротивленія поперечины, ослабленной костью-лемъ,

$$W = \frac{(20-2) \times 25^2}{6} = 1875 \text{ см}^3$$

и наибольшее нормальное напряженіе (подъ рельсомъ)

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{76419}{1875} = 40,8 < 76 \text{ к}/\text{см}^2$$

Наибольшее скалывающее напряженіе на опорѣ въ предпо-

ложеніи, что поперечина ослаблена врубкой въ 3 см. и однимъ горизонтальнымъ болтомъ діам. 2 см. -

$$= \frac{3 \text{ шах } Q}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \times 3674}{2 \times 20(25-3-2)} = 13,8 < 18 \text{ }^k/\text{см.}^2$$

II СЛУЧАЙ. Сосредоточенное давленіе въ 7500 к. колеса, находящагося на рельсѣ, передается полностью одной поперечинѣ.

Наибольшій изгибающій моментъ

$$\text{шах } M = 7500 \times 20,8 = 156000 \text{ к. см.}$$

Наибольшее нормальное напряженіе

$$n = \frac{M}{W} = \frac{156000}{1875} = 83,2 < 102 \text{ }^k/\text{см.}^2$$

III СЛУЧАЙ. Сосредоточенное давленіе въ 7500 к. колеса, сошедшаго съ рельса и находящагося на разстояніи 30 см. отъ рельса внутри колеи, передается полностью одной поперечинѣ.

$$\text{шах } M = \frac{7500(149,2 - 9,2)}{200} \cdot 50,8 = 266700 \text{ к. см.}$$

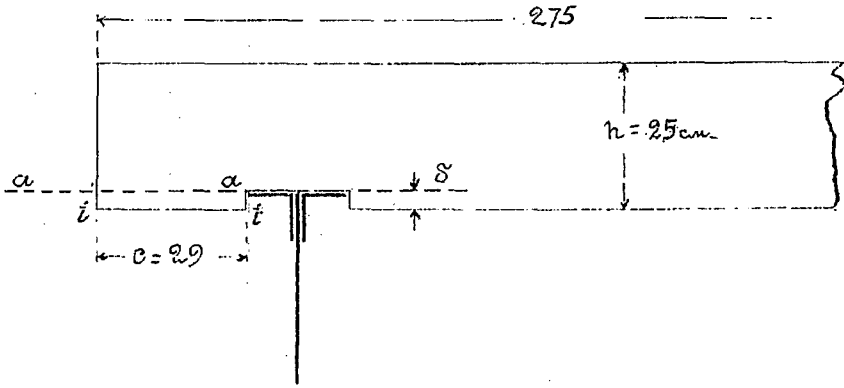
Наибольшее нормальное напряженіе

$$n = \frac{266700}{1875} = 142,2 < 178 \text{ }^k/\text{см.}^2$$

Каждая третья поперечина взята длиною 5,10 м., а остальные - по 2,75 м. Проверим свѣшивающуюся часть короткой поперечины на скалываніе по плоскости а-а (черт.5).

Обозначимъ черезъ $c = 29$ см. - длину свѣшивающагося конца бруса,

$b = 20$ см. - ширину бруса,



Черт. 5.

через $\delta = 3$ см. - глубину врубки бруса,
 $Q = 3674$ к. - попер. силу на опорѣ

Касательная гориз. сила, стремящаяся сколоть отрѣзокъ aa_i бруса по плоскости $a-a$:

$$T = \frac{Q \cdot S}{J} \cdot c = \frac{Q \cdot c \cdot \delta \left(\frac{h}{2} - \frac{\delta}{2} \right)}{\frac{1}{2} b \cdot h^3} \cdot c = \frac{Q \cdot c^2 \cdot \delta \cdot (h - \delta)}{b \cdot h^3}$$

$$T = \frac{3674 \times 29^2 \times 3 \times (25 - 3)}{20 \times 25^3} = 652 \text{ к.}$$

Касательное напряженіе въ плоскости $a-a$:

$$t = \frac{T}{b \cdot c} = \frac{652}{20 \times 29} = 11,3 \text{ к./см.}^2 < 18.$$

§ 5. ПРОДОЛЬНАЯ БАЛКА.

Пролетъ продольной балки $l = 4,76$ м.

Постоянную нагрузку на пог. метръ продольной балки составляютъ:

- 1) вѣсъ рельсовъ и контръ-рельсовъ съ ихъ скрѣпленіями и прикрѣпленіями *): $\frac{1}{2} \times 152 = 76$ к.

*) См. "Примѣры расч. жел. мост. со сл. ферм." 1904, стр. 101.

2) досчатый настил изъ 11 досокъ 20 × 5 см.

$$\frac{11 \times 20 \times 5 \times 0,075 \text{ *)}}{2} = 41 \text{ к.}$$

3) вѣсъ поперечинъ (на 1,20 м. приходится: одна длиною 5,10 м. и двѣ длиною 2,75 м.)

$$\frac{20 \cdot 25 (510 + 2 \cdot 275)}{2 \times 1,20} \cdot 0,075 = 166 \text{ к.}$$

4) вѣсъ продольныхъ брусевъ 14 × 20 см. для взаимной связи поперечинъ

$$\frac{2 \cdot 14 \times 20 \times 0,075}{2} = 21 \text{ к.}$$

Всего на п.м. прод.балки 304 к.

5) собственный вѣсъ продольной балки, состоящей изъ вертикальнаго листа 79 × 1 см., вѣсомъ 62,02 к.**) на п.м. и 4-хъ уголковъ 8 × 8 × 1,1 см., вѣсомъ каждый 12,95 к. на п.м.; такъ что погонный вѣсъ продольной балки съ прибавленіемъ 35 % на связи между ними, на уголки жесткости и для прикрѣпленія концовъ балки, на уголки для прикрѣпленія подрельсныхъ поперечинъ, на заклепочныя головки и проч. составлять

$$1,35 (62,02 + 4 \times 12,95) = 154 \text{ к. на п.м.}$$

Постоянная нагрузка прод.балки составляетъ

$$304 + 154 = 458 \text{ к. на пог.м. балки.}$$

*) Вѣсъ дерева взять 750 к. въ м³, т.е. среднимъ между сырымъ и сухимъ. См. "Данныя для прсект. верх. стр. мост." стр. 55.

***) Стр. 15 Таблицъ для расчета мостовъ. 1903.

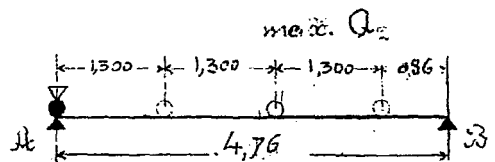
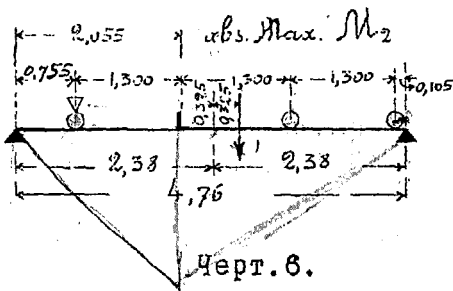
Наибольший изгибающий моментъ отъ пост. нагрузки

$$M_1 = \frac{1}{8} p l^2 = \frac{1}{8} \cdot 458 \cdot 4,76^2 = 1297,15 \text{ к.см.};$$

наибольшая поперечная сила отъ постоянной нагрузки:

$$Q_1 = \frac{1}{2} p l = \frac{1}{2} \cdot 458 \cdot 4,76 = 1090 \text{ к.}$$

Временная нагрузка состоитъ изъ нормальнаго паровоза (съ давлениемъ на ось 15 т.), вызывающаго въ балкѣ шах. M_2 и шах. Q_2 при положеніяхъ, указанныхъ на чертежахъ 6 и 7.



На балкѣ длиною 4,76 м. могутъ помѣститься только 4 оси паровоза. Abs. шах M_2 получается подъ 2-мъ или 3-мъ колесомъ, причемъ разстояніе критическаго колеса до середины пролета = $\frac{1}{4} \times 1,30 = 0,325$ м. (черт. 6).

$$\begin{aligned} \text{Abs. шах } M_2 &= \frac{1}{2} \left[\frac{117,0 + 60 \times 0,105}{4,76} \times 2,055 - 19,5 \right] = \\ &= 16,86541 \text{ т.м.} = 1686541 \text{ к.см.} \end{aligned}$$

Наибольшей поперечной силой будетъ большая изъ опорныхъ реакцій, которыя рассчитываются по формулѣ $A = \frac{M_2}{l}$

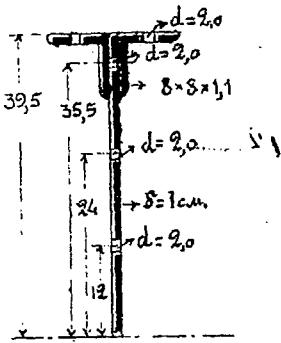
будетъ наибольшимъ, когда первое колесо паровоза станетъ надъ опорю А (черт. 7).

$$\text{Max } Q_2 = \frac{1}{2} \frac{117 + 60 \times 0,36}{4,76} = 17,710 \text{ т.} = 17710 \text{ к.}$$

Наибольшие изгибающий моментъ и поперечная сила
отъ постоянной и временной нагрузки

$$\max M = M_1 + M_2 = 129715 + 1686541 = 1816256 \text{ к.см.}$$

$$\max Q = Q_1 + Q_2 = 1090 + 17710 = 18800 \text{ к.}$$



Черт. 8.

Сѣченіе продольной балки, по-
стоянное по всей ея длинѣ, состо-
итъ изъ 3-хъ вертик. листа 790 x 10 мм.
и 4-хъ уголковъ 80 x 80 x 11 мм.

Отношеніе высоты къ пролету

$$\frac{h}{c} = \frac{79}{476} = \frac{1}{6,03}$$

Моментъ инерціи

$$J \text{ brutto} = 2 \times 20543 + 4 \times 22832 = 132414 \text{ см.}^4$$

Ослабленіе заклепками *):

- 1) вертик. листа - $2 \times 20 \times 1(12^2 + 24^2 + 35,5^2) = 7921 \text{ см.}^4$
- 2) уголковъ $4 \times 2 \times 1,1 \times 38,95^2 = 13350 \text{ см.}^4$

$$\text{Всего. } i = 21271 \text{ см.}^4$$

$$J \text{ netto} = J \text{ brutto} - i = 132414 - 21271 = 111143 \text{ см.}^4$$

Нормальное напряженіе, соответствующее опасному
сѣченію балки -

$$p = \frac{M \cdot e}{J} = \frac{1816256 \times 39,5}{111143} = 645,5 < 650 \text{ К./см.}^2$$

Наибольшее скалывающее напряженіе въ нейтральной

*) Ослабленіе заклепками въ продольной балкѣ вычисляется для $d = 2 \text{ см.}$, такъ какъ опасное сѣченіе для нормального на-
пряженія находится около середины пролета, гдѣ заклепками
прикрѣпляются уголки жесткости.

волоки стѣнки и для сѣченія на опорѣ:

$$t = \frac{Q.S \text{ br.}}{J \text{ br.} \cdot \delta \cdot \frac{e-d^*}{e}}, \text{ гдѣ}$$

S brutto - статическій моментъ полусѣченія относительно нейтральной оси:

$$S \text{ brutto} = 780 + 2 \times 612 = 2004 \text{ см.}^3$$

δ - толщина вертик. листа - 1 см.

e - шагъ заклепокъ - ~~11,5~~ см. 12 см.

d - диаметръ заклепокъ - 2,2 см.

$$t = \frac{18800 \times 2004 \times 11,5}{132414 \times 1 \times \left(\frac{115-2,2}{12}\right)} = 351,8 < 390 \text{ К/см.}^2$$

Въ виду того, что касательное напряжение получилось меньше $390 \text{ К/см.}^2 = 0,6 \times 650$, повѣрка на косыя напряжения является излишней.

Шагъ a заклепокъ для прикрѣпленія поясныхъ уголковъ къ вертикальному листу опредѣляется изъ слѣдующихъ условий:

- 1) чтобы касательное усилие, приходящееся на заклепку, было меньше сопротивленія вертикальнаго листа смятiю его заклепкой

$$\frac{Q.S}{J \cdot \delta} \cdot a \cdot \delta < d \cdot \delta \cdot R_f, \text{ откуда } a < \frac{d \cdot \delta \cdot J}{Q.S} \cdot R_f.$$

- 2) чтобы касательное усилие, приходящееся на заклепку, было меньше сопротивленія ея двойному срѣзыванiю

$$\frac{Q.S}{J \cdot \delta} (\delta \cdot a) < 2 \omega \cdot R_f \text{ или } a < \frac{2 \omega \cdot R_f \cdot J}{Q.S}$$

*) См. "Жельзн. мосты" экс. проф. В. О. Патона. Т. I стр. 233.

3) чтобы касательное усилие, соответствующее одному шагу заклепок, было меньше сопротивления вертикального листа скалыванию по горизонтальной оси заклепок:

$$\frac{Q.S}{J.\delta} \cdot a.\delta < \delta.(a-d)R'_t, \quad \text{или} \quad a \gg \frac{d.\delta.R'_t}{\delta.R'_t - \frac{Q.S}{J}}$$

Въ этихъ формулахъ

$$R_t = 600 \text{ К/см.}^2 \quad R_\delta = 2R_t = 1200 \text{ К/см.}^2$$

$R'_t = 487 \text{ К/см.}^2$, такъ какъ балка выдерживаетъ косое напряжение.

$\delta = 1 \text{ см.}$ - толщина вертикальнаго листа.

$d = 2 \text{ см.}$ - диаметр заклепокъ.

a - искомый шагъ заклепокъ.

$$J \text{ brutto} = 132414 \text{ см.}^4$$

S - статическій моментъ brutto 2-хъ уголковъ относительно нейтральной оси = $2 \times 612 = 1224 \text{ см.}^3$

$Q = 18800 \text{ к.}$ - наибольшая поперечная сила.

$$\omega = \frac{\pi d^2}{4} = 3,14 \text{ см.}^2$$

Подставляя, находимъ:

$$1) a < \frac{2 \times 132414 \times 1 \times 1200}{18800 \times 1224} < 14,96 \text{ см.}$$

$$2) a \ll \frac{2 \times 3,14 \times 600 \times 132414}{18800 \times 1224} \ll 21,7 \text{ см.}$$

$$3) a \gg \frac{2 \times 1 \times 487}{1 \times 487 - \frac{18800 \times 1224}{132414}} \gg 3,1 \text{ см.}$$

Принято $a = 10 \text{ см.}$

Заклепки $d = 2,2 \text{ см.}$ для прикрѣпленія продольной балки къ поперечной. Требуемое число заклепокъ:

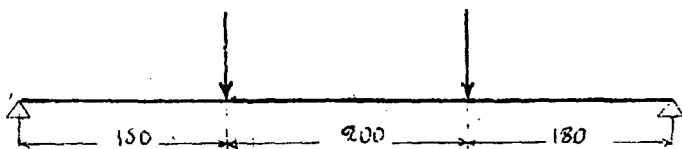
1) на смятіе
$$n_1 = \frac{Q}{d \cdot l \cdot R_d} = \frac{18800}{2,2 \times 1 \times 1300} = 6,6 \text{ штук.}$$

2) на двойное срѣзываніе

$$n_2 = \frac{Q}{\frac{2\sqrt{d^2} \cdot R_s}{4}} = \frac{18800}{2 \times 3,80 \times 500} = 4,9 \text{ штуки.}$$

Принято $n = 7$.

§ 6. ПОПЕРЕЧНАЯ БАЛКА.



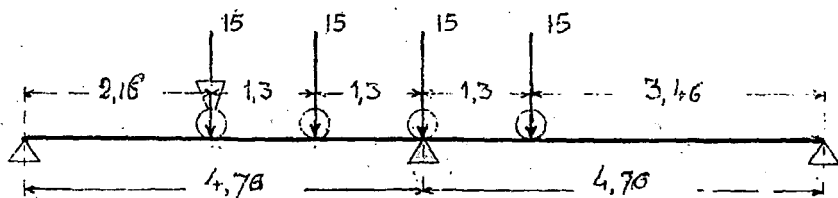
Черт. 9.

Разсчетный пролетъ поперечной балки принять равнымъ разстоянію между осями фермъ = 5,60 м.

Въ мѣстахъ прикрѣпленія продольныхъ балокъ, т.е. въ разстояніи 1 м. отъ середины пролета, поперечной балкѣ передается опорныя давленія продольныхъ балокъ.

Поперечная балка разсчитывается какъ балка, свободно лежащая на двухъ опорахъ. Отъ постоянной нагрузки давленіе каждой продольной балки на поперечную

$$D_1 = 2 \times \frac{453 \times 4,76}{2} = 2130 \text{ к.}$$



Черт. 10.

Отъ подвижныхъ нагрузокъ наибольшее давленіе D_2 соот-

вѣтствуетъ расположенію паровоза, показанному на черт. 10.

$$D_2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{15(476 + 346 + 346 + 216)}{4,76} = \frac{1}{2} \cdot \frac{15 \times 4 \times 346}{4,76} = 21807 \text{ к.}$$

Давленіе каждой продольной балки отъ постоянной и временной нагрузки:

$$D = 21807 + 2180 = 23987 \text{ к.}$$

Собственный вѣсъ всей поперечной балки, состоящей изъ вертикальнаго листа 110×1 см., 4 уголковъ $9 \times 9 \times 1,1$ см. и 2-хъ горизонтальныхъ листовъ 23×1 см., длиною по 3,80 м. съ прибавленіемъ 20% на фасонные листы и накладки для прикрѣпленія балокъ къ фермамъ, на уголки жесткости, заклепочныя головки и проч. составляетъ

$$P = 1,20 \left[(86,35 + 4 \times 14,69) 5,60 + 3,8 \times 2 \times 18,06 \right] = 1140 \text{ к.}$$

а на 1 пог.м. балки:

$$p = \frac{1140}{5,6} = 204 \text{ к. на п.м.}$$

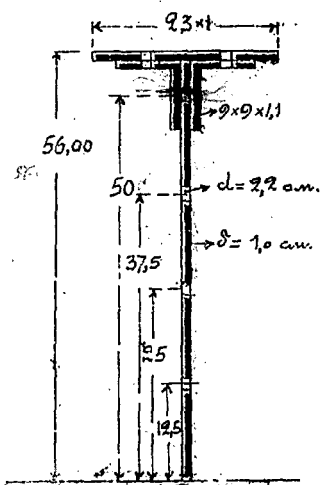
Наибольшій изгибающій моментъ max M и наибольшая поперечная сила max Q согл. черт.9

$$\text{max } M = 23987 \times 180 + \frac{1}{8} 204 \times 5,6^2 \times 100 = 4397628 \text{ к.см.}$$

$$\text{max } Q = 23987 + 204 \times \frac{5,6}{2} = 24558 \text{ к.}$$

Основное сѣченіе поперечной балки состоитъ изъ вертикальнаго листа 110×1 см. и 4-хъ уголковъ $9 \times 9 \times 1,1$ см, усиленныхъ въ средней части 2-мя горизонтальными листами 23×1 см. Отношеніе высоты къ пролету

$$\frac{h}{l} = \frac{110}{560} = \frac{1}{5,09}.$$



Черт. 11.

$$J \text{ brutto} = 2 \times 55458 + 4 \times 51499 + 2 \times 23 \times 30803 = 458606 \text{ см}^4$$

$$i \text{ ослаблений} = 2 \times 2,2 \times (12,5^2 + 25^2 + 37,5^2 + 50^2) + 4 \times 20 \times 21 \times 54,95^2 = 71353 \text{ см}^4$$

$$J \text{ netto} = 458606 - 71353 = 387253 \text{ см}^4$$

Моментъ сопротивления сѣченія:

$$W \text{ netto} = \frac{J}{e} = \frac{387253}{56} = 6915 \text{ см}^3$$

Наибольшее нормальное напряжение въ поясахъ соотвѣтствуетъ мѣсту прикрѣпленія продольной балки къ поперечной и равно

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{4397628}{6915} = 636 < 650 \text{ К/см}^2$$

Наибольшее касательное напряжение соотвѣтствуетъ нейтральному волокну сѣченія на опорѣ:

$$\max \tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot d \cdot \frac{e-d}{e}}, \text{ гдѣ}$$

$S \text{ brutto}$ - статическій моментъ полусѣченія безъ гориз. листовъ относительно нейтральной оси.

$$S \text{ brutto} = 1513 + 2 \times 981 = 3475 \text{ см}^3$$

$J \text{ brutto}$ всего сѣченія безъ горизонт. листовъ:

$$J \text{ brutto} = 2 \times 55458 + 4 \times 51499 = 316912 \text{ см}^4$$

$e = 12,5 \text{ см.}$ - шагъ заклепокъ.

$$\max \tau = \frac{24558 \times 3475 \times 12,5}{316912 \times 1 \times (12,5 - 2,2)} = 327 < 487 \text{ К/см}^2$$

Косое напряжение рассчитано для сѣченія на разстояніи 1,80 м. отъ опоры (мѣста прикрѣпленія продольной балки).
Опасное волокно соотвѣтствуетъ продольной оси поясныхъ за-

клепокъ. (См. "Жел. мосты" экс. проф. Е. О. Патонъ. Т. I стр. 234.)

Простое нормальное напряжение для этого волокна

$$n = \frac{M \cdot e}{J}, \quad \text{гдѣ}$$

$$M = 23987 \times 180 + \frac{1}{2} \times 204 \times 1,8 (5,6 - 1,8) \times 100 = 4387428 \text{ ксм.}$$

$$n = \frac{4387428 \times 50}{382184} = 574 \text{ К/см.}^2$$

Простое касательное напряжение для того же волокна

$$t = \frac{Q \cdot S}{J \cdot f \cdot \frac{e-d}{e}} = \frac{24191 \times 3450 \times 12,5}{458606 \times 1 \times (125 - 2,2)} = 221 \text{ К/см.}^2$$

причемъ $Q = 23987 + 204 = 24191 \text{ к.}$, гдѣ $204 = p \left(\frac{l}{2} - 1,80 \right)$.

$$S \text{ br.} = 2 \times 981 + 2,3 \times \frac{555^2}{2,3 \times 55,5} + 4 \times 53 = 3450 \text{ см.}^3$$

Наибольшее косое нормальное напряжение

$$\max n' = \frac{n}{2} + \sqrt{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + t^2} = \frac{574}{2} + \sqrt{\left(\frac{574}{2}\right)^2 + (221)^2} = 649 < 650 \text{ К/см.}^2$$

Наибольшее косое касательное напряжение

$$\max t' = \sqrt{\left(\frac{n}{2}\right)^2 + t^2} = 362 < 487 \text{ К/см.}^2$$

Шагъ поясныхъ заклепокъ $d = 2 \text{ см.}^*$)

$$1) a \ll \frac{2 \cdot \omega \cdot R_t \cdot J}{Q \cdot S} \ll \frac{2 \times 3,14 \times 600 \times 316912}{24558 \times 1962} \ll 24,8 \text{ см.}$$

$$2) a \ll \frac{d \cdot f \cdot J}{Q \cdot S} R_t \ll \frac{2 \times 1 \times 1300 \times 316912}{24558 \times 1962} \ll 17,1 \text{ см.}$$

Въ этихъ формулахъ статическій моментъ двухъ уголковъ $S \text{ brutto} = 2 \times 981 = 1962 \text{ см.}^2$

$$J \text{ brutto} = 316912 \text{ см.}^4$$

Принять шагъ $a = 10 \text{ см.}$

*) См. "Жельзн. мосты" экс. проф. Е. О. Патонъ. Т. I стр. 263.

Число заклепок для прикрѣпленія конца поперечной балки къ фермѣ:

1) на смятіе верт. листа

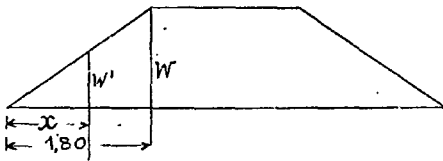
$$n \approx \frac{Q}{d \cdot \delta \cdot R_p} = \frac{24538}{2,2 \cdot 1 \cdot 1300} \approx 8,6 \text{ штук.}$$

2) на двойное срѣзываніе заклепки

$$n \approx \frac{Q}{2 \cdot \delta \cdot R_p} = \frac{24538}{2 \cdot 3,30 \cdot 500} \approx 6,5 \text{ штук.}$$

Въ дѣйствительности поперечныя балки прикрѣплены къ стойкамъ фермъ помощью консольныхъ листовъ, на которыхъ имѣется заклепокъ больше, чѣмъ требуется.

МѣСТО ОБРЫВА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХЪ ЛИСТОВЪ опредѣлено



слѣдующимъ образомъ:

Для основного сѣченія безъ горизонт. листовъ:

Черт. 12.

$$J \text{ brutto} = 313912 \text{ см.}^4$$

$$\begin{aligned} \text{ослабленій} &= 2 \times 2,2 \times 1(125^2 + 25^2 + 375^2 + 50^2) + 4 \times 2,2 \times 1,1 \times 5445^2 \\ &= 49324 \text{ см.}^4 \end{aligned}$$

$$J \text{ netto} = 313912 - 49324 = 267588 \text{ см.}^4$$

Моментъ сопротивленія netto для сѣченія:

$$\text{безъ гориз. листовъ } W' = \frac{267588}{55} = 4865 \text{ см.}^3$$

$$\text{съ горизонт. листами } W = 6915 \text{ см.}^3$$

Согласно черт. 12, представляющему эпюру моментовъ поперечной балки, опредѣляемъ теоретическое мѣсто обрыва горизонтальнаго листа изъ уравненія

$$x = \frac{W' \times 1,3}{W} = \frac{4865 \times 1,3}{6915} = 1,27 \text{ м.}$$

Листы оборваны на разстояніи 1,30 м. отъ опоры.

Въ этомъ сѣченіи:

$$\max M = 23987 \times 130 + \frac{1}{2} 204 \times 13 \times (56 - 13) \times 100 = 3175328 \text{ к.см.}$$

$$n = \frac{\max M}{W} = \frac{3175328}{4865} = 653 \text{ }^{\text{к}}/\text{см.}^2$$

Необходимая длина листа увеличивается съ каждой стороны на длину полунакладки (т.е. на длину, необходимую для перекрытія стыка гориз.листа).

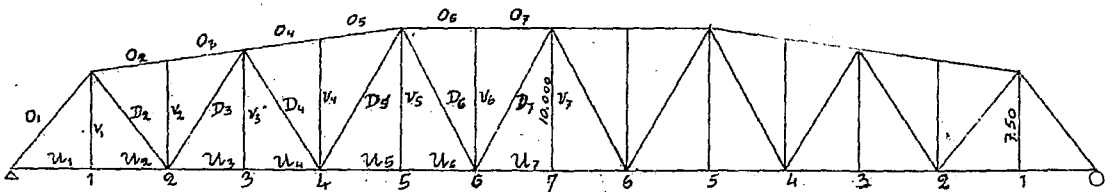
Число односрѣзныхъ заклепокъ $d = 2$ см. въ полунакладкѣ:

$$n = \mu^*) \omega = 0,400 (23 - 2 \times 2,0) = 7,6:$$

Принято $n = 8$.

$$\text{Длина полунакладки} = 4 \times 10 = 40 \text{ см.}$$

IV. ГЛАВНАЯ ФЕРМА.



§ 7. ГЕОМЕТРИЧЕСКІЕ ЭЛЕМЕНТЫ ФЕРМЪ.

Расчетный пролетъ $l = 6,664$ м.

Число малыхъ панелей 14.

Длина малой панели $d = 4,76$ м.

Шагъ поясныхъ заклепокъ 140 мм.

*) См. "Таблицы для расч. жел.кон. и мостовъ". В.О.Натонъ, II изд. стр.20.

Въ 1 панели умѣщается 34 шага, ибо $34 \times 140 = 4760$ мм.

Разсчетная высота фермы:

въ узлѣ	0	$h_0 = 0$
" "	1	$h_1 = 7,50$ м.
" "	2	$h_2 = 8,125$ "
" "	3	$h_3 = 8,750$ "
" "	4	$h_4 = 9,375$ "
" "	5	$h_5 = 10,000$ "
" "	6	$h_6 = 10,000$ "
" "	7	$h_7 = 10,000$ "

Отношеніе наиб. высоты къ пролету $\frac{H}{L} = \frac{1}{6,664}$

Разстояніе между осями фермъ $a = 5,60$ м.

Длина наклонныхъ частей верхняго пояса:

въ 1-й панели $O_1 = \sqrt{4,76^2 + 7,50^2} = 8,883$ м.

въ остальныхъ панеляхъ $O_2 = O_3 = O_4 = O_5 = \sqrt{4,76^2 + 0,625^2} = 4,801$ м

Длина раскосовъ:

во второй панели $D_2 = \sqrt{4,76^2 + 7,50^2} = 8,883$ м.

въ 3-ей и 4-ой панеляхъ $D_3 = D_4 = \sqrt{4,76^2 + 8,75^2} = 9,961$ м.

въ остальныхъ - $D_5 = D_6 = D_7 = \sqrt{4,76^2 + 10,00^2} = 11,075$ м.

§ 8. РАЗСЧЕТНАЯ НАГРУЗКИ.

Г. П о с т о я н н а я н а г р у з к а на пог.м. моста составляетъ изъ:

А) вѣса проѣзжей части, состоящей изъ:

а) вѣса полотна согл. § 5 - 304 x 2 =	608 к.
б) вѣса продольныхъ балокъ согл. § 5 154 x 2 =	308 "
в) вѣса поперечныхъ балокъ согл. § 6 $\frac{1140}{4,76} =$	240 "

Итого вѣсъ проезжей части. 1156 к.
на п.м. моста.

В) собственного вѣса фермъ со связями, который опредѣлимъ изъ сравненія вѣса проектируемаго моста съ вѣсомъ подходящаго существующаго моста, исходя изъ пропорциональности между собственнымъ вѣсомъ фермъ съ одной стороны и полной нагрузкой обоихъ мостовъ съ другой стороны:

$$\frac{q_x}{q} = \frac{q_x + F_x + K_x^*}{q + F + K} \quad \text{или} \quad q_x = q \cdot \frac{F_x + K_x}{F + K}$$

Въ этой формулѣ

q_x - искомый собственный вѣсъ обѣихъ фермъ на 1 пог.м.моста.

F_x = 1156 к. - вѣсъ проезжей части проектируемаго моста на погонный метръ моста.

K_x - равномерная временная нагрузка для проектируем.моста

$$K_x = \frac{K_0 + K_1}{2} = \frac{5518 + 5224}{2} = 5371 \text{ к.};$$

здѣсь K_1 и K_0 взяты изъ табл. 17-ой брошюры Е.О.Патона: "Таблицы для расчета мостовъ", Издан. 2-ое - интерполированное для пролета $l = 66,64$ м.

Данныя, соответствующія существующему мосту пролетомъ

*) см. ПАТОНЪ. Конструктивные коэффициенты. Стр. 9.

66,14 м., взяты изъ табл.VIII "Конструктивные коэффициенты" Е.О.Патона.

Для этого моста имѣемъ

$$q = 34,4 \times 66,14 = 2281 \text{ к.}$$

$$F = 623 + 492 = 1115 \text{ к.}$$

$$K = \frac{K_0 + K_1}{2} = \frac{5535 + 5238}{2} = 5386 \text{ к.}$$

Подставляя численныя значенія въ формулу, имѣемъ:

$$q_x = 2281 \times \frac{1156 + 5371}{1115 + 5386} = 2290 \text{ к.}$$

Итакъ полная постоянная нагрузка на погонный метръ одной фермы

$$p = \frac{1156 + 2290}{2} = 1723 \text{ к. на п.м. ф.}$$

II. В р е м е н н а я н а г р у з к а, согласно циркуляра М.П.С. отъ 15 января 1896 г. за N.753, принята въ видѣ поѣзда изъ двухъ нормальныхъ паровозовъ и вагоновъ, расположенныхъ невыгоднѣйшимъ образомъ.

Для расчета изгибающихъ моментовъ, а также усилій въ элементахъ фермы рекомендуется пользоваться таблицей моментовъ грузовъ поѣзда, помѣщенной между прочимъ на стр.22 брошюры Е.О.Патона "Таблицы для расчета мостовъ".

III. Д а в л е н і е в ѣ т р а. При опредѣленіи усилій отъ вѣтра, давленіе его принято въ $132 \text{ }^{\text{к}}/\text{м.}^2$ въ случаѣ загрузки моста поѣздомъ и въ $235 \text{ }^{\text{к}}/\text{м.}^2$ - при отсутствіи поѣзда.

Подверженная дѣйствию вѣтра поверхность обѣихъ

фермы принята въ 0,50. *) теоретической площади одной фермы, составляющей:

$$\omega = 2 \times \frac{1}{2} \times 7,5 \times 476 + 4(7,5 + 10,00) \times 476 + 4 \times 10 \times 476 = 559,3 \text{ м.}^2$$

или на погонный метръ моста (**):

$$\frac{\omega}{l} = \frac{559,3}{66,64} = 8,393 \text{ м.}^2$$

Итакъ расчетная поверхность обѣихъ фермъ на п. м. моста:

$$0,5 \times 8,393 \text{ м.}^2 = 4,1965 \text{ м.}^2$$

Давленіе вѣтра на эту площадь распредѣляется по-ровну между верхними и нижними вѣтровыми связями, т.е. по

$$0,5 \times 4,1965 \text{ м.}^2$$

Расчетныя горизонтальныя нагрузки:

Д л я в е р х н и хъ с в я з е й:

Постоянная нагрузка отъ вѣтра

1) для распорокъ и діагоналей

$$W' = 235 \times 0,5 \times 4,1965 = 493 \text{ к. на п. м. верх. связей.}$$

2) для поясовъ

$$W'' = 132 \times 0,5 \times 4,1965 = 277 \text{ к. на п. м. верх. пояса.}$$

Временной нагрузки не имѣется.

Д л я н и ж н и хъ с в я з е й:

Кромѣ давленія на половину расчетной площади фермы имъ передается давленіе вѣтра на пробѣжную часть, выступающую выше нижняго пояса фермъ ^u принятую высотой въ 1 м.

*) Стр. 32 Данныхъ для проектированія мостовъ.

**) Въ большихъ мостахъ нельзя предполагать равномерное распредѣленіе давленія вѣтра, а приходится считать давленія, приходящіяся на отдѣльные узлы.

Постоянная нагрузка от вѣтра

$$W_1 = 132 \times 0,5 \times 4,1965 + 132 \times 1 = 409 \text{ к. на п.м.нижн.связей.}$$

Временная нагрузка от вѣтра равна давленію на поверхность поѣзда, въ видѣ сплошного прямоугольника, высотой 2,3 м. *)

$$W_2 = 132 \times 2,3 = 304 \text{ к. на п.м. нижнихъ связей.}$$

§ 9. РАЗСЧЕТЪ ИЗГИБАЮЩИХЪ МОМЕНТОВЪ.

I. Отъ постоянной нагрузки значенія M найдены по формуль

$$M = \frac{1}{2} \cdot p \cdot x \cdot (l - x), \quad \text{гдѣ приняты}$$

$$p = 1723 \text{ к.;} \quad x = d \cdot n = 4,76 \cdot n; \quad (l - x) = d(14 - n).$$

$$M = \frac{1}{2} \times 1723 \times 4,76^2 \cdot n (14 - n).$$

Для узловъ 1 до 7 фермы имѣемъ:

$$M_1 = 0,5 \times 1723 \times 4,76^2 \times 1 \times 13 = 253754 \text{ к.м.}$$

$$M_2 = 0,5 \times 1723 \times 4,76^2 \times 2 \times 12 = 468469 \text{ "}$$

$$M_3 = 0,5 \times 1723 \times 4,76^2 \times 3 \times 11 = 644144 \text{ "}$$

$$M_4 = 0,5 \times 1723 \times 4,76^2 \times 4 \times 10 = 780781 \text{ "}$$

$$M_5 = 0,5 \times 1723 \times 4,76^2 \times 5 \times 9 = 878379 \text{ "}$$

$$M_6 = 0,5 \times 1723 \times 4,76^2 \times 6 \times 8 = 936937 \text{ "}$$

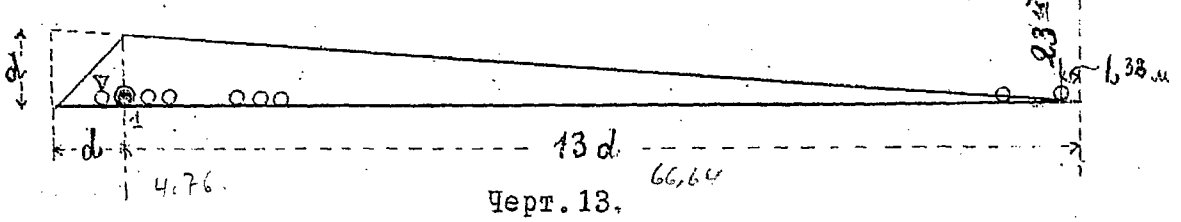
$$M_7 = 0,5 \times 1723 \times 4,76^2 \times 7 \times 7 = 956457 \text{ "}$$

II. Отъ временной нагрузки наибольшія значенія моментовъ для узловъ 1 до 7 опредѣлены при помощи инфлюентныхъ линій и пользуясь таблицей моментовъ X).

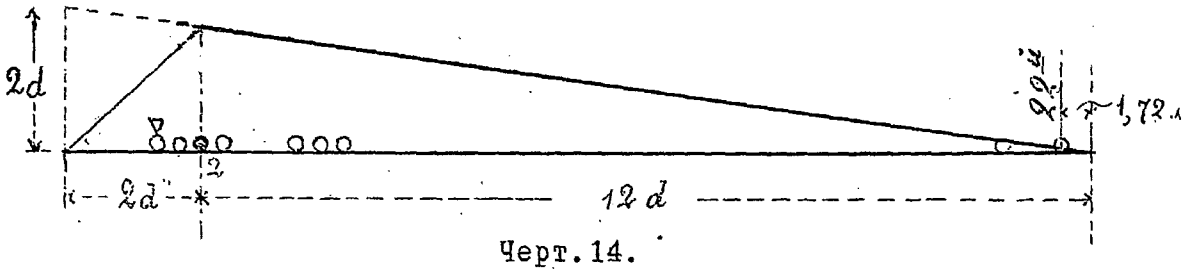
X) На стр. 24 Таблицъ для расчета мостовъ Патона.

*) Стр. 38 Данныхъ для проектированія мостовъ.

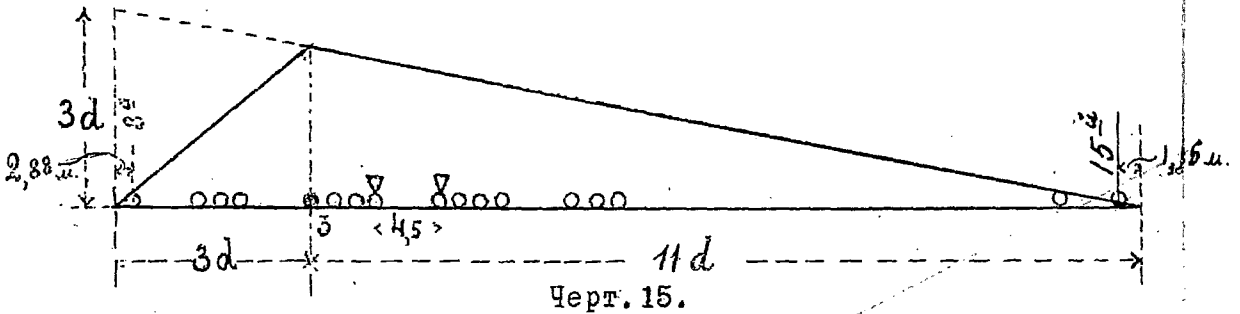
Невыгоднѣйшія положенія поѣзда показаны на чертежахъ:



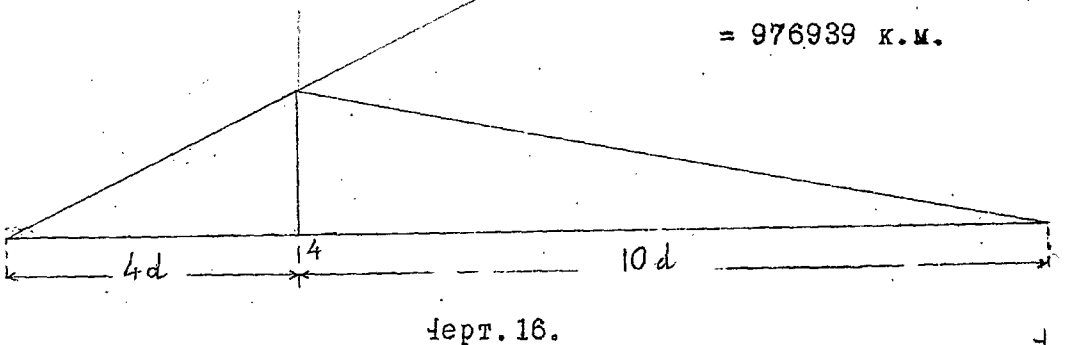
$$M_1 = \frac{1}{2} \left[(10865,25 + 285 \times 1,38) \frac{1}{14} - 19,5 \right] = 392341 \text{ к.м.}$$



$$M_2 = \frac{1}{2} \left[(9820,25 + 275 \times 1,72) \frac{2}{14} - 58,5 \right] = 705982 \text{ к.м.}$$

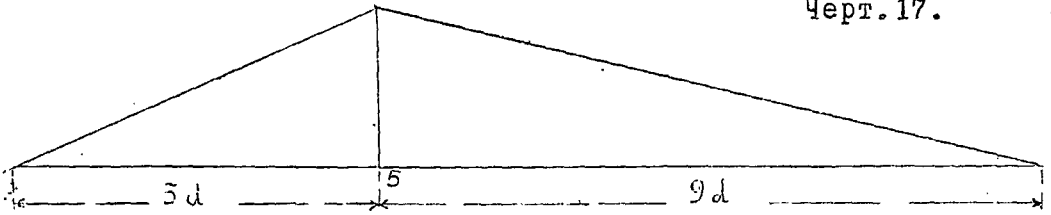


$$M_3 = \frac{1}{2} \left[(999,75 + 107,5 \times 2,88) \frac{11}{14} - 117 + (4657,25 + 177,5 \times 1,16) \frac{3}{14} \right] = 976939 \text{ к.м.}$$



$$M_4 = \frac{1}{2} \left[(1408,25 + 117,5 \times 2,54) \frac{10}{14} - 58,5 + (4020,75 + 167,5 \times 1,5) \frac{4}{14} \right] = 1190571 \text{ к.м.}$$

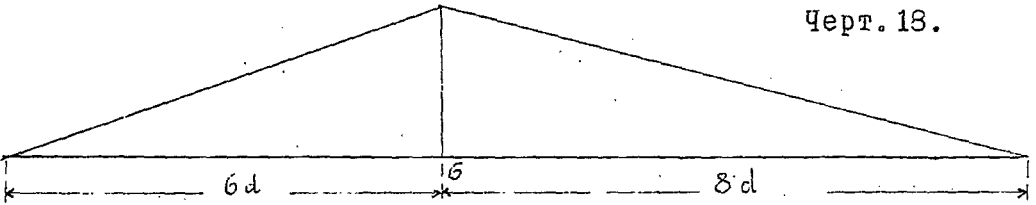
Черт. 17.



$$M_5 = \frac{1}{2} \left[(1854,75 + 127,5 \times 2,2) \frac{9}{14} - 19,5 + (3422,25 + 157,5 \times 1,84) \frac{5}{14} \right] =$$

$$= 1339446 \text{ к.м.}$$

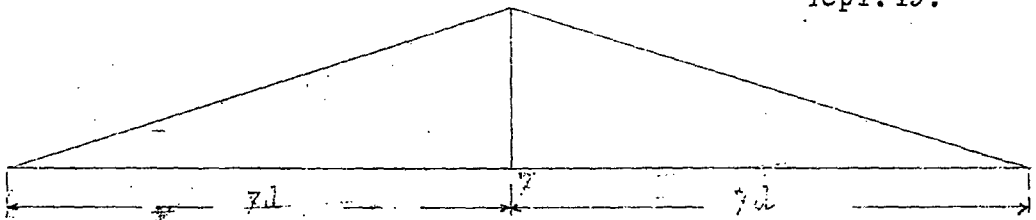
Черт. 18.



$$M_6 = \frac{1}{2} \left[(2339,25 + 137,5 \times 3,16) \frac{8}{14} - 19,5 + (2861,75 + 147,5 \times 0,88) \frac{6}{14} \right] =$$

$$= 1423796 \text{ к.м.}$$

Черт. 19.



$$M_7 = \frac{1}{2} \left[(2861,75 + 147,5 \times 2,82) \frac{7}{14} + (2339,25 + 137,5 \times 1,22) \frac{7}{14} \right] =$$

$$= 1446175 \text{ к.м.}$$

Моменты отъ полной вертикальной нагрузки:

$$M_1 = 253754 + 392341 = 646095 \text{ к.м.}$$

$$M_2 = 468469 + 705982 = 1174451 \text{ "}$$

$$M_3 = 644144 + 976939 = 1621083 \text{ "}$$

$$M_4 = 780781 + 1190571 = 1971352 \text{ "}$$

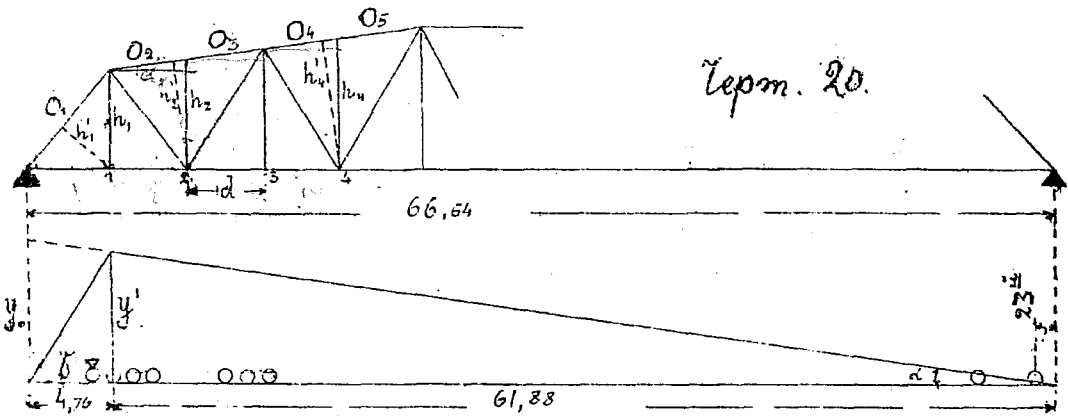
$$M_5 = 878379 + 1339446 = 2217825 \text{ к.м.}$$

$$M_6 = 936937 + 1423796 = 2360733 \text{ "}$$

$$M_7 = 956457 + 1446175 = 2402632 \text{ "}$$

§ 10. УСИЛИЯ ВЪ ПОЯСАХЪ.

Усилия отъ вертикальной нагрузки.



Усилие $O_1 = \frac{M_1}{h_1}$ въ первой панели верхняго пояса отъ постоянной и временной нагрузокъ вычислено при помощи инфлюентной линіи, имѣющей видъ Δ -ка (черт. 20) съ ординатой подъ узломъ 1: $y' = -1,0998$ (поясь скать), разсчитанной такъ:

$$y' = y_0 \cdot \frac{13}{14} = \frac{d}{h_1} \cdot \frac{13}{14} = 1,1844 \cdot \frac{13}{14} = 1,0998.$$

Наибольшее усилие O_1 отъ временной нагрузки:

$$\max O_1^0 = \Sigma R x \cdot \operatorname{tg} \alpha - \Sigma P' x' \cdot (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \gamma);$$

$$\begin{aligned} \max O_1^0 &= \frac{1}{2} \left[(10865,25 + 285 \cdot 1,38) \frac{1,0998}{61,88} - 195 \cdot \left(\frac{1,0998}{61,88} + \frac{1,0998}{4,76} \right) \right] = \\ &= -97624 \text{ к.} \end{aligned}$$

Отъ постоянной нагрузки усилие O_1 получимъ, умноживъ площадь инфлюентной линіи на $p = 1723$ к. на п.м.ф.

$$O_1'' = \omega \cdot p = \frac{1}{2} \cdot 66,64 \cdot 1,0998 \cdot 1723 = -63140 \text{ к.}$$

Полное усилие от вертикальной нагрузки

$$O_1 = -97624 - 63140 = -160764 \text{ к.}$$

В остальных панелях верхнего пояса найдем усилия от вертикальной нагрузки, раздѣляя величину момента относительно соответствующаго нижняго узла на расстояние его h'_n элемента верхняго пояса.

$$O_2 = O_3 = \frac{M_2}{h'_2} = \frac{M_2 d'}{h_2 d} = \frac{1174451 \times 4,801}{8,125 \times 4,76} = -145793 \text{ к.}$$

$$O_4 = O_5 = \frac{M_4}{h'_4} = \frac{M_4 d'}{h_4 d} = \frac{1971352 \times 4,801}{9,375 \times 4,76} = -212089 \text{ к.}$$

$$O_6 = O_7 = \frac{M_6}{H} = \frac{2360733}{10,00} = -236073 \text{ к.}$$

УСИЛИЯ НИЖНЯГО ПОЯСА отъ вертикальной нагрузки опредѣляются по той же формулѣ, что и усилия верхняго пояса,

а именно

$$U = + \frac{M}{h} \quad (\text{черт. 21})$$

$$U_1 = U_2 = \frac{M_1}{h_1} = \frac{646095}{7,50} = + 86146 \text{ к.}$$

$$U_3 = U_4 = \frac{M_3}{h_3} = \frac{1621083}{8,75} = + 185267 \text{ к.}$$

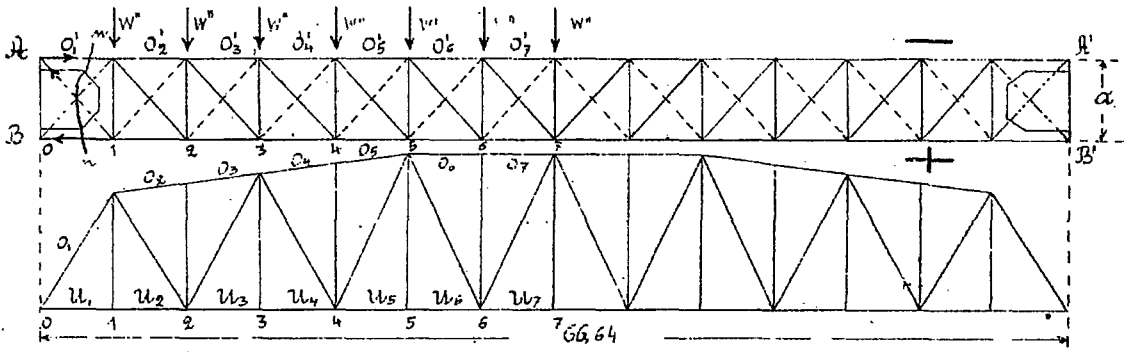
$$U_5 = U_6 = \frac{M_5}{h_5} = \frac{2217825}{10,00} = + 221782 \text{ к.}$$

$$U_7 = \frac{M_7}{h_7} = \frac{2402632}{10,00} = + 240263 \text{ к.}$$

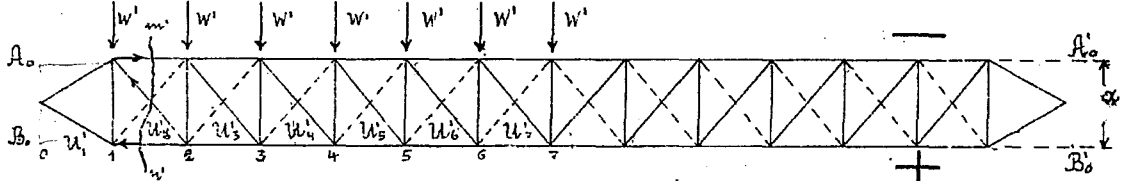
Усилия въ поясахъ отъ непосредственнаго дѣйствія вѣтра.

При опредѣленіи усилій отъ дѣйствія вѣтра въ поясахъ рассчитываютъ обыкновенно лишь тѣ усилія, которыя одинаковы по знаку съ усиліями отъ вертикальной нагрузки.

Планъ верхнихъ связей.



Планъ нижнихъ связей.



Черт. 21.

Разсмотримъ сперва верхній поясъ.

При указанномъ на черт. 21 направленіи вѣтра поясъ AA' сжатъ, а поясъ BB' - растянутъ. Такъ какъ поясами связей служатъ пояса фермы, а они по верху фермы сжаты отъ вертикальной нагрузки, то ограничиваются расчетомъ усилій отъ вѣтра въ поясѣ AA', т.е. сжимающихъ. При обратномъ дѣйствии вѣтра знаки усилій поясовъ перемѣнятся, и тогда на сжатіе будетъ работать поясъ BB', а растягиваться будутъ поясъ AA' и пунктирные раскосы. Сжимающія усилія пояса BB' получаются въ отдѣльных панеляхъ соответственно тѣ же, какъ въ I случаѣ для пояса AA'.

Въ первой панели верхнихъ связей діагонали отсутствуютъ и замѣнены наклонною опорною рамою съ жесткими углами.

Хотя верхніа связи расположены по кривой поверхности, но для расчета онѣ рассматриваются какъ лежація въ горизонтальной плоскости, представляя сквозную балку одинаковаго пролета съ вертикальными фермами моста, причеь ея геометрическіе элементы равны горизонтальной проекціи элементовъ верхнихъ связей. Найденныа такимъ образомъ усилія приняты за проекціи дѣйствительныхъ и для полученія послѣднихъ увеличены въ отношеніи $\frac{d'}{d}$, т.е. длины панели верхняго пояса къ длинѣ ея проекціи.

Горизонтальная нагрузка (см. §8 "Расчетныа нагрузки") составляетъ:

для верхняго пояса $W'' = 277$ к. на п.м. связей

для нижняго пояса $W' = 713$ к. на п.м. связей.

Усилія въ поясахъ опредѣляются по способу Риттера.

Верхній поясъ. Обозначая ширину моста черезъ a , длину панели верхняго пояса черезъ d' , а ея горизонтальной проекціи - черезъ d , имѣеь формулу для усилія

$$O' = \frac{M'}{a} \cdot \frac{d'}{d}, \quad \text{гдѣ} \quad M' = \frac{W'' \cdot x \cdot (L - x)}{2}$$

$$O'_1 = \frac{W'' \cdot d \cdot 13}{2 \cdot a} \cdot \frac{d'}{d} = \frac{277 \cdot 1 \cdot 13 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 5,6} \cdot \frac{8885}{4,76} = 13595 \text{ к.}$$

$$O'_2 = \frac{W'' \cdot 2 \cdot 12}{2 \cdot a} \cdot \frac{d'}{d} = \frac{277 \cdot 2 \cdot 12 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 5,6} \cdot \frac{4801}{4,76} = 13565 \text{ к.}$$

$$O'_3 = \frac{277 \cdot 3 \cdot 11 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 5,6} \cdot \frac{4801}{4,76} = 18652 \text{ к.}$$

$$O'_4 = \frac{277 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 5,6} \cdot \frac{4801}{4,76} = 22608 \text{ к.}$$

$$O'_5 = \frac{277 \cdot 5.9 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 5,6} \cdot \frac{4801}{4,76} = 25434 \text{ к.}$$

$$O'_6 = \frac{W'' \cdot 6 \cdot 8 \cdot d^2}{2 \cdot a} = \frac{277 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 5,6} = 26898 \text{ к.}$$

$$O'_7 = \frac{277 \cdot 7.7 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 5,6} = 27458 \text{ к.}$$

Нижний пояс. В первых панелях нижних связей пояса замѣнены полураскосами, встрѣчающимися по срединѣ опорной поперечной балки.

Усилия отъ вѣтра въ нижнемъ поясѣ находятся на основаніи тѣхъ же соображеній, что и въ верхнемъ.

$$U'_1 = 0$$

$$U'_2 = \frac{W' \cdot d^2}{2 \cdot a} \cdot 1 \cdot 13 = \frac{713 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 5,6} \cdot 1 \cdot 13 = 1442,4 \cdot 1 \cdot 13 = 18751 \text{ к.}$$

$$U'_3 = 1442,4 \cdot 2 \cdot 12 = 34618 \text{ к.}$$

$$U'_4 = 1442,4 \cdot 3 \cdot 11 = 47599 \text{ к.}$$

$$U'_5 = 1442,4 \cdot 4 \cdot 10 = 57696 \text{ к.}$$

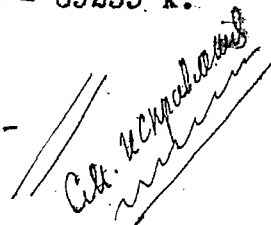
$$U'_6 = 1442,4 \cdot 5 \cdot 9 = 64908 \text{ к.}$$

$$U'_7 = 1442,4 \cdot 6 \cdot 8 = 69235 \text{ к.}$$

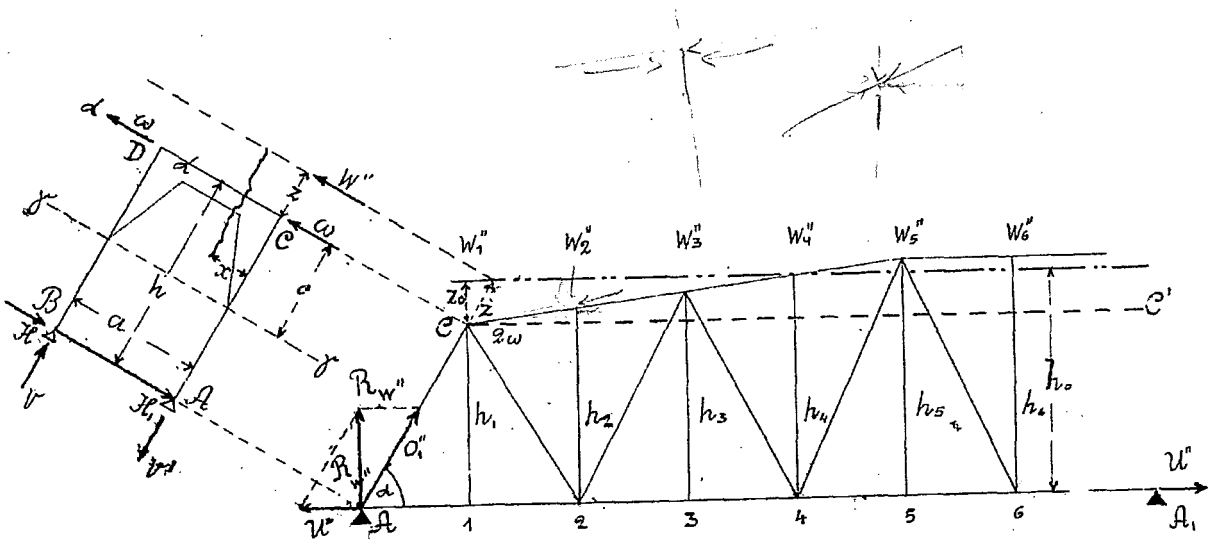
Усилия отъ опрокидывающаго момента гориз. силъ

вѣтра, приложенныхъ къ верхнему поясу.

Горизонтальныя давленія вѣтра $W''W''_2$ (черт.22), приложенныя въ верхнихъ узлахъ, стремятся опрокинуть верхнее

С.В. Костомаров


строение около нижняго пояса B, B' (черт.21) завѣтренной фермы. Суммѣ опрокидывающихъ моментовъ нагрузокъ $W_1'' W_2'' \dots$ относительно линіи AA' (черт.22), проходящей черезъ опоры передней фермы, сопротивляются реакціи опоры $R_{W''}$ зад-



Черт.22.

ней фермы. Изъ равенства моментовъ находимъ $R_{W''}$. Реакція опоры $R_{W''}$ разлагается по направленію ноги опорной рамы, сжимая ее силою O'' , и по направленію нижняго пояса, растягивая его силою U'' ; последнее въ виду того, что опоры моста не могутъ воспринять горизонт.распора. Горизонтальныя слагающія U'' получаютъ на обѣихъ опорахъ равныя по величинѣ, но направленныя въ разныя стороны, а такъ какъ одна изъ опоръ подвижная, то онѣ вызываютъ въ каждой панели нижняго пояса равныя, растягивающія усилія, сами взаимно уничтожаясь.

$$R_{W''} \cdot a = \sum W'' \cdot h.$$

W'' принимаются для всехъ верхнихъ узловъ одинаковыми *)

и равняются

$$W''_i = w'' \cdot d = 277 \cdot 4,76 = 1318 \text{ к.}$$

$$R_{W''} = \frac{1318 \cdot (7,5 + 8,125 + 8,75 + 9,375 + 2 \cdot 10) + \frac{1}{2} \cdot 1318 \cdot 10}{5,6}$$

$$R_{W''} = 13832 \text{ к.}$$

Дополнительное растягивающее усилие нижн. пояса

$$U''_n = R_{W''} \cdot \operatorname{ctg} \alpha = R_{W''} \cdot \frac{d}{h_1} = 13832 \cdot \frac{4,76}{7,50} = 8779 \text{ к.}$$

Сжимающее усилие первого элемента верхняго пояса, представляющаго ногу опорной рамы:

$$O''_i = -R_{W''} \cdot \sin \alpha = -R_{W''} \cdot \frac{h}{h_1} = 13832 \cdot \frac{8,883}{7,500} = -16383 \text{ к.}$$

Подробный расчетъ ногъ опорной рамы какъ на сжатіе, такъ и на изгибъ приведенъ дальше въ § 13.

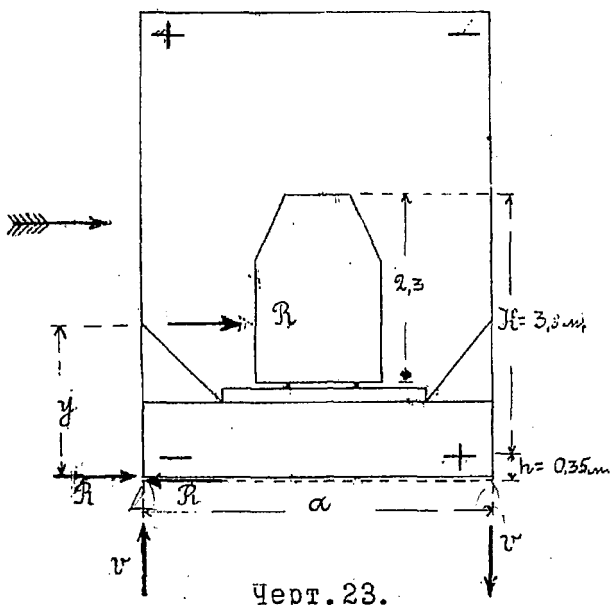
Перегрузка фермъ вслѣдствіе давленія

вѣтра на поѣздъ.

Равнодѣйствующая погоннаго давленія R вѣтра на подвижной составъ и на проѣзжую часть, выступающую надъ нижнимъ поясомъ, приложена на y выше уровня нижнихъ горизонтальныхъ связей. При перенесеніи давленія R внизъ - возникаетъ моментъ $R \cdot y$, вызывающій въ задней фермѣ перегрузку, т.е. дополнительную вертикальную нагрузку

$$v = \frac{R \cdot y}{a} \text{ к. на пог.м. фермы.}$$

*) Въ мостахъ большого пролета такое предположеніе не допустимо, такъ какъ силы W'' значительно возрастаютъ отъ опоръ къ серединѣ пролета (при разрывныхъ фермахъ).



Обозначимъ черезъ $h = 0,35$ м. высоту нижняго пояса, черезъ H общую высоту подвижнаго состава и проѣзжей части, выступающей надъ нижнимъ поясомъ.

Принимая высоту подвижнаго состава $= 2,3$ м., въ виду при-

крытія части поѣзда фермою, и общую высоту проѣзжей части 1,50 м., считая 0,13 м. на рельсы съ подкладкой, 0,22 м. на дерев.поперечину и 1,15 на поперечную балку, получимъ

$$H = 2,3 + 1,5 = 3,8 \text{ м.}$$

$$y = h + \frac{H}{2} = 0,35 + 0,5 \cdot 3,8 = 2,25 \text{ м.}$$

$$R = H \cdot 132 = 3,8 \cdot 132 = 502 \text{ к. на п.м.}$$

$$v = \frac{R \cdot y}{a} = \frac{502 \cdot 2,25}{5,6} = 202 \text{ к. на п.м.фермы.}$$

При вѣтрѣ слѣва перегрузка v разгружаетъ лѣвую ферму и нагружаетъ еще болѣе правую ферму, причемъ пояса имѣютъ усилія указанныхъ на черт.23 знаковъ.

При дѣйствіи вѣтра справа знаки усилій поясовъ мѣняются. Итакъ перегрузка v можетъ вызвать въ поясахъ усилія того или другого знака, смотря по направленію вѣтра.

Тѣ же пояса, входя въ составъ горизонтальныхъ вѣт-

ровыхъ связей, испытываютъ усилія того или другого знака, смотря по направленію вѣтра.

Суммируя алгебраически для отдѣльныхъ поясовъ усилія, вызваннаго одновременно перегрузкою и непосредственною нагрузкою горизонтальныхъ связей, наблюдается существенная разница между нижними и верхними поясами вертикальныхъ фермъ.

Въ нижнихъ поясахъ тѣ и другія усилія имѣютъ всегда одинаковый знакъ; въ верхнихъ поясахъ, наоборотъ, усилія получаютъ разнаго знака.

Напримѣръ: при вѣтрѣ слѣва нижній поясъ правой фермы растянута какъ отъ дѣйствія перегрузки, такъ и отъ непосредственной нагрузки нижнихъ связей; что же касается верхняго пояса той же правой фермы, то онъ сжатъ отъ перегрузки и растянута отъ непосредственнаго давленія вѣтра на верхнія связи.

Усилія въ верхнемъ поясѣ отъ перегрузки ν опредѣляются по формулѣ:

$$O_n^m = \frac{1}{2} \cdot \frac{\nu \cdot x \cdot (l - x)}{h_n} = \frac{\nu \cdot d_n^2 \cdot d_1}{2 \cdot h_n} \cdot n \cdot (n-1)$$

$$O_1^m = \frac{202 \cdot 4,76^2 \cdot 8,88^3}{2 \cdot 7,5} \cdot 1 \cdot 13 = \pm 6707 \text{ к.}$$

$$O_2^m = O_3^m = \frac{202 \cdot 4,76^2 \cdot 4,80^3}{2 \cdot 8,125} \cdot 2 \cdot 12 = \pm 6176 \text{ к.}$$

$$O_4^m = O_5^m = \frac{202 \cdot 4,76^2 \cdot 4,80^3}{2 \cdot 9,375} \cdot 4 \cdot 10 = \pm 8922 \text{ к.}$$

$$O_6^m = O_7^m = \frac{202 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 10,00} \cdot 6 \cdot 8 = \pm 9951 \text{ к.}$$

Усилія въ нижнемъ поясѣ

$$U_1''' = U_2''' = \frac{202 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 7,50} \cdot 1 \cdot 13 = \pm 3594 \text{ к.}$$

$$U_3''' = U_4''' = \frac{202 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 8,75} \cdot 3 \cdot 11 = \pm 7819 \text{ к.}$$

$$U_5''' = U_6''' = \frac{202 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 10,00} \cdot 5 \cdot 9 = \pm 9329 \text{ к.}$$

$$U_7''' = \frac{202 \cdot 4,76^2}{2 \cdot 10,00} \cdot 7 \cdot 7 = \pm 10159 \text{ к.}$$

Наибольшія усилія поясовъ отъ полной нагрузки.

Изъ вышеизложеннаго слѣдуетъ, что пояса испытываютъ продолжныя усилія отъ нагрузки 4-хъ родовъ: 1) отъ вертикальной нагрузки, 2) отъ непосредственнаго давленія вѣтра на горизонтальныя связи, 3) отъ перегрузки вслѣдствіе вѣтра и 4) отъ опрокидывающаго момента вслѣдствіе вѣтра. Всѣ усилія, вызванныя дѣйствіемъ вѣтра, мѣняютъ знакъ при сменѣ направленія вѣтра. Въ виду обидія знаковъ полезно составить слѣдующую таблицу съ обозначеніемъ знака всѣхъ усилій каждаго пояса.

ТАБЛИЦА ЗНАКОВЪ УСИЛІЙ ВЪ ПОЯСАХЪ.

На- груз- ка.	Пояса. Фермы. Вѣтеръ	Верхній поясъ.				Нижній поясъ.			
		Правая ферма		Лѣвая ферма		Правая ферма		Лѣвая ферма	
		справа	слѣва	справа	слѣва	справа	слѣва	справа	слѣва
Вертикальная	-	-	-	-	+	+	+	+	
Непоср. давл. вѣтра на го- ризонт. связи	-	+	+	-	-	+	+	-	
Перегрузка отъ вѣтра	+	-	-	+	-	+	+	-	
Опрокид. мом. отъ вѣтра	-	-	-	-	-	+	+	-	
					6-я	7-я	8-я	9-я	

НИЖНИЙ ПОЯСЪ. Изъ 7-й и 8-й графы таблицы знаковъ сразу видно, что въ самыхъ невыгодныхъ условіяхъ находятся нижніе пояса, ибо возможно два случая, когда всѣ 4 усилія имѣютъ одинъ и тотъ же знакъ +. Такъ на-
примѣръ, при вѣтрѣ слѣва нижній поясъ правой фермы исклю-
чительно растянутъ какъ отъ вертикальной нагрузки,
такъ и отъ дѣйствія вѣтра во всѣхъ трехъ видахъ. Въ
наихудшихъ условіяхъ находится нижній поясъ задней фер-
мы (считая по вѣтру). Что же касается нижняго пояса пе-
редней фермы, то, какъ видно изъ 6-й и 9-й графы табли-
цы, всѣ три усилія отъ вѣтра имѣютъ всегда одинъ и тотъ
же знакъ -, т.е. обратный знаку усилія отъ вертикальной
нагрузки. Поэтому усилія отъ вѣтра во всякомъ случаѣ
уменьшаютъ усиліе нижняго пояса отъ вертикальной нагруз-
ки. Тутъ можетъ быть два случая: 1) если сумма трехъ
сжимающихъ усилій отъ вѣтра меньше усилія отъ вертикаль-
ной нагрузки, что всегда имѣетъ мѣсто въ мостахъ малыхъ
и среднихъ пролетовъ, то нижній поясъ остается исключи-
тельно растянутымъ какъ при дѣйствіи одной вертикальной
нагрузки, такъ и при совмѣстномъ дѣйствіи вертикальной
нагрузки и вѣтра. - 2) Если же сумма трехъ сжимающихъ
усилій нижняго пояса отъ вѣтра больше растягивающаго
усилія отъ вертикальной нагрузки, то нижній поясъ полу-
чается сжато-вытянутымъ, несмотря на то, что онъ при-
надлежитъ разрывной балочной фермѣ. Это явленіе возмож-

но при очень больших пролетах ферм *).

ВЕРХНИЙ ПОЯСЪ. Изъ таблицы знаковъ усматривается, что усилія верхнихъ поясовъ, вызванныя совмѣстнымъ дѣйствіемъ вертикальной нагрузки и вѣтра, никогда не получаютъ одновременно одного знака, такъ какъ знакъ усилія отъ перегрузки вѣтромъ всегда обратенъ знаку усилія отъ непосредственнаго давленія вѣтра на верхнія связи. Поэтому давленіе вѣтра увеличиваетъ усилія верхняго пояса въ значительно меньшей мѣрѣ, чѣмъ усилія нижняго пояса; особенно въ мостахъ съ ѣздой по низу. Допуская при совмѣстномъ дѣйствіи вертик. нагрузки и вѣтра повышенныя (на 20) напряженія, рѣдко приходится подбирать сѣченія верхняго пояса разръзныхъ балочныхъ фермъ малыхъ и среднихъ пролетовъ по усиліямъ отъ совмѣстнаго дѣйствія вертик. нагрузки и вѣтра. Обыкновенно приходится руководствоваться усиліями отъ одной вертик. нагрузки.

*) Вотъ два примѣра скато-вытянутыхъ поясовъ разръзныхъ балочныхъ фермъ, встрѣтившіеся мнѣ при разсмотрѣніи проекта жел. дор. моста черезъ Волгу въ Казани, составленнаго проф. Мюллеръ-Бреслау: 1) При фермахъ пролетомъ 150 м. и при ширинѣ моста 7,5 м. нижній поясъ, растянутый отъ полной вертикальной нагрузки и вѣтра въ 132 к. на м.², оказался сжатымъ до -107 тон. отъ совмѣстнаго дѣйствія постоянной вертик. нагрузки и вѣтра въ 235 к. на м.²

2) При фермахъ пролетомъ 192 м. и при ширинѣ моста 9,6 м. нижній поясъ оказался отъ полной вертик. нагрузки и вѣтра въ 132 к. на м.² растянутымъ усиліями отъ +515 до -1442 тн., а отъ совмѣстн. дѣйствія постоянн. верт. нагрузки и вѣтра въ 235 к. на м.² онъ сжатъ усиліемъ отъ -18 до -117 тон.

Въ таблицахъ I и II приведены продольныя усилія поясовъ какъ отъ вертик.нагрузки, такъ и отъ вѣтра. Тамъ же помѣщены теоретическія площади сѣченій, соотвѣтствующія допускаемымъ напряжениямъ 808 К/см.^2 (безъ вѣтра) и 942 К/см.^2 (при вѣтрѣ).

ТАБЛИЦА I УСИЛІЙ И ТЕОР.СѢЧЕНІЙ НИЖНЯГО ПОЯСА.

N панели	Вертикальн. нагрузка U	В ъ т е р ь			Полная нагр. ΣU $=U+U'+U''+U'''$	Теоретическія площади сѣченія.	
		Непоср. давл. на нижнія связи U'	Опро- кидыв мом. U''	Пере- груз- ка U'''		безъ вѣтра $\omega = \frac{U}{808}$	съ вѣтр. $\omega' = \frac{\Sigma U}{942}$
	к.	к.	к.	к.	к.	см. ²	см. ²
	+	±	±	±	+		
1	86146	0.	3779	3594	98519	<u>106,6</u>	104,6
2	-	18751	-	-	117270	-	<u>124,5</u>
3	135267	34613	-	7819	236483	229,3	<u>251,0</u>
4	-	47599	-	-	249464	-	<u>264,8</u>
5	221732	57696	-	9329	297586	274,5	<u>315,9</u>
6	-	64903	-	-	304798	-	<u>323,6</u>
7	240263	69235	8779	10159	328436	297,4	<u>348,6</u>

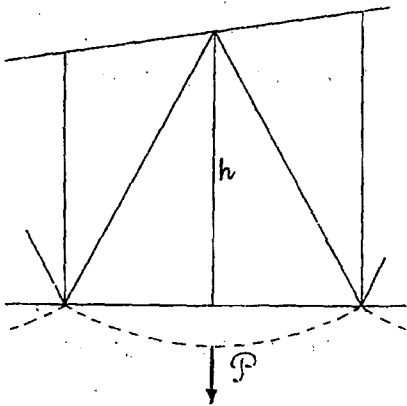
ТАБЛИЦА II УСИЛІЙ И ТЕОР.ПЛОЩАДЕЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.

N панели	Вертикальн. нагрузка O	В ъ т е р ь		Полная нагрузка $\Sigma O = O+O'+O''$	Теоретическія*) площади сѣченія.		(см. прим. стр. 117)
		Непосред. давл. на верх.связи O'	Пере- груз- ка O''		безъ вѣтра $\omega = \frac{O}{808}$	съ вѣтр. $\omega' = \frac{\Sigma O}{942}$	
	к.	к.	к.	к.	см. ²	см. ²	
1	160764	13595	6707	-	199,0	-	
2	145793	13565	6176	153132	<u>180,4</u>	162,3	
3	"	13652	"	158269	<u>180,4</u>	168,1	
4	212089	22608	3922	225775	<u>262,5</u>	240,0	
5	"	25434	"	228601	<u>262,5</u>	243,5	
6	236073	26398	9951	253020	<u>292,2</u>	268,5	
7	"	27453	"	253530	<u>292,2</u>	268,5	

ПРИМЪЧАНІЕ КЪ СТР. 116. Теоретич. площади подлежатъ умноженію на коэффициентъ $\varphi = \frac{1}{140,00008 \frac{\omega \cdot z^2}{J}}$ для того, чтобы получить необходимыя площади сѣченія.

МЪСТНЫЙ ПРОГИБЪ НИЖНЯГО ПОЯСА.

Вслѣдствіе удлиненія подвѣсокъ нижній поясъ получаетъ мѣстный прогибъ.



Черт. 24.

Обозначимъ черезъ P нагрузку промежуточнаго узла нижняго пояса. Она состоитъ изъ вѣса фермы, приходящагося на одну панель, равнаго $1723 \times 4,76$ к., и наибольшаго опорнаго давленія поперечной балки, равнаго 24558 к.

$$P = 1723 \times 4,76 + 24558 = 32759 \text{ к.}$$

Обозначимъ черезъ

d - длину большой панели = $4,76 \times 2 = 9,52$ м.

h - высоту подвѣски

ω - площадь сѣченія (brutto) подвѣски

J - моментъ инерціи сѣченія пояса (brutto) относительно горизонтальной главной оси.

Такъ какъ могутъ быть загружены и сосѣднія панели, то поясъ въ данной панели можетъ быть разсматриваемъ какъ балка съ задѣланными концами. Примемъ, что часть груза P (обозначимъ ее черезъ P_1) будетъ изгибать поясъ, а другая часть P_2 - вытягивать подвѣску, такъ что:

$$P_1 + P_2 = P.$$

Прогибъ пояса $f = \frac{1}{192} \cdot \frac{P_1 \cdot d^3}{E \cdot J}$

Удлиненіе подвѣски $\delta = \frac{P_2 \cdot h}{E \cdot \omega}$

Приравнивая f и δ , получимъ

$$f = \delta = \frac{1}{192} \cdot \frac{P_1 \cdot d^3}{E \cdot J} = \frac{P_2 \cdot h}{E \cdot \omega}; \text{ кромѣ того } P_2 = P - P_1, \text{ такъ что}$$

$$P_1 = \frac{192 \cdot P \cdot h \cdot J}{\omega \cdot d^3 + 192 \cdot h \cdot J}$$

Наиб. моментъ, изгибающій поясъ отъ силы P_1 , какъ въ главныхъ узлахъ, такъ и въ промежуточномъ:

$$M = \frac{P_1 \cdot d}{8}$$

Напряженіе $\gamma = \frac{M \cdot e}{J \text{ net.}} = \frac{P_1 \cdot d \cdot e}{8 \cdot J \text{ net.}}$; подставляя значеніе P_1 ,

$$\gamma = \frac{24 \cdot P \cdot h \cdot d \cdot e}{(\omega \cdot d^3 + 192 \cdot h \cdot J \text{ brut.})} \cdot \frac{J \text{ br.}}{J \text{ net.}}$$

Расчетъ напряженій по этой формулѣ произведенъ въ слѣдующемъ § при подборѣ сѣченій нижняго пояса.

Такъ какъ вмѣстѣ съ поясомъ изгибаются и продольныя балки, то мѣстный прогибъ нижняго пояса получается немно- го меньше, чѣмъ указано, особенно если продольныя балки устроены неразрѣзными.

§ 11. СѢЧЕНІЯ НИЖНЯГО ПОЯСА.

Сѣченія нижняго пояса - коробчатыя, при разстояніи между вертикальными листами 400 мм. въ свѣту.

ШАГЪ поясныхъ заклепокъ $a = 14$ см., укладывается въ панели 34 раза безъ остатка, ибо $34 \times 14 = 476$ см.

Диаметръ заклепокъ $d = 22$ мм.

ОСЛАБЛЕНІЕ листовъ и уголковъ растянутого нижняго пояса опредѣлено, исходя изъ возможности ихъ разрыва по косому направленію (см. § 70 Желѣзныхъ мостовъ Е.О.Патона).

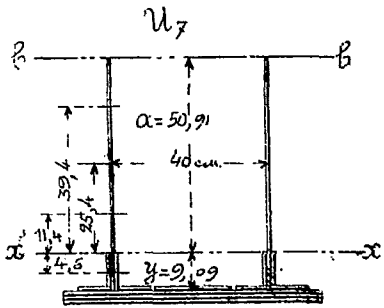
Горизонт. листъ шириною 66 см. При шагѣ $a = 14$ см. = $6,5 d$ и разстояніи между рядами $e = 10,5$ см. = $5d$ число заклепокъ, подлежащихъ вычету: $4 + 2 \cdot 0,7 = 5,4$ шт.

Вертик. листъ. Вычитается 4 заклепки, при условіи, чтобы въ первомъ ряду было не болѣе 1 до 2 заклепокъ и $e = 3d$ до $4d$.

Уголокъ поясной. При $a = 6,5 d$ и $e = 9$ см. = $4 d$ число заклепокъ, подлежащихъ вычету = 1,5.

7-я панель.

	Составъ сѣченія Размѣры въ мм.	ω	Ослабленіе заклепками	ω	S Статич. моментъ brutto относит. b-b см. ³
		brutto см. ²		netto см. ²	
U ₇	2 верт. лис. 600 · 11	132,0	$2 \cdot 4 \cdot 1,1 \cdot 22 = 19,4$	112,6	3960
	3 гориз. л. 660 · 10	198,0	$3 \cdot 5,4 \cdot 1 \cdot 22 = 35,6$	162,4	12177
	1 гориз. л. 210 · 10	21,0	$1 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 22 = 4,4$	16,6	1249
	4 уголка 90 · 90 · 11	74,9	$4 \cdot 1,5 \cdot 1,1 \cdot 22 = 14,5$	60,4	4296
	Всего	425,9	или 17%	73,9	352,0



Черт. 25.

$$a = \frac{S_{br.}}{\omega_{br.}} = \frac{21682}{425,9} = 50,91 \text{ см.};$$

$$y = 60 - 50,91 = 9,09 \text{ см.}$$

$$n = \frac{328436}{352,0} = 933(942 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2} \text{ Запась } 0,9\%.$$

$$J_{brut.} = 125370 \text{ см.}^4 \quad J_{netto} = 108598 \text{ см.}^4$$

$$\frac{J_{br.}}{J_{netto}} = 1,15.$$

J netto вычисляется в томъ предположеніи, что широкіе гориз. листы ослабляются 4 заклепками, а горизонт. полки уголковъ - одной заклепкой.

Дополнит.напряжение верхняго волокна *) пояса отъ мѣстнаго изгиба, предварительно задавшись площадью стойки

$$\omega_{brutto} = 0,01961 \text{ м.}^2$$

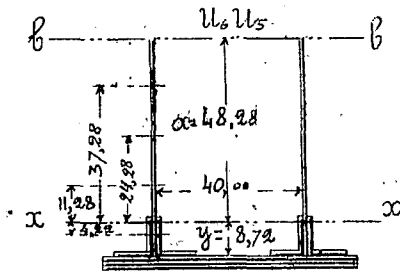
$$\gamma = \frac{24 \cdot 32759 \cdot 10 \cdot 952 \cdot 051^*}{0,01961 \cdot 952^3 + 192 \cdot 10 \cdot 0,0012537} \cdot 1,15 = 2270000 \frac{\text{к.}}{\text{м.}^2} = 227 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2}$$

$$\text{Полное напряжение } n + \gamma = 933 + 227 = 1160 \text{ к/см.}^2$$

6-я и 5-я панели.

	Составъ сѣченія Размѣры въ мм.	ω brutto см. ²	Ослабление заклепками см. ²	ω netto см. ²	S Статич. моментъ brutto относит. b-b см. ³
U ₆	2 верт. лис. 570 × 11	125,4	2 · 4 · 11 · 2,2 = 19,4	106,0	3574
	3 гориз. л. 660 × 10	198,0	3 · 54 · 1 · 2,2 = 35,6	162,4	11583
U ₅	4 уголка 90 × 90 × 11	74,9	4 · 15 · 11 · 2,2 = 14,5	60,4	4072
	Всего	398,3	или 17% 69,5	328,8	19229

*) Опаснымъ является верхнее волокно (наибольше удаленное e=0,51м), т.к. оно растягивается въ мѣсть задѣлки, т.е. въ главн. узлахъ.



Черт. 26.

$$a = \frac{S \text{ br.}}{\omega \text{ br.}} = \frac{19229}{398,3} = 48,28 \text{ см.}$$

$$y = 57 - 48,28 = 8,72 \text{ см.}$$

$$n_6 = \frac{304798}{328,8} = 927 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2} \text{ Запасу } 1,6 \%$$

$$n_5 = \frac{297586}{328,8} = 905 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2} \text{ Запасу } 3,9 \%$$

$$J \text{ brutto} = 107172 \text{ см.}^4$$

$$J \text{ netto} = 92175 \text{ см.}^4$$

$$\frac{J \text{ br.}}{J \text{ net.}} = 1,16.$$

Съчение пятой стойки такое же, какъ и 7-ой:

$$\omega = 0,01961 \text{ м.}^2$$

Дополнит.напряжение верхняго волокна

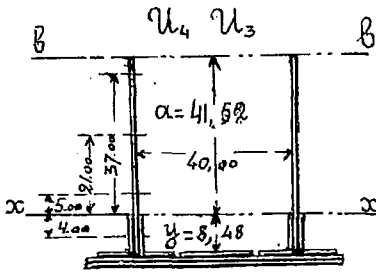
$$y = \frac{24 \cdot 32759 \cdot 10 \cdot 9,52 \cdot 0,483}{0,01961 \cdot 9,52^3 + 192 \cdot 10 \cdot 0,00107172} \cdot 1,16 = 2209800 \frac{\text{к.}}{\text{м.}^2} = 221 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2}$$

Полное напряжение

$$n + y = 927 + 221 = 1148 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2}$$

4-я и 3-я панели.

Составъ сѣченія. Размѣры въ мм.		ω brutto см. ²	Ослабление заклепками см. ²	ω netto см. ²	S Статич. моментъ brutto относит. b-b см. ³
U ₄	2 верт. лис. 500 · 11	110,0	2 · 4 · 11 · 2,2 = 19,4	90,6	2750
	2 гориз. л. 660 · 10	132,0	2 · 54 · 1 · 2,2 = 23,8	108,2	6732
U ₃	1 гориз. л. 200 · 8	16,0	1 · 2 · 0,8 · 2,2 = 3,5	12,5	790
	4 уголка 90 · 90 · 11	74,9	4 · 15 · 11 · 2,2 = 14,5	60,4	3548
Всего		332,9	или 18%	61,2	271,7
				13820	



Черт. 27.

$$a = \frac{S \text{ br.}}{\omega \text{ br.}} = \frac{13820}{332,9} = 41,52 \text{ см.}$$

$$y = 50 - 41,52 = 8,48 \text{ см.}$$

$$n_4 = \frac{249464}{275,9} = 918 \langle 942 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2} \text{ Запась } 25\%$$

$$n_3 = \frac{236483}{271,7} = 870 \langle 942 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2} \text{ Запась } 76\%$$

$$J \text{ brutto} = 68883 \text{ см.}^4$$

$$J \text{ netto} = 56474 \text{ см.}^4$$

$$\frac{J \text{ brutto}}{J \text{ netto}} = 1,22$$

Сѣчение 3-й стойки принято изъ: 4 уг. 130 · 85 · 1 2 мм.

$$\omega = 0,0098 \text{ м.}^2$$

Дополнит. напряжение верхняго волокна

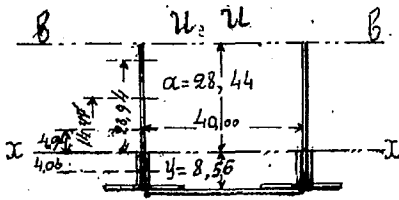
$$\nu = \frac{24 \cdot 32759 \cdot 875 \cdot 952 \cdot 0,415}{0,0098 \cdot 952^3 + 192 \cdot 875 \cdot 0,00068883} \cdot 1,22 = 3372324 \frac{\text{к.}}{\text{м.}^2} = 337 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2}$$

Полное напряжение

$$n + \nu = 918 + 337 = 1255 \frac{\text{к.}}{\text{см.}^2}$$

2-я и 1-я панели.

	Составъ сѣченія. Размѣры въ мм.	ω brutto см. ²	Ослабленіе заклепками см. ²	ω netto см. ²	S Статич. моментъ brutto относит. b-b см. ³
U ₂	2 верт. лис. 370 · 11	81,4	2 · 4 · 11 · 2,2 = 19,4	62,0	1506
	1 гориз. л. 400 · 10	40,0	1 · 34 · 1 · 2,2 = 7,5	32,5	1500
U ₁	4 уголка 90 · 90 · 11	74,9	4 · 15 · 11 · 2,2 = 14,5	60,4	2576
	Всего	196,3	или 21% 41,4	154,9	5582



Черт. 23.

$$a = \frac{S_{br.}}{\omega_{br.}} = \frac{5582}{196,3} = 28,44 \text{ см.}$$

$$y = 37 - 28,44 = 8,56 \text{ см.}$$

$$n_2 = \frac{117270}{154,9} = 756 < 942 \text{ К/см}^2$$

$$n_1 = \frac{86146}{154,9} = 557 < 808 \text{ К/см}^2$$

$$J_{brutto} = 23504 \text{ см}^4$$

$$J_{netto} = 18467 \text{ см}^4$$

$$\frac{J_{brutto}}{J_{netto}} = 1,27.$$

Площадь сечения 1-й стойки $\omega = 0,0098 \text{ м}^2$

Дополнит.напряжение верхняго волокна

$$y = \frac{24 \cdot 32759 \cdot 75 \cdot 952 \cdot 0,284}{0,0098 \cdot 952^2 + 192 \cdot 75 \cdot 0,00023504} \cdot 1,27 = 2251456 \text{ К/м}^2 = 225 \text{ К/см}^2$$

Полное напряжение

$$n + y = 756 + 225 = 981 \text{ К/см}^2$$

ТАБЛИЦА IV НАПРЯЖЕНИЙ НИЖНЯГО ПОЯСА вь К/см²

N эле- мен- та	Наибольш.усилія		Раб.площадь		Напряжения вь К/см ²				
	безь вѣтра к.	съ вѣтр. к.	тре- буем. см ²	принятая ω_{netto} см ²	безь вѣтра < 808	съ вѣтромъ < 942.	отъ мѣстнаго изгиба		
U ₁	+	+	86146	98519	106,6	154,9	557	632	225
U ₂	-	-	117270	124,5	-	-	756	-	-
U ₃	185267	236483	251,0	271,7	682	870	337	-	-
U ₄	-	249464	264,8	-	-	918	-	-	-
U ₅	221782	297586	315,9	328,8	675	905	221	-	-
U ₆	-	304798	323,6	-	-	927	-	-	-
U ₇	240263	328436	348,7	352,0	683	933	227	-	-

Разстоянія y центровъ тяжести сѣченій нижняго пояса отъ низа вертикальнаго листа.

NN панелей.	1	2	3	4	5	6	7	Среднее
Разстояніе y въ см.	8,56	8,56	8,48	8,48	8,72	8,72	9,09	8,66

Среднее разстояніе y , опредѣляющее на чертежѣ положеніе вертикальн. листовъ нижняго пояса -

$$y = 8,66 \text{ см.}$$

СТЫКИ ЧАСТЕЙ НИЖНЯГО ПОЯСА.

Количество n заклепокъ $d = 22$ мм., потребныхъ для перекрытія листовъ и уголковъ нижняго пояса, рассчитывается по площади ω netto сѣченія каждой части по формулѣ

$$n = \mu \omega_{\text{netto}}$$

гдѣ μ - количество заклепокъ, соответствующее 1 см.² рабочей площади сѣченія. Значенія μ , соответствующія расчету заклепокъ на одиночное и двойное срезываніе, а также и на смятіе, приведены на стр. 20 "Таблицъ для расчета мостовъ" Е.О.Патона и составляютъ при $d = 22$ мм. и пролетѣ фермы въ 66,64 м.

на одиночное срезываніе $\mu' = 0,33$ заклепки

на двойное " $^{1/2} \mu' = 0,16$ "

на смятіе при $\delta = 8$ мм. $\mu'' = 0,28$ "

" " " " $\delta = 10$ мм. $\mu'' = 0,23$ "

" " " " $\delta = 11$ мм. $\mu'' = 0,21$ "

ТАБЛИЦА V ЗАКЛЕПОКЪ ВЪ СТЫКАХЪ ЧАСТЕЙ НИЖН. ПОЯСА.

Наименованіе и размѣры частей въ мм.	ω netto см. ²	μ			Необход. число за- клепокъ $d=22$ мм.			Принятое число зак.	
		одно- срѣз.	дву- срѣз.	на смят.	одно- срѣз.	дву- срѣз.	на смят.	одно- срѣз.	дву- срѣз.
Гориз. лст. 660 · 10	54,1	0,33	0,16	0,23	17,8	8,9	12,4	20	-
" 210 · 10	16,6	0,33	0,16	0,23	5,5	2,7	3,8	6	-
" 200 · 8	12,5	0,33	0,16	0,23	4,1	2,0	3,5	6	-
Уголки 90 · 90 · 10	18,7	0,33	0,16	0,23	6,2	3,1	4,3	6	-
Верт. лст. 600 · 11	56,3	0,33	0,16	0,21	18,6	9,3	11,8	-	15
" 570 · 11	53,0	0,33	0,16	0,21	17,5	8,7	11,1	-	13
" 500 · 11	45,3	0,33	0,16	0,21	15,0	7,5	9,5	-	13
" 370 · 11	31,0	0,33	0,16	0,21	10,6	5,3	6,5	-	8

§ 12. СЪЧЕНІЯ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.

Съченія сжатаго верхняго пояса коробчаття при раз-
стояніи между вертик. стѣнками 400 мм. въ свѣту.

При вычисленіи рабочей площади ослабленіе заклеп-
ками принято согласно числу заклепокъ, дѣйствительно по-
падающихъ въ нормальное сѣченіе.

Внчиталось слѣдующее число заклепокъ:

Изъ вертикальнаго листа	3
Изъ горизонтальнаго листа широкаго (62 см.)	4
Т о ж е узкаго (20 см. и средняго (40 см.)	2
Изъ уголка	1

Діаметръ заклепокъ $d = 22$ мм.

Угелки жесткости включены въ моментъ инерціи, но не въ рабочую площадь сѣченія.

7-я и 6-я панели.

Составъ сѣченія Размѣры въ мм.	ω brutto см. ²	Ослабленіе заклепками см. ²	ω netto см. ²	S стат. мом. относ. b-b см. ³	I_x brut- to см. ⁴	I_y brut- to см. ⁴
				см. ³	см. ⁴	см. ⁴
2 верт. л. 550 · 11	121,0	2 · 3 · 1,1 · 22 = 14,5	106,5	3328	122008	51106
2 гор. л. 620 · 10	124,0	2 · 4 · 1 · 22 = 17,6	106,4	6944	388907	39720
0 ₇ 1 гор. л. 400 · 10	40,0	1 · 2 · 1 · 22 = 4,4	35,6	2300	132252	5334
2 _{внут.} 90 · 90 · 10	34,3	2 · 1 · 1 · 22 = 4,4	29,9	1796	99396	10650
0 ₆ 2 _{наруж.} 90 · 90 · 10	34,3	2 · 1 · 1 · 22 = 4,4	29,9	1796	99396	19302
2 _{жестк.} 75 · 75 · 10	28,2			62	280	15344
Всего	381,8	или 12% 45,3	308,3	16226	832239	141456

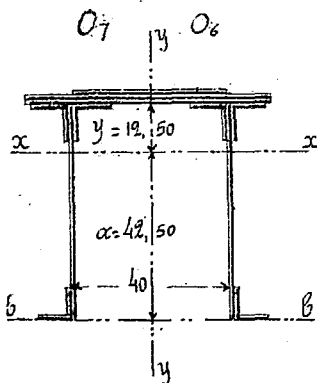
$$a = \frac{S}{\omega} \text{ brut.} = \frac{16226}{381,8} = 42,5 \text{ см.}$$

$$y = 55,0 - 42,5 = 12,5 \text{ см.}$$

$$J_x(\text{brutto}) = J_x - \omega \cdot a^2 = 832239 - 689518 = 142721 \text{ см.}^4 > I_y.$$

$$\frac{J_y}{\omega} = \frac{141456}{381,8} = 370.$$

При $l = 476 \text{ см.}$ $\varphi = 0,953$ (по таблицѣ *),



Черт. 29.

*) Стр. 28 брошюры: Патонъ, Таблицы для расчета мостовъ.

Напряжение:

допускаемое $R_1 = 0,95 \cdot 808 = 770 \text{ К/см}^2$

действительн. $n = \frac{236073}{308,3} = 766 \text{ К/см}^2$

Запась 0,5 %.

5-я и 4-я панели.

Составь сѣченія Размѣры въ мм.	ω brutto см ²	Ослабленіе заклепками. см ²	ω netto см ²	S стат. мом. относ. b-b см ³	I_x brut- to см ⁴	I_y brut- to см ⁴
2 верт. л. 520 · 11	114,4	2 · 3 · 1,1 · 22 = 14,5	99,9	2974	103112	48318
2 гор. л. 620 · 10	124,0	2 · 4 · 1 · 22 = 17,6	106,4	6572	348359	39720
1 гор. л. 200 · 9	18,0	1 · 2 · 0,9 · 22 = 4,0	14,0	926	47650	572
2 L внт. 90 90 · 10	34,3	2 · 1 · 1 · 22 = 4,4	29,9	1694	83928	10650
2 L нар. 90 90 · 10	34,3	2 · 1 · 1 · 22 = 4,4	29,9	1694	83928	19302
2 L жст. 75 · 75 · 10	28,2			62	280	15344
Всего	353,2	или 13% 44,9	280,1	13922	667257	133906

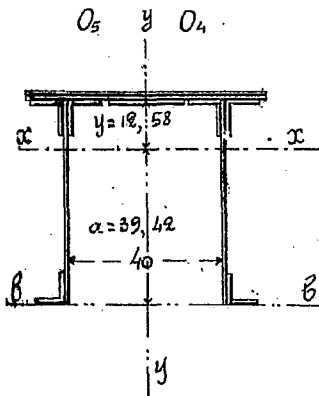
$$a = \frac{S}{\omega} (\text{brutto}) = \frac{13922}{353,2} = 39,42 \text{ см.}$$

$$y = 52,0 - 39,42 = 12,58 \text{ см.}$$

$$J_x (\text{brutto}) = J_g - \omega \cdot a^2 = 667257 - 548757 = 118500 \text{ см}^4 < I_y$$

$$\frac{J_x}{\omega} = \frac{118500}{353,2} = 335.$$

При $l = 480 \text{ см.}$ $\varphi = 0,948.$



Черт. 30.

Напряжение:

допускаемое $R_1 = 0,948 \cdot 808 = 766 \text{ К/см}^2$

дѣйствительное $n = \frac{212089}{280,1} = 757 \text{ К/см}^2$

Запасъ 1 %.

3-я и 2-я панели.

Составъ сѣченія Размѣры въ мм.	ω brutto см ²	Ослабление заклепками. см ²	ω netto см ²	S Стат. мом. относ. b-b см ³	I_x brut- to см ⁴	I_y brut- to см ⁴
				б-б		
2 верт. л. 420 · 11	92,4	2 · 3 · 11 · 22 = 14,5	77,9	1940	54332	39026
1 гор. л. 620 · 10	62,0	1 · 4 · 1 · 22 = 8,8	53,2	2635	111991	19860
1 гор. л. 200 · 9	18,0	1 · 2 · 0,9 · 22 = 4,0	14,0	746	30928	572
2 L вит. 90 · 90 · 10	34,3	2 · 1 · 1 · 22 = 4,4	29,9	1350	53492	10650
2 L нар. 90 · 90 · 10	34,3	2 · 1 · 1 · 22 = 4,4	29,9	1350	53492	19302
2 L жст. 75 · 75 · 10	28,2			62	280	15344
Всего	269,2	или 13% 36,1	204,9	8083	304515	104754

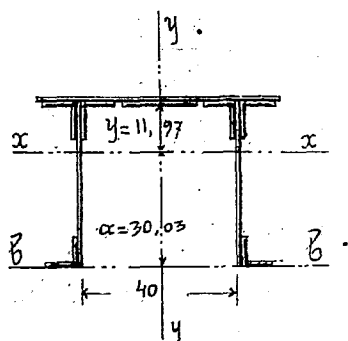
$$a = \frac{S}{\omega} (\text{brutto}) = \frac{8083}{269,2} = 30,03 \text{ см.}$$

$$y = 42,00 - 30,03 = 11,97 \text{ см.}$$

$$J_x (\text{brutto}) = J_e - \omega \cdot a^2 = 304515 - 242710 = 61805 \text{ см}^4 < I_y.$$

$$\frac{J_x}{\omega} = \frac{61805}{269,2} = 230.$$

При $l = 480 \text{ см. } \varphi = 0,926.$



Черт. 31.

Напряжение:

допускаемое $R_1 = 0,926 \cdot 808 = 748 \text{ К/см}^2$

дѣйствительное $n = \frac{145791}{204,9} = 712 \text{ К/см}^2$

Запасъ 5 %.

ТАБЛИЦА VII НАПРЯЖЕНІЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА ВЪ $\frac{K}{CM^2}$

N эле- мен- та.	Наибольшія усилия		Рабочія площ.		φ	Напряженія $\frac{O}{\omega \cdot \varphi}$ въ $\frac{K}{CM^2}$			
	безъ вѣтра к.	съ вѣтромъ к.	требуем. O $\frac{\varphi \cdot R}{CM^2}$	при- нятыя ω пет. CM. ²		безъ вѣтра		съ вѣтромъ	
						Ис- тин.	Допуск. 808 $\cdot \varphi$	Ис- тин.	Доп. 942 $\cdot \varphi$
0 ₂	145793	159358	194,9	204,9	0,926	712	748	778	872
0 ₃	145793	164445	194,9	204,9	0,926	712	748	803	872
0 ₄	212089	234697	276,9	280,1	0,948	757,4	766	838	893
0 ₅	212089	237523	276,9	280,1	0,948	757,4	766	848	893
0 ₆	236073	262971	306,5	308,3	0,953	766	770	853	898
0 ₇	236073	263531	306,5	308,3	0,953	766	770	855	898

Разстоянія y центровъ тяжести сѣченій верхняго
пояса отъ верха вертикальнаго листа

N панели	1	2	3	4	5	6	7	Среднее
Разстояніе y въ см.	1315	1197	1197	1258	1258	1250	1250	1246

Среднее разстояніе y , опредѣляющее на чертежѣ по-
ложеніе вертик.листовъ верхняго пояса

$$y = 12,46 \text{ см.}$$

СТЫКИ ЧАСТЕЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.

Расчетъ необходимаго числа заклепокъ ($d = 22$ мм.)
въ стыкахъ листовъ и уголковъ верхняго пояса производится
по способу, изложенному для нижняго пояса, пользуясь тѣми
же коэффициентами μ .

ТАБЛИЦА VIII ЗАКЛЕПОКЪ ВЪ СТЫКАХЪ ЧАСТЕЙ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.

Наименованіе и размѣры ча- стей въ мм.	ω netto см. ²	μ			Необходимое число заклепокъ ($d=22$ мм.)			Принят. чи- сло закл. $d=22$ мм.	
		одно- срѣз.	дву- срѣз.	на смят.	одно- срѣз.	дву- срѣз.	на смятіе	одно-	дву-
								срѣз.	срѣз.
Горизонт. листъ 620 · 10	53,2	0,33	0,16	0,23	17,5	8,7	12,2	18	-
Горизонт. листъ 400 · 10	35,6	0,33	0,16	0,23	11,7	5,8	8,2	12	-
Горизонт. листъ 200 · 9	14,0	0,33	0,16	0,25	4,6	2,3	3,5	6	-
Уголокъ 90 · 90 · 10	14,9	0,33	0,16	0,23	4,9	2,4	3,4	5	-
Вертик. листъ 550 · 11	53,2	0,33	0,16	0,21	17,6	8,8	11,2	2	13
Вертик. листъ 520 · 11	49,9	0,33	0,16	0,21	16,5	8,2	10,5	2	13
Вертик. листъ 420 · 11	38,9	0,33	0,16	0,21	12,8	6,4	8,2	2	9

§ 13. ОПОРНАЯ РАМА.

РАЗСЧЕТЪ УСИЛІЙ И МОМЕНТОВЪ.

Въ § 10 было разсчитано продольное усилие O'' , вызы-
ваемое вѣтромъ въ ногахъ опорной рамы. Помимо продоль-
наго усилия, ноги рамы подвержены изгибу. При расчетѣ
изгибающаго момента предположимъ нижніе концы ногъ сво-
бодно-шарнирными, пренебрегая ихъ слабымъ закрѣпленіемъ
помощью спорной поперечной балки, расположенной не въ
плоскости наклонной опорной рамы, а - вертикально. Верх-

ніе концы ногъ соединены между собой жесткою распоркою, расположенною въ наклонной плоскости рамы и прикрѣпленною къ ногамъ помощью консольныхъ листовъ въ углахъ.

Вслѣдствіе криволинейности верхняго пояса, горизонтальныя давленія $W_2''W_3''$ на узлы верхнихъ связей расположены на разныхъ уровняхъ (черт. 22); поэтому равнодѣйствующая $\Sigma W''$ этихъ силъ будетъ расположена выше верхней распорки опорной рамы. Обозначимъ согласно черт. 22 вертикальное разстояніе равнодѣйствующей $\Sigma W''$ до нижняго пояса AA' черезъ h_0 , а до верхняго угла С опорной рамы - черезъ h_1 , длину первой стойки черезъ h_1 , тогда

$$z_0 = h_0 - h_1, \quad \text{причемъ } h_0 = \frac{\Sigma h \cdot W''}{\Sigma W''} .$$

Въ наклонной плоскости рамы точка приложенія равнодѣйствующей $\Sigma W''$ отстоитъ отъ узла С на $z = \frac{z_0}{\sin \alpha}$.

$$h_0 = \frac{1318 (8,125 + 8,75 + 9,375 + 2 \cdot 10) + 0,5 \cdot 1318 \cdot 10}{5 \cdot 1318 + 0,5 \cdot 1318} = 9,32 \text{ м.}$$

$$z_0 = h_0 - h_1 = 9,32 - 7,50 = 1,82 \text{ м.}$$

$$z = \frac{z_0}{\sin \alpha} = 1,82 \cdot \frac{8,833}{7,50} = 2,156 \text{ м.}$$

Согласно чертежу 33 рама находится подъ дѣйствіемъ

- 1) горизонтальной силы W , равной полусуммѣ давленій вѣтра на всѣ узлы верхняго пояса, кромѣ перваго, и приложенной на наклонномъ разстояніи z отъ узла С;
- 2) двухъ горизонтальныхъ силъ ω , приложенныхъ въ узлахъ С и D. Эти силы вызываютъ на каждой опорѣ рамы вертикальную реакцію V и горизонтальную H .

Силы ω равны суммѣ давленій вѣтра на половину площадей ноги рамы, первой стойки, перваго раскоса и второй панели верхняго пояса. Половина берется потому, что давленіе на вторую половину второй панели верхняго пояса передается на 2-й узелъ, а давленіа на другія половины остальныхъ частей передаются нижнему поясу и черезъ него на опоры. Ради простоты вводимъ для задней фѣрмы такое же (неуменьшенное) давленіе вѣтра, какъ для передней, поэтому заднее усиліе ω немного преувеличено.

Предполагаемая ширина ноги = 0,48 м., ширина второй панели верхняго пояса = 0,43 м., ширина второго раскоса = 0,40 м. и стойки = 0,27 м.

$$\omega = \frac{1}{2} \cdot 132 \left[8,833(0,48+0,40) + 4,801 \cdot 0,43 + 7,5 \cdot 0,27 \right] = 786 \text{ к.}$$

$$W = 1318 \cdot 5 + 0,5 \cdot 1318 = 7252 \text{ к.}$$

$$H + H' = W + 2\omega.$$

$$H = H' = \frac{W+2\omega}{2} = \frac{7252 + 2 \cdot 786}{2} = 4412 \text{ к.}$$

$$V = -V' = \frac{W \cdot (h+z) + 2\omega \cdot h}{a}.$$

$$V = -V' = \frac{7252(8,833 + 2,156) + 2 \cdot 786 \cdot 8,833}{5,6} = 16789 \text{ к.}$$

Ту же величину V получимъ, исходя изъ опрокидывающихъ моментовъ отдѣльныхъ узловыхъ давленій W'_1, W'_2, \dots

$$\Sigma W'' \cdot h + 2\omega \cdot h_1 = V \cdot a \cdot \sin \alpha$$

$$V = \frac{\Sigma W'' \cdot h + 2\omega \cdot h_1}{a \cdot \sin \alpha}.$$

Это есть ничто иное какъ усилие O_1'' , полученное нами въ § 10. Здѣсь оно получилось нѣсколько большимъ потому, что давленіе на узелъ D задней фермы принято неумень- шеннымъ.

Помимо продольнаго усилія, вызваннаго опрокиды- вающимъ моментомъ, ноги рамы испытываютъ продольныя усилія отъ вертикальной нагрузки, отъ перегрузки фермъ вслѣдствіе вѣтра, отъ непосредственнаго давленія вѣтра на верхнія связи, такъ какъ ноги рамы входятъ въ со- ставъ поясовъ этихъ связей.

Всѣ продольныя усилія, дѣйствующія на ноги рамы, приведены въ слѣдующей таблицѣ, съ обозначеніемъ для

ПРОДОЛЬНЫЯ УСИЛІЯ ВЪ НОГАХЪ ОПОРНОЙ РАМЫ.

Н а г р у з к и.	Правая нога.		Лѣвая нога.	
	Вѣтеръ		Вѣтеръ	
	справа	слѣва	справа	слѣва
	к	к	к	к
Вертикальная	-	-	-	-
	-160764	-160764	-160764	-160764
Непосредственное да- вленіе вѣтра на верх- нія связи	-	+	+	-
	- 13595	+ 13595	+ 13595	- 13595
Перегрузка отъ вѣтра	+	-	-	+
	+ 6707	- 6707	- 6707	+ 6707
Спрокидывающій моментъ отъ вѣтра	+	-	-	+
	+ 16789	- 16789	- 16789	+ 16789
Полн. прод. усиліе при совм. дѣйствиіи верт. нагр. и вѣтра	-150863	-170665	-170665	-150863

каждаго усилія того знака, который соотвѣтствуетъ раз-
сматриваемому направленію вѣтра. Суммируя алгебраически
въ каждой графѣ четыре приведенныхъ въ ней усилія, полу-
чимъ продольныя усилія ногъ при совмѣстномъ дѣйствіи
вертикальной нагрузки и вѣтра, помѣщенныя на послѣдней
строкѣ таблицы.

Наибольшее продольное усиліе ноги $0 = - 170665$ к.

Оно соотвѣтствуетъ правой ногѣ при вѣтрѣ слѣва или лѣ-
вой ногѣ при вѣтрѣ справа. -

ИЗГИБАЮЩІЕ МОМЕНТЫ ВЪ НОГАХЪ РАМЫ.

При дѣйствіи вѣтра на раму, въ ея ногахъ вызывают-
ся согласно черт. 33 слѣдующіе моменты:

Изгибающій моментъ на опорахъ А и В: $M = 0$.

Изгибающій моментъ по $\alpha - \alpha$ (оси верхней распорки):

$$M_{\alpha} = \pm H \cdot (h + 0,12 - 0,30) = \pm 3339764 \text{ к.см.},$$

гдѣ 0,12 м. - разстояніе отъ верха распорки до центра
тяжести 2-ой панели верхняго пояса, а 0,30 м. - примѣр-
но $\frac{1}{2}$ высоты верхней распорки.

Изгибающій моментъ по $\beta - \beta$ (низъ верхней распорки):

$$M_{\beta} = \pm H \cdot (h + 0,12 - 0,60) = \pm 3707404 \text{ к.см.}$$

Изгибающій моментъ по $\gamma - \gamma$ (конецъ арки):

$$M_{\gamma} = \pm H \cdot (h - c) = \pm 2351596 \text{ к.см.},$$

гдѣ c въ вертикальной плоскости отстоитъ отъ верхняго
узла на 7,50 м. - 3,10 м. (разстояніе конца арки до го-
ловки рельса; По габариту 2,560 м.) - 1,49 м. (разстоя-

ніе отъ головки рельса до низа нижняго пояса) + 0,09 м.
 (разстояніе отъ низа нижняго пояса до его центра тяжести) = 3,00 м.

$$\text{По наклону ноги } c = \frac{3,00}{\sin \alpha} = 3,00 \cdot \frac{3,833}{7,500} = 3,553 \text{ м.}$$

МОМЕНТЫ И ПОПЕРЕЧНЫЯ СИЛЫ ВЪ ВЕРХНЕЙ РАСПОРКѢ.

Изгибающій моментъ въ произвольномъ сѣченіи на разстояніи x отъ правой ноги

$$\begin{aligned} M_x &= H' \cdot h + W \cdot z - V' \cdot x \\ &= (W + 2\omega) \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(\frac{a}{2} - x\right) + W \cdot z \cdot \frac{a-x}{a}. \end{aligned}$$

Моментъ въ концѣ консольнаго листа на разстояніи $x = 155$ см., причеъ верхнему углу габарита соотвѣтствуетъ $x = 155,8$ см.

$$M_{155} = 8824 \cdot \frac{8883}{5,60} (280-155) + 7252 \cdot 215,6 \cdot \frac{560-155}{560} = 2880380 \text{ к.см.}$$

Моментъ по серединѣ распорки ($x = \frac{a}{2}$)

$$M_{\frac{a}{2}} = \frac{W \cdot z}{2} = \frac{7252 \cdot 215,6}{2} = 781766 \text{ к.см.}$$

Моментъ въ мѣстѣ прикрѣпленія распорки къ правой ногѣ ($x = 0$)

$$M_0 = (W + 2\omega) \cdot \frac{h}{2} + W \cdot z = 5482712 \text{ к.см.}$$

Моментъ въ мѣстѣ прикрѣпленія распорки къ лѣвой ногѣ ($x = a$)

$$M_a = (W + 2\omega) \cdot \frac{h}{2} = 3919180 \text{ к.см.}$$

Поперечная вертикал. сила Q на всемъ протяженіи верхней распорки: $V = 16789 \text{ к.}$

ПОДБОРЪ СЪЧЕНІЯ НОГИ РАМЫ.

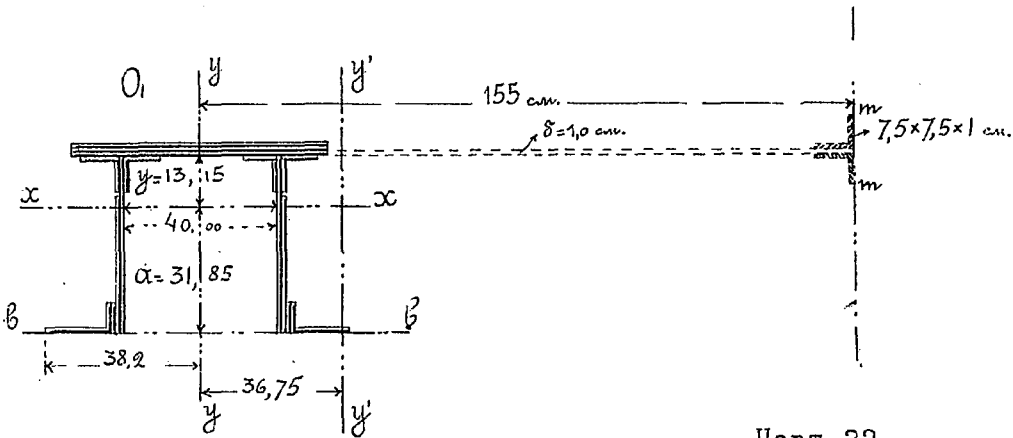
Каждая нога опорной рамы подвержена дѣйствию

1) продольной силы $O = -170665$ к., вызывающей во всѣхъ волокнахъ ноги равномерныя сжимающія напряжения $p_1 = -\frac{O}{F\omega}$ и 2) момента M , возрастающаго отъ опоръ къ верхнему концу ноги и изгибающаго ногу въ нормальномъ къ плоскости фермы направленіи, вызывая въ крайнихъ волокнахъ нормальныя напряжения $p_2 = \pm \frac{M \cdot e}{J_y}$. Сѣченіе ноги подбирается такъ, чтобы сумма напряженій p_1 и p_2 была меньше допускаемаго напряжения $(675 + 4\lambda) = 942$ $\text{к}/\text{см}^2$

$$p_1 + p_2 < 942.$$

Опаснымъ сѣченіемъ ноги является то, въ которомъ кончается угловой консольный листъ рамы (сѣченіе $\gamma - \gamma$ на черт.33). Кроме того повѣримъ сѣченіе $\beta - \beta$ въ мѣстѣ примыканія консольнаго листа къ верхней распоркѣ. Всѣ данныя, относящіяся къ сѣченію ноги, приведены въ слѣдующей таблицѣ и на черт.32.

Составъ сѣченія.	Площадь сѣченія			S Стат. мом. относ. b-b см. ²	J _x brutto см. ⁴	J _y brutto см. ⁴	J _y ослабленій. см. ⁴	J _y netto см. ⁴
	brutto см. ²	ослабленій см. ²	netto см. ²					
Размѣры въ мм.								
2 вер. л. 450 · 11	99,0	14,5	84,5	2228	66826	41814	12940	65666
2 " " 360 · 11	79,2	14,5	64,7	1426	35660	36792		
1 гор. л. 620 · 10	62,0	8,8	53,2	9244	431005	19860	12622	50930
2 " " 620 · 11	136,4	19,4	117,0			43692		
2 угл. 90 · 90 · 10	34,3	4,4	29,9	3008	123808	10650	3944	26008
2 угл. 90 · 90 · 10	34,3	4,4	29,9			19302		
2 уголка жест. 150 · 75 · 10	43,3	4,4	-	70	282	35694	4699	38589
2 пркл. подь ними 75 · 10	15,0	4,4	10,6	56	220	7594		
Всего	503,5		389,8	16032	657801	215338	34205	181196



Черт. 32.

$$a = \frac{S}{\omega} (\text{brut.}) = \frac{13032}{503,5} = 31,85 \text{ см.} \quad y = 45,0 - 31,85 = 13,15 \text{ см.}$$

$$J_x (\text{brutto}) = J_g - \omega a^2 = 657801 - 510640 = 147161 \text{ см.}^4 < J_y.$$

1) Повѣрка опаснаго сѣченія $y-y$.

Напряженіе $n_1 = -\frac{0}{\varphi \omega}$. Такъ какъ $J_x < J_y$, то нога оказываетъ меньшее сопротивленіе изгибу въ плоскости фермы, чѣмъ нормально къ ней. Помимо величины J это слѣдуетъ еще изъ того, что солидные консольные листы рамы значительно увеличиваютъ жесткость ногъ въ поперечномъ къ фермѣ направленіи. Поэтому при расчетѣ ноги на продольный изгибъ вводимъ въ формулу для φ моментъ инерціи J_x относительно горизонт. оси $x-x$.

$$\frac{J_x}{\omega} (\text{brutto}) = \frac{147161}{503,5} = 292 \text{ см.}^2$$

При $l = 888 \text{ см.} \quad \varphi = 0,828$

$$n_1 = -\frac{0}{\varphi \omega} = -\frac{170665}{0,828 \cdot 389,8} = -530 \text{ К/см.}^2$$

Напряженіе отъ изгиба $n_2 = \pm \frac{M.e}{J_y}$

$$M = M_{\gamma} = \pm 2351596 \text{ к.см.}$$

$$J_y(\text{netto}) = 181193 \text{ см.}^4$$

$e = 20,0 + 2,2 + 1,0 + 15,0 = 38,2 \text{ см.}$ для крайнего волокна уголка жесткости.

$$\sigma_2 = \pm \frac{2351596 \cdot 38,2}{181193} = \pm 497 \text{ к/см.}^2$$

Полное напряжение $\sigma_1 + \sigma_2 = -1027 \text{ к/см.}^2$. Хотя это напряжение превышает норму 942 к/см.^2 , но его можно допустить в виду того, что способ расчета ноги заключает в себя значительный запас прочности.

2) Проверка сечения по $\beta - \beta$ в начале верхней распорки. Каждый консольный лист рамы представляет фасонную вставку, расположенную в плоскости нижнего горизонтального листа ноги и сплошной стѣнки верхней распорки, сопрягаясь с последнею по сечению п-п (черт.33).

Поперечное сечение по линии $\beta - \beta$ показано на чертежѣ 32, причем консольный лист и окаймляющие его уголки показаны пунктиромъ. Для этого сечения определимъ положение вертикальной нейтральной оси $y' - y'$. Статический моментъ всего сечения относительно оси $y - y$:

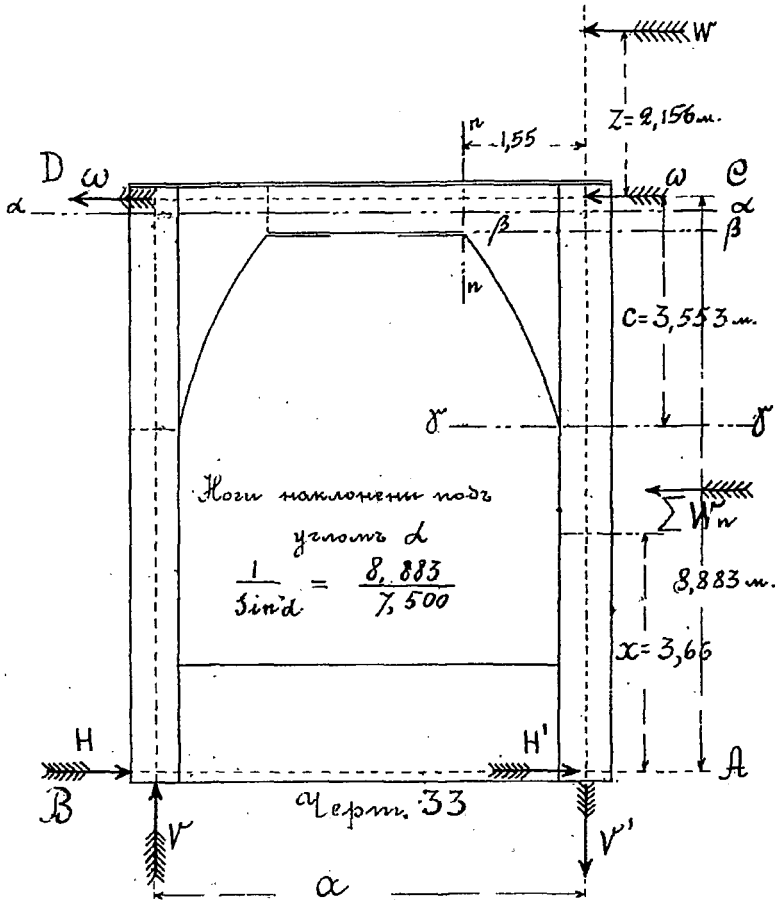
$$S_y = 11533 + 6279,4 \cdot 2 = 24091 \text{ см.}^3,$$

причем стат. моментъ основного коробчатого сечения ноги равенъ нулю.

$$\omega_{\text{brutto}} = 503,5 + 124 + 2 \cdot 14,11 = 655,7 \text{ см.}^2$$

Расстояние отъ оси $y - y$ до оси $y' - y'$

$$b = \frac{S_y}{\omega_{\text{br.}}} = \frac{24091}{655,7} = 36,75 \text{ см.}$$



Находимъ съ нѣкоторымъ приближеніемъ:

$$J_{y'} \text{ (brutto)} = 1823219 \text{ см.}^4; \quad J \text{ ослабл.} = 220801 \text{ см.}^4$$

$$J_{y'} \text{ (netto)} = 1602418 \text{ см.}^4$$

Напряженіе при изгибѣ

$$\sigma_2 = \pm \frac{M \cdot e}{J_{y'}}$$

$$M = M_{\beta} = \pm 3707404 \text{ к.см.}$$

$$e = 155 - 36,75 = 118,25 \text{ см.}$$

$$\sigma_2 = \pm \frac{3707404 \cdot 118,2}{1602418} = \pm 274 \text{ к./см.}^2$$

Равномѣрное сжимающее напряженіе σ_1 , отъ продольной силы O принимаемъ для конца бруса

$$\sigma_1 = - \frac{O}{\omega_n} = - \frac{170665}{535,4} = - 318 \text{ к./см.}^2$$

причем $\omega_n = 389,8 + 121,8 + 23,8 = 535,4 \text{ см.}^2$

Полное напряжение

$$p_1 + p_2 = - 318 - 274 = - 592 \text{ К/см.}^2 < 942.$$

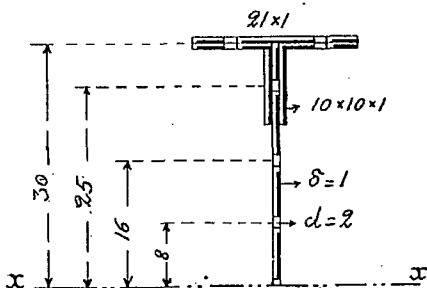
ТАБЛИЦА IX ЗАКЛЕПОКЪ ВЪ СТЫКАХЪ ЧАСТЕЙ НОГИ ОПОРНОЙ РАМЫ.

Наименование и размеры частей въ мм.	ω netto см. ²	μ			Необходимое число заклепокъ d = 22 мм.			Принят. чи- сло закл. d=22 мм.	
		одно- срѣз.	дву- срѣз.	на смят.	одно- срѣз.	дву- срѣз.	на смят.	одно- срѣз.	дву- срѣз.
Горизонт. л. 620 · 10	53,2	0,33	0,16	0,23	17,5	8,7	12,2	18	-
Горизонт. л. 620 · 11	58,5	0,33	0,16	0,21	19,3	9,6	12,3	18	-
Уголокъ 90 · 90 · 10	14,9	0,33	0,16	0,23	4,9	2,4	3,4	5	-
Уголокъ 150 · 75 · 10	19,4	0,33	0,16	0,23	6,4	3,2	4,5	7	-
Вертик. л. 450 · 11	42,2	0,33	0,16	0,21	13,9	6,9	8,9	2	11
Вертик. л. 360 · 11	32,3	0,33	0,16	0,21	10,7	5,3	6,8	2	9
Верт. прокл. 75 · 10	5,3	0,33	0,16	0,23	1,7	0,8	1,2	3	-

ПОДБОРЪ СЪЧЕНІЯ ВЕРХНЕЙ РАСПОРКИ.

Опасное сѣченіе верхней распорки соотвѣтствуетъ началу п-п (черт.33) консольнаго листа и находится на разстояніи 155 см. отъ угла С рамы. Для этого сѣченія

изгибающий момент $M = 2880380$ к.см. и поперечная сила $Q = V = 16789$ к. Сечение распорки предполагается изъ



вертик. листа $600 \cdot 10$ мм.,
4-хъ уголковъ $100 \cdot 100 \cdot 10$ мм.
и 2-хъ горизонт. листовъ
 $210 \cdot 10$ мм.

Его мом.инерции(brutto):

Черт. 34.

Вертикальнаго листа $2 \cdot 9000 = 18000$ см.⁴

4 уголковъ $10 \cdot 10 \cdot 1$ см. $4 \cdot 14338 = 57352$ "

2 гор. лист. $21 \cdot 1$ см. $4 \cdot 2 \cdot 9303 = 39073$ "

J_x (brutto) = 114425 см.⁴

J ослаб. = $2 \left[2 + 2 \cdot 1 \cdot (8^2 + 16^2 + 25^2) \right] + 4 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 30^2 + 5 = 18189$ см.⁴

J_x (netto) = 96236 см.⁴

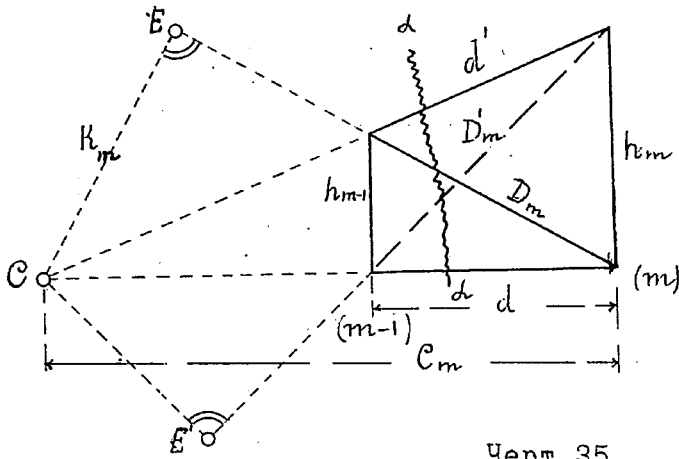
Нормальн.напряженіе при изгибѣ

$$\sigma = \frac{M \cdot e}{J_x} = \frac{2880380 \cdot 31}{96236} = 928 \text{ К/см.}^2 < 942.$$

§ 14. ВЫВОДЪ ИНФЛЮЕНТНЫХЪ ЛИНІЙ ДЛЯ УСИЛІЙ ВЪ РАСКОСАХЪ.

Для опредѣленія усилія нисходящаго раскоса D_m слѣдуетъ опредѣлить точку C встрѣчи верхняго и нижняго поясовъ, пересѣченнаго сѣченіемъ $\alpha - \alpha$, проведеннымъ черезъ раскосъ D_m . - Обозначимъ черезъ e_m разстояніе отъ точки C до опоры A .

Усиліе D_m отъ груза, равнаго единицѣ, выразится слѣдующимъ образомъ:



Черт. 35.

при находде-
 нии груза Р
 между опорю
 А и (ш-1)-мъ
 узломъ на
 разстояннн x
 отъ лѣвой опо-
 ры А:

$$D_m = - \frac{B \cdot (e_m + l)}{k} = - \frac{x(e_m + l)}{l \cdot k}$$

а между ш-мъ узломъ и опорю В, на разстояннн x_1 отъ пра-
 вой опоры, В:

$$Q_m = + \frac{A \cdot e_m}{k} = + \frac{x_1 \cdot e_m}{l \cdot k}$$

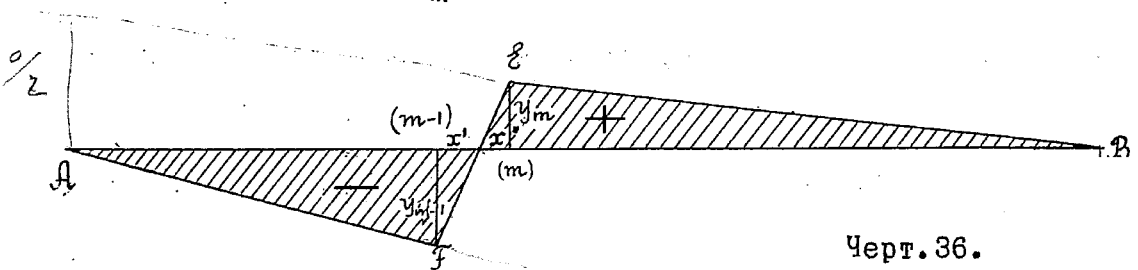
Усиліе D_m получить свои максимальныя значенія, когда
 грузъ будетъ находиться въ (ш-1)-мъ и ш-мъ узлахъ. Когда
 грузъ находится въ (ш-1)-мъ узлѣ, то $x = (ш-1)d$ и

$$D_m = y_{m-1} = - \frac{(ш-1) \cdot d \cdot (e_m + l)}{l \cdot k}$$

Когда грузъ переходитъ въ ш-ый узелъ, то $x_1 = (l - md)$ и

$$D_m = y_m = + \frac{(l - md) \cdot e_m}{l \cdot k}$$

Ординатами y_m и y_{m-1} вполне опредѣляется видъ инфл. линіи
 усилія въ раскосѣ D_m , представленной на черт. 36.



Черт. 36.

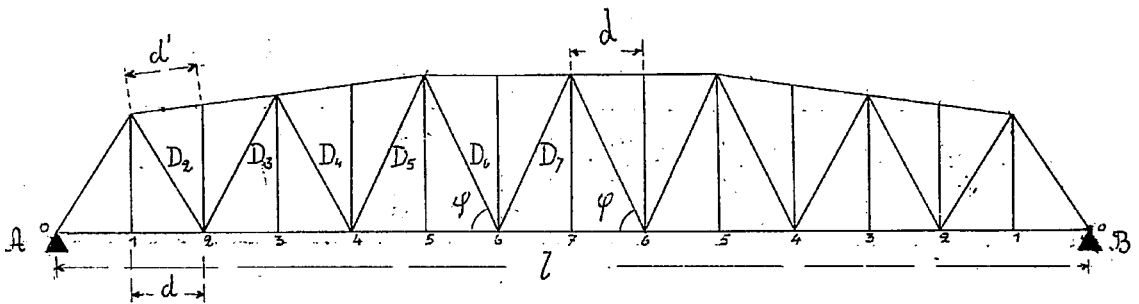
Лѣвому участку инфл. линіи соотвѣтствуетъ знакъ - (сжатіе), а правому знакъ + (растяженіе).

Если будемъ разсматривать восходящій раскосъ D_m (черт. 35), то убѣдимся, что усилія въ немъ находятся по тѣмъ же формуламъ, только знаки у y_{m-1} и y_m переменяются, такъ какъ восходящій раскосъ сжать отъ грузовъ, расположенныхъ въ правой части фермы, и растянуть отъ грузовъ, лежащихъ въ лѣвой части фермы.

Для раскосовъ, расположенныхъ въ среднемъ участкѣ фермы съ параллельными поясами, усиліе

$$D = \pm \frac{Q}{\sin \varphi} .$$

Инфл. линія усилія D получается изъ инфл. линіи поперечной силы Q путемъ дѣленія всѣхъ ординатъ послѣдней на $\sin \varphi$.



Черт. 37.

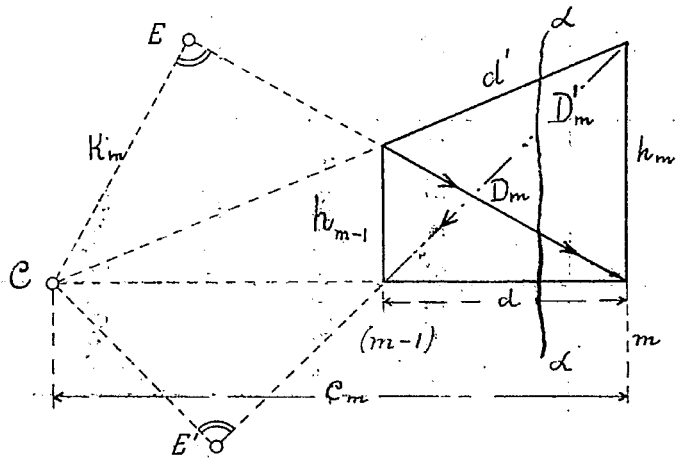


ТАБЛИЦА X ДАННЫХЪ ДЛЯ ПОСТРОЕНІЯ ИНФЛ. ЛИНИЙ РАСКОСОВЪ.

NN рас- ко- совъ.	d'	$C_m = \frac{d \cdot h_m}{h_m - h_{m-1}}$	λ_m длина раско- са.	$k_m =$ $= C_m \frac{h_{m-1}}{\lambda_m}$	$e_m =$ $C_m - m d$	e_{m+l}	$y'' =$ $\frac{e_m \cdot (l - m d)}{l \cdot k}$	$y' =$ $\frac{(e_{m+l}) \cdot (m-1) \cdot d}{l \cdot k}$	x'	x''
	м.	м.	м.	м.	м.	м.			м.	м.
D ₂	4,801	C ₂ = 61,88	8,883	k ₂ = 52,25	52,36	119,0	0,85902	0,16263	0,758	4,002
D ₃	4,801	C ₃ = 66,64	9,961	k ₃ = 54,36	52,36	119,0	0,756805	0,31275	1,392	3,368
D ₄	4,801	C ₄ = 71,40	9,961	k ₄ = 62,72	52,36	119,0	0,59630	0,40657	1,93	2,83
D ₅	4,801	C ₅ = 76,16	11,075	k ₅ = 64,47	52,36	119,0	0,52211	0,52738	2,392	2,368
D ₆	4,76	C ₆ = ∞	11,075	∞	∞	∞	$\frac{8 \cdot 1}{14 \sin \varphi} =$ 0,63285	$\frac{5 \cdot 11,075}{14 \cdot 10} =$ 0,39554	1,83	2,93
D ₇	4,76	C ₇ = ∞	11,075	∞	∞	∞	$\frac{7 \cdot 11,075}{14 \cdot 10} =$ 0,55375	$\frac{6 \cdot 11,075}{14 \cdot 10} =$ 0,47464	2,197	2,563

Для построения инфлюэнтной линии каждого раскоса достаточно рассчитать две ординаты y_c , соответствующие вершинѣ лѣваго и праваго участка инфл. линии.

Разстоянія x' и x'' отъ нулевой точки до ближайшаго узла слѣва и справа опредѣляются изъ пропорціи:

$$x' : x'' = y_{m-1} : y_m .$$

$$x' = d - x'' = 4,76 - x'' .$$

§ 15. УСИЛІЯ ВЪ РАСКОСАХЪ.

Усилія въ раскосахъ отъ постоянной нагрузки найдены по формулѣ:

$$D' = p \cdot (\omega' - \omega'') ,$$

гдѣ ω' и ω'' - площади треугольныхъ участковъ соответственныхъ инфл. линий.

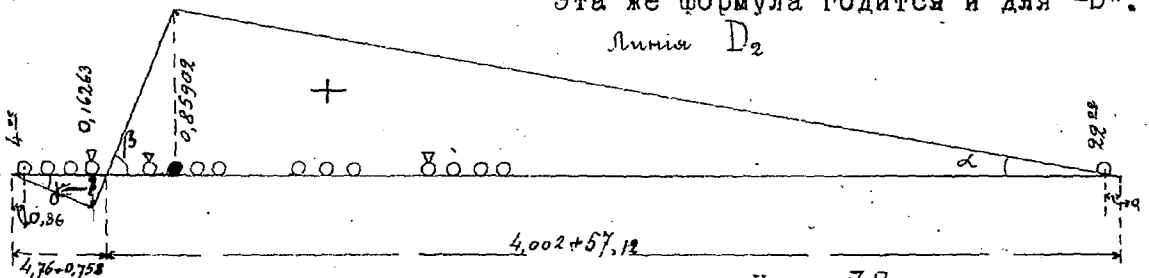
Отъ временной нагрузки наибольшія растягивающія и сжимающія усилія $+D''$ и $-D''$ въ раскосахъ найдены при невыгоднѣйшей установкѣ поѣзда въ каждомъ участкѣ инфл. линии въ отдѣльности.

$$+ D'' = \frac{1}{2} \left[\sum P \cdot x \cdot \operatorname{tg} \alpha - \sum P' \cdot x' \cdot (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \beta) \right] \quad \text{или}$$

$$+ D'' = \frac{1}{2} \left[(\sum P \cdot x - \sum P' \cdot x') \cdot \operatorname{tg} \alpha - \sum P' \cdot x' \cdot \operatorname{tg} \beta \right] .$$

Эта же формула годится и для $-D''$.

Линія D_2

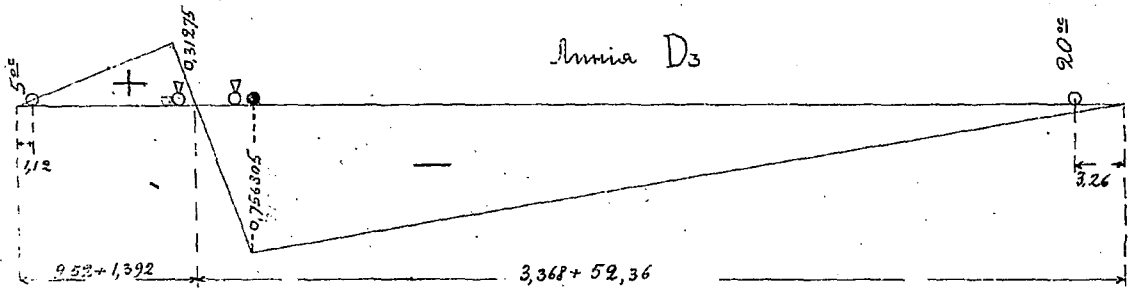


Черт. 38.

$$D_2' = \frac{1}{2} (81,122 \cdot 0,85902 - 5518 \cdot 0,16263) 1723 = +44436 \text{ к}$$

$$+D_2'' = \frac{1}{2} \left[(9820,25 + 275 \cdot 0,42 - 195) \frac{0,85902}{57,12} - 195 \cdot \frac{0,85902}{4,002} \right] = +72478 \text{ k.}$$

$$-D_2'' = \frac{1}{2} \left[(117,0 + 60 \cdot 0,83) \frac{0,16263}{4,76} \right] = -2880 \text{ k.}$$

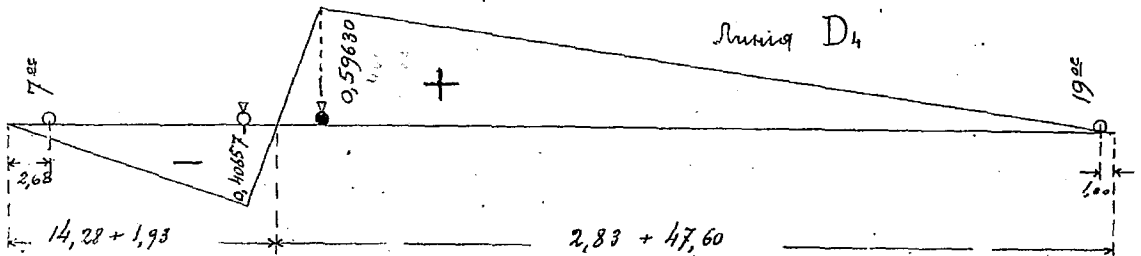


Черт. 39.

$$D_3' = \frac{1}{2} (10,912 \cdot 0,31275 - 55,728 \cdot 0,7568) \cdot 1723 = -33394 \text{ k.}$$

$$+D_3'' = \frac{1}{2} \left[(387,00 + 72,5 \cdot 1,12) \frac{0,31275}{9,52} \right] = +7690 \text{ k.}$$

$$-D_3'' = \frac{1}{2} \left[(7844,25 + 255 \cdot 3,26 - 195) \frac{0,7568}{52,36} - 195 \cdot \frac{0,756805}{73,363} \right] = -60365 \text{ k.}$$

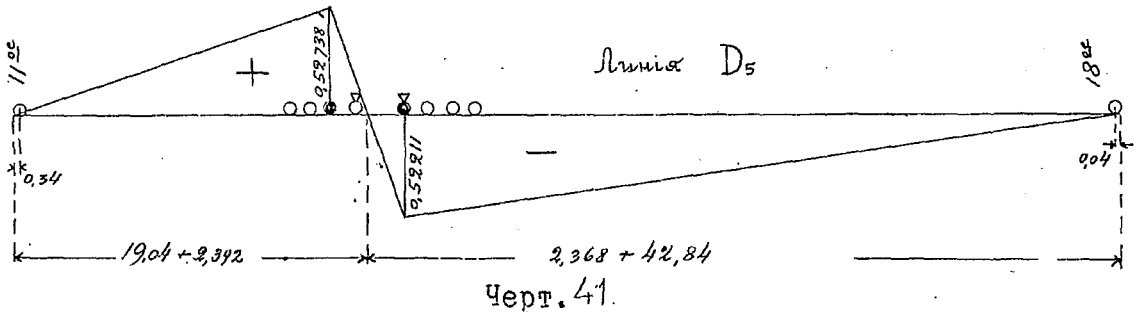


Черт. 40.

$$D_4' = \frac{1}{2} (50,43 \cdot 0,5963 - 16,21 \cdot 0,40657) \cdot 1723 = +20229 \text{ k.}$$

$$+D_4'' = \frac{1}{2} (8913,25 + 245 \cdot 1,00) \frac{0,5963}{47,6} = +44837 \text{ k.}$$

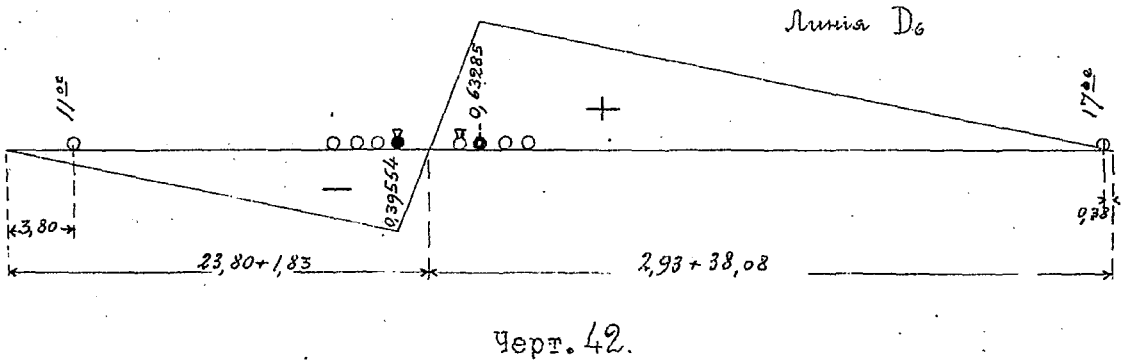
$$-D_4'' = \frac{1}{2} (639,00 + 97,5 \cdot 2,68) \frac{0,40657}{14,28} = -12816 \text{ k.}$$



$$D_5' = \frac{1}{2} (21,432 \cdot 0,52738 - 45,208 \cdot 0,52211) \cdot 1723 = -10597 \text{ k.}$$

$$+D_5'' = \frac{1}{2} \left[(1575,00 + 157,5 \cdot 0,34 - 195) \frac{0,52738}{19,04} - 195 \cdot \frac{0,52738}{2,392} \right] = +20134 \text{ k.}$$

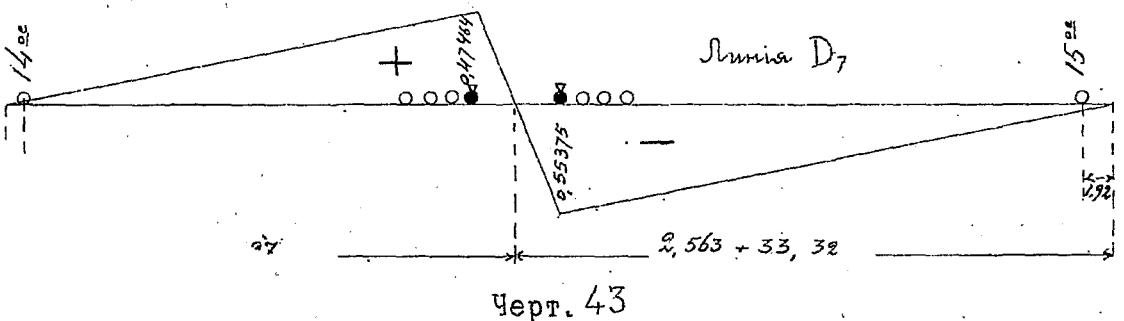
$$-D_5'' = \frac{1}{2} \left[6020,25 + 235,00 \cdot 0,04 \right] \frac{0,52211}{42,84} = -36743 \text{ k.}$$



$$D_6' = \frac{1}{2} (41,01 \cdot 0,63285 - 25,63 \cdot 0,39554) \cdot 1723 = +13625 \text{ k.}$$

$$+D_6'' = \frac{1}{2} \left[(5165,25 + 225 \cdot 0,38 - 195) \frac{0,63285}{38,08} - 195 \cdot \frac{0,63285}{2,93} \right] = +41362 \text{ k.}$$

$$-D_6'' = \frac{1}{2} \left[1575,00 + 157,5 \cdot 3,8 \right] \frac{0,39556}{23,80} = -18062 \text{ k.}$$



$$- 35,883 \cdot 0,55375) \cdot 1723 = - 4542 \text{ k.}$$

$$+D_7'' = \frac{1}{2} (2847,75 + 195,00 \cdot 0,86) \frac{0,47464}{28,56} = + 25069 \text{ к.}$$

$$-D_7'' = \frac{1}{2} (3569,25 + 205,00 \cdot 1,92) \frac{0,55375}{33,32} = - 32949 \text{ к.}$$

ТАБЛИЦА XI УСИЛІЙ РАСКОСОВЪ ВЪ К.

NN рас- косовъ.	отъ постоян. нагрузки D'	отъ временной нагр.		Предѣльные усилія.	
		+D''	-D''	max.D	min.D
D ₂	+44486	+72478	- 2880	+116964	+41606
D ₃	-33394	+ 7690	-60365	- 93764	-25704
D ₄	+20229	+44837	-12816	+ 65066	+ 7413
D ₅	-10597	+20134	-36743	- 47340	+ 9537
D ₆	+13625	+41362	-18062	+ 54987	- 4437
D ₇	- 4542	+25069	-32949	- 37491	+20527

§ 16. ПОДБОРЪ СЪЧЕНІЯ РАСКОСОВЪ.

Изъ рассмотрѣнія таблицы XI видно, что раскосы D₂ и D₄ только вытянуты, D₃ - только сжаты, а остальные - сжато-вытянуты.

Допускаемое напряженіе опредѣляется согласно формуламъ Навье и Вейрауха, указаннымъ въ § 3.

Ослабленіе сѣченій принималось по числу отверстій, дѣйствительно попадающихъ въ нормальное сѣченіе для раскосовъ, которые или только сжаты (D₃), или въ которыхъ обладаетъ сжимающее усиліе (D₅ и D₇). Дополнительный четъ заклепокъ производится въ раскосахъ или вытянутыхъ (D₂ и D₄), или въ раскосахъ съ тягивающимъ усиліемъ (D₆).

ТАБЛИЦА XII СВЪЧЕНІЙ РАСКОСОВЪ.

№№ раско-совъ	Видъ свѣченія.	Составъ свѣченія въ мм.	ω brutto см. ³	Объемъ свѣченія каменъ см. ³ α = 6,5 d ; e = 4 d α = 6,5 d ; e = 7 d	ω netto см. ³	У brutto см. ³	$\frac{U}{\omega}$ см. ²	L свѣч. граммъ см.	φ по Норвеж.
D ₂		Листья 410.11	90,80	2.2.2.2.1.1 = 14,52	75,68	1888			
		Агулка 120.80.12	90,76	4.2.2.2.1.2 = 21,12	69,64				
		Всего	180,96	145,32	145,32				
D ₃		Листья 410.11	90,80	2.2.2.2.1.1 = 14,52	75,68	39936	212	996	0,727
		Агулка 130.85.12	98,04	4.2.2.2.1.2 = 10,56	87,48				
		Всего	188,24	25,08	163,16				
D ₄		Листья 210.11	46,80	2.2.2.2.1.1 = 9,68	36,52				
		Агулка 80.80.10	60,44	4.1.1.2.2.1 = 14,96	45,48				
		Всего	106,64	24,64	82,00				
D ₅		Листья 330.11	72,60	2.2.2.2.1.1 = 9,68	62,92	18396	143	1107	0,592
		Агулка 75.75.10	56,44	4.2.2.2.1 = 8,80	47,64				
		Всего	129,04	18,48	110,56				
D ₆		Листья 180.11	39,60	2.2.2.2.1.1 = 9,68	29,92	1630	17	1107	0,147
		Агулка 75.75.10	56,44	4.1.1.2.2.1 = 14,96	41,48				
		Всего	96,04	24,64	71,40				
D ₇		Листья 290.11	63,80	2.2.2.2.1.1 = 9,68	54,12	13280	110	1107	0,550
		Агулка 75.75.10	56,44	4.2.2.1 = 8,80	47,64				
		Всего	120,24	18,48	101,76				

ТАБЛИЦА НАПРЯЖЕНІЙ ВЪ РАСКОСАХЪ.

Назв. раскоса.	Предѣльные усилія.		ω_n плоч. сѣченія netto см. ²	Напряженія въ к/см. ²			
	max.D к.	min.D к.		Допускаемая на		Дѣйствительн. на	
				сжатіе R. φ (R-100) φ R ₁ . φ	растяж. R ₁ = $R \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\min D}{\max D} \right)$	сжат. D $\bar{\omega}_n$	растяж. D $\bar{\omega}_n$
D ₂	+116964	+41606	145,3	-	808	-	$\frac{+116964}{145,3} = 805$
D ₃	- 93764	-25704	163,2	308 · 0,737 = 587	-	$\frac{-93764}{163,2} = 575$	-
D ₄	+ 65066	+7413	82,0	-	808	-	$\frac{+65066}{82,0} = 794$
D ₅	- 47340	+9537	110,6	727 · 0,592 = 430	808 × $\left(1 - \frac{1}{2} \frac{9537}{47340} \right)$ = 727	$\frac{-47340}{110,6} = 427$	$\frac{+9537}{110,6} = 86$
D ₆	+ 54987	-4437	71,4	775 · 0,147 = 114	808 × $\left(1 - \frac{1}{2} \frac{4437}{54987} \right)$ = 775	$\frac{-4437}{71,4} = 62$	$\frac{+54987}{71,4} = 770$
D ₇	- 37491	+20527	101,8	(808-100) × × 0,530 = 375	808 × $\left(1 - \frac{1}{2} \frac{20527}{37491} \right)$ = 587	$\frac{-37491}{101,8} = 368$	$\frac{+20527}{101,8} = 202$

Уголки, составляющіе двутавровыя сѣченія раскосовъ, сдвинуты одинъ къ одному вплотную, и рѣшетка приклепывается къ внутренней поверхности уголковъ.

Заклепки для прикрѣпленія раскосовъ къ поясамъ разсчитаны по раб. площади и притомъ отдѣльно для каждаго уголка и листа.

ТАБЛИЦА XIII ЗАКЛЕПОКЪ ВЪ СТЫКАХЪ ЧАСТЕЙ РАСКОСОВЪ.

NN рас- ко- совъ	Наименование частей въ мм.	ω netto см. ²	μ		Число заклепокъ d=22 мм.				Расположение за- клепокъ въ мѣстахъ прикрѣ- пленія раскосовъ.
			одно- срѣз.	на смятіе	Необходимое		Принятое		
					одно- срѣз.	на смятіе	одно- срѣз.	дву- срѣз.	
D ₂	Листъ 410 · 11	37,84	0,33	0,21	12,5	7,9	14	-	
	Уголокъ 120 · 80 · 12	17,41	0,33	0,19	5,7	3,3	7	-	
D ₃	Листъ 410 · 11	37,84	0,33	0,21	12,5	7,9	8	6	
	Уголокъ 130 · 85 · 12	21,87	0,33	0,19	7,2	4,1	7	-	
D ₄	Листъ 210 · 11	18,26	0,33	0,21	6,0	3,8	8	-	
	Уголокъ 80 · 80 · 10	11,37	0,33	0,23	3,7	2,6	4	-	
D ₅	Листъ 330 · 11	31,46	0,33	0,21	10,4	6,6	4	7	
	Уголокъ 75 · 75 · 10	11,91	0,33	0,23	3,9	2,7	4	-	
D ₆	Листъ 180 · 11	14,96	0,33	0,21	4,9	3,1	6	-	
	Уголокъ 75 · 75 · 10	10,37	0,33	0,23	3,4	2,4	4	-	
D ₇	Листъ 290 · 11	27,06	0,33	0,21	8,9	5,7	6	3	
	Уголокъ 75 · 75 · 10	11,91	0,33	0,23	3,9	2,7	4	-	

§ 17. ПОДБОРЪ СЪЧЕНІЯ СТОЕКЪ.

Всѣ стойки работаютъ только отъ нагрузки двухъ смежныхъ панелей, и инфлѣгентныя линіи ихъ усилія представляютъ треугольникъ съ ординатой равной 1 по серединѣ подъ стойкой и съ основаніемъ, равнымъ длинѣ 2-хъ панелей. Стойки V_2, V_4, V_6 (четныя) служатъ для уменьшенія длины сжатыхъ элементовъ верхняго пояса и для прикрѣпленія поперечныхъ балокъ и связей. Онѣ сжаты усиленіемъ

$$V = p, d = 1723 \cdot 4,76 = 8201 \text{ к.}$$

Стойки нечетныя (V_1, V_3, V_5, V_7) растянуты усиленіемъ

$$P + p d = 24558 + \frac{1723 \cdot 476}{2} = 32759 \text{ к.,}$$

$\frac{1}{2} \frac{2990}{2} = \frac{1}{2} q_x = 572 \text{ кб}$

гдѣ P есть давленіе, передаваемое концомъ поперечной балки отъ временной и постоянной нагрузокъ.

Всѣ сжатія стойки подобраны одного сѣченія изъ 4 L 90 · 90 · 10 мм. Сѣченія растянутыхъ стоекъ подобраны такъ, чтобы дополнительныя напряженія въ нижнемъ поясѣ отъ мѣстнаго изгиба не превосходили 35% отъ основнаго напряженія 942 К/см.^2 см. таблицу на стр. 153.

§ 18. СВЯЗИ ВЪ ПЛОСКОСТИ ВЕРХНЯГО ПОЯСА.

Расчетъ ведется въ предположеніи, что при указанномъ на черт. 44 направленіи вѣтра работаютъ только тѣ діагонали, которыя обозначены на чертежѣ и являются растянутыми.

Инфл. линія усилія распорки V_6 не отличается отъ инфл. линіи поперечной силы для 7-й панели. Что же каса-

Исправления в книге:

Образцы расчета экв. мостов со сквозными фермами под редакц. Е. О. Пайтона.

Стр. 50. В заголовке таблицы исправить так

Дополнительно от сгора- ющей стойки	от прогиба массой пане- ли
V	$n' = \frac{M_e}{J}$

Стр. 89. На 7^ю и 9^ю строчки следует подставить шаг закасок $e = 12$ см.

Стр. 94. (5^{ая} строка)

$$n = \frac{4387428.50}{387253} = 574 \text{ "}/\text{см}^2$$

Стр. 104. Усиле O_1 верхнего пояса от полной верт. касевой нагрузки следует рассчитать по тому же способу как усилия в осевых поясах O_2, O_3 .

Стр. 108-110. Расчет усилий нижнего пояса от опрокид. момента horiz. сил ветра представляется easiest в следующем изложении:

Усиле нижнего пояса вследствие на-
клонного положения опорных рам.

В углах верхнего пояса приложены горизонталь-
ная давленія ветра W_1, W_2, \dots (черт. 2.2), принима-
емая для всех углов одинаковыми^{х)} и равными

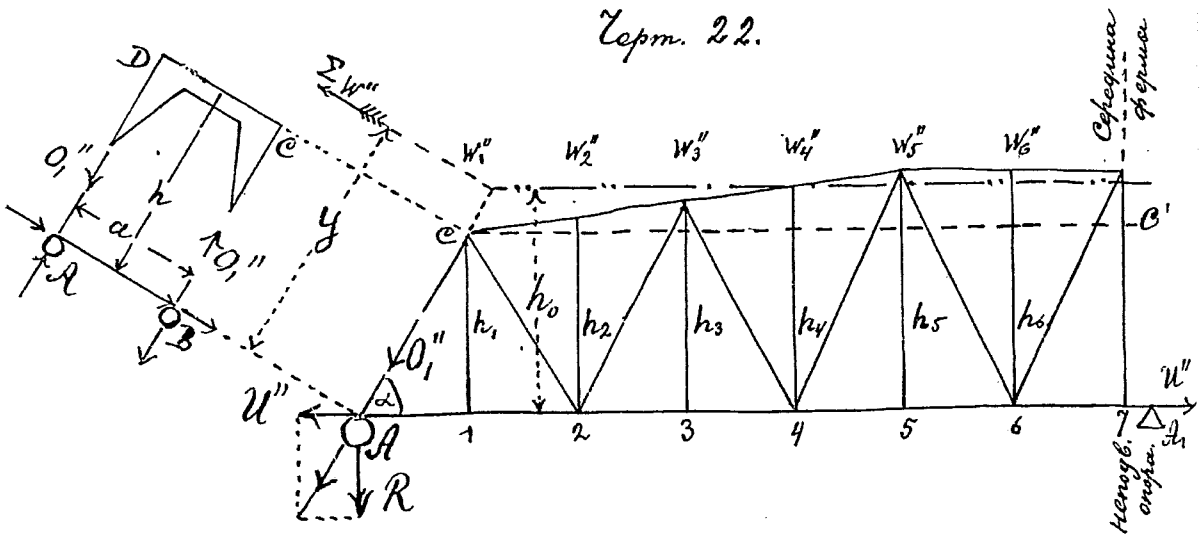
$$W'' = w \cdot d = 277 \cdot 4,76 = 1318 \text{ к.}$$

х) В мостах большого пролета такое предположе-
ние недопустимо, так как при различных сфер-
мах сил W'' значительно возрастают от опор
к середине пролета.

Давления W'' передаются опорам через наклонную опорную раму. Вследствие криволинейности верхнего пояса равнодействующая $\Sigma W''$ давлений W'' , относящихся к левой половине фермы, приложена не в узле С опорной рамы, а выше него на вертикальном расстоянии h_0 от уровня опор, которое находится путем отыскания опрокидывающего момента всех сил W'' на равнодействующую $\Sigma W''$:

$$h_0 = \frac{\Sigma W'' \cdot h}{\Sigma W''} = \frac{1318 (7,5 + 8,125 + 8,75 + 9,375 + 2 \cdot 10 + 0,5 \cdot 10)}{1318 (6 + 0,5)} = 9,04 \text{ м.}$$

Черт. 22.



В наклонной плоскости рамы равнодействующая $\Sigma W''$ отстоит от линии опор AB на расстоянии

$$y = \frac{h_0}{\sin \alpha} = 9,04 \cdot \frac{8,883}{7,5} = 10,71 \text{ м.}$$

Сила $\Sigma W''$ стремится опрокинуть раму около опоры A вызывая в ноге AD сжимающее, а в ноге BC растягивающее усилие O_1''

$$O_1'' = \frac{y \cdot \Sigma W''}{a} = \frac{10,71 \cdot 1318 \cdot 6,5}{5,6} = 16383 \text{ н.}$$

Неподвижные концы фермы опорная части могут воспринимать наклонное давление ноги и передать его непосредственно балками четной.

На подвижности концы фермы факто условно считается тем, что катки могут воспринимать только вертикальную составляющую наклонного давления ноги, следовательно как его горизонтальная составляющая должна передаваться неподвижной опоре фермы при посредстве нижнего пояса, вызывая в нем растягивающее усилие U'' одинаковое во всех панелях, вследствие того, что распор U'' не вызывает усилий ни в верхнем поясе ни в ригельной ферме.

Разлагая давление ноги на горизонт. и вертикал. составляющие, получим:

Растягивающее усилие нижнего пояса

$$U'' = 0,1 \cos \alpha = 16383 \cdot \frac{4,76}{8,883} = + 8779 \text{ к.}$$

Вертикальное давление опоры

$$R = 0,1 \sin \alpha = 16383 \cdot \frac{7,5}{8,883} = 13832 \text{ к.}$$

Подробный расчет ног рамы, как на сжатие, так и на изгиб, приведен дальше в §13.

Стр. III. Общая высота H неравнается 3,8 м.

$$H = 2,3 + 1,5 - 0,35 = 3,45 \text{ м.}$$

Соответственно этому изменяются u , R и v .

Стр. II2. $O_n''' = \frac{1}{2} \cdot \frac{v \cdot x (1-x)}{h_n'} = \frac{v \cdot d \cdot d'}{2 h_n} \cdot n(n-1)$

$$O_1''' = \frac{202 \cdot 4,76 \cdot 8,883}{2 \cdot 7,5} \cdot 1 \cdot 13 =$$

$$O_2''' = O_3''' = \frac{202 \cdot 4,76 \cdot 4801}{2 \cdot 8,125} \cdot 2 \cdot 12 =$$

$$O_4''' = O_5''' = \frac{202 \cdot 4,76 \cdot 4801}{2 \cdot 9,375} \cdot 4 \cdot 10 =$$

Стр. 117. (2^я строка) Визуально уменьшить
масштаб фрагмента.

Стр. 152. При расчете усилий стоек следует
вместо $p = 1723$ к. ввести только половину
собственного веса фермы на п.м. фермы, т.е.

$$\frac{1}{2} \cdot q_k = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{2290}{2} \right) = 572 \text{ к.}$$

Исправления в книгу

Образцы расчета зем. работъ
со сквозными фирмами по
редак. Е. О. Пестова 15 ноября
1904 года.

Стр. 50. В заголовке таблицы
исправитъ такъ

З отъ а н и т с е в н о с отъ сокраще ння стойки	отъ прогиба малой п. а. н с и и $n' = \frac{d \cdot l \cdot e}{J}$
--	---

Стр. 85. Расчетъ конуса бруса на
скалываніе негоденъ и слѣ-
дуетъ вычеркнуть ео.

Стр. 94. (5^я строка)

$$n = \frac{4387428.50}{387253} = 574 \text{ Чис.}^2$$

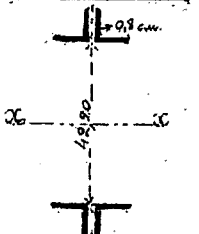
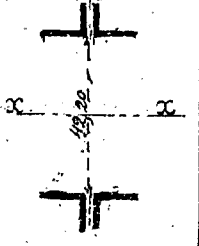
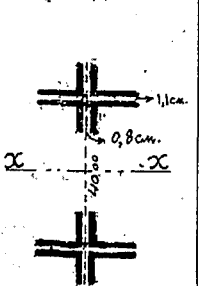
Стр. 112. $C_n''' = \frac{1}{2} \frac{v \cdot x (2-x)}{h_n'} = \frac{v \cdot d \cdot d' \cdot n (n-1)}{2 h_0}$

$$C_1''' = \frac{202.476.8.883 \cdot 1.73}{2 \cdot 7.5}$$

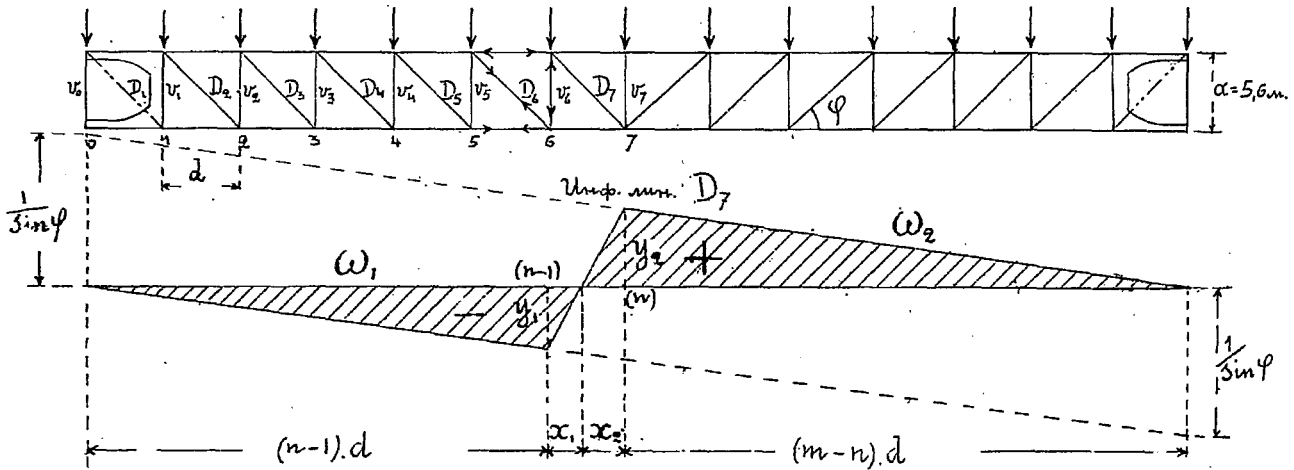
$$O_2''' = O_3''' = \frac{202.476.4.801 \cdot 2.12}{2 \cdot 8.25}$$

$$O_4''' = O_5''' = \frac{202.476.4.801 \cdot 4.10}{2 \cdot 9.375}$$

ТАБЛИЦА XIV СЪЧЕНИЙ СТОЕКЪ.

NN сто- екъ.	Составъ сѣченія. Размѣры въ мм.	ω brutto см. ²	Ослабленіе заклепками см. ²	ω netto см. ²	J_y brutto см. ⁴	φ по Навье	Напряженія въ кг/см. ²			
							допускаемая на		дѣйств. на	
							-сжатіе $\varphi \cdot R$ гдѣ R=308	раст. R 808	сжат. $\frac{V}{\bar{\omega}_n}$	раст. $\frac{V}{\bar{\omega}_n}$
V ₂ V ₄ V ₆		4 уголка 90 · 90 · 10 68,52	4 · 2,2 · 1 = 8,8	59,72	1116	0,169	137		$\frac{-8201}{5972} = 137$	
V ₁ V ₃		4 уголка 130 · 85 · 12 98,04	4 · 2 · 2,2 · 1,2 = = 21,12	76,92			808		$\frac{-32759}{76,92} = 426$	
V ₅ V ₇		8 УГОЛКОВЪ 130 · 85 · 12 196,08	8 · 2 · 2,2 · 1,2 = = 42,24	153,84			808		$\frac{+32759}{153,84} = 213$	

ется инф. линии усилия диагонали D_7 , представленной на черт. 44, то она получается из инф. линии поперечной силы 7-й панели путем разделения всех ординат по следней на $\sin \varphi$.



Черт. 44.

Нагрузка верхних связей состоит исключительно из давления ветра (235 К/м^2) на верхнюю половину ферм и представляет сплошную, как бы постоянную нагрузку $W_p = 493 \text{ к. на п.м. связей (см. § 3)}$, равномерно распределенную вдоль пролета.

Усилие D_p диагонали верхних связей от этой нагрузки W_p :

$$D = W_p(\omega_1 + \omega_2) = \frac{1}{2} \left[\left\{ (n-1)d + x_1 \right\} y_1 + \left\{ (m-n)d + x_2 \right\} y_2 \right] \cdot W_p$$

причем обозначает

$m = 14$ - число всех панелей.

n - номер раскоса D_1, \dots, D_7 .

$d = 4,76 \text{ м.}$ - длину панели, считая по horiz. направл.

Ординаты y_1 и y_2 вершинъ обоихъ участковъ инфл. линіи рассчитываемъ по слѣд. формуламъ, выведеннымъ изъ пропорциональности между ординатами для вершины и для торъ:

$$y_1 = \frac{n-1}{m \cdot \sin \varphi} ; \quad y_2 = \frac{m-n}{m \cdot \sin \varphi}$$

$$\frac{x_1}{x_2} = \frac{x_1}{d-x_1} = \frac{y_1}{y_2} = \frac{n-1}{m-n}, \quad \text{откуда}$$

$$x_1 = \frac{d(n-1)}{m-1} ; \quad x_2 = d-x_1 = \frac{d(m-n)}{m-1}$$

$$(n-1) \cdot d + x_1 = (n-1) \cdot d + \frac{d(n-1)}{m-1} = \frac{d \cdot m(n-1)}{m-1}$$

$$(m-n) \cdot d + x_2 = (m-n) \cdot d + \frac{d(m-n)}{m-1} = \frac{d \cdot m(m-n)}{m-1}$$

$$\omega_1 = - \frac{d(n-1)^2}{2(m-1)\sin \varphi}$$

$$\omega_2 = + \frac{d(m-n)^2}{2(m-1)\sin \varphi}$$

$$\omega_1 + \omega_2 = \frac{d(m-2n+1)}{2 \sin \varphi}$$

Усилие n -ой діагонали отъ равномерной нагрузки W_p

$$D = + \frac{d(m-2n+1)}{2 \sin \varphi} \cdot W_p$$

Такъ какъ положительный участокъ инфлентной линіи всегда больше отрицательнаго, то знакъ усилія D воѣхъ раскосовъ всегда положительный.

$$\sin \varphi = \frac{a}{\lambda}, \quad \text{гдѣ } \lambda \text{ длина діагонали}$$

для горизонтальной части связей $\lambda = \sqrt{4,76^2 + 5,6^2} = 7,349 \text{ м.}$

для наклонной части связей $\lambda' = \sqrt{4,801^2 + 5,6^2} = 7,376 \text{ м.}$

$$\sin \varphi = \frac{5,6}{7,349} = 0,761 \quad \text{для горизонт. части}$$

$$\sin \varphi' = \frac{5,6}{7,376} = 0,759 \quad \text{для наклонной части.}$$

$$D_2 = + \frac{4,76}{2 \cdot 0,759} (14 - 2 \cdot 2 + 1) \cdot 493 = + 17000 \text{ к.}$$

$$D_3 = + \frac{4,76}{2 \cdot 0,759} (14 - 2 \cdot 3 + 1) \cdot 493 = + 13909 \text{ к.}$$

$$D_4 = + \frac{4,76}{2 \cdot 0,759} (14 - 2 \cdot 4 + 1) \cdot 493 = + 10818 \text{ к.}$$

$$D_5 = + \frac{4,76}{2 \cdot 0,759} (14 - 2 \cdot 5 + 1) \cdot 493 = + 7727 \text{ к.}$$

$$D_6 = + \frac{4,76}{2 \cdot 0,761} (14 - 2 \cdot 6 + 1) \cdot 493 = + 7619 \text{ к.}$$

$$D_7 = + \frac{4,76}{2 \cdot 0,761} (14 - 2 \cdot 7 + 1) \cdot 493 = + 1540 \text{ к.}$$

УСИЛИЯ ВЪ РАСПОРКАХЪ.

Усилие n-ой распорки, въ предположеніи дѣйствія нагрузки на верхніе узлы, выражается формулой

$$V = - \frac{d (n-2n+1)}{2} \cdot W_p.$$

Отъ равномерной нагрузки W_p всё распорки сжаты при направленіи вѣтра какъ съ одной, такъ и съ другой стороны.

Усилие первой распорки, входящей въ составъ опорной рамы, опредѣлено при разсмотрѣніи послѣдней въ § 13.

$$V_2 = - \frac{4,76}{2} (14 - 2 \cdot 2 + 1) \cdot 493 = - 12907 \text{ к.}$$

$$V_3 = - \frac{4,76}{2} (14 - 2 \cdot 3 + 1) \cdot 493 = - 10560 \text{ к.}$$

$$V_4 = - \frac{4,76}{2} (14 - 2 \cdot 4 + 1) \cdot 493 = - 8213 \text{ к.}$$

$$V_5 = - \frac{4,76}{2} (14 - 2 \cdot 5 + 1) \cdot 493 = - 5867 \text{ к.}$$

$$V_6 = - \frac{4,76}{2} (14 - 2 \cdot 6 + 1) \cdot 493 = - 3520 \text{ к.}$$

Средняя распорка V_7 работает только от нагрузки двух смежных с нею панелей, и инфл. линия ее усилия представляет треугольник с ординатой 1 по середине над стойкою и с основанием 2d.

$$V_7 = - d \cdot W_p = - 4,76 \cdot 493 = - 2347 \text{ к.}$$

ТАБЛИЦА XV СЪЧЕНІЙ ДІАГОНАЛЕЙ ВЕРХНИХЪ СВЯЗЕЙ.



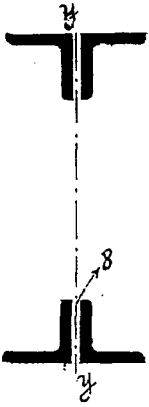
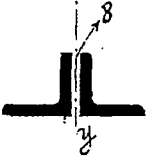
N диа-гонали	Составъ сѣченія. Размѣры въ мм.	ω brut. см. ²	Ослабленіе заклепками см. ²	ω netto см. ²	D Усиліе диагон. к.	Напряженія въ к/см. ²	
						до-пуск.	дѣйств. $\frac{D}{\omega}$
D ₂	2 уголка  75·75·10	28,22	$2 \cdot 17 \cdot 1 \cdot 22 =$ $= 7,48$	20,74	+17000	942	820
D ₃					+13909	942	670
D ₄					+10818	942	908
D ₅	1 уголокъ  75·75·10	14,11	$1 \cdot 1 \cdot 2,2 =$ $= 2,2$	11,91	+ 7727	942	647
D ₆					+ 4619	942	388
D ₇					+ 1540	942	129

ТАБЛИЦА XVI СЪЧЕНИЙ РАСПОРОКЪ ВЕРХНИХЪ СВЯЗЕЙ.

N рас- порки	Составъ сѣченія. Размѣры въ мм.	ω brut. см. ²	Ослабленіе заклепками см. ²	ω netto см. ²	V Усиліе распор. к.	Напряженія въ к/см. ²				
						до- пуск.	дѣйств. $\frac{V}{\omega}$			
V ₂		56,44	4 · 2,2 · 1 = = 8,8	47,64	-12907	386	271			
V ₃					4 уголка			-10560	386	222
V ₄					75 · 75 · 10			- 8213	386	173
V ₅								- 5867	386	123
V ₆					J _y = 668 см. ⁴ J _y / ω = 14 см. ²			- 3520	386	79
V ₇					l = 500 см. φ = 0,41 см.			- 2347	386	49

Заклепки для прикрѣпленія діагоналей и распорокъ
разсчитываются по уголку 75 · 75 · 10 мм., такъ какъ всё
сѣченія составлены изъ этого уголка.

	ω netto см. ²	μ		Число заклепокъ d=22 мм.			
		одно- срѣз.	на смятіе	необходимое		принятое	
				одно- срѣз.	на смятіе	одно- срѣз.	дву- срѣз.
Одинъ уролокъ 75 · 75 · 10 мм.	11,91	0,33	0,23	3,9	2,7	4	3

Въ зависимости отъ способа приклепыванія уголковъ поставлено въ каждомъ уголкѣ діагоналей 4 односрѣзныхъ заклепки, а распорокъ

§ 19. СВЯЗИ ВЪ ПЛОСКОСТИ НИЖНЯГО ПОЯСА.

Схема связей и инфл. линіи тѣ же, какъ для верхнихъ связей (черт. 44), кромѣ первой панели, гдѣ имѣются полураскосы (черт. 1). Расчетъ ведется въ предположеніи, что діагонали связей работаютъ только на растяженіе, причеиъ одна система діагоналей при одномъ направленіи вѣтра, а вторая система - при другомъ.

Нагрузку нижнихъ связей слѣдуетъ разсматривать въ двухъ случаяхъ.

I СЛУЧАЙ. Давленіе вѣтра $235 \text{ }^{\text{к}}/\text{м.}^2$ Поѣздъ отсутству-
етъ. Имѣется только постоянная нагрузка въ видѣ равно-
мѣрнаго давленія вѣтра на нижнюю полсвину фермъ (493 к.
на п.м.) и на проѣзжую часть, выступающую выше нижняго
пояса фермъ и принятую высотой въ 1 м.

$$W'_p = 493 + 1 \cdot 235 = 728 \text{ к. на п.м. связей.}$$

II СЛУЧАЙ. Давленіе вѣтра $132 \text{ }^{\text{к}}/\text{м.}^2$ Поѣздъ на мосту.
Имѣется два рода нагрузокъ:

а) Постоянная W''_p въ видѣ равномернаго давленія вѣтра
на нижнюю половину фермъ и на выступающую полосу
проѣзжей части (согл. § 8)

$$W''_p = 132 \cdot 0,5 \cdot 4,1965 + 132 \cdot 1 = 409 \text{ к. на п.м. связей.}$$

б) Временная W'_k въ видѣ давленія вѣтра на поѣздъ, кото-
рый можетъ занимать и не весь пролетъ и устанавли-
вается въ невыгоднѣйшемъ для каждой діагонали и рас-
порки положеніи.

$$W'_k = 132 \cdot 2,3 = 304 \text{ к. на в.м. связей.}$$

УСИЛІЯ ДІАГОНАЛЕЙ И РАСПОРОКЪ ВЪ I СЛУЧАѢ.

Для I случая нагрузки усилія діагоналей и распорокъ
разсчитываются по тѣмъ же формуламъ, какъ для верхнихъ
связей, соответствующимъ равномерному нагруженію всего
пролета нагрузкою $W'_p = 728$ к. на п.м. связей.

Усиліе n-ой распорки

$$V = - \frac{d (m-2n+1)}{2} \cdot W'_p$$

$$V_2 = \frac{728 \cdot 4,76}{2} (14 - 2 \cdot 2 + 1) = 1733 \cdot 11 = - 19063 \text{ к.}$$

$$V_3 = \phantom{\frac{728 \cdot 4,76}{2}} = 1733 \cdot 9 = - 15597 \text{ к.}$$

$$V_4 = \phantom{\frac{728 \cdot 4,76}{2}} = 1733 \cdot 7 = - 12131 \text{ к.}$$

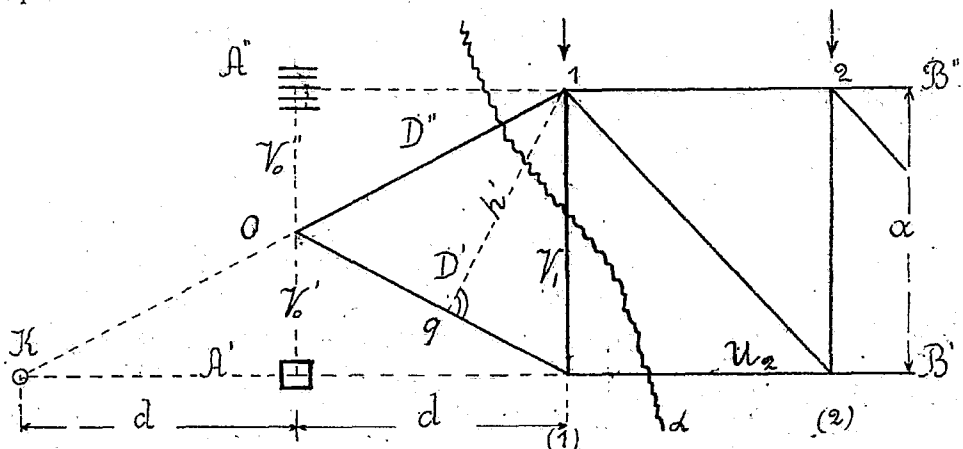
$$V_5 = \phantom{\frac{728 \cdot 4,76}{2}} = 1733 \cdot 5 = - 8665 \text{ к.}$$

$$V_6 = \phantom{\frac{728 \cdot 4,76}{2}} = 1733 \cdot 3 = - 5199 \text{ к.}$$

$$V_7 = - d \cdot W'_p = 4,76 \cdot 728 = - 3465 \text{ к.}$$

УСИЛІЯ РАСПОРОКЪ V_6 и V_7 НИЖНИХЪ СВЯЗЕЙ. Въ первой
панели пояса и діагонали замѣнены двумя полураскосами
(черт. 45), каждый изъ которыхъ представляетъ сжато-вытя-
нутый элементъ, вслѣдствіе возможности дѣйствія вѣтра то
съ одной стороны, то съ другой. Будемъ имѣть въ виду, что
все верхнее строеніе покоится на одной неподвижной опорѣ А

Черт. 45.



и трех - подвижных, причем опора A'' поперечно-подвижная, опора B' продольно-подвижная и опора B'' диагонально-подвижная (см. фиг. 9 II тома Железных мостов Патона).

Наибольшее усилие испытывает та половина V₀' опорной распорки, которая обращена к неподвижной опоре A', причем в зависимости от направления ветра

$$V_0' = \pm \frac{1}{2} W_p' (\zeta - d) = \pm \frac{1}{2} \cdot 728 (66,64 - 4,76) = \pm 22524 \text{ к.}$$

Другая половина опорной распорки работает только от нагрузки первой панели.

Для определения усилия V₁ второй распорки (черт. 45) проводим сечение $\alpha - \alpha$ и, рассматривая точку k пересечения усилий U₂ и D'', имеем по способу Риттера

$$V_1 \cdot 2d = A \cdot d,$$

откуда какъ при томъ, такъ и при другомъ направлении ветра

$$V_1 = - \frac{A}{2} = - \frac{1}{4} W_p' (\zeta - d) = - \frac{1}{4} \cdot 728 (66,64 - 4,76) = -11262 \text{ к.}$$

УСИЛІЕ ПОЛУРАСКОВОВЪ І ПАНЕЛИ. Для расчета D'

проводимъ сѣченіе черезъ первую панель и рассматриваемъ моменты относительно верхняго узла

$$D'h' = A \cdot d, \quad \text{откуда}$$

$$D' = \pm \frac{d}{h'} \cdot A.$$

Обозначая черезъ λ длину полураскосовъ, имѣемъ изъ по-

добія $\Delta(1) OA'$ и $\Delta 1(1)q$: $h' = d \cdot \frac{a}{\lambda}$.

$$D' = \pm \frac{d \cdot \lambda}{d \cdot a} \cdot A = \pm \frac{\lambda}{a} \cdot \frac{1}{2} \cdot W'_p \cdot (\ell - d)$$

$$\lambda = \sqrt{d^2 + \frac{1}{4} a^2} = 5,519 \text{ м.}$$

$$D' = \pm \frac{5,519 \cdot 728 (66,64 - 4,76)}{5,6 \cdot 2} = \pm 22240 \text{ к.}$$

Такое же усиліе испытываетъ полураскосъ D''.

Усилія въ діагоналяхъ остальныхъ панелей рассчитываются на основаніи извѣстныхъ уже усилій въ распоркахъ.

Усиліе n-ой діагонали.

$$D = + \frac{d(m - 2n + 1)}{2 \sin \varphi} \cdot W'_p = \frac{V}{\sin \varphi},$$

$$\text{причемъ } \sin \varphi = \frac{5,6}{7,349} = 0,761.$$

$$D_2 = + \frac{V_2}{\sin \varphi} = + \frac{19063}{0,761} = + 25000 \text{ к.}$$

$$D_3 = + \frac{V_3}{\sin \varphi} = + \frac{15597}{0,761} = + 20450 \text{ к.}$$

$$D_4 = + \frac{V_4}{\sin \varphi} = + \frac{12131}{0,761} = + 15920 \text{ к.}$$

$$D_5 = + \frac{V_5}{\sin \varphi} = + \frac{8665}{0,761} = + 11390 \text{ к.}$$

$$D_6 = + \frac{V_6}{\sin \varphi} = + \frac{5199}{0,761} = + 6810 \text{ к.}$$

$$D_7 = + \frac{d(m-2n+1)}{2 \sin \varphi} \cdot \frac{W'_p}{p} = \frac{4,76 \cdot (14-2 \cdot 7+1) \cdot 728}{2 \cdot 0,761} = + 2270 \text{ к.}$$

УСИЛИЯ ДИАГОНАЛЕЙ И РАСПОРОКЪ

ВО II СЛУЧАЕ НАГРУЗКИ.

Усилия отъ постоянной нагрузки $W''_p = 409 \text{ к. на п.м.}$

опредѣляются изъ усилій, рассчитанныхъ для I случая нагрузки, путемъ умноженія ихъ на отношеніе нагрузокъ $\frac{409}{728} = 0,562$. Полученныя усилія приведены въ таблицѣ XVII.

Усилия отъ временной нагрузки $W''_к = 304 \text{ к. на п.м.}$

Въ отличіе отъ постоянной нагрузки, временная нагрузка можетъ вызвать въ каждой діагонали и распоркѣ растягивающее усилие при нагруженіи одной части пролета и сжимающее усилие - при нагруженіи другой части. Вслѣдствіе наличности перекрестныхъ діагоналей въ каждой панели, кромѣ первой, предполагается, что временная нагрузка можетъ вызвать въ раскосахъ только растягивающія, а въ распоркахъ - только сжимающія усилія. Поэтому ограничимся разсмотрѣніемъ праваго участка ω_2 инфл. линіи (черт. 44), положительнаго для нисходящихъ діагоналей лѣвой половины и отрицательнаго для распорокъ лѣвой половины. Нагружая этотъ участокъ, получимъ, согласно изложенному въ началѣ § 18, наибольшее растягивающее усилие n-ой діагонали:

$$D'' = + W''_к \cdot \omega_2 = + W''_к \cdot \frac{d(m-n)^2}{2(m-1)\sin \varphi}$$

$$D_2'' = + \frac{304 \cdot 4,76}{2 \cdot (14-1) \cdot 0,761} (14-2)^2 = 73,2 \cdot 12^2 = + 10530 \text{ к.}$$

$$D_3'' = = 73,2 \cdot 11^2 = + 8870 \text{ к.}$$

$$D_4'' = = 73,2 \cdot 10^2 = + 7320 \text{ к.}$$

$$D_5'' = = 73,2 \cdot 9^2 = + 5930 \text{ к.}$$

$$D_6'' = = 73,2 \cdot 8^2 = + 4690 \text{ к.}$$

$$D_7'' = = 73,2 \cdot 7^2 = + 3590 \text{ к.}$$

Усилие полураскосовъ первой панели получается наибольшимъ при загрузеніи всего пролета и рассчитывается по формулѣ, выведенной для I случая

$$D_1'' = \pm \frac{\lambda}{a} \cdot \frac{1}{2} \cdot W_K'' \cdot (\mathcal{L} - d) = \pm \frac{5,519 \cdot 304(66,64 - 4,76)}{5,6 \cdot 2} = \pm 9250 \text{ к.}$$

Усилие опорной распорки при загрузеніи всего пролета

$$V_0'' = \pm \frac{1}{2} \cdot W_K'' \cdot (\mathcal{L} - d) = \pm \frac{1}{2} 304 (66,64 - 4,76) = \pm 9406 \text{ к.}$$

Усилие распорки V_1 при загрузеніи всего пролета

$$V_1'' = - \frac{A}{2} = - \frac{1}{4} \cdot W_K'' \cdot (\mathcal{L} - d) = - \frac{1}{4} 304 (66,64 - 4,76) = -4703 \text{ к.}$$

Усилия распорокъ V_2 до V_6 опредѣляемъ изъ диагоналей по формулѣ:

$$V'' = - \Gamma$$

$$V_2'' = - D_2'' \cdot \sin \varphi = - 10530 \cdot 0,761 = - 8020 \text{ к.}$$

$$V_3'' = - D_3'' \cdot \sin \varphi = - 8870 \cdot 0,761 = - 6760 \text{ к.}$$

$$V_4'' = - D_4'' \cdot \sin \varphi = - 7320 \cdot 0,761 = - 5590 \text{ к.}$$

$$V_5'' = - D_5'' \cdot \sin \varphi = - 5930 \cdot 0,761 = - 4525 \text{ к.}$$

$$V_6'' = - D_6'' \cdot \sin \varphi = - 4690 \cdot 0,761 = - 3570 \text{ к.}$$

$$V_7'' = - d \cdot W_K'' = - 4,76 \cdot 304 = - 1450 \text{ к.}$$

ТАБЛИЦА XVII УСИЛИЙ ДИАГОНАЛЕЙ И РАСПОРОКЪ

НИЖНИХЪ СВЯЗЕЙ ВЪ КИЛ.

Назва- ніе части.	I случай	II случай			<i>Наибольшее</i> усиліе	
	Вѣтеръ 235 К/м. ² Поѣзда нѣтъ. 728 к.	Вѣтеръ 132 к/м. ² Имѣется поѣздъ. Посто- янная нагр. 409 к.	Времен- ная нагр. 304 к.	Полная на- грузка 713 к.		
Діагона- ли.	D ₁	± <u>22240</u>	± 12530	± 9250	± 21780	± 22240
	D ₂	+ <u>25000</u>	+ 14054	+10530	+ 24584	+ 25000
	D ₃	+ <u>20450</u>	+ 11499	+ 8870	+ 20369	+ 20450
	D ₄	+ 15920	+ 8943	+ 7320	+ <u>16263</u>	+ 16263
	D ₅	+ 11390	+ 6388	+ 5930	+ <u>12318</u>	+ 12318
	D ₆	+ 6810	+ 3833	+ 4690	+ <u>8523</u>	+ 8523
	D ₇	+ 2270	+ 1278	+ 3590	+ <u>4868</u>	+ 4868
Распо- рки.	V ₀	± <u>22524</u>	± 12680	± 9406	± 22086	± 22524
	V ₁	- <u>11262</u>	- 6330	- 4703	- 11033	- 11262
	V ₂	- <u>19063</u>	- 10708	- 8020	- 18728	- 19063
	V ₃	- <u>15597</u>	- 8761	- 6760	- 15521	- 15597
	V ₄	- 12131	- 6814	- 5590	- <u>12404</u>	- 12404
	V ₅	- 8665	- 4867	- 4525	- <u>9392</u>	- 9392
	V ₆	- 5199	- 2920	- 3570	- <u>6490</u>	- 6490
V ₇	- <u>3465</u>	- 1946	- 1450	- 3396	- 3465	

Изъ сравненія наибольшихъ усилій, соотвѣтствующихъ

I и II случаямъ нагрузки, усматривается, что для діагона-
лей и распорокъ около опоръ болѣе невыгоденъ I случай на-
грузки; для остальн. частей, кромѣ V₄, II случай.

ТАБЛИЦА XVIII СЪЧЕНІЙ ДІАГОНАЛЕЙ НИЖНИХЪ СВЯЗЕЙ.

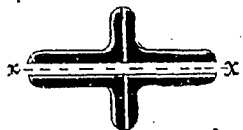



N диа- гона- ли.	Составъ сѣченія. Размѣры въ мм.	ω brutto см. ²	Ослабленіе заклепками см. ²	ω netto см. ²	Усиліе к.	Напряженія въ к/см. ²	
						допускаемое	дѣйствит. $\frac{D}{\omega}$
D' D''	 <p>4 уголка 150 · 100 · 11</p> <p>$J_x = 16 \text{ см.}^2$ $l = 552 \text{ см.}$ $\varphi = 0,40$</p>	105,88	$4 \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 2,2 =$ $= 19,36$	86,52	+22240	0,4(942-100) = 337	$\frac{22240}{86,5} =$ = 257
D ₂	 <p>2 уголка 120 · 80 · 10</p>	38,26	$2 \cdot 1,7 \cdot 1 \cdot 2,2 =$ $= 7,48$	30,78	+25000	942	813
D ₃ D ₄ D ₅	 <p>2 уголка 80 · 80 · 9</p>	27,40	$2 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 2,2 =$ $= 5,94$	21,46	+20450 +16263 +12318	942 942 942	952 760 575
D ₆ D ₇	 <p>Уголокъ 80 · 80 · 9</p>	13,70	$1 \cdot 0,9 \cdot 2,2 =$ $= 1,98$	11,72	+ 8523 + 4868	942 942	728 415

ТАБЛИЦА XIX ЗАКЛЕПОКЪ ДЛЯ ПРИКРѢПЛЕНІЯ ДІАГОНАЛЕЙ
НИЖНИХЪ СВЯЗЕЙ.

Размѣры уголка въ мм.	ω netto см. ²	M		Число заклепокъ $d=22$ мм. на каждый уголокъ.			
		одно- срѣз.	на смят.	необходимое		принятое	
				односр.	на смят.	односр.	на смят.
150 · 100 · 11	21,63	0,33	0,23	7,1	5,0	8	-
120 · 80 · 10	15,39	0,33	0,23	5,1	3,5	6	-
80 · 80 · 9	11,72	0,33	0,23	3,9	2,7	4	-

РАЗСЧЕТЪ НАПРЯЖЕНІЙ ВЪ РАСПОРКАХЪ НИЖНИХЪ СВЯЗЕЙ.

Распорками нижнихъ связей служатъ поперечныя балки
проѣзжей части. Отъ дѣйствія вѣтра каждая поперечная бал-
ка подвергается неравномѣрному сжатію двумя силами N , при-
ложенными къ ея нижнему поясу (черт.46). Замѣнимъ вѣщен-
треныя силы N : 1) силами N , приложенными центрально, по
нейтральной

оси балки, и

2) двумя па-

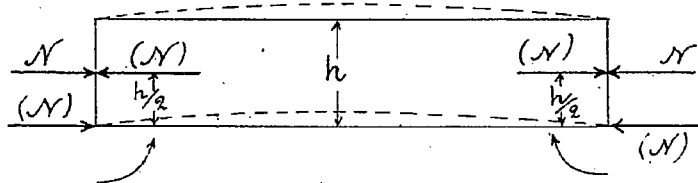
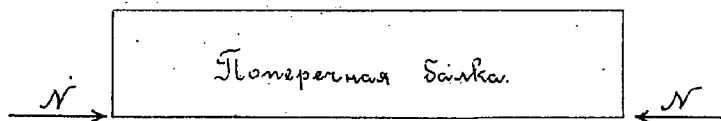
рами силъ (N)

и (N), каждая

съ моментомъ

$$M_s = (N) \cdot \frac{h}{2},$$

изгибающими поперечную балку выпуклостью вверхъ.



Черт. 46

Обозначимъ черезъ

$h = 112$ см. - полную высоту балки,

$\omega = 162$ см.² - площадь сѣченія поперечной балки (netto),

$W = 6915 \text{ см.}^3$ - момента сопротивления сечения (netto)
относительно его горизонт. главной оси.

Напряжения в крайних волокнах балки от ветра

$$p_3 = -\frac{N}{\omega} + \frac{M_3}{W} \quad \text{для верхнего волокна}$$

$$p_3 = -\frac{N}{\omega} - \frac{M_3}{W} \quad \text{для нижнего волокна.}$$

Кроме напряжений от ветра поперечные балки испытывают напряжения от вертикал. нагрузки. Рассчитаем напряжения второй поперечной балки.

При ветре 132 К/м.^2 (II случай)

$$\text{для верхнего волокна } p_3 = -\frac{11033}{162} + \frac{11033 \cdot 112}{2 \cdot 6915} = +21 \text{ К/см.}^2$$

$$\text{для нижнего волокна } p_3 = -\frac{11033}{162} - \frac{11033 \cdot 112}{2 \cdot 6915} = -157 \quad "$$

При ветре 235 К/м.^2 (I случай)

$$\text{для верхнего волокна } p_4 = -\frac{11262}{162} + \frac{11262 \cdot 112}{2 \cdot 6915} = +21 \text{ К/см.}^2$$

$$\text{для нижнего волокна } p_4 = -\frac{11262}{162} - \frac{11262 \cdot 112}{2 \cdot 6915} = -161 \quad "$$

Наибольшие моменты, изгибающие балку вследствие вертикальной нагрузки:

$$\text{от постоянн. нагр. } M_1 = 2180 \cdot 180 + \frac{1}{8} \cdot 204 \cdot 56^2 \cdot 100 = 472368 \text{ ксм.}$$

$$\text{от временн. нагр. } M_2 = 21807 \cdot 180 = 3925260 \text{ ксм.}$$

Напряжения крайних волокон от вертикал. нагрузки:

$$\text{от постоянн. нагр. } p_1 = \pm \frac{M_1}{W} = \pm \frac{472368}{6915} = \pm 68 \text{ К/см.}^2$$

$$\text{от временн. нагр. } p_2 = \pm \frac{M_2}{W} = \pm \frac{3925260}{6915} = \pm 568 \text{ К/см.}^2$$

Напряжения n , до n_4 для верхняго и нижняго крайних волоконъ второй поперечной балки сопоставлены въ слѣдующей таблицѣ. Для каждаго волокна рассчитано два предѣльныхъ напряжения $\max.n$ и $\min.n$, соответствующія давленію вѣтра въ 132 и въ 235 $\frac{K}{M^2}$

ТАБЛИЦА НАПРЯЖЕНІЙ ВТОРОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ БАЛКИ ВЪ K/CM^2

Волокно	Вертикальная нагрузка.		Вѣтеръ.		Предѣльн.напряжения при вѣтрѣ	
	Постоянная n_1	Временная n_2	132 K/M^2 съ поѣздомъ n_3	235 K/M^2 безъ поѣзда n_4	132 K/M^2 $n_1 + n_2 + n_3 = \max.n$	235 K/M^2 $n_1 + n_4 = \min.n$
Верхнее	-68	-568	+ 21	+ 21	-615	-47
Нижнее	+68	+568	-157	-161	+479	-93

Въ болѣе невыгодныхъ условіяхъ находятся нижнія волокна, такъ какъ они сжато-вытянуты. Принимая основное допускаемое напряжение при совокупномъ дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра равнымъ $650 + 18\% = 767 \frac{K}{CM^2}$, получимъ для сжато-вытянутыхъ волоконъ слѣдующее допускаемое напряжение по формулѣ Вейрауха:

$$R' = 767 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{93}{479} \right) = 692 \frac{K}{CM^2}$$

т.е. значительно больше дѣйствительнаго напряжения $+479 \frac{K}{CM^2}$

Что касается возможности изгиба поперечной балки въ горизонтальной плоскости, то она устраняется имѣющимися двумя продольными балками.

§ 20. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ.

Все верхнее строение покоится на 4 опорах, из которых одна неподвижная, а остальные 3 — подвижные, причем одна из них обладает подвижностью поперек моста, другая — вдоль моста, а третья — по диагональному направлению (фиг. 9 на стр. 11 III тома Жел. мостовъ Е. О. Патона).

ПОДВИЖНЫЕ ОПОРЫ. Вследствие применения шаровых шарниров составные части всех трех подвижных опор не отличаются между собой и могут быть отлиты по одним моделям (см. стр. 128 II тома Жел. мост.). Подвижные опоры проектируются согласно фиг. 91 на стр. 117 III тома Жел. мостовъ и состоятъ изъ стальныхъ верхняго и нижняго балансировъ, соприкасающихся помощью шарового шарнира съ плотнымъ касаніемъ, изъ трехъ круглыхъ цилиндрическихъ катковъ (стальныхъ діаметромъ 22 см., взаменъ 6 срезанныхъ катковъ указанной фиг. 91) и изъ нижней стальной подушки.

НЕПОДВИЖНАЯ ОПОРА проектируется согласно фиг. 55 на стр. 93 II тома Жел. мостовъ и состоитъ изъ стальныхъ верхняго и нижняго балансировъ, соприкасающихся помощью шарового шарнира съ плотнымъ касаніемъ.

Расчетъ опорныхъ частей производится на основаніи слѣдующихъ данныхъ, помѣщенныхъ во II томѣ Жел. мостовъ:

Повѣрка шарового шарнира на смятіе согласно стр. 40 и 58.

Повѣрка катковъ діам. 22 см. на смятіе по формулѣ Герца согласно стр. 23 и 59.

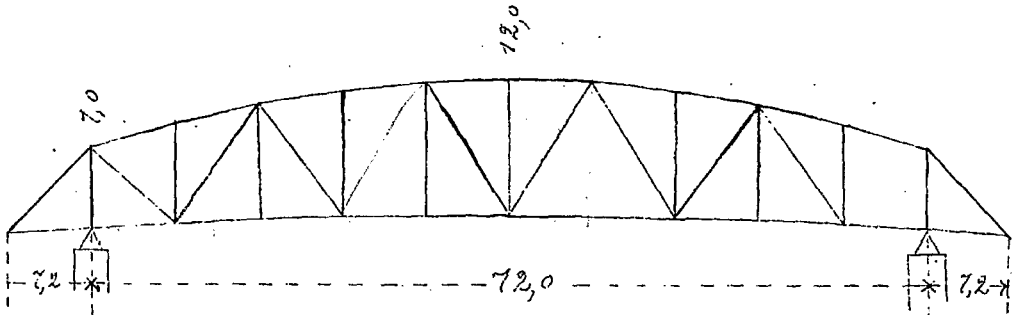
Для повѣрки остальныхъ частей можно руководствоваться стр.66 до 72 настоящей книги.

Иосифъ Владимировичъ

Стрелу

Описание и расчет пролетнаго строения консольнаго моста через Зушу въ Зарѣвѣ.

§ I. Основные размѣры.



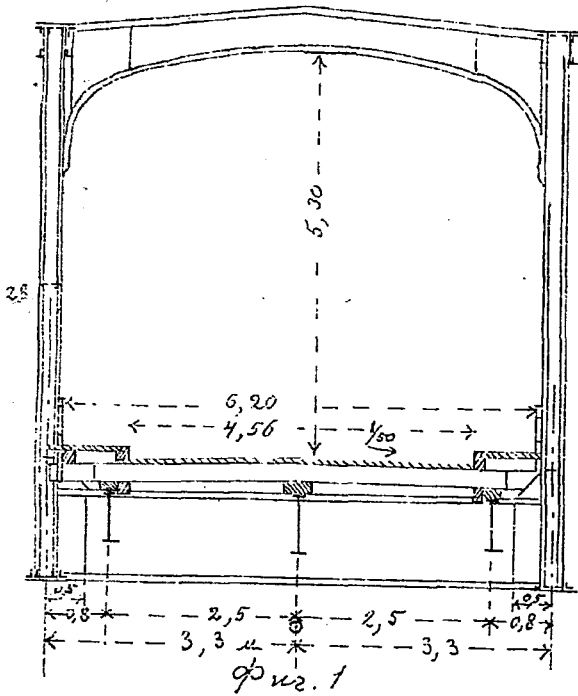
Отверстіе въ свѣту - - - - -	32,86 саж
Расчетный пролетъ - - - - -	$l = 72,00$ м.
Длина консоли - - - - -	$l_1 = 7,20$ м.
Число панелей между опорной части - - - - -	$m = 10$
Длина панели - - - - -	$d = 7,20$ м.
Теоретическая высота фермы на опорѣ - - -	$h_0 = 7,00$ "
" " " по срединѣ - - -	$h = 12,00$ "
Отношеніе наибольшей высоты къ пролету - - -	$\frac{h}{l} = 1/6$

Очертаніе обоихъ поясовъ фермы по кругу

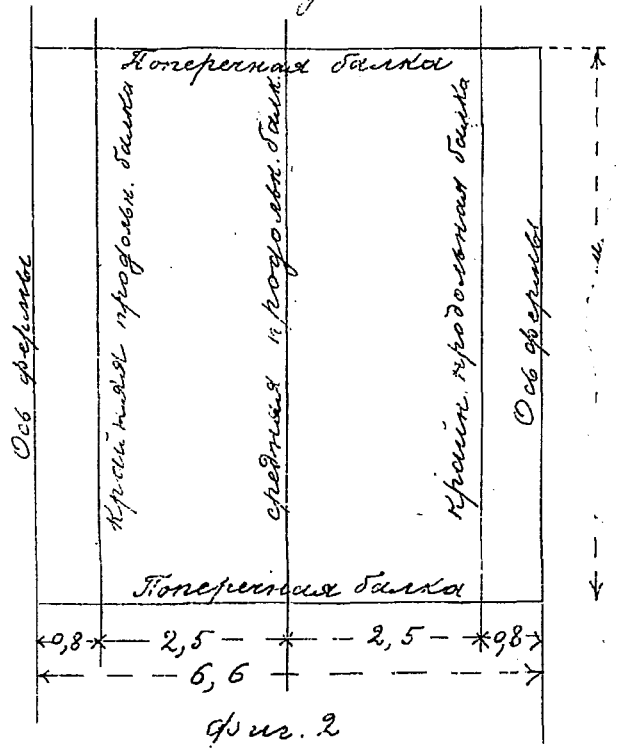
Стрѣла нижняго пояса - - - - -	$f = 1,587$ м
Расстояніе между осями фермъ - - - - -	$a = 6,60$ м
Ширина между перилами - - - - -	6,20 м

Остальные размеры усматриваются из помещенного ниже поперечного разреза.

Поперечный разрез



план одной панели



§ 2 Описание пролетного строения моста.

Взамѣнъ общаго типа однопролетныхъ мостовъ съ балочн разрѣзными фермами на каменныхъ устояхъ съ обратными стѣнками, проектируется примѣнить болѣе выгодную систему моста, особенность которой заключается въ замѣнѣ каменныхъ устоевъ тонкими быками, выдвинутыми за предѣлы насыпей и въ снабженіи ормъ небольшими консолями для перехода съ быковъ на землю по полотну. Выгодность примѣняемой системы заключается въ значительномъ пониженіи стоимости опоръ. Въ данномъ случаѣ три съ обратными стѣнками обошлись бы въ 30000 рублей.

ду тѣмъ какъ стоимость опоръ по настоящему *проекту* составляеть всего 10600 руб., такъ что достигается экономія въ 19400р. Столь замѣтное пониженіе стоимости опоръ объясняется замѣною каменныхъ устоевъ съ обратными стѣнками тонкими быками, освобожденными отъ полнаго давленія земли и содержащими значи- тельно меньшее количество каменной кладки, не говоря объ уде- шевленіи работъ по устройству основанія опоръ.

Что касается стоимости пролетнаго строенія, то она лишь немного превышаетъ стоимость пролетнаго строенія обычнаго типа, несмотря на удлинненіе моста [на 14,4 м.], вслѣдствіе устройства консолей. Это объясняется тѣмъ, что часть желѣза потребнаго для консолей возмѣщается экономіей на желѣзѣ ферм между опорной *части* моста, получаемой вслѣдствіе уравновѣ- шивающаго дѣйствія консолей, которыя своимъ собственнымъ вѣ- сомъ уменьшаютъ изгибающіе моменты, а потому и вѣсъ *попосы* между опорной *части* фермъ. Такъ какъ можно повысить ука- занное дѣйствіе консолей и еще больше понизить вѣсъ фермъ путемъ искусственнаго загрузенія консолей, то нами первоначально предполагалось загрузить консоли 150 тоннами бетона изъ желѣзной руды мѣстнаго происхожденія, вѣсомъ 2700 к. въ 1 куб. м., устраивая между балками проезжей части консолей бетонные своды, покрытые бетономъ, а сверху каменною мостовою, вмѣсто досчатаго настила. Но предварительные расчеты вѣса желѣзныхъ частей выяснили невыгодность этой мѣры, вслѣдствіе чрезмѣрнаго возрастанія стоимости самихъ консолей и желѣза - Числъ балокъ, необходимыхъ для поддержанія бетонныхъ противо- овъ, не говоря объ увеличеніи давленія пролетнаго строенія

на быки болѣе чѣмъ въ два раза. Поэтому рѣшено устроить проѣзжую часть консолей того же типа, какъ на всемъ мостѣ. -

Пролетное строеніе моста съ ѣздою по низу состоитъ изъ двухъ консольныхъ фермъ съ поясами, изогнутыми по кругу, изъ желѣзныхъ поперечныхъ и продольныхъ балокъ, изъ поперечнаго брусчатого сосноваго настила и изъ продольнаго досчатого дубоваго настила.

І. Фермы.

Фермы пролетомъ 72 м. снабжены двумя консолями длиною по 7,2 м. и проектированы съ большими панелями по 7,2 м. и со значительной высотой. Первымъ обстоятельствомъ обеспечивается правильное распредѣленіе усилій въ элементахъ фермы и понижаются ихъ дополнительныя напряженія вслѣдствіе жесткости узловыхъ соединеній.

Значительная высота фермъ | I | 6 отъ пролета | выгодно отзывается на вѣсѣ фермъ, такъ какъ усилія и вѣсъ поясовъ измѣняются обратно пропорціонально высотамъ фермы.

Очертаніе поясовъ какъ для верхняго, такъ и для нижняго пояса, принято по кругу. Криволинейное очертаніе нижняго пояса принято по эстетическимъ соображеніямъ и для болѣе успѣшнаго стока воды съ мостового полотна.

Пояса фермъ имѣютъ коробчатое сѣченіе изъ вертикальныхъ и горизонтальныхъ листовъ, соединенныхъ между собою уголками

Для уменьшенія ослабленія горизонтальныхъ листовъ закле-

почными отверстиями шагъ поясныхъ заклепокъ принять 150 мм. Ослабленіе заклепочными отверстиями принято въ сжатыхъ частяхъ по числу имѣющихся дыръ, а въ растянутыхъ частяхъ, кромѣ того, принималось дополнительное ослабленіе на случай не-
сого разрыва. *)

Рѣшетка фермъ проектирована треугольной системы съ дополнительными стойками и подвѣсками. Сжатые раскосы имѣютъ трубчатое сѣченіе, а всѣ остальные двутавровое. Всѣ стойки, кромѣ опорной, и всѣ подвѣски работаютъ на растяженіе и имѣютъ двутавровое сѣченіе изъ 4-хъ уголковъ.

Связи. Фермы соединены между собою по верху и по низу связями въ плоскостяхъ поясовъ. Верхнія связи устроены на всемъ протяженіи между опорными стойками фермъ. Для передачи давленія верхнихъ связей на опоры въ плоскости опорныхъ стоекъ устроены жесткія вертикальныя рамы. Верхнія связи устроены двухрѣшетчатой системы безъ распорокъ, съ рыбообразными діагоналями жесткаго трубчатого сѣченія изъ двухъ коробокъ, связанныхъ планками и рѣшеткой изъ уголковъ. Нижнія связи состоятъ въ каждой панели изъ двухъ діагоналей нежесткаго сѣченія, такъ что изъ нихъ работаютъ только растянутыя. Распорками нижнихъ связей служатъ поперечныя балки проѣзжей части.

Устройствомъ двухъ системъ горизонтальныхъ связей вполне обеспечивается устойчивость пролетнаго строенія и можно обойтись безъ промежуточныхъ поперечныхъ связей, какъ поступлено во многихъ мостахъ построенныхъ въ Западной Европѣ.

Вертикальныя связи увеличиваютъ жесткость верхняго строения лишь въ томъ случаѣ, когда онѣ прикрѣплены къ сильнымъ стойкамъ, оказывающимъ значительное сопротивление изгибу. Въ проектируемыхъ фермахъ стойки имѣютъ при большой длинѣ ничтожную жесткость въ плоскости фермъ, такъ что прикрѣпление къ нимъ вертикальныхъ связей оказалось бы безцѣльнымъ.

2. П р о ъ ъ ж а я ч а с т ь .

Ширина моста въ свѣту между перилами равняется 6,20 м.
= 2,906 саж. Наименьшая высота проѣзда составляетъ 5,30 м.
= 2,483 саж., считая въ плоскости опорныхъ рамъ.

Поперечныя балки имѣютъ клепаное двутавровое сѣченіе изъ вертикальнаго листа и 4 уголковъ. Онѣ поддерживаютъ три продольныхъ балки и служатъ распорками нижнихъ горизонтальныхъ связей. Для прикрѣпленія поперечныхъ балокъ къ фермамъ между уголками стоекъ зажаты прочные фасонные листы.

Продольныхъ балокъ устроено три ; онѣ имѣютъ клепаное двутавровое сѣченіе изъ вертикальнаго листа и 4 уголковъ. Вслѣдствіе значительной длины продольныхъ балокъ | 7,2 м | онѣ соединены между собою въ каждой панели фермы двумя парами распорокъ крестового сѣченія изъ двухъ уголковъ, связанныхъ между собою планками на 6 заклепокъ.

Поперечный брусчатый настилъ. Осмоленные сосновыя поперечины сѣченіемъ 7 х 9 дм. уложены съ небольшими зазорами въ 62 мм. для вентиляціи и для стока воды. Для удобства ремон-

та и для достиженія поперечнаго уклона полотна поперечные брусья перерѣзаны надъ среднею продольною балкою и каждая половина поκειται на средней и на одной изъ боковыхъ продольныхъ балокъ. Для приданія поперечинамъ требуемаго уклона подъ нихъ подложены деревянные подушки разной толщины, прикрѣпленныя къ продольнымъ балкамъ вертикальными болтами діам. 16 мм., расположенными въ шахматномъ порядкѣ.

Прикрѣпленіе поперечинъ къ продольнымъ балкамъ устроено такъ: концы поперечинъ, расположенные надъ среднею продольною балкою, пришиты къ ея подушкѣ корабельными кованными гвоздями длиною 30,5 см. Наружные концы поперечинъ пришиты къ подушкѣ корабельными гвоздями и зажаты между двумя продольными брусьями, стянутыми между собою вертикальными болтами, причемъ верхній брусъ служитъ бордюромъ тротуара, а нижній брусъ упирается въ подушку крайней продольной балки, устраняя возможность сдвига концовъ поперечинъ со средней продольной балки.

Такъ какъ проѣздъ экипажей возможенъ только по части полотна между охранными брусьями, то не всѣ поперечные брусья продолжены до фермъ. Длинные брусья |длинною 4 I | 2 арш. | и короткіе |длинною 3 3 | 4 арш. | чередуются въ такомъ порядкѣ, что между двумя длинными брусьями находится пять короткихъ.

Продольный верхній настилъ предположенъ изъ дубовыхъ I I | 2 верш. досокъ, пришитыхъ къ поперечн. брусьямъ въ предѣлахъ между охранными брусьями.

Тротуары. Какъ указано выше, на наружныхъ концахъ поперечинъ уложены сверху продольные охранные брусья для от-

клоненія колесъ и для защиты периль и фермъ отъ задѣванія повозками. Такъ какъ узкія полосы полотна между перилами и охранными брусьями не могутъ быть использованы для движенія колесъ, то рѣшено воспользоваться ими для устройства хотя бы узкихъ тротуаровъ, представляющихъ несомнѣннаго удобства для пѣшеходовъ. Тротуары возвышаются надъ проезжимъ полотномъ на 134 мм. и устроены изъ короткихъ дубовыхъ I I | 2 верш. досокъ, уложенныхъ на двухъ продольныхъ брусьяхъ, изъ которыхъ одинъ является охраннымъ, т. е. верхнимъ обжимнымъ, а другой уложенъ на свѣшивающихся концахъ длинныхъ поперечинъ.

Перила расположены по линіи внутреннихъ граней стоекъ фермъ и составлены изъ поручня полукруглаго сѣченія 63x22 мм изъ стоекъ сѣченіемъ 60 x 15 мм, расположенныхъ на равстояніи 1,44 м. ось отъ оси, соответственно расположенію длинныхъ поперечныхъ брусевъ, къ которымъ каждая стойка прикрѣпляется двумя болтами $d = 16$ мм.

Кромѣ прикрѣпленія къ поперечнымъ брусьямъ перила приклеиваются посредствомъ особыхъ уголковъ къ стойкамъ фермъ. Заполненіе периль принято изъ полоссого желѣза 30 x 8 30 x 6 и 30 x 5 мм.

Отводъ воды съ полотна проезжей части производится помощью желѣзныхъ трубъ діаметромъ 70 мм, расположенныхъ около охранныхъ брусевъ по одной парѣ $\frac{6}{8}$ каждой панели.

Трубы склепаны изъ оцинкованнаго желѣза толщиною 1,5 мм | I | 16" |.

Сопряженіе моста съ насыпью. На разстояніи 1,5 м. отъ концевой поперечной балки забить рядъ изъ 5 свай діаметромъ 6 верш. и длиною 2,5 саж. На верхніе концы свай врублена осмоленая насадка сѣченіемъ 6 x 6 верш. На 420 мм. ниже нижняго ~~наса~~ поперечной балки въ насыпи устроена мощеная горизонтальная площадка, служащая для осмотра и окраски поперечной балки, и огрежденная со стороны насыпи вертикальною стѣнкою, состоящею изъ осмоленныхъ пластинъ, выложенныхъ за концами свай. Переходъ отъ концевой поперечной балки на насыпь устроенъ такъ: на насадку свай и на поперечную балку, снабженныя сверху по деревянной подушкѣ, уложено II продольныхъ брусевъ сѣченіемъ 7 x 8 дм. и длиною 2,05 м. Брусья врублены въ ту и другую подушку, причемъ врубка сдѣлана какъ въ брусѣ, такъ и въ подушкѣ. Концы брусевъ, расположенный надъ поперечной балкой пришить къ ея подушкѣ корабельнымъ гвоздемъ, а другой конецъ поloitся на подушкѣ свободно, причемъ врубка допускаетъ его продольное перемѣщеніе въ случаѣ измѣненія длины желѣзнаго пролетнаго строенія, вызваннаго перемѣною температуры. Торцы брусевъ защищены со стороны насыпи доскою. На продольныхъ брусьяхъ уложенъ поперечный настиль изъ брусковъ сѣченіемъ 20 x 10 см., длиною по 4,56 м. Устройство тротуара въ мѣстѣ сопряженія ничѣмъ не отличается отъ его нормальной конструкціи, причемъ продольные тротуарные лежни покоятся съ одной стороны на послѣдней ^ндлинной поперечинѣ мостового настила, а съ другой стороны на насадкѣ свай.

3. Опорныя части изъ литой стали.

Каждая ферма покоится на подвижной и неподвижной опорѣ. Обѣ опоры устроены съ шаровыми шарнирами обеспечивающими центральную передачу опорнаго давленія.

Подвижная опора состоитъ изъ верхняго балансира со сферическимъ гнездомъ, изъ нижняго балансира со сферической выпуклостью, изъ катковъ и изъ нижней подушки, уложенной на подферменномъ камнѣ при посредствѣ слоя португандскаго цемента толщиной въ 1 см.

Закрѣпленіе нижней подушки на подферменномъ камнѣ достигается помощью трехъ небольшихъ приливовъ, врубленныхъ въ камень и залитыхъ цементнымъ растворомъ. Приливы располагаются по краямъ подушки 1 для возможно меньшаго ослабленія камня, особенно въ его опасномъ мѣстѣ подь центромъ подушки и 2 для удобства заливки ихъ цементомъ. Равномѣрная передача давленія подушки на подферменный камень обеспечивается слоемъ раствора изъ 1 части португандъ-цемента на 1 часть пѣска. Заливка этого слоя жидкимъ растворомъ не рекомендуется. Во избѣжаніе образованія пустотъ подь подушкой слѣдуетъ временно установить ее краями на 2 желѣзныя полоски и заполнить пространство подь нею густымъ растворомъ, заколачивая его помощью желѣзныхъ планокъ.

Катки, въ числѣ трехъ, взяты діам. 170 мм. и длиною 570 мм., считая между выпуклыми закрайнами катковъ, обеспечивающими правильное положеніе катковъ и препятствующими боковому сдвигу нижняго балансира съ катковъ.

Длина катковъ взята на 10 мм болѣе ширины нижняго балансира на случай поперечнаго расширенія верхняго строенія моста и для облегченія вращенія катковъ. Катки соединены между собою рамою изъ углового желѣза, обеспечивающею правильное положеніе катковъ.

Нижній балансиръ снабженъ сферическою выпуклостью радиуса 100 мм.

Въ верхнемъ балансирѣ имѣется соответствующее сферическое гнѣздо того же радиуса 100 мм, такъ что касаніе въ шарнирѣ плотное и распространяется на шаровой сегментъ, съ центральнымъ угломъ въ 90° . Для уменьшенія размѣровъ верхняго балансира и числа болтовъ для его прикрѣпленія къ фермѣ, примененъ клинообразный листъ 280 x 280 мм, среднюю толщ. 27,4 мм, втолченный въ балансиръ и приклепанный къ фермѣ 9 заклепками съ потайными нижними головками. Въ виду криволинейности нижняго пояса фермы, верхняя поверхность втолченнаго листа обдѣлывается такимъ образомъ, чтобы нижняя поверхность его была строго горизонтальна. Имѣя въ виду, что между верхними краями балансира и опорнымъ листомъ фермы оставлены зазоры не менѣе 2 мм, передача давленія на балансиръ производится исключительно черезъ втолченный листъ; вслѣдствіе чего значительно уменьшается моментъ, изгибающій балансиръ.

Неподвижная опора состоитъ изъ верхняго балансира тѣхъ же размѣровъ какъ въ подвижной опорѣ и изъ нижняго балансира, снабженнаго шаровою выпуклостью радиуса 100 мм, и имѣющаго квадратное основаніе, соответствующее нижней подушкѣ под-

вижной опоры. Высота нижняго балансира соотвѣтствуетъ общей высотѣ подушки, катковъ и нижняго балансира подвижной опоры. Для уменьшенія вѣса балансира въ его пирамидальной части сдѣлана, треугольная выемка, ось которой совпадаетъ съ продольною осью фермы. Закрѣпленіе балансира на подферменномъ камнѣ такое же какъ для подушки подвижной опоры.

4. Д і а м е т р ы з а к л е п о к ъ .

- $d = 10$ мм. Въ прикрѣпленіяхъ заполненія периль къ стойкамъ, поручнямъ и между собою.
- $d = 16$ мм. 1 | Въ прикрѣпленіяхъ периль къ стойкамъ фермъ.
2 | Въ распоркахъ между продольными балками.
3 | Въ рѣшеткахъ и планкахъ верхняго и нижняго поясовъ, раскосовъ и стоекъ фермъ, и діагоналей верхнихъ связей.
4 | Въ гориз. планкахъ между вертикальными листами нижняго пояса.
- $d = 20$ мм. 1 | Въ продольныхъ и поперечныхъ балкахъ, за исключеніемъ прикрѣпленія поперечныхъ балокъ къ фермамъ.
2 | Въ верхней распоркѣ опорныхъ рамъ, кромѣ прикрѣпленія ея къ стойкамъ.
- $d = 22$ мм. 1 | Во взаимныхъ соединеніяхъ листовъ и уголковъ поясовъ, раскосовъ и стоекъ и въ стыкахъ этихъ частей.
2 | Въ узловыхъ соединеніяхъ фермъ.

- 3 | Въ прикрѣпленіяхъ поперечныхъ балокъ къ фермамъ.
- 4 | Въ рѣбкахъ верхнихъ горизонтальн. связей.
- 5 | Въ прикрѣпленіяхъ верхнихъ и нижнихъ связей къ поясамъ.
- 6 | Въ прикрѣпленіяхъ верхнихъ распорокъ опорныхъ рамъ къ стойкамъ.

§ 3. Разсчетныя нагрузки.

I Постоянная нагрузка.

Полный вѣсъ проѣзжей части въ пролетѣ и консоляхъ согласно § 9, принять въ видѣ сплошной равномерной нагрузки въ 864 кг. на пог. м. фермы

Собственный вѣсъ междуопорной части фермы со связями, опредѣленный на основаніи предварительнаго расчета объема фермы и пользуясь конструктивными коэффициентами, принять въ 596 кг. на пог. м. фермы.

Собственный вѣсъ консолей фермъ на томъ же основаніи принять въ 186 кг. на п. м. фермы.

Такъ что полная постоянная нагрузка моста : -

для междуопорной части $p = 864 + 596 = 1460$ кг | п. м. ф.

для консолей " $p' = 864 + 186 = 1050$ кг | п. м. ф.

II Временная нагрузка.

A | Вертикальная нагрузка. Вертикальная временная нагрузка

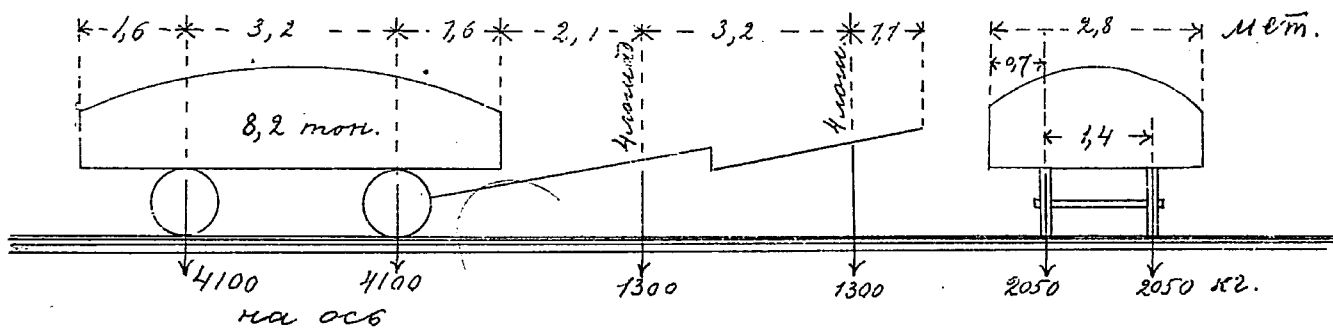
ка принимается различною для расчета проезжей части и для расчета фермы, а именно:

1 | Для расчета проезжей части - невыгоднейшая изъ слѣдующихъ комбинацій:

а | Сплошная толпа людей въ 550 кг/м^2 , что соответствуетъ вѣсу 7 людей

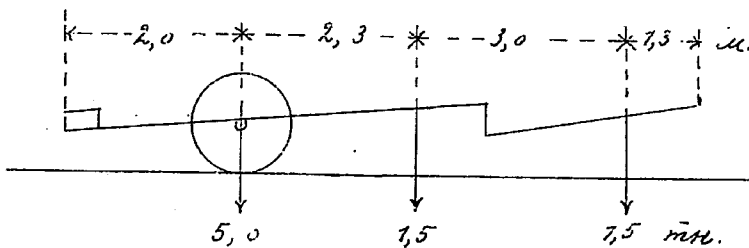
б | Одна или двѣ | рядомъ | фуры вѣсомъ по 8,2 тонны | 500 п | согласно фиг. 3, и въ свободныхъ мѣстахъ

толпа людей въ 550 кг/м^2 .



фиг. 3.

в | Конный катокъ вѣсомъ 5 тон согласно фиг. 4 и толпа людей въ 550 кг/м^2 .



ширина катка = 1,30 м.

фиг. 4.

2 | Для расчета фермы: - тротуары и проезжая часть нагружаются сплошной толпою людей въ 400 кг/м^2 , что соответствуетъ вѣсу 5 - 6 людей.

В. Давленіе вѣтра.

Поверхность обѣихъ фермъ, подверженная давленію вѣтра, принята равной 0,385 площади, ограниченной очертаніемъ одной фермы. *)

Поверхность толпы людей принята въ видѣ сплошного прямоугольника высотой въ 2,0 м.

Давленіе вѣтра принято въ 132 кг. на квадрат. метръ при расположеніи на мостѣ временной нагрузки и 235 кг/м² при отсутствіи последней.

§ 4. Матеріалы и допущенныя напряженія.

Все верхнее строеніе моста, включая и заклепки, спроектировано изъ литого желѣза, кромѣ опорныхъ частей, которыя должны быть изготовлены изъ стали.

Литое желѣзо должно удовлетворять техническимъ условіямъ, утвержденнымъ Министерствомъ Путей Сообщенія 5-го Іюля 1897 г. за № 113 и имѣть временное сопротивленіе не менѣе $R = 37$ кг/мм² при удлинении ϵ не менѣе 20%, при чемъ $R + 2\epsilon \cong 85$.

Литая сталь для опорныхъ частей должна быть самая твердая Мартеновскаго производства и оказывать временное сопротивленіе разрыву не менѣе 70 кг. на мм².

Все профили фасоннаго желѣза приняты по Русскому Нормальному Сортаменту.

*) См. Е. О. Патонъ. Данные для проектированія верхняго строенія мостовъ II изд.

Д о п у с к а е м ы я н а п р я ж е н и я

А. Д и т о е ж е л ъ з о

I | Для главных фермъ

а | основное напряжение | для растянутых частей | :

а) при дѣйствии одной вертикальной нагрузки

$$R_0 = 800 + 2l = 944 \text{ кг/см}^2 < 1100$$

б) при совокупномъ дѣйствии вертикальной нагрузки и вѣтра | для поясовъ |

$$R'_0 = 850 + 4l = 1138 \text{ кг/см}^2 < 1300$$

б) | для сжатыхъ частей основное допускаемое напряжение уменьшается въ зависимости отъ продольнаго изгиба, причемъ коэффициентъ уменьшенія φ определяется по формулѣ Навье -

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,00008 \frac{l^2}{J}} \text{ , где } J \text{ - моментъ инерции в } \text{см}^4 \text{ ;}$$

ω - площадь | в } \text{см}^2 \text{ | сѣченія рассматриваемаго элемента.

в | для сжато - вытянутыхъ частей допускаемое напряжение определяется отдѣльно для растяженія и сжатія.

а) Для растяженія допускаемое напряжение R_1 , определяется по формулѣ Вейруха: $R_1 = R_0 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\min N}{\max N} \right)$,

где R_0 - основное напряжение, а $\min N$ и $\max N$ абсолютно наименьшее и наибольшее изъ обоихъ предѣльныхъ усилій различного знака.

б) Для сжатія по формулѣ - $R'_2 = \varphi [R_0 - 100]$ въ томъ случаѣ, если напряжение по формулѣ Вейрау -

за " - - - - - $R_1 < R_0 - 100;$
 или по формулѣ - - - - - $R_2 = S \cdot R_1$
 если напряжение по Вейрауху - - - - - $R_1 > (R_0 - 100)$

г | для складываемых частей допускаемое напря -
 жение - - - - - $0,75 (800 + 2 l) = 708 \text{ кг/см}^2$
 или - при дѣйствии вѣтра - - - - - $0,75 (850 + 2 l) = 853 \text{ "}$

д | для подвѣсокъ и стоекъ фермъ, кромѣ опорной, допускаемое
 напряжение какъ для проѣзжей части - - - - - 750 кг/см^2

2 | для связей

основное напряжение - $R_0 = 850 + 4 l = 1138 \text{ кг/см}^2$

для сжатыхъ и сжато-вытянутыхъ элементовъ связей основное
 напряжение уменьшается по формуламъ Навье и Вейрауха, какъ и
 для элементовъ фермы, но при повышенномъ основномъ напряженіи.

3 | Для проѣзжей части:

а | основное напряжение на изгибъ - - - - - 750 кг/см^2

б | на скалываніе стѣнки:

въ случаѣ, когда повѣряются косыя напряженія -
 - $0,75 \cdot 750 = 563 \text{ кг/см}^2$

въ случаѣ, когда косыя напряженія не повѣряются
 - $0,6 \cdot 750 = 450 \text{ кг/см}^2$

4 | Для заклепочныхъ соединеній.

Допускаемое напряжение на перерѣзваніе заклепокъ:

а | Въ фермахъ:

а) въ обыкновенныхъ соединеніяхъ -

при дѣйствии одной вертикал. нагрузки $0,8 \cdot 944 = 755 \text{ кг/см}^2$

при дѣйствии вертикал. нагрузки и вѣтра - $0,8 \cdot 1138 = 910$

Въ соединеніяхъ сжато-вытянутыхъ частей
опредѣляется по формулѣ - - - - - 0,8. R₁,

гдѣ R₁ - напряженіе по формулѣ Вейруха,

но не меньше 500 кг|см.² и не больше 600 кг|см.²

б|Въ связяхъ

въ обыкновенныхъ соединеніяхъ - -0,8. II38=910"

в|Въ пробѣжной части

Въ обыкновенныхъ соединеніяхъ ----- 600 "

въ прикрѣпленіяхъ продольныхъ

и поперечныхъ балокъ----- 500 "

Б. Сосновое дерево для пробѣжной части.

Вѣсъ сосноваго дерева - 700 кг. въ куб. м.

" дубоваго дерева - 1000 кг. въ " "

Допускаемое напряженіе для сосны лучшаго качества, съ
временнымъ сопротивленіемъ разрыву > 812 кг|см.².

а|на изгибъ - - - - - 76 кг|см.²

б|на скалываніе вдоль волоконъ --- -- 18 "

в|на смятіе поперекъ волоконъ ----- 20 "

В. Сталь для опорныхъ частей.

Допускаемое напряженіе для стальныхъ отливокъ

на изгибъ ----- 800 кг|см.²,

на смятіе въ шарнирахъ при плотномъ касаніи - 1500^{*)} "

*) См. Таблицу I7 II тома Желѣзныхъ мостовъ Патона |стр.59|

На сжатіе въ опорныхъ каткахъ, считая на гориз.

проекцію катковъ - - - - - 40 кг/см².

Г. Подферменный камень.

Допускаемое напряженіе на раздробленіе - - - - - 30 "

Д. Кладка устоевъ.

Допускаемое напряженіе на раздробленіе - - - - - 10 "

Г. Проѣзжая часть въ пролетѣ.

§ 5. Деревянный настилъ.

Деревянный настилъ предполагается изъ верхняго продольнаго досчатаго и изъ нижняго поперечнаго - брусчатаго

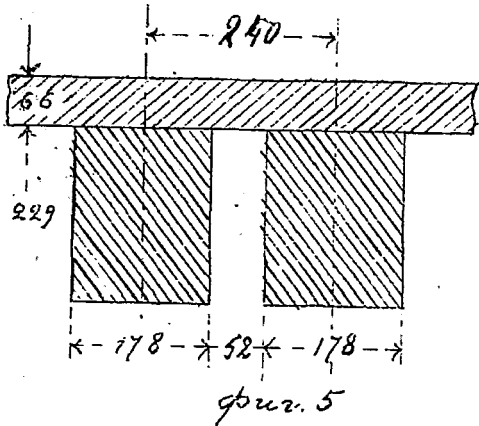
Верхній настилъ служитъ для предохраненія отъ изнашиванія болѣе солиднаго и дорогаго, нижняго настила и предположенъ изъ дубовыхъ досокъ, размѣр. 5 I|2 x I I|2 вер. (245 x 66 мм) уложенныхъ въ плотную вдоль моста.

Нижній настилъ состоитъ изъ сосновыхъ брусьевъ прямо - угольнаго сѣченія 7 x 9 дм. (178 x 229 мм) изъ 6 I|2 верхн. лѣса, длиною 3 3|4 и 4 I|2 арш. (2667 и 3200 мм.), уложенныхъ поперекъ моста на продольныхъ балкахъ съ промежутками въ 62мм или 2 7|16 дм. между брусьями для предохраненія ихъ отъ гніенія.

Каждая длинная поперечина укладывается черезъ пять короткихъ и служитъ для поддержанія продольныхъ брусьевъ тротуара.

Р а з с ч е т ы п о п е р е ч и н ы .

Расстояние между осями брусьев равно 240 мм (см. фиг. 5)

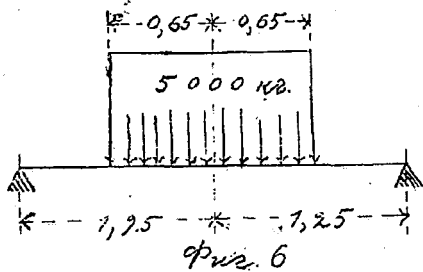


Постоянная нагрузка на I пог.м. бруса - $p = 0,24 \times 0,066 \times 1000 + 0,178 \times 0,229 \times 700 = 45$ кг.

Расчетный пролет бруса $l = 2,50$ м.
Наибольший изгибающий момент от постоянной нагрузки

$$m_1 = \frac{45 \cdot 2,50^2}{8} \cdot 100 = 3516 \text{ кг.см.}$$

Наиболее невыгодной временной нагрузкой является в данном случае каток с давлением M_2 в 5000 кг, расположенный согласно фиг 6. Предполагая, что помощью верхнего настила,



давление катка передается только на 2 бруса, получим наибольший изгибающий момент от временной нагрузки для одного бруса

$$m_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{5000 \cdot 250}{4} - \frac{5000 \cdot 130}{8} \right) = 115625 \text{ кг.см.}$$

Полный наибольший изгибающий момент

$$\max M = m_1 + m_2 = 3516 + 115625 = 119141 \text{ кг.см.}$$

Момент сопротивления бруса

$$W = \frac{17,8 \cdot 22,9^2}{6} = 1556 \text{ см.}^3$$

Наибольшее нормальное напряжение

$$n = \frac{\max M}{W} = \frac{119411}{1556} = 76,5 \text{ кг./см}^2 \text{ . допускается } 76.$$

Наибольшая поперечная сила от временной нагрузки на опоры бруса, получается при перемещении катка к одной из опор.

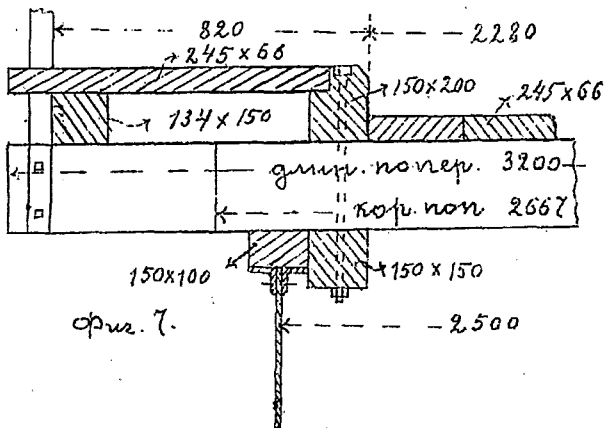
Полная наибольшая поперечная сила от временной и постоянной нагрузок

$$\max Q = \frac{1}{2} \left(5000 \cdot \frac{2,50 - 0,65}{2,50} \right) + 45 \cdot \frac{2,5}{2} = 1850 + 56 = 1906 \text{ кг.}$$

Наибольшее сдвигающее напряжение

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{\omega} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1906}{178,229} = 7 \text{ кг/см}^2 < 18$$

Расчет тротуара.



Настил состоит из дубовых досок 5 I/2 x I I/2 бер (245x66 мм) уложенных поперек моста на продольных лежнях (фиг. 7).

Расстояние в свету между лежнями всего 0,525 м., так что прочность верхнего настила можно не проверять. - Наружный лежень поддерживается длинными по-

перечинами, расстояние между которыми = 1,44 м.

Постоянная нагрузка на I пог.м. лежня

$$\mu = 0,51 \cdot 0,066 \cdot 1000 + 0,134 \cdot 0,150 \cdot 700 = 48 \text{ кг.}$$

Временная нагрузка, в видѣ толпы людей

$$K = 550 \cdot 0,41 = 168 \text{ кг/п.м}$$

Наибольший изгибающий момент

$$\max M = \frac{(48 + 168) \cdot 1,44^2}{8} \cdot 100 = 5599 \text{ кг.см.}$$

Моментъ сопротивленія прогона

$$W = \frac{15.13,4^2}{6} = 449 \text{ см.}^3$$

Наибольшее нормальное напряженіе

$$n = \frac{5599}{449} = 13 \text{ кг/см.}^2 < 76.$$

§ 6. Средняя продольная балка.

Расчетный пролетъ - - - - - 7,20 м.

Постоянная нагрузка на пог м. балки:

Отъ вѣса верхняго настила . . .	2,50.0,066.1000=165кг
" " нижняго настила .4.2,50.0,178.0,229.700=285"	
" " подушки	0,15.0,28.700 = 30"
отъ собственнаго вѣса	= 130 "

В с е г о н а п . м . 610 кг.

Наибольшій изгибающій моментъ отъ постоянной нагрузки

$$m_1 = \frac{610.7,2^2}{8} . 100 = 395280 \text{ кг.см.}$$

Временная нагрузка. Изгибающій моментъ отъ временной

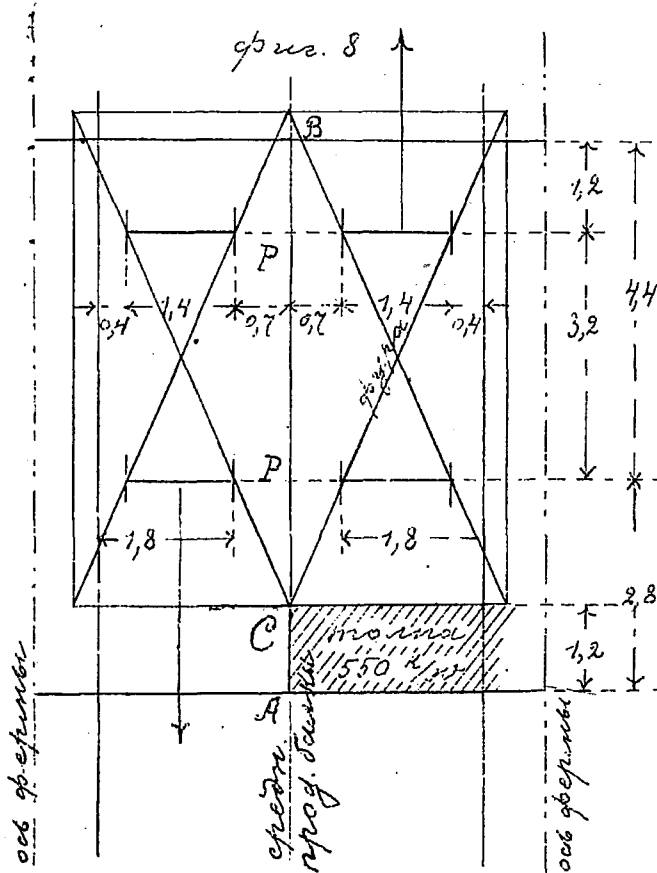
нагрузки опредѣляемъ въ трехъ предположеніяхъ,останавлива-
ясь окончательно на невыгоднѣйшемъ изъ нихъ.

1| При загрузеніи моста толпою людей въ 550 кг.на кв.м.

Наибольшій моментъ

$$m_2 = \frac{2,5.550.7,2^2}{8} . 100 = 891000 \text{ кг.см.}$$

2| При загрузеніи моста двумя фурами,расположенными сим-
метрично относительно продольной оси моста,согласно фиг 8



При этомъ расположеніи фуръ, средняя продольная балка АВ получаетъ въ точкахъ Р Р слѣдующія сосредоточенныя давленія:

$$P = 2 \cdot 2050 \left(\frac{0,4 + 1,8}{2,5} \right) = 3608 \text{ кг.}$$

Кромѣ того, отъ загрузенія свободныхъ промежутковъ толпою въ 550 кг/м^2 , участокъ балки АС находится подѣ дѣйствіемъ сплошной нагрузки.

$$K'' = \frac{550 \cdot 2,50}{2} = 687,5 \text{ кг/пог.м.}$$

Абсолютный максимумъ момента отъ грузовъ Р получается при расположеніи колесъ фуръ по фиг. 8. При этомъ расположеніи

нагрузки наибольшій изгибающій моментъ отъ нея

$$m_2'' = \frac{3608 \cdot (1,2 + 4,4)}{7,2} \cdot 280 + \frac{687,5 \cdot 1,2 (7,2 - 0,6)}{7,2} \cdot 280$$

$$= 687,5 \cdot 1,2 (280 - 60) = 785742 + 30250 = 815992 \text{ кг.см.}$$

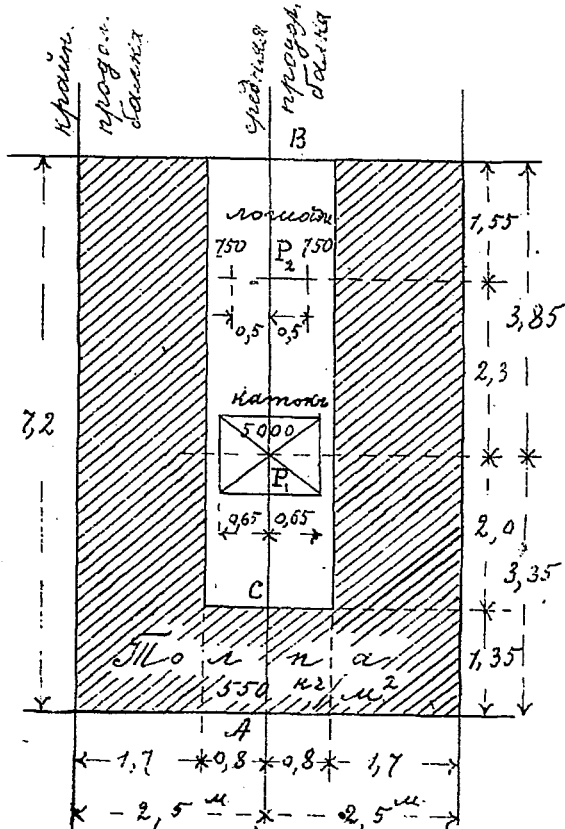
3 | При загрузеніи моста наткомъ и толпою, согласно фиг. 9.

При такой временной нагрузкѣ средняя продольная балка АВ подвергается дѣйствію:

а | двухъ сосредоточенныхъ грузовъ въ точкахъ P_1, P_2

$$P_1 = \frac{5000 \cdot (2,50 - 0,325)}{2,50} = 4350 \text{ кг.}$$

$$P_2 = 2 \cdot \frac{750 \cdot 2,0}{2,5} = 1200 \text{ кг.}$$



фиг. 9.

б) сплошной равномерной нагрузки

по всей длине балки

$$k_1''' = 2 \cdot \frac{550 \cdot 1,7^2}{2 \cdot 2,5} = 636 \text{ кг/п.м. балки}$$

в) сплошной нагрузки на участке

АС балки

$$k_2''' = 2 \cdot \frac{550 \cdot 0,8(2,5-0,4)}{2,5} = 739 \text{ кг/п.м.}$$

Абсолютный максимум изгибающего

момента от грузов Р₁ и Р₂

получается при расположении

их согласно фиг. 9.

Поэтому наибольший изгибающий

момент от всей означенной

нагрузки

$$m_2''' = \frac{4350 \cdot 3,85 + 1200 \cdot 1,55}{7,2} \cdot 335 + \frac{636 \cdot 3,35 \cdot 3,85}{2} + 739 \cdot 1,35 \cdot \left(\frac{7,2-0,675}{7,2} \cdot 335 - 267,5\right) = 865766 + 410140 + 35915 = 1311821 \text{ кг.см}$$

Из сравнения трех случаев временной нагрузки видно, что загрузка катком и толпой является наиболее невыгодным, Поэтому полный наибольший изгибающий момент

$$\max M = m_1 + m_2''' = 395280 + 1311821 = 1707101 \text{ кг.см.}$$

Съчение балки принято из вертикального листа 820 x 9мм, и 4-х уголков 70 x 70 x 9 мм. (фиг. 10)

Момент инерции J (brutto):

вертикальн. листа $\frac{1}{12} \cdot 0,9 \cdot 82^3 = 41354 \text{ см.}^4$

4-х уголков $\dots 4(52,6 + 11,87 \cdot 38,96^2) = 72424 \text{ "}$

Всего J brutto = 113778 см.⁴

За вычетом момента инерции заклепочных

отверстий... $2 \cdot 2 \cdot 0,9 [3 \cdot 37,5^2 + 25^2 + 12,5^2] = 1800 \text{ см}^4$

$$J_{\text{netto}} = 95779 \text{ см}^4$$

Моментъ сопротивленія балки (netto)

$$W = \frac{95778}{41} = 2336 \text{ см}^3$$

Наибольшее нормальное напряженіе

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1.707101}{2336} = 731 \text{ кг./см}^2 < 750$$

Поперечная сила на опорѣ балки

а) отъ постоянной нагрузки

$$Q_1 = \frac{610 \cdot 7,2}{2} = 2196 \text{ кг.}$$

б) отъ временной нагрузки, въ случаѣ загрузенія моста:

1 | фурами и толпою, согласно фиг. II.

$$Q'_2 = 2 \cdot 2050 \cdot \frac{1,8 + 0,4}{2,5} = \left(1 + \frac{4,0}{7,2}\right) + 1300 \cdot \frac{1,1}{2,5} \cdot \frac{0,3}{7,2} + \frac{550 \cdot 2,5 \cdot 2,4^2}{2 \cdot 2 \cdot 7,2} = 5911 \text{ кг.}$$

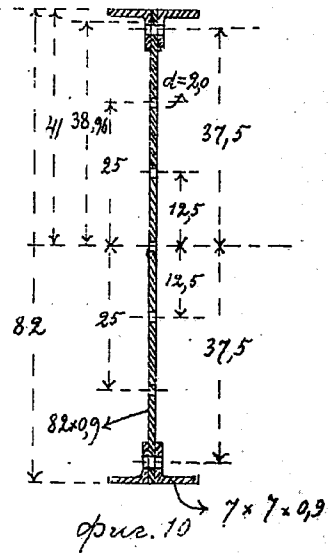
2 | каткомъ и толпою, согласно фиг. I2.

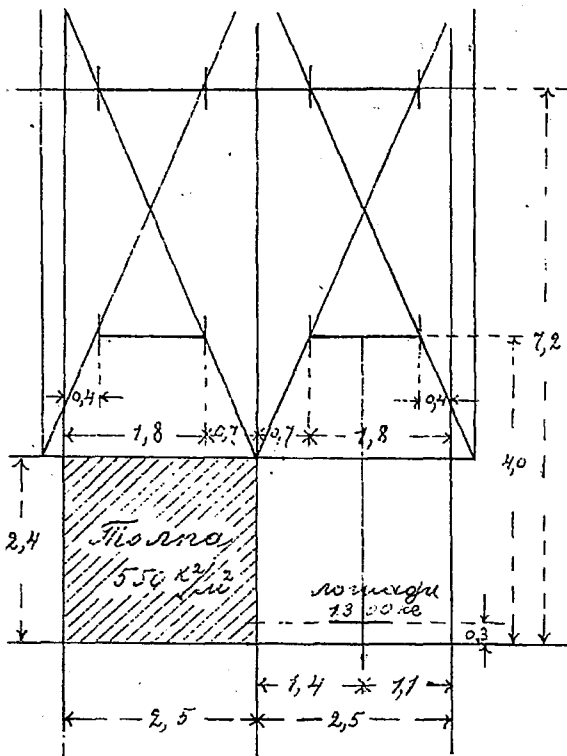
$$Q''_2 = 5000 \left(1 - \frac{1,3}{4,2,5}\right) + 2 \cdot \frac{550 \cdot 1,7^2}{2 \cdot 2,5} \cdot \frac{7,2}{2} + 2 \cdot \frac{550 \cdot 0,8 \cdot 2,1}{2,5} \cdot \frac{5,2^2}{2 \cdot 7,2} = 8027 \text{ кг.} > Q'_2$$

Поэтому наибольшая поперечная сила, на опорѣ балки,

отъ полной нагрузки

$$\max Q = Q_1 + Q''_2 = 2196 + 8027 = 10223 \text{ кг.}$$





фиг. 11

Наибольшее скалывающее напряжение при условии, что сопротивляется одинъ вертикальный листъ.

$$t = \frac{z}{2} \cdot \frac{Q \cdot a}{\omega (a-d)} = \frac{3}{2} \cdot \frac{10223 - 125}{73,8 \cdot (125 - 20)} = 247 \text{ кг/см}^2 < 0,6 \cdot 750 = 450$$

въ виду чего косыя напряжения не повѣрнутся.

Необходимое число заклепок діам. 2 см. для прикрѣпленія продольной балки къ поперечной:

а) на двойное перерѣзываніе -

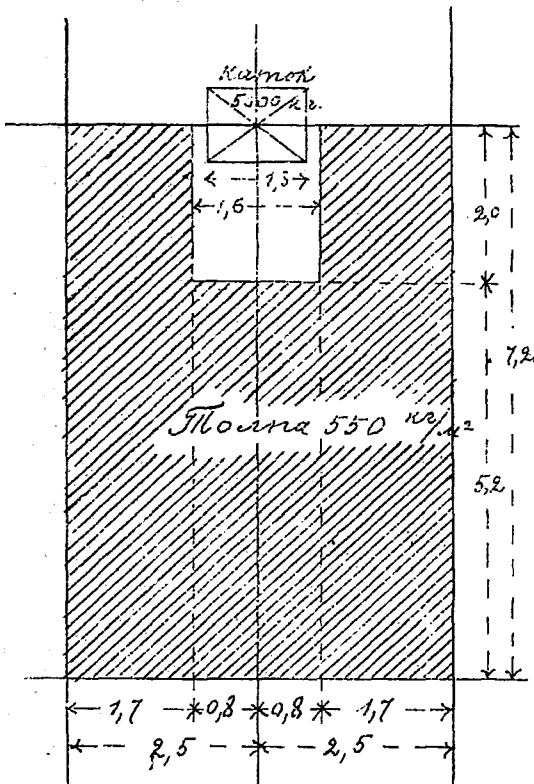
$$m' = \frac{10223}{2 \cdot \frac{\pi \cdot 2^2}{4} \cdot 500} = \frac{10223}{3142} = 3,3$$

б) на смятіе

$$m'' = \frac{10223}{2,09 \cdot 1500} = \frac{10223}{2700} = 3,8$$

Принято 7 двухсрѣзныхъ за -

клепокъ.



фиг. 12

§ 7. Крайнія продольныя балки.

Расчетный пролет - - - - - 7,20 м.

Постоянная нагрузка на пог. м. балки отъ вѣса:

верхняго настила	$(3,20 - \frac{2,5}{2} - 0,15) \cdot 0,66 \cdot 1000 =$	119 кг.
нижняго	$-\frac{1}{1,44} \left[5 \left(2,667 - \frac{2,5}{2} \right) + \left(3,200 - \frac{2,5}{2} \right) \right] 0,178 \cdot 0,229 \cdot 700 =$	171 "
подушки	$- 0,10 \cdot 0,15 \cdot 700 =$	11 "
охраннаго бруса	$- 0,15 \cdot 0,20 \cdot 700 =$	21 "
Наружнаго тротуарнаго дежня	$- 0,15 \cdot 0,134 \cdot 700 =$	14 "
нижняго сжимнаго бруса	$- 0,15 \cdot 0,15 \cdot 700 =$	16 "
перилъ		= 25 "
собственнаго вѣса балки		= 95 "

 Всего на погон. м. балки — 472 кг.

Наибольшій моментъ отъ постоянной нагрузки

$$m = \frac{472 \cdot 7,2^2}{8} \cdot 100 = 305\ 856 \text{ кг. см.}$$

Невыгоднѣйшею временною нагрузкою является катокъ съ толпою людей, расположенный согласно фиг. 13.

При этомъ крайняя продольная балка подвергается дѣйствию:

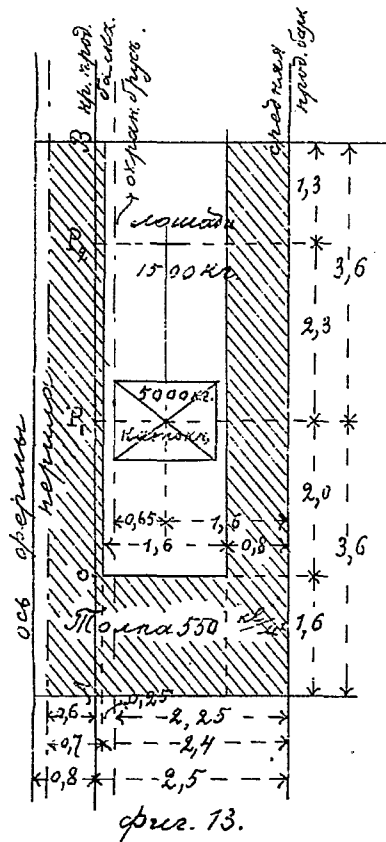
1 | двухъ сосредоточенныхъ грузовъ -

$$P_1 = 5000 \cdot \frac{1,6}{2,5} = 3200 \text{ кг. и}$$

$$P_2 = 1500 \cdot \frac{1,6}{2,5} = 960 \text{ кг.}$$

2 | Равномѣрной сплошной нагрузки по всей длинѣ

балки



фиг. 13.

$$K' = 550 \cdot 0,6 + 550 \cdot 0,1 \cdot \frac{2,45}{2,50} + 550 \cdot \frac{0,8^2}{2 \cdot 2,5} = 454 \text{ кг./пог.м.}$$

3) сплошной нагрузки на участке AC балки -

$$K'' = \frac{550 \cdot 1,6^2}{2 \cdot 50} = 563 \text{ кг./пог.м.}$$

Наибольший момент отъ означенной нагрузки при расположении ея согласно фиг. 13.

$$m_2 = \frac{3200 \cdot 3,6 + 960 \cdot 1,3 \cdot 360}{7,2} + \frac{454 \cdot 7,2^2}{8} \cdot 100 + \frac{563 \cdot 1,6^2}{2 \cdot 7,2}$$

$$\cdot 360 = 968624 \text{ кг. см.}$$

Полный моментъ

$$\max M = m_1 + m_2 = 305 \ 856 + 968 \ 624 = 1274480 \text{ кг. см.}$$

Сѣченіе балки принято изъ вертикальнаго листа

660 x 9 мм. и 4-хъ уголковъ 70 x 70 x 9 мм. |фиг. 14 |

Моментъ инерціи сѣченія J (brutto)

$$\text{вертикальнаго листа } \frac{1}{12} \cdot 0,9 \cdot 66^3 = 21562 \text{ см.}^4$$

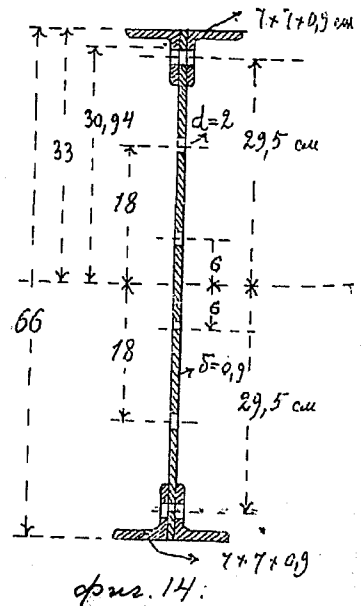
$$4\text{-хъ уголковъ } 4 (52,6 + 11,87 \cdot 30,94^2) = 45660$$

$$\text{Всего } J \text{ brutto} = 67222 \text{ см.}^4$$

За вычетомъ момента инерціи заклепочныхъ отверстій -

$$2 \left[2 \cdot 2,7 \cdot 29,5^2 + 2 \cdot 0,9 \left(18^2 + 6^2 \right) \right] = 10696 \text{ см.}^4$$

$$J \text{ netto} = 56526 \text{ см.}^4$$



Моментъ сопротивленія балки (*netto*)

$$W = \frac{56526}{33} = 1713 \text{ см.}^3$$

Наибольшее нормальное напряженіе

$$\pi = \frac{M}{W} = \frac{1\,274\,480}{1\,713} = 744 \text{ кг./см.}^2 < 750.$$

Наибольшая поперечная сила на опорѣ балки:

а | отъ постоянной нагрузки

$$q_1 = \frac{472 \cdot 7,2}{2} = 1699 \text{ кг.}$$

б | отъ невыгоднѣйшей временной нагрузки, въ видѣ катка, расположеннаго на опорѣ балки и толпы въ 550 кг/м. загружающей всю рассматриваемую панель, за исключеніемъ прямоугольниа размѣр. 1,6 x 2,0 м., занятаго задомъ катка

$$q_2 = P_1 + \frac{k' \cdot l}{2} + \frac{k'' \cdot 5,2^2}{2 \cdot 7,2} = 3200 + \frac{454 \cdot 7,2}{2} + \frac{563 \cdot 5,2^2}{2 \cdot 7,2} = 5892 \text{ кг.}$$

Полная наибольшая поперечная сила,

$$\text{max. } Q = q_1 + q_2 = 1699 + 5892 = 7591 \text{ кг.}$$

Наибольшее скалывающее напряженіе при условіи, что сопротивляется только вертикальный листъ,

$$t = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q \cdot a}{\omega (a-d)} = \frac{3}{2} \cdot \frac{7591 \cdot 12}{59,4 \cdot (12-2)} = 230 \text{ кг./см.}^2 < 0,6 \cdot 750 = 450 \text{ кг./см.}^2$$

въ виду чего косыя напряженія не повѣряются

Необходимое число заклепокъ діам. 2 см. для прикрѣпленія крайней продольной балки къ поперечной:

а | на двойное перерѣзываніе $n = \frac{7591}{3142} = \dots 2,4$

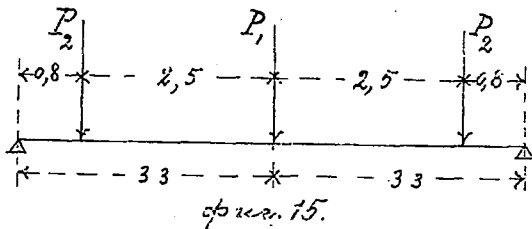
б | на смятіе $n'' = \frac{7591}{2700} = \dots 2,8$

Принято 6 двусрѣзанныхъ заклепокъ.

§ 8. Поперечная балка

Расчетный пролет 6,60 м.

Постоянная нагрузка передается поперечной балке в виде трех сосредоточенных грузов, соответствующих местам прикрепления продольных балок [см. фиг. 15]



Согласно §§ 6 и 7, средней и крайнимъ продольнымъ балкамъ соответствуют постоянныя нагрузки въ 610 и 472 кг. на пог.м. ихъ длины; такъ что

$$P_1 = 610 \cdot 7,2 = 4392 \text{ кг.}$$

$$P_2 = 472 \cdot 7,2 = 3398 "$$

Собственный вѣсъ поперечной балки равняется 190 кг. на пог.м.

Поэтому наибольший изгибающій моментъ для середины поперечной балки - отъ вѣса проезжей части

$$m_1 = \left[3398 (3,3 - 2,5) + \frac{4392 \cdot 3,3}{2} + \frac{190 \cdot 6,6^2}{8} \right] 100 = 1099975 \text{ кг. см.}$$

Полная реакція опоры отъ вѣса всей проезжей части

$$A_p = 3398 + \frac{4392}{2} + \frac{190 \cdot 6,6}{2} = 6221 \text{ кг.}$$

Временная нагрузка. Наибольше невыгодными способами нагруженія поперечной балки временною нагрузкою представляется нагрузка - или сплошною толпою людей въ 550 кг/м.², или каткомъ вмѣстѣ съ толпою.

1 | При загрузеніи моста сплошною толпою давленія, пере-
даваемыя продольными балками на поперечную -

$$P_1 = 2,5 \cdot 7,2 \cdot 550 = 9900 \text{ кг.}$$

$$P_2 = 1,85 \cdot 7,2 \cdot 550 = 7326 \text{ кг.}$$

2 | При загрузеніи катномъ и толпою, расположенныхъ со-
гласно фиг 16.

$$P = 8027^{*)} + 2 \cdot 750 \cdot \frac{2,0}{2,5} \left(\frac{1,9 + 4,9}{7,2} \right) + 2 \cdot \frac{1,7 \cdot 7,2 \cdot 550 \cdot 1,7}{2 \cdot 2,5 \cdot 2} +$$

$$+ 2 \cdot \frac{0,8 \cdot 0,6 \cdot 550 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,6}{2,5 \cdot 2 \cdot 7,2} = 11467 \text{ кг.}$$

$$P_2 = \frac{5000 \cdot 0,325}{2 \cdot 2,5} + \frac{750 \cdot 0,5}{2,5} \left(\frac{1,9 + 4,9}{7,2} \right) +$$

$$+ 0,6 \cdot 7,2 \cdot 550 + \frac{1,7 \cdot 7,2 \cdot 550 \cdot 1,65}{2,5} +$$

$$+ \frac{0,8 \cdot 550 \cdot 0,8}{2 \cdot 2,5} \left(\frac{5,2^2 + 0,6^2}{2 \cdot 7,2} \right) = 7419 \text{ кг.}$$

Последній случай является наи-
более невыгоднымъ.

Наибольшій изгибающій моментъ
отъ означенной нагрузки

$$m_2 = 7419 \cdot 80 + 11467 \cdot \frac{330}{2} = 2485575$$

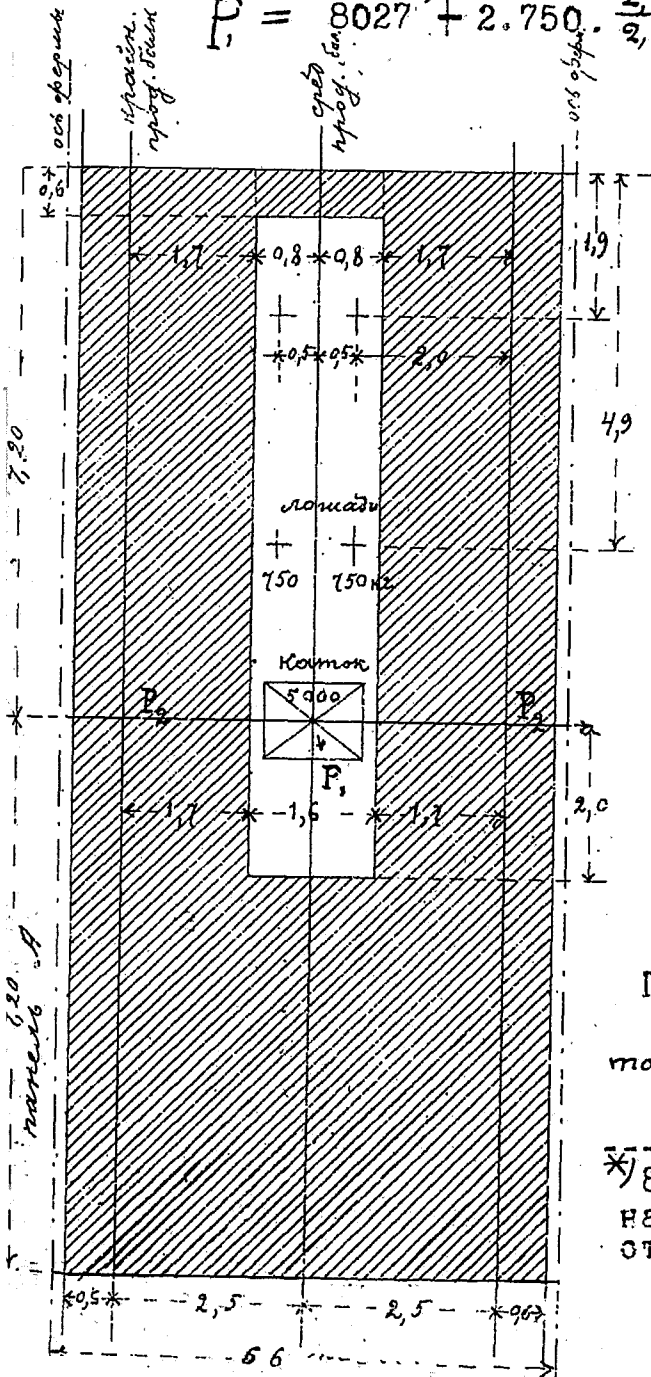
кг. см.

Полный наибольшій моментъ

$$\max M = m_1 + m_2 = 1099975 +$$

$$+ 2485575 = 3585550 \text{ кг. см.}$$

*) 8027 кг. составляет поперечную силу
на опорѣ средней продольной балки
отъ нагрузки панели А (см. § 6)



Полная реакция опоры

$$A = 622I + 74I9 + I|2 \cdot II467 = I9374 \text{ кг.}$$

Сечение поперечной балки принято изъ вертикальнаго листа 1200 x 9 мм. и 4-хъ уголковъ 80 x 80 x II мм|см. фиг I7!

Моментъ инерціи сѣченія *brutto*

вертикальнаго листа $\frac{0,9 \cdot 120^3}{12} = 129\ 600 \text{ см.}^4$

4-хъ уголковъ $4(951 + 16,50 \cdot 57,63^2) = 219\ 504$

Всего $J \text{ brutto} = 349\ 104 \text{ см.}^4$

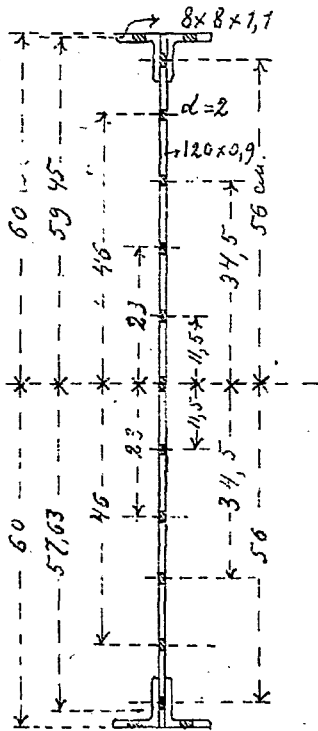
Моментъ инерціи заклепочныхъ от-

верстий. $2 \cdot 0,9 [4 \cdot 59,45^2 + 2(56^2 + 146^2 + 34,5^2 + 23^2 + 11,5^2)] = 51061 \text{ см.}^4$

$J \text{ netto} = 298043 \text{ см.}^4$

Моментъ сопротивленія (*netto*)

$$W = \frac{298043}{60} = 4967 \text{ см.}^3$$



фиг. 17.

Наибольшее нормальное напряжение

$$\sigma = \frac{\max M}{W} = \frac{3.585550}{4967} = 722 \text{ кг.}|\text{см.}^2 < 750$$

Наибольшая поперечная сила на опрѣ балки отъ временной нагрузки получается при загрузеніи моста каткомъ, расположеннымъ на разстояніи 1,6 м отъ оси его до середины моста, и толпою людей въ 550 кг|м², загружающею всю свободную часть полотна|см. фиг. I8|

При такомъ расположеніи

и давленія отъ продольныхъ

балокъ -

$$P_2' = 5892^{*1} + 1500 \frac{1,6}{2,5} \left(\frac{1,9+4,9}{7,2} \right) +$$

$$+ 550 \left(0,6 + 0,1 \frac{2,45}{2,50} + \frac{0,8^2}{2,2,5} \right) \frac{7,2}{2} +$$

$$+ 550 \frac{1,6^2}{2,5} \cdot \frac{0,6^2}{2,7,2} = 8447 \text{ кг.}$$

$$P_1 = 5000 \frac{0,9}{2,5} + 1500 \frac{0,9}{2,5} \left(\frac{1,9+4,9}{7,2} \right) +$$

$$+ 550 \left(0,1 \frac{0,05}{2,50} + 0,8 \frac{2,1}{2,5} \right) \left(\frac{7,2}{2} + \frac{20,6^2}{7,2} \right) +$$

$$+ 550 \frac{1,6 \cdot 0,9}{2,5} \cdot \frac{0,6^2}{2,7,2} + 550 \frac{2,5,5,2^2}{2,2,7,2} +$$

$$+ 550 \cdot 1,25 \cdot 7,2 = 10532 \text{ кг.}$$

$$P_2'' = 550 (1,25 + 0,6) 7,2 = 7326 \text{ кг.}$$

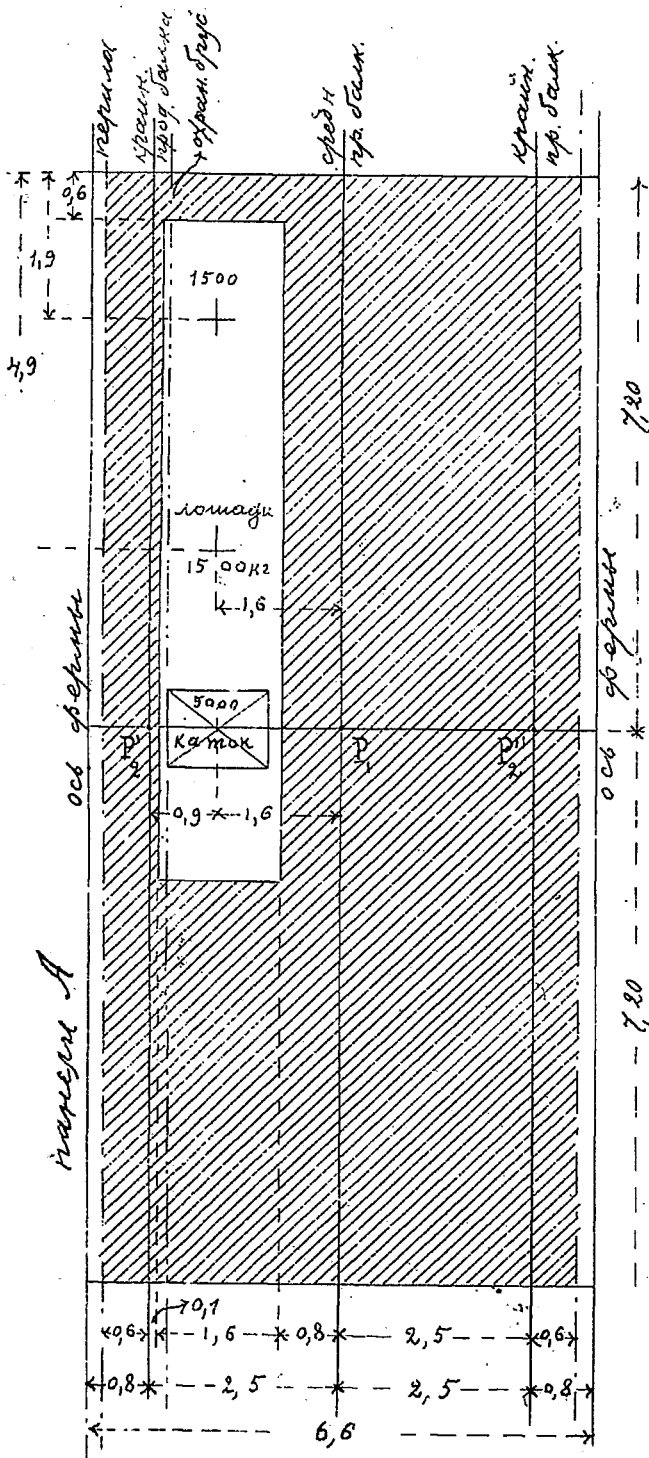
Поэтому наибольшая попе - речная сила отъ временной нагрузки

$$q = \frac{8447 \cdot 5,8 + 10532 \cdot 3,3 + 7326 \cdot 0,8}{6,6}$$

$$= 13577 \text{ кг.}$$

Полная поперечная сила на опорѣ балки

$$\max Q = A_p + q = 6221 + 13577 = 19798 \text{ кг.}$$



фиг. 18

*1) 5892 кг. - составляет поперечную силу на опорѣ крайней про - дольной балки отъ нагрузки въ панели А | см § 7 |

Статический момент половины сечения *brutto*

$$S'_{br} = \frac{0,9 \cdot 60^2}{2} + 2 \cdot 16,5 \cdot 57,63 = 3522 \text{ см}^3$$

Наибольшее касательное напряжение

$$\tau = \frac{\max Q \cdot S}{J \cdot s} \cdot \frac{a}{a-d} = \frac{19798 \cdot 3522}{349104 \cdot 0,9} \cdot \frac{100}{(100-22)} =$$

$$284 \text{ кг/см}^2 < 0,6 \cdot 750 = 450;$$

поэтому косня напряжения повѣряются

Стыкъ вертикальнаго листа поперечной балки находится на разстояніи 0,5 м. отъ опоры

Количество X заклепокъ въ стыкъ рассчитывается по формулѣ ^{xx)}

$$X = \frac{1}{P_m} \sqrt{\left(\frac{3M}{y_m}\right)^2 + Q^2},$$

гдѣ P_m - наименьшее допускаемое сопротивление заклепки смятію или двойному перерѣзыванію, M - изгибающій моментъ, соотвѣтствующій одной стѣнкѣ, y_m - разстояніе наивысшей заклепки въ стыкъ отъ нейтральной оси, Q - поперечная сила, соотвѣтствующая стѣнкѣ и равная $0,77 \max Q$.

Въ данномъ случаѣ:

$$P_m \text{ |на двойное срѣзываніе|} = 2 \frac{\pi \cdot 2,2^2}{4} \cdot 500 = 3801 \text{ кг.}$$

$$P_m \text{ |на смятіе|} = 2,2 \cdot 0,9 \cdot 2 \cdot 750 = 2970 \text{ "}$$

$$M = \frac{\max M}{\max W} \cdot W = \frac{19374 \cdot 50}{4967} \cdot 1734 = 338 \text{ 177 кг.см.};$$

$$Q = 0,77 \max Q = 0,77 \cdot 19374 = 14918 \text{ кг.}; y_m = 46 \text{ см.}$$

^{x)} Е. О. Патон. Железные мосты т. I, стр. 249

Поэтому необходимое число заклепок в стыкѣ

$$x = \frac{1}{2.470} \sqrt{\left(\frac{3.338.177}{46}\right)^2 + 1.4918} = 7.4$$

принято 17 заклепок діам. 22 мм.

Поперечная балка на концѣ консоли имѣетъ скошенные концы, такъ что въ мѣстахъ прикрѣпленія къ фермамъ ея высота составляетъ 1000 мм. Изгибающіе моменты въ сѣченіяхъ, близимыхъ къ опорѣ, незначительны, поэтому нормальное напряженіе въ скошенныхъ концахъ балки не превзойдетъ допускаемаго предѣла.

Повѣримъ только скалывающія напряженія.

Моментъ инерціи сѣченія *brutto*

вертикальнаго листа $\frac{29.100^2}{12} = 75000 \text{ см.}^4$

4-хъ уголковъ $4(95.1 + 16.50.47.63) = 150052 \text{ "}$

Всего $J_{brutto} 225052 \text{ см.}^4$

Статическій моментъ половины сѣченія балки относительно нейтральной оси -

$$S_0 = \frac{0.9.50^2}{2} + 2.16.5.47.63 = 2697 \text{ см.}^3$$

Крайняя поперечная балка нагружена меньше, чѣмъ промежуточная; но если и для нея поперечную силу примемъ такой же, какъ и для прочихъ поперечныхъ балокъ, т.е. $\max Q = 19798 \text{ кг.}$, то найдемъ, что наибольшее скалывающее напряженіе въ пониженныхъ концахъ балки не превзойдетъ

$$\max t = \frac{19798.2697}{225052.0.9} \cdot \frac{110}{(110-22)} = 330 \text{ кг./см.}^2 < 0.6.750 = 450$$

§ 9. В ѳ с ѳ про ѳ з ж е й ч а с т и

Согласно § 8 давленіе промежуточной поперечной балки на узелъ фермы отъ вѳса всей проѳзжей части

$$A_p = 6221 \text{ кг.}$$

Поэтому вѳсъ проѳзжей части въ среднемъ пролетѳ моста

$$p = \frac{6221}{7,2} = 864 \text{ кг. на пог. м. фермы.}$$

Вѳсъ p' , проѳзжей части въ консоляхъ, если пренебречь частью вѳса деревяннаго сопряженія консоли съ насыпью, также равняется 864 кг. на п.м. фермы.

II Ф е р м ы .

§ 10. Геометрическіе элементы фермы.

- Разсчетный пролетъ - - - - - $l = 72,00 \text{ м.}$
- Длина каждой консоли - - - - - $l_1 = 7,20 \text{ м.}$
- Число панелей междуопорной части $m = 10$
- Длина панели - - - - - $d = 7,20 \text{ м.}$
- Шагъ поясныхъ заклепокъ - - - - - 150 мм.
- Теоретическая высота фермы на опорѳ $h_0 = 7,00 \text{ м.}$
- " " " по серединѳ $h_s = 12,00 \text{ м.}$
- Отношеніе наибольшей высоты къ пролету $\frac{h_s}{l} = \frac{1}{6}$
- Очертаніе обоехъ поясовъ по к р у г у !

- Радиусъ круга для верхняго пояса $R = 109,246 \text{ м.}$
- " " для нижняго " $r = 588,75 \text{ м.}$

Стрѣла нижняго пояса - - - - - $f = 1,587$ м.

Разстояніе между осями фермь - - - - - $a = 6,60$ м.

Остальные геометрические элементы помещены въ таблицѣ I

Обозначеніе элементовъ показаны на фиг. 19.

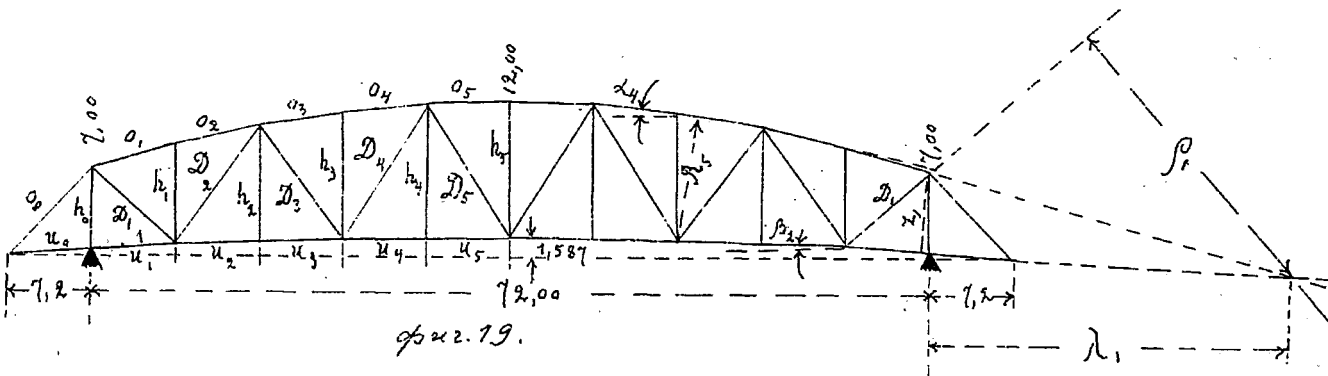


Таблица 1. Геометрические элементы фермы.

м. раз. 19.

№	Средина		Верхний пояс		Функция пояса		Раскосы						
	Нижняя полка $\sum z_n =$	Верхняя полка $\sum z_n =$	Длина стоек $h_n =$	Длина элементов $O_n =$	α_n	плечи $R_n =$	Длина элементов $U_n =$	$\frac{1}{\cos \beta_n}$	Плечи $Z_n =$	Длина элементов $Q_n =$	Раскосы $S_n =$	Плечи $S_n =$	
0	$\sqrt{z^2 + \sqrt{z^2 - \frac{(m-n)d}{2}}}$ $f = 1,587$ $Z = 588,75$	$R - \sqrt{R^2 - (m-n)d}$ $R = 109,246$	$f + h - \frac{z^2}{h}$ $f = 1,587$	$\sqrt{d^2 + \left(\frac{h-n}{2}\right)^2}$ $d = 7,90$	$\frac{\alpha_n}{\cos \alpha_n}$	$\frac{h \cdot \cos \alpha_n}{n \cdot \sin(\alpha - \beta)}$	$\sqrt{d^2 + \left(\frac{h-n}{2}\right)^2}$	$\frac{U_n}{d}$	$\frac{1}{\cos \beta_n}$	$h \frac{\cos \beta_n}{n \cdot \sin(\alpha - \beta)}$	$\sqrt{d^2 + \left(\frac{h-n}{2}\right)^2}$ $= \frac{d \cdot \cos \beta_n}{2 \sin(\alpha - \beta)}$	$\frac{h_n d}{h_n - n}$	$\frac{h_{n+1} (2 + nd)}{Q_n}$
1	0,485	6,102	7,000	10,386	1442	4,853	7,216	3° 50'	1,002	6,984	9,769	—	
2	0,882	3,865	8,840	7,540	17° 10'	8,443	7,211	3° 9'	1,002	6,986	9,769	24,786	
3	1,191	2,157	10,239	7,400	13° 20'	8,599	7,207	2° 27'	1,001	10,229	12,771	36,475	
4	1,411	0,953	11,223	7,300	8° 50'	11,068	7,203	1° 45'	1,0004	10,235	12,338	67,461	
5	1,543	0,238	11,806	7,235	5° 40'	11,167	7,201	1° 4'	1,0001	11,800	13,941	119,430	
6	1,587	0	12,000	7,204	1° 54'	11,988	7,200	0° 20'	1,0000	11,806	13,791	381,260	

*) Стокажатель стоек — земной.

*) Стокажатель стоек — земной.

§ II. Расчетныя нагрузки фермъ.

I | Постоянная нагрузка. Собственный вѣсъ фермъ со связями, на основаніи предварительнаго расчета теоретическаго объема фермъ и конструктивныхъ коэффициентовъ*), принять равнымъ:

а | для междуопорной части фермы въ 596 кг. на пог. м. ф.

б | для консолей фермъ въ 186 " " "

Вѣсъ проѣзжей части, одинаковой по всей длинѣ моста, согласно § 9, составляетъ 864 кг. на пог. м. фермы.

Поэтому постоянная нагрузка на I пог. м. фермы:

для междуопорной части ея - $p = 596 + 864 = 1460$ кг.

для консолей $p' = 186 + 864 = 1050$ "

2 | Временная вертикальная нагрузка. Для расчета междуопорной части фермы временная нагрузка принята въ видѣ толпы людей, вѣсомъ 400 кг. на кв. м., расположенной по всей ширинѣ полотна - 6,20 м. - между перилами; причемъ нагрузка на I пог. м. фермы

$$k = 1/2 \cdot 6,2 \cdot 400 = 1240 \text{ кг.}$$

При расчетѣ консолей фермы, кромѣ означенной нагрузки, принимается во вниманіе загрузка ихъ каткомъ.

3 | Горизонтальное давленіе вѣтра принято въ 132 кг. на кв. м. въ случаѣ загрузенія моста временною вертикальною нагрузкою и въ 235 кг. на кв. м. при отсутствіи ея.

Площадь обѣихъ фермъ, подверженная дѣйствию вѣтра, принята

*) См. "Вѣсъ желѣзныхъ мостовъ" Е. О. Патона 2-е изд.

равною 0,385 площади, ограниченной теоретическим контуром фермы. При этом предполагается, что давление ветра на междуопорную часть фермы распределяется поровну между верхними и нижними связями, а давление ветра на консоли воспринимается одними нижними связями.

Высота проезжей части, подверженной действию ветра, принята в 1,30 м. $|= 1,20 + 0,10 + 0,23 + 0,20 - 0,43|$.

Давление ветра на нее передается нижним связям.

Давление ветра на временную нагрузку соответствует давлению на прямоугольник высотой 2,0 м. и передается только нижним связям.

Площадь, ограниченная контуром фермы -

$$\text{для междуопорной части } \Omega = 72,0 \left(7,0 + 2 \left| 3,6, 102 - 2 \left| 3,1, 102 \right. \right) = 743,976 \text{ м}^2$$

$$\text{" консольной " " } \Omega = 7,2 \times 7,0 = 50,40 \text{ м}^2$$

Таблица II. Давления ветра на пог м. верхних и нижних связей

Наименование связей	Площадь, подверженная действию ветра и проходящая на I п. м. связей	Давления ветра на пог. м. связей.	
		при отсутствии времен. вертикал. нагрузки $W = 235 \cdot \Omega$	при наличии времен. нагрузки на мосты $V = 132 \cdot \Omega$
Междуопорная часть			
верхняя	$\frac{743,976 \cdot 0,385}{72 \cdot 2} = 1,989 \text{ м}^2$	$W = 467$	$V = 263$
нижняя	$\frac{743,976 \cdot 0,385}{72 \cdot 2} + 1,30 = 3,289 \text{ м}^2$	$W' = 773$	$V_p = 434$
Консоли			
нижняя	$\frac{50,40 \cdot 0,385}{14 \cdot 4} + 1,30 = 2,648 \text{ м}^2$	$W'' = 622$	$V_p'' = 350$

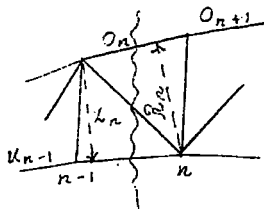
Кромѣ означенныхъ въ таблицѣ давленій вѣтра, на нижнія связи междуопорной части и консоли передается давленіе вѣтра на временную вертикальную нагрузку, составляющее

$$V'_k = 132 \cdot 2,0 = 264 \text{ кг. на п.м. связей.}$$

§ 12. Способъ опредѣленія усилій въ элементахъ фермъ.

Расчетъ усилій въ элементахъ фермъ производится аналитически помощью инфлюентныхъ линій усилій. Ординаты инфлюентныхъ линій, представляющія усилія въ соответствующихъ элементахъ фермъ отъ груза равнаго единицѣ и расположеннаго именно въ той точкѣ пролета, для которой ищется ордината, опредѣляется по способу Риттера.

Верхній и нижній пояса. Для поясовъ усилія опредѣляются по известнымъ формуламъ:

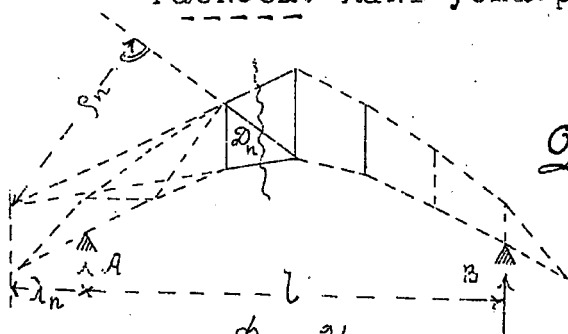


Фиг. 20.

$$O_n = \frac{M_n^{инт} M_{(n-1)}}{R_n} ; \quad U_n = \frac{M_{(n-1)}^{инт} M_n}{Z_n}$$

гдѣ M - моментъ вѣшнихъ силъ относительно узла n . или $(n-1)$ при чемъ, въ данномъ случаѣ, моменты опредѣляются относительно нечетныхъ узловъ для верхняго пояса и относительно четныхъ - для нижняго.

Раскосы. Какъ усматривается изъ фиг. 21 усиліе въ n -омъ раскосѣ



Фиг. 21

$$Q_n = + \frac{R \cdot l_n}{S_n}$$

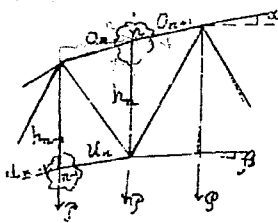
если грузъ находится въ правой отсѣченной части фермы.

или

$$D_n = - \frac{B(\lambda_n + \nu)}{S_n} \quad \text{если грузъ находится въ лѣвой части фермы.}$$

Стойки и подвѣски. При расчетѣ стоекъ и подвѣсокъ имѣетъ значеніе распределеніе нагрузки между верхними и нижними узлами фермы.

Въ данномъ случаѣ, для большаго запаса прочности въ сѣченіяхъ дополнительныхъ стоекъ и подвѣсокъ, предполагается, что вся вертикальная нагрузка сосредоточена въ нижнихъ узлахъ.



Фиг. 22.

Поэтому усиліе въ дополнительныхъ стойкахъ можетъ быть опредѣлено по формулѣ -

$$h_n = - (O_{n+1} \sin \alpha_{n+1} - O_n \sin \alpha_n)$$

такъ какъ, вырѣзывая узелъ n (см. фиг. 22) и проектируя усилія трехъ сходящихся въ

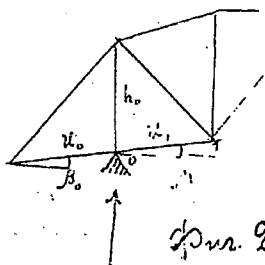
немъ элементовъ на вертикальную ось, легко убѣдиться, что усиліе стойки равняется разности вертикальныхъ проекцій усилій смежныхъ элементовъ верхняго пояса.

Вырѣзывая узелъ (n-1), получается формула для опредѣленія усилія въ подвѣскахъ, а именно -

$$h_{n-1} = + (P + U_{n-1} \sin \beta_{n-1} - U_n \sin \beta_n)$$

означенная формула справедлива, когда въ рассматриваемомъ узлѣ (n-1)-омъ приложенъ грузъ P;

для случая отсутствія груза въ этомъ узлѣ, въ приведенной формулѣ слѣдуетъ P приравнять нулю.



Фиг. 23

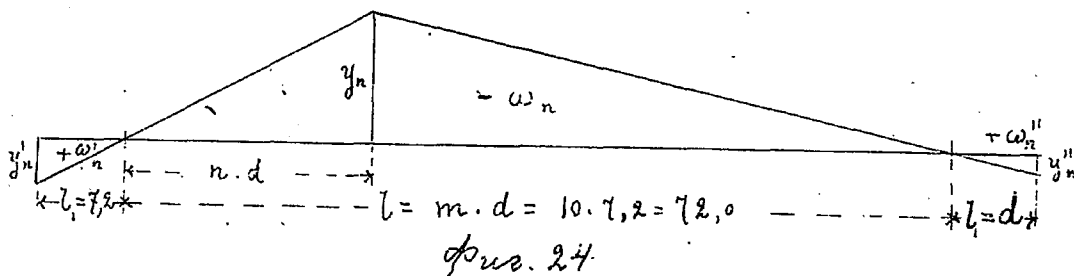
Усилие въ опорной стойкѣ h_0 [Фиг. 23],
 какъ можно убѣдиться вырѣзываніемъ узла
 $h_0 = - (A + U_0 \sin \beta_0 - U_1 \sin \beta_1)$
 гдѣ A - опорная реакція фермы.

Расчетъ ординатъ инфлюентныхъ линій и ихъ площадей произведенъ въ § 13 до 17. - Геометрическіе элементы, необходимые для ихъ расчета, приведены въ таблицѣ I.

Такъ какъ временная и постоянная нагрузки фермы являются равномерными, то усилія отъ вертикальной нагрузки въ элементахъ фермы рассчитываются какъ произведенія погонной равномерной нагрузки на площадь инфлюентной линіи.

§ 13. Усилія верхняго пояса отъ вертикальной нагрузки.

Инфлюентная линія для элементовъ верхняго пояса междуопорной части фермы имѣетъ слѣдующій видъ:



Фиг. 24

Ординаты линіи:

$$y_n = \frac{M_n}{R_n} = \frac{l(m-n)nd}{m \cdot R_n}, \quad y_n' = y_n \frac{d}{nd} = \frac{(m-n)d}{m \cdot R_n};$$

$$y_n'' = y_n \frac{d}{(m-n)d} = \frac{n \cdot d}{m \cdot R_n}$$

площади положительных и отрицательных участков линий ~

$$- \omega_n = \frac{1}{2} \cdot y_n \cdot m \cdot d = \frac{(m-n) \cdot n \cdot d^2}{2 \cdot R_n};$$

$$+ \omega_n = +\omega'_n + \omega''_n = \frac{1}{2} d (y'_n + y''_n) = \frac{d}{2} \left[\frac{(m-n) \cdot d}{m \cdot R_n} + \frac{n \cdot d}{m \cdot R_n} \right] = \frac{d^2}{2 R_n}.$$

Такъ какъ для расчета усилий требуется только величина площади инфлюэнтной линии, то расчетъ ординатъ не производят-ся.

Таблица III. Площади инфлюэнтныхъ линий усилий верхняго пояса.

№	Плего R элементов пояса мет.	Число n панелей до вершины болъшого треугольника	Отрицательная площадь		Положительная площадь	
			$-\omega_n = \frac{(m-n) \cdot n \cdot d^2}{2 R_n}$		$+\omega_n = \frac{d^2}{2 R_n}$	
O ₁	R ₁ = 8,443	1	$\omega_1 = \frac{9 \cdot 1 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 8,443} = -27,6300$		$\omega_1 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 8,443} = +3,0700$	
O ₂	R ₂ = 8,599	1	$\omega_2 = \frac{9 \cdot 1 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 8,599} = -27,1287$		$\omega_2 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 8,599} = +3,0143$	
O ₃	R ₃ = 11,068	3	$\omega_3 = \frac{73 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 11,068} = -49,1796$		$\omega_3 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 11,068} = +2,3419$	
O ₄	R ₄ = 11,167	3	$\omega_4 = \frac{73 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 11,167} = -48,7436$		$\omega_4 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 11,167} = +2,3211$	
O ₅	R ₅ = 11,988	5	$\omega_5 = \frac{55 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 11,988} = -54,0541$		$\omega_5 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 11,988} = +2,1622$	

Для опредѣленія наибольшихъ усилій въ верхнемъ поясѣ междуопорной части, предполагаемъ, что временная нагрузка загружаетъ весь мостъ, кромѣ консолей.

Нагрузка на I пог.м. междуопорной части -

$$P = p = K = 1460 + 1240 = 2700 \text{ кг. на п.м. фермы.}$$

Нагрузка на пог.м. консолей -

$$p' = 1050 \text{ кг. на м. фермы.}$$

Расчетъ усилій въ поясѣ по формулѣ -

$$- O_n = (-\omega_n) P + (+\omega_n) p' -$$

произведенъ въ таблицѣ IV.

Таблица IV. Усилія въ верхнемъ поясѣ отъ вертикальной нагрузки.

№	Усилія отъ нагрузки междуопорной части		Усилія отъ нагрузки консолей		Полная усилія
	кг.		кг.		
O_1	$-27,6300 \cdot 2700 =$	$- 74601.$	$+ 3,0700 \cdot 1050 =$	$+ 3224$	$- 71377$
O_2	$-27,1287 \cdot 2700 =$	$- 73247$	$+ 3,0143 \cdot 1050 =$	$+ 3171.$	$- 70076$
O_3	$-49,1796 \cdot 2700 =$	$- 132785$	$+ 2,3419 \cdot 1050 =$	$+ 2460$	$- 130325$
O_4	$-48,7436 \cdot 2700 =$	$- 131608$	$+ 2,3211 \cdot 1050 =$	$+ 2437$	$- 129171$
O_5	$-54,0541 \cdot 2700 =$	$- 145946$	$+ 2,1622 \cdot 1050 =$	$+ 2270$	$- 143676$

§ 14. Усилия въ нижнемъ поясѣ отъ вертикальной нагрузки.

Инфлюэнтная линия усилий въ элементахъ нижняго пояса между-опорной части фермы имѣетъ тотъ же видъ, какъ и для верхняго пояса, фиг. 24, но обратные знаки.

Поэтому, на основаніи предыдущаго § 13, площади:

положительнаго участка линіи -

$$+ \omega_n = \frac{(m-n) \cdot n \cdot d^2}{2 \cdot z_n}$$

отрицательныхъ участковъ -

$$- \omega_n = - \omega'_n - \omega''_n = - \frac{d^2}{2 \cdot z_n}$$

Таблица V. Площади инфлюэнтныхъ линій усилий нижняго пояса.

№	Плечо- z -элементовъ пояса мет.	Число- n -панелей до вершины большого треугольн.	Положител. площади		Отрицател. площадь	
			$+ \omega_n = \frac{(m-n) \cdot n \cdot d^2}{2 \cdot z_n}$		$- \omega_n = \frac{d^2}{2 \cdot z_n}$	
U_1	$z_1 = 6,986$	0	—	0	$\omega_1 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 6,986} = - 3,7103$	
U_2	$z_2 = 10,229$	2	$\omega_2 = \frac{8 \cdot 2 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 10,229} = + 40,5436$		$\omega_2 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 10,229} = - 2,5340$	
U_3	$z_3 = 10,235$	2	$\omega_3 = \frac{8 \cdot 2 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 10,235} = + 40,5198$		$\omega_3 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 10,235} = - 2,5325$	
U_4	$z_4 = 11,800$	4	$\omega_4 = \frac{6 \cdot 4 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 11,800} = + 50,7186$		$\omega_4 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 11,800} = - 2,1966$	
U_5	$z_5 = 11,806$	4	$\omega_5 = \frac{6 \cdot 4 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 11,806} = + 50,6919$		$\omega_5 = \frac{7,2^2}{2 \cdot 11,806} = - 2,1955$	

Невыгоднѣйшія нагрузки - тѣ же, что и для верхняго пояса

Таблица VI. Усилія въ нижнемъ поясѣ отъ вертикаль-
ной нагрузки.

№	Усилія отъ нагрузки междуопорной части		Усилія отъ нагрузки консолей		Полныя усилія
	к 2.		к 2.		
U_1	+ —	0	-3,7103.1050 =	-3896	- 3896
U_2	+ 40,5436.2700 =	+ 109 468	-2,5340.1050 =	-2661.	+ 106 807
U_3	+ 40,5198.2700 =	+ 109 403	-2,5325.1050 =	-2659	+ 106 744
U_4	+ 52,7186.2700 =	+ 142 340	-2,1966.1050 =	-2306	+ 140 034
U_5	+ 52,6919.2700 =	+ 142 268	-2,1955.1050 =	-2305.	+ 139 963

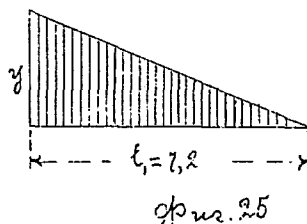
§ 15. Усилия въ элементахъ консоли отъ вѣрти -
кальной нагрузки.

Инфлюэнтная линія усилий въ обоихъ элементахъ предста -
вляетъ треугольникъ |фиг.25|,

при чемъ ордината y для усилий:

верхняго пояса консоли $y_o = + \frac{l_2}{R_o} = + \frac{7,2}{4,853}$

нижняго пояса консоли $y_n = - \frac{l_1}{r_o} = - \frac{7,2}{6,984}$



Поэтому площадь первой линіи $\omega_o = + \frac{l_2^2}{2 R_o} = \frac{7,2^2}{2 \cdot 4,853} = + 5,3410$

а площадь второй линіи $\omega_n = - \frac{l_1^2}{2 r_o} = - \frac{7,2^2}{2 \cdot 6,984} = - 3,7113$

постоянная нагрузка на I пог.м. консоли

$p' = 1050$ кг.

Самую невыгодную временную нагрузку для консоли пред -
ставляетъ катокъ, расположенный на крайней поперечной балкѣ,
согласно фиг. 12, и толпа людей въсомъ 400 кг./м², загружа -
ющая все свободное отъ катка мѣсто на консоли. При такой на -
грузкѣ консоль каждой фермы подвергается дѣйствию:

1 |сосредоточеннаго груза 2500 кг., расположеннаго на
концѣ консоли, въ мѣстѣ наибольшей ординаты инфлюэнтной линіи;

2 |равномѣрной нагрузки $k' = (3,1 - 0,8) \cdot 400 = 920$ кг./п.м. -
расположенной по всей длинѣ консоли

3 |равномѣрной нагрузки $k'' = 0,8 \cdot 400 = 320$ кг./п.м -
расположенной на длинѣ $5,2$ м. отъ опоры консоли.

Расчет усилий в элементах консоли от указанных нагрузок произведен в таблице VII.

Таблица VII. Усилия в элементах консоли от

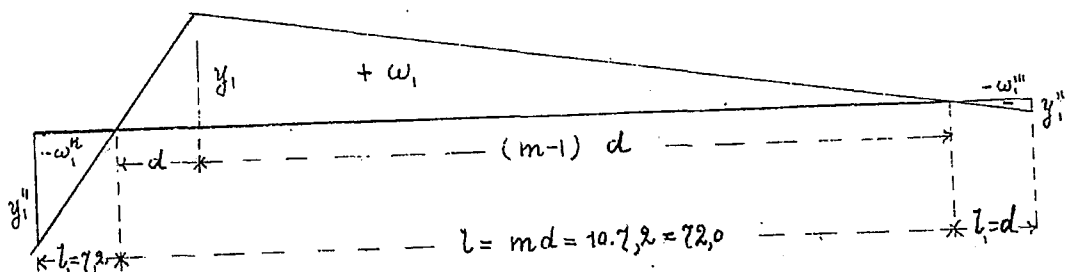
вертикальной нагрузки.

№	Усилия от постоянной нагрузки к.з.	Усилия от временной нагрузки к.з.	Полная усиления к.з.
O_0	$+5,3410 \cdot 1050 = +5608$	$\frac{7,2}{4,853} \cdot 2500 + 5,3410 \cdot 920 + \frac{5,2}{7,2} \cdot 5,3410 \cdot 320 = +9856$	$+15464$
U_0	$-3,7113 \cdot 1050 = -3897$	$-\frac{7,2}{6,984} \cdot 2500 - 3,7113 \cdot 920 - \frac{5,2}{7,2} \cdot 3,7113 \cdot 320 = -6849$	-10746

§ 16. Усилия в раскосах от вертикальной

нагрузки

Инфлюентная линия усилия раскоса D_1 имеет следующий вид:



при этом, ординаты линий -

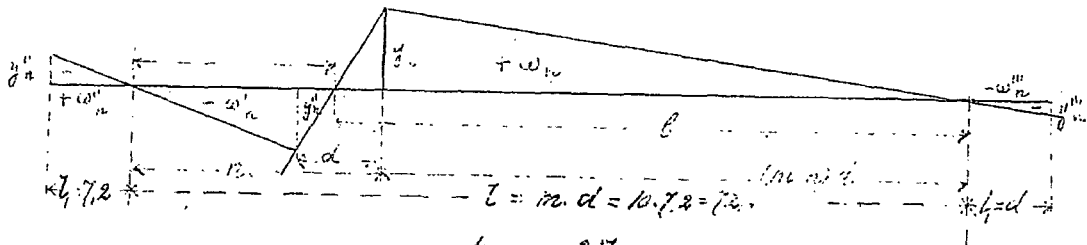
$$y_1 = \frac{(m-1) \cdot \lambda_1}{m \cdot S_1} ; y_1'' = y_1' = \frac{(m-1) \cdot \lambda_1}{m \cdot S_1} ; y_1''' = \frac{d}{(m-1)d} \cdot y_1' = \frac{\lambda_1}{m \cdot S_1} ,$$

площади участков линий -

$$\text{положительного} + \omega_1 = \frac{1}{2} m d \cdot y_1' = + \frac{(m-1) \cdot d \cdot \lambda_1}{2 \cdot S_1}$$

$$\text{отрицательных} - \omega_1 = -\omega_1'' - \omega_1''' = -\frac{d}{2} (y_1'' + y_1''') = -\frac{d \cdot \lambda_1}{2 S_1}$$

Инфлюэнтная линия условий остальных раскосов имеют вид, показанный на фиг. 27. Знаки участков линий, показанные на фиг. 27, относятся к нисходящим раскосам \mathcal{D}_3 и \mathcal{D}_5 ; для восходящих раскосов \mathcal{D}_2 и \mathcal{D}_4 - знаки будут обратные



Фиг. 27.

Ординаты линий -

$$y_n = \frac{m-n}{m} \cdot \frac{\lambda_n}{S_n} ; y_n' = \frac{(n-1) (\lambda_n + L)}{m \cdot S_n} ; y_n'' = -\frac{1}{(n-1)} y_n' = \frac{(\lambda_n + L)}{m \cdot S_n} ; y_n''' = -\frac{1}{(m-n)} y_n' = \frac{\lambda_n}{m \cdot S_n}$$

Расстояние нулевой точки до опорь:

$$a = n d - \frac{y_n}{y_n + y_n'} ; \quad b = (m-n) d + \frac{y_n}{y_n + y_n'}$$

Расчет ординат инфлюэнтных линий и их площадей произведен в таблице VIII.

Таблица VIII. Площади инфлюэнтныхъ линий усилий

раскосовъ.

№	Значенія λ_n и.	Значенія S_n м.	Ординаты линии				Расстоянiя нулевой точки		Площади участковъ линии				Суммы площадей	
			$y_n = \frac{m-n}{m} \frac{\lambda_n}{S_n}$	$y_n^2 = \frac{(n-1)(\lambda+1)}{m} \frac{\lambda_n}{S_n}$	$y_n'' = \frac{\lambda+1}{m S_n}$	$y_n''' = \frac{\lambda_n}{m S_n}$	а	б	$\omega_n = \frac{b \cdot y_n}{2}$	$\omega_n' = \frac{a \cdot y_n''}{2}$	$\omega_n'' = \frac{d \cdot y_n'''}{2}$	$\omega_n''' = \frac{d \cdot y_n'''}{2}$	$\Omega = \omega_n + \omega_n'$	$\Omega' = \omega_n'' + \omega_n'''$
Q_1	27,391	24,786	$\frac{9}{10} \frac{\lambda_1}{S_1}$ = +0,99458	—	$-\frac{9}{10} \frac{\lambda_1}{S_1}$ = -0,99458	$-\frac{1}{10} \frac{\lambda_1}{S_1}$ = 0,1051	0	72,0	+35,805	—	-3,580	-0,398	+35,805	-3,978
Q_2	38,295	36,475	$-\frac{8}{10} \frac{\lambda_2}{S_2}$ = -0,83992	$+\frac{1}{10} \frac{(\lambda_2+7)}{S_2}$ = +0,30239	$-\frac{1}{10} \frac{(\lambda_2+7)}{S_2}$ = -0,30239	$+\frac{1}{10} \frac{\lambda_2}{S_2}$ = +0,10499	9,106	62,894	-26,413	+1,377	-1,087	+0,378	-25,036	-0,709
Q_3	59,692	67,461	$+\frac{7}{10} \frac{\lambda_3}{S_3}$ = +0,61939	$-\frac{2}{10} \frac{(\lambda_3+7)}{S_3}$ = -0,39042	$+\frac{1}{10} \frac{(\lambda_3+7)}{S_3}$ = +0,19521	$-\frac{1}{10} \frac{\lambda_3}{S_3}$ = -0,08847	17,400	54,600	+16,909	-3,407	+0,703	-0,319	+13,502	+0,384
Q_4	119,550	119,430	$-\frac{6}{10} \frac{\lambda_4}{S_4}$ = -0,60047	$+\frac{3}{10} \frac{(\lambda_4+7)}{S_4}$ = +0,48117	$-\frac{1}{10} \frac{(\lambda_4+7)}{S_4}$ = -0,16039	$+\frac{1}{10} \frac{\lambda_4}{S_4}$ = +0,10008	24,803	47,197	-14,170	+5,967	-0,577	+0,360	-8,203	-0,217
Q_5	409,360	381,260	$+\frac{5}{10} \frac{\lambda_5}{S_5}$ = +0,53686	$-\frac{4}{10} \frac{(\lambda_5+7)}{S_5}$ = -0,50498	$+\frac{1}{10} \frac{(\lambda_5+7)}{S_5}$ = +0,12625	$-\frac{1}{10} \frac{\lambda_5}{S_5}$ = -0,10737	32,290	39,710	+10,659	-8,153	+0,455	-0,387	+2,506	+0,068

Для определения наибольших усилий в раскосах, того или другого знака, временная нагрузка располагается на одной консоли и на части пролета, от нулевой точки до опоры, противоположной загруженной консоли.

Таблица IX. Усилия в раскосах.

№	Отъ постоянной нагрузки			Отъ временной нагрузки при загрузении				Полныя расчетныя усилия	
	Между опорной частью	Консолей	Полной	Междупорной части		Консолей		max N	min N
				+	-	+	-		
Q ₁	+35,805.1460 =	-3,978.1050 =		35,805.1240 =			3,978.1240 =	K.2.	K.2.
	+52,275 =	-4,177 =	+48,098 =	44,398 =	-	-	49,33 =	+92,496	+43,165
Q ₂	-25,036.1460 =	-0,709.1050 =		1,377.1240 =	26,413.1240 =	0,378.1240 =	1,087.1240 =		
	-36,553 =	-7,44 =	-37,297 =	1,707 =	32,752 =	469 =	1,348 =	-71,397	-35,121
Q ₃	+13,502.1460 =	+0,384.1050 =		16,909.1240 =	3,407.1240 =	0,703.1240 =	0,319.1240 =		
	+19,713 =	+403 =	+20,116 =	20,967 =	4,225 =	872 =	396 =	+41,955	+15,495
Q ₄	-8,203.1460 =	-0,217.1050 =		5,967.1240 =	14,170.1240 =	0,360.1240 =	0,577.1240 =		
	-11,976 =	-228 =	-12,204 =	7,399 =	17,571 =	446 =	715 =	-30,490	-4,359.
Q ₅	+2,506.1460 =	+0,068.1050 =		10,059.1240 =	8,153.1240 =	0,455.1240 =	0,387.1240 =		
	+3,659 =	+71 =	+3,730 =	13,217 =	10,110 =	564 =	480 =	+17,511	-6,860

§ 17. Усилия въ стойкахъ и подвѣскахъ.

а) Усилия въ дополнительныхъ стойкахъ фермы h_1 , h_3 и h_5 , согласно § 12, равняются разности вертикальныхъ проекцій усилий въ элементахъ верхняго пояса, примыкающихъ къ стойкѣ. Инфлюэнтная линія усилия въ стойкѣ имѣетъ видъ, представленной на фиг. 24, только съ обратными знаками.

Площади участковъ инфлюэнтной линіи равняются разности площадей тѣхъ-же линій для усилий верхняго пояса, умноженныхъ на $\sin \alpha$; гдѣ α — уголъ наклоненія элемента пояса къ горизонту. Поэтому, на основаніи § 13, площадь положительнаго участка —

$$+\omega_n = \frac{(m-n)n \cdot d^2}{2 R_n} \sin \alpha_n - \frac{(m-n)n \cdot d^2}{2 R_{n+1}} \sin \alpha_{n+1} = \frac{(m-n)n \cdot d^2}{2} \left(\frac{\sin \alpha_n}{h_n \cos \alpha_n} - \frac{\sin \alpha_{n+1}}{h_n \cos \alpha_{n+1}} \right) =$$

$$= \frac{(m-n)n d^2}{2 h_n} (\operatorname{tg} \alpha_n - \operatorname{tg} \alpha_{n+1}) = \frac{(m-n) \cdot n d}{2 h_n} (Z''_{n-1} - 2Z''_n + Z''_{n+1});$$

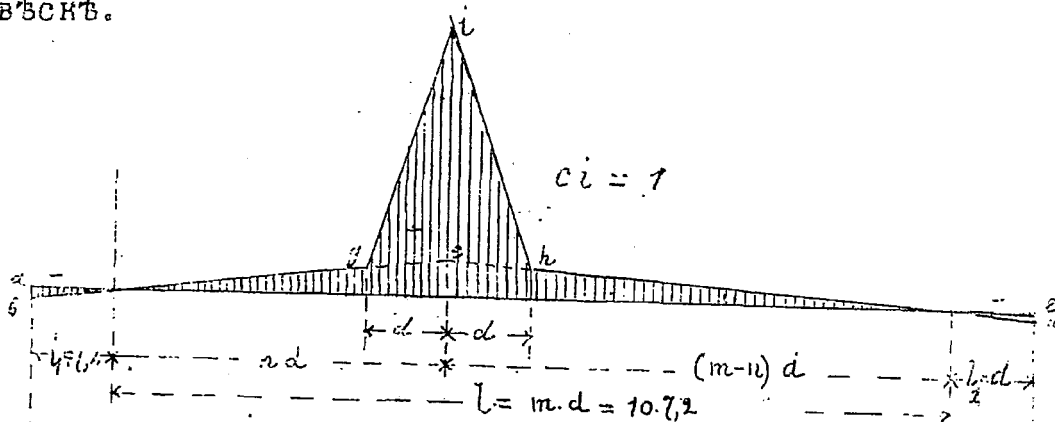
площадь отрицательныхъ участковъ —

$$-\omega_n = -\omega'_n - \omega''_n = -\left(\frac{d^2}{2 R_n} \sin \alpha_n - \frac{d}{2 R_{n+1}} \sin \alpha_{n+1} \right) = -\frac{d}{2 h_n} (Z''_{n-1} - 2Z''_n + Z''_{n+1});$$

здѣсь буквою Z'' обозначены ординаты узловъ верхняго пояса, приведенныя въ таблицѣ I.

б) Усилия въ подвѣскахъ фермы h_2 , h_4 согласно § 12 равняются дѣйствующему непосредственно на подвѣску грузу + разность вертикальныхъ проекцій усилий въ элементахъ нижняго

пояса, примыкающих къ стойкѣ. Инфлюентная линия усилій въ подвѣскахъ представлена въ фиг. 28; она состоитъ изъ инфлюентной линіи $abcde$, представляющей разность вертикальныхъ проекцій усилія въ элементахъ нижняго пояса и изъ четырехугольника, выражающаго вліяніе груза $\equiv 1$, приложеннаго непосредственно къ подвѣскѣ.



фиг. 28.

Площади линіи $abcde$ опредѣляются по тѣмъ же формуламъ которыя выведены для инфлюентныхъ линій усилій дополнитель- ныхъ стоекъ. Площадь линіи $gchi = \frac{2 \cdot d \cdot 1}{2} = d$.

Поэтому полная площадь:

положительнаго участка линіи -

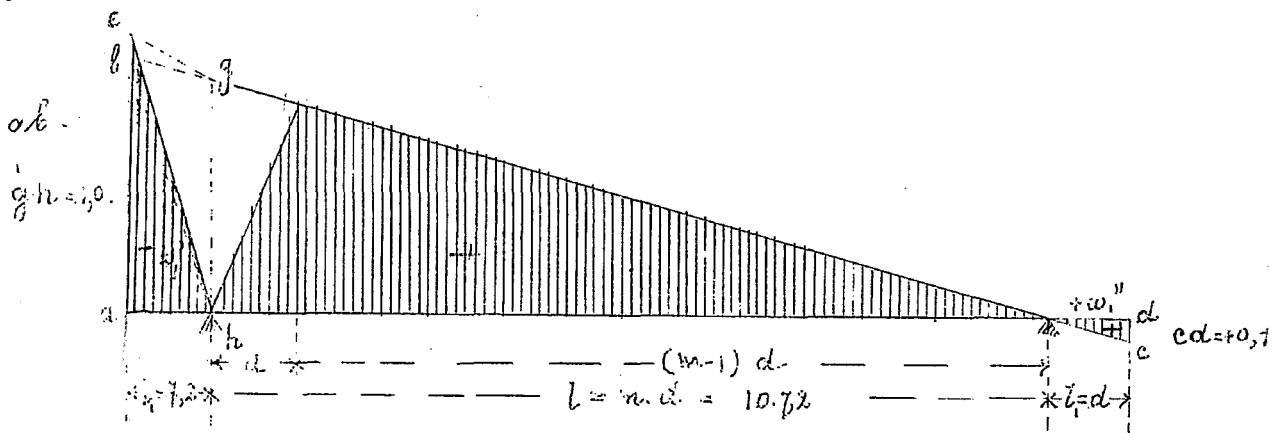
$$+\omega_n = - \frac{(m-n)nd^2}{2h_n} (d_g \beta_n - d_g \beta_{n+1}) + d = \frac{(m-n)nd}{2h_n} (2Z'_n - Z'_{n-1} - Z'_{n+1}) + d.$$

отрицательныхъ участковъ линіи -

$$-\omega_n = - \frac{d}{2h_n} (2Z'_n - Z'_{n-1} - Z'_{n+1})$$

здѣсь буквою Z' обозначены ординаты узловъ нижняго пояса, при- веденныя въ таблицѣ I.

в |Усиліе въ опорной стойкѣ - h_0 , согласно § 12, равняется опорной реакціи фермы и разности вертикальныхъ проекцій усилій въ двухъ смежныхъ элементахъ нижняго пояса. Инфлюэнтная линія усилія въ опорной стойкѣ представлена въ фиг. 29. Она получена изъ инфлюэнтной линіи опорной реакціи - $abcd$ и изъ инфлюэнтной линіи разности вертикальныхъ проекцій усилій въ элементахъ нижняго пояса, U_0 и U_1 , - bcg принимая во вниманіе то обстоятельство, что грузъ находящійся на опорѣ не вызываетъ въ опорной стойкѣ никакого усилія, вслѣдствіе чего ордината линіи на опорѣ должна быть равна нулю.



фиг. 29.

Площадь линіи - bcg , на основаніи § 12

$$\omega' = - \left(\frac{d^2}{2l} \cdot \sin \beta_0 - \frac{d}{2l} \cdot \sin \beta_1 \right) = - \frac{d}{2h_0} (2Z'_0 - Z'_1)$$

Поэтому полная площадь

основного отрицательнаго участка

$$-\omega_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 10 d = -4,5 d ;$$

консольного отрицательного участка

$$-\omega_1' = -\left[\frac{1}{2} \cdot 1,1 \cdot d + \frac{d}{2h_0} (2Z_0' - Z_1')\right] = -\left[0,55d + \frac{d}{2h_0} (2Z_0' - Z_1')\right]$$

положительного участка лини́и -

$$+\omega_1'' = +\frac{1}{2} \cdot d \cdot 0,1 = +0,05d$$

Таблица X. Площади инфлюентных линий усилій

вЪ СТОЙКАХЪ И ПОДВѢСНАХЪ.

№	Длина стойки h_n	Ординаты проводовъ		Площади между опорного участка инфр. лини́и		Площади консольныхъ участковъ	
		Z_n'	Z_n''			Отрицательного	Положительного
	м.					-	+
h_0	7,000	0,485	6,102	$-4,5 \cdot 7,2 = -32,4000$	$0,55 \cdot 7,2 + \frac{7,2}{2 \cdot 7,0} (0,910 - 0,882) = -4,0053$		$0,05 \cdot 7,2 = +0,360$
h_1	8,840	0,882	3,865	$\frac{9,1 \cdot 7,2}{2 \cdot 8,84} (6,102 - 7,730 + 2,157) = +1,9389$	$\frac{7,2}{2 \cdot 8,84} \cdot 0,529 = -0,2154$	-	0
h_2	10,239	1,191	2,157	$\frac{8,2 \cdot 7,2}{2 \cdot 10,239} (2,332 - 0,882 + 1,411) = +7,7007$	$\frac{7,2}{2 \cdot 10,239} \cdot 0,089 = -0,0313$	-	0
h_3	11,223	1,411	0,953	$\frac{7,3 \cdot 7,2}{2 \cdot 11,223} (2,157 - 1,906 + 0,238) = +3,2940$	$\frac{7,2}{2 \cdot 11,223} \cdot 0,489 = -0,1569$	-	0
h_4	11,806	1,543	0,238	$\frac{6,4 \cdot 7,2}{2 \cdot 11,806} (3,036 - 1,411 - 1,537) + 7,2 = +7,8440$	$\frac{7,2}{2 \cdot 11,806} \cdot 0,088 = -0,0268$	-	0
h_5	12,000	1,587	0	$\frac{5,5 \cdot 7,2}{2 \cdot 12,0} (0,238 + 0,238) = +3,5700$	$\frac{7,2}{2 \cdot 12,0} \cdot 0,476 = -0,1428$	-	0

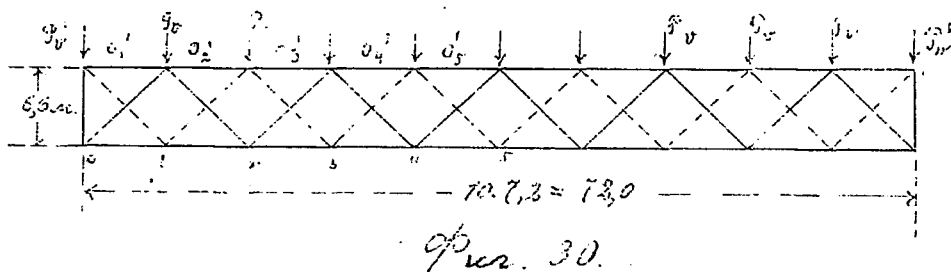
Таблица XI. Усилия въ стойкахъ и повѣскахъ.

№	Отъ постоянной нагрузки			Отъ временной нагрузки при загрузкѣ		Полное расчетное число к.с.
	Междупоперной закрѣтѣ	Консолей	Полной	Междупоперной закрѣтѣ	Консолей	
h_0	$-32,4000 \cdot 1460 = -47304$	$-3,6453 \cdot 1050 = -3828$	-51132	$-32,4000 \cdot 1240 = -40176$	$-4,0053 \cdot 1240 = -4967$	-96275
h_1	$+1,9389 \cdot 1460 = +2831$	$-0,2154 \cdot 1050 = -226$	$+2605$	$+1,9389 \cdot 1240 = +2404$	—	$+5009$
h_2	$+7,7007 \cdot 1460 = +11243$	$-0,0313 \cdot 1050 = -33$	$+11210$	$+7,7007 \cdot 1240 = +9549$	—	$+20759$
h_3	$+3,2240 \cdot 1460 = +4809$	$-0,1569 \cdot 1050 = -165$	$+4644$	$+3,2240 \cdot 1240 = +4085$	—	$+8729$
h_4	$+7,8440 \cdot 1460 = +11452$	$-0,0268 \cdot 1050 = -28$	$+11424$	$+7,8440 \cdot 1240 = +9727$	—	$+21151$
h_5	$+3,5700 \cdot 1460 = +5212$	$-0,1498 \cdot 1050 = -150$	$+5062$	$+3,5700 \cdot 1240 = +4427$	—	$+9489$

§ 18. Усилия въ поясахъ отъ дѣйствіи вѣтра.

А. Верхній поясъ.

Верхнія связи устроены на протяженіи всей междуопорной части и имѣютъ видъ двухрѣшчатой фермы съ параллельными поясами, (фиг. 30) пролетомъ $L = 107,2 = 72$ м



Въ виду криволинейности поясовъ, расчетъ усилій производится для фермы, представляющей горизонтальную проекцію связей, а затѣмъ усилія поясовъ, рассчитанные для такой фермы, и представляющія горизонтальныя проекціи дѣйствительныхъ усилій, увеличиваются въ отношеніи $\frac{1}{\cos \alpha}$ гдѣ α - уголъ наклоненія элементовъ пояса къ горизонту (см. таблиц. I).

Расчетъ усилій двухрѣшчатой фермы производится обыкновеннымъ способомъ, разлагая ее на двѣ фермы съ простою треугольною рѣшеткою и предполагая, что на каждую ферму дѣйствуютъ только тѣ грузы, которые приложены въ узлахъ ей принадлежащихъ.

Усилія въ поясахъ отъ дѣйствіи вѣтра опредѣляются при

давлениі его въ 132 кг/м², т.е. въ случаѣ нахождения на мостѣ временной нагрузки, такъ какъ они складываются съ усиленіями отъ полной вертикальной нагрузки. Въ этомъ случаѣ, согласно табл. II, нагрузка на I пог. м. связей $V = 263$ кг что составляетъ: на каждый промежуточный узелъ -

$$P_{\Gamma} = 263 \cdot 7,2 = 1894 \text{ кг.}$$

на каждый опорный узелъ -

$$P'_{\Gamma} = 263 \cdot 3,6 = 947 \text{ кг.}$$

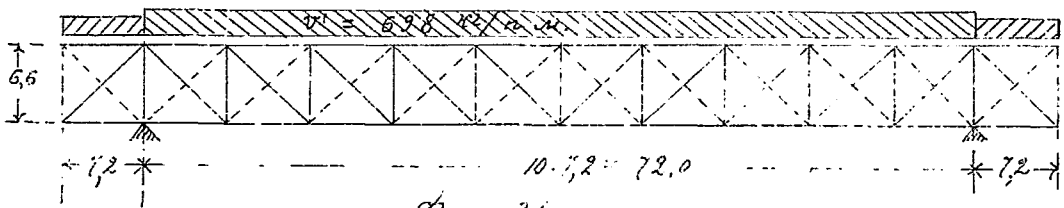
На основаніи изложеннаго расчетъ усилій произведенъ въ таблицѣ XII.

Таблица XII. Усилия въ верхнемъ поясѣ отъ вѣтра

№	1	Горизонтальная проекція усилия			Давленіе тельно усилия	
		въ сферѣ съ рамкой показан. сплош. линіями, кг.	въ сферѣ съ рамкой показан. пунктиромъ, кг.	Полная, кг.		
Q'_1	1,047	0			-4132	-4320
Q'_2	1,028	} $\frac{2 \cdot 5 \cdot 1894 \cdot 2 \cdot 7,2 - 1894 \cdot 7,2}{6,6} = 8265$	} $\frac{2 \cdot 1894 \cdot 7,2}{6,6} = 4132$		-12397	-1274
Q'_3	1,014				$\frac{2 \cdot 1894 \cdot 3 \cdot 7,2 - 1894 \cdot 7,2}{6,6} = 10331$	-18596
Q'_4	1,005	} $\frac{2 \cdot 5 \cdot 1894 \cdot 4 \cdot 7,2 - 1894(3+1)7,2}{6,6} = 12397$	} $\frac{2 \cdot 1894 \cdot 5 \cdot 7,2 - 1894(3+1)7,2}{6,6} = 12397$		-22728	-22842
Q'_5	1,001					-24794

В. Нижній пояс.

Нижнія связи устроены по схемѣ, представленной въ фиг. 31. Какъ и для верхнихъ связей, первоначально рассчитываются горизонтальныя проекціи усилій въ поясахъ; действительныя же усилія получаются умноженіемъ гербовъ на $\frac{1}{\cos \beta}$, гдѣ β — уголъ наклоненія элементовъ нижняго пояса къ горизонту. Раскосы проектируются жесткаго сѣченія и потому при расчетѣ предполагается, что работаютъ изъ нихъ только вытянутые.



Фиг. 31.

Нижнія связи рассматриваются какъ консольная ферма съ вытянутыми раскосами, согласно схемѣ показанной на фиг. 31 сплошными линиями. Рассматривается случай нахожденія временной нагрузки на мостѣ при вѣтрѣ 132 кг/м².

Для опредѣленія наибольшихъ усилій въ междуопорной части поясовъ, кромѣ первыхъ панелей, предполагается, что временная нагрузка на консоляхъ моста отсутствуетъ и слѣдовательно, согласно § II, п. 3, междуопорная часть связей загружена равномерною нагрузкою

$$V' = V'_p + V'_k = 434 + 264 = 698 \text{ кг./п.м.}$$

а консоли загружены нагрузкою

$$V_{10}'' = 350 \text{ кг. | п. м.}$$

Для опредѣленія наибольшихъ усилій въ поясахъ консоли и въ первыхъ панеляхъ междуопорной части нагрузка консолей составляетъ

$$V'' = V_p'' + V_k' = 350 + 264 = 614 \text{ кг. | п. м.}$$

Расчетъ усилій въ вытянутомъ поясѣ междуопорной части и въ сжатомъ консолей произведенъ въ таблицѣ XIII.

Таблица XIII. Усилія въ нижнемъ поясѣ отъ вѣтра.

№	1 cosβ	Горизонтальная проекция усилій			Действи- тельный усилія K2.
		Отъ нагрузки между- опорной части	Отъ нагрузокъ консолей	Полный K2.	
U ₀	1,002	0	$-\frac{614 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 6,6} = -2411$	-2411	-2416
U ₁	1,002	0	$-\frac{614 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 6,6} = -2411$	-2411	-2416
U ₂	1,001	$+\frac{698 \cdot 7,2^2 \cdot 1,9}{2 \cdot 6,6} = +24671$	$-\frac{350 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 6,6} = -1375$	+23296	+23319
U ₃	1,0004	$+\frac{698 \cdot 7,2^2 \cdot 2,8}{2 \cdot 6,6} = +43860$	$-\frac{350 \cdot 7,2^2}{2 \cdot 6,6} = -1375$	+42485	+42502
U ₄	1,0001	$+\frac{698 \cdot 7,2^2 \cdot 3,7}{2 \cdot 6,6} = +57566$	— " — = -1375	+56191	+56197
U ₅	1,0000	$+\frac{698 \cdot 7,2^2 \cdot 4,6}{2 \cdot 6,6} = +65790$	— " — = -1375	+64415	+64415

§ 19.

Таблица XIV. Полные расчетные усилия и теоретическая площадь всех элементов фермы.

.....

Наименование элементов	№	Усилия в килограммах			Необходимая основная площадь сечения netto в см ² .	
		От вертикал. нагрузки ΣN	От ветра $\Sigma N'$	От вертикал. нагрузки и ветра $\Sigma N + N'$	От ветра $\omega = \frac{\Sigma N}{944}$	От ветра $\omega' = \frac{\Sigma N + N'}{1138}$
Верхний пояс	O ₀	+ 15464	0	+ 15464	16,4	13,6
	O ₁	- 71377	- 4326	- 75703	75,6	66,7
	O ₂	- 70076	- 12744	- 82820	74,1	72,7
	O ₃	- 130325	- 18856	- 149181	138,0	131,2
	O ₄	- 129171	- 22842	- 152013	136,4	133,8
	O ₅	- 143676	- 24819	- 168495	151,9	148,1
Нижний пояс	U ₀	- 10746	- 2416	- 13162	11,4	11,0
	U ₁	- 3896	- 2416	- 6312	4,1	6,1
	U ₂	+ 106807	+ 23319	+ 130126	113,2	114,4
	U ₃	+ 106744	+ 42502	+ 149246	113,1	131,4
	U ₄	+ 140034	+ 56197	+ 196231	148,2	172,5
	U ₅	+ 139963	+ 64415	+ 204378	148,1	179,9
Раскосы	D ₁	+ 92496			98,0	—
	D ₂	- 71397			75,7	—
	D ₃	+ 41955			44,5	—
	D ₄	- 30490			32,3	—
	D ₅	+ 17511 6860			18,6	—
Стойки	h ₀	- 96275			102,0	—
	h ₁	+ 5009			6,7	—
	h ₂	+ 20759			27,6	—
	h ₃	+ 8729			11,6	—
	h ₄	+ 21151			28,2	—
	h ₅	+ 9489			12,6	—

§ 20. Подборъ сѣченія верхняго пояса.

Сѣченіе-коробчатое при разстояніи между вертикальными листами 280 мм. въ свѣту.

Составъ сѣченія приведенъ въ таблицѣ XV .

При расчетѣ рабочей площади составныхъ частей сѣченія ослабленіе заклепочными отверстіями принято, согласно числу заклепокъ дѣйствительно встрѣчающихся въ нормальномъ сѣченіи а именно

въ вертикальномъ листѣ	- - - - -	3	заклепки
въ уголке	- - - - -	1	"
въ горизонтальномъ листѣ 130 x 8	- - -	1	"
въ " " 280 x 10	- - -	2	"
въ " " 460 x 10	- - -	4	"

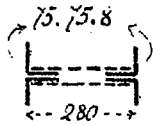
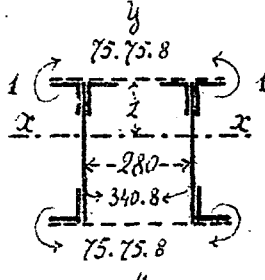
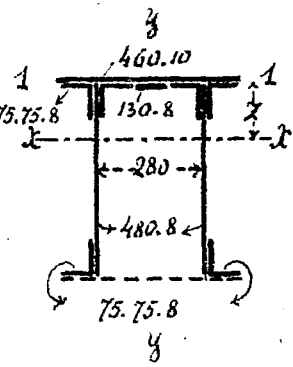
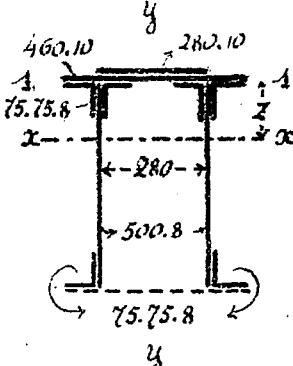
Верхній пояс консоли вытннутъ поэтому при ослабленіи составныхъ частей производится дополнительный вычетъ отверстій на случай косого разрыва, а именно на основаніи послѣдующаго § 21, каждый уголокъ ослабляется 1,4 заклепками.

Диаметръ заклепокъ $d = 22$ мм. Площадь заклепочнаго отверстія при толщинѣ въ 8 мм = $2.2 \cdot 0,8 = 1,76$ см.²

Таблица XV.

Сечения

берёх

№	Вид сечения	Состав сечения Размеры в мм.	Площадь ω brutto cm^2	Осаждение закрепок cm^2
0		4L 75x75x8	45,88	$1,76 \cdot 5,6 = 9,86$
0 ₁ 0 ₂		2 бер. н. 340x8 4L 75x75 x 8 2L 75x75 x 8	54,40 45,88 22,94	$1,76 \cdot 6 = 10,56$ $1,76 \cdot 4 = 7,04$ $1,76 \cdot 2 = 3,52$
$J_x = 44818 -$			123,22	21,12
$J_x = 44818 - 123,22 \cdot 14,2^2 =$				
0 ₃ 0 ₄		2 бер. н. 480x8 4L 75x75 x 8 2L 75x75 x 8 1 топ. н. 460x10 1 топ. н. 130x8	76,80 45,88 22,94 46,00 10,40	$1,76 \cdot 6 = 10,56$ $1,76 \cdot 4 = 7,04$ $1,76 \cdot 2 = 3,52$ $2,20 \cdot 4 = 8,80$ $1,76 \cdot 1 = 1,76$
$J_x = 107814 -$			202,02	31,68
$J_x = 107814 - 202,02 \cdot 14,7^2 = 64159 cm^4$				
0 ₅		2 бер. н. 500x8 4L 75x75x75 x 8 2L 75x75x75 x 8 1 топ. н. 460x10 1 топ. н. 280x10	80,00 45,88 22,94 46,00 28,00	$1,76 \cdot 6 = 10,56$ $1,76 \cdot 4 = 7,04$ $1,76 \cdot 2 = 3,52$ $2,20 \cdot 4 = 8,80$ $2,20 \cdot 2 = 4,40$
$J_x = 119862 - 222,82 \cdot 14,1^2 =$			222,82	34,32

11920

ногца

Площадь ω нетто см^2	Моменты инерции		Справочный номер S 5. Омнорм. осн 1-1 см^3	Размеры углов вставки		Длина элементов z 4 см. 3.	Косфизиянт по Кавье 3. γ	Но на контр. 3.
	J _x Омнорм. осн 1-1 см^4	J _y Омнорм. осн 4-4 см^4		Горизонт. $\frac{S}{\omega z}$	Вертикал. среднее			
36,02	—	—	—	—	—	—	—	0.
43,84 38,84 19,42	20.962 444	11.308 13.392	924 98					
102,10	44.818	28.042	1752	14,2	14,4	754	0,778	0 ₁
19972 см^4 ;	$\frac{\min J}{\omega} = \frac{19972}{123,22} = 162 \text{ см}^2$					740	0,785	0 ₂
66,24 38,84 19,42 37,20 8,64	58.982 444	15.965 13.392	1844 98					
170.34	107.814	40.953	2975	14,7	14,4.	730	0,825	0 ₃
	$\frac{\min J}{\omega} = \frac{40953}{202,02} = 203 \text{ см}^2$					724	0,828	0 ₄
69,44 38,84 19,42 37,20 23,60	66.666 444	16.630 13.392	2000 98					
188,50	119.862	43.305	3131	14,1	14,4	720	0,823	0 ₅
75839 см^4 ;	$\frac{\min J}{\omega} = \frac{43305}{222,82} = 194 \text{ см}^2$							

Таблица XVI. Напряжения в элементах верхнего пояса.

№	Наибольшие значения σ в K^2		Площадь сечения ω netto cm^2	Напряжения в K^2/cm^2			
	Срез вальфа	Срез вальфа		без вальфа		с вальфом	
			действ.	допущ.	действит.	допущ.	
O_0	+15464	—	36,02	430	944	—	944
O_1	-71377	-75703	102,10	699	734	742	885
O_2	-70076	-82820	102,10	686	741	811	893
O_3	-130325	-149181	170,34	765	779	876	939
O_4	-129171	-152013	170,34	758	782	892	942
O_5	-43676	-152013	188,5	762	777	894	937

Стыки частей верхнего пояса. Количество заклепок $d=22mm$,

потребных для перекрытия стыка листов и уголков нижнего пояса, рассчитывается по площади ω netto сечения каждой части по формуле

$$n = M \cdot \omega$$

где M - количество заклепок, соответствующее 1 см. площади сечения.

Значения M , соответствующих расчету заклепок на одностороннее и двустороннее срѣзывание, а также на смятие, приведены на стр. 20 "таблицы для расчета мостов Патона" и составляют при $d=22$ мм. и при условии, что допускаемое напряжение на срѣзывание заклепок равняется 0,8 оть основного

на одностороннее срѣзывание	-----	$M_1 = 0,33$	шт. заклеп.
на двустороннее срѣзывание	-----	$M_2 = 0,16$	" "
на смятие при $min \delta = 8$ мм		$M''' = 0,28$	" "
на смятие при $min \delta = 10$ мм		$M'' = 0,23$	" "

Число и расположение заклепок в стыках показано в таб. XVII. Стыковые накладки вертикальных листов при двойном срѣзывании приняты такой же толщины, как и вертикальные листы, т.е. 8 мм.

Таблица XVII. Количество и расположение заклепок в стыках

 верхнего пояса.

Название частей	Q netto см ²	Какая заклепки	Значение M		Наибольшее число заклепок в макс. М. Q	При этом число заклепок	Расположение заклепок в поперечном сечении
			на перерыве	на смятие			
Вертикал. листь 500 x 8 мм	34,72	двух-связи	0,16	0,28	9,7	14	
Вертикал. листь 480 x 8 мм	33,12	"	0,16	0,28	9,3	14	
Вертикал. листь 340 x 8 мм	21,92	"	0,16	0,28	6,1	8	
Горизонтал. листь 460 x 10 мм.	37,20	одно-связи	0,33	0,23	12,3	14	
Горизонт. листь 280 x 10 мм.	23,60	"	0,33	0,23	7,8	8	
Горизонт. листь 130 x 8 мм.	8,64	"	0,33	0,28	2,9	3	
∟ 75 x 75 x 8 мм.	9,71	-	0,33	0,28	3,2	4	

§ 21. Подборъ сѣченій нижняго пояса.

Составъ сѣченій приведенъ въ таблицѣ XVIII.

При исчисленіи рабочей площади уголковъ и листовъ въ растянутыхъ элементахъ пояса произведенъ дополнительный вы-
четъ заклепочныхъ отверстій, на случай косого разрыва при шахматномъ ихъ расположеніи, руководствуясь при этомъ стр. 325 и слѣдующими I тома "железныхъ мостовъ" Е. О. Патона.

Шагъ заклепок $a = 15,0$ см., діаметръ $d = 2,2$ см.

Количество вычитаемыхъ заклепок изъ всехъ частей пред-
ставлено въ нижеслѣдующей таблицѣ:

Наименованіе частей пояса	Наибольшее число отверстій въ пр. макс. сѣченіи	Шагъ заклепки a	Расстояние между рядами e	Дополнительное число отверстій	Полное число отверстій
Вертикал. листъ выс. 300 мм	3	—	—	—	—
" " " 440-530 "	3	—	—	1	4,0
Уголокъ 75x75x8 мм.	1	6,5d	3,5d	0,4	1,4
Горизонт. листъ шириной 130 "	1	13,5d	2,5d	0	1,0
" " " 280 "	2	6,5d	4,5d	0,4	2,4
" " " 460 "	4	6,5d	4,5d	0,4	4,4

При толщинѣ листа 8 мм вычитаемая площадь заклепки
 $= 2,2 \cdot 0,8 = 1,76$ см.²

Таблица XVIII Сечения стального пояса.

№	Виды сечения	Состав сечения (размеры в мм)	Площадь ω в нетто	Ослабление закладками	Площадь ω netto	Статич. момент S	Радиус центр. тяж. Z
U ₀		2 б.л. 300x8	48,00	1,76.6=10,56	37,44	720	10,8
		2 Л 75x75x8	22,94	1,76.9=3,52	19,42	49	
U ₁		Моменты инерции $J_x = 14400 + 222 \cdot 70,94 \cdot 10,8^2 = 6348 \text{ см}^4$; $\frac{\min J}{\omega_{бз}} = \frac{6348}{70,94} = 90$; $Z = 720 \text{ см}$; $g =$	70,94	14,08	56,86	769	$\frac{2y = 9684 + 6640}{1 + 0,00008 \frac{Z^2}{\omega}} = 16324 \text{ см}^3$ 0,685
U ₂		2 б.л. 440x8	70,40	1,76.8=14,08	56,32	1548	11,3
		4 Л 75x75x8	45,88	1,76.5,6=9,86	36,02	98	
U ₃		1 з.л. 280x10	28,00	2,20.2,4=5,28	22,72	-14	
			144,28	29,22	115,06	1632	
U ₃		2 б.л. 460x8	73,60	1,76.8=14,08	59,52	1692	10,7
		4 Л 75x75x8	45,88	1,76.5,6=9,86	36,02	98	
U ₄		1 з.л. 460x10	46,00	2,20.4,4=9,68	36,32	-23	
			165,48	33,62	131,86	1767	
U ₄		2 б.л. 530x8	84,80	1,76.8=14,08	70,72	2248	10,6
		4 Л 75x75x8	45,88	1,76.5,6=9,86	36,02	98	
U ₅		1 з.л. 130x8	10,40	1,76.1=1,76	8,64	4	
U ₅		1 з.л. 460x10	46,00	2,20.4,4=9,68	36,32	-23	
U ₅		1 з.л. 280x10	28,00	2,20.2,4=5,28	22,72	-42	
			215,08	40,66	174,42	2285	
U ₅		2 б.л. 530x8	84,80	1,76.8=14,08	70,72	2248	10,1
		4 Л 75x75x8	45,88	1,76.5,6=9,86	36,02	98	
U ₅		2 з.л. 460x10	92,00	4,40.4,4=19,36	72,64	-92	
			222,68	43,30	179,38	2254	

Радиусы инерции центра тяжести Z в см. = 10,7 см.

Таблица XIX. Напряжения в элементах нижнего пояса.

№	Наибольшее усилие в К. 2.		Площадь сечения ω_{netto} см ²	Напряжения в К ² /см ²			
	без вольфра	с вольфрамом		без вольфра		с вольфрамом	
				днейств	допущ	днействитт	допущаем
U ₀	- 10746	- 13162	56,86	189	647	932	780
U ₁	- 3896	- 6312	56,86	69	647	111	780
U ₂	+ 106807	+ 130126	115,06	932	944	1131	1138
U ₃	+ 106744	+ 149246	131,86	810	944	1132	1138
U ₄	+ 140034	+ 196231	174,42	803	944	1125	1138
U ₅	+ 139963	+ 204378	179,38	780	944	1139	1138

Стыки частей нижнего пояса. Количество заклепок $d=22$ мм, потребных для перекрытия стыка листов и уголков нижнего пояса, рассчитывается по площади ω_{netto} сечения каждой части по формулѣ

$$n = M \cdot \omega$$

гдѣ M - количество заклепок, соответствующее 1 см² площади сечения.

Стыковые накладки вертикальных листов при двойном срезывании приняты такой же толщины, какъ и вертикальные листы, т.е. 8 м.м.

Таблица XX. Количество и расположение заклепок въ

СТЫКАХЪ НИЖНЯГО ПОЯСА.

Название частей мм.	Q netto см ²	ка кв за каем ки	Значение л		Найбольшее необходимое число за- клепок max. n. n.	При каждом числе закле- покъ	Расположение за- клепокъ въ полу- накладкахъ.
			на пере- развъ.	на сдвигъ			
Вертикал. листъ 530 x 8	35,36	Общ	0,16	0,28	9,9	12	
Вертикал. листъ 460 x 8	29,76	"	0,16	0,28	8,3	9	
Вертикал. листъ 440 x 8	28,16	"	0,16	0,28	7,9	8	
Вертикал. листъ 300 x 8	18,72	"	0,16	0,28	5,2	8	
Горизонт. листъ 460 x 10	36,32	Общ	0,33	0,23	12,0	14	
Горизонт. листъ 280 x 10	22,72	"	0,33	0,23	7,5	8	
Горизонт. листъ 130 x 8	8,64	"	0,33	0,28	2,9	3	
75 x 75 x 8	9,71	"	0,33	0,28	3,2	4	

§ 22. Подборъ сѣченія раскосовъ.

Составъ сѣченія раскосовъ и расчетъ напряженій въ нихъ приведенъ въ таблицѣ XXI.

При исчисленіи рабочей площади сѣченія въ растянутыхъ раскосахъ производится дополнительный вычетъ заклепочныхъ отверстій, какъ и въ § 21.

Диаметръ заклепокъ для прикрѣпленія раскосовъ къ поясамъ $d = 22$ мм, а для прикрѣпленія рѣшетки раскосовъ $d' = 16$ мм.

Число заклепокъ $d = 22$ мм. для прикрѣпленія раскосовъ къ поясамъ опредѣляется по площади сѣченія *netto*, пользуясь коэффициентомъ m см. стр. 20 таблицъ для расчета мостовъ Н. О. Патона по формулѣ $n = m \cdot \omega$, причѣмъ для m принимается большее изъ значеній, соответствующихъ срѣзванію или снятію.

Таблица XXII. Число заклепокъ для прикрѣпленія раскосовъ.

№	Площадь сѣченія <i>netto</i> прикрѣпляемая			Коэффициенты m			Предполагаемое число заклепокъ			Принятое число заклепокъ	
	Двух-срезными заклепками	Односрезными заклепками		m для двухсрезныхъ звѣздъ	m' для смятія	m'' для односрезныхъ звѣздъ	Двухсрезныхъ	Односрезныхъ		для 2 мѣтовъ	для 4 уголковъ
		Листы	Уголки					для мѣтовъ	для уголковъ		
	см ²	см ²	см ²								$d = 22$ мм
D_1	75,52	—	23,56	0,16	0,28	0,33	21,1	—	7,8	24	32
D_2	63,62	25,15	35,41	0,16	0,28	0,33	17,8	8,3	11,8	30	32
D_3	—	—	45,48	"	"	"	—	—	15,0	—	16
D_4	33,12	16,60	23,08	"	"	"	11,0	5,5	9,3	18	20
D_5	—	—	61,32	—	0,28	0,36 ^{*)}	—	—	22,1	—	24

*) См. стр. 74. Примѣчаніе.

Таблица XXI. Объемы раскопок и напавления в тундре

№	Участок в к.з.	Виды строения	Состав строения (размеры в м)	Объем в куб. м	Оснащение заказными С.М.З	W netto С.М.З	J Наименование материала изделия С.М.З	J/W С.М.З	L Длина рас- копки С.М.	g Коэф. по глубине	Направление в к.з.			
											На раскопке	на осевом		
												Объем раскопок	Длина раскопок	
Q ₁	+ 92496		2. 280 x 8 4. 120 x 80 x 10	44,80 76,52 121,32	4. 2. 0,8 = 7,04 4(2,2+1,6) = 15,20 22,24	37,76 51,32 89,08	—	—	—	—	934.	—	—	
Q ₂	- 71397		2. 400 x 8 4. 120 x 80 x 10	64,00 76,52 140,52	4. 2. 0,8 = 7,04 4. 2. 2,1 = 8,80 15,84	56,96 67,72 124,68	8532 20888 29420	209	1277	0,16	—	—	573.	581.
Q ₃	+ 41955		4. 80 x 80 x 10	60,44	4. 1,7. 2,2 = 14,96	45,48	—	—	—	—	923	944	—	—
Q ₄	- 30490		2. 270 x 8 4. 75 x 75 x 10	43,20 56,44 99,64	4. 2. 2. 0,8 = 7,04 4. 2. 2. 1 = 8,80 15,84	36,16 47,64 83,80	2624 7480 10104	101	1394	0,15	—	—	364	372
Q ₅	+ 17511 - 6860		4. 120 x 80 x 10	76,52	4(1,6 + 2,2) = 15,20	61,32	2280	30	1379	0,15	286	818*	112	139**

x) $944 \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{6860}{17511} \right) = 818.$

**) $(944 - 100) \cdot 0,165 = 139.$

Примѣчаніе.


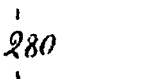

Для сжатыхъ и растянутыхъ частей допускаемое напряженіе на сръѣзъ-ваніе заклепокъ = $600 \text{ кг/см}^2 < 0,8 \cdot 818$, гдѣ 818 кг/см^2 составляетъ основное напряженіе на растяженіе для раскоса D_5 , опредѣленное по формулѣ Вейбуха; поэтому $M = \frac{1,818}{\frac{11,2 \cdot 2,2^2}{4} \cdot 600} = 0,36$

§ 23. Подборъ сѣченія стоекъ.

Вслѣдствіе незначительности усилій, всѣ подвѣски и стойки, кромѣ опорной, состояются изъ 4 уголковъ 75 x 75 x 8 мм.

Расчетъ напряженій въ стойкахъ произведенъ въ таблицѣ XXIII.

Таблица XXIII. Сѣченія стоекъ и напряженія въ нихъ.

№	Усиліе кг.	Состав. и виз. сѣченія	Площадь ω brutto см ²	Ослабленіе защелками см ²	Площадь ω netto см ²	Напряженія $\frac{\text{кг.}}{\text{см}^2}$		Число заклепок d = 22 мм.	
						двустѣн. мельш.	дощочка еюс	Необхо- димо число N (ω)	при нормѣ
h ₁	+5009					148	750	0,33, 33,91	
h ₂	+20759	75.75.8 	45,88	1,76.6,8 = 11,97	33,91	612	750	=	min
h ₃	+8729	280 				257	750	11,2	12
h ₄	+21157					624	750		
h ₅	+9489					280	750		

III. СВЯЗИ

§ 24. Верхнія связи

Верхнія связи представляют ферму двух-рѣшетчатой системы, безъ промежуточныхъ распорокъ, съ рибообразными діAGONАЛЯМИ трубчатого сѣченія.

При расчетѣ разсматривается плоская ферма, пролетомъ 72,0 м., представляющая горизонтальную проекцію верхнихъ связей |см. фиг. 30|.

Опредѣленіе усилій производится обыкновеннымъ способомъ разлагая двухрѣшетчатую ферму на двѣ съ простою треугольною рѣшеткою и предполагая, что на каждую ферму дѣйствуютъ только тѣ грузы, которые приложены въ ея узлахъ.

Инфлюентныя линіи усилій въ діAGONАЛЯХЪ СВЯЗЕЙ для обѣихъ простыхъ фермъ представлены въ фиг. 32 до 37.

Площади инфлюентныхъ линій могутъ быть выражены ниже - слѣдующими формулами:

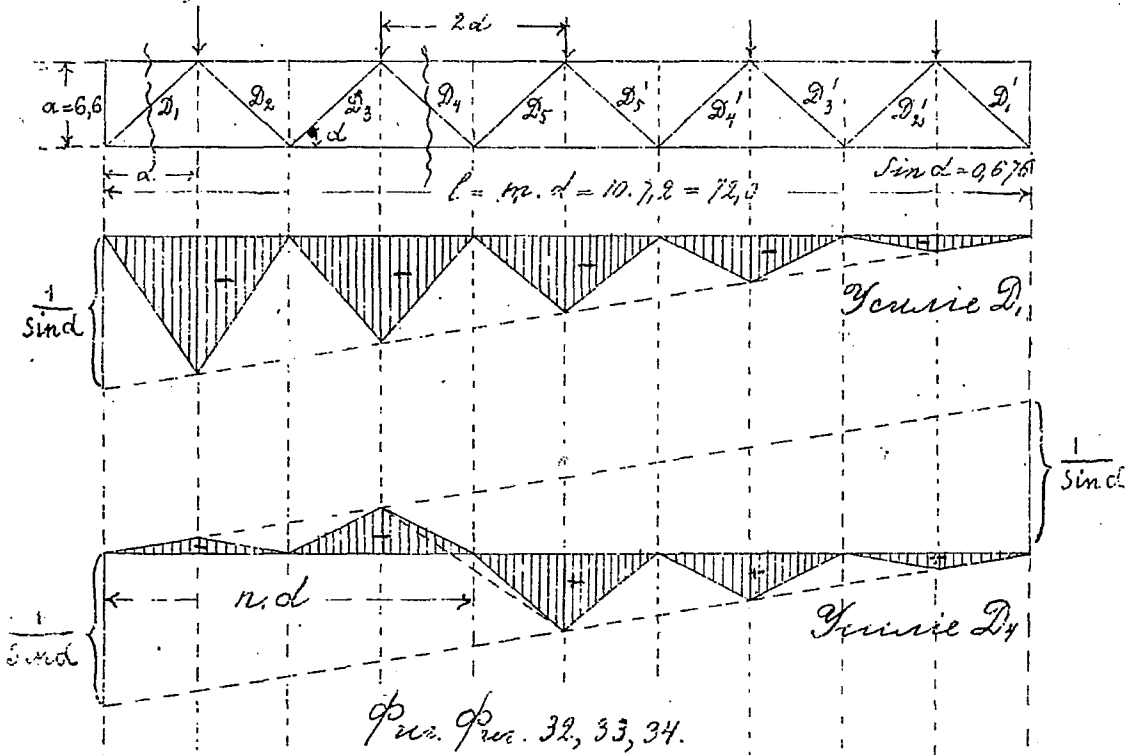
$$\text{Для I системы: -} \\ + S_n = - S_{n+1} = \frac{d}{m \cdot \sin \alpha} \{ [1+3+\dots+(m-n-1)] - [1+3+\dots+(n-1)] \}$$

Для II системы: -

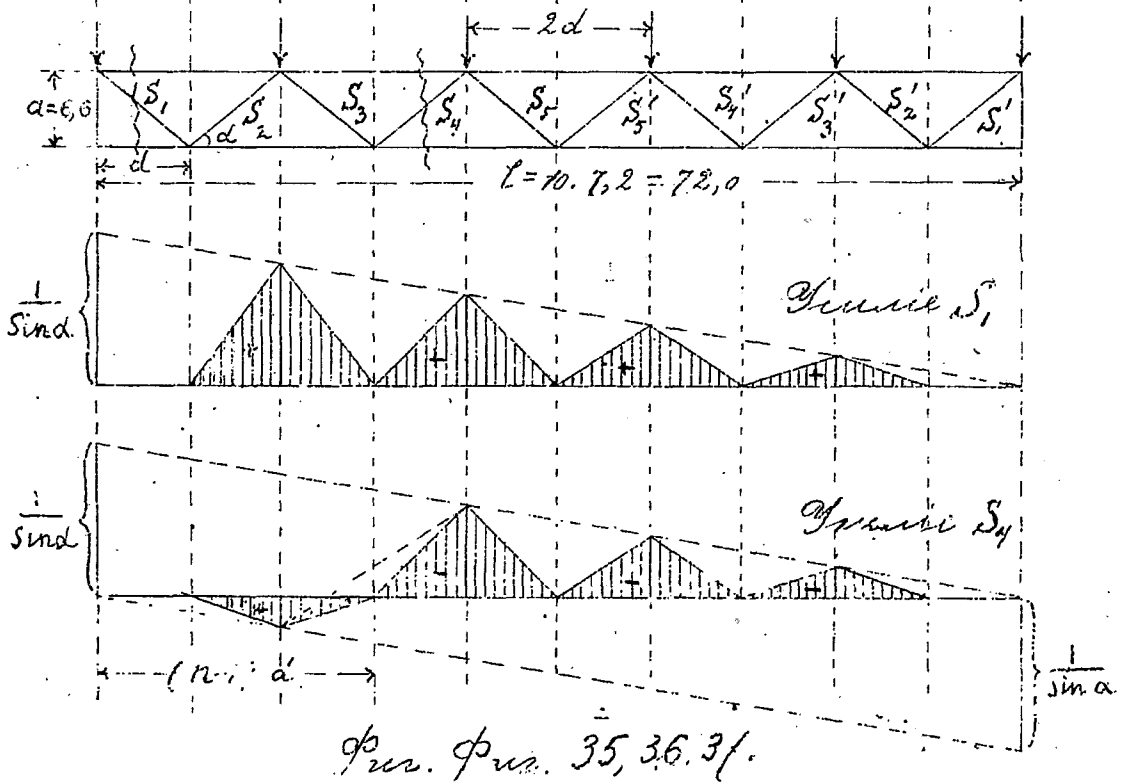
$$- S_n = + S_{n-1} = \frac{d}{m \cdot \sin \alpha} \{ [2+4+\dots+(m-n)] - [2+4+\dots+(n-2)] \}$$

Въ обѣихъ формулахъ n - четное число.

I сучма



II сучма



новой величины. При перевірці діагоналей на скаті і при определіні коефіцієнта зменшенія допускаемого напруженія вслѣдствіе продольнаго изгиба приходится считаться съ различною величиною свободной длины діагонали при изгибѣ ея въ плоскости связей и въ плоскости, нормальной къ послѣдней. При изгибѣ въ плоскости связей свободная длина $l_y = 0,5 L$, т.е. половина теоретической длины элемента, вслѣдствіе склепыванія въ мѣстѣ пересѣченія обѣихъ діагоналей.

Свободная длина для случая изгиба въ плоскости, нормальной къ плоскости связей, опредѣляется по способу Ясинскаго [см. желѣзные мосты Натона, т. I стр. 367] для случая пересѣченія скатаго раскоса съ вытянутымъ, а именно по формулѣ

$$l_x = \mu \cdot L = \sqrt{\frac{J}{J+J_1}} \cdot L$$

гдѣ J, J_1 - моменты инерціи сѣченія раскосовъ, въ данномъ случаѣ одинаковые для обѣихъ діагоналей.

Поэтому

$$l_x = \sqrt{\frac{1}{2}} \cdot L = 0,707 L$$

Для обѣихъ случаевъ продольнаго изгиба, коэффициентъ будетъ имѣть одинаковую величину въ томъ случаѣ, если моменты инерціи сѣченія относительно вертикальной и горизонтальной оси пропорціональны квадратамъ соотвѣтствующихъ длинъ, т.е.

$$\frac{J_y}{J_x} = \frac{l_y^2}{l_x^2} = \frac{(\frac{1}{2} L)^2}{(\sqrt{\frac{1}{2}} \cdot L)^2} = \frac{1}{2}$$

или $J_x = 2 J_y,$

Таблица XXV. Напряжения диагоналей верхних связей и

напряжения в них.

№	L' - см. в К.2	Z y расчетная длина см.	γ Коеф. по Павве	Напряжение в кз/см ²		Число двух заклепок в A = 22 мм.	
				Действительное	Допускаемое γ(1138-100)	Необходимое = $\frac{D}{600g^*}$	Принятое
D ₁	- 12435	501	0,509	437	528	2,1	4
D ₂	- 9948	496	0,514	350	534	1,7	4
D ₃	- 7461	492	0,518	263	538	1,2	4
D ₄	- 4974	490	0,520	175	540	0,8	4
D ₅	- 2487	489	0,521	87	541	0,4	4
x) Сопротивление заклепки смятия = 2,2 · 1,2 · 2 · 1138 = 6009 к.2.							

Действительная теоретическая длина диагоналей, между

осями поясов -

$$L_1 = \sqrt{a^2 + O_1^2} = \sqrt{6,60^2 + 7,51^2} = 10,020 \text{ м}; \quad L_2 = \sqrt{a^2 + O_2^2} = \sqrt{6,60^2 + 7,40^2} = 9,916 \text{ м.}$$

$$L_3 = \sqrt{a^2 + O_3^2} = \sqrt{6,60^2 + 7,30^2} = 9,841 \text{ м}; \quad L_4 = \sqrt{a^2 + O_4^2} = \sqrt{6,60^2 + 7,235^2} = 9,792 \text{ м}$$

$$L_5 = \sqrt{a^2 + O_5^2} = \sqrt{6,60^2 + 7,204^2} = 9,770 \text{ м.}$$

т.е. моментъ инерціи сѣченія относительно еѳо горизонтальной оси $x-x$ |фиг.37 а| долженъ быть въ два раза больше, чѣмъ относительно вертикальной оси $y-y$.

Сѣченіе подобрано по конструктивнымъ соображеніямъ въ такъ что $I_x > 2 I_y$; поэтому опредѣленіе I_y производится по моменту инерціи I_y для свободной длины

$$l_y = 0,5 \cdot L$$

Подборъ сѣченія. Въ виду незначительности усилий сѣченія диагоналей подобраны съ большимъ запасомъ, руководствуясь конструктивными соображеніями.

Допускаемое напряженіе диагоналей опредѣляется какъ для сжатыхъ и растянутыхъ элементовъ согласно изложенному въ § 4.

Всѣ диагонали имѣютъ одно и тоже сѣченіе изъ двухъ коробокъ № 12 по Рус. Норм. Сорт. причемъ :

Площадь сѣченія *brutto* $\omega = 34,52 \text{ см.}^2$

Ослабленіе заклепками $4 \cdot 1,6 \cdot 0,95 = 6,08 \text{ см.}^2$

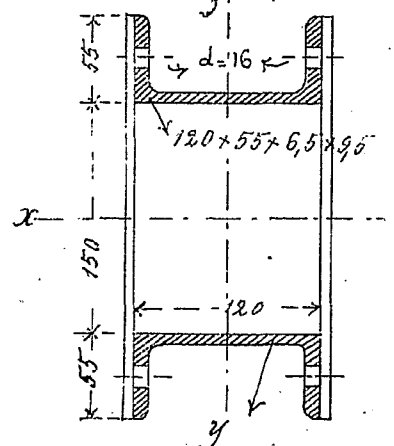
Рабочая площадь сѣченія $\omega_{\text{netto}} = 28,44 \text{ см.}^2$

Моментъ инерціи *brutto* относ. оси $y-y$: $I_y = 743,2 \text{ см.}^2$

Отношеніе $\frac{I_y}{\omega} = \frac{743,2}{34,52} = 21 \text{ см.}^2$ Рис. 37а

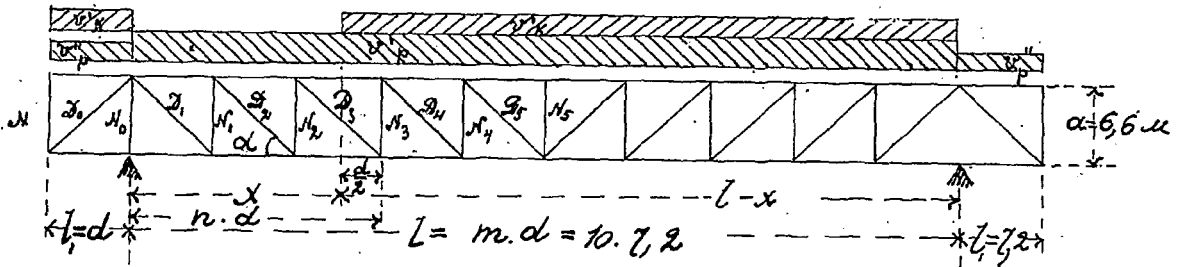
§ 25. Нижнія связи.

При расчетѣ нижнихъ связей предполагается, что работаютъ только вытянутые раскосы и вслѣдствіе кривизны нижняго пояса,



№ 12 по Русск. Норм.

рассматривается ферма, представляющая горизонтальную проекцию нижних связей |фиг.38|



Фиг. 38.

Наибольшія усилия диагоналей и распорок соответствуют случаю частичнаго загруженія моста толпою людей, когда нагрузка отъ вѣтра составляетъ, согласно табл. II .

I | постоянная | т.е. отъ давленія вѣтра на мостовыя части | :

а | для междуопорной части

$$V'_p = 434 \text{ кг/п.м. связей}$$

б | для консолей

$$V''_p = 350 \text{ кг/п.м}$$

г | временная | т.е. отъ давленія на временную нагрузку моста - толпу людей |

$$V'_k = 264 \text{ кг/п.м связей.}$$

Опредѣленіе усилий въ діагоналяхъ и распоркахъ производится по известнымъ формуламъ:

$$D_n = + \frac{Q_n}{\sin \alpha} \quad ; \quad N_n = - Q_n \quad ,$$

гдѣ Q - поперечная сила въ соответствующей панели опредѣляется для междуопорной части по формулѣ:

$$Q_n = \gamma'_p \left(\frac{l}{2} - x \right) + \gamma'_k \frac{(lx_0)^2}{2l} + \gamma'_k \frac{l^2}{2l} = \gamma'_p \cdot d \left[\frac{m}{2} - (n - \frac{1}{2}) \right] + \frac{\gamma'_k \cdot d}{2 \cdot m} \left[(m - n + \frac{1}{2})^2 + 1 \right]$$

здѣсь x - разстояніе середины $n^{\text{ой}}$ панели отъ ближайшей опоры.

Расчетъ поперечныхъ силъ произведенъ въ таблицѣ XXVI.

Таблица XXVI. Поперечныя силы для нижнихъ связей.

№	Ф о р м у л а	Значеніе поперечной силы въ кг.
Q_0	$(\gamma'_p + \gamma'_k) \frac{l}{2} = (350 + 264) \cdot 3,6 =$	- 2210
Q_1	$434 \cdot 7,2 (5 - 0,5) + \frac{264 \cdot 7,2}{20} (9,5^2 + 1) =$	+ 22734
Q_2	$434 \cdot 7,2 (5 - 1,5) + \frac{264 \cdot 7,2}{20} (8,5^2 + 1) =$	+ 17898
Q_3	$434 \cdot 7,2 (5 - 2,5) + \frac{264 \cdot 7,2}{20} (7,5^2 + 1) =$	+ 13253
Q_4	$434 \cdot 7,2 (5 - 3,5) + \frac{264 \cdot 7,2}{20} (6,5^2 + 1) =$	+ 8798
Q_5	$434 \cdot 7,2 (5 - 4,5) + \frac{264 \cdot 7,2}{20} (5,5^2 + 1) =$	+ 4532

Діагонали. Наибольшія усилія въ діагоналяхъ:

$$D_0 = -Q_0 \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = + 2210 \cdot 1,480 = + 3271 \text{ кг.}$$

$$D_1 = +Q_1 \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = + 22734 \cdot 1,480 = + 33646 \text{ "}$$

$$D_2 = +Q_2 \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = + 17898 \cdot 1,480 = + 26489 \text{ "}$$

$$D_3 = +Q_3 \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = + 13253 \cdot 1,480 = + 19614 \text{ "}$$

$$D_4 = +Q_4 \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = + 8798 \cdot 1,480 = + 13021$$

$$D_5 = +Q_5 \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = + 4532 \cdot 1,480 = + 6707 \text{ "}$$

$$\frac{1}{\sin \alpha} = \frac{\sqrt{6,6^2 + 7,2^2}}{6,6} = \frac{9,767}{6,60} = 1,479$$

Таблица XXVII. Свѣченія діагоналей нижнихъ свѣзѣй.

№	Усилия в кг.	Состав свѣзѣй Размеры в мм	ω brutto см ²	Ослабленіе закрепками см ²	ω netto см ²	Напряженія кг./см ²		Число досокъ закрепокъ d=22мм в конд. члѣнѣ	
						Дольнаго напряженія	Поперечнаго напряженія	Предельн. μ.ω	Прим. примѣ
№ ₀	+ 3271	L 80x80x8	12,27	2,2.0,8 = 1,76	10,57	311	1138	4,09	4
№ ₁	+ 33646	2 L 120x80x10	38,25	2,2.2,2 = 8,80	29,45	1142	1138	4,9	5
№ ₂	+ 26489	2 L 80x80x11	39,00	2,2.1,1.1,82 = 8,71	24,29	1091	1138	4,0	4
№ ₃	+ 19614	2 L 80x80x10	20,22	2,2.1,82 = 7,92	22,30	880	1138	3,7	4
№ ₄	+ 13021	L 80x80x10	15,71	2,2.1 = 2,20	12,51	1009	1138	4,3	4
№ ₅	+ 6707	L 80x80x8	12,27	2,2.0,8 = 1,76	10,57	639	1138	4,09	4

Дѣйствительная теоретическая длина діагоналей между осями
полюсовъ —

$$L_0 = \sqrt{a^2 + u_0^2} = \sqrt{6,6^2 + 7,216^2} = 9,779 \text{ м.}; L_1 = \sqrt{a^2 + u_1^2} = \sqrt{6,6^2 + 7,211^2} = 9,775 \text{ м.}$$

$$L_2 = \sqrt{a^2 + u_2^2} = \sqrt{6,6^2 + 7,207^2} = 9,772 \text{ м.}; L_3 = \sqrt{a^2 + u_3^2} = \sqrt{6,6^2 + 7,203^2} = 9,770 \text{ м.}$$

$$L_4 = \sqrt{a^2 + u_4^2} = \sqrt{6,6^2 + 7,201^2} = 9,768 \text{ м.}; L_5 = \sqrt{a^2 + u_5^2} = \sqrt{6,6^2 + 7,20^2} = 9,767 \text{ м.}$$

Распорки Усилия въ распоркахъ N₁, N₂, N₃ и N₄, между -
опорной частью, равны соответствующимъ поперечнымъ силамъ. Зна-
ченія коэфъ приведены въ таблицѣ XXVI. Усилия въ остальныхъ

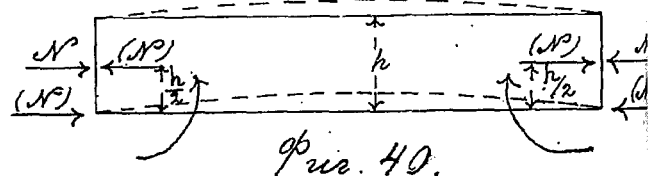
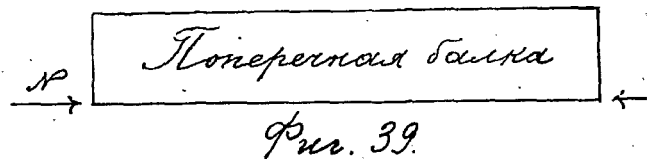
распорнахъ определяются по слѣдующимъ формуламъ:

$$N = (v_p'' + v_k') \frac{Z_1}{2} = |350 + 264| \cdot 3,6 = - 2210 \text{ кг.}$$

$$N_0 = (v_p' + v_k'') \frac{Z_1}{2} + (v_p'' + v_k') \frac{Z_2}{2} = |434 + 264| \cdot 3,6 + |350 + 264| \cdot 7,2 = -29549$$

$$N_s = (v_p' + v_k'') d = |434 + 264| \cdot 7,2 = - 5026 \text{ кг.}$$

Распорнами въ нижнихъ связяхъ служатъ поперечныя балки про-
вѣжной части. Отъ дѣйствія вѣтра поперечныя балки сжимаются
двумя силами N , приложенными къ нижнему поясу |см. фиг. 39|.
Внѣцентричныя силы N могутъ быть замѣнены: 1 |силами N , при-
ложенными центрально по ней-
тральной оси балки |фиг. 40.|
и 2 |двумя парами силъ $(N) \frac{h}{2} = m_w$
изгибающими поперечную балку
выпуклостью вверху.



Если площадь сѣченія
поперечной балки - ω , а моментъ
сопротивленія - W , то напряженіе отъ вѣтра определяется по
формуламъ:

$$\sigma_w = - \frac{N}{\omega} + \frac{m_w}{W} \text{ для верхняго волокна.}$$

$$\sigma_w = - \frac{N}{\omega} - \frac{m_w}{W} \text{ для нижняго волокна.}$$

Въ наилучшихъ условіяхъ находится опорная поперечная балка,
 N_0 , такъ какъ отъ дѣйствія вѣтра въ ней вызывается наибольшее
сжимающее усиліе.

Въ самыхъ невыгодныхъ условіяхъ находится нижнее волок-

но балки такъ какъ она является сжато-вытянутымъ. Испытываемыя имъ наибольшія напряжения:

1 | отъ постоянной вертикальной нагрузки, согласно § 8 ;

$$m_1 = + m_2 = + \frac{m_2}{W} = + \frac{1099975}{4967} = + 221 \text{ кг./см.}^2$$

2 | отъ временной вертикальной нагрузки согласно § 8:

$$m_2 = + m_3 = + \frac{m_3}{W} = \frac{2485575}{4967} = + 501 \text{ кг./см.}^2$$

3 | отъ вѣтра

а | отъ давленія на части моста -

$$n_3' = \frac{\sigma_1'}{\omega} - \frac{m_3'}{W} = \frac{18144}{145,4} - \frac{18144 \cdot 60}{4967} = -125 - 219 = -344 \text{ кг./см.}^2$$

б | отъ давленія на временную нагрузку -

$$n_3'' = - \frac{\sigma_0''}{\omega} - \frac{m_3''}{W} = - \frac{11405}{145,4} - \frac{11405 \cdot 60}{4967} = -79 - 138 = -217 \text{ кг./см.}^2$$

Предѣльныя напряжения нижняго волокна:

$$\text{max. } n = + 221 + 501 - 344 - 217 = + 161 \text{ кг./см.}^2$$

$$\text{min } n = + 221 - 344 = - 123 \text{ "}$$

Основное допускаемое напряжение для проѣзжей части при совокупномъ дѣйствии вертикальной нагрузки и вѣтра

$$R_w = 750 + 20 \%^{*)} = 900 \text{ кг./см.}^2$$

Для сжато-вытянутого волокна допускаемое напряжение -

$$*) 20 \% = \frac{(850 + 40) - (800 + 20)}{800 + 20} \cdot 100 = \frac{1138 - 820}{820} \cdot 100 ;$$

а | на растяжение | по формулѣ Вейрауха | -

$$R'_w = R_w \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\min n}{\max n} \right) = 900 \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{12^3}{161} \right) = 670 \text{ кг/см.}^2$$

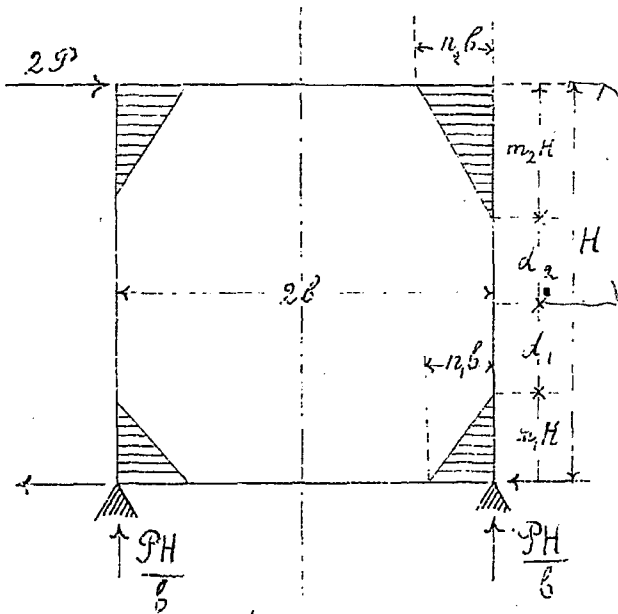
б | на сжатіе | по формулѣ Вейрауха и Навье | -

$$R''_w = (R_w - 100) \frac{1}{1 + 0,00008 \frac{L^2 \omega}{J}} = 900 \frac{1}{1 + 0,00008 \frac{250^2 \cdot 174}{913}} = 400 \text{ кг/см.}^2$$

т. е. для обоихъ случаевъ допускаемое напряженіе значительно превосходитъ дѣйствительное.

§ 26. Опорная рама.

Опорную раму образуютъ опорныя стойки, поперечная балка и распорки верхнихъ связей соединенныя между собою по угламъ посредствомъ консолей (см. МД). Опорная рама служитъ для пе-



Фиг. 71

редачи горизонтальнаго давленія вѣтра отъ верхнихъ связей на

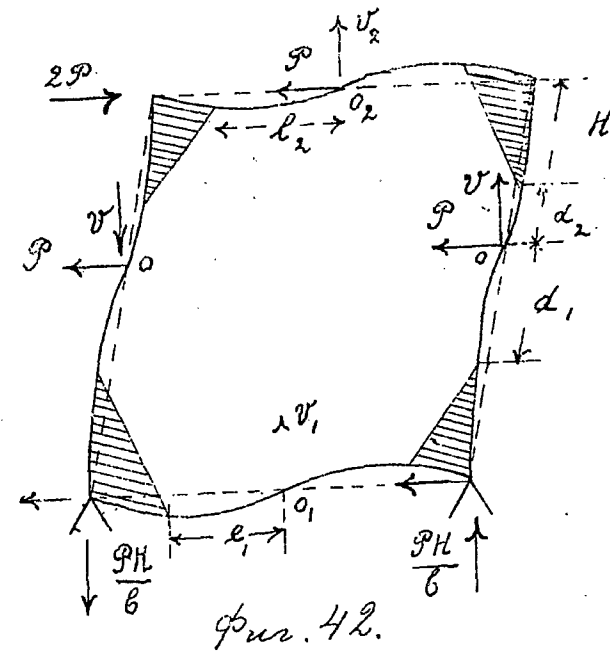
опоры, поэтому элементы рамы, кромѣ тѣхъ усилій, которыя они испытываютъ какъ части глав-ныхъ фермъ или верхнихъ и нижнихъ связей, подвергаются до-полнительнымъ продольнымъ уси-ліямъ и изгибающимъ моментамъ вызываемымъ въ нихъ при дефор-

маціи рамы отъ дѣйствія на нее горизонтальной силы $2P$, пред-ставляющей половину всего давленія вѣтра на верхнія связи.

Вслѣдствіе жесткаго закрѣпленія угловъ рамы, ея элементы изгибаются такъ, что ихъ упругія линіи имѣютъ по одной точкѣ перегиба |фиг. 42|. Исходя изъ этого условія, можно опредѣлить

всѣ усилія и изгибающіе моменты, вызываемые въ элементахъ рамы отъ дѣйствія силы $2P$.

Для опредѣленія дополнительнаго усилія V и момента въ стойкахъ разрѣжемъ раму по линіи OO и рассмотримъ верхнюю ея часть. Имѣя въ виду, что въ точкахъ перегиба изгибающій моментъ = 0, можно замѣнить дѣй-



фиг. 42.

ствіе нижней половины рамы однѣми силами P, P и V, V , соответственно равными для обѣихъ стоекъ, въ виду симметричности рамы относительно вертикальной оси.

Разсматривая затѣмъ оставшуюся часть стойки, какъ балку задрѣланную однимъ концомъ, пролетомъ d_2 , найдемъ, что она подвергается дѣйствію наибольшаго момента -

$$M = Pd_2$$

и продольной силы

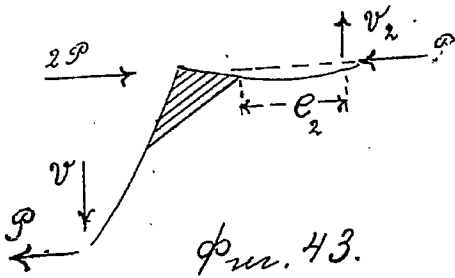
$$V = \frac{2P(d_2 + m_2 H)}{2e} = \frac{P(d_2 + H m_2)}{e}$$

Для нижней части стойки, на томъ же основаніи, изгибающій моментъ

$$M = Pd_1,$$

Такъ что при расчетѣ стойки слѣдуетъ принимать наибольшій изъ этихъ двухъ моментовъ, въ зависимости отъ того, будетъ ли точка перегиба стойки ближе къ нижней консоли или къ верхней.

Далѣе, разсѣкая отдѣленную верхнюю часть на двѣ части по линіи O, O_2 и разсматривая лѣвую верхнюю часть рамы (фиг. 43)



найдемъ, что верхняя распорка под-
вергается дѣйствию силъ P и V_2 ,
замѣняющихъ собою дѣйствіе правой
отсѣченной части рамы, при чемъ си-
ла $V_2 = V = \frac{P(d_2 + H m_2)}{b}$

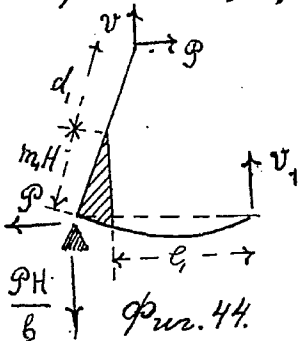
Разсматривая распорку, какъ ^{самую} пролетомъ e_2 , задѣланную
однимъ концомъ, получимъ для нее наибольшій изгибающій мо-
ментъ

$$M_2 = V_2 \cdot e_2 = \frac{P(d_2 + H m_2)}{b} \cdot e_2$$

и сжимающее продольное усиліе -

Наконецъ, вырѣзавъ одну изъ нижнихъ четвертей рамы
(фиг. 44) и замѣняя дѣйствіе остальной части рамы силами

P, V_1, V , найдемъ что нижняя распорка рамы, т. е. попе-
речная балка, подвергается изгибу отъ силъ $V_1 = \frac{P \cdot H}{b} - V$



$$V_1 = \frac{P \cdot H}{b} - \frac{P(d_2 + H m_2)}{b} = \frac{P(d_1 + H m_1)}{b};$$

при этомъ наибольшій изгибающій моментъ

$$M_1 = V_1 \cdot e_1 = \frac{P(d_1 + H m_1)}{b} \cdot e_1,$$

Во всѣхъ выведенныхъ формулахъ извѣстны всѣ величины, кромѣ
разстояній нулевыхъ точекъ | точекъ перегиба | отъ концовъ кон-
солей.

Для опредѣленія этихъ разстояній воспользуемся выводами

едѣланными инженеромъ Зотиковымъ. | см. Докладъ VIII совѣщ. съѣзду инж. сл. пути, стр. 12 трудовъ съѣзда и статью въ Ж.М.П.С. за 1903 г., № 7 „по поводу расчета опорныхъ рамъ въ мостахъ“ |.

Не принимая во вниманіе вліянія неодинаковаго измѣненія длины параллельныхъ частей рамы, и пренебрегая уменьшеніемъ высоты рамы отъ изгиба стоекъ, инж. Зотиковымъ выведено для разстоянія точекъ перегиба стоекъ отъ вершинъ консолей слѣдующее общее выраженіе | форм. 32 |:

$$d_1 = \frac{H \{ 2b(1-n_2)^3 \frac{J_0}{J_2} + 3H [(1-m_2)^2 - m_1^2] \}}{2 \{ b(1-n_1)^3 \frac{J_0}{J_2} + b(1-n)^3 \frac{J_0}{J_1} + 3H(1-m_1-m_2) \}} - \frac{m_1 H}{1}$$

Въ этой формулѣ означаютъ | фиг 4I |:

H - высоту опорной рамы;

$2b$ - разстояніе между осями фермъ;

$m_1 H, m_2 H$ - высоту нижней соотвѣтственно верхней консоли, включая высоту распорки, $n_1 b, n_2 b$ - ширину нижней, соотвѣтственно верхней консоли, измѣренную отъ оси стойки.

J_0, J_1, J_2 моменты инерціи сѣченій послѣдовательно стойки, нижней и верхней распорки.

Что касается точекъ перегиба обѣихъ распорокъ, то при указанныхъ предположеніяхъ и при полной симметричности рамы относительно вертикальной оси, таковыя должны находиться въ серединѣ длины распорокъ.

Для данного случая

$$H = 7,25 \text{ м.}; \quad b = 3,30 \text{ м.}; \quad m_1 = \frac{1,60}{7,25} = 0,22; \quad m_2 = \frac{2,00}{7,25} = 0,27;$$

$$n_1 = \frac{0,5}{3,3} = 0,16; \quad n_2 = \frac{0,90}{3,30} = 0,27.$$

$$J_0 = 33256 \text{ см}^4; \quad J_1 = 298043 \text{ см}^4; \quad \text{итд } J_2 = 47713 \text{ см}^4$$

$$\frac{J_0}{J_2} = 0,698; \quad \frac{J_0}{J_1} = 0,112$$

Для сѣченія распорки въ мѣстѣ наименьшей высоты въ 56 см.

Поэтому

$$d_1 = \frac{7,25}{2} \cdot \frac{6,60 - 0,73^2 \cdot 0,698 + 2,75(0,73^2 - 0,22^2)}{3,3 \cdot 0,73^2 \cdot 0,698 + 3,3 \cdot 0,84^2 \cdot 0,112 + 2,75 \cdot 0,57} - 1,60 = 2,16 \text{ м.}$$

$$d_2 = 7,25 - 2,00 - 1,60 - 2,16 = 1,49 \text{ м.}$$

Давление вѣтра на опорную раму, равное половинѣ давленія на верхнія связи,

$$2P = 467 \cdot 36,00 = 16812 \text{ кг. ; } P = 8406 \text{ кг.}$$

Опорная стойка. Сжимающее усилие въ стойкѣ отъ постоянной вертикальной нагрузки | см. табл. XI |

$$V_p = -51132 \text{ кг отъ вѣтра } V_w = V = \frac{P(d_2 + H_{m2})}{6} = \frac{8406(1,49 + 2,00)}{3,30} = 8890 \text{ кг,}$$

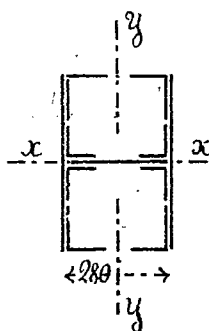
полное сжимающее усилие

$$V = -51132 - 8890 = -60022 \text{ кг.}$$

наибольшій изгибающій моментъ отъ вѣтра

$$\max M = P \cdot d_1 = 8406 \cdot 2,16 = 1815696 \text{ кг. см.}$$

Составе стойки	Площадь brutto см ²	Ослабление заклещками	Площадь netto см ²	Моменты Jx см ⁴	Моменты Jy см ⁴
4 L 120x80x12	90,76	4,2, 1,2 = 10,56	80,20	32344	13064
4 L 100x100x10	76,68	4,2, 1,0 = 8,80	67,88	14224	10292
2 шта 450x8	72,00	8,2, 2,0,8 = 14,08	57,92	12152	14967
1 шта 280x9	25,20	2,2, 2,0,9 = 3,96	21,24	4	1662
	264,64	37,40	227,24	45924	39985



$$J_y \text{ netto} = 39985 - 4 \cdot 2,2 \cdot 1,8 \cdot 13,9^2 - 4 \cdot 2,2 \cdot 2,0 \cdot 13,8^2 - 2 \cdot 2,2 \cdot 0,9 \cdot 9,0^2 = 33256 \text{ см}^4$$

Моментъ сопротивленія

$$W_y = \frac{33256}{14,8} = 2247 \text{ см}^3$$

$$\frac{J_x \text{ brutto}}{Q_1 \text{ br}} = \frac{45924}{264,64} = 174 \text{ см}^2. \text{ Свободная длина при продольномъ изгибѣ въ плоскости } y-y - l = 700 \text{ см; поэтому } \varphi = \frac{1}{1,090008 \cdot \frac{l^2}{J}} = 0,814.$$

Наибольшее напряженіе вызываемое въ стойкѣ вертикальною нагрузкою и вѣтромъ

$$\max R = \frac{\max m}{W} + \frac{\sqrt{\varphi \omega_n}}{\varphi \omega_n} = \frac{1815696}{2247} + \frac{60022}{0,814 \cdot 227,24} = 808 + 323 = 1131 \text{ кг/см}^2 < 1138$$

Двусрѣзными заклепками прикрѣпляется часть сѣченія площадью - $2 \times 57,92 = 115,84$; необходимое число ихъ - $115,84 \cdot 0,28 = 32,4$ штуки.

Кромѣ того требуется односрѣзныхъ заклепокъ

$$\text{для 4 уголковъ } 120 \times 80 \times 12 - 51,24 \cdot 0,33 = 17 \text{ штукъ}$$

$$\text{" " } 100 \times 100 \times 10 - 38,92 \cdot 0,33 = 12,8 \text{ "}$$

$$\text{для листа } 280 \times 9 - 21,24 \cdot 0,33 = 7,0 \text{ "}$$

Принятое число заклепокъ

$$\text{для листа } 450 \times 8 - 16; \text{ для уголка } 120 \times 80 \times 12 - 10$$

$$\text{для уголка } 100 \times 100 \times 10 - 10; \text{ для листа } 280 \times 9 - 8$$

Верхняя распорка. Сжимающее усиліе $P = 8406 \text{ кг}$.

Изгибающій моментъ въ сѣченіи на разстояніи $e_2 = 240 \text{ см}$.

отъ середины :

$$\max M = \frac{P (d_2 + H m_2) \cdot e_2}{b} = \frac{8406 \cdot 3,49 \cdot 240}{3,30} = 2133600 \text{ кг. см}$$

Сѣченіе распорки въ этомъ мѣстѣ состоитъ изъ листа

750 x 9 и 4 L 100 x 100 x 10 мм. | Фиг. 45 |

Статическій моментъ сѣченія относительно ниж-
наго ребра I - I вертикальнаго листа.

$$S_1 = 2768 + 2531 + 264 = 5563 \text{ см.}^2$$

Разстояніе центра тяжести $J = \frac{5563}{67,5 + 76,68} = 38,5 \text{ см.}$

Моментъ инерціи сѣченія относительно оси I - I

верхнихъ уголковъ - - - 200 086 см.⁴

нижнихъ " - - - 760 "

верт. листа - - - 126 563 "

всего $J_x = 327409 \text{ см.}^4 \text{ brutto}$

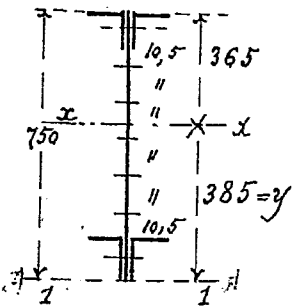
$$J_x = 327409 - 144,18 \cdot 38,5^2 = 113699 \text{ см.}^4 \text{ brutto}$$

$$J_{x \text{ netto}} = 113699 - 2,9 \cdot 2,0 [31,5^2 + 33,5^2] - 2,0 \cdot 0,9 [21^2 + 10^2 + 1 + 12^2 + 23^2] = 99248 \text{ см.}^4$$

Моментъ сопротивленія $\min W = \frac{99248}{38,5} = 2577 \text{ см.}^3$

Площадь сѣченія $Q_{\text{netto}} = 67,5 + 76,68 - 4 \cdot 2,0 - 7 \cdot 2,0 \cdot 0,9 = 123,58 \text{ см.}^2$

Наименьшій моментъ инерціи сѣченія распорки относитель-



Фиг. 45.

но вертикальной оси | при высоте листа в 56 см. | -

$$\min J_y = 3 + 4.381 = 1527 \text{ см.}^4$$

$$\frac{\min J_y}{\omega} = \frac{1527}{127,08} = 12 \text{ см.}^2; l = 660 \text{ см}; g = 0,25$$

Наибольшее напряжение в распоркѣ -

$$\max R = \frac{\max M}{W} + \frac{P}{g \cdot \omega} = \frac{2133600}{2577} + \frac{8406}{0,25 \cdot 127,08} = 828 + 275 = 1103 \text{ кг./см.}^2 < 1138.$$

Нижняя распорка. Вертикальная сила, изгибающая нижнюю распорку , -

$$V_1 = \frac{P(d_1 + H m_1)}{l} = \frac{8406(2,16 + 1,60)}{3,30} = 9577 \text{ кг.}$$

Наибольший изгибающий моментъ, въ сѣченіи, соответствующемъ концу консоли, т.е. на разстояніи 50 см. отъ оси стойки

$$M_1 = 9577 \cdot |330 - 50| = 2681560 \text{ кг.см.}$$

Изгибающий моментъ въ этомъ-же сѣченіи отъ постоянной нагрузки, на основаніи § 8,

$$M_p = (3398 + 0,5 \cdot 4392) \cdot 50 + \frac{190 \cdot 50 \cdot 6,10}{2} = 308675 \text{ кгсм}$$

Полный наибольший моментъ

$$\max M = 2681560 + 308675 = 2990235 \text{ кг.см.}$$

Наибольшее нормальное напряжение

$$\max n = + \frac{2990235}{4967} = +602 \text{ кг./см.}^2 < 900 = 750 + 20 \%$$

Если принять во внимание, что опорная поперечная балка работает, кроме того, как распорка нижних связей, то полное напряжение в ней от ветра и постоянной нагрузки, на основании § 25, где $n'_3 = 344 \text{ кг/см.}^2$;

$$\begin{aligned} \max. R &= -\frac{2681560}{4967} + \frac{308675}{4967} - n'_3 = \\ &= -539 + 63 - 344 = -820 \text{ кг/см.}^2 < 900. \end{aligned}$$

IV. О п о р ы .

§ 27. Опорные части из литой стали.

Подвижная опора состоит из верхнего балансира, нижнего балансира, катков и подушки, уложенной на подферменном камне.

Неподвижная опора состоит из верхнего балансира и нижнего, уложенного непосредственно на подферменном камне.

Все опорные части стальные.

Наибольшее опорное давление одной фермы

$$A = \frac{72}{2} \cdot 1460 + 7,2 \cdot 1050 + \left(\frac{72}{2} + 7,2 \right) = 1240 = 113688 \text{ кг.}$$

при чем 1460 и 1050 представляют постоянную нагрузку на I пог.м. фермы междуопорной части и соответственно консоли; а 1240 - временную нагрузку на I пог.м. фермы.

Проверка достаточности принятых размеров опорных частей производится ниже.

А. Подвижная опора.

Верхний балансирь. Верхний балансирь опирается на шаровой шарнирь. для уменьшения момента, изгибающаго балансирь, давлєнія фермы передается балансиру посредством листа 280 x 280 мм, средней толщиной 27,4 мм, втопленнаго въ балансирь на 10 мм.

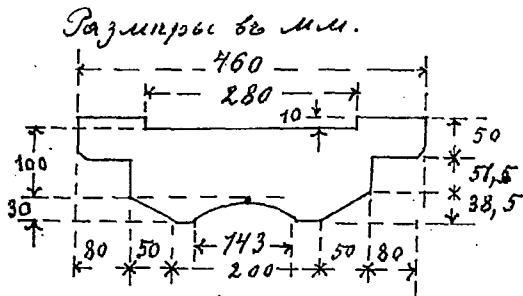
Повѣрка балансира на изгибъ производится путемъ геометрическаго складыванія нормальныхъ напряженій, получающихся по диагоналямъ квадратнаго основанія балансира въ предположеніи, что послѣдній изгибается въ двухъ взаимноперпендикулярныхъ плоскостяхъ. Предполагая, что сѣченія балансира въ обѣихъ плоскостяхъ одинаковы, достаточно опредѣлить напряженіе n для изгиба въ одной плоскости, соответствующей наименьшему сѣченію балансира, такъ какъ въ этомъ случаѣ $\max n = \sqrt{2}n = n\sqrt{2} = 1,4142 n$.

Въ предположеніи равномернаго распределенія опорнаго давлєнія втопленнымъ листомъ и сосредоточенія опорной реакціи нижняго балансира въ вершинѣ шарнира, получимъ моментъ, изгибающій верхній балансирь:

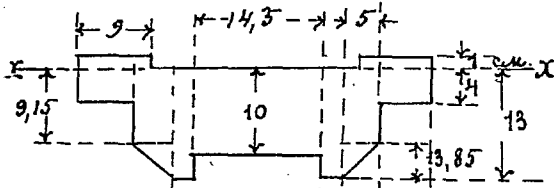
$$M = \frac{A \cdot L^2}{L \cdot 8} = \frac{A \cdot L}{8} = \frac{113688 \cdot 28}{8} = 397\ 908 \text{ кг.см.}$$

Наименьшее сѣченіе балансира представлено въ фиг. 46.

Чтобы не усложнять разсчета момента сопротивленія, за -



Фиг. 46.



Размеры в см.

Фиг. 47.

мѣнимъ означенное сѣченіе нѣсколько болѣе слабымъ, указаннымъ въ Фиг. 47.

Статическій моментъ такого сѣченія относительно оси X-X.

$$S_x = \left(\frac{8.4^2}{2} + \frac{5.9.15^2}{2} + \frac{8.3.85}{2} \left(9.15 + \frac{3.85}{3} \right) + \frac{2.85.13^2}{2} \right) \cdot 2 + \frac{14.3.10^2}{2} - 2 \cdot \frac{9.1}{2} =$$

$$= 1380 \text{ см.}^3$$

Площадь сѣченія

$$Q = 2 \left[1.9 + 4.8 + \frac{1.15 + 13}{2} \cdot 5 + 13.2.85 \right] + 14.3.10 = 409.85 \text{ см.}^2$$

Разстояніе центра тяжести сѣченія отъ оси X-X

$$y = \frac{S_x}{Q} = \frac{1380}{409.85} = 3.4 \text{ см.}$$

Моментъ инерціи относительно оси X-X

$$J_x = 2 \left[\frac{9.1}{3} + \frac{8.4^3}{3} + \frac{5.9.15^3}{3} + \left(\frac{8.3.85^3}{12} + 8.3.85 \cdot 10.43^2 \right) + \frac{2.85.13^3}{3} \right] + \frac{14.3.10^3}{3} = 18583 \text{ см.}^4$$

Моментъ инерціи относительно нейтральной оси

$$J_0 = 18583 - 409.85 \cdot 3.4^2 = 13845 \text{ см.}^4$$

Наименьшій моментъ сопротивленія

$$W = \frac{13845}{9.6} = 1442 \text{ см.}^3$$

Нормальное напряжение

$$n = \frac{M}{W} = \frac{397908}{1442} = 276 \text{ кг/см.}^2$$

$$\max n = n \sqrt{2} = 276 \cdot 1,414 = 390 \text{ кг/см}^2 < 800.$$

Повѣрка шарнира на смятіе. Касаніе верхняго балансира съ нижнимъ происходитъ по поверхности шарового сегмента съ центральнымъ угломъ въ 90° . Радиусъ шара = 10 см.

Касаніе плотное.

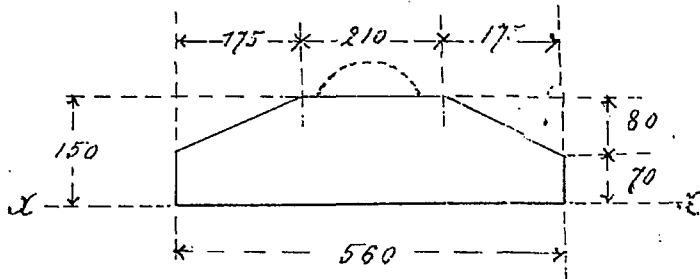
На основаніи формулы 40, выведенной на стр 42, II тома жѣлѣзныхъ мостовъ Ф. О. Патона для плотнаго касанія при центральномъ углѣ въ 90° , максимальное напряжение въ шарнирѣ на смятіе:

$$\max. \sigma = 0,740 \cdot \frac{A}{r^2} = 0,740 \cdot \frac{113688}{10^2} = 841 \text{ кг/см}^2 < 1500$$

Нижній балансиръ подвижной опоры передаетъ опорное давленіе тремъ каткамъ, расположеннымъ ось отъ оси на разстояніи 21,5 см. Предлагая равномерную передачу давленія на всѣ 3 катка, найдемъ, что наибольшій моментъ, изгибающій нижній балансиръ

$$M = \frac{113688}{3} \cdot 21,5 = 814764 \text{ кг.см.}$$

Для упрощенія расчета предполагаемъ, что означенный наибольшій моментъ соответствуетъ сѣченію балансира, безъ шаровой выпуклости, представленному въ фиг. 48.



Фиг. 48.

Статический момент сечения относительно оси X-X.

$$S_x = 56 \cdot \frac{15^2}{2} - 2 \cdot \frac{8 \cdot 17,5}{2} \cdot \left(7 + \frac{2}{3} \cdot 8\right) = 4573 \text{ см.}^3$$

Площадь сечения :

$$\omega = 56 \cdot 15 - 8 \cdot 17,5 = 700 \text{ см.}^2$$

Расстояние центра тяжести до оси X-X :

$$y = \frac{S_x}{\omega} = \frac{4573}{700} = 6,5 \text{ см.}$$

Момент инерции относительно нейтральной оси $J_0 = \frac{56 \cdot 15^3}{12} +$

$$+ 56 \cdot 15 \cdot 1,0^2 - 2 \left(\frac{17,5 \cdot 8^3}{36} + \frac{17,5 \cdot 8}{2} \cdot 5,83^2 \right) = 11334 \text{ см.}^4$$

Наименьший момент сопротивления :

$$\min W = \frac{11334}{8,5} = 1333 \text{ см.}^3$$

$$\max n = \frac{M}{W} = \frac{814764}{1333} = 612 \text{ кг./см.}^2 < 800$$

Катки. Катковъ взято 3 штуки діаметромъ 17 см. Рабочая длина на каждого катка = 56 см.,

поэтому давленіе на діаметральную плоскость катковъ

$$n = \frac{113688}{3 \cdot 17 \cdot 56} = 39,6 \text{ кг./см.}^2 < 40,$$

Нижняя подушка. Подушка взята размеромъ

65 x 65 x 6 см.

Давленіе, передаваемое ею на подферменный камень

$$n = \frac{113688}{65 \cdot 65} = 26,8 \text{ кг./см.}^2 < 30.$$

Повѣрка плиты на изгибъ не производится въ виду большого запаса прочности.

В. Неподвижная опора.

Верхній балансиръ, шарниръ и основаніе нижняго балансира взяты такіе же, какъ и для подвижной опоры, поэтому особой повѣрки частей неподвижной опоры не производится.

С. Подферменные камни.

Подферменные камни взяты размѣромъ

$$139 \times 139 \times 67 \text{ см} (0,65 \times 0,65 \times 0,22 \text{ саж})$$

Наибольшее давленіе подферменнаго камня на кладку :

$$M = \frac{113688 + 1,39 \cdot 1,39 \cdot 0,67 \cdot 2800}{139 \cdot 139} = \frac{117308}{19321} = 6 \text{ кг./см}^2 < 10.$$

§ 28. Вертикальное разстояніе отъ верха подферменнаго камня до высшей точки настила по оси моста, въ плоскости крайней, поперечной балки.

Толщина верхняго настила	-----	66 мм.
Высота поперечныхъ брусевъ	-----	229 "
Толщина деревянной подушки	-----	150 "
Высота вертикальнаго листа подфер. балки	-----	1200 "
Толщина накладки для прикрѣпл. связей	-----	8 "
Толщина поясного уголка нижняго пояса	-----	8 "
Толщина горизонт. листа	-----	15 "
Толщина опорнаго листа	-----	27 "
Полная высота опорныхъ частей	-----	530 "
Толщина цементнаго слоя	-----	10 "

Всего - 2243 мм = 1,051 саж.

№ п/п объектов по списку № 02	Наименование частей	Количество	Размеры одной части			Общая длина в метрах	Взвеш	
			тол- щина	шири- на	дли- на		погон. метр	Итого
			мм	мм	метр		в килограммах	
<u>Торфяники. (Взвеш одной фермы в.)</u>								
<u>А. Междучопковая часть.</u>								
<u>1. Верхний пояс.</u>								
1	Вертикальные меты	4	8	340	6788			
2	" "	4	8	-	6,407	52780	21,35	1126,85
3	" "	4	8	480	6,565			
4	" "	4	"	"	6,379	51,776	30,14	1560,53
5	" "	4	8	500	6,484	25,936	31,40	814,39.
Расчетная узловая вставки:								
6	в чзт А0-А = 13380 см ²	4	8	-	-			
7	" " А2-А = 14220 см ²	4	8	-	-			
8	" " А4-А = 13050 "	4	8	-	-	130080 см ³	0,00785	1021,13
Стысковая накладка вертикальных метов:								
в узлах А° 0 и 2								
9	внутренний - А = 1920 см ²	8	8	-	-			
10	наружный - А = 1475 "	8	8	-	-			
в чзт А1								
11	внутренний А = 2170 "	4	8	-	-			
12	наружный - А = 1630 "	4	-	-	-			
в чзт АА 2 и 4								
13	внутренний А = 3330 "	8	8	-	-			
14	наружный А = 2380 "	8	"	-	-			
в чзт А3								
15	внутренний А = 4340 "	4	8	-	-			
16	наружный А = 3670 "	4	-	-	-			
в чзт А4								
17	внутренний А = 3460 "	4	8	-	-			
18	наружный А = 3020 "	4	"	-	-			
в чзт А5								
18а	внутренний А = 4590 "	2	8	-	-			
18б	наружный А = 3960 "	2	"	-	-	133680 см ³	0,00785	1049,39
Горизонтальные меты								
19	меты 460 x 10	2	10	460	6,829			
20	" "	2	"	"	7,238			
21	" "	1	"	"	8,495			
22	" "	1	"	"	7,807			
23	Накладки "	4	"	"	0,850			
24	Часть накладк. в чзт А5	1	"	"	1,538	49,374	36,11	1789,40
25	Прокладки к метам 90x10	2	10	90	1,538	3,076	7,06	21,72
25а	меты 280 x 10	1	10	280	7,331			
25б	" "	1	"	"	8,019	15,350	21,98	337,39
26	" 130 x 8	2	8	130	7,696			
27	" "	2	"	"	7,632			
28	Накладки к метам 130x8	2	"	"	0,790	32,236	8,16	263,05

Обозначение по нормативам	Наименование частей	Количество	Размеры в одной части			Общая длина в метрах	Всего	
			Мол. шина мм	Клири- на мм	Ши- на мм		поган. метр	Итого в Килограммах
29	Уголки подвески	4	8	75x75	6,595			
30	Наружные уголки	4	"	"	7,404			
31	"	4	"	"	7,003			
32	"	4	"	"	7,538			
33	"	2	"	"	7,807			
34	"	2	"	"	8,943			
35	Внутренние	4	8	75x75	7,195			
36	"	4	"	"	7,404			
37	"	4	"	"	7,003			
38	"	4	"	"	7,538			
39	"	2	"	"	8,343			
40	"	2	"	"	7,207			
41	Накладки подвески уголков	36	8	75x75	0,700	320,520	2,00	2884,68
42	Уголки жесткости	2	8	75x75	7,184			
43	"	2	"	"	7,525			
44	"	4	"	"	7,766			
45	"	4	"	"	6,334			
46	"	4	"	"	7,235			
47	"	4	8	"	7,204			
48	Накладки к в. шп.	4	"	"	0,520			
49	"	4	"	"	0,575			
50	"	4	"	"	0,500			
51	"	4	"	"	0,560			
52	"	2	"	"	0,600	156,958	2,00	1412,62
53	Решетка							
53	Пластины 220x6	36	6	220	0,446	16,056	10,36	166,34
54	Уголки 60x30x6 краеворки	60	6	60x30	0,446			
55	" 60x30x6 диагональ	70	6	60x30	0,830	84,860	4,00	339,44
56	Диафрагмы в узлах							
56	Листы в узле №1	2	9	264	0,380			
57	" " " №2	2	"	"	0,460			
58	" " " №3	2	"	"	0,510			
59	" " " №4	2	"	"	0,750			
60	" " " №5	1	"	"	0,530	4,730	18,65	88,21
Итого. в верхнем поясе одной фермы								12868,64
2. Нижний пояс.								
61	Вертикальные листы	4	8	300	5,805	23,220	18,84	437,46
62	"	4	8	440	6,342	25,368	27,63	700,92
63	"	4	8	460	6,634	26,536	28,32	766,63
64	"	4	8	530	6,485			
65	"	4	"	"	6,483	51,872	33,28	1726,30
66	Фасонная узловая вставка							
66	в узле №0 - $\omega = 9700 \text{ см}^2$	4	8	-	-			
67	" " " 1 - $\omega = 15630$ "	4	8	-	-	см ³		
68	" " " 3 - $\omega = 9320$ "	4	8	-	-			
69	" " " 5 - $\omega = 11340$ "	2	8	-	-	129024	0,00785	1012,84

№ п/п Обозначение материала	Наименование частей	Количество	Размеры одной части			Общая длина в метрах	Взвесь	
			толщина	ширина	длина		погонный метр	Упоро
			мм	мм	мм		кг	кг
3. Раскосы.								
Раскосы D₁								
110	Уголки 120x80x10	8	10	120x80	9,280	73,840	15,02	1102,08
111	Листы 280x8	4	8	280	7,630	30,520	17,58	536,54
112	Ситбилавый накладки кь шиль (S) = 2910 см ²	8	8	280		18,624	0,00785	146,20
113	Планки 280x6	4	6	280	0,260	1,040	13,19	13,72
114	" 220x6	2	6	220	0,260	2,080	10,36	21,55
Раскосы D₂								
115	Уголки 120x80x10	8	10	120x80	12,210	97,680	15,02	1467,15
116	Листы 400x8	4	8	400	10,310	41,240	25,12	1035,95
117	Накладки кь шиль (S) = 4160 см ²	8	8	400		26,624	0,00785	209,00
118	Уголки 60x30	44	6	60x30	0,780	34,320	4,00	137,28
119	" "	8	6	60x30	0,600	4,800	4,00	19,20
120	Планки	8	6	280	0,296	2,368	13,19	31,23
D₃								
121	Уголки 80x80x10	4	10	80x80	11,440			
122	" "	4	"	"	11,960	95,600	41,86	1133,82
123	Планки	4	6	280	0,260	1,040	13,19	13,72
124	" "	12	6	220	0,260	3,120	10,36	32,52
D₄								
125	Уголки 75x75x10	4	10	75x75	13,540			
126	" "	4	10	75x75	13,450	107,960	11,08	1196,20
127	Листы 270x8	4	8	270	12,150	48,600	16,96	824,20
128	Накладки кь шиль (S) = 1700 см ²	8	8	270		10,350	0,00785	85,41
129	Уголки 60x30	52	6	60x30	0,780			
130	" "	8	"	"	0,840	47,280	4,00	189,12
131	Планки	8	6	280	0,296	2,368	13,19	31,23
D₅								
132	Уголки 120x80x10	4	10	120x80	13,390			
133	" "	4	"	"	13,350	106,960	15,02	1606,54
134	Планки	4	6	280	0,260	1,040	13,19	13,72
135	" "	14	6	220	0,260	3,640	10,36	37,71
Итого вь раскосах промежуточной части опермь								9890,95
4. Стойки.								
Опорная стойка №1								
136	Уголки 100x100x10	8	10	100x100	7,250	58,000	15,05	872,90
137	" 120x80x12	2	12	120x80	7,250	58,000	15,02	871,16
138	Листы 450x8	4	8	450	5,098			
139	Накладки кь шиль	4	"	"	1,400			
140	" "	4	"	"	0,300	29,192	28,26	824,97
141	Листы 280x9	2	9	280	5,570			
142	" "	2	"	"	0,960	13,060	19,78	258,33
143	Планки	8	6	280	0,296	2,368	13,19	31,23
144	" "	4	6	220	0,296	1,184	10,36	12,27

№ по обозначению на чертежах	Наименование частей	Количество	Размеры в одной детали			Общая длина в метрах	Всего		
			толщина	Ширина	Диаметр		по гол. метр	Итого	
			мм	мм	мм		в килограммах		
145	Стойка h ₁ Уголки 75x75x8	8	8	75x75	9,089	72,712	9,00	654,41	
146	Подкладки 75x8	2	8	75	1,710				
146a	" "	2	4	"	1,500	6,420	4,71	30,24	
147	" 160x8	2	8	160	0,900	1,800	10,05	18,09	
148	Стойка h ₂ Уголки 75x75x8	8	8	75x75	10,486	83,888	9,00	754,99	
149	Прокладки 160x8	4	8	160	0,880	3,520	10,05	35,38	
150	" 75x8	2	8	75	1,350				
151	" "	2	"	"	1,330	5,360	4,71	25,25	
152	" 75x16	2	16	75	1,120	2,240	9,42	21,19	
153	Стойка h ₃ Уголки 75x75x8	8	8	75x75	11,468	91,744	9,00	825,70	
154	Прокладки 75x8	2	8	75	1,710				
154a	" "	2	4	"	1,500	6,420	4,71	30,24	
155	" 160x8	2	8	160	0,800	1,600	10,05	16,08	
156	Стойка h ₄ Уголки 75x75x8	8	8	75x75	12,050	96,400	9,00	867,60	
157	Прокладки 160x8	4	8	160	0,820	3,280	10,05	32,16	
158	" 75x16	2	16	75	1,260				
158a	" "	2	"	"	1,050	4,620	9,42	43,52	
159	Стойка h ₅ Уголки 75x75x8	8	8	75x75	12,243	97,944	9,00	881,50	
160	Прокладки 75x8	1	8	75	1,710				
160a	" "	1	"	"	1,500	3,210	4,71	15,12	
161	" 160x8	1	8	160	0,800	0,800	10,05	8,04	
162	Для стоек h ₁ до h ₅ Пластины	46	9	220	0,264	12,144	15,54	188,72	
163	Прокладки майды d=75 Q=44 см ²	220	9	d=75	-	8712 см ³	0,00785	68,34	
Итого в этой категории			мендучной			детали		сферы	
								7387,39	
Всего мендучной детали			одной					41951,16	
а с 3 1/2 % на заготовку и головки						41951,16 + 1468,29		43419,45	
Полный вес мендучных деталей двух сфер								86838,90	

М.М. Объемный кол. деталей	Наименование частей	Количество	Размеры одной части			Общая длина в метр	Вязь	
			толщина	ширина	дл на		Площ метр	Итого в кг
			мм	мм	метр			
			в м		см ³			
В. Консольная часть.								
1) Верхний пояс.								
164	Уголки 75x75x8	8	8	75x75	9,840	78,720	9,00	708,48
165	Пластины	10	6	220	0,260	2,600	10,36	26,92
166	Узел 0100	4	6	280	0,260	1,040	13,19	13,72
167	сравнения ветавк @=5590 см ²	4	8	-	-	17888	0,00785	140,42
168	Наклонные уголки	4	8	75x75	0,700			
169	Вертикал.	8	8	75x75	1,000	10,800	9,00	97,20
170	Накладка для прикрыв. балки	2	8	465	0,660	1,320	29,20	38,54
				Итого в верхнем поясе	консолей	одной фермы		1025,28
2) Нижний пояс.								
171	Вертикальные метки	4	8	300	5,809	23,236	18,24	437,77
172	Ситиковые наклейки к шпилькам в узлах 0100 и 010, @ = 1750 см ²	12	8	225	-			
172a	"	4	8	300	-	22400	0,00785	175,84
173	Площные уголки	4	8	75x75	6,234			
174	Наклейки к шпилькам	4	8	75x75	0,700	27,736	9,00	249,62
175	Горизонт. метки в узлах 0100	2	8	460	0,550	1,100	28,89	31,78
176	Распорки прометки	14	6	60x30	0,446			
177	Диагональ	16	6	60x30	0,760	18,404	4,00	73,62
	Панели между вертикал метками							
178	Панели 220x6	8	6	220	0,296	2,368	10,36	24,53
179	Уголки к шпилькам 60x60x6	16	6	60x60	0,290	4,640	5,42	25,15
				Итого в нижнем поясе	консолей	одной фермы		1018,31
				Вязь консолей	одной фермы			2043,59
				а с 3/2 % на закладные головки				2043,59 + 71,53 = 2115,12
				Полный вязь консолей	двух ферм			4230,24
				Этот вязь	двух ферм			91069,14
II Связи. (на весь мост).								
1) Нижняя связь								
A, мембранная часть моста								
180	Диагональ D ₁ 2L 120x80x10	8	10	120x80	8,965	71,720	15,02	1077,23
181	Прокладки к D ₁	2	8	240	0,240	0,480	15,07	7,23
182	Диагональ D ₂ 2L 80x80x11	8	11	80x80	9,050	72,400	12,95	937,58
183	Прокладки к D ₂	2	8	160	0,160	0,320	10,05	3,22

№ п/п, наименование работ	Наименование частей	Количество	Размеры одной засти			Общая длина в метрах	Вместо	
			толщина	ширина	длина		показ метр	Итого
			мм	мм	метр		в килограммах	
184	Диагональ D ₃ 2L80x80x10	8	10	80x80	9,050	72,400	11,86	258,66
185	Прокладки к D ₃	2	8	160	0,160	0,320	10,05	3,22
186	Диагональ D ₄ L80x80x10	4	10	80x80	9,050	36,200	11,86	429,33
187	Прокладки шайбы d=80; ω=50см ²	2	8	d=80	-	80см ³	0,00785	0,63
188	Диагональ D ₅ L80x80x8	4	8	80x80	9,050	36,200	9,63	348,61
189	Прокладки шайбы d=80; ω=50см ²	2	8	d=80	-	80см ³	0,00785	0,63
190	Панки в углах № 0 - ω = 5200см ²	4	8	-	-			
191	№ 1 - ω = 5250 "	4	8	-	-			
192	№ 2 - ω = 5060 "	4	8	-	-			
193	№ 3 - ω = 4560 "	4	8	-	-			
194	№ 4 - ω = 3920 "	4	8	-	-	см ³		
195	№ 5 - ω = 3750 "	2	8	-	-	82768	0,00785	649,73
Итого в нижних связях между опор. засти моста								4316,07
В. Консольная засти моста.								
196	Диагональ D ₀ L80x80x8	4	8	80x80	9,070	36,280	9,63	349,38
197	Прокладки шайбы d=80; ω=50см ²	2	8	d=80	-	см ³		
198	Панки в углы №0; ω=1840см ²	4	8	-	-	5968	0,00785	46,85
Итого в нижних связях консольной засти моста								396,23
а с 3 1/2 % на заделку шайбы - 39,23 + 13,86 =								410,09
2) Верхняя связь.								
198	Диагональ D ₁ L12PH Сопи	2	6,5x9,5	120x55	10,040			
199	" " "	2	"	"	9,340			
200	" " "	4	"	"	4,360			
201	" " "	4	"	"	4,610			
202	D ₂ L12PH C	2	6,5x9,5	120x55	9,800			
203	" " "	2	"	"	9,210			
204	" " "	4	"	"	4,840			
205	" " "	4	"	"	4,545			
206	D ₃ L12PH C	2	6,5x9,5	120x55	9,620			
207	" " "	2	"	"	9,120			
208	" " "	4	"	"	4,750			
209	" " "	4	"	"	4,500			
210	D ₄ L12PH C	2	6,5x9,5	120x55	9,570			
211	" " "	2	"	"	9,070			
212	" " "	4	"	"	4,725			
213	" " "	4	"	"	4,475			
214	D ₅ L12PH C	2	6,5x9,5	120x55	9,550			
215	" " "	2	"	"	9,050			
216	" " "	4	"	"	4,715			
217	" " "	4	"	"	4,465	375020	13,55	5082,33
218	Панки в углы № 0 " ω = 5530см ²	4	10	-	-			

№ по оборудованию и цеху-цехам	Наименование частей	Кол-во	Размеры одной части			Общая длина в метрах	Вязь	
			Пол шты см	Ши- рина см	Дли- на мтр		напол- метр	Итого
			см	см	мтр		в килограммах.	
219	№1 Планки в узлах $\omega=6900 \text{ см}^2$	4	10	-	-			
220	№2 " " $\omega=6380 \text{ "}$	4	10	-	-			
221	№3 " " $\omega=6430 \text{ "}$	4	10	-	-			
222	№4 " " $\omega=6600 \text{ "}$	4	10	-	-			
223	Часть планки в узле №5 $\omega=2850 \text{ см}^2$	2	10	-	-	133060	0,00785	1048,76
224	Прокладки к шты	2	10	90	0,960	3,320	7,06	23,44
225	" " " "	2	"	"	0,700	3,320	7,06	23,44
226	Рядки в пересечении диагоналей $\omega=1444 \text{ см}^2$	20	10	-	-	28880	0,00785	226,71
227	Диагонали в ячейки	240	6	60x30	0,650			
228	" " " "	80	6	60x30	0,720	213,600	4,00	854,40
229	Планки	80	6	160	0,260	20,800	7,53	156,62
230	" $\omega=574 \text{ см}^2$	80	6	-	-	27552	0,00785	216,28
231	" " " "	80	6	160	0,200			
232	" " " "	80	6	160	0,130	26,400	7,53	198,79
233	Вертикальные листы для планок диагоналей в узлы №1, $\omega=762 \text{ см}^2$	4	9	-	-			
234	" №2, $\omega=985 \text{ "}$	4	9	-	-			
235	" №3, $\omega=1160 \text{ "}$	4	9	-	-			
236	" №4, $\omega=1235 \text{ "}$	4	9	-	-			
237	" №5, $\omega=1188 \text{ "}$	2	9	-	-	17050	0,00785	133,34
238	Уголки 75x75x8 для их прикрывления	36	8	75x75	0,200			
239	горизонтальные	8	8	75x75	0,190			
240	вертикальные	8	"	"	0,240			
241	" " " "	20	"	"	0,280	16,240	9,00	146,16
Верхняя раешка опорной рамы								
242	Средн. вертикальный шты $\omega=29920 \text{ см}^2$	2	9	-	-			
243	Консоли вертикальн шты $\omega=8550 \text{ см}^2$	4	9	-	-			
244	Стыков. накладки к шты $\omega=1870 \text{ см}^2$	8	9	-	-	48100	0,00785	770,09
245	Уголки верхнего пояса	4	10	100x100	6,140			
246	" нижнего пояса	4	"	"	8,350			
247	" для прикрывления распорки к опорн. стойкам	8	10	100x100	1,280	68,200	15,05	1026,41
Итого в верхних связях								9883,83
Всего в связях промежуточной части моста а сь 3 1/2 % на закладные головки $14199,40 + 496,96 = 14696,86$								14199,90
Полный вязь опор и связей промежуточной								101535,75

№ п/п Обозначение по эскизам	Наименование частей	Количество	Размеры одной части			Общая длина в метрах	Взвесь		
			Пол шума	ши рина	ди на		погон метр	Итого	
			м/м	м/м	метр		в килограммах		
	Полный вьюг сферик и сферик консольной части моста						4640,33		
	Полный вьюг сферик и сферик всего моста						106176,09		
III Протяжная часть.									
а) Средняя продольная балка									
246	Вертикальные стойки	2	9	820	7,207	86,368	57,93	5003,30	
247	" "	2	"	"	7,202				
248	" "	2	"	"	7,198				
249	" "	2	"	"	7,194				
250	" "	2	"	"	7,192				
251	" "	2	"	"	7,191				
252	Поясные уголки верхние	4	"	70x70	7,035				
253	" "	4	"	"	7,030				
254	" "	4	"	"	7,026				
255	" "	4	"	"	7,022				
256	" "	4	"	"	7,020				
257	" "	4	"	"	7,019				
258	Поясные уголки нижние	4	9	70x70	7,197				
259	" "	4	"	"	7,192				
260	" "	4	"	"	7,188				
261	" "	4	"	"	7,184				
262	" "	4	"	"	7,182				
263	" "	4	"	"	7,181				
264	Уголки жесткости Рядки для соединений	48	9	"	0,810	379,984	9,32	3541,46	
265	Балок между собой $\omega=1927\text{см}^2$	11	9	-	-	см ³			
266	" " $\omega=1920$	2	"	-	-	21,273	0,00785	166,99	
							Всего	8711,75	
б) Крайняя продольная балка									
267	Вертикальные стойки	4	9	660	7,207	172,736	46,63	8054,63	
268	" "	4	"	"	7,202				
269	" "	4	"	"	7,198				
270	" "	4	"	"	7,194				
271	" "	4	"	"	7,192				
272	" "	4	"	"	7,191				
273	Поясные уголки верхние	8	9	70x70	7,035				
274	" "	8	"	"	7,030				
275	" "	8	"	"	7,026				
276	" "	8	"	"	7,022				
277	" "	8	"	"	7,020				
278	" "	8	"	"	7,019				
279	Поясные уголки нижние	8	9	"	7,197				
280	" "	8	"	"	7,192				
281	" "	8	"	"	7,188				

*) См еще № 290

№ инвентаризации на предприятии	Наименование застей	Количество	Размеры одной засти			Общая длина в метрах	Витсы	
			Пол шина	Ширина	Длина		погон метр	Итого
			см	см	метр		в килограммах	
282	Подъемные уголки нижние	8	-	-	7,184			
283	" "	8	-	-	7,182			
284	" "	8	-	-	7,181			
285	Уголки жесткоствити	48	9	70x70	0,650	713,408	9,32 6648,98	
286	Рядки для соединити балок поверху - $\omega = 1927 \text{ см}^2$	22	9	-	-			
287	Полоса - $\omega = 1920$ "	4	9	-	-	42,547 см^3	0,00785 333,99	
<u>с) Связи между продольными балками</u>							Всего 15037,65	
288	Уголки 70x70x9 для распорок	96	9	70x70	2,420	232,320	9,32 2165,22	
289	Прокладки между уголками	144	8	220	0,148	21,312	13,82 294,53	
290	Уголки для прикрыв. планок	48	9	70x70	0,680			
291	" " " "	48	"	"	0,520	57,600	9,32 536,83	
Накладки для прикрыв. лент распорок								
292	кз средней балки $\omega = 1138 \text{ см}^2$	48	8	-	-	см^3		
293	" крайней " $\omega = 898$ "	48	8	-	-	78,182	0,00785 613,73	
<u>д) Поперечные балки</u>							Всего 3610,31	
294	Вертикальные меты	11	9	1200	5,600	61,600	84,80 5223,68	
295	тоже для крайн балок $\omega = 82040 \text{ см}^2$	2	9	1200	7,060	147,636 см^3	0,00785 1158,94	
296	Подъемные уголки верхние вь крайних балках	2	11	80x80	7,100			
297	" " "	2	"	"	6,150			
298	вь опорн. балках	4	"	"	6,275			
299	вь балках №№ 1, 3, 5	10	"	"	6,310			
300	" " №№ 2 и 4	8	"	"	6,295			
301	Подъемные уголки нижние вь крайних балках	2	11	80x80	7,060			
302	" " "	2	"	"	6,305			
303	" опорн. "	4	"	"	6,275			
304	" промежутокных	18	"	"	6,278	329,894	12,95 4272,13	
305	Уголки жесткоствити	26	8	75x75	1,185			
306	" для прикрыв. продол. балок	156	8	75x75	1,185	215,670	9,00 1941,03	
307	Прокладки для крайн продол. балок	48	9	75	0,460			
308	" для средн " "	24	"	"	0,300			
309	" " крайн. попереч. "	6	"	"	1,175	36,330	5,30 192,55	
310	стыков. накладки вертикал. меты $\omega = 3520 \text{ см}^2$	44	9	-	-			
311	распорные меты для прикрыв. опорных балок: $\omega = 6426 \text{ см}^2$	4	9	-	-			

*) В. еще № 291.

№ по порядку в смете	Наименование частей	Количество	Размеры одной части			Общая длина в метрах	Вместо		
			Полшина	Ширина	Длина		погон метр	Упого	
			м/м	м/м	метр		в килограммах		
312	У1 $\omega = 7000$	4	9	—	—	297976	0,00785	2332,11	
313	У2 $\omega = 8140$	4	9	—	—				
314	У3 и У5 $\omega = 7280 \text{ см}^2$	8	9	—	—				
315	У4 $\omega = 7925$	4	9	—	—				
Накладки к шпилькам для перехлеста стоек с диафрагмами									
316	стойки У0	8	9	260	1,200	9,600	18,37	176,35	
317	стыки У1, 3, 4 и 5	28	8	114	0,340				
318	" У2	8	8	114	0,360	12,400	7,16	88,78	
318*	Прокладки к шпилькам в ст. У0	8	10	80	1,200	9,600	6,28	60,29	
Уголки для прикрывания поперечн. балок к стойкам для променситом балок									
319	"	18	8	75x75	1,560				
320	"	18	8	75x75	1,770	59,940	9,00	539,46	
321	" опорных "	4	10	100x100	1,560				
322	" " "	4	"	"	1,770	13,320	15,05	200,47	
							Всего	16192,79	
Всего в прогонной части а с 3/2% на закл. отбив. головки						4352	2,50 + 1524,84	43552,50	445076,84
IV Терила									
323	Стойки из полосов метал 60x15	96	15	60	1,507				
324	" " "	22	"	"	1,195	170,962	7,06	1206,99	
325	Поручни из полукругл. желтз 2 1/2" x 7/8" по сорту Терила зав.	—	22	63	—	172,952	7,66	1324,81	
326	Верхняя связь	120	6	30	1,510	181,200	1,41	255,49	
327	Нижняя " "	120	8	30	1,625				
328	Диагонали	120	8	30	2,290				
329	Подвязка	"	8	30	0,760	561,00	1,88	1054,68	
330	Средн. сегмент. болты кр	120	6	30	1,200				
331	Крайн " " "	240	6	30	0,630	295,200	1,41	416,23	
332	Сегменты внутренних	480	5	30	0,510				
333	Верхний кольца	120	5	30	0,430	296,400	1,18	349,75	
334	Уголки для прикрывания поручня к стойкам	44	6	60x60	0,070	3,080	5,42	16,69	
Терила на сопряжении с насыпью:									
335	Стойки из полос. метал 60x15	4	15	60	1,278				
336	" " "	4	15	60	1,507	11,140	7,06	78,65	
337	Поручни из полукругл. желтз	—	22	63	—	7,600	7,66	58,22	
338	Верхняя связь	4	6	30	1,690	6,760	1,41	9,53	
339	Нижняя связь	4	8	30	1,805				
340	Диагонали	4	8	30	2,450				
341	Подвязка	4	8	30	0,760	20,060	1,88	37,71	
342	Средн. сегменты болты кр	4	6	30	1,350				
343	Крайн " " "	8	6	30	0,670	10,760	1,41	15,17	

№ инвентарной карточки	Наименование частей	Количество	Размеры одной части			Общая длина в метр	Объем	
			Полщина	Ширина	Длина		Площадь	Итого
			мм	мм	метр		кв. м	куб. м
344	Сегменты внутрен.	16	5	30	0,550	10,520	1,18	12,41
345	Верхняя Кольца	4	"	"	0,430			
346	Уголки для прикр. стоек	4	6	60x60	0,120	0,760	5,42	4,12
Итого в периметре а с 3/2% на заклепные головки или на заг. м. моста					48	10,45+16	9,41 =	4840,45
						5009,86		5009,86
						26,4		
							к.2	
V Скрепления для настила								
а) Болты								Всего 1 единицы
347	для настилки дрисевы	120	d = 20		0,580		1,75	210,00
348	" прогона стропцара	120	d = 20		0,380		1,21	145,20
349	" подцук на сред пр. бал	60	d = 16		0,180		0,45	27,00
350	" " " крайн " "	120	d = 16		0,130		0,36	43,20
351	" прикреплениз перильных стоек	240	d = 16		0,220		0,50	120,00
352	позисе	8	d = 16		0,190		0,44	3,52
353	" "	8	d = 16		0,300		0,63	5,04
б) Корабельные гвозди								
354	длиною 12"	1440	d = 10		0,305		0,20	288,0
355	" " 11"	22	d = 10		0,280		0,18	3,96
Итого скреплений								845,92
VI Водонепроницаемая рубка								
356	Изв оцинкованного железа толщины 1/16", d = 70 мм	24	1,5	250	0,500	12,000	2,94	35,28
VII Опорные части								
1) Метельники опоры								
357	Опорный метельник	4	15	460	1,180	4,720	54,17	255,68
358	Уголки для его прикр. план.	8	8	75x75	1,180	9,440	9,00	84,96
359	Витоплетный метельник	4	27,4	280	0,280	1,120	60,22	67,45
360	Болты для прикр. план. верхних балласт.	16	d = 22		0,110	-	0,75	12,00
361	Уголки рамы для катков	4	8	75x75	0,790	3,160	9,00	28,44
362	Болты для рамы	4	d = 25		0,730	2,920	3,46	10,10
Сруйлярь для защиты катков								
363	Кривука из листового железа толщиной 5 мм с накладками						см ³	
364	М. пятали - ω = 6480 см ²	2	5	-	-	6480	0,00785	50,87
	Боковые ступки концы						см ³	
	за изв железа толщиной 3 мм - ω = 3400 см ²	2	3	-	-	5640	0,00785	44,27

№ по обозначению на чертежах	Наименование частей	Количество	Размеры одной части			Общая длина в метр.	Взвесь	
			По ширине	По высоте	По длине		на метр	Итого
			мм	мм	метр		в килограммах	
365	Шурупы для прикручивания футрофа к балансиру	48	4x8	-	0,025	-	*)	
Итого железа			-	-	-	-	553,77	
2) Стальные части опор								
366	Верхние балансиры подвижные и неподв. опоры	4	$V = 22800 \text{ см}^3$					
367	Нижние балансиры неподвижные опоры	2	$V = 42970 \text{ "}$					
368	Нижние балансиры подвижные опоры	2	$V = 40010 \text{ "}$					
369	Нижняя подставка подвижных опор	2	$V = 25670 \text{ "}$					
370	Катки	6	$V = 13470 \text{ "}$			389320 см^3	$0,00785$	3056,16
Итого стали			3056,16	
Полный взвесь: опорных частей			3609,93	
Общий сводь металла.								
В фермах со связями			106176,09	
В прогонной части со скреплением и водосточн. трубами			45958,04	
В перилах			5003,86	
В опорных частях			3609,93	
<u>Всего металла</u>			<u>9814 тудов</u>			=	160754 кг.	
<u>Изъ исерь</u>			<u>9627 " "</u>			=	157698 "	
Литого железа			187 "			=	3056 "	
Литой стали								
Проектъ составил:								
Инженеръ <u>Е. Татом</u>								
(подпис.) Инженеръ <u>П. Каменцевъ.</u>								
*) Взвесь шуруповъ входить въ взвесь штыря балансира подвижныхъ опоръ.								

Дополнение къ стр. 20.

ТАБЛИЦА КОЭФФИЦИЕНТОВЪ μ

или количества односрѣзанныхъ заклепокъ, соответствующаго одному квадратному сантиметру площади (netto) сѣченія сжатыхъ или вытянутыхъ частей, согласно нормамъ для допускаемыхъ напряженій, предложеннымъ Инженернымъ Совѣтомъ въ 1896 году.

Диаметръ заклепокъ въ м/м.	При дѣйствіи одной вертикальной нагрузки.						При совмѣстномъ дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра.											
	Для пролетовъ до 100 м. значенія μ тѣ же, какъ при пролетѣ въ 100 м.						Для пролетовъ до 81 м. значенія μ тѣ же, какъ при пролетѣ въ 81 м. Для пролетовъ болѣе 131,2 значенія μ тѣ же, какъ при пролетѣ въ 131,2 м.											
	16	18	20	22	24	26	16	18	20	22	24	26						
81	} Какъ для пролета въ 100 мет.						0,622	0,491	0,398	0,329	0,276	0,235						
85							0,631	0,499	0,404	0,334	0,280	0,239						
90							0,644	0,508	0,412	0,340	0,286	0,244						
95	} Какъ для пролета въ 100 мет.						0,656	0,518	0,420	0,347	0,291	0,248						
100							0,622	0,491	0,398	0,329	0,276	0,235	0,668	0,528	0,428	0,354	0,297	0,253
105							0,629	0,497	0,402	0,333	0,280	0,238	0,681	0,538	0,435	0,360	0,302	0,258
110	0,636	0,502	0,407	0,336	0,283	0,241	0,693	0,548	0,443	0,367	0,308	0,263						
115	0,643	0,508	0,411	0,340	0,286	0,244	0,706	0,557	0,451	0,373	0,313	0,267						
120	0,650	0,514	0,416	0,344	0,289	0,246	0,718	0,567	0,459	0,380	0,319	0,272						
125	0,657	0,519	0,420	0,348	0,292	0,249	0,730	0,577	0,467	0,387	0,324	0,277						
130	0,664	0,525	0,425	0,351	0,296	0,252	0,743	0,587	0,475	0,393	0,330	0,281						
131,2	0,666	0,526	0,426	0,352	0,296	0,252	0,746	0,589	0,477	0,395	0,332	0,283						
135	0,671	0,530	0,429	0,355	0,299	0,254	} Какъ для пролета въ 131,2 м.											
140	0,678	0,536	0,434	0,359	0,302	0,257												
145	0,686	0,542	0,438	0,363	0,305	0,260												
150	0,693	0,547	0,443	0,366	0,308	0,262												
Формулы для расчета μ l въ мет. d въ см.	I случай. Пролеты l до 100 мет., причемъ допускаемое напряженіе срѣзыванію рассчитывается по формулѣ: $0,8(675 + 2l) \leq 700$ к/см. ² $1. R = \mu \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot 0,8 R$ $\mu = \frac{1}{0,8 \cdot \frac{\pi d^2}{4}}$ независимо отъ R .						I случай. Пролеты l до 81 мет., причемъ допускаемое напряженіе срѣзыванію $0,8(675 + 4l) \leq 800$ к/см. ² $1. R = \mu \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot 0,8 R$ $\mu = \frac{1}{0,8 \cdot \frac{\pi d^2}{4}}$ независимо отъ R .											
	II случай. Пролеты l отъ 100 до 162,5 м., причемъ $R < 1000$ к/см. ² , а допускаемое напряженіе срѣзыванію принимается = 700 к/см. ² , такъ какъ $0,8(675 + 2l) > 700$. $1. R = \mu \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot 700$ $\mu = \frac{700}{\frac{\pi d^2}{4}}$ причемъ $R = 675 + 2l$ к/см. ² , по не болѣе 1000.						II случай. Пролеты l отъ 81 до 131,2 м., причемъ $R < 1200$ к/см. ² , а допускаемое напряженіе срѣзыванію принимается = 800 к/см. ² , такъ какъ $0,8(675 + 4l) > 800$. $1. R = \mu \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot 800$ $\mu = \frac{800}{\frac{\pi d^2}{4}}$ причемъ $R = 675 + 4l$ к/см. ² , по не болѣе 1200.											
	III случай. Пролеты болѣе 162,5 мет., причемъ $R = 1000$ к/см. ² , а допускаемое напряженіе срѣзыванію = 700 к/см. ² $\mu = \frac{1000}{\frac{\pi d^2}{4}}$						III случай. Пролеты болѣе 131,25 мет., причемъ $R = 1200$ к/см. ² , а допускаемое напряженіе срѣзыванію = 800 к/см. ² $\mu = \frac{1200}{\frac{\pi d^2}{4}}$											

Дополнение къ стр. 12.

Моменты инерции (см. ⁴) 4-хъ квадрантовъ съ зазорами для прокладокъ.

№ профилей п.б.м. нор. сортам.	Толщина стѣнки δ_1 мм.	Т о л щ и н а п р о к л а д к и в ь м м .										
		0	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
5	4	576	641	653	664	676	688	700	712	724	737	749
5	8	906	1008	1026	1044	1063	1081	1100	1119	1138	1158	1178
7 ¹ / ₂	6	2068	2234	2263	2292	2321	2351	2381	2411	2441	2472	2503
7 ¹ / ₂	10	2982	3215	3256	3296	3337	3379	3421	3463	3506	3549	3593
10	8	5511	5857	5917	5976	6036	6097	6158	6219	6281	6344	6407
10	12	7478	7944	8024	8104	8185	8267	8349	8432	8515	8599	8684
12 ¹ / ₂	10	12161	12793	12901	13009	13118	13228	13338	13449	13561	13673	13786
12 ¹ / ₂	14	15788	16624	16766	16909	17053	17197	17343	17490	17637	17785	17934
15	12	23637	24673	24849	25025	25203	25381	25561	25741	25922	26104	26287
15	18	32738	34192	34439	34687	34936	35187	35438	35691	35946	36201	36458

Моменты инерции (см. ⁴) 4-хъ квадрантовъ относятся къ любой оси черезъ центръ тяжести и не включаютъ въ себя моментовъ инерции прокладокъ.

Дополнение къ стр. 33.

Т а б л и ц а д л я п е р е в о д а к и л о г р а м м о в ь в ь п у д ы .

Килогр.	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90
0	—	0,610	1,221	1,831	2,442	3,052	3,663	4,273	4,884	5,494
100	6,105	6,715	7,326	7,936	8,547	9,157	9,768	10,378	10,989	11,599
200	12,210	12,820	13,431	14,041	14,652	15,262	15,873	16,483	17,094	17,704
300	18,315	18,925	19,536	20,146	20,757	21,367	21,978	22,588	23,199	23,809
400	24,420	25,030	25,641	26,251	26,862	27,472	28,083	28,693	29,304	29,914
500	30,525	31,135	31,746	32,356	32,967	33,577	34,188	34,798	35,409	36,019
600	36,630	37,240	37,851	38,461	39,072	39,682	40,293	40,903	41,514	42,124
700	42,735	43,345	43,956	44,566	45,177	45,787	46,398	47,008	47,619	48,229
800	48,840	49,450	50,061	50,671	51,282	51,892	52,503	53,113	53,724	54,334
900	54,945	55,555	56,166	56,776	57,387	57,997	58,608	59,218	59,829	60,439

Т а б л и ц а д л я п е р е в о д а п у д о в ь в ь к и л о г р а м м ы .

Пуды.	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	—	16,88	32,76	49,14	65,52	81,90	98,28	114,66	131,04	147,42
10	163,80	180,18	196,56	212,94	229,32	245,70	262,08	278,46	294,84	311,22
20	327,60	343,98	360,36	376,74	393,12	409,50	425,88	442,26	458,64	475,02
30	491,40	507,78	524,16	540,54	556,92	573,30	589,68	606,06	622,44	638,82
40	655,20	671,58	687,96	704,34	720,72	737,10	753,48	769,86	786,24	802,62
50	818,99	835,37	851,75	868,13	884,51	900,89	917,27	933,65	950,03	966,41
60	982,79	999,17	1015,55	1031,93	1048,31	1064,69	1081,07	1097,45	1113,83	1130,21
70	1146,59	1162,97	1179,35	1195,73	1212,11	1228,49	1244,87	1261,25	1277,63	1294,01
80	1310,39	1326,77	1343,15	1359,53	1375,91	1392,29	1408,67	1425,05	1441,43	1457,81
90	1474,20	1490,58	1506,96	1523,34	1539,72	1556,10	1572,48	1588,86	1605,24	1621,62

Исправление къ таблицѣ 30 на стр. 32.

На 4-ой строкѣ 1-й графы таблицы 30 должно быть 4,883 вмѣсто 0,90676.

ТАБЛИЦЫ

ДЛЯ

РАЗЧЕТА ЖЕЛѢЗНЫХЪ КОНСТРУКЦІЙ

И

МОСТОВЪ.

Подъ редакціей экстраординарнаго профессора

Е. О. Патона.

ВТОРОЕ ИЗДАНИЕ.



МОСКВА.

Типо-литографія В. Рихтеръ, Тверская, Мамоновскій пер. соб. домъ.
1903.

ПРЕДИСЛОВІЕ.

Во второмъ изданіи таблицъ для расчета желѣзныхъ конструкцій и мостовъ сдѣланы слѣдующія улучшенія сравнительно съ первымъ изданіемъ.

1) Помѣщены вновь слѣдующія таблицы:

таблица 8	квадрантнаго желѣза,
„	лотковаго желѣза,
„ 9	волнистаго желѣза,
„ 11	круглаго желѣза,
„ 12	вѣса круглыхъ шайбъ,
„ 13	вѣса заклепочныхъ головокъ,
„ 14	вѣса болтовъ,
„ 15	для расчета заклепокъ по площади сѣченія,
„ 19, 20 и 21	моментовъ инерціи,
„ 23	для расчета на продольный изгибъ по формулѣ Ясинскаго,
„ 24	до 37 взаимнаго перевода русскихъ, метрическихъ и др. мѣръ и вѣсовъ,
„ 38	и 39 вѣса металловъ и воды.

2) Пополнены слѣдующія таблицы:

таблица 4	двутавроваго желѣза,
„ 7	желѣза Зоре и Вотерена,
„ 22	для расчета на продольный изгибъ по формулѣ Навье,
„ 18	моментовъ грузовъ нормальнаго поѣзда.

3) Исправлены слѣдующія таблицы:

таблица 17	эквивалентныхъ нагрузокъ согласно циркуляру 1902 года,
„ 10	вѣса полосоваго и листового желѣза.

Таблицы 1 до 6 заимствованы изъ офіціального изданія русскаго нормальнаго сортамента.

Проектированіе всѣхъ металлическихъ сооружений Вѣдомства Путей Сообщенія по русскому нормальному сортаменту и въ метрическихъ мѣрахъ обязательно, начиная съ 15 апрѣля 1901 года, согласно приказу по Министерству Путей Сообщенія отъ 18 декабря 1900 года за № 162.

СОДЕРЖАНИЕ.

I. Сортаментъ желѣза.

	<i>Стр.</i>
Таблица 1. Равнобокое угловое желѣзо	4—5
„ 2. Неравнобокое угловое желѣзо	6
„ 3. Тавровое желѣзо	7
„ 4. Двутапровое желѣзо	8
„ 5. Корытное желѣзо	9
„ 6. Зетовое желѣзо	10
„ 7. Желѣзо Зоре и Вотерпа	11
„ 8. Квадратное желѣзо	12
„ Лотковое желѣзо	12
„ 9. Волнистое желѣзо завода Вехтольда	13
„ 10. Вѣсъ полосового и листового желѣза (литого)	14—15.
„ 11. Круглое желѣзо	16
„ 12. Вѣсъ круглыхъ шайбъ	17
„ 13. Вѣсъ заклепочныхъ головокъ	17
„ 14. Вѣсъ болтовъ	18—19

II. Разсчетъ заклепокъ.

Таблица 15. Разсчетъ заклепокъ по площади сѣченія	20
„ 16. Разсчетъ заклепокъ по усилю	21

III. Нагрузки желѣзнодорожныхъ мостовъ.

Таблица 17. Эквивалентныя нагрузки К	22—23
„ 18. Таблица моментовъ грузовъ нормальнаго поѣзда	24

IV. Моменты инерціи.

Таблица 19. Моменты инерціи вертикальной стѣпки	26
„ 20. Моменты инерціи пары горизонтальныхъ листовъ	26
„ 21. Моменты инерціи четырехъ уголковъ	27

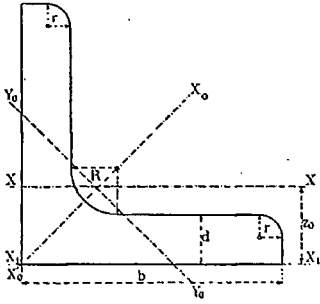
V. Продольный изгибъ сжатыхъ частей.

Таблица 22. Коэффициенты φ по формулѣ Навье	28—29
„ 23. Коэффициенты φ по формулѣ Ясинскаго	30

VI. Взаимный переводъ мѣръ русскихъ, метрическихъ и англійскихъ.

Таблица 24. Переводъ дюймовъ въ миллиметры и обратно	31
„ 25. Линейныя мѣры	31
„ 26. Квадратныя мѣры	31
„ 27. Кубическія мѣры	32
„ 28. Вѣса	32
„ 29. Нагрузки на погонныя единицы	32
„ 30. Нагрузки на квадратныя единицы	32
„ 31. Напряженія и давленія на квадратныя единицы	33
„ 32. Переводъ напряженій кил. на см. ² въ пуд. на дм. ²	33
„ 33. Переводъ напряженій пуд. на дм. ² въ кил. на см. ²	33
„ 34. Вѣсъ кубическихъ единицъ	34
„ 35. Изгибающіе моменты	34
„ 36. Моменты инерціи	34
„ 37. Моменты сопротивленія	34
„ 38. Вѣсъ металловъ	34
„ 39. Вѣсъ воды	34

Фиг. 1.



Равнобокое угловое желѣзо

Русскаго нормального сортамента.

 X_0, Y_0 главные оси.

$$R = \frac{d_{\min} + d_{\max}}{2}$$

$$r = \frac{R}{2}$$

Грани полокъ взаимно параллельны.

Вѣса даны для литого желѣза (7,85).

№№ профи- лей.	Размѣры въ миллиметрахъ.				Площадь профиля см. ² ω	Вѣсъ погонна- го метра кнз. g	Расстоян. центра тяжести см z_0	Моменты инерціи въ см. ⁴			
	b	d	R	r				J_{X_1}	J_X	J_{X_0}	J_{Y_0}
1 1/2	15	3	3,5	1,75	0,82	0,64	0,47	0,338	0,1528	0,2397	0,0659
		4			1,05	0,82	0,51	0,465	0,1897	0,2921	0,0873
2	20	3	3,5	1,75	1,12	0,88	0,60	0,793	0,392	0,6185	0,1651
		4			1,45	1,14	0,64	1,08	0,492	0,771	0,2124
2 1/2	25	3	4	2	1,43	1,12	0,72	1,535	0,798	1,262	0,3333
		4			1,86	1,46	0,76	2,084	1,012	1,597	0,4273
		5			2,27	1,78	0,80	2,646	1,206	1,888	0,5241
3	30	3	4	2	1,73	1,36	0,84	2,654	1,424	2,26	0,590
		4			2,26	1,77	0,88	3,59	1,824	2,884	0,764
		5			2,77	2,17	0,92	4,54	2,183	3,44	0,925
3 1/2	35	4	5	2,5	2,67	2,10	1,00	5,64	2,954	4,68	1,227
		5			3,28	2,57	1,04	7,13	3,564	5,64	1,493
		6			3,87	3,04	1,08	8,65	4,13	6,50	1,754
4	40	4	6	3	3,08	2,42	1,12	8,33	4,47	7,09	1,859
		5			3,79	2,97	1,16	10,54	5,43	8,59	2,263
		6			4,48	3,52	1,20	12,78	6,31	9,98	2,654
		7			5,15	4,04	1,24	15,06	7,14	11,24	3,040
4 1/2	45	7	6,5	3,25	5,80	4,55	1,28	17,37	7,91	12,4	3,434
		8			6,61	5,19	1,40	24,56	11,60	18,25	4,95
		5			4,80	3,77	1,40	20,43	10,96	17,38	4,55
		6			5,69	4,47	1,44	24,74	12,85	20,34	5,35
5	50	7	7	3,5	6,56	5,15	1,48	29,10	14,62	23,10	6,13
		8			7,41	5,82	1,52	33,50	16,28	25,70	6,87
		9			8,24	6,47	1,56	37,96	17,86	28,10	7,63
		6			6,31	4,95	1,56	32,7	17,3	27,4	7,19
5 1/2	55	7	8	4	7,28	5,71	1,60	38,46	19,73	31,2	8,22
		8			8,23	6,46	1,64	44,3	22,04	34,8	9,24
		9			9,16	7,19	1,68	50,2	24,24	38,2	10,25
		10			10,07	7,90	1,72	56,1	26,3	41,4	11,26

Равнобоное угловое желѣзо (Продолженіе).

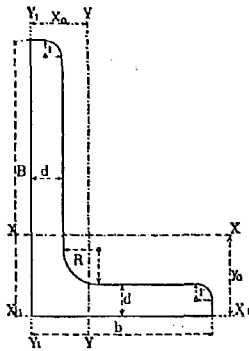
Русскаго нормальнаго сортамента.

№№ профи- лей.	Размеры въ миллиметрахъ.				Площадь профиля см. ² ω	Вѣсъ погонна- го метра кпл. ξ	Расстоян. центра тяжести см. z_0	Моменты инерціи въ см. ⁴			
	b	d	R	r				J_{x_1}	J_x	J_{x_0}	J_{y_0}
6	60	6	8	4	6,91	5,42	1,69	42,5	22,84	36,15	9,53
		7			7,98	6,26	1,73	49,9	26,05	41,3	10,82
		8			9,03	7,09	1,77	57,4	29,16	46,15	12,16
		9			10,06	7,90	1,81	65,0	32,1	50,7	13,5
		10			11,07	8,69	1,85	72,6	34,9	55,1	14,8
6 1/2	65	6	8	4	7,51	5,89	1,81	54,0	29,36	46,6	12,14
		7			8,68	6,81	1,85	63,4	33,6	53,3	13,9
		8			9,83	7,72	1,89	72,9	37,66	59,7	15,63
		9			10,96	8,60	1,93	82,5	41,5	65,7	17,34
		10			12,07	9,47	1,97	92,1	45,2	71,5	19,03
7	70	7	8,5	4,25	9,39	7,37	1,97	79,0	42,4	67,3	17,53
		8			10,64	8,35	2,02	90,8	47,6	75,5	19,7
		9			11,87	9,32	2,06	102,7	52,6	83,3	21,9
		10			13,08	10,27	2,09	114,7	57,3	90,7	24,0
		13			16,69	13,10	2,19	149,4	69,5	109,2	29,7
7 1/2	75	8	10	5	11,47	9,00	2,13	110,9	58,9	93,3	24,4
		9			12,80	10,05	2,17	125,5	65,1	103,2	27,1
		10			14,11	11,08	2,21	140,2	71,2	112,7	29,7
		11			15,40	12,09	2,25	155,0	77,0	121,7	32,3
		12			16,67	13,09	2,29	170,0	82,6	130,3	34,86
8	80	16	16	8	21,71	17,04	2,41	227,6	100,9	158,0	43,9
		8			12,27	9,63	2,25	134,6	72,5	114,6	30,4
		9			13,70	10,75	2,30	152,2	79,8	126,9	32,65
		10			15,11	11,86	2,34	170,0	87,2	138,6	35,8
		11			16,50	12,95	2,37	187,8	95,1	149,9	40,3
9	90	12	11	5,5	17,87	14,03	2,41	205,8	102,6	160,7	43,26
		9			15,52	12,18	2,54	215,9	115,7	183,8	47,7
		10			17,13	13,45	2,58	241,0	127,0	201,3	52,5
		11			18,72	14,69	2,62	266,0	137,6	218,0	57,1
		12			20,29	15,93	2,66	291,5	148,0	234,4	61,4
10	100	13	12,5	6,25	21,84	17,14	2,70	317,0	157,8	250,0	65,5
		9			17,36	13,63	2,78	294,5	160,3	255	65,7
		10			19,17	15,05	2,82	328,7	176,3	280	72,7
		11			20,96	16,45	2,86	363,0	197,6	304	79,3
		12			22,73	17,84	2,90	397,6	206,4	327	85,7
12	120	13	13	6,5	24,48	19,22	2,94	432	220,7	349,6	91,8
		14			26,21	20,57	2,98	467	234,5	371	97,6
		15			27,92	21,92	3,02	502	247,7	392	103,1
		16			29,61	23,24	3,05	538	262	412,5	112,0
		10			23,18	18,20	3,31	567	313,5	497	130
14	140	12	14	7	27,54	21,62	3,40	685	367	584	150,4
		14			31,82	24,98	3,48	804	419	666	172
		16			36,02	28,28	3,55	924	470	743	197,3
		12			32,37	25,41	3,89	1086	596	947	245
15	150	14	19	9,5	37,45	29,40	3,97	1273	683	1084	281,3
		16			42,45	33,32	4,05	1462	765	1215	315,8
		16			45,8	35,97	4,27	1779	944	1497	391
		18			51,1	40,15	4,35	2012	1045	1655	434
		20			56,4	44,26	4,43	2246	1141	1806	476
22	61,5	48,31	4,50	2483	1234	1950	517				

Неравнобокое угловое желѣзо

Русскаго нормального сортамента.

Фиг. 2.



$$R = \frac{d_{\min} + d_{\max}}{2}$$

$$r = \frac{R}{2}$$

Вѣса даны для литого желѣза (7,85).

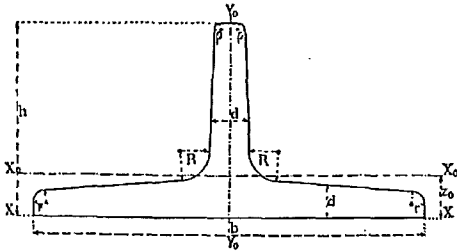
№№ профи- лей.	Размѣры въ милл. метрахъ.					Площадь профиля см. ² ω	Вѣсъ погонн. метра кил. г	Расстоянiе центра тяжести въ см.		Моменты инерцiи въ см. ⁴			
	B	b	d	R	r			X ₀	Y ₀	J _{X₁}	J _{Y₁}	J _X	J _Y
3/2	30	20	3	3,5	1,75	1,42	1,11	0,50	0,99	2,66	0,802	1,267	0,447
			4			1,85	1,45	0,54	1,03	3,58	1,101	1,597	0,561
4/2	40	20	4	4,5	2,25	2,26	1,77	0,48	1,46	8,41	1,112	3,586	0,593
			5			2,77	2,17	0,52	1,50	10,57	1,452	4,34	0,706
4,5/3	45	30	4	5	2,5	2,87	2,25	0,74	1,47	11,95	3,584	5,74	2,03
			6			4,17	3,27	0,81	1,55	18,16	5,59	8,08	2,83
5/2,5	50	25	5	6	3	3,54	2,78	0,60	1,82	20,48	2,606	8,74	1,336
			7			4,80	3,77	0,67	1,91	28,95	4,07	11,52	1,89
6/3	60	30	6	7	3,5	5,09	4,00	0,72	2,19	42,5	5,62	18,13	2,986
			8			6,61	5,19	0,80	2,27	57,14	7,95	22,97	3,75
6/4	60	40	6	7	3,5	5,69	4,47	1,01	1,99	42,6	12,84	20,06	7,07
			8			7,41	5,82	1,08	2,07	57,3	17,63	25,5	8,91
7,5/5	75	50	6	8	4	7,21	5,66	1,20	2,43	84,6	24,75	42,2	14,33
			8			9,43	7,40	1,28	2,51	111,4	33,77	51,9	18,27
			10			11,57	9,08	1,36	2,59	140,2	43,2	62,5	21,84
8/4	80	40	8	8	4	6,91	5,42	0,88	2,84	100,6	12,88	44,8	7,52
			10			9,03	7,09	0,96	2,93	135	17,80	57,5	9,55
9/6	90	60	8	9	4,5	11,45	8,99	1,48	2,95	192,0	57,6	92,1	32,65
			10			14,09	11,06	1,56	3,04	241,4	73,4	111,4	39,3
10/5	100	50	8	9	4,5	11,45	8,99	1,12	3,59	263,3	34,0	116,0	19,53
			10			14,09	11,06	1,20	3,67	330,6	43,84	140,6	23,42
10/6,5	100	65	8	9	4,5	12,65	9,93	1,56	3,28	263,5	73,2	127,1	42,5
			10			15,59	12,24	1,64	3,37	331,0	93,0	154,3	51,2
12/8	120	80	10	11	5,5	19,13	15,02	1,95	3,92	570	170,7	275,6	98,2
			12			22,69	17,81	2,03	4,00	686	207,5	323	114,3
13/8,5	130	85	10	12	6	20,65	16,21	2,02	4,24	723	203,8	351	119,1
			12			24,51	19,24	2,10	4,32	871	247,6	412	139
			14			28,29	22,21	2,18	4,41	1020	292,5	470	158
15/7,5	150	75	10	11	5,5	21,63	16,98	1,61	5,32	1113	142	501	85,8
			12			25,69	20,17	1,69	5,41	1340	173,6	589	99,9
15/10	150	100	11	13	6,5	26,47	20,80	2,38	4,84	1222	365	601	215
			13			30,99	24,33	2,46	4,93	1450	435	697	248,3
			15			35,43	27,81	2,53	5,01	1678	507	789	280
16/8	160	80	12	13	6,5	27,54	21,62	1,77	5,72	1620	208,5	719	122
			14			31,82	24,98	1,85	5,80	1896	247,6	823	138,6

Значенiя главныхъ моментовъ инерцiи и углы наклоненiя главныхъ осей въ офи-
циальномъ изданiи сортамента не помѣщены.

Низкое тавровое желѣзо

Русскаго нормальнаго сортамента.

Фиг. 3.



$$h = \frac{b}{2}$$

$$R = d$$

$$r = \frac{d}{2}$$

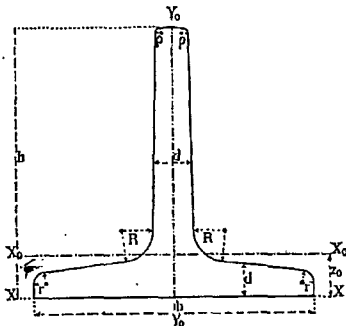
$$\rho = \frac{d}{4}$$

Уклонъ граней ребра 20%
 „ „ подошвы 40%.

Вѣса даны для литого желѣза (7,85).

№ № профилей.	Размѣры въ миллиметрахъ.						Площадь профиля см. ² ω	Вѣсъ погонн. метра кил. г	Разст. центра тяжести см. Z ₀	Моменты инерціи въ см. ⁴		
	b	h	d	R	r	ρ				J _x	J _{x₀}	J _{y₀}
5/2,5	50	25	5	5	2,5	1,25	3,52	2,76	0,59	2,65	1,407	4,82
6/3	60	30	6	6	3	1,5	5,06	3,97	0,71	5,49	2,92	9,99
7/3,5	70	35	6	6	3	1,5	5,95	4,67	0,79	8,48	4,76	15,77
8/4	80	40	7	7	3,5	1,75	7,92	6,22	0,91	14,82	8,26	27,5
9/4 5	90	45	8	8	4	2	10,18	7,99	1,03	24,2	13,4	44,8
10/5	100	50	9	9	4,5	2,25	12,72	9,99	1,15	37,4	20,64	69,1
12/6	120	60	10	10	5	2,5	17,02	13,36	1,34	70,9	40,1	132,2
13/6,5	130	65	10	10	5	2,5	18,50	14,52	1,42	89,0	51,6	167,5
14/7	140	70	12	12	6	3	23,80	18,68	1,58	135,7	76,1	252,3
16/8	160	80	13	13	6,5	3,25	29,53	23,18	1,78	217,5	124,1	407,0

Фиг. 4.



Высокое тавровое желѣзо

Русскаго нормальнаго сортамента.

$$h = b$$

$$R = d$$

$$r = \frac{d}{2}$$

$$\rho = \frac{d}{4}$$

Уклонъ граней ребра и подошвы 20%.

№ № профилей.	Размѣры въ миллиметрахъ.						Площадь профиля см. ² ω	Вѣсъ погонн. метра кил. г	Разст. центра тяжести см. Z ₀	Моменты инерціи въ см. ⁴		
	b	h	d	R	r	ρ				J _x	J _{x₀}	J _{y₀}
2,5/2,5	25	25	3,5	3,5	1,75	0,87	1,64	1,29	0,72	1,71	0,863	0,439
3,5/3,5	35	35	4,5	4,5	2,25	1,12	2,96	2,32	0,99	5,98	3,08	1,545
4,5/4,5	45	45	5,5	5,5	2,75	1,37	4,67	3,67	1,26	15,44	8,05	4,01
5/5	50	50	6	6	3	1,5	5,66	4,44	1,38	23,06	12,2	5,99
7/7	70	70	8	8	4	2	10,59	8,31	1,93	83,9	44,3	21,9
8/8	80	80	9	9	4,5	2,25	13,63	10,67	2,20	140,6	74,6	36,8
9/9	90	90	10	10	5	2,5	17,05	13,38	2,47	222	118	58,2

Двутавровое желѣзо

Русскаго нормальнаго сортамента.

$$b = 0,32h + 25 \text{ мм.}$$

$$d = 0,03h + 1,5 \text{ мм.}$$

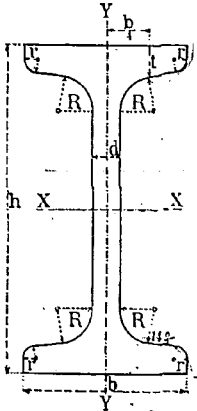
$$t = 1,4d$$

$$R = d$$

$$r = 0,6d$$

Уклонъ внутреннихъ граней полокъ 14%.

Фиг. 5.



Вѣса даны для литого желѣза (7,85).

№ профиля.	Размѣры въ миллиметрахъ.						Площадь профиля см. ² ω	Вѣсъ погонн. метра кил. g	Моменты инерціи въ см. ⁴		Моменты сопротивленія въ см. ³	
	h	b	d	t	R	r			J_x	J_y	W_x	W_y
8	80	50,6	3,9	5,5	3,9	2,3	8,16	6,406	86,3	9,71	21,6	3,84
10	100	57,0	4,5	6,3	4,5	2,7	11,03	8,659	180,4	16,1	36,1	5,65
12	120	63,4	5,1	7,1	5,1	3,1	14,34	11,257	334,4	25,2	55,7	7,95
14	140	69,8	5,7	7,9	5,7	3,4	18,08	14,193	569	37,7	81,3	10,8
16	160	76,2	6,3	8,8	6,3	3,8	22,26	17,474	909	54,3	113,6	14,26
18	180	82,6	6,9	9,6	6,9	4,1	26,87	21,093	1381	75,9	153,4	18,4
20	200	89,0	7,5	10,4	7,5	4,5	31,91	25,049	2014	103,4	201,4	23,24
22	220	95,4	8,1	11,3	8,1	4,9	37,38	29,343	2843	137,5	258,5	28,83
24	240	101,8	8,7	12,1	8,7	5,2	43,29	33,983	3903	180	325	35,36
26	260	108,2	9,3	13	9,3	5,6	49,63	38,960	5234	231	403	42,75
28	280	114,6	9,9	13,9	9,9	5,9	56,40	44,274	6878	293	491	51,1
30	300	121,0	10,5	14,7	10,5	6,3	63,61	49,934	8881	366	592	60,5
32	320	127,4	11,1	15,5	11,1	6,7	71,25	55,931	11292	542	706	70,9
34	340	133,8	11,7	16,4	11,7	7	79,32	62,266	14161	552	833	82,5
36	360	140,2	12,3	17,2	12,3	7,4	87,82	68,939	17544	668	975	95,3
38	380	146,6	12,9	18	12,9	7,7	96,76	75,956	21499	801	1132	109,3
40	400	153,0	13,5	18,9	13,5	8,1	106,13	83,312	26087	954	1304	124,7
42,5*	425	163	15,3	23,0	15,3	9,2	132	103,7	39956	1433	1739	176
45*	450	170	16,2	24,3	16,2	9,7	147	115,2	45888	1722	2040	203
47,5*	475	178	17,1	25,6	17,1	10,3	163	127,6	56410	2084	2375	234
50*	500	185	18,0	27,0	18,0	10,8	179	140,5	68736	2470	2750	267
55*	550	200	19,0	30,0	19,8	11,9	212	167,1	99054	3486	3602	349

*) Профили германскаго нормальнаго сортамента.

Корытное желѣзо

Русскаго нормального сортамента.

$$b = 0,25h + 25 \text{ мм.}$$

$$d = 0,025h + 4 \text{ мм. при } h < 100 \text{ мм.}$$

$$d = 0,025h + 3,5 \text{ мм. при } h \geq 100 \text{ мм.}$$

$$t = 1,5d$$

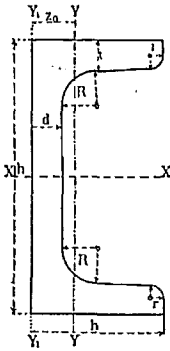
$$R = t$$

$$r = \frac{t}{2}$$

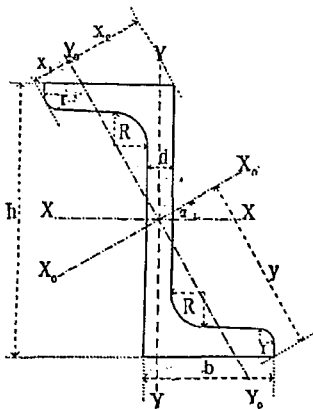
Уклонъ внутреннихъ граней полокъ 8‰.

Вѣса даны для литого желѣза (7,85).

Фиг. 6.



№№ профи- лей.	Размѣры въ миллиметрахъ.						Пло- щадь профи- ля см. ² ω	Вѣсъ погонн. метра кил. г g	Расет. центра тяже- сти см. z ₀	Моменты инерціи въ см. ⁴			Моменты со- противлен. см. ³	
	h	b	d	t	R	r				J _{y₁}	J _x	J _y	W _x	W _y
5	50	38	5	7,5	7,5	3,75	7,47	5,86	1,41	24,2	27,57	9,44	11,03	3,942
6,5	65	42	5,5	8	8	4	9,62	7,55	1,43	34,8	59,9	14,98	18,43	5,42
8	80	45	6	9	9	4,5	11,85	9,30	1,53	48,4	113,9	20,9	28,5	7,02
10	100	50	6	9	9	4,5	13,92	10,93	1,60	65,6	213,2	30,16	42,65	8,86
12	120	55	6,5	9,5	9,5	4,75	17,26	13,55	1,65	92,0	371,6	44,9	61,9	11,67
14	140	60	7	10,5	10,5	5,25	20,92	16,42	1,80	132,2	624	64,5	89,2	15,35
16	160	65	7,5	11	11	5,5	24,92	18,56	1,86	175,6	954	89,0	119,2	19,2
18	180	70	8	12	12	6	29,26	22,97	2,01	239,6	1433	121	159,2	24,26
20	200	75	8,5	12,5	12,5	6,25	33,93	26,64	2,08	306	2018	159,2	202	29,4
22	220	80	9	13,5	13,5	6,75	38,94	30,57	2,23	402	2831	207,8	257,3	36,0
24	240	85	9,5	14	14	7	44,28	34,76	2,30	499	3773	264	314,4	42,6
26	260	90	10	15	15	7,5	49,95	39,21	2,45	635	5045	334	388	51,0
28	280	95	10,5	15,5	15,5	7,75	55,96	43,93	2,53	771	6472	413	462	59,2
30	300	100	11	16,5	16,5	8,25	62,30	48,91	2,68	957	8361	510	557	69,7



Фиг. 7.

Зетовое желѣзо

Русскаго нормальнаго сортамента.

$$b = 0,25h + 30 \text{ мм.}$$

$$d = 0,035h + 3 \text{ мм.}$$

$$t = 1,5d$$

$$R = t$$

$$r = \frac{t}{2}$$

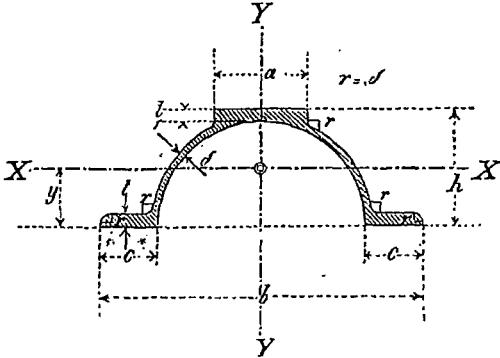
Грани полокъ взаимно параллельны.

Вѣса даны для литого желѣза (7,85).

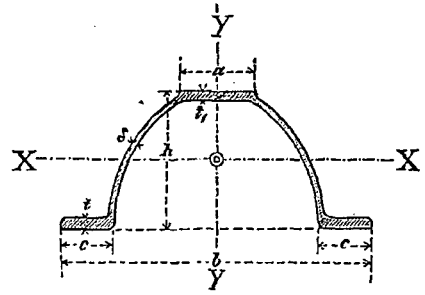
№ профиля	Размѣры въ миллиметрахъ.						Площадь профиля см. ² ω	Вѣсъ погоннаго метра кл. g	Моменты инерціи въ см. ⁴				Расстояніе наиболѣе удаленныхъ точекъ профиля отъ главныхъ осей въ см.			Уголъ наклона оси X_0 къ оси X α
	h	b	d	t	R	r			J_x	J_y	J_{x_0}	J_{y_0}	x_1	x_2	y	
4	40	40	4,5	6,5	6,5	3,25	6,55	5,14	15,24	22,74	26,5	11,53	1,85	0,59	4,27	60°5'
6	60	45	5	7,5	7,5	3,75	9,18	7,21	50,0	37,4	62,0	25,37	1,93	2,04	4,90	35°0'
8	80	50	6	8,5	8,5	4,25	12,51	9,82	120,3	57,4	135,6	42,1	1,89	2,89	5,56	23°51'
10	100	55	6,5	9,5	9,5	4,75	16,01	12,57	241,1	85,6	262,4	64,4	1,94	3,43	6,42	19°7'
12	120	60	7	10,5	10,5	5,25	19,89	15,61	431,5	123,1	456,9	97,7	1,93	4,01	7,29	15°26'
14	140	65	8	11,5	11,5	5,75	24,74	19,42	719	169,8	759	130,7	2,13	4,32	8,30	14°27'
16	160	70	8,5	12,5	12,5	6,25	29,48	23,14	1119	231	1172	178,6	2,25	4,72	9,30	13°17'
18	180	75	9	13,5	13,5	6,75	34,61	27,17	1662	307,5	1731	238,4	2,38	5,11	10,31	12°26'
20	200	80	10	15	15	7,5	41,72	32,75	2448	411,2	2535	324	2,48	5,53	11,29	11°28'
25	250	90	12	18	18	9	59,12	46,41	5306	693	5441	558	2,67	6,37	13,89	6°34'

Жельзо Зоре

иностранныхъ сортаментовъ.



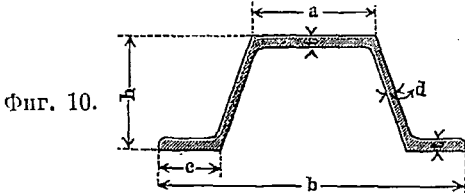
Фиг. 8. Зоре австрійское.



Фиг. 9. Зоре нѣмецкое.

Вѣса даны для литого желѣза (7,85).

№№ профилей.	Размѣры въ миллиметрахъ.							Площадь сѣченія въ см. ²	Моменты инерціи въ см. ⁴		Моментъ сопротивленія въ см. ³	Вѣсъ пог. метр. въ кил.	Примѣчанія.
	Полная ширина b	Высота h	Ширина по верху a	Ширина подолы c	Толщина.				I _x	I _y			
					подолы t	Верх. площ. t ₁	Стѣнки δ						
5	120	50	33	21	5	5	3	6,8	24	82	9,6	5,3	Нѣмецкій нормальный сортaментъ фиг. 9.
6	140	60	38	24	6	6	3,5	9,5	48	155	15,9	7,3	
7 ^{1/2}	170	75	45,5	28,5	7	7	4	13,4	106	326	28,3	10,4	
9	200	90	53	33	8	8	4,5	17,9	204	609	45,8	14,1	
11	240	110	63	39	9	9	5	24,2	419	1192	76,2	18,9	
11	110	35	42	25	5	5	4	7,5	12,3	—	6,9	5,9	Австрійскій нормальный сортaментъ фиг. 8.
16	160	55	45	30	6	5	4	10,9	45,5	—	16,0	8,5	
18	180	63	50	34	7	7	4	13,9	78,6	—	24,4	10,9	
21	210	75	60	37,5	8,5	7,5	5	19,3	152,0	—	39,9	15,2	
24	240	87	69	42	10	9	5,5	25,2	270,7	—	61,8	19,9	
26	260	95	75	45	11	10	6	30,2	382,8	—	80,4	23,7	



Фиг. 10.

Жельзо Вотерена.

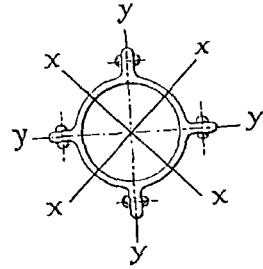
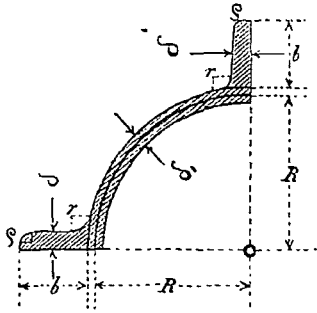
Вѣса даны для литого желѣза (7,85).

Высота h	Размѣры въ миллиметрахъ.					Площадь сѣченія въ см. ²	Моментъ инерціи относ. горн. осей въ см. ⁴	Моментъ сопротивленія въ см. ³	Вѣсъ пог. метр. въ кил.	Примѣчанія.
	Полная ширина b	Ширина по верху a	Ширина подолы c	Толщина.						
				Стѣнки d	Подолы и головки t					
65	260	80	40	4,5	8	20,1	123,2	37,5	15,7	Winkler Querconstruktionen. Wechselbrücke bei Dirschau. Burbacher Huette Marien Hütte in Cainsdorf.
85	300	110	55	6	8	—	307	—	—	
120	240	90	45	5,5	7	25,1	540	90	19,7	
123	240	91	48	10	13	—	—	142	36	
178	258	76	63	8	11	49,1	2111,9	217*)	38,7	
178	238	76	63,5	8	11	—	—	—	37,3	Брянскій заводъ.
180	259	76	63,5	8	11	—	—	—	38,9	

*) Разстояніе центра тяжести отъ верхней поверхности = 8,089 см., а отъ верхней площадки = 9,711 см., такъ что моменты сопротивленія: W₁ = 261 см.³ для нижняго волокна и W₂ = 217 см.³ для верхняго волокна. Статическій моментъ верхней половины сѣченія относительно нейтральной оси S = 143,26 см.³ Эта профиль примѣнена для поперечнѣвъ моста черезъ Аму Дарью.

Квадрантное желѣзо.

Фиг. 11.



Фиг. 12.

Вѣса указаны для желѣза съ удѣльнымъ вѣсомъ 7,80.

№№ профи- лей.	Размѣры въ миллиметрахъ.						Для 4 квадратговъ.					Примѣчанія.
	Ра- диусъ	Ши- рина полки	Толщина		Радиусы		Пло- щадь свѣченія въ см. ²	Вѣсъ пог. мет. въ кил.	Мо- ментъ инерціи для лю- бой оси въ см. ⁴	Моменты сопротивленія въ см. ³		
			полки	стѣнки	г	ρ				W _x	W _y	
R	b	δ	δ ₁	г	ρ	ω	g	I	W _x	W _y		
5	50	35	6	4	6	3	29,8	23,3	576	89,3	66,2	Нѣмецкій нормаль- ный сортаментъ.
5	50	35	8	8	6	3	48,0	37,4	906	135	102	
7 ^{1/2}	75	40	8	6	9	4,5	54,9	42,8	2068	237	175	
7 ^{1/2}	75	40	10	10	9	4,5	80,2	62,5	2982	331	248	
10	100	45	10	8	12	6	88,1	68,7	5511	501	370	
10	100	45	12	12	12	6	120	94,0	7478	663	495	Профили № 7 ^{1/2} и 10 про- катываются Пути- ловскимъ заводомъ.
12 ^{1/2}	125	50	12	10	15	7,5	129	101	12161	917	676	
12 ^{1/2}	125	50	14	14	15	7,5	169	132	15788	1165	867	
15	150	55	14	12	18	9	179	140	23637	1515	1120	
15	150	55	17	18	18	9	249	194	32738	2051	1130	
1	41,1	29	7	6	—	—	—	—	—	—	—	Сортаментъ Бриг- скаго завода.
2	66,5	52	8	8	—	—	—	—	—	—	—	
3	97,8	52,3	12,7	12,7	—	—	—	—	—	—	—	
4	132,5	90,5	11,1	11,1	—	—	—	—	—	—	—	
5	133,3	88,9	12,7	12,7	—	—	197,0	153,6	—	—	—	

Лотковое желѣзо завода Гута Банкова въ Домбровѣ,

для котораго имѣются готовые штампы.

№ по сорта- менту.	Размѣры лотка въ миллиметрахъ.					
	Полная длина.	Полная ширина.	Ширина плоскихъ краевъ.		Стрѣла выпуклости.	Толщина желѣза.
			По длинѣ лотка.	По ширинѣ лотка.		
1	2176	998	64	76	80	4 до 10
2	1605	998	64	73	80	4 до 10
3	1502	1330	64	64	70	4 до 10
4	2176	1250	64	76	80	4 до 10
5	1605	1250	64	73	80	4 до 10
6	1330	1250	64	64	80	4 до 10
7	2367	998	64	76	80	4 до 10
8	1700	998	64	73	80	4 до 10

Ширина плоскихъ краевъ можетъ быть замѣнена при сохраненіи того-же штампа.

Волнистое желѣзо завода Карла Бехтольда
въ Екатеринославѣ.

№ профиля.	Для одной волны.		Для цѣлаго листа.		При толщинѣ желѣза въ 1 мм.		
	Ширина.	Высота.	Число волнъ.	Строительн. ширина нормальн.	Вѣсъ кв. метр.	Площадь сѣ- ченія одной волны.	Моментъ сопротивленія одного метра.
	мм.	мм.		мм.	кв. м.	мм. ²	см. ³
1	20	10	25	500	12,5	31,4	0,385
2	30	15	21	630	12,5	47,1	0,553
3	40	15	18	720	10,6	53,0	0,510
4	40	20	15	600	12,3	62,8	0,755
5	60	20	13	780	10,0	76	0,653
6	60	30	10	600	12,5	94,5	1,139
7	66	34	10	660	12,3	104	1,350
8	76	19	10	760	9,2	89	0,578
9	76	25	10	760	10,1	95,7	0,780
10	85	25	8	680	9,8	104	0,826
11	90	45	7	630	12,5	141	1,678
12	90	50	6	540	13,0	151	2,039
13	90	60	6	540	15,0	171	2,717
14	90	70	5	450	16,6	191	3,478
15	100	25	8	800	9,4	116	0,750
16	100	30	8	800	9,8	122,5	0,948
17	100	35	7	700	10,4	130,2	1,162
18	100	40	7	700	11,1	138,6	1,392
19	100	50	6	600	12,5	157	1,924
20	100	60	5	500	14,1	177	2,569
21	100	70	5	500	15,7	197	3,268
22	100	80	4	400	17,3	217	4,050
23	100	90	4	400	18,9	237	4,840
24	100	100	4	400	20,5	257	5,761
25	120	25	7	840	8,9	135	0,717
26	120	30	7	840	9,2	139	0,900
27	120	50	5	600	11,3	170	1,762
28	127	32	6,5	825	9,1	184	1,015
29	135	30	6	810	9,0	151,5	0,879
30	135	35	6	810	9,3	159	1,059
31	150	30	6	900	8,8	165	0,852
32	150	35	5	750	9,1	171	1,031
33	150	40	5	750	9,4	177	1,221
34	150	45	5	750	9,8	184	1,422
35	150	50	5	750	10,2	191	1,633
36	150	60	4	600	11,1	208	1,797
37	160	80	4	640	12,5	251	3,098
38	160	100	4	645	14,2	291	4,345

Нормальная длина листовъ = 2 метра.

Жирнымъ шрифтомъ обозначены тѣ профили, которыя могутъ быть изготовлены также сводчатыми.

ВЪСЬ ПОЛОСОВОГО

Въсь погонного метра

Удѣльный въсь

Толщина мм.											
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Ширина мм.											
100	6,28	7,07	7,85	8,64	9,42	10,21	10,99	11,78	12,56	13,35	14,13
110	6,91	7,77	8,64	9,50	10,36	11,23	12,09	12,95	13,82	14,68	15,54
120	7,54	8,48	9,42	10,36	11,30	12,25	13,19	14,13	15,07	16,01	16,96
130	8,16	9,19	10,21	11,23	12,25	13,27	14,29	15,31	16,33	17,35	18,37
140	8,79	9,89	10,99	12,09	13,19	14,29	15,39	16,49	17,58	18,68	19,78
150	9,42	10,60	11,78	12,95	14,13	15,31	16,49	17,66	18,84	20,02	21,20
160	10,05	11,30	12,56	13,82	15,07	16,33	17,58	18,84	20,10	21,35	22,61
170	10,68	12,01	13,35	14,68	16,01	17,35	18,68	20,02	21,35	22,69	24,02
180	11,30	12,72	14,13	15,54	16,96	18,37	19,78	21,20	22,61	24,02	25,43
190	11,93	13,42	14,92	16,41	17,90	19,39	20,88	22,37	23,86	25,36	26,85
200	12,56	14,13	15,70	17,27	18,84	20,41	21,98	23,55	25,12	26,69	28,26
210	13,19	14,84	16,49	18,13	19,78	21,43	23,08	24,73	26,38	28,03	29,67
220	13,82	15,54	17,27	19,00	20,72	22,45	24,18	25,91	27,63	29,36	31,09
230	14,44	16,25	18,06	19,86	21,67	23,47	25,28	27,08	28,89	30,69	32,50
240	15,07	16,96	18,84	20,72	22,61	24,49	26,38	28,26	30,14	32,03	33,91
250	15,70	17,66	19,63	21,59	23,55	25,51	27,48	29,44	31,40	33,36	35,33
260	16,33	18,37	20,41	22,45	24,49	26,53	28,57	30,62	32,66	34,70	36,74
270	16,96	19,08	21,20	23,32	25,43	27,55	29,67	31,79	33,91	36,03	38,15
280	17,58	19,78	21,98	24,18	26,38	28,57	30,77	32,97	35,17	37,37	39,56
290	18,21	20,49	22,77	25,04	27,32	29,60	31,87	34,15	36,42	38,70	40,98
300	18,84	21,20	23,55	25,91	28,26	30,62	32,97	35,33	37,68	40,04	42,39
310	19,47	21,90	24,34	26,77	29,20	31,64	34,07	36,50	38,94	41,37	43,80
320	20,10	22,61	25,12	27,63	30,14	32,66	35,17	37,68	40,19	42,70	45,22
330	20,72	23,31	25,91	28,50	31,09	33,68	36,27	38,86	41,45	44,04	46,63
340	21,35	24,02	26,69	29,36	32,03	34,70	37,37	40,04	42,70	45,37	48,04
350	21,98	24,73	27,48	30,22	32,97	35,72	38,47	41,21	43,96	46,71	49,46
360	22,61	25,43	28,26	31,09	33,91	36,74	39,56	42,39	45,22	48,04	50,87
370	23,24	26,14	29,05	31,95	34,85	37,76	40,66	43,57	46,47	49,38	52,28
380	23,86	26,85	29,83	32,81	35,80	38,78	41,76	44,75	47,73	50,71	53,69
390	24,49	27,55	30,62	33,68	36,74	39,80	42,86	45,92	48,98	52,05	55,11
400	25,12	28,26	31,40	34,54	37,68	40,82	43,96	47,10	50,24	53,38	56,52
410	25,75	28,97	32,19	35,40	38,62	41,84	45,06	48,28	51,50	54,72	57,93
420	26,38	29,67	32,97	36,27	39,56	42,86	46,16	49,46	52,76	56,05	59,35
430	27,00	30,38	33,76	37,13	40,51	43,88	47,26	50,63	54,01	57,38	60,76
440	27,63	31,09	34,54	37,99	41,55	44,90	48,36	51,81	55,26	58,72	62,17
450	28,26	31,79	35,33	38,86	42,39	45,92	49,46	52,99	56,52	60,05	63,59
460	28,89	32,50	36,11	39,72	43,33	46,94	50,55	54,17	57,78	61,39	65,00
470	29,52	33,21	36,90	40,59	44,27	47,96	51,65	55,34	58,03	62,72	66,41
480	30,14	33,91	37,68	41,45	45,22	48,98	52,75	56,52	60,29	64,06	67,82
490	30,77	34,62	38,47	42,31	46,16	50,01	53,85	57,70	61,54	65,39	69,24
500	31,40	35,33	39,25	43,18	47,10	51,03	54,95	58,88	62,80	66,73	70,65
510	32,03	36,03	40,04	44,04	48,04	52,05	56,05	60,05	64,06	68,06	72,06
520	32,66	36,74	40,82	44,90	48,98	53,07	57,15	61,23	65,31	69,39	73,48
530	33,28	37,45	41,61	45,77	49,93	54,09	58,25	62,41	66,57	70,73	74,89
540	33,91	38,15	42,39	46,63	50,87	55,11	59,35	63,59	67,82	72,06	76,30

Въ таблицѣ помѣщены листы лишь до размѣра 1000×18 мм., въ виду того, что въсь болѣе крупныхъ

И ЛИСТОВОГО ЖЕЛѢЗА.

въ килограммахъ.

литого желѣза = 7,85.

Толщина мм.	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
550	34,54	38,86	43,18	47,49	51,81	56,13	60,45	64,76	69,08	73,40	77,72
560	35,17	39,56	43,96	48,36	52,78	57,15	61,54	65,94	70,34	74,73	79,13
570	35,80	40,27	44,75	49,22	53,69	58,17	62,64	67,12	71,59	76,07	80,54
580	36,42	40,98	45,53	50,08	54,64	59,19	63,74	68,30	72,85	77,40	81,95
590	37,05	41,68	46,32	50,95	55,58	60,21	64,84	69,47	74,10	78,74	83,37
600	37,68	42,39	47,10	51,81	56,52	61,23	65,94	70,65	75,36	80,07	84,78
610	38,31	43,10	47,89	52,67	57,46	62,25	67,04	71,83	76,62	81,40	86,19
620	38,94	43,80	48,67	53,54	58,40	63,27	68,14	73,01	77,87	82,74	87,61
630	39,56	44,51	49,46	54,40	59,35	64,29	69,24	74,18	79,13	84,07	89,02
640	40,19	45,22	50,24	55,26	60,29	65,31	70,34	75,36	80,38	85,41	90,43
650	40,82	45,92	51,03	56,13	61,23	66,33	71,44	76,54	81,64	86,74	91,85
660	41,45	46,63	51,81	56,99	62,17	67,35	72,53	77,72	82,90	88,08	93,26
670	42,08	47,34	52,60	57,86	63,11	68,37	73,63	78,89	84,15	89,41	94,67
680	42,70	48,04	53,38	58,72	64,06	69,39	74,73	80,07	85,41	90,75	96,08
690	43,33	48,75	54,17	59,58	65,00	70,42	75,83	81,25	86,66	92,08	97,50
700	43,96	49,46	54,95	60,46	65,94	71,44	76,93	82,43	87,92	93,42	98,91
710	44,59	50,16	55,74	61,31	66,88	72,46	78,03	83,60	89,18	94,75	100,32
720	45,22	50,87	56,52	62,17	67,82	73,48	79,13	84,78	90,43	96,08	101,74
730	45,84	51,58	57,31	63,04	68,77	74,50	80,23	85,96	91,69	97,42	103,15
740	46,47	52,28	58,09	63,90	69,71	75,52	81,33	87,14	92,94	98,75	104,56
750	47,10	52,99	58,88	64,76	70,65	76,54	82,43	88,31	94,20	100,09	105,98
760	47,73	53,69	59,66	65,63	71,59	77,56	83,52	89,49	95,46	101,42	107,39
770	48,36	54,40	60,45	66,49	72,53	78,58	84,62	90,67	96,71	102,76	108,80
780	48,98	55,11	61,23	67,35	73,48	79,60	85,72	91,85	97,97	104,09	110,21
790	49,61	55,81	62,02	68,22	74,42	80,62	86,82	93,02	99,22	105,43	111,63
800	50,24	56,52	62,80	69,08	75,36	81,64	87,92	94,20	100,48	106,76	113,04
810	50,87	57,23	63,59	69,94	76,30	82,66	89,02	95,38	101,74	108,10	114,45
820	51,50	57,93	64,37	70,81	77,24	83,68	90,12	96,56	102,99	109,43	115,87
830	52,12	58,64	65,16	71,67	78,19	84,70	91,22	97,73	104,25	110,76	117,28
840	52,75	59,35	65,94	72,53	79,13	85,72	92,32	98,91	105,50	112,10	118,69
850	53,38	60,05	66,73	73,40	80,07	86,74	93,42	100,09	106,76	113,43	120,11
860	54,01	60,76	67,51	74,26	81,01	87,76	94,51	101,27	108,02	114,77	121,52
870	54,64	61,47	68,30	75,13	81,95	88,78	95,61	102,44	109,27	116,10	122,93
880	55,26	62,17	69,08	75,99	82,90	89,80	96,71	103,62	110,53	117,44	124,34
890	55,89	62,88	69,87	76,85	83,84	90,83	97,81	104,80	111,78	118,77	125,76
900	56,52	63,59	70,65	77,72	84,78	91,85	98,91	105,98	113,04	120,11	127,17
910	57,15	64,29	71,44	78,58	85,72	92,87	100,01	107,15	114,30	121,44	128,58
920	57,78	65,00	72,22	79,44	86,66	93,89	101,11	108,33	115,55	122,77	130,00
930	58,40	65,71	73,01	80,31	87,61	94,91	102,21	109,51	116,81	124,11	131,41
940	59,03	66,41	73,79	81,17	88,55	95,93	103,31	110,69	118,06	125,44	132,82
950	59,66	67,12	74,58	82,03	89,49	96,95	104,41	111,86	119,32	126,78	134,24
960	60,29	67,82	75,36	82,90	90,43	97,97	105,50	113,04	120,58	128,11	135,65
970	60,92	68,53	76,15	83,76	91,37	98,99	106,60	114,22	121,83	129,45	137,06
980	61,54	69,24	76,93	84,62	92,32	100,01	107,70	115,40	123,09	130,78	138,47
990	62,17	69,94	77,72	85,49	93,26	101,03	108,80	116,57	124,34	132,12	139,89
1000	62,80	70,65	78,50	86,35	94,20	102,05	109,90	117,75	125,60	133,45	141,30

листъ легко опредѣляется путемъ ихъ разложенія на два меньшихъ листа, встрѣчающихся въ таблицѣ.

Круглое желѣзо.

Вѣсъ и площадь сѣченія.

d диаметръ желѣза въ миллиметрахъ.

ω площадь сѣченія въ квадр. сантиметрахъ.

g вѣсъ 1 пог. метра въ кил. для желѣза съ удѣл. вѣсомъ=7,80.

d	ω	g	d	ω	g	d	ω	g
мм.	см. ²	кил.	мм.	см. ²	кил.	мм.	см. ²	кил.
5	0,20	0,15	40	12,57	9,80	75	44,18	34,46
6	0,28	0,22	41	13,20	10,30	76	45,36	35,38
7	0,38	0,30	42	13,85	10,81	77	46,57	36,32
8	0,50	0,39	43	14,52	11,33	78	47,78	37,27
9	0,64	0,50	44	15,21	11,86	79	49,02	38,23
10	0,79	0,61	45	15,90	12,41	80	50,27	39,21
11	0,95	0,74	46	16,62	12,96	81	51,53	40,19
12	1,13	0,88	47	17,35	13,53	82	52,81	41,19
13	1,33	1,04	48	18,10	14,12	83	54,11	42,20
14	1,54	1,20	49	18,86	14,71	84	55,42	43,23
15	1,77	1,38	50	19,64	15,32	85	56,75	44,26
16	2,01	1,57	51	20,43	15,93	86	58,09	45,31
17	2,27	1,77	52	21,24	16,57	87	59,45	46,37
18	2,54	1,99	53	22,06	17,21	88	60,82	47,44
19	2,84	2,21	54	22,90	17,86	89	62,21	48,53
20	3,14	2,45	55	23,76	18,53	90	63,62	49,62
21	3,46	2,70	56	24,63	19,21	91	65,04	50,73
22	3,80	2,97	57	25,54	19,90	92	66,48	51,85
23	4,15	3,24	58	26,32	20,61	93	67,93	52,99
24	4,52	3,53	59	27,42	21,33	94	69,40	54,13
25	4,91	3,83	60	28,27	22,05	95	70,88	55,29
26	5,31	4,14	61	29,22	22,80	96	72,38	56,46
27	5,73	4,47	62	30,19	23,55	97	73,90	57,64
28	6,16	4,80	63	31,17	24,31	98	75,43	58,84
29	6,61	5,15	64	32,17	25,09	99	76,98	60,04
30	7,07	5,51	65	33,18	25,88	100	78,54	61,26
31	7,55	5,89	66	34,21	26,69	101	80,12	62,49
32	8,04	6,27	67	35,26	27,50	102	81,71	63,74
33	8,55	6,67	68	36,32	28,33	103	83,32	64,99
34	9,08	7,08	69	37,39	29,17	104	84,95	66,26
35	9,62	7,50	70	38,48	30,02	105	86,59	67,54
36	10,18	7,94	71	39,59	30,88	106	88,25	68,83
37	10,75	8,39	72	40,72	31,76	107	89,92	70,14
38	11,34	8,85	73	41,85	32,65	108	91,61	71,46
39	11,95	9,32	74	43,01	33,55	109	93,31	72,78

Вѣсъ въ кило. 1000 штукъ круглыхъ шайбъ

со включеніемъ стержня заклепки (7,80).

Наружный діаметръ шайбъ = 2,25 d , гдѣ d діаметръ стержня заклепки.

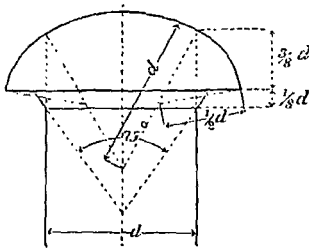
Толщина шайбъ мм.	Діаметръ d стержня заклепки въ миллиметрахъ.											
	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
5	35	40	45	50	56	62	68	75	82	89	97	105
6	42	48	54	60	67	74	82	90	98	107	116	126
7	49	56	63	70	78	87	96	105	115	125	136	147
8	56	64	72	80	90	99	109	120	131	143	155	168
9	63	71	81	90	101	112	123	135	148	161	174	189
10	70	79	90	100	112	124	137	150	164	179	194	210
11	77	87	99	111	123	136	150	165	180	197	213	231
12	84	95	108	121	134	149	164	180	197	214	233	252
13	91	103	117	131	146	161	178	195	213	232	252	273
14	98	111	125	141	157	174	191	210	230	250	271	294
15	105	119	134	151	168	186	205	225	246	268	291	314
16	112	127	143	161	179	198	219	240	262	286	310	335
17	119	135	152	171	190	211	233	255	279	304	330	356
18	126	143	161	181	202	223	246	270	295	322	349	377
19	133	151	170	191	213	236	260	285	312	339	368	398
20	140	159	179	201	224	248	274	300	328	357	388	419
21	147	167	188	211	235	261	287	315	345	375	407	440
22	154	175	197	221	246	273	301	330	361	393	426	461
23	160	183	206	231	258	285	315	345	377	411	446	482
24	167	191	215	241	269	298	328	360	394	429	465	503
25	174	198	224	251	280	310	342	375	410	447	485	524
26	181	206	233	261	291	323	356	390	427	464	504	545
27	188	214	242	271	302	335	369	405	443	482	523	566
28	195	222	251	281	313	347	383	420	459	500	543	587
29	202	230	260	291	325	360	397	435	476	518	562	608
30	209	238	269	301	336	372	410	450	492	536	582	629
32	223	254	287	322	358	397	438	480	525	572	620	671
34	237	270	305	342	381	422	465	510	558	607	659	713
36	251	286	323	362	403	447	492	540	591	643	698	755
38	265	292	341	382	425	471	520	570	623	679	737	797
40	279	318	359	402	448	496	547	600	656	715	775	839
42	293	333	376	422	470	521	574	630	689	750	814	881
44	307	349	394	442	493	546	602	660	722	786	853	922
46	321	365	412	462	515	571	629	690	755	822	892	964
48	335	381	430	482	537	595	656	721	787	857	930	1006
50	349	397	448	502	560	620	684	751	820	893	969	1048

ТАБЛИЦА 13.

Вѣсъ заклепочныхъ головокъ.

При размѣрахъ, показанныхъ въ фиг. 13 (нормальная немецкая головка) вѣсъ 1000 простыхъ головокъ въ килограммахъ = $0,004524 d^3$
 гдѣ d діаметръ стержня въ мм.

Вѣсъ полупотайныхъ головокъ = $\frac{4}{9}$ вѣса простыхъ головокъ. Удельный вѣсъ желѣза = 7,80.



Фиг. 13.

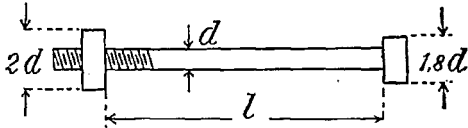
Діаметръ d въ мм.	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Вѣсъ 1000 простыхъ головокъ въ кил.	9,9	12,4	15,3	18,5	22,2	26,4	31,0	36,2	41,9
Діаметръ d въ мм.	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Вѣсъ 1000 простыхъ головокъ въ кил.	48,2	55,0	62,5	70,7	79,5	89,1	99,3	110,3	122,2

ВѢСЪ ЖЕЛѢЗНЫХЪ.

Диаметръ <i>d</i> мм.	ВѢСЪ ПОЛНОЙ ГОЛОВКИ *) И ПОЛНОЙ ГАЙКИ *) кпл.	ВѢСЪ БОЛТА СЪ ГОЛОВКОЙ И ГАЙКОЙ ВЪ КИЛО								
		10	15	20	25	30	35	40	45	50
10	0,040	0,100	0,130	0,161	0,192	0,222	0,253	0,283	0,314	0,344
11	0,052	0,125	0,161	0,197	0,237	0,273	0,310	0,344	0,384	0,421
12	0,067	0,154	0,198	0,240	0,287	0,328	0,374	0,418	0,462	0,505
13	0,085	0,187	0,238	0,289	0,341	0,394	0,446	0,497	0,549	0,600
14	0,106	0,225	0,284	0,343	0,406	0,465	0,525	0,584	0,645	0,704
15	0,131	0,268	0,336	0,403	0,478	0,548	0,617	0,686	0,709	0,817
16	0,159	0,315	0,392	0,468	0,550	0,627	0,714	0,783	0,862	0,940
17	0,191	0,367	0,453	0,540	0,632	0,719	0,817	0,896	0,985	1,072
18	0,227	0,424	0,520	0,618	0,719	0,816	0,926	1,017	1,114	1,215
19	0,267	0,487	0,601	0,714	0,809	0,927	1,050	1,148	1,259	1,368
20	0,308	0,552	0,672	0,792	0,920	1,040	1,176	1,284	1,408	1,528
21	0,357	0,626	0,762	0,891	1,031	1,164	1,314	1,433	1,569	1,702
22	0,411	0,707	0,855	0,997	1,152	1,297	1,447	1,592	1,742	1,888
23	0,471	0,794	0,952	1,111	1,280	1,438	1,618	1,762	1,925	2,084
24	0,536	0,887	1,059	1,233	1,416	1,589	1,785	1,941	2,119	2,292
25	0,606	0,988	1,175	1,363	1,562	1,750	1,962	2,131	2,325	2,512
26	0,683	1,095	1,298	1,501	1,717	1,919	2,149	2,332	2,541	2,745
27	0,758	1,203	1,429	1,640	1,873	2,092	2,318	2,537	2,762	2,982
28	0,847	1,325	1,557	1,795	2,046	2,281	2,524	2,760	3,032	3,138
29	0,942	1,455	1,713	1,960	2,228	2,480	2,741	2,994	3,254	3,507
30	1,044	1,593	1,863	2,133	2,421	2,691	2,970	3,240	3,519	3,789
31	1,153	1,739	2,053	2,316	2,613	2,902	3,200	3,498	3,786	4,084
32	1,270	1,894	2,201	2,509	2,836	3,144	3,461	3,768	4,086	4,393
33	1,394	2,058	2,390	2,792	3,060	3,386	3,724	4,051	4,388	4,715
34	1,526	2,231	2,584	2,925	3,294	3,641	3,999	4,347	4,704	5,052
35	1,654	2,401	2,780	3,136	3,528	3,895	4,275	4,643	5,022	5,390
36	1,801	2,592	2,987	3,370	3,784	4,173	4,575	4,964	5,365	5,754
37	1,958	2,793	3,210	3,614	4,052	4,462	4,901	5,298	5,722	6,133
38	2,123	3,003	3,444	3,870	4,332	4,765	5,213	5,646	6,094	6,527
39	2,300	3,225	3,688	4,137	4,623	5,080	5,551	6,048	6,067	6,936
40	2,477	3,456	3,936	4,416	4,928	5,408	5,904	6,384	6,880	7,360
42	2,865	3,951	4,480	4,993	5,574	6,103	6,650	7,179	7,726	8,256
44	3,291	4,472	5,052	5,634	6,253	6,834	7,434	8,015	8,615	9,196
46	3,766	5,057	5,692	6,327	7,003	7,638	8,294	8,930	9,585	10,220
48	4,285	5,691	6,382	7,073	7,810	8,501	9,216	9,907	10,621	11,313
50	4,850	6,375	7,125	7,875	8,675	9,425	10,200	10,950	11,725	12,475

*) Головка квадратная и соответствует отверстию ключа = 1,8 *d*.
Гайка шестигранная и соответствует отверстию ключа = 2 *d*.

БОЛТОВЪ



Фиг. 14.

граммахъ при длинѣ l въ сантиметрахъ (Фиг. 14).

Диаметръ

 d

мм.

55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
										10
										11
0,550	0,594									12
0,652	0,703	0,753	0,806							13
0,764	0,823	0,882	0,943	1,002	1,062					14
0,887	0,954	1,022	1,091	1,159	1,229	1,298	1,366			15
1,018	1,095	1,159	1,275	1,313	1,408	1,487	1,564	1,643	1,720	16
1,197	1,287	1,361	1,469	1,540	1,650	1,743	1,832	1,925	2,034	17
1,312	1,409	1,490	1,607	1,686	1,804	1,905	2,002	2,102	2,199	18
1,480	1,588	1,678	1,808	1,895	2,028	2,140	2,249	2,360	2,469	19
1,652	1,772	1,872	2,016	2,112	2,260	2,384	2,504	2,628	2,748	20
1,838	1,971	2,081	2,240	2,346	2,509	2,646	2,778	2,915	3,047	21
2,038	2,183	2,328	2,478	2,623	2,773	2,923	3,069	3,219	3,364	22
2,248	2,406	2,565	2,729	2,888	3,152	3,216	3,375	3,539	3,697	23
2,471	2,643	2,816	2,995	3,168	3,346	3,525	3,697	3,876	4,049	24
2,706	2,893	3,081	3,275	3,462	3,656	3,850	4,037	4,231	4,418	25
2,954	3,156	3,359	3,569	3,772	3,981	4,191	4,394	4,603	4,806	26
3,207	3,426	3,645	3,870	4,089	4,315	4,541	4,760	4,986	5,205	27
3,480	3,716	3,951	4,194	4,429	4,672	4,915	5,150	5,387	5,629	28
3,767	4,019	4,272	4,532	4,785	5,046	5,321	5,559	5,813	6,072	29
4,068	4,338	4,608	4,887	5,157	5,436	5,715	5,985	6,264	6,534	30
4,372	4,670	4,958	5,256	5,544	5,842	6,140	6,429	6,727	7,015	31
4,710	5,018	5,325	5,642	5,949	6,267	6,584	6,889	7,209	7,516	32
5,052	5,379	5,706	6,043	6,370	6,708	7,045	7,374	7,710	8,036	33
5,411	5,756	6,103	6,462	6,808	7,167	7,525	7,872	8,230	8,577	34
5,769	6,137	6,504	6,884	7,252	7,631	8,011	8,379	8,758	9,126	35
6,156	6,545	6,934	7,335	7,724	8,126	8,528	8,916	9,298	9,707	36
6,558	6,968	7,378	7,803	8,214	8,636	9,062	9,473	9,897	10,308	37
6,974	7,408	7,841	8,289	8,722	9,169	9,617	10,050	10,498	10,931	38
7,407	7,863	8,319	8,791	9,247	9,719	10,190	10,647	11,118	11,574	39
7,856	8,336	8,816	9,312	9,792	10,288	10,784	11,264	11,760	12,240	40
8,802	9,331	9,860	10,407	10,936	11,483	12,030	12,559	13,106	13,635	42
9,796	10,376	10,957	11,557	12,138	12,738	13,339	13,919	14,520	15,100	44
10,876	11,511	12,145	12,801	13,436	14,092	15,749	15,383	16,039	16,674	46
12,026	12,718	13,409	14,123	14,814	15,528	16,243	16,934	17,648	18,339	48
13,250	14,000	14,750	15,525	16,275	17,050	17,825	18,575	19,350	20,100	50

Таблица 15 коэффициентов μ

или количества заклепокъ, соответствующаго 1 см.² площади сѣченія (netto) приклепываемой части при расчетѣ на срѣзываніе и на смятіе и при условіи, что допускаемое напряженіе на срѣзываніе $R_s = 0,8.R$, а на смятіе $R_d = 2.R$, гдѣ R — основное напряженіе на сжатіе или растяженіе.

Формулы для расчета коэффициента μ

$$\text{на срѣзываніе одиночное} \quad \mu' = \frac{1}{0,8 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}$$

$$\text{на смятіе} \quad \mu'' = \frac{1}{2 \cdot d \cdot \delta}$$

Въ расчетѣ слѣдуетъ вводить наибольшій изъ коэффициентовъ μ' или μ'' .

Диаметръ заклепки въ мм.	К о э ф ф и ц и е н т ы μ .											
	На срѣзываніе.		Н а с м я т і е μ'' .									
	Одиноч-ное μ'	Двойное $1/2 \mu'$	При наименьшей толщинѣ δ желѣза въ мм.									
			6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
10	1,59	0,80	0,83	0,72	0,63	0,56	0,50	0,45	0,42	0,39	0,36	0,33
11	1,32	0,66	0,76	0,65	0,57	0,51	0,46	0,41	0,38	0,35	0,33	0,30
12	1,11	0,56	0,70	0,60	0,52	0,46	0,42	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28
13	0,94	0,47	0,64	0,55	0,48	0,43	0,39	0,35	0,32	0,30	0,28	0,26
14	0,81	0,41	0,60	0,51	0,45	0,40	0,36	0,33	0,30	0,27	0,26	0,24
15	0,71	0,36	0,56	0,48	0,42	0,37	0,33	0,30	0,28	0,26	0,24	0,22
16	0,62	0,31	0,52	0,45	0,39	0,35	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,21
17	0,55	0,28	0,49	0,42	0,37	0,33	0,29	0,27	0,25	0,23	0,21	0,20
18	0,49	0,25	0,46	0,40	0,35	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,20	0,19
19	0,44	0,22	0,44	0,38	0,33	0,29	0,26	0,24	0,22	0,20	0,19	0,18
20	0,40	0,20	0,42	0,36	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,18	0,17
21	0,36	0,18	0,40	0,34	0,30	0,26	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16
22	0,33	0,16	0,38	0,32	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15
23	0,30	0,15	0,36	0,31	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,16	0,14
24	0,28	0,14	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14
25	0,26	0,13	0,33	0,29	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,14	0,13
26	0,24	0,12	0,32	0,28	0,24	0,21	0,19	0,17	0,17	0,15	0,14	0,13

Примѣръ. Сколько заклепокъ $d = 22$ мм. требуется для прикрѣпленія къ листу толщиной 9 мм. уголка 100.100.10 мм., ослабленнаго 1,7 заклепками?

Площадь сѣченія уголка (netto) $\omega_n = 19,17 - 1,7 \cdot 2,2 \cdot 1,0 = 15,43$ см.²

На одиночное срѣзываніе $\mu' = 0,33$, такъ что $n' = \mu' \cdot \omega_n = 5,1$ заклепокъ.

На смятіе $\mu'' = 0,25$, такъ что $n'' = \mu'' \cdot \omega_n = 3,9$ заклепокъ.

Примѣчаніе. При расчетѣ заклепочныхъ соединеній *мостовыхъ фермъ* слѣдуетъ имѣть въ виду, что

коэффициенты μ'' , соответствующіе смятію, применимы для всѣхъ фермъ, независимо отъ ихъ пролета и оттого, испытываетъ ли приклепываемая часть наибольшее усиліе при дѣйствіи одной вертикальной нагрузки или при совмѣстномъ дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра, ибо всегда $R_d = 2.R$.

Коэффициенты μ' , соответствующіе срѣзыванію, применимы для фермъ пролетомъ до 81 м. включительно, во всѣхъ случаяхъ, независимо оттого, испытываетъ ли приклепываемая часть наибольшее усиліе

РАЗЧЕТЪ ЗАКЛЕПОКЪ ПО УСИЛЮ.

Таблица 16 сопротивленій S заклепокъ одиночному срѣзыванію.

Сопротивленія разсчитываются по формулѣ

$$S = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot R_t$$

R_t		500	550	600	650	700	750	800
Допуск. напряжен. заклепокъ на перерѣзѣ въ кил. на см. ²								
d	Площ. сѣчен.	S сопротивленіе одной заклепки одиночному перерѣзыванію въ кил.						
мм.	см. ²							
10	0,7854	393	432	471	511	550	589	628
11	0,9503	475	523	570	618	665	713	760
12	1,1310	566	622	679	735	792	848	905
13	1,3273	664	730	796	863	929	995	1062
14	1,5394	770	847	924	1001	1078	1155	1232
15	1,7671	884	972	1060	1149	1237	1325	1414
16	2,0106	1005	1106	1206	1307	1407	1508	1608
17	2,2698	1135	1249	1362	1476	1589	1703	1816
18	2,5447	1272	1400	1527	1654	1781	1908	2036
19	2,8353	1418	1559	1701	1843	1985	2126	2268
20	3,1416	1571	1728	1885	2041	2199	2356	2513
21	3,4636	1732	1905	2078	2251	2425	2598	2771
22	3,8013	1901	2091	2281	2471	2661	2851	3041
23	4,1548	2078	2285	2493	2701	2908	3116	3324
24	4,5239	2262	2488	2714	2941	3167	3393	3619
25	4,9087	2454	2700	2945	3191	3436	3682	3927
26	5,3093	2655	2920	3186	3451	3717	3982	4247

при дѣйствіи одной вертикальной нагрузки или при совмѣстномъ дѣйствіи вертикальной нагрузки и вѣтра, ибо $R_t = 0,8(675 + 4l) < 800$ к/см.² для фермъ пролетомъ отъ 81 до 100 м., только въ томъ случаѣ, если приклепываемая часть испытываетъ наибольшее усиліе при одной вертикальной нагрузкѣ, ибо $R_t = 0,8(675 + 2l) < 700$ к/см.²

Указанные предѣлы примѣненія коэффициентовъ μ обусловлены требованіемъ Министерства Путей Сообщенія, чтобы напряженіе срѣзыванію не превышало $0,8(675 + 2l)$ или $0,8(675 + 4l)$.

Коэффициенты μ для фермъ пролетомъ болѣе 81 м. или 100 м. приведены на стр. 268 I тома Курса Е. О. Патона Желѣзные мосты 1903 г.

Эквивалентный нагрузки

и для одного пути,

зависяющие действия сосредоточенных грузов нормального поезда (1896 г.) для

мостов с разрывными балочными фермами, согласно циркуляру Управления ж.д.

кор. отъ 10 августа

1902 г. за № 37400.

Расчетный пролет l мет.	Н А Г Р У З К А.		Расчетный пролет l мет.	Н А Г Р У З К А.	
	Топ. на пол. мет. одного пути. K_0	Въ среднемъ пролета. K_1		Топ. на пол. мет. одного пути. K_0	Въ среднемъ пролета. K_1
1	30,00	30,00	50	6,20	5,76
2	20,25	15,00	52	6,10	—
3	17,00	12,88	54	6,01	—
4	15,75	12,75	56	5,93	—
5	14,64	12,13	58	5,84	—
6	13,50	11,71	60	5,76	5,41
7	12,37	11,02	62	5,68	—
8	11,34	10,29	64	5,61	—
9	10,63	—	66	5,54	—
10	10,06	8,97	68	5,47	—
11	9,72	8,47	70	5,41	5,13
12	9,42	7,93	72	5,35	—
13	9,18	—	74	5,29	—
14	9,06	7,40	76	5,23	—
15	8,96	7,09	78	5,18	—
16	8,81	6,98	80	5,13	4,89
17	8,64	—	82	5,08	—
18	8,47	6,90	84	5,03	—
19	8,33	—	86	4,98	—
20	8,23	6,75	88	4,93	—
21	8,13	—	90	4,89	4,69
22	8,03	—	92	4,85	—
23	7,97	—	94	4,81	—
24	7,68	—	96	4,77	—
25	7,76	6,71	98	4,73	—
26	7,67	—	100	4,70	4,51
27	7,37	—	102	4,66	—
28	7,47	—	104	4,63	—
29	7,38	—	106	4,59	—
30	7,33	6,46	108	4,56	—
32	7,21	—	110	4,53	4,37
34	7,10	—	120	4,39	—
36	6,98	—	130	4,27	4,14
38	6,86	—	140	4,17	—
40	6,74	6,15	150	4,07	3,89
42	6,62	—	160	3,99	—
44	6,51	—	170	3,92	—
46	6,40	—	180	3,85	—
48	6,30	—	190	3,79	—
			200	2,74	—

Длина за-груженной части. мет.	Н А Г Р У З К А.		Длина за-груженной части. мет.	Н А Г Р У З К А.	
	согласно поъезду А. K'	согласно поъезду В. K''		согласно поъезду А. K'	согласно поъезду В. K''
1	30,00	—	50	6,20	—
2	20,25	—	52	6,10	—
3	17,00	—	54	6,01	—
4	15,38	—	56	5,93	—
5	14,64	—	58	5,84	—
6	13,50	—	60	5,76	—
7	12,37	—	62	5,68	—
8	11,34	—	64	5,61	—
9	10,63	—	66	5,54	—
10	10,06	—	68	5,47	—
11	9,72	—	70	5,41	—
12	9,42	—	72	5,35	—
13	9,18	—	74	5,29	—
13,3	9,10	9,09	76	5,23	—
14	8,91	9,06	78	5,18	—
15	8,63	8,96	80	5,13	—
16	8,34	8,81	82	5,08	—
17	8,16	8,64	84	5,03	—
18	8,03	8,47	86	4,98	—
19	7,94	8,33	88	4,93	—
20	7,88	8,23	90	4,89	—
21	7,86	8,13	92	4,85	—
22	7,81	8,03	94	4,81	—
23	7,74	7,97	96	4,77	—
24	7,66	7,86	98	4,73	—
25	7,58	7,76	100	4,70	—
26	7,51	7,67	102	4,66	—
27	7,46	7,57	104	4,63	—
28	7,41	7,47	106	4,59	—
29	7,38	7,38	108	4,56	—
30	7,33	—	110	4,53	—
32	7,21	—	120	4,39	—
34	7,10	—	130	4,27	—
36	6,98	—	140	4,17	—
38	6,86	—	150	4,07	—
40	6,74	—	160	3,99	—
42	6,62	—	170	3,92	—
44	6,51	—	180	3,85	—
46	6,40	—	190	3,79	—
48	6,30	—	200	3,74	—

При опредѣленіи наибольшихъ поперечныхъ силъ надлежитъ вообще принимать нагрузки K' , соответствующія поъезду А.
 Нагрузки K'' , соответствующія поъезду В, слѣдуетъ принимать при совокупномъ существованіи слѣдующихъ трехъ условий:
 1) Если величина пролета заключается въ предѣлахъ отъ 13,3 до 33,5 м.
 2) Если длина загруженной части l (отъ сѣченія до наиболѣе удаленной опоры) заключается въ предѣлахъ отъ 13,3 до 29 м.
 3) Если расстояние сѣченія до ближайшей (противоположной нагрузкѣ) опоры не превышаетъ 4,5 м.
 (Фиг. 15 и 16) поъездъ А и В.
 Фиг. 15. Фиг. 16.

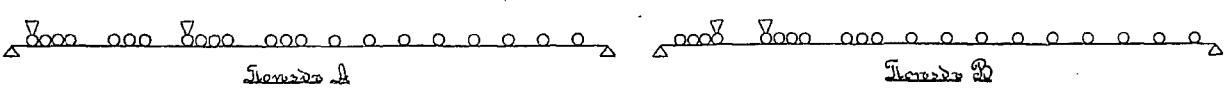


Таблица *) моментовъ грузовъ нормальнаго поѣзда, со-
отвѣтствующаго циркуляру М. П. С. № 753 отъ 15 января
1896 года.

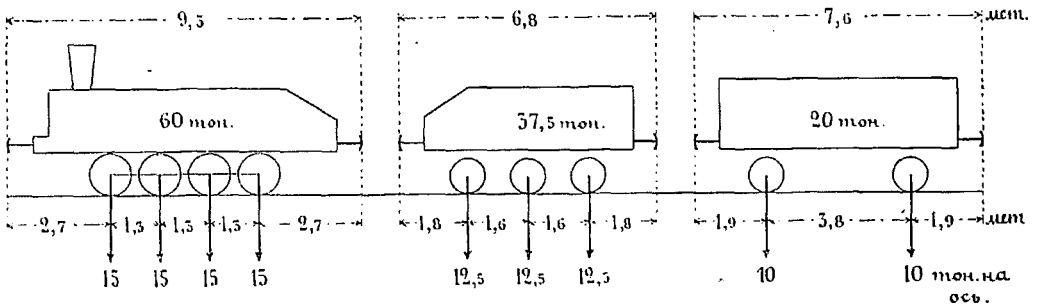
	ПОѢЗДЪ I.				ПОѢЗДЪ II.				
	п	l	ΣP _n	M _n	п	l	ΣP _n	M _n	
		мет.	тон.	топ. мет.		мет.	тон.	топ. мет.	
Паровозъ	1	0	15,0	0	1	0	15,0	0	Паровозъ
	2	1,3	30,0	19,5	2	1,3	30,0	19,5	
	3	2,6	45,0	58,5	3	2,6	45,0	58,5	
	4	3,9	60,0	117,0	4	3,9	60,0	117,0	
Тендеръ	5	8,4	72,5	387,0	5	8,4	72,5	387,0	Тендеръ
	6	10,0	85,0	503,0	6	10,0	85,0	503,0	
	7	11,6	97,5	639,0	7	11,6	97,5	639,0	
Паровозъ	8	16,1	112,5	1077,75	8	15,3	107,5	999,75	В а г о н ы.
	9	17,4	127,5	1224,0	9	19,1	117,5	1408,25	
	10	18,7	142,5	1389,75	10	22,9	127,5	1854,75	
	11	20,0	157,5	1575,0	11	26,7	137,5	2339,25	
Тендеръ	12	24,5	170,0	2283,75	12	30,5	147,5	2861,75	
	13	26,1	182,5	2555,75	13	34,3	157,5	3422,25	
	14	27,7	195	2847,75	14	38,1	167,5	4020,75	
В а г о н ы.	15	31,4	205	3569,25	15	41,9	177,5	4657,25	
	16	35,2	215	4348,25	16	45,7	187,5	5331,75	
	17	39,0	225	5165,25	17	49,5	197,5	6044,25	
	18	42,8	235	6020,25	18	53,3	207,5	6794,75	
	19	46,6	245	6913,25	19	57,1	217,5	7583,25	
	20	50,4	255	7844,25	20	60,9	227,5	8409,75	
	21	54,2	265	8813,25	21	64,7	237,5	9274,25	
	22	58,0	275	9820,25	22	68,5	247,5	10176,75	
	23	61,8	285	10865,25	23	72,3	257,5	11117,25	
	24	65,6	295	11948,25	24	76,1	267,5	12095,75	
	25	69,4	305	13069,25	25	79,9	277,5	13112,25	
	26	73,2	315	14228,25	26	83,7	287,5	14166,75	
	27	77,0	325	15425,25	27	87,5	297,5	15259,25	
	28	80,8	335	16660,25	28	91,3	307,5	16389,75	
	29	84,6	345	17933,25	29	95,1	317,5	17558,25	
	30	88,4	355	19244,25	30	98,9	327,5	18764,75	
	31	92,2	365	20593,25	31	102,7	337,5	20009,25	
	32	96,0	375	21980,25	32	106,5	347,5	21291,75	
	33	99,8	385	23405,25	33	110,3	357,5	22612,25	
	34	103,6	395	24868,25	34	114,1	367,5	23970,75	
	35	107,4	405	26369,25	35	117,9	377,5	25367,25	
	36	111,2	415	27908,25	36	121,7	387,5	26801,75	
	37	115,0	425	29485,25	37	125,5	397,5	28274,25	
	38	118,8	435	31100,25	38	129,3	407,5	29784,75	
	39	122,6	445	32753,25	39	133,1	417,5	31333,25	
	40	126,4	455	34444,25	40	136,9	427,5	32919,75	
	41	130,2	465	36173,25	41	140,7	437,5	34544,25	
	42	134,0	475	37940,25	42	144,5	447,5	36206,75	
	43	137,8	485	39745,25	43	148,3	457,5	37907,25	

*) Таблица извлечена изъ расчета верхняго строенія моста отверстіемъ 25 саж., составленнаго проф. Проскуряковымъ.

Примѣчанія къ таблицѣ 18.

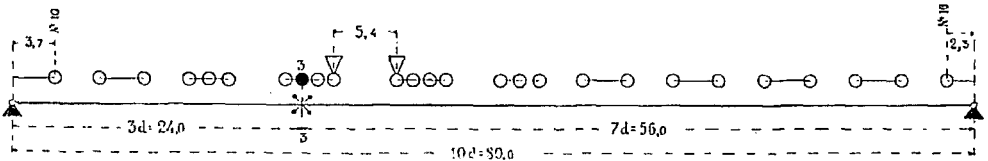
- 1) Основные размѣры паровоза, тендера и вагона нормального типа представлены въ фиг. 17.

Фиг. 17.



- 2) Примѣръ расчета изгибающаго момента, при невыгоднѣйшемъ положеніи грузовъ, представленномъ въ фиг. 18.

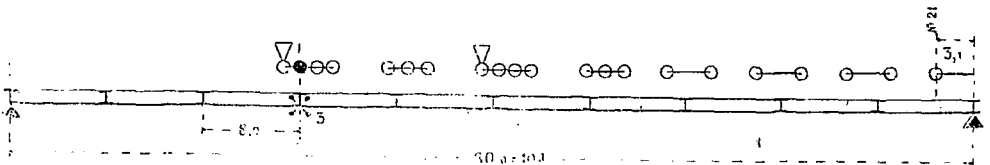
Фиг. 18.



$$M_3 = \frac{1}{2} \left[(5331,75 + 187,5 \cdot 2,3) \frac{3}{10} + (1854,75 + 127,5 \cdot 3,7) \frac{7}{10} - 58,98 \right] = 1649,47 \text{ тонномет.}$$

- 3) Примѣръ расчета поперечной силы при невыгоднѣйшемъ положеніи грузовъ, представленномъ въ фиг. 19.

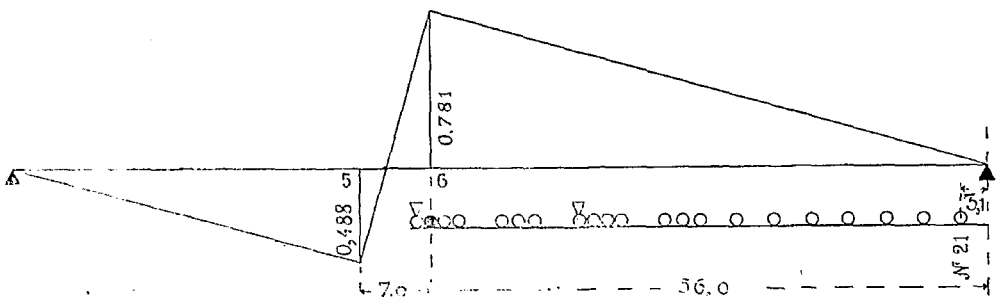
Фиг. 19.



$$\max Q_3 = \frac{1}{2} \left[\frac{8813,25 + 265,0 \cdot 3,1}{80} - \frac{19,35}{8,30} \right] = 58,998 \text{ тон.}$$

- 4) Примѣръ расчета усилія по инфлюэнтной линіи при положеніи грузовъ, представленномъ въ фиг. 20.

Фиг. 20.



$$D_6 = \frac{1}{2} \left[\frac{0,781}{56,0} (8813,25 + 265,0 \cdot 3,1 - 19,35) - \frac{(0,781 + 0,488)}{7,30} \cdot 19,35 \right] = 65,282 \text{ тон.}$$

МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ (brutto) ЦѢЛОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ СТѢНКИ ВЪ ДЕЦИМ.⁴ (dcm.⁴)
относительно горизонтальной главной оси.

Толщина. мм.	Высота вертикальной стѣнки въ мм.													
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600
8	0,1800	0,4266	0,8334	1,440	2,287	3,412	4,860	6,666	8,874	11,520	14,640	18,294	22,500	27,306
9	0,2025	0,4799	0,9375	1,620	2,572	3,840	5,468	7,499	9,981	12,960	16,477	20,580	25,312	30,719
10	0,2250	0,5333	1,042	1,800	2,858	4,267	6,075	8,333	11,092	14,400	18,308	22,867	28,125	34,133
11	0,2475	0,5866	1,146	1,980	3,144	4,693	6,683	9,166	12,201	15,840	20,139	25,154	30,937	37,546
12	0,2700	0,6399	1,250	2,160	3,429	5,120	7,290	9,999	13,310	17,280	21,969	27,440	33,750	40,959
13	0,2925	0,6933	1,354	2,340	3,715	5,547	7,898	10,833	14,419	18,720	23,800	29,727	36,563	44,373

МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ (brutto) пары горизонтальных листовъ шириною 100 мм.
ВЪ ДЕЦИМ.⁴ (dcm.⁴)
относительно горизонтальной главной оси.

Толщина горизонтальных листовъ. мм.	Высота вертикальной стѣнки въ мм.													
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600
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	9,090	10,343
9	0,4298	0,7530	1,166	1,669	2,262	2,945	3,718	4,581	5,535	6,578	7,711	8,934	10,247	11,650
10	0,4807	0,8410	1,301	1,861	2,521	3,281	4,141	5,101	6,161	7,321	8,581	9,941	11,401	12,961
11	0,5322	0,9290	1,436	2,053	2,781	3,618	4,565	5,622	6,789	8,066	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	6,280	7,727	9,325	11,072	12,970	15,017	17,217	19,562
16	0,7995	1,385	2,131	3,036	4,102	5,328	6,713	8,259	9,964	11,830	13,856	16,041	18,387	20,892
18	0,9111	1,573	2,416	3,438	4,641	6,023	7,585	9,328	11,250	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	30,270	34,373
27	1,447	2,465	3,753	5,311	7,138	9,236	11,604	14,242	17,150	20,328	23,773	27,494	31,481	35,739
30	1,638	2,778	4,218	5,958	7,998	10,338	12,978	15,918	19,158	22,698	26,538	30,678	35,118	39,858
32	1,769	2,991	4,534	6,396	8,579	11,081	13,903	17,046	20,508	24,290	28,393	32,815	37,558	42,620
33	1,836	3,099	4,693	6,617	8,871	11,452	14,369	17,612	21,186	25,090	29,325	33,888	38,782	44,006
36	2,040	3,430	5,179	7,289	9,758	12,588	15,772	19,327	23,237	27,506	32,136	37,125	42,475	48,185
39	2,255	3,767	5,675	7,972	10,659	13,720	17,203	21,065	25,308	29,947	34,972	40,388	46,196	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	12,503	16,081	20,108	24,585	29,511	34,890	40,716	46,996	53,723	60,902
48	2,925	4,835	7,226	9,997	13,447	17,277	21,587	26,378	31,648	37,399	43,629	50,339	57,529	65,200
50	3,083	5,083	7,583	10,583	14,083	18,123	22,583	27,583	33,083	39,003	45,583	52,583	60,083	68,083
52	3,245	5,335	7,946	11,176	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	11,837	15,703	20,129	25,108	30,636	36,713	43,341	50,518	58,246	66,523	75,351

Примѣръ расчета момента инерции трехъ паръ горизонтальных листовъ. Ширина 250 мм. общая толщина листовъ каждаго пояса 30 мм.; высота вертикальнаго листа 1000 мм.

$$I = 2,5 \times 15,918 \times 10000 \text{ см.}^4$$

МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ (brutto) ЧЕТЫРЕХЪ РАВНОБОКИХЪ УГОЛКОВЪ ВЪ ЛЦИМ. ⁴ (см. ⁴)

относительно горизонтальной главной оси.

Размеры уголковъ въ мм.	Высота вертикальной стѣнки въ мм.														
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	
60	6	0,4988	0,9358	1,645	2,224	3,076	4,066	5,194	6,460	7,867	9,407	11,088	12,907	14,864	16,959
	7	0,5725	1,076	1,739	2,561	3,544	4,685	5,987	7,448	8,948	10,848	12,787	14,888	17,147	19,597
	8	0,6439	1,212	1,961	2,890	4,000	5,291	6,762	8,414	10,246	12,259	14,453	16,827	19,421	22,117
	9	0,7129	1,344	2,177	3,210	4,446	5,882	7,519	9,358	11,397	13,638	16,041	18,724	21,568	24,614
10	0,7796	1,473	2,387	3,523	4,882	6,459	8,259	10,280	12,523	14,987	17,672	20,579	23,708	27,058	
65	6	0,5322	0,9057	1,628	2,399	3,321	4,393	5,615	6,988	8,522	10,152	11,972	13,943	16,064	18,335
	7	0,6138	1,157	1,874	2,765	3,829	5,067	6,478	8,063	9,822	11,754	13,838	16,115	18,566	21,191
	8	0,6912	1,307	2,114	3,121	4,311	5,730	7,320	9,116	11,097	13,296	15,663	18,175	21,016	23,981
	9	0,7655	1,448	2,350	3,471	4,811	6,370	8,149	10,147	12,364	14,800	17,456	20,330	23,428	26,741
10	0,8377	1,588	2,579	3,819	5,285	7,001	8,958	11,156	13,595	16,276	19,199	22,362	25,764	29,414	
70	7	0,6546	1,238	2,009	2,968	4,115	5,449	6,971	8,682	10,580	12,665	14,899	17,400	20,049	22,886
	8	0,7361	1,395	2,267	3,351	4,648	6,158	7,881	9,817	11,651	14,246	16,900	19,687	22,687	25,899
	9	0,8162	1,549	2,520	3,727	5,172	6,856	8,776	10,932	13,011	15,877	18,843	21,937	25,285	28,862
	10	0,8949	1,701	2,769	4,098	5,689	7,542	9,656	12,032	14,669	17,569	20,729	24,152	27,840	31,786
13	1,123	2,145	3,501	5,191	7,214	9,571	12,263	15,288	18,646	22,339	26,365	30,725	35,419	40,447	
75	8	0,7834	1,488	2,423	3,587	4,981	6,603	8,455	10,537	12,848	15,388	18,158	21,157	24,386	27,844
	9	0,8688	1,654	2,695	3,992	5,544	7,353	9,418	11,739	14,316	17,149	20,238	23,583	27,224	31,040
	10	0,9516	1,815	2,961	4,388	6,092	8,085	10,361	12,912	15,759	18,873	22,278	25,969	30,004	34,174
	11	1,032	1,972	3,219	4,774	6,637	8,808	11,289	14,076	17,171	20,575	24,286	28,306	32,633	37,268
12	1,110	2,124	3,472	5,153	7,167	9,515	12,196	15,211	18,559	22,240	26,255	30,603	35,286	40,300	
16	1,417	2,727	4,472	6,651	9,264	12,301	15,792	19,708	24,058	28,842	34,060	39,712	45,799	52,320	
80	8	—	1,575	2,569	3,808	5,293	7,023	8,999	11,220	13,686	16,397	19,355	22,557	26,005	29,686
	9	—	1,749	2,856	4,236	5,893	7,821	10,023	12,502	15,252	18,278	21,577	25,160	29,009	33,126
	10	—	1,920	3,138	4,659	6,482	8,607	11,034	13,764	16,795	20,129	23,765	27,704	31,944	36,487
	11	—	2,088	3,416	5,074	7,062	9,380	12,027	15,006	18,313	21,950	25,919	30,187	34,808	39,767
12	—	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	9	—	1,939	3,178	4,727	6,587	8,758	11,238	14,029	17,131	20,543	24,265	28,298	32,641	37,295
	10	—	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
	11	—	2,315	3,805	5,668	7,905	10,518	13,504	16,864	20,599	24,708	29,193	34,051	39,284	44,890
	12	—	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
13	—	2,678	4,407	6,574	9,177	12,217	15,694	19,608	23,959	28,746	33,970	39,629	45,729	51,903	
100	9	—	—	3,493	5,209	7,275	9,684	12,442	15,547	18,999	22,801	26,947	31,441	36,282	41,591
	10	—	—	3,843	5,735	8,011	10,670	13,713	17,139	20,949	25,141	29,718	34,677	40,020	45,747
	11	—	—	4,186	6,252	8,737	11,641	14,965	18,707	22,869	27,450	32,450	37,869	43,704	49,966
	12	—	—	4,523	6,760	9,451	12,597	16,197	20,252	24,762	29,726	35,145	41,018	47,346	54,129
13	—	—	4,853	7,259	10,153	13,538	17,409	21,772	26,628	31,970	37,801	44,122	50,935	58,242	
14	—	—	5,177	7,748	10,843	14,462	18,605	23,272	28,464	34,180	40,420	47,181	54,473	62,286	
15	—	—	5,495	8,230	11,523	15,376	19,787	24,752	30,286	36,362	43,007	50,200	57,961	66,293	
16	—	—	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	—	—	—	6,730	9,437	12,607	16,241	20,338	24,899	29,923	35,411	41,363	47,778	54,657
	12	—	—	—	7,939	11,147	14,903	19,210	24,069	29,476	35,437	41,948	49,009	56,621	64,784
	14	—	—	—	9,119	12,813	17,143	22,109	27,712	33,952	40,827	48,339	56,488	65,272	74,694
	16	—	—	—	10,268	14,435	19,330	24,942	31,275	38,327	46,100	54,594	63,808	73,742	84,397
140	12	—	—	—	—	12,770	17,122	22,121	27,767	34,062	41,003	48,592	56,828	65,712	75,242
	14	—	—	—	—	14,697	19,718	25,491	32,012	39,282	47,301	56,068	65,585	75,851	86,866
	16	—	—	—	—	16,571	25,250	28,779	36,157	44,384	53,460	63,385	74,159	85,782	98,253
150	16	—	—	—	—	17,677	23,765	30,769	38,689	47,524	57,276	67,944	79,527	92,027	105,44
	18	—	—	—	—	19,563	26,330	34,118	42,889	52,762	63,616	75,493	88,392	102,31	117,25
	20	—	—	—	—	21,539	29,000	37,588	47,305	58,150	70,122	83,222	97,451	112,81	129,29
	22	—	—	—	—	23,377	31,496	40,844	51,422	63,229	76,267	90,535	106,03	122,76	140,72

Уголки соотвѣтствуютъ русскому нормальному сортаменту (см. таблицу 1).

Продольный изгибъ сна

Коэффициенты γ уменьшения основЗначенія I , I , ω могутъ быть приняты

Свободн. длина l см.	Значенія $\frac{I}{\omega}$ въ см ² .										
	1	2	5	10	15	20	30	40	50	60	70
100	0,556	0,714	0,862	0,926	0,950	0,961	0,974	0,980	0,984	0,987	0,989
120	0,465	0,635	0,813	0,897	0,929	0,946	0,963	0,972	0,977	0,981	0,984
140	0,389	0,561	0,761	0,864	0,905	0,927	0,950	0,962	0,970	0,974	0,978
160	0,328	0,494	0,709	0,830	0,880	0,907	0,936	0,951	0,961	0,967	0,972
180	—	0,436	0,659	0,794	0,853	0,885	0,920	0,939	0,951	0,959	0,964
200	—	0,385	0,610	0,758	0,824	0,862	0,904	0,926	0,940	0,949	0,956
220	—	0,341	0,564	0,721	0,795	0,838	0,886	0,912	0,928	0,939	0,947
240	—	0,303	0,520	0,684	0,765	0,813	0,867	0,897	0,916	0,929	0,938
260	—	—	0,480	0,649	0,735	0,787	0,847	0,881	0,902	0,917	0,928
280	—	—	0,444	0,615	0,705	0,761	0,827	0,864	0,889	0,905	0,918
300	—	—	0,410	0,581	0,676	0,735	0,800	0,847	0,874	0,893	0,907
320	—	—	0,379	0,550	0,647	0,709	0,785	0,830	0,859	0,880	0,895
340	—	—	0,351	0,519	0,618	0,684	0,764	0,812	0,844	0,866	0,883
360	—	—	0,325	0,491	0,591	0,659	0,743	0,794	0,828	0,853	0,871
380	—	—	0,302	0,464	0,565	0,634	0,722	0,776	0,812	0,839	0,858
400	—	—	—	0,439	0,540	0,610	0,701	0,758	0,796	0,824	0,845
420	—	—	—	0,415	0,515	0,586	0,680	0,739	0,780	0,810	0,832
440	—	—	—	0,392	0,492	0,564	0,660	0,721	0,763	0,795	0,819
460	—	—	—	0,371	0,470	0,542	0,639	0,703	0,747	0,780	0,805
480	—	—	—	0,352	0,449	0,520	0,619	0,685	0,731	0,765	0,792
500	—	—	—	0,333	0,429	0,500	0,600	0,667	0,714	0,750	0,778
520	—	—	—	0,316	0,409	0,480	0,581	0,649	0,698	0,735	0,764
540	—	—	—	0,300	0,391	0,462	0,563	0,632	0,682	0,720	0,750
560	—	—	—	—	0,374	0,444	0,545	0,615	0,666	0,705	0,730
580	—	—	—	—	0,358	0,426	0,527	0,598	0,650	0,690	0,722
600	—	—	—	—	0,342	0,410	0,510	0,581	0,635	0,676	0,709
620	—	—	—	—	0,328	0,394	0,494	0,565	0,619	0,661	0,695
640	—	—	—	—	0,314	0,379	0,478	0,550	0,604	0,647	0,681
660	—	—	—	—	0,301	0,365	0,463	0,534	0,589	0,633	0,668
680	—	—	—	—	—	0,351	0,448	0,520	0,575	0,619	0,654
700	—	—	—	—	—	0,338	0,434	0,505	0,561	0,605	0,641
720	—	—	—	—	—	0,325	0,420	0,491	0,547	0,591	0,628
740	—	—	—	—	—	0,313	0,407	0,477	0,533	0,578	0,615
760	—	—	—	—	—	0,302	0,394	0,464	0,522	0,565	0,602
780	—	—	—	—	—	—	0,381	0,451	0,507	0,552	0,590
800	—	—	—	—	—	—	0,369	0,439	0,494	0,540	0,578
820	—	—	—	—	—	—	0,358	0,427	0,481	0,527	0,565
840	—	—	—	—	—	—	0,346	0,415	0,468	0,515	0,553
860	—	—	—	—	—	—	0,335	0,403	0,457	0,503	0,541
880	—	—	—	—	—	—	0,325	0,392	0,446	0,492	0,530
900	—	—	—	—	—	—	—	0,382	0,435	0,480	0,520
920	—	—	—	—	—	—	—	0,371	0,424	0,469	0,508
940	—	—	—	—	—	—	—	0,361	0,414	0,459	0,497
960	—	—	—	—	—	—	—	0,351	0,404	0,449	0,487
980	—	—	—	—	—	—	—	0,342	0,394	0,439	0,477
1000	—	—	—	—	—	—	—	—	0,385	0,429	0,467
1020	—	—	—	—	—	—	—	—	0,376	0,419	0,457
1040	—	—	—	—	—	—	—	—	0,367	0,409	0,447
1060	—	—	—	—	—	—	—	—	0,358	0,400	0,437
1080	—	—	—	—	—	—	—	—	0,349	0,391	0,428
1100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,382	0,420
1120	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,374	0,411
1140	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,366	0,402
1160	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,358	0,394
1180	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,350	0,386
1200	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,342	0,378

Тыхъ желѣзныхъ частей.

ного напряженія по формулѣ Навье:

въ метрическихъ или иныхъ мѣрахъ.

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,00008 \frac{l^2}{\omega}}$$

Свободн. длина l см.	Значенія $\frac{1}{\omega}$ въ см ² .										
	80	90	100	150	200	300	400	500	600	700	800
100	0,990	0,991	0,992	0,995	0,996	0,997	0,998	0,998	0,999	0,999	0,999
120	0,986	0,987	0,989	0,992	0,994	0,996	0,997	0,998	0,998	0,998	0,998
140	0,981	0,983	0,985	0,990	0,992	0,995	0,996	0,997	0,997	0,997	0,998
160	0,975	0,978	0,980	0,986	0,990	0,993	0,995	0,996	0,997	0,997	0,997
180	0,969	0,972	0,975	0,983	0,987	0,991	0,994	0,995	0,996	0,996	0,997
200	0,962	0,966	0,969	0,979	0,984	0,989	0,992	0,994	0,995	0,995	0,996
220	0,954	0,959	0,963	0,975	0,981	0,987	0,990	0,992	0,994	0,994	0,995
240	0,946	0,951	0,956	0,970	0,977	0,985	0,989	0,991	0,992	0,993	0,994
260	0,937	0,943	0,949	0,965	0,974	0,982	0,987	0,989	0,991	0,992	0,993
280	0,927	0,935	0,941	0,960	0,970	0,979	0,985	0,988	0,990	0,991	0,992
300	0,917	0,926	0,933	0,954	0,965	0,976	0,982	0,986	0,988	0,989	0,991
320	0,907	0,917	0,924	0,948	0,961	0,973	0,980	0,984	0,986	0,988	0,990
340	0,896	0,907	0,915	0,942	0,956	0,970	0,977	0,982	0,985	0,987	0,989
360	0,885	0,897	0,906	0,935	0,951	0,967	0,975	0,980	0,983	0,985	0,987
380	0,874	0,886	0,896	0,929	0,945	0,963	0,972	0,977	0,981	0,984	0,986
400	0,862	0,875	0,887	0,921	0,940	0,959	0,969	0,975	0,979	0,982	0,984
420	0,850	0,864	0,876	0,914	0,934	0,955	0,966	0,973	0,977	0,980	0,982
440	0,838	0,853	0,866	0,906	0,928	0,951	0,963	0,970	0,975	0,978	0,981
460	0,825	0,842	0,855	0,899	0,922	0,946	0,959	0,967	0,973	0,977	0,979
480	0,813	0,830	0,844	0,891	0,916	0,942	0,956	0,964	0,970	0,976	0,977
500	0,800	0,818	0,833	0,882	0,909	0,937	0,952	0,961	0,968	0,972	0,975
520	0,787	0,806	0,822	0,874	0,902	0,933	0,949	0,958	0,965	0,969	0,973
540	0,774	0,794	0,811	0,865	0,896	0,928	0,945	0,955	0,963	0,967	0,971
560	0,761	0,782	0,799	0,857	0,889	0,923	0,941	0,952	0,960	0,965	0,969
580	0,748	0,770	0,788	0,848	0,881	0,918	0,937	0,949	0,956	0,963	0,967
600	0,735	0,758	0,776	0,839	0,874	0,912	0,933	0,946	0,954	0,960	0,965
620	0,722	0,745	0,765	0,830	0,867	0,907	0,929	0,942	0,951	0,957	0,963
640	0,709	0,733	0,753	0,821	0,859	0,901	0,924	0,938	0,948	0,955	0,961
660	0,697	0,721	0,742	0,812	0,852	0,896	0,920	0,935	0,945	0,952	0,959
680	0,684	0,708	0,730	0,802	0,844	0,890	0,915	0,931	0,942	0,949	0,956
700	0,671	0,697	0,718	0,793	0,836	0,884	0,911	0,927	0,939	0,947	0,953
720	0,659	0,685	0,707	0,784	0,828	0,879	0,906	0,923	0,935	0,944	0,950
740	0,646	0,673	0,695	0,774	0,820	0,873	0,901	0,919	0,932	0,941	0,948
760	0,634	0,661	0,684	0,764	0,812	0,867	0,896	0,915	0,929	0,938	0,945
780	0,622	0,649	0,673	0,755	0,804	0,860	0,891	0,911	0,925	0,935	0,942
800	0,610	0,637	0,661	0,745	0,796	0,854	0,886	0,907	0,921	0,929	0,939
820	0,598	0,625	0,650	0,736	0,788	0,848	0,881	0,903	0,918	0,926	0,936
840	0,586	0,613	0,639	0,726	0,780	0,842	0,876	0,898	0,915	0,923	0,934
860	0,574	0,602	0,628	0,716	0,771	0,835	0,871	0,894	0,911	0,920	0,931
880	0,563	0,592	0,617	0,707	0,763	0,829	0,866	0,890	0,907	0,918	0,929
900	0,552	0,581	0,606	0,698	0,755	0,822	0,860	0,885	0,902	0,916	0,925
920	0,541	0,570	0,596	0,688	0,747	0,815	0,855	0,880	0,898	0,912	0,922
940	0,531	0,560	0,586	0,679	0,739	0,809	0,850	0,876	0,894	0,909	0,920
960	0,520	0,550	0,576	0,670	0,730	0,802	0,845	0,871	0,890	0,905	0,916
980	0,510	0,540	0,566	0,661	0,722	0,796	0,840	0,867	0,886	0,901	0,913
1000	0,500	0,529	0,556	0,652	0,714	0,790	0,833	0,862	0,882	0,898	0,909
1020	0,490	0,519	0,546	0,643	0,706	0,783	0,827	0,857	0,878	0,894	0,905
1040	0,480	0,509	0,536	0,634	0,698	0,776	0,822	0,852	0,874	0,890	0,902
1060	0,470	0,500	0,527	0,625	0,690	0,769	0,816	0,847	0,870	0,886	0,899
1080	0,461	0,491	0,519	0,616	0,682	0,762	0,811	0,842	0,866	0,882	0,896
1100	0,452	0,482	0,509	0,608	0,674	0,756	0,806	0,837	0,861	0,879	0,892
1120	0,443	0,473	0,501	0,599	0,666	0,749	0,800	0,832	0,856	0,874	0,888
1140	0,435	0,464	0,493	0,590	0,658	0,743	0,794	0,828	0,852	0,870	0,885
1160	0,426	0,456	0,484	0,582	0,650	0,736	0,788	0,823	0,848	0,866	0,881
1180	0,418	0,448	0,474	0,574	0,642	0,729	0,772	0,818	0,844	0,863	0,878
1200	0,410	0,440	0,465	0,566	0,635	0,723	0,776	0,813	0,840	0,860	0,874

Продольный изгибъ сжатыхъ частей изъ литого желѣза.

Кoeffициенты φ уменьшения основнаго напряженія по формуламъ Ясинскаго для ломающихся напряженій β .

$$\varphi = \frac{\beta}{T} = \frac{\beta}{35}$$

$$\beta = \left(33,87 - 0,1483 \frac{l}{r} \right) \text{ к/мм}^2 \text{ при } \frac{l}{r} < 110,1$$

$$\beta = 212790 \left(\frac{r}{l} \right)^2 \text{ к/мм}^2 \text{ при } \frac{l}{r} > 110,1$$

для литого желѣза.

$T = 35$ к/мм² временное сопротивление разрыву для литого желѣза.

l свободная длина сжатой части.

$r = \sqrt{\frac{J}{\omega}}$ наименьшій радиусъ инерціи поперечнаго сѣченія.

$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ	$\frac{l}{r}$	φ
20	0,88	45	0,78	70	0,67	95	0,56	120	0,42	145	0,29	170	0,21	195	0,16
21	0,88	46	0,77	71	0,67	96	0,56	121	0,41	146	0,29	171	0,21	196	0,16
22	0,88	47	0,77	72	0,66	97	0,56	122	0,41	147	0,28	172	0,21	197	0,16
23	0,87	48	0,76	73	0,66	98	0,55	123	0,40	148	0,28	173	0,20	198	0,16
24	0,87	49	0,76	74	0,65	99	0,55	124	0,40	149	0,27	174	0,20	199	0,15
25	0,86	50	0,76	75	0,65	100	0,54	125	0,39	150	0,27	175	0,20	200	0,15
26	0,86	51	0,75	76	0,65	101	0,54	126	0,38	151	0,27	176	0,20	201	0,15
27	0,85	52	0,75	77	0,64	102	0,53	127	0,38	152	0,26	177	0,19	202	0,15
28	0,85	53	0,74	78	0,64	103	0,53	128	0,37	153	0,26	178	0,19	203	0,15
29	0,85	54	0,74	79	0,63	104	0,53	129	0,37	154	0,26	179	0,19	204	0,15
30	0,84	55	0,73	80	0,63	105	0,52	130	0,36	155	0,25	180	0,19	205	0,14
31	0,84	56	0,73	81	0,62	106	0,52	131	0,35	156	0,25	181	0,19	206	0,14
32	0,83	57	0,73	82	0,62	107	0,51	132	0,35	157	0,25	182	0,18	207	0,14
33	0,83	58	0,72	83	0,62	108	0,51	133	0,34	158	0,24	183	0,18	208	0,14
34	0,82	59	0,72	84	0,61	109	0,51	134	0,34	159	0,24	184	0,18	209	0,14
35	0,82	60	0,71	85	0,61	110	0,50	135	0,33	160	0,24	185	0,18	210	0,14
36	0,82	61	0,71	86	0,60	111	0,49	136	0,33	161	0,23	186	0,18	211	0,14
37	0,81	62	0,71	87	0,60	112	0,48	137	0,32	162	0,23	187	0,17	212	0,14
38	0,81	63	0,70	88	0,59	113	0,48	138	0,32	163	0,23	188	0,17	213	0,13
39	0,80	64	0,70	89	0,59	114	0,47	139	0,31	164	0,23	189	0,17	214	0,13
40	0,80	65	0,69	90	0,59	115	0,46	140	0,31	165	0,22	190	0,17	215	0,13
41	0,79	66	0,69	91	0,58	116	0,45	141	0,31	166	0,22	191	0,17	216	0,13
42	0,79	67	0,68	92	0,58	117	0,44	142	0,30	167	0,22	192	0,16	217	0,13
43	0,79	68	0,68	93	0,57	118	0,44	143	0,30	168	0,22	193	0,16	218	0,13
44	0,78	69	0,68	94	0,57	119	0,43	144	0,29	169	0,21	194	0,16	219	0,13

24. Переводъ дюймовъ въ миллим. и обратно. 1 дюймъ=25,399541 мм.

Дюйм.	0	1/16	1/8	3/16	1/4	5/16	3/8	7/16	1/2	9/16	5/8	11/16	3/4	13/16	7/8	15/16	Дюйм.
0	0,000	1,587	3,175	4,762	6,350	7,937	9,525	11,112	12,700	14,287	15,875	17,462	19,050	20,637	22,225	23,812	0
1	25,400	26,987	28,574	30,162	31,749	33,337	34,924	36,512	38,099	39,687	41,274	42,862	44,449	46,037	47,624	49,212	1
2	50,799	52,387	53,974	55,561	57,149	58,736	60,324	61,911	63,499	65,086	66,674	68,261	69,849	71,436	73,024	74,611	2
3	76,199	77,786	79,374	80,961	82,549	84,136	85,723	87,311	88,898	90,486	92,073	93,661	95,248	96,836	98,423	100,011	3
4	101,60	103,19	104,77	106,36	107,95	109,54	111,12	112,71	114,30	115,89	117,47	119,06	120,65	122,24	123,82	125,41	4
5	127,00	128,59	130,17	131,76	133,35	134,94	136,52	138,11	139,70	141,28	142,87	144,46	146,05	147,63	149,22	150,81	5
6	152,40	153,98	155,57	157,16	158,75	160,33	161,92	163,51	165,10	166,68	168,27	169,86	171,45	173,03	174,62	176,21	6
7	177,80	179,38	180,97	182,56	184,15	185,73	187,32	188,91	190,50	192,08	193,67	195,26	196,85	198,43	200,02	201,61	7
8	203,20	204,78	206,37	207,96	209,55	211,13	212,72	214,31	215,90	217,48	219,07	220,66	222,25	223,83	225,42	227,01	8
9	228,60	230,18	231,77	233,36	234,95	236,53	238,12	239,71	241,30	242,88	244,47	246,06	247,65	249,23	250,82	252,41	9
10	254,00	255,58	257,17	258,76	260,35	261,93	263,52	265,11	266,70	268,28	269,87	271,46	273,05	274,63	276,22	277,81	10
11	279,39	280,98	282,57	284,16	285,74	287,33	288,92	290,51	292,09	293,68	295,27	296,86	298,44	300,03	301,62	303,21	11
12	304,79	306,38	307,97	309,56	311,14	312,73	314,32	315,91	317,49	319,08	320,67	322,26	323,84	325,43	327,02	328,61	12
13	330,19	331,78	333,37	334,96	336,54	338,13	339,72	341,31	342,89	344,48	346,07	347,66	349,24	350,83	352,42	354,01	13
14	355,59	357,18	358,77	360,36	361,94	363,53	365,12	366,71	368,29	369,88	371,47	373,06	374,64	376,23	377,82	379,41	14
15	380,99	382,58	384,17	385,76	387,34	388,93	390,52	392,11	393,69	395,28	396,87	398,46	400,04	401,63	403,22	404,81	15
16	406,39	407,98	409,57	411,16	412,74	414,33	415,92	417,50	419,09	420,68	422,27	423,85	425,44	427,03	428,62	430,20	16
17	431,79	433,38	434,97	436,56	438,14	439,73	441,32	442,90	444,49	446,08	447,67	449,25	450,84	452,43	454,02	455,60	17
18	457,19	458,78	460,37	461,95	463,54	465,13	466,72	468,30	469,89	471,48	473,07	474,65	476,24	477,83	479,42	481,00	18
19	482,59	484,18	485,77	487,35	488,94	490,53	492,12	493,70	495,29	496,88	498,47	500,05	501,64	503,23	504,82	506,40	19
20	507,99	509,58	511,17	512,75	514,34	515,93	517,52	519,10	520,69	522,28	523,87	525,45	527,04	528,63	530,22	531,80	20
21	533,39	534,98	536,57	538,15	539,74	541,33	542,92	544,50	546,09	547,68	549,27	550,85	552,44	554,03	555,61	557,20	21
22	558,79	560,38	561,96	563,55	565,14	566,73	568,31	569,90	571,49	573,08	574,66	576,25	577,84	579,43	581,01	582,60	22
23	584,19	585,78	587,36	588,95	590,54	592,13	593,71	595,30	596,89	598,48	600,06	601,65	603,24	604,83	606,41	608,00	23
24	609,59	611,18	612,76	614,35	615,94	617,53	619,11	620,70	622,29	623,88	625,46	627,05	628,64	630,23	631,81	633,40	24

Въ первомъ и послѣднемъ столбцахъ стоятъ цѣлыя дюймы, а въ заголовкѣ ихъ дроби.

25. Линейныя мѣры.

Метры.	Миллим.	Дюйм.	Футы.	Сажени.	Вершки.	Аршины.
1	1,000	39,3708	3,28090	0,46870	22,4976	1,40610
0,001	1	0,03937	0,00328	0,00047	0,02250	0,00141
0,02540	25,3995	1	0,08333	0,01191	0,57140	0,03571
0,30479	304,794	12	1	0,14286	6,86714	0,42857
2,13357	2133,57	84	7	1	48	3
0,04445	44,4494	1,75	0,14583	0,02083	1	0,06250
0,71119	711,190	28	2,33333	0,33333	16	1

Путевыя мѣры.

Верста.	Километр.	Англ. миля.
1	1,0668	0,6629
0,9374	1	0,6214
1,5086	1,6093	1

26. Квадратныя мѣры.

Кв. метр.	Кв. сант.	Кв. дюйм.	Кв. фут.	Кв. саж.	Кв. верш.	Кв. арш.
1	10000	1550,06	10,7643	0,21968	506,143	1,97712
0,0001	1	0,15501	0,00108	0,000022	0,05061	0,000198
0,00065	6,45137	1	0,00694	0,00014	0,32653	0,00128
0,09290	928,994	144	1	0,02041	47,0195	0,18367
4,55210	45521,0	7056	49	1	2304	9
0,00198	19,7538	3,06250	0,02127	0,00043	1	0,00391
0,50579	5057,90	784	5,44444	0,11111	256	1

Поземельныя мѣры.

Десятина.	Экгарь метрич.	Экгарь англ.	Кв. саж.
1	1,0925	2,6997	2400
0,9153	1	2,4711	2196,79
0,3704	0,4047	1	888,98

27. Кубическія мѣры и мѣры емкости.

Куб. метры.	Куб. сажим.	Куб. футы.	Куб. дюймы.	Куб. сажени.	Куб. аршины.	Литры.	Ведро.	Четверти (8 четвериковъ).
1	1000000	35,3165	61025,8	0,10296	2,78002	1000	81,3078	4,7642
0,000001	1	0,000035317	0,0010258	0,00000010296	0,00000278	0,001	0,00008131	0,000004764
0,0283152	28315,2	1	1728	0,00292	0,07872	28,3152	2,30226	0,1349
0,00001636	16,3861	0,0005787	1	0,000001687	0,0000449	0,0163861	0,001332	0,00007806
9,712107	9712,107	343	592704	1	27	9712,107	789,674	40,2700
0,359716	359716,0	12,704	21952,512	0,03704	1	359,716	29,247	1,7137
0,001	1000	0,03532	61,0258	0,000103	0,00278	1	0,08131	0,00476
0,012299	12299,0	0,43436	750,57408	0,001266	0,03419	12,299	1	0,05859
0,2098	209867,3036	7,38004	12752,70912	0,021611	0,58353	209,867	17,0667	1

28. В ѣ с а.

Килогр.	Тонны метрич.	Русскіе		Английскіе	
		футы.	пуды.	футы.	тонны.
1	0,001	2,44190	0,06105	2,20461	0,00098
1000	1	2441,90	61,0475	2204,61	0,98420
0,40952	0,00041	1	0,025	0,90283	0,00040
16,3808	0,01638	40	1	36,1130	0,01612
0,45360	0,000454	1,10763	0,02769	1	0,000416
1016,06	1,01606	2481,09	62,0275	2240	1

29. Нагрузки на погонныя единицы.

Кило. на пог. метръ.	Пуды на пог. футъ.	Пуды на пог. сажени.	Рус. футы на пог. футъ.	Англ. тонны на пог. футъ.
1	0,01861	0,13027	0,74429	0,0002998
53,7438	1	7	40	0,01612
7,6776	0,14286	1	5,7143	0,002303
1,3436	0,02500	0,17500	1	0,000403
3333,59	62,0275	434,1925	2481,09	1

30. Нагрузки на квадратныя единицы.

Килограммы на □ метры.	Пуды		Английскіе	
	на □ футы.	на □ саж.	футы на □ футы.	тонны
1	0,09567	0,27789	0,20481	0,000091
176,329	1	49	36,1130	0,01612
3,59855	0,02041	1	0,7370	0,000329
0,90676	0,02769	1,3568	1	0,00045
10937,2	62,0275	3039,35	2240	1

31. Напряженія и давленія на квадрат. единицы и атмосферное.

Килограмм. на <input type="checkbox"/> сант.	Русскіе		Английскіе		Высота столба воды въ сантимет.	Высота столба ртути въ сант.	Атмосф. (считая что 1атм.=760 мм. столба ртути).
	пуды на <input type="checkbox"/> дюймъ	фунты	фунты на <input type="checkbox"/> дюймъ	тонны			
1	0,39384	15,7533	14,2226	0,00635	1000,0	73,551	0,96778
2,53912	1	40	36,113	0,01612	2539,12	186,740	2,45749
0,06348	0,025	1	0,90283	0,000403	63,48	4,6690	0,06143
0,07031	0,02769	1,10763	1	0,00045	70,31	5,171	0,06805
157,494	62,0275	2481,09	2240	1	157493,82	11583,0	166,042
0,001	0,00039384	0,015753	0,01422	0,00000635	1	0,073551	0,0009678
0,0136	0,00536	0,19646	0,1934	0,000086	13,59	1	0,01316
1,0333	0,40586	16,2344	14,657	0,00654	1033,3	76	1

32. Переводъ напряженій $\frac{\text{килогр.}}{\text{сант.}^2}$ въ $\frac{\text{пуд.}}{\text{дюйм.}^2}$

$\frac{\text{килогр.}}{\text{сант.}^2}$	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90
0	—	3,9	7,9	11,8	15,8	19,7	23,6	27,6	31,5	35,4
100	39,4	43,3	47,3	51,2	55,2	59,1	63,1	67,0	71,0	74,9
200	78,8	82,7	86,7	90,6	94,6	98,5	102,5	106,4	110,4	114,3
300	118,2	122,1	126,1	130,0	134,0	137,8	141,8	145,7	149,7	153,6
400	157,5	161,4	165,4	169,3	173,3	177,2	181,2	185,1	189,0	193,0
500	196,9	200,8	204,8	208,7	212,7	216,6	220,6	224,5	228,5	232,4
600	236,3	240,2	244,2	248,1	252,1	256,0	260,0	263,9	267,9	271,8
700	275,7	279,6	283,6	287,5	291,5	295,4	299,4	303,3	307,3	311,2
800	315,1	319,0	323,0	326,9	330,9	334,8	338,8	342,7	346,7	350,6
900	354,5	358,4	362,4	366,3	370,3	374,1	378,1	382,0	386,0	390,0

33. Переводъ напряженій $\frac{\text{пуд.}}{\text{дюйм.}^2}$ въ $\frac{\text{килогр.}}{\text{сант.}^2}$

$\frac{\text{пуды}}{\text{дюйм.}^2}$	00	10	20	30	40	50	60	70	80	90
0	—	25,4	50,8	76,2	101,6	127,0	152,3	177,7	203,1	228,5
100	253,9	279,3	304,7	330,1	355,5	380,9	406,3	431,7	457,0	482,4
200	507,8	533,2	558,6	584,0	609,4	634,8	660,2	685,6	711,0	736,3
300	761,7	787,1	812,5	837,9	863,3	888,7	914,1	939,5	964,9	990,3
400	1015,7	1041,0	1066,4	1091,8	1117,2	1142,6	1168,0	1193,4	1218,8	1244,2
500	1269,6	1295,0	1320,3	1345,7	1371,1	1396,5	1421,9	1447,3	1472,7	1498,1
600	1523,5	1548,9	1574,3	1599,7	1625,0	1650,4	1675,8	1701,2	1726,6	1752,0
700	1777,4	1802,8	1828,2	1853,6	1878,9	1904,3	1929,7	1955,1	1980,5	2005,9
800	2031,3	2056,7	2082,1	2107,5	2132,9	2158,3	2183,7	2209,0	2234,4	2259,8
900	2285,2	2310,6	2336,0	2361,4	2386,8	2412,2	2437,5	2462,9	2488,3	2513,7

34. Вѣсь кубическихъ единицъ.

Кило въ куб. мет.	Пудовъ въ куб. саж.	Пудовъ въ куб. футъ.
1	0,59244	0,001729
1,6866	1	0,002915
578,51	343,00	1

35. Изгибающіе моменты.

1 пудфут. = 4,9925 кил. мет.

1 кил. мет. = 0,20028 пудфут.

1 пудодюйм. = 41,6077 кил. см.

1 кил. см. = 0,02402 пудодюйм.

36. Моменты инерціи.

1 дм.⁴ = 41,6206 см.⁴1 см.⁴ = 0,02403 дм.⁴

37. Моменты сопротивленія.

1 дм.³ = 16,386 см.³1 см.³ = 0,06103 дм.³

38. Вѣсь металловъ.

	Ртуть.	Ж е л ѣ з о		Чугунъ и цинкъ.	Красная мѣдь.	Латунь.	Олово.	Свинецъ.
		сварочное.	литое.					
Удѣльный вѣсь. . .	13,59	7,7	7,85	7,2	8,92	8,52	7,3	11,4
Куб. фута въ пуд. . .	23,4914	13,3105	13,5698	12,4462	15,38	4,69	12,62	19,6992
Куб. дюйма въ пуд. . .	0,01359	0,0077	0,00785	0,0072	0,00892	0,00852	0,0073	0,0114
Куб. дюйма въ кил. . .	0,01359	0,0077	0,00785 0,1285	0,0072	0,00892	0,00852	0,0073	0,0114

39. Вѣсь воды.

	Кубич. метра.	Литра. къ куб.	Кубич. фута.	Кубич. аршина.	Кубич. сажени.	Ведро.
Въ пудахъ. .	61,05	0,06105	1,72864	21,96029	592,92675	0,75085
» килогр. .	1000	1	28,3152	359,71	9712,15	12,299

Тривожене ко суг
24

Навни нове

Таблица моментовъ грузовъ нормальнаго поѣзда, соответствующаго при-
казу Мин. Путей Сообщенія отъ 14 февраля 1907 года, за № 19.

I ~~00000 0000 00000 0000 00 0000 00~~
II ~~00000 00000 00000 00 00 00 00 00 00~~
III ~~00000 0000 00 00 00 00 00 00 00~~

Паровозы въ количествѣ не болѣе двухъ ставятся или подъ рядъ (поѣздъ I) или трубами вмѣстѣ (поѣздъ II).
Вагоны ставятся только съ одной стороны поѣзда.

Поѣздъ I.				Поѣздъ II.				Поѣздъ III.			
<i>n</i>	<i>l</i>	ΣP_n	M_n	<i>n</i>	<i>l</i>	ΣP_n	M_n	<i>n</i>	<i>l</i>	ΣP_n	M_n
	мет.	тон.	тон. мет.		мет.	тон.	тон. мет.		мет.	тон.	тон. мет.
1	0	20	0	1	0	20	0	1	0	20	0
2	1,5	40	30	2	1,5	40	30	2	1,5	40	30
3	3,0	60	90	3	3,0	60	90	3	3,0	60	90
4	4,5	80	180	4	4,5	80	180	4	4,5	80	180
5	6,0	100	300	5	6,0	100	300	5	6,0	100	300
6	10,0	114	700	6	9,0	120	600	6	10,0	114	700
7	11,5	128	871	7	10,5	140	780	7	11,5	128	871
8	13,0	142	1063	8	12,0	160	990	8	13,0	142	1063
9	14,5	156	1276	9	13,5	180	1230	9	14,5	156	1276
10	17,5	176	1744	10	15,0	200	1500	10	17,0	168	1666
11	19,0	196	2008	11	19,0	214	2300	11	18,5	180	1918
12	20,5	216	2302	12	20,5	228	2621	12	21,5	192	2458
13	22,0	236	2626	13	22,0	242	2963	13	23,0	204	2746
14	23,5	256	2980	14	23,5	256	3326	14	25,0	216	3154
15	27,5	270	4004	15	26,0	268	3966	15	26,5	228	3478
16	29,0	284	4409	16	27,5	280	4368	16	29,5	240	4162
17	30,5	298	4835	17	30,5	292	5208	17	31,0	252	4522
18	32,0	312	5282	18	32,0	304	5646	18	33,0	264	5026
19	34,5	324	6062	19	34,0	316	6254	19	34,5	276	5422
20	36,0	336	6548	20	35,5	328	6728	20	37,5	288	6250
21	39,0	348	7556	21	38,5	340	7712	21	39,0	300	6682
22	40,5	360	8078	22	40,0	352	8222	22	41,0	312	7282
23	42,5	372	8798	23	42,0	364	8926	23	42,5	324	7750
24	44,0	384	9356	24	43,5	376	9472	24	45,5	336	8722
25	47,0	396	10508	25	46,5	388	10600	25	47,0	348	9226
26	48,5	408	11102	26	48,0	400	11182	26	49,0	360	9922
27	50,5	420	11918	27	50,0	412	11982	27	50,5	372	10462
28	52,0	432	12548	28	51,5	424	12600	28	53,5	384	11578
29	55,0	444	13844	29	54,5	436	13872	29	55,0	396	12154
30	56,5	456	14510	30	56,0	448	14526	30	57,0	408	12946
31	58,5	468	15422	31	58,0	460	15422	31	58,5	420	13558
32	60,0	480	16124	32	59,5	472	16112	32	61,5	432	14818
33	63,0	492	17564	33	62,5	484	17528	33	63,0	444	15466
34	64,5	504	18302	34	64,0	496	18254	34	65,0	456	16354
35	66,5	516	19310	35	66,0	508	19246	35	66,5	468	17038
36	68,0	528	20084	36	67,5	520	20008	36	69,5	480	18442
37	71,0	540	21668	37	70,5	532	21568	37	71,0	492	19162
38	72,5	552	22478	38	72,0	544	22366	38	73,0	504	20146
39	74,5	564	23582	39	74,0	556	23454	39	74,5	516	20902
40	76,0	576	24428	40	75,5	568	24288	40	77,5	528	22450
41	79,0	588	26156	41	78,5	580	25992	41	79,0	540	23242
42	80,5	600	27038	42	80,0	592	26862	42	81,0	552	24322
43	82,5	612	28238	43	82,0	604	28046	43	82,5	564	25150
44	84,0	624	29156	44	83,5	616	28952	44	85,5	576	26842
45	87,0	636	31028	45	86,5	628	30800	45	87,0	588	27706