

СЕРИЯ ИЛИ

КАПОН II РАКЕТ

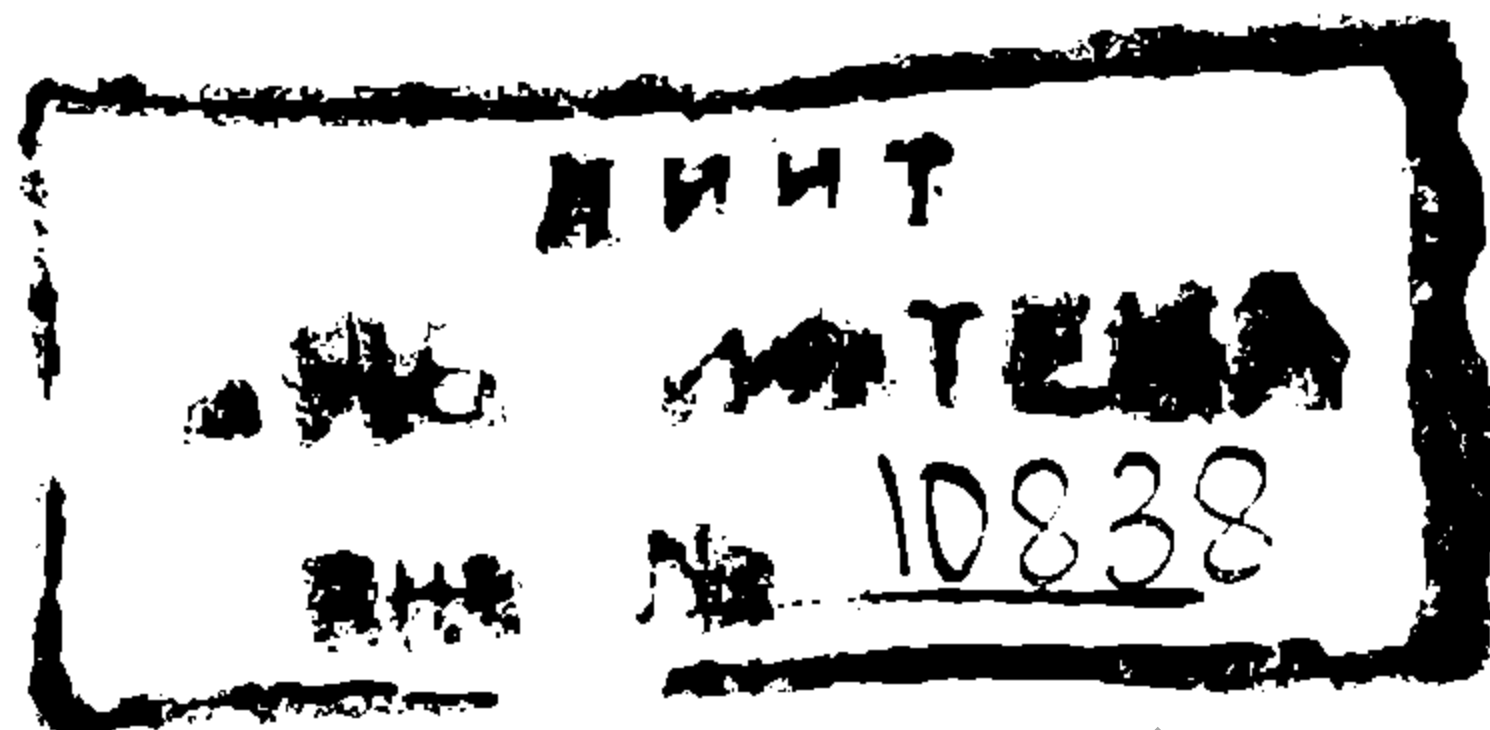
СЕРИЯ

ИТБ  
ДНУЖТ

С. Е. ХАНИН

# ТЕОРИЯ И РАСЧЕТ ФЕРМ

Одобрено Цопкадром НКПС  
в качестве учебника для техникумов  
железнодорожного транспорта



МОСКВА—1934  
ТРАНСЖЕЛДОРИЗДАТ НКПС

ДНУЖТ

Настоящая книга посвящена фермам статически определимых плоских систем.

В ней дается описание ферм балочно-разрезного и арочного типов, их расчет и анализ их свойств. В последних главах первого отдела вопросы теории и методы расчета ферм увязываются с практикой их конструирования. Во втором отделе приведены практические примеры расчета ферм и их проектирования.

Книга одобрена Цопкадром НКПС в качестве учебника для техникумов ж.-д. транспорта; она может служить и пособием для административно-технического персонала, работающего по искусственным и другим инженерным сооружениям

НТБ  
ДНУЖТ

**Замеченные опечатки в книге С. Е. Ханина  
«Теория и расчет ферм»**

Страница	Стр о к а		Н а п е ч а т а н о	С л е д у е т ч и т а т ь				
	сверху	снизу						
13	—	1 и 2	Фиг. 116, 119, 125, 126, 128	Фиг. 113а, 114, 116, 125, 126				
66	—	2	$t$ и $t_2$	$t$ и $t_1$				
96	—	5	равна	равного				
96	—	6	величина	величине				
114	на фиг.	193b	$Y^\circ = 1$	$P = 1$				
116	8	—	193c	193a				
117	10	—	При усилии $V_3$	При усилии $D_2$				
130	—	14	швеллерное	швеллерное, двутавровое				
145	—	25	заделанные	прикрепленные				
153	3	—	на $y_k$	на $\frac{y_k}{f}$				
155	на фиг.	279	Ошибочно отсутствует средний шарнир в ферме					
155	—	1	$\frac{l_2 \gamma_4}{f_4 h_1}$	$\frac{l_2 \gamma_4}{f_4 h_4}$				
157	—	19	$a_1 c_5 b$	$c_1 c_5 b$				
197	—	3	$\lambda_s = k \cdot \frac{n}{n-1} \cdot a$	$\lambda_{np} = k \cdot \frac{n}{n-1} \cdot d$				
197	—	12	$\lambda_{np} (n - m - 1) a$	$\lambda_{np} = (n - m - 1) \cdot d$				
198	7	—	$\frac{a}{\sin a}$	$\frac{d}{\sin a}$				
198	—	6	$\omega_s + \omega_{np} + d$	$\omega_s + \omega_{np} = d$				
201	9	—	$(n - m - e)$	$(n - m - 2)$				
229	Заголовок таблицы		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">Усилия</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">Усилия</td> </tr> </table>	Усилия	Усилия	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">Усилия от ве- тра справа</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">Усилия от ве- тра слева</td> </tr> </table>	Усилия от ве- тра справа	Усилия от ве- тра слева
Усилия	Усилия							
Усилия от ве- тра справа	Усилия от ве- тра слева							
281	5	—	$D_0 \cos a - f \sin a) \dots = 0,409$	$D (\cos a - f \sin a) \dots = 0,403 D$				
300	9	—	Строка «определяется способом...» должна быть спущена ниже на 2 строки					
303	—	8	1 172 кг <sup>2</sup>	1 172 кг				
306	6	—	10,82 м	10,82 см				

Страница	Стр о к а		Н а п е ч а т а н о	С л е д у е т ч и т а т ь
	сверху	снизу		
337	14		3.17 <sup>2</sup>	3,17 <sup>2</sup>
346	Таблица			
	1-й ряд		554	540
	3-й ряд		662	564
	9-й ряд		52,65	59,65
	15-й ряд		28 101	33 591
	16-й ряд		29 163	34 743
347	Таблица			
	2-й ряд		58	38
	2-й ряд снизу		5 628	11 628
	9-й ряд		1 925	1 725
348	Таблица			
	1-й ряд		6 684	13 044
	3-й ряд		14 438	19 438
	3-й ряд		7 812	14 532
	15-й ряд снизу		78 308	38 308

В § 105 ошибок : стержни приведены не по ОСТу и в них ошибочно подсчитаны моменты инерции и напряжения.

НТБ  
ДНУЖТ

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	Стр. 7
-------------	-----------

### ОТДЕЛ ПЕРВЫЙ ТЕОРИЯ РАСЧЕТА ФЕРМ

#### Глава I

##### Классификация ферм

§ 1. Элементы ферм . . . . .	9
§ 2. Деление ферм по устройству поясов	9
§ 3. Деление ферм по устройству решетки	12
§ 4. Деление ферм по количеству опор . . . . .	14
§ 5. Деление ферм по направлению опорных реакций	14
§ 6. Типы опор балочных ферм . . . . .	16
§ 7. Признаки неизменяемости (устойчивости) и статической определенности ферм . . . . .	20

#### Глава II

##### Определение усилий в фермах аналитическими методами

§ 8. Определение опорных реакций . . . . .	23
§ 9. Общие основания расчета усилий в стержнях ферм . . . . .	29
§ 10. Статические способы определения усилий в элементах ферм	30
§ 11. Способ Риттера (или способ моментов)	32
§ 12. Способ проекции . . . . .	42
§ 13. Способ вырезания узла . . . . .	44
§ 14. Расчет усилий в стержнях полураскосной системы . . . . .	49
§ 15. Способ замены стержней (способ Геннеберга) . . . . .	51
§ 16. Определение усилий в стержнях ферм системы Шухова . . . . .	58
§ 17. Определение усилий на основе начала возможных перемещений	60
§ 18. Способ изображающих точек . . . . .	62
§ 19. Примеры для самостоятельных упражнений	68

#### Глава III

##### Графические способы определения усилий в элементах ферм (способы Кульмана, Циммермана и Кремоны)

§ 20. Графическое определение опорных реакций. Способ Кульмана	69
§ 21. Способ Циммермана . . . . .	74
§ 22. Сущность способа Кремоны . . . . .	74
§ 23. Пример графического изображения вырезания узлов.	77
§ 24. Построение диаграммы Кремоны . . . . .	78
§ 25. Примеры диаграмм Кремоны . . . . .	80
§ 26. Фермы Полонсо (особый случай) . . . . .	86
§ 27. Добавочные замечания к построению диаграммы Кремоны	89
§ 28. Примеры для самостоятельных упражнений . . . . .	89

## Г л а в а IV

### Расчет фермы по инфлюэнтным линиям

Стр.

§ 29.	Сущность и свойства инфлюэнтных линий . . . . .	89
§ 30.	Инфлюэнтные линии опорных реакций для балок или ферм на 2 опорах	93
§ 31.	Инфлюэнтная линия поперечной силы . . . . .	94
§ 32.	Инфлюэнтная линия изгибающего момента . . . . .	95
§ 33.	Инфлюэнтные линии усилий в консольной балке . . . . .	97
§ 34.	Инфлюэнтные линии усилий в поясных стержнях ферм . . . . .	98
§ 35.	Инфлюэнтные линии усилий в стержнях решетки ферм с параллельными поясами . . . . .	101
§ 36.	Инфлюэнтные линии усилий в стержнях решетки ферм с криволинейными поясами . . . . .	109
§ 37.	Инфлюэнтные линии усилий в стержнях решетки стропильных ферм.	112
§ 38.	Инфлюэнтные линии усилий стержней консольной фермы . . . . .	114
§ 39.	Примеры для самостоятельных упражнений . . . . .	117

## Г л а в а V

### Расчет сложных ферм

§ 40.	Расчет сложных ферм . . . . .	118
-------	-------------------------------	-----

## Г л а в а VI

### Свойства основных статически определимых систем балочных ферм

§ 41.	О системах решетки ферм с параллельными поясами . . . . .	121
§ 42.	Обратные раскосы . . . . .	122
§ 43.	Полураскосная и составная системы решетки . . . . .	124
§ 44.	Двухрешетчатая ферма . . . . .	127
§ 45.	Выбор системы решетки . . . . .	129
§ 46.	Фермы с параллельными поясами . . . . .	130
§ 47.	Параболические фермы . . . . .	135
§ 48.	Полигональные фермы . . . . .	142
§ 49.	Треугольные фермы . . . . .	144
§ 50.	Шарнирно-консольные фермы . . . . .	145

## Г л а в а VII

### Фермы с распором (трехшарнирные)

§ 51.	Общие понятия . . . . .	147
§ 52.	Определение опорных реакций (аналитическое) . . . . .	147
§ 53.	Определение моментов, поперечной и продольной силы . . . . .	150
§ 54.	Инфлюэнтные линии опорных реакций, моментов поперечных и продольных сил в сечениях арки . . . . .	151
§ 55.	Расчет усилий в стержнях статически определимых арочных ферм . . . . .	155

## Г л а в а VIII

### Определение усилий в элементах ферм помощью инфлюэнтных линий при подвижной системе сосредоточенных грузов

§ 56.	Невыгодное положение системы грузов . . . . .	157
§ 57.	Треугольные инфлюэнтные линии (фиг. 284) . . . . .	160
§ 58.	Таблицы поездов . . . . .	162
§ 59.	Вычисление $\Sigma R_u$ по инфлюэнтным линиям . . . . .	163
§ 60.	Пользование таблицей поездов без инфлюэнтных линий . . . . .	166
§ 61.	Расчет изгибающего момента . . . . .	167
§ 62.	Нагрузки НКПС 1930 г. . . . .	168

## Г л а в а IX

### Прогиб ферм

	Стр.
§ 63. Виды прогибов . . . . .	169
§ 64. Основная сущность диаграммы Виллио . . . . .	170
§ 65. Графическое определение прогиба ферм по диаграмме Виллио . . . . .	171
§ 66. Приближенный аналитический расчет прогиба балочно-разрезных ферм.	174

## Г л а в а X

### Некоторые дополнительные указания к расчету и проектированию ферм

§ 67. О расчетных нагрузках	175
§ 68. О подборе сечения	177
§ 69. Продольный изгиб . . . . .	178
§ 70. Заклепочные соединения	181
§ 71. Сварные соединения . . . . .	182
§ 72. Новейшие узловые соединения в деревянных фермах	186

## Г л а в а XI

### Расчет металлических опор

§ 73. Расчет подушки скользящей опоры	192
§ 74. Опоры балансирные и на катках . . . . .	193

## Г л а в а XII

### Формулы для расчета по инфлюэтным линиям разрезных балочных ферм

§ 75. Общие замечания. Формулы . . . . .	195
--	-----

## ОТДЕЛ ВТОРОЙ

### ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ФЕРМ

## Г л а в а XIII

### Расчетные нормы

§ 76. Расчетные нормы нагрузок для конструкций и сооружений . . . . .	205
---	-----

## Г л а в а XIV

### Проверочный расчет деревянной стропильной фермы

§ 77. Расчетные данные . . . . .	214
§ 78. Допускаемое напряжение в материале фермы и покрытия . . . . .	214
§ 79. Геометрические размеры элементов фермы. Расчетные нагрузки. Напряжения в элементах покрытия фермы . . . . .	215
§ 80. Определение узловых нагрузок и опорных реакций фермы . . . . .	226
§ 81. Определение расчетных усилий в элементах фермы . . . . .	228
§ 82. Проверка напряжений в элементах фермы . . . . .	233
§ 83. Расчет среднего нижнего узла . . . . .	238
§ 84. Расчет опорного узла . . . . .	238

## Г л а в а XV

### Проверочный расчет деревянной фермы междуэтажного перекрытия на фабрике

§ 85. Проверочный расчет деревянной фермы междуэтажного перекрытия на фабрике . . . . .	239
---	-----



## Г л а в а XVI

### Проект мостовой деревянной фермы ГАУ со шпренгелями

	Стр.
§ 86. Общее описание фермы (фиг. 376)	249
§ 87. Расчет проезжей части . . .	251
§ 88. Расчет шпорок	257
§ 89. Расчет тротуаров . . . . .	259
§ 90. Основные размеры и расчетные нагрузки	260
§ 91. Усилие в нижнем поясе фермы	261
§ 92. Усилие в верхнем поясе . . . . .	268
§ 93. Определение усилий в раскосах . . . . .	271
§ 94. Проверка сечения обратного раскоса. $D_2$ Расчет врубок подушек	279
§ 95. Усилия в тяжах . . . . .	286
§ 96. Расчет подгаечников в тяжах и подвесках	291
§ 97. Верхние связи	296
§ 98. Нижние связи . . . . .	298
§ 99. Усилия в элементах опорной рамы	299
§ 100. Сечение ноги . . .	302
§ 101. Расчет шпорок ноги	303
§ 102. Сечение распорок	306
§ 103. Сечение подкоса	307

## Г л а в а XVII

### Поверочный расчет решетчатой металлической колонны подвешенного пути

§ 104. Общее описание сооружения . . . . .	307
§ 105. Проверка сечений в стержнях колонны	315

## Г л а в а XVIII

### Поверочный расчет металлической главной фермы мостового электрического крана

§ 106. Общее описание сооружения . . . . .	329
§ 107. Нагрузка на фермы крана . . . . .	331
§ 108. Статический расчет главной фермы . . . . .	331
§ 109. Определение усилий в элементах главной фермы от подвижной нагрузки	333
§ 110. Инерционные усилия, действующие на ферму крана по специальным указаниям для данного типа крана . . . . .	336
§ 111. Проверка сечений в элементах фермы	338
§ 112. Таблица усилий в стержнях фермы . . . . .	344
Приложение. Таблицы моментов поездов 1925 г. . . . .	345
Греческий алфавит . . . . .	351

НТБ  
ДНУЖТ

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Советский союз в первой пятилетке одержал блестящие победы в области индустриализации страны и коллективизации сельского хозяйства.

План второй пятилетки предусматривает еще больший размах нового строительства. Чтобы судить о его размерах, достаточно сказать, что в первой пятилетке на строительство было затрачено 50,5 млрд. руб., во вторую пятилетку намечено затратить 133,4 млрд. рублей.

Грандиозный план работ по строительству второй пятилетки может быть выполнен при условии освоения новых производств и овладения новой техникой.

Фермы, отражающие в себе достижения передовой техники, вызывают большой интерес среди строителей различных отраслей народного хозяйства. Область распространения ферм весьма обширна. Фермы перекрывают большие пролеты наших гигантов индустрии, ангаров и пр.; фермы в значительной мере определяют крепость механизированных подъемников, аэропланов и т. д.

Но наибольшее значение фермы имеют в области железнодорожного транспорта и не только как части мостов, несущие определенную нагрузку, но и как элементы подъемников, путепроводов, поворотных кранов, в покрытиях и перекрытиях ж.-д. зданий и помещений и т. д. Наконец, в реконструируемых вагонах фермы также являются основной несущей частью (в настоящее время, например, заводом „Красный Профинтерн“ разработан проект 50-тонной платформы, которая будет иметь раму из ферм вместо двутавра). Имея в виду сложность и ответственность ферм, как инженерного сооружения, и отсутствия в настоящее время пособий со систематизированным изложением материала о разных видах ферм, настоящее руководство ставит целью пополнить этот пробел и дать учащимся материал, необходимый по теории и расчетам ферм разных видов.

В настоящей книге изучаются фермы статически определимые (§ 7) и плоские, т. е. такие, в которых оси всех стержней располагаются в одной плоскости.

Более сложные пространственные стержневые системы можно часто разложить на плоские фермы. Таковыми являются, например, плоские стропильные фермы, входящие в состав покрытия здания (т. е. в состав пространственного сооружения), плоские мостовые фермы, входящие в состав пространственного мостового сооружения, и т. д.

Расчет плоских ферм значительно проще по сравнению с пространственными системами и имеет наибольшее практическое применение.

Первая глава книги, являясь описательной, знакомит с наиболее часто встречающимися системами ферм балочно-разрезного типа. В главах II, III, IV и V содержание предмета углубляется путем изучения теории ферм и методов их расчета. Глава VI дает анализ разных систем балочно-разрезных ферм. Глава VII сжато излагает статически определимые фермы с распором. Глава VIII посвящена исключительно вопросу подвижных нагрузок на фермах. В дальнейших главах вопросы теории ферм увязаны с проектированием и практикой их конструирования. Вопрос конструкции ферм затронут лишь как необходимый для иллюстрации теоретического материала.

Автор выражает глубокую благодарность инженерам Н. Ф. Севастьянову, В. И. Гриневичу и В. С. Сидорову за значительную помощь, оказанную ими в подборе примеров расчета ферм, и инж. А. И. Даукшта за полезные указания по содержанию книги.

Просьба к читателям сообщить свои указания на желательные улучшения, исправления и дополнения к книге, каковые будут приняты с большой благодарностью и учтены при следующем издании книги, если в таковом будет надобность.



НТБ  
ДНУЖТ

# ОТДЕЛ ПЕРВЫЙ

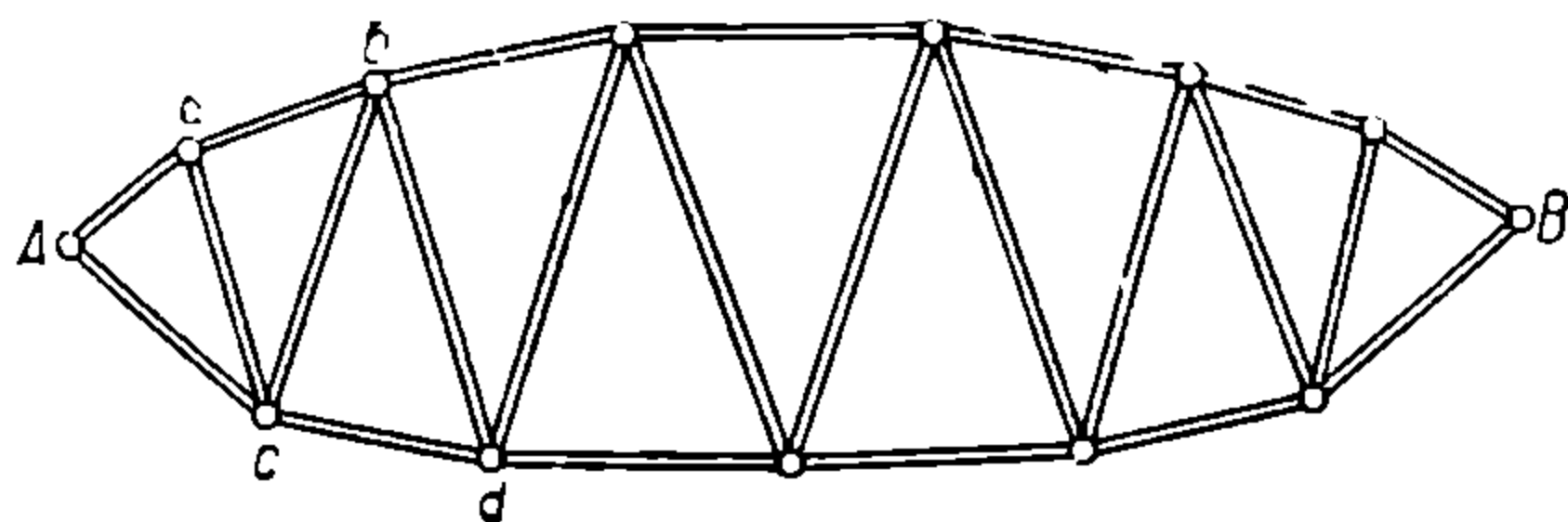
## ТЕОРИЯ РАСЧЕТА ФЕРМ

### Глава I

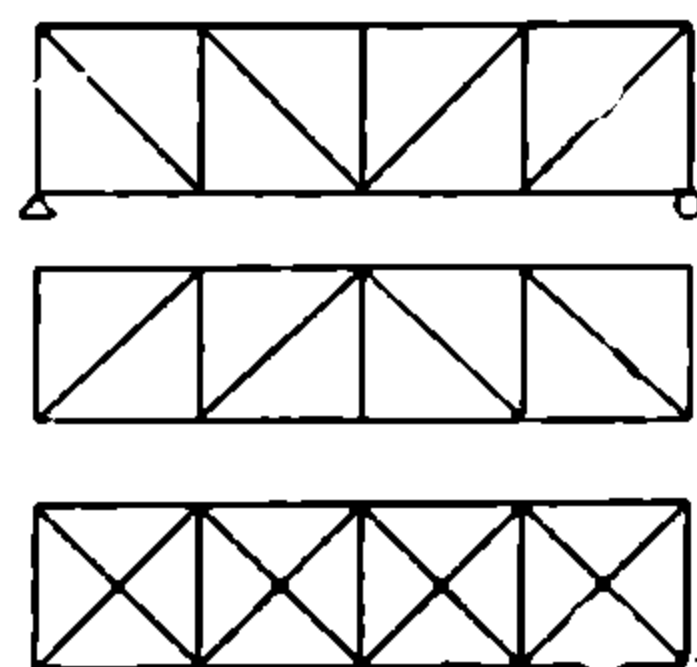
### КЛАССИФИКАЦИЯ ФЕРМ

#### § I. Элементы ферм

Элементы (стержни), ограничивающие ферму сверху и снизу, называются **поясами**. Остальные стержни образуют так называемую **решетку ферм**, причем вертикальные элементы (стержни) решетки называются **стойками**, а наклонные стержни решетки называются



Фиг. 1.

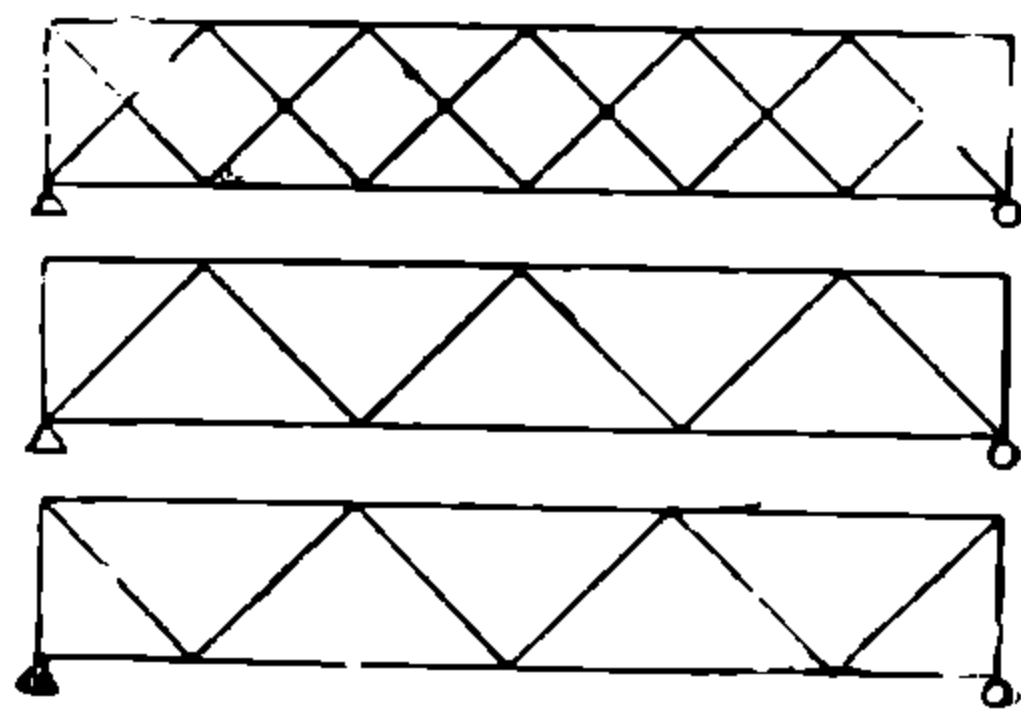


Фиг. 2.

раскосами. Точки соединения элементов ферм называются узлами, например, узлы A, a, b, c, d (фиг. 1).

Фермы, в коих стержни перекрывают треугольники, называются **двухрешетчатыми** (фиг. 2, 3), **трех-, четырех- и т. д. или многорешетчатыми** (фиг. 4).

Имеются также типы ферм, в коих совершенно отсутствуют наклонные стержни (раскосы) и которые таким образом состоят не из пристроенных друг к другу треугольников, а прямоугольников (фиг. 5). Они называются **безраскосными фермами** и отличаются конструкцией узлов, коим придается особая жесткость; они относятся к статически неопределимым фермам и не войдут в предмет нашего изучения.



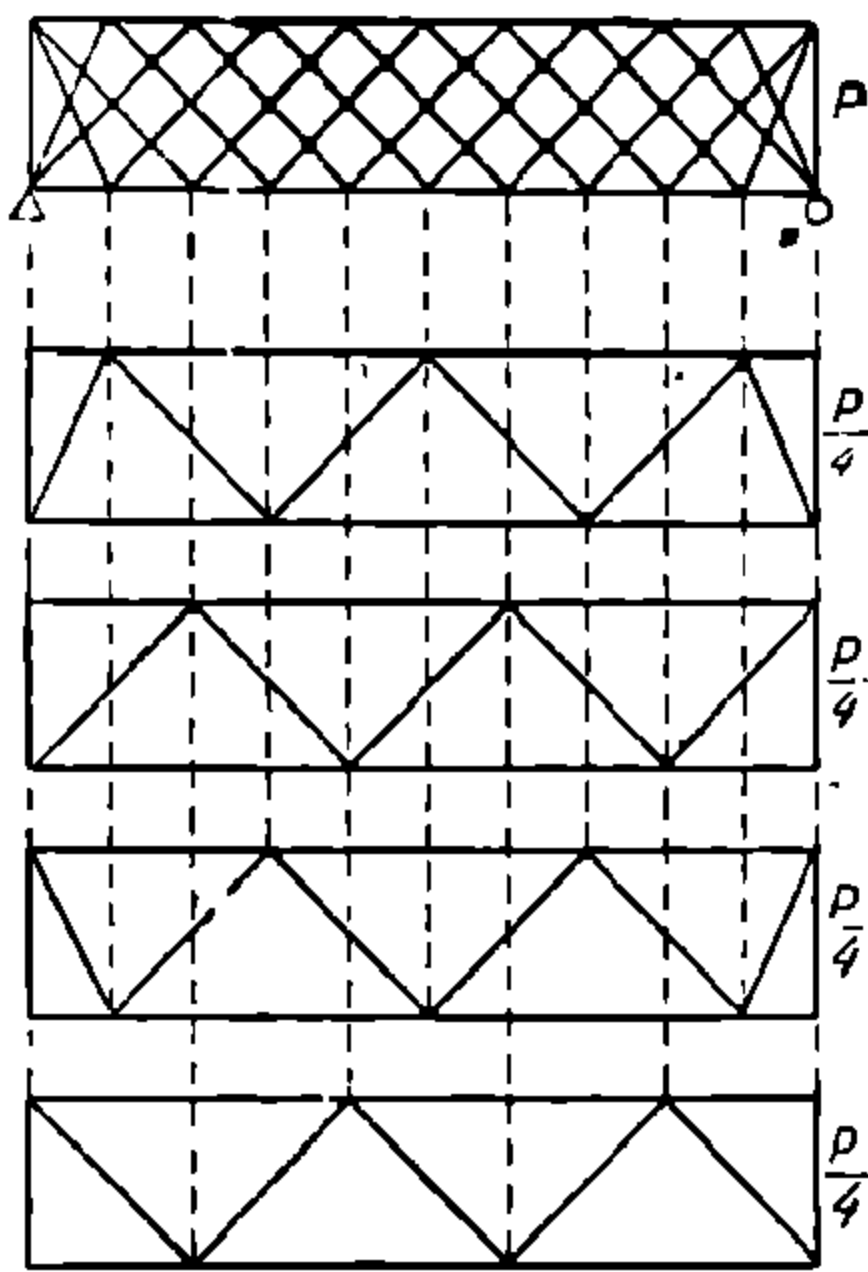
Фиг. 3.

#### § 2. Деление ферм по устройству поясов

По устройству поясов фермы делятся: 1) на фермы с **параллельными поясами** (фиг. 6, 7, 8) и на фермы с **криволинейными поясами** (фиг. 9, 10, 11 и др.).

Стержни криволинейных поясов в подавляющем большинстве ферм прямые, а не кривые (при изучении расчетов ферм мы узнаем,

что это имеет существенное значение для величин напряжения в стержнях пояса). Кривые пояса таким образом в большинстве случаев фактически имеют очертания многоугольников, так как узлы, как сказано, соединяются прямыми стержнями. Нижеуказанные типы криволинейных ферм центрами узлов вписываются



Фиг. 4.

в определенные кривые, от которых фермы и получают свое название. Фермы устраиваются или с одним криволинейным поясом (а другой прямой) или с обоими криволинейными поясами.

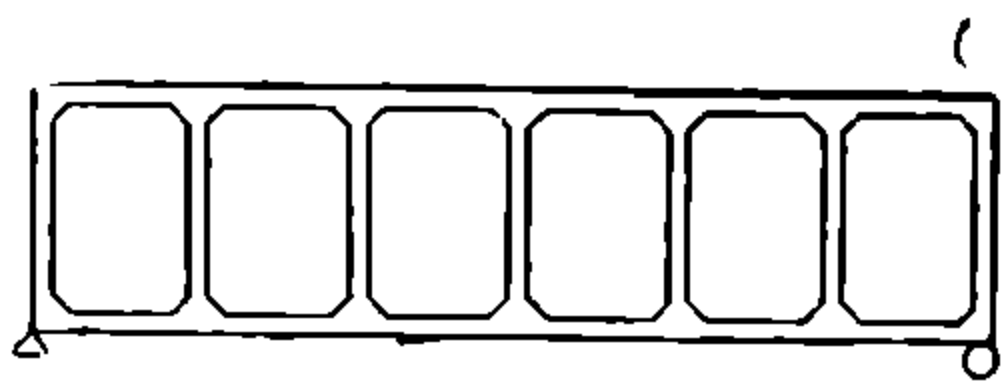
По характеру кривизны поясов различают:

1) параболические фермы, когда один или оба пояса вписываются узлами в очертания параболы (фиг. 9);

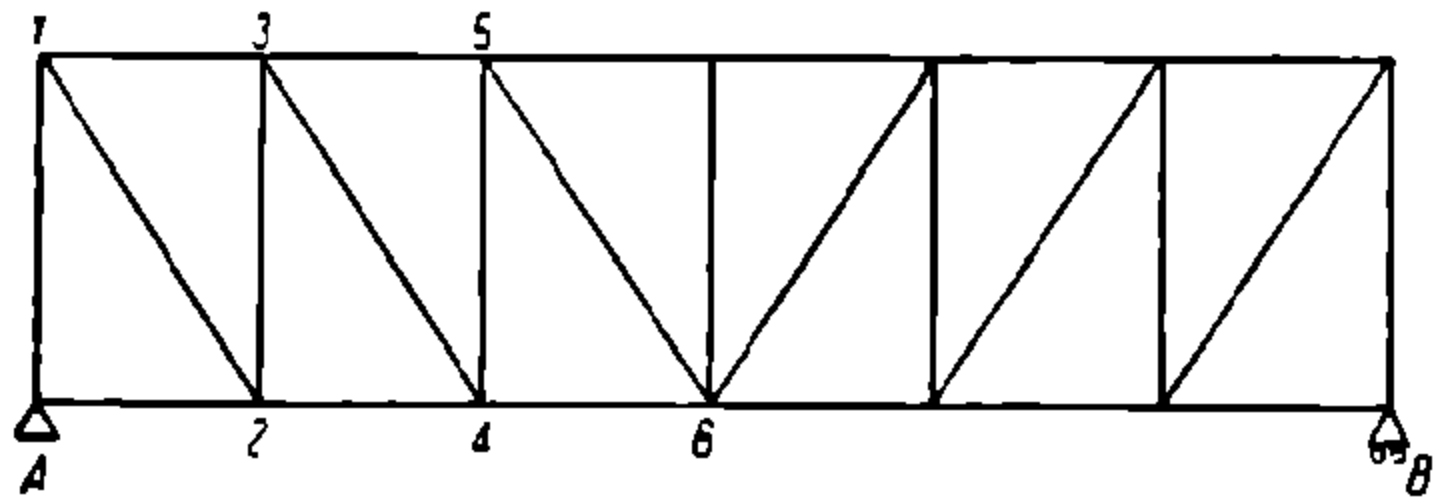
2) полупараболические фермы получаются из простых параболических ферм, если срезать концы последних. На фиг. 10 показана полупараболическая ферма с нижним прямым поясом, а на фиг. 11 показана такая же ферма с верхним прямым поясом;

3) круговые фермы имеют очертание пояса по дуге круга (фиг. 12), или эллиптические с очертанием по эллипсу и др.;

4) полигональные фермы, в коих криволинейный пояс меняет свое направление не во всех узлах и состоит из отдельных длинных поясных участков (фиг. 13 и 14);



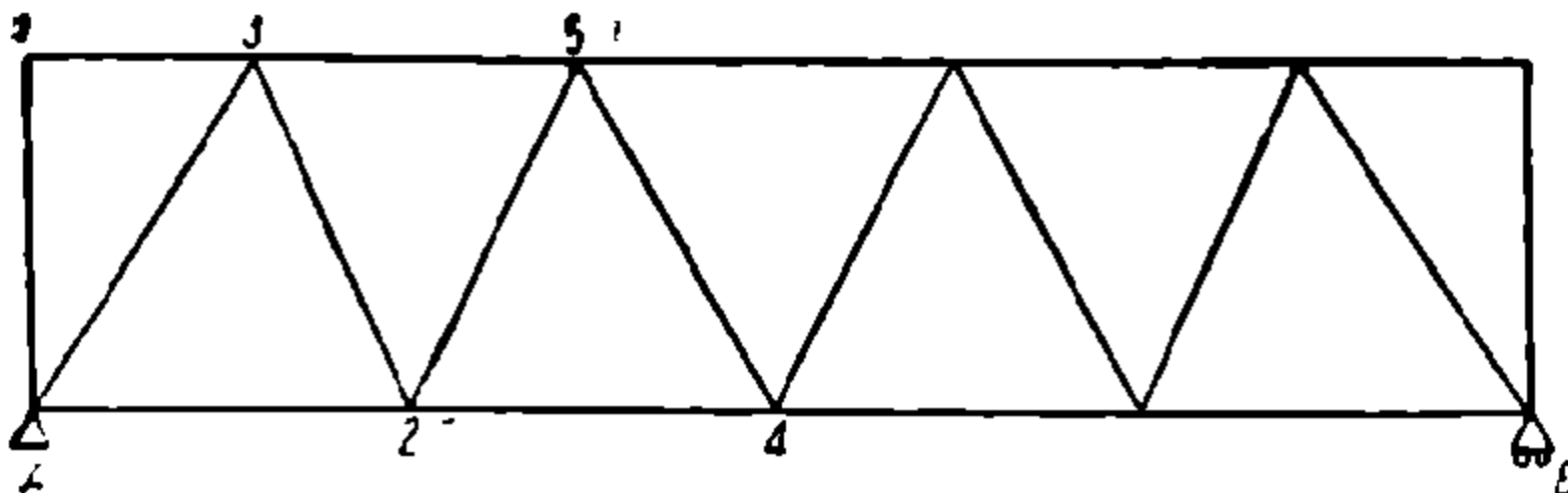
Фиг. 5.



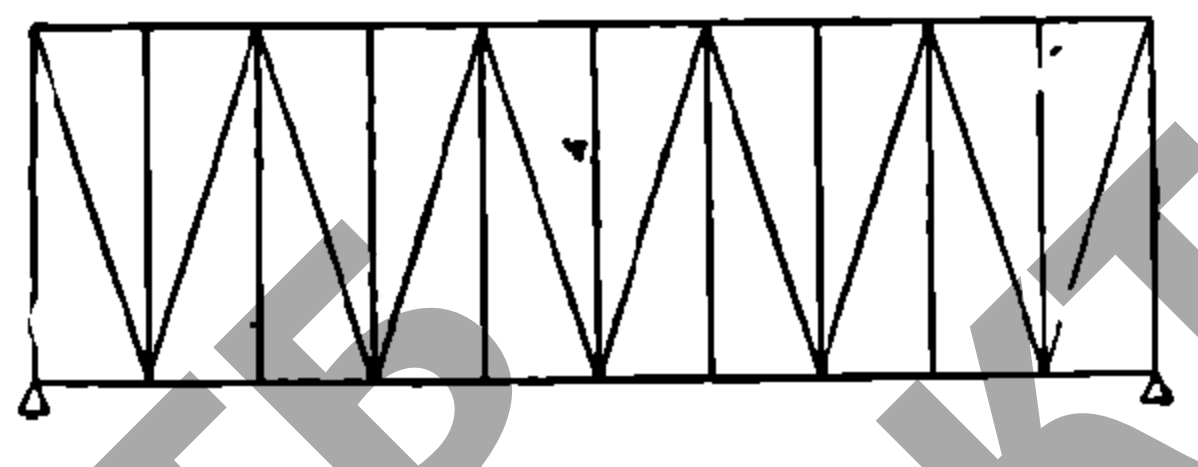
Фиг. 6.

5) трапециoidalные фермы получаются из ферм с параллельными поясами, если скосить концы одного пояса (фиг. 15, 16);

6) треугольные фермы — весьма распространенные, как стропильные фермы. В свою очередь они делятся на несколько видов:



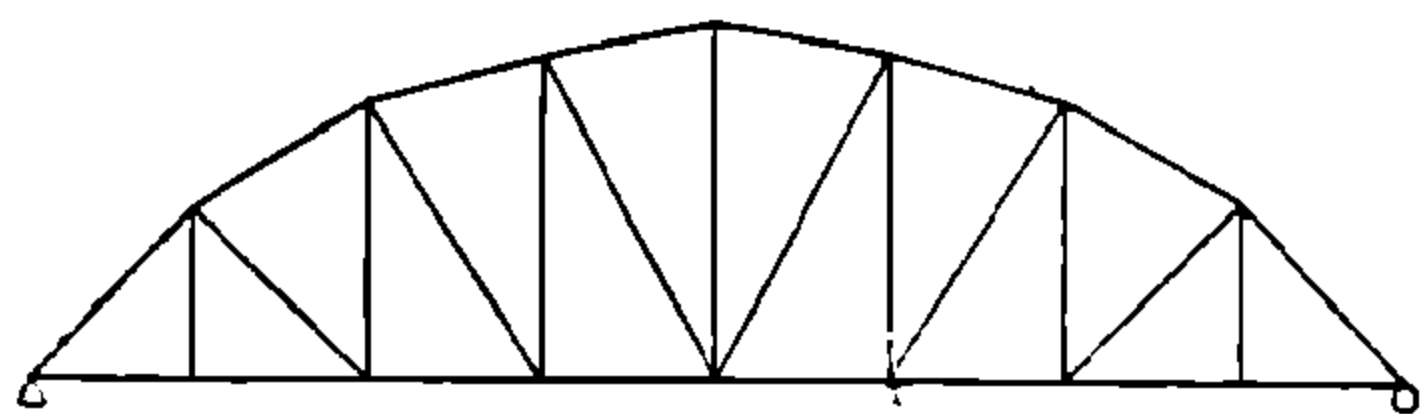
Фиг. 7.



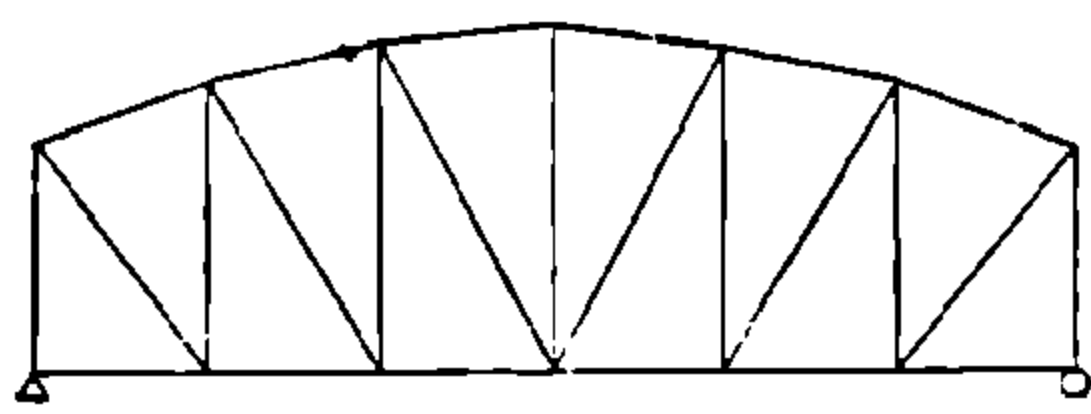
Фиг. 8.

а) шпренгельная ферма (фиг. 17, 18a, b) состоит из балки, подпертой посредине одной или двумя стойками, нижний конец которых поддерживается двумя тяжами, прикрепленными к опорам;

в) подвесная ферма (фиг. 19) состоит из двух подкосов и прямой затяжки, поддерживаемой посредине подвеской. Весьма распространена как деревянная стропильная ферма, где она имеет несколько разновидностей: с одной подвеской (фиг. 20), с двумя или тремя подвесками или бабками (фиг. 21, 22, 23);

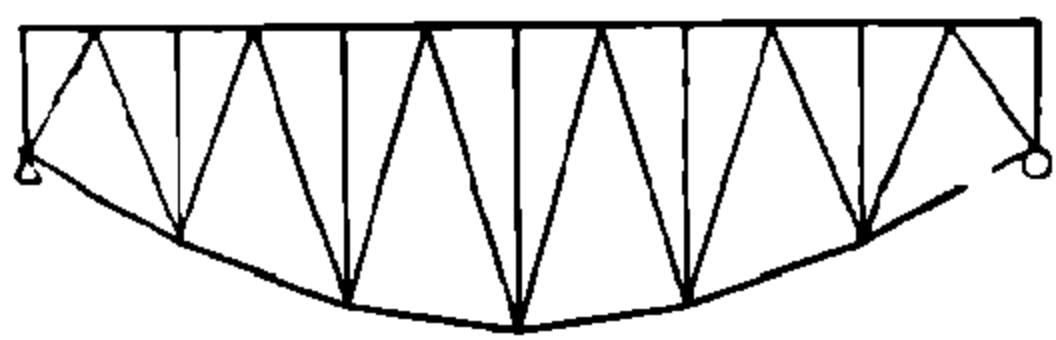


Фиг. 9.

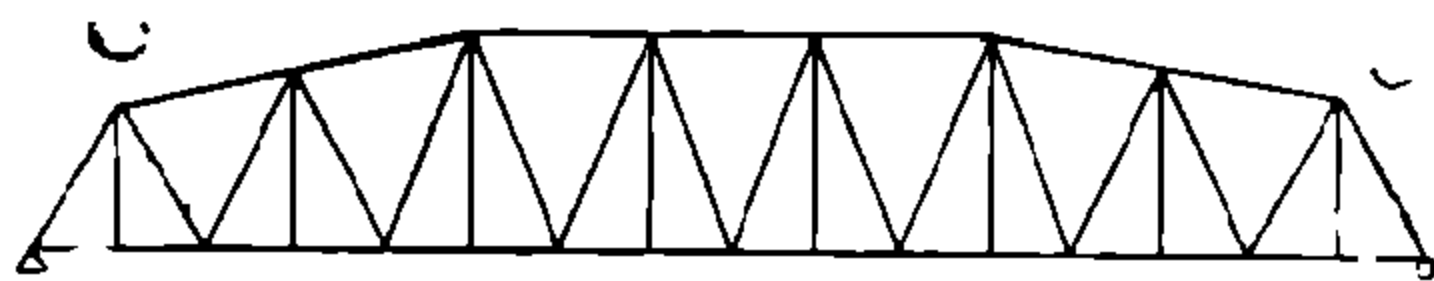


Фиг. 10.

с) собственно стропильные фермы, которые бывают: 1) английская (фиг. 24); 2) американская (фиг. 25). В английской ферме раскосы нисходят к середине, а в американской—восходят к середине. Как видно будет из дальнейшего, это влияет на величину и характер усилий в элементах ферм; 3) бельгийская (фиг. 26), в коей стойки



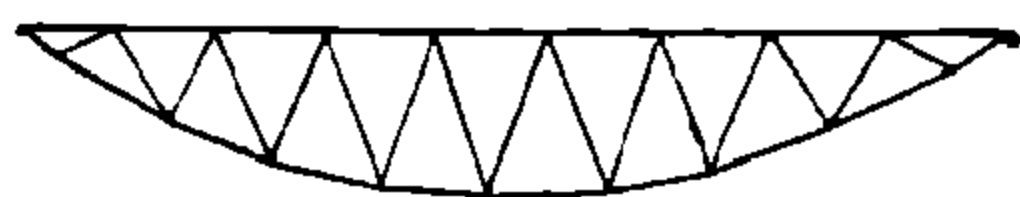
Фиг. 11.



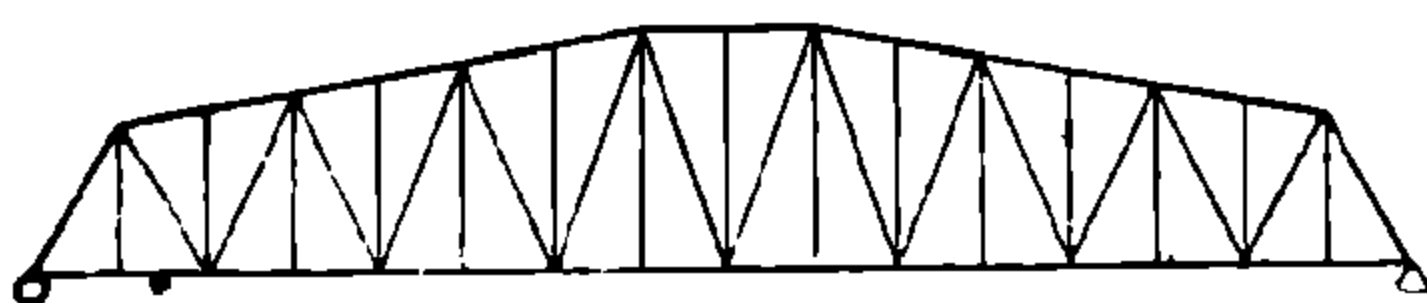
Фиг. 13.

нормальны к скату; 4) фермы „Полонсо“ (на фиг. 27 показана простая „Полонсо“, а на фиг. 28, 29 показаны сложные „Полонсо“);

7) фермы с обоими криволинейными поясами бывают двух типов:

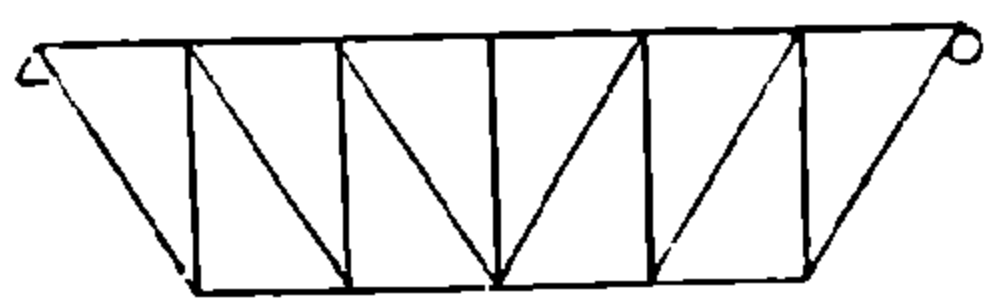


Фиг. 12.

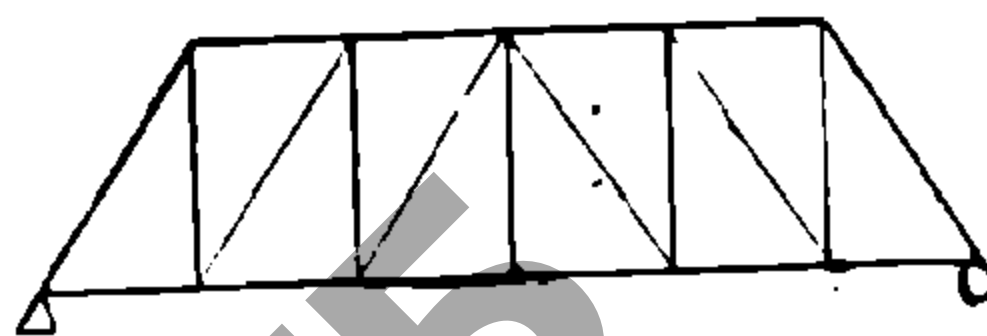


Фиг. 14.

а) рыбообразные (фиг. 30), в коих кривизна поясов обращена в разные стороны; очертание поясов может быть любое: параболическое, эллиптическое и др.;



Фиг. 15.



Фиг. 16.

б) серповидные (фиг. 31), когда оба пояса обращены выпуклостью вверх и очерчены чаще всего по параболам различного параметра. Применяются главным образом для перекрытий заводских зданий, хотя есть и мосты с серповидными фермами;

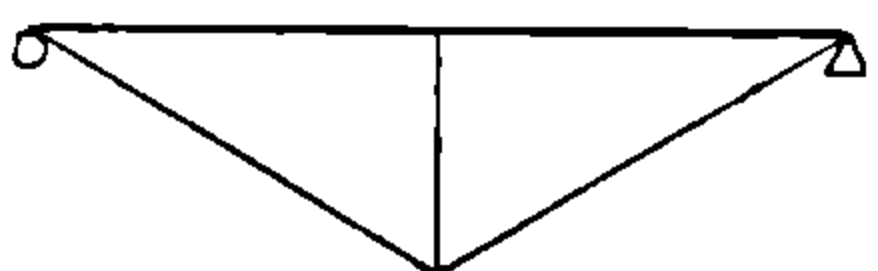
8) разные типы ферм, преимущественно приспособленные для заводских условий:

- а) для вентиляции и освещения (фиг. 32, 33 а, б);
- б) фермы со скатами в одну сторону (фиг. 34 и др.).

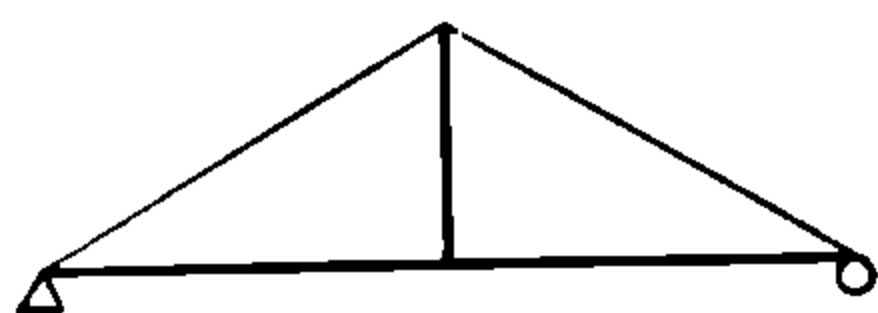
### § 3. Деление ферм по устройству решетки

По устройству решетки различаются:

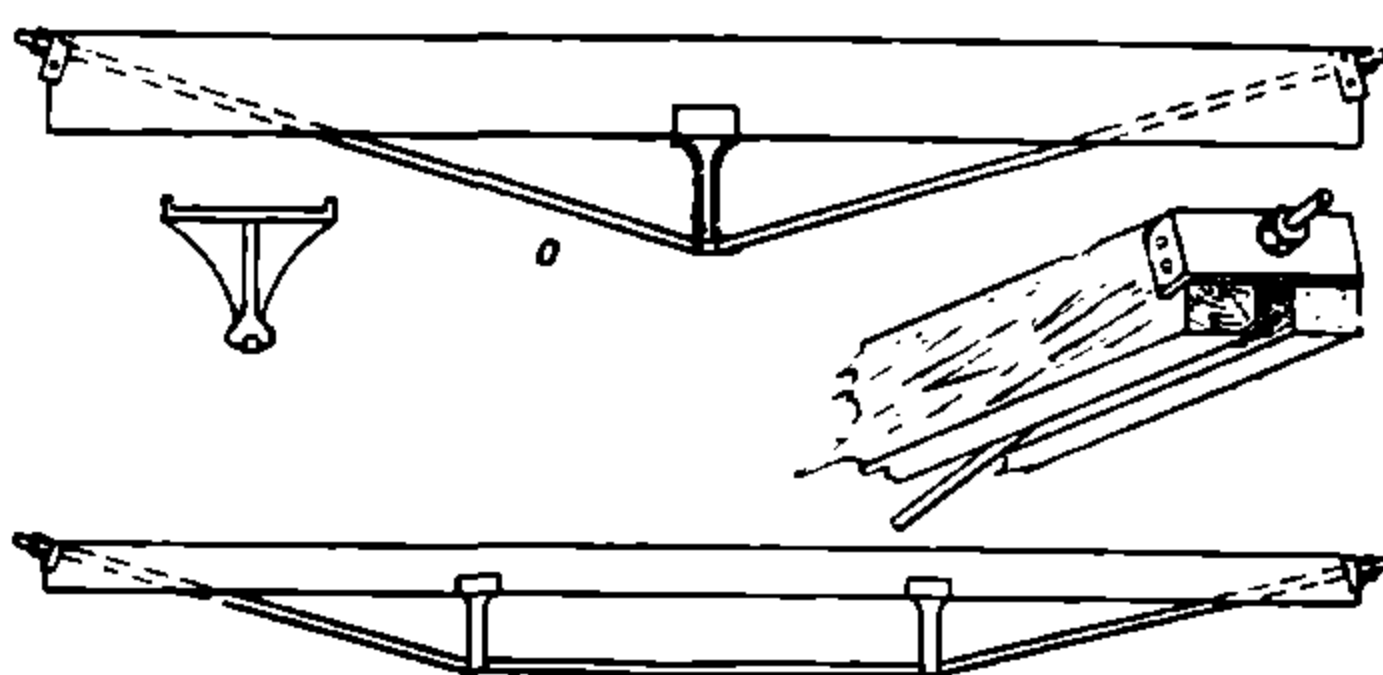
а) Фермы с простой раскосной системой. В этой системе в каждом узле имеется по вертикальной стойке и в каждой панели



Фиг. 17.

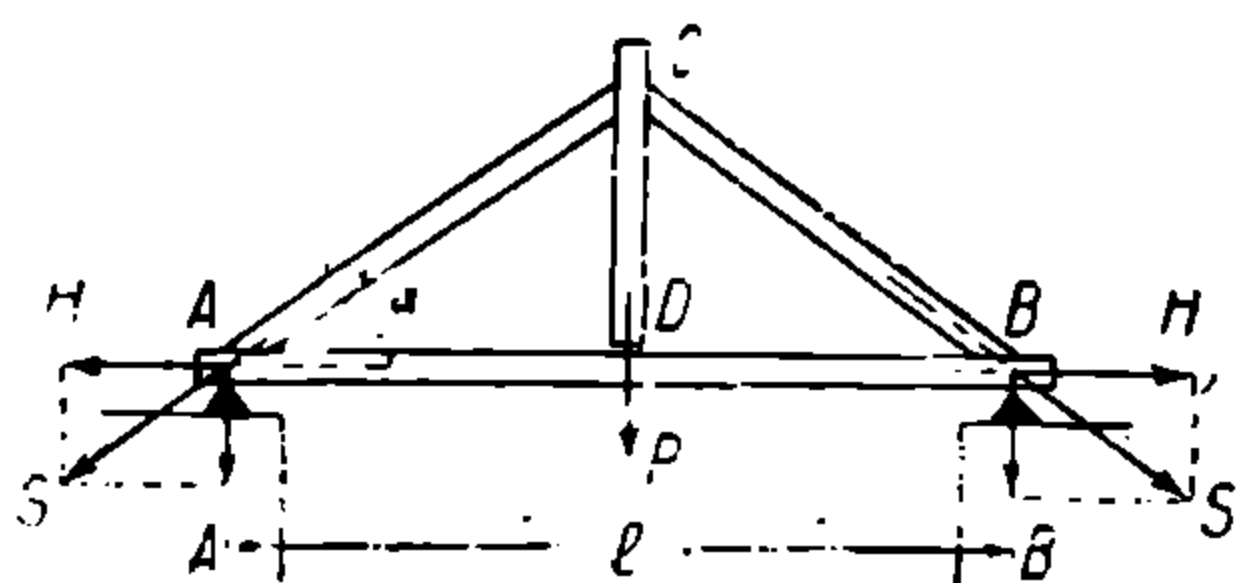


Фиг. 19.

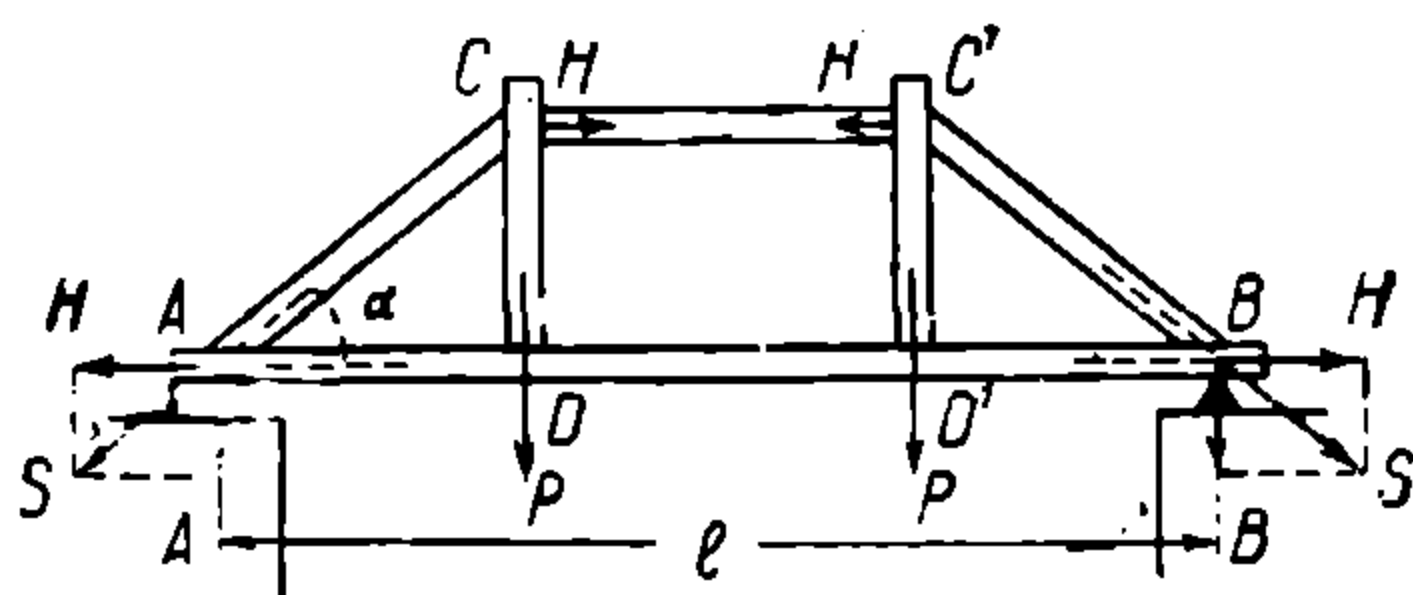


Фиг. 18.

по одному раскосу. Раскосы в железных фермах нисходящие к середине ферм (фиг. 35), а в деревянных фермах — восходящие (фиг. 36). Это вызвано особыми расчетными и конструктивными

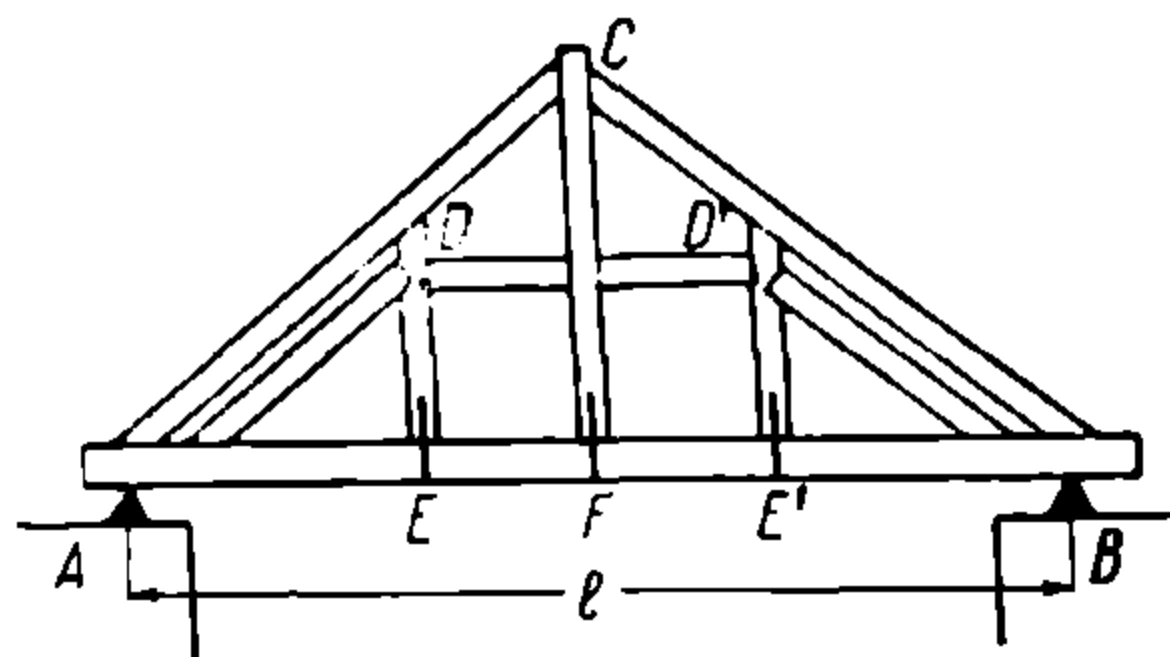


Фиг. 20.

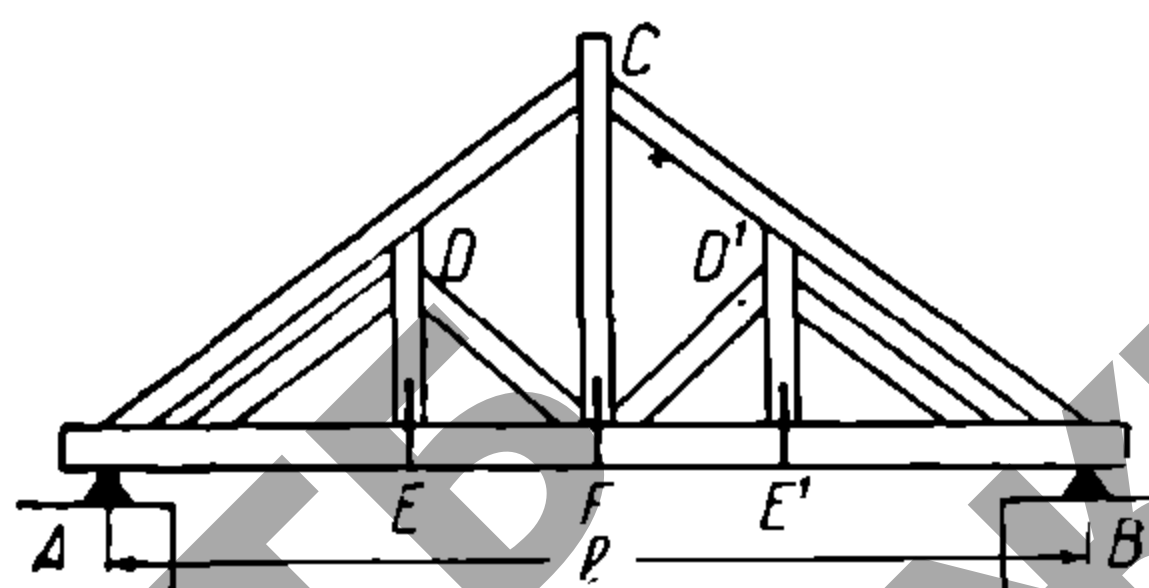


Фиг. 21.

соображениями, о которых речь будет впереди. Предварительно заметим, что жирно начерченные на этих рисунках стержни сжаты,



Фиг. 22.

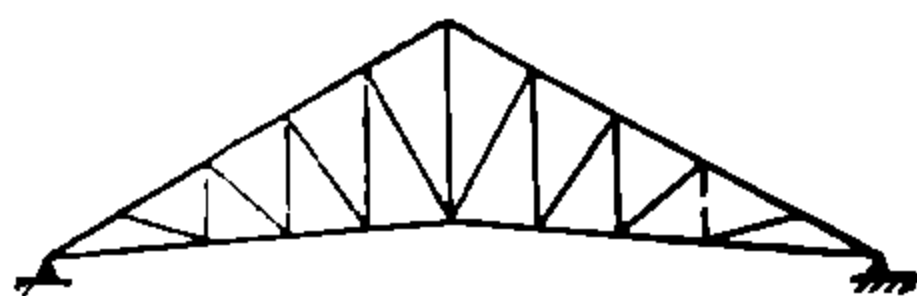


Фиг. 23.

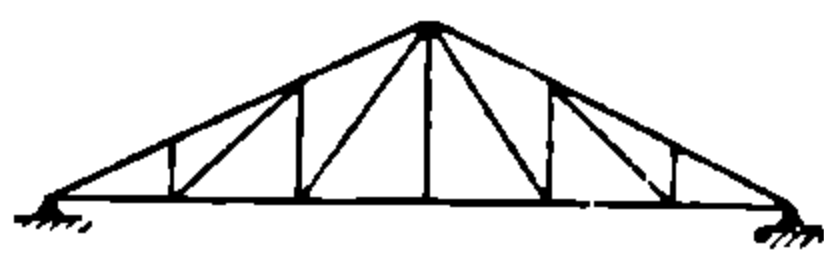
а тонкие стержни растянуты. Независимо от системы раскосов, последние в каждой половине фермы наклонены в одну сторону и ферма имеет вполне симметричный вид.

б) Фермы с простой треугольной или решетчатой системой (фиг. 7), в коих раскосы наклонены попеременно то в ту, то в другую сторону. Они могут работать без посредства стоек, которые иногда и отсутствуют.

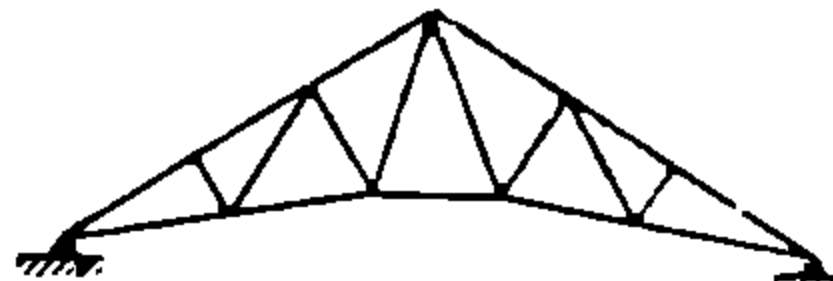
Если стойки и устраиваются, то они имеют второстепенное значение, служа лишь для уменьшения длины панели (т. е. расстояния



Фиг. 24. Английский тип стропильной фермы.

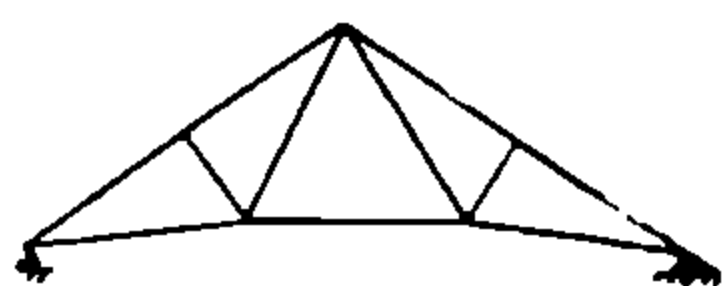


Фиг. 25. Американский тип стропильной фермы.

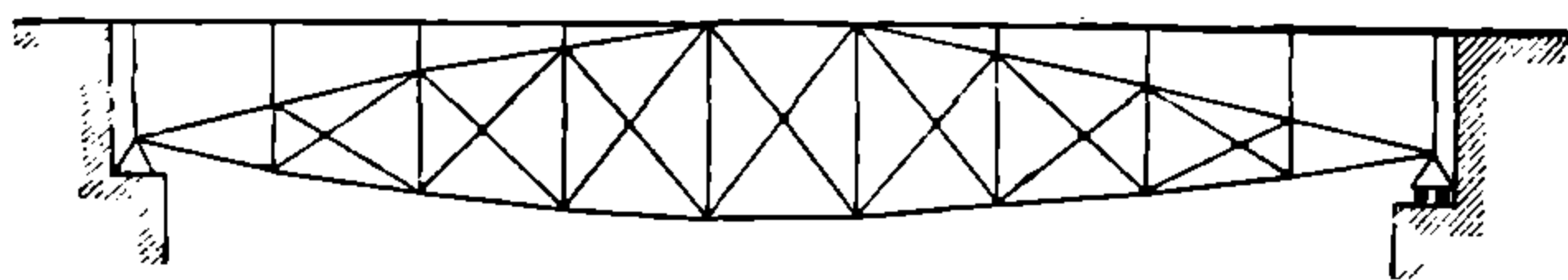


Фиг. 26. Бельгийский тип стропильной фермы.

между узлами нижнего пояса), или для уменьшения длины верхнего пояса (который, как узнаем дальше, работает на сжатие и потому находится в худших условиях), или же для прикрепления поперечных балок и связей;

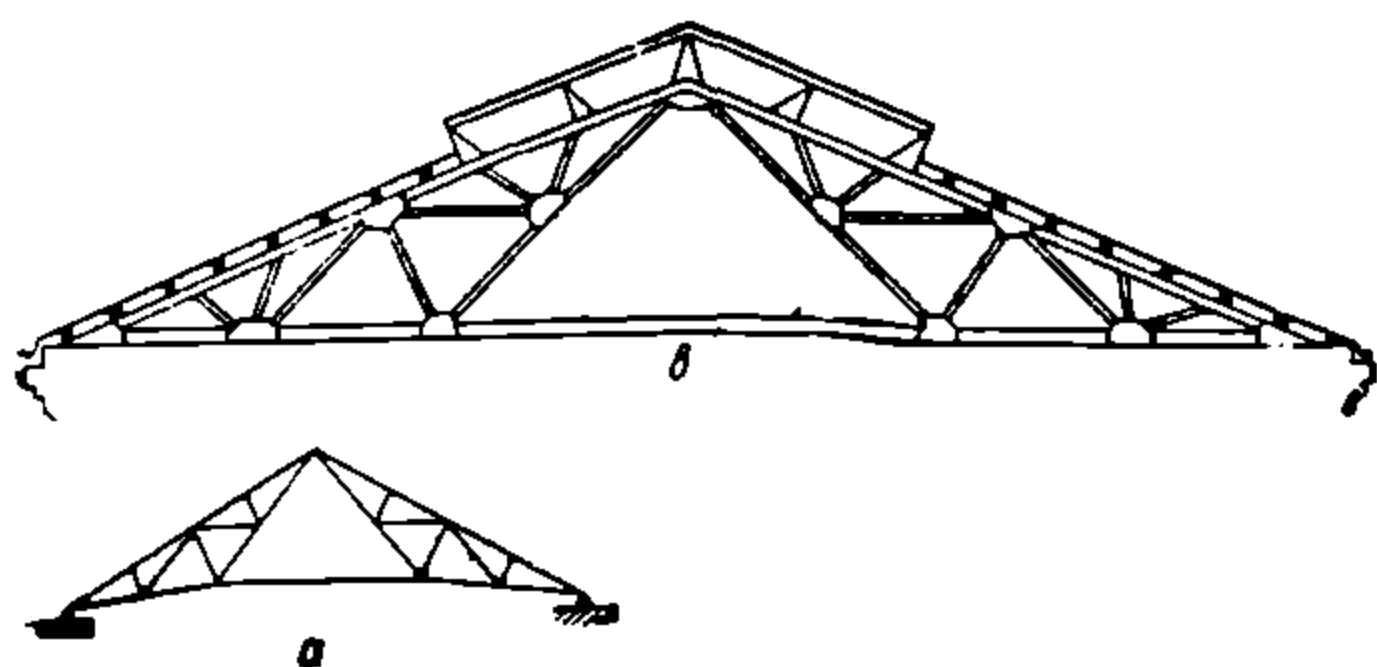


Фиг. 27. Простая ферма „Полонсо“.

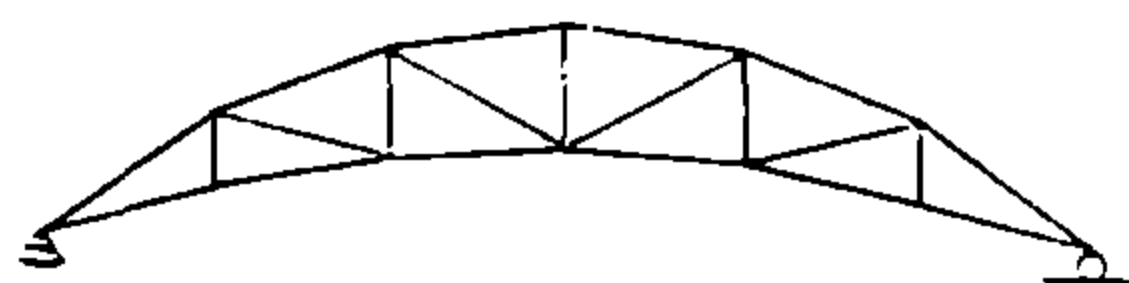


Фиг. 30.

с) Ферма с составной системой решетки состоит из простой основной системы (треугольной или раскосной) и ряда дополнительных шпренгелей, служащих для подразделения больших панелей основной системы



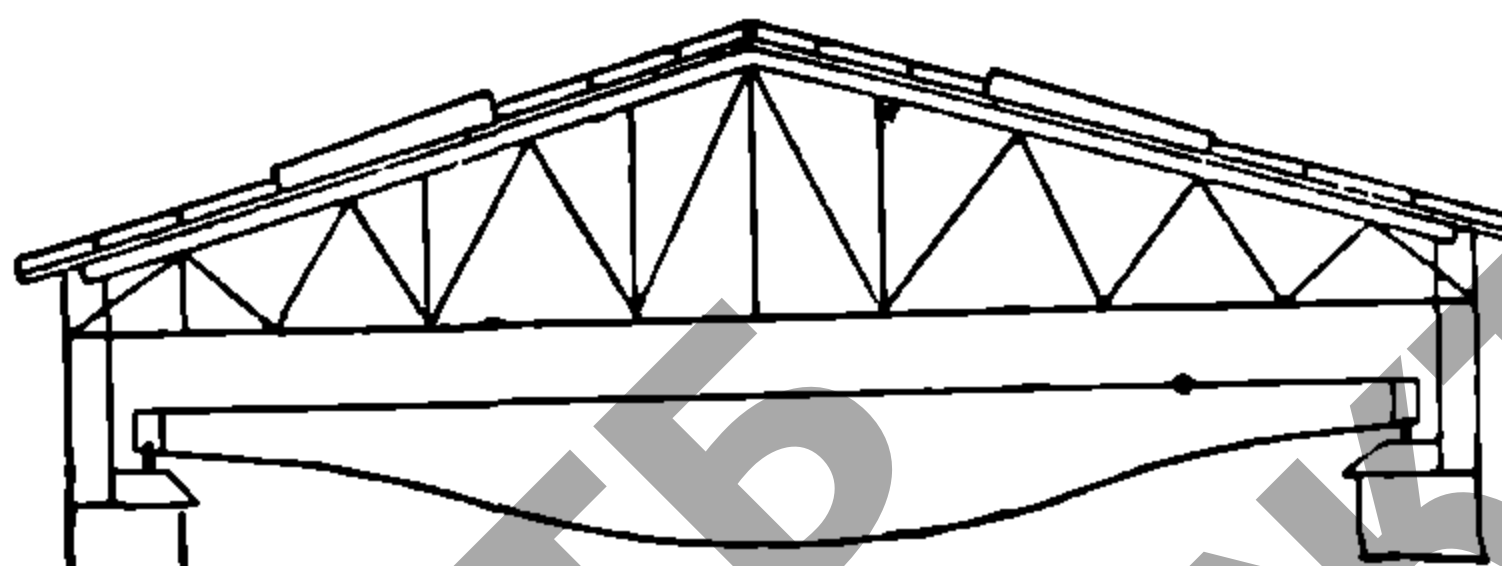
Фиг. 28—29. Сложная ферма Полонсо.



Фиг. 31.

на две (или более) малых панелей (фиг. 37a). Для расчета их такие составные фермы разлагают на основную ферму и на дополнительные шпренгели (фиг. 37a, b, c).

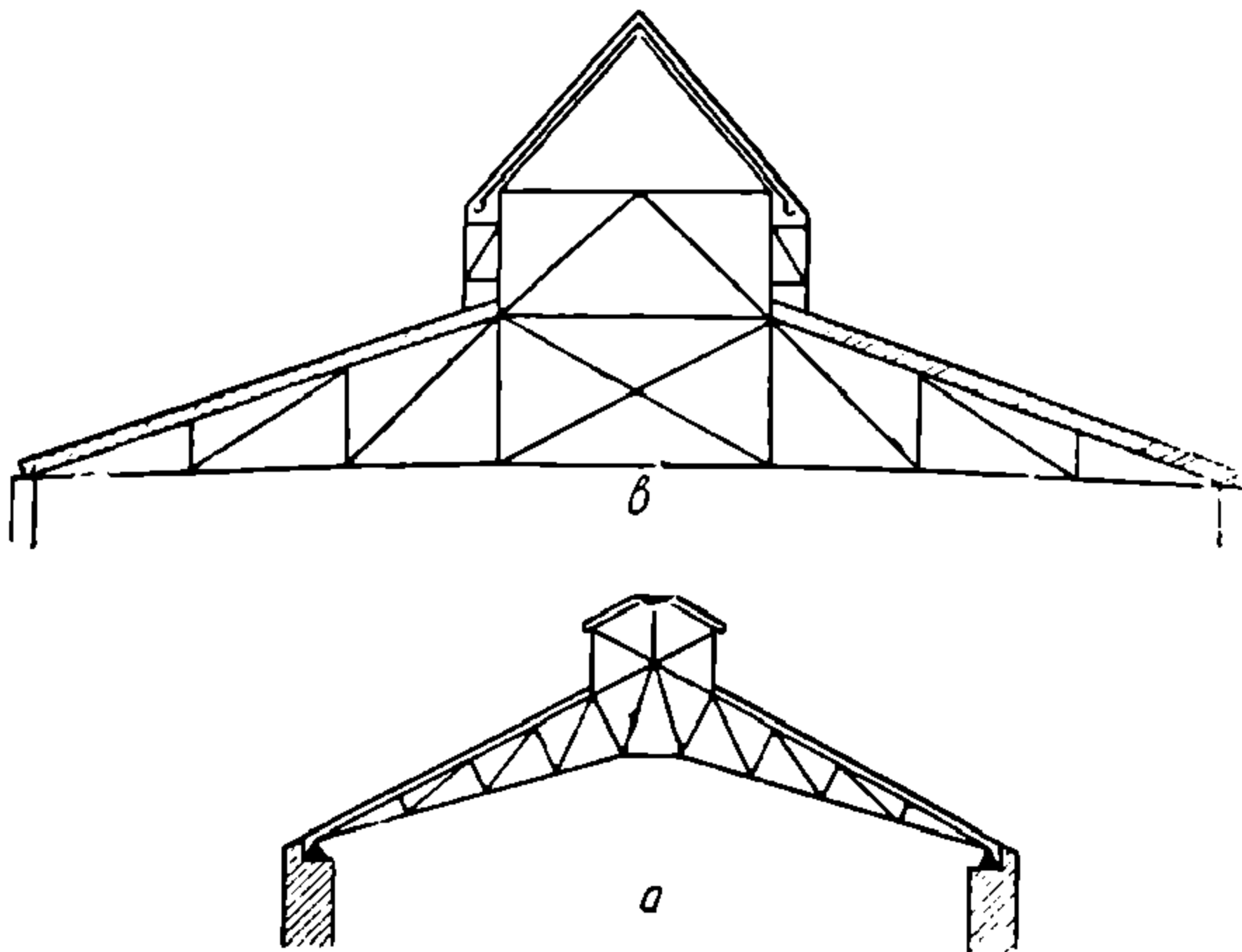
Фермы со сложными системами решетки. К таким относятся упомянутые выше статически неопределимые двухрешетчатые и многорешетчатые фермы. Характерным признаком сложной системы решетки является возможность разложения ее на простые системы. На фиг. 2, 3 и 4 показаны примеры разложения сложных ферм на простые системы. В дальнейшем на фиг. 116, 119, 125, 126, 128 и др. приведены некоторые типы сложных ферм.



Фиг. 32.



В заключение укажем на некоторую принятую терминологию: расстояние между точками опор фермы называется пролетом фермы (мы будем обозначать буквой  $l$ ), горизонтальное расстояние между узлами фермы называют панелью (мы будем обозначать буквой  $d$ ), высота фермы обычно считается посередине пролета (мы ее



Фиг. 33.

будем обозначать буквою  $h$  или  $H$ ); она для балочных стропильных ферм равна от  $\frac{1}{2}$  до  $\frac{1}{5}$  пролета в зависимости от конструкции кровли. Для мостовой балочной фермы высота ее делается от  $\frac{1}{6}$  до  $\frac{1}{10}$  пролета.

#### § 4. Деление ферм по количеству опор

Различают фермы:  
а) разрезные, покрывающие только один пролет. Если зда-

ние или сооружение многопролетное, то в этом случае каждый пролет перекрывается отдельными различными фермами;

б) неразрезные, которые перекрывают два или больше пролетов, не прерываясь по своей длине;

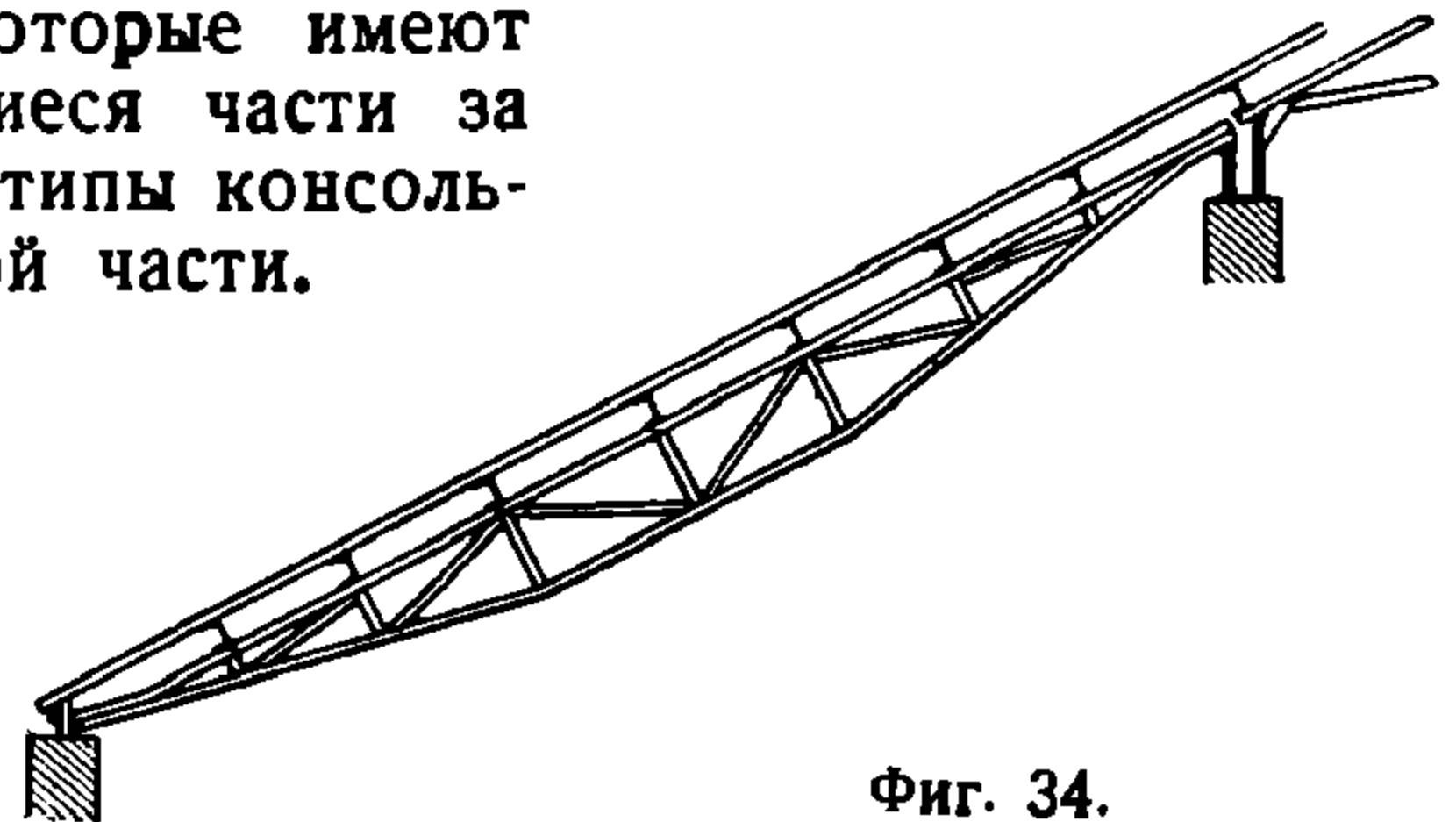
в) консольные фермы, которые имеют одну или две свешивающиеся части за опоры. На фиг. 38 показаны типы консольных ферм без междуопорной части.

На фиг. 39 показана одноконсольная ферма на двух опорах.

На фиг. 40 и 41 показаны двухконсольные фермы на двух опорах.

Часто консольные фермы имеют подвесные части, которые поддерживаются консолями. На фиг. 42 и 43 показаны типы консольных ферм с такими подвесными концами.

Чаще всего применяются разрезные фермы.



Фиг. 34.

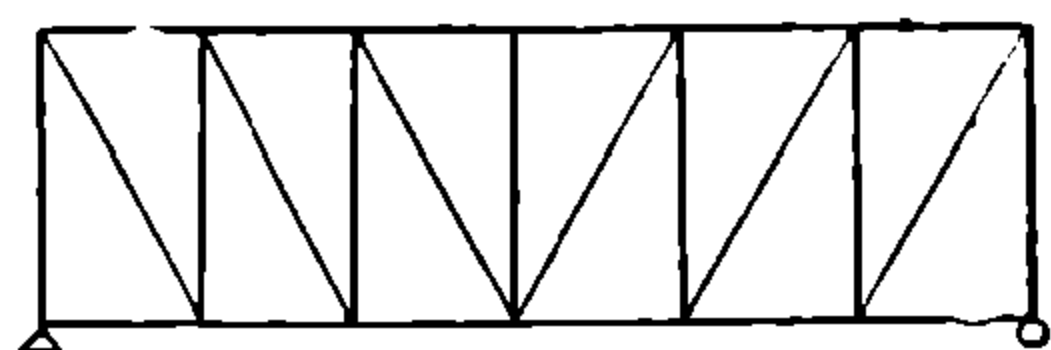
#### § 5. Деление ферм по направлению опорных реакций

При действии вертикальных нагрузок на ферму опорные реакции в фермах имеют направления:

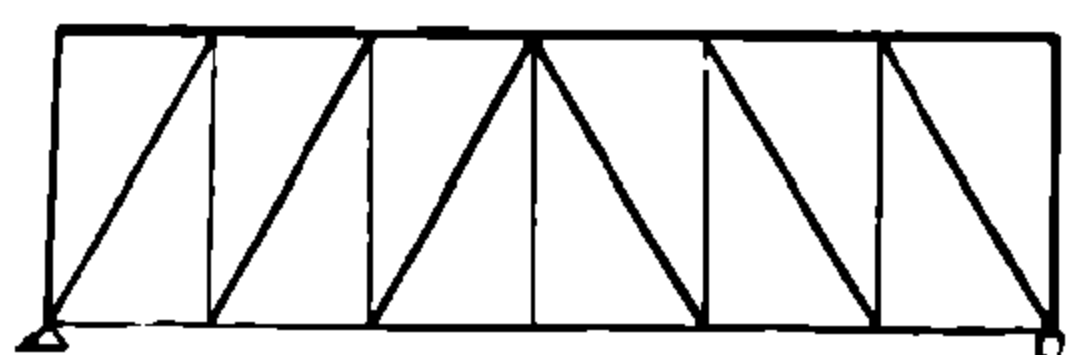
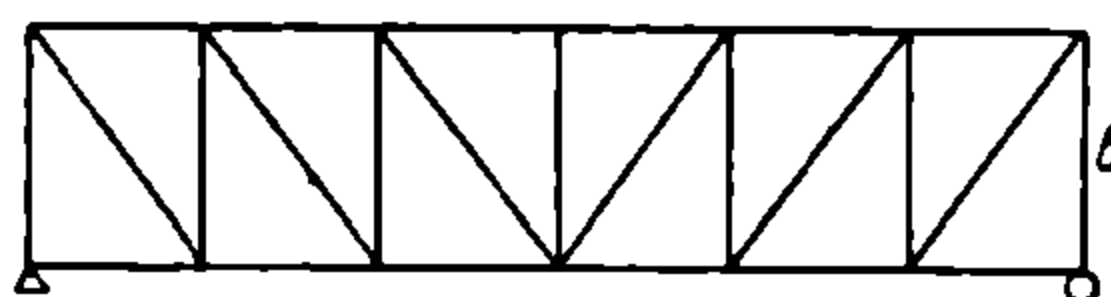
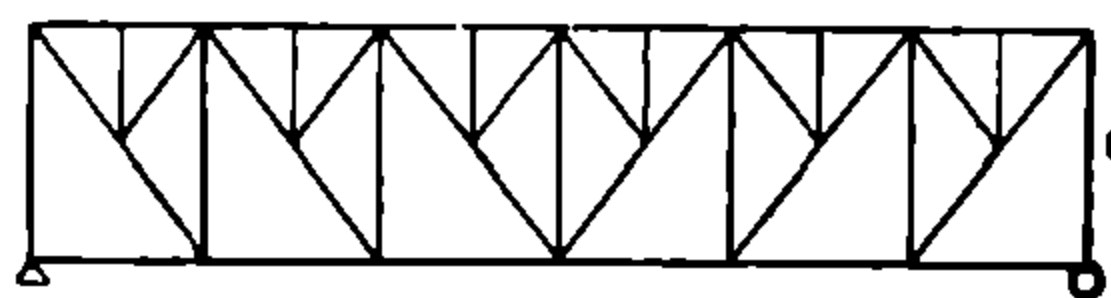
а) вертикальное—в этом случае фермы носят название балочных (фиг. 44, 45 и 46);

б) наклонное направление реакций опор—в этом случае различаются фермы арочные (фиг. 47, 48) или висячие (фиг. 49).

Наклонные реакции опор могут быть разложены на составляющие: вертикальную и горизонтальную. Горизонтальная составляющая реакции опор называется распором; на фиг. 47, 48 и 49 обозначена буквой *H*.



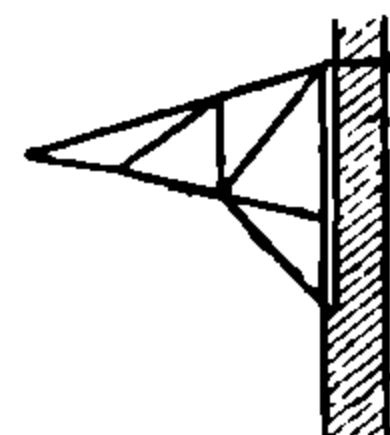
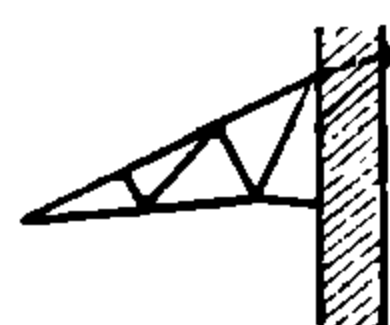
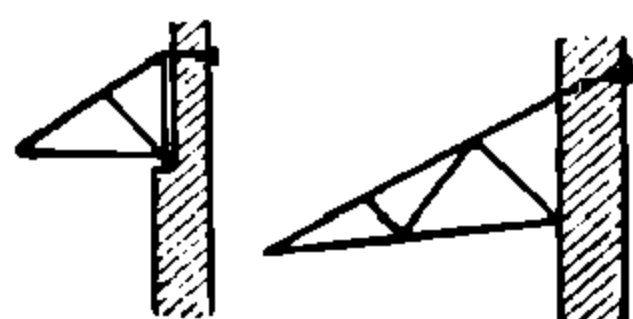
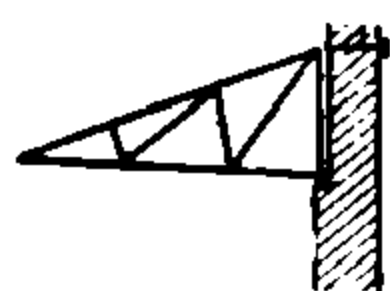
Фиг. 35.



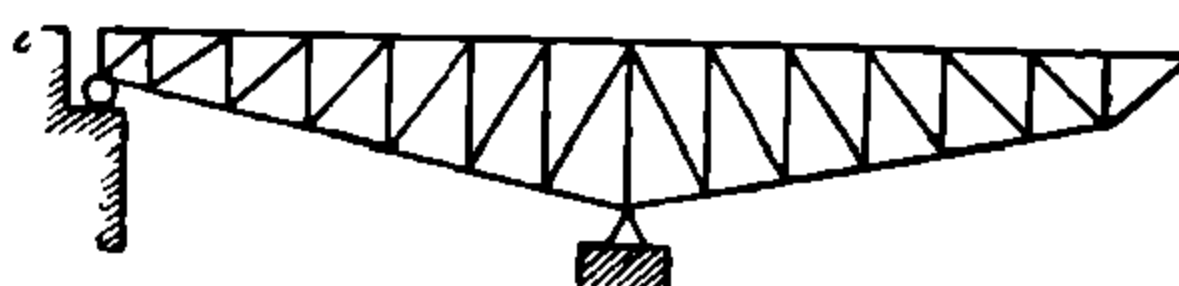
Фиг. 36.

Фиг. 37.

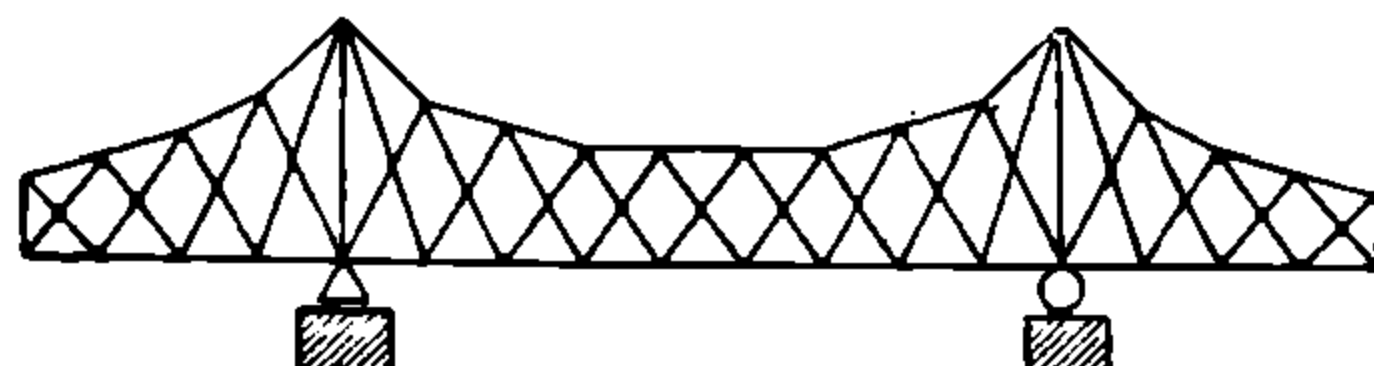
В балочной ферме обычно одна опора неподвижная, а другая опора подвижная, могущая перемещаться по горизонтальному направлению (фиг. 44, 45, 46), когда под влиянием нагрузок и изменений температуры ферма деформируется и меняет свою длину. В арочных



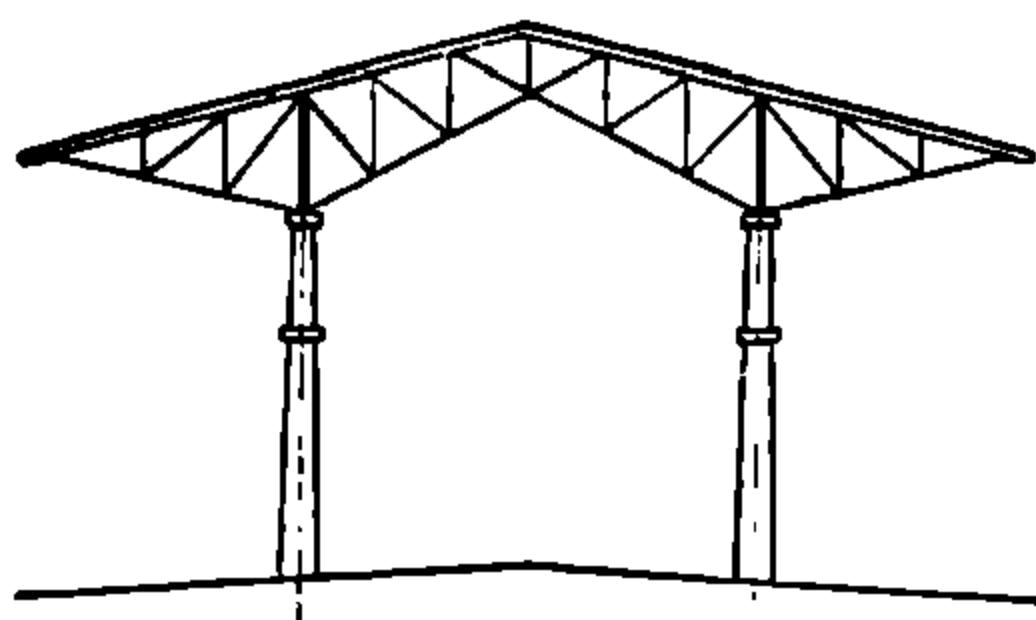
Фиг. 38.



Фиг. 39.



Фиг. 40.

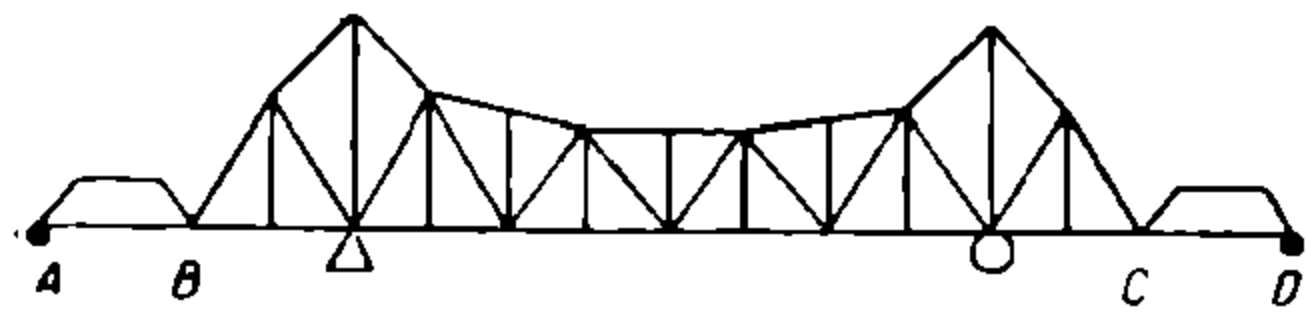


Фиг. 41.

и висячих фермах обе опоры обычно имеют шарниры, но горизонтально неподвижные, потому в них и являются горизонтальные силы, т. е. распор (фиг. 47, 48).

В арочных фермах иногда одна опора делается подвижной, но по наклонной плоскости (фиг. 48).

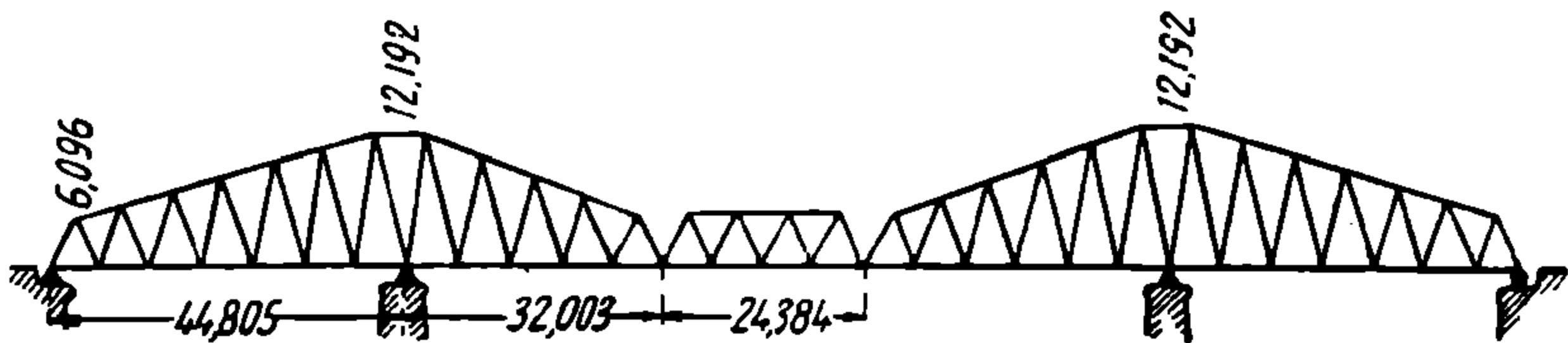
Надо твердо уяснить себе, что приведенное разделение ферм на балочные и арочные обусловлено исключительно направлением опорных реакций, но ни в коем случае не очертанием ферм. Часто ферма по виду похожа на арочную, но она имеет подвижную опору, а отсюда и вертикальные реакции опор и отсутствие распора. Такая ферма есть балочная, как на фиг. 31 и 50.



Фиг. 42.

Встречаются фермы, представляющие комбинации двух ферм вышеприведенных типов. Так, например, на фиг. 51 показана комбинация висячей фермы с балочной.

На фиг. 52 показана ферма, по виду похожая на арочную, по устройству опор — на балочную (одна опора подвижная) и снабжен-



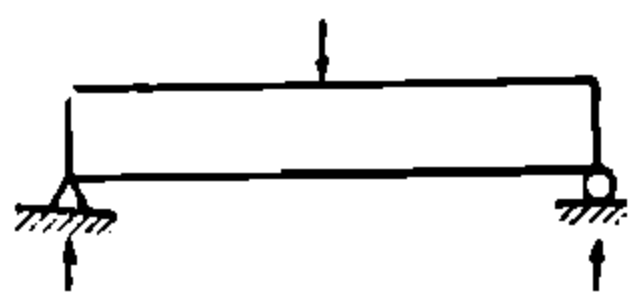
Фиг. 43.

ная затяжкой. Последняя фактически препятствует перемещению опор и заменяет собою распор в арочной ферме. А потому приведенный тип фермы (который весьма распространен) относят к категории комбинированных систем под названием арочной фермы с затяжкой.

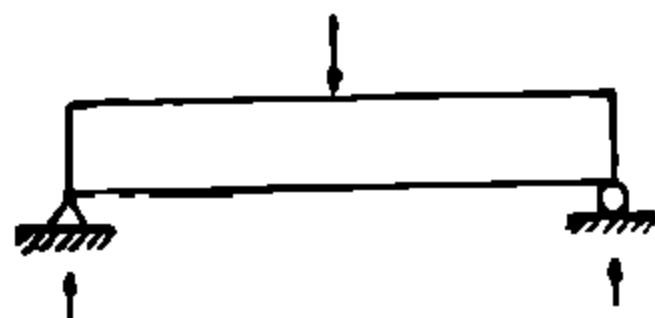
## § 6. Типы опор балочных ферм

Опоры для балочных металлических ферм бывают:

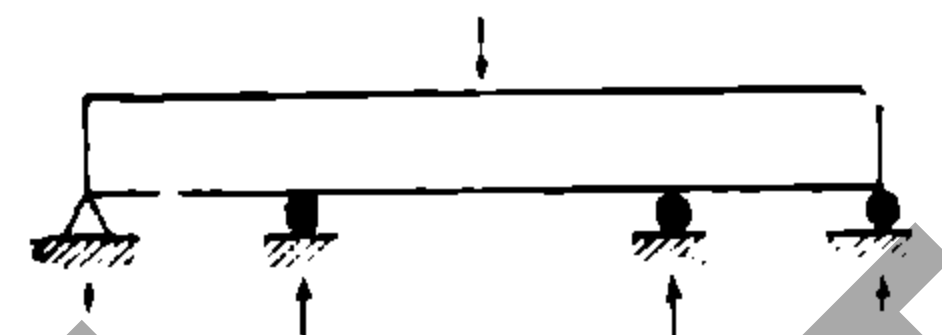
1) Скользящие (фиг. 53а), которые представляют собой подушку, прикрепленную к стене или к подферменному камню. Под эту подушку в целях равномерной передачи давлений на кладку стены или на подферменный камень кладется слой цемента толщиной в 1,0—1,5 см или свинцовый лист толщиной 3—4 мм.



Фиг. 44.



Фиг. 45.

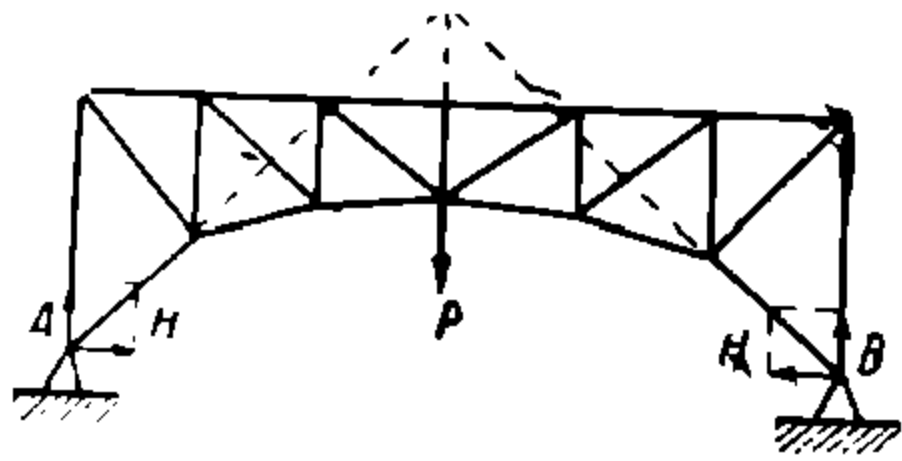


Фиг. 46.

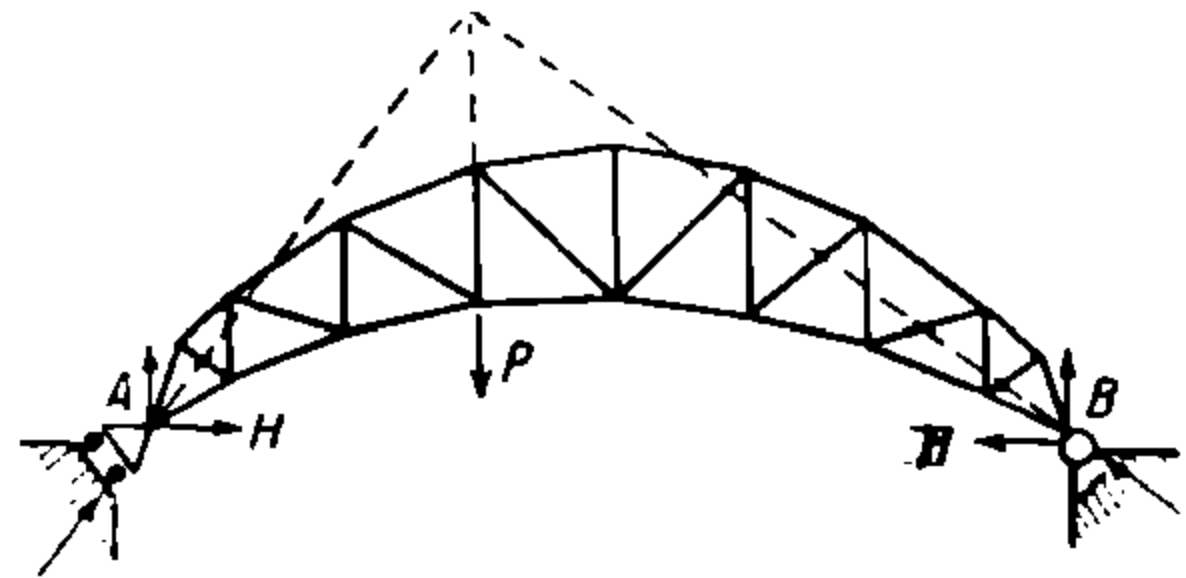
Опора металлической фермы устанавливается на подушку через посредство железного листа, прикрепляемого к опорному узлу фермы.

Если этот опорный железный лист может перемещаться (скользить) по подушке, то опора будет подвижной. Если опорный лист (а значит и опорный узел фермы) не может перемещаться, то опора

будет неподвижной. Неподвижность опоры достигается тем, что опорный лист имеет боковые вырезы, в кои заходят выступы подушки, препятствующие перемещению фермы. На фиг. 53b эти вырезы и выступы обозначены буквой С. Для препятствия боковому сдвигу



Фиг. 47.

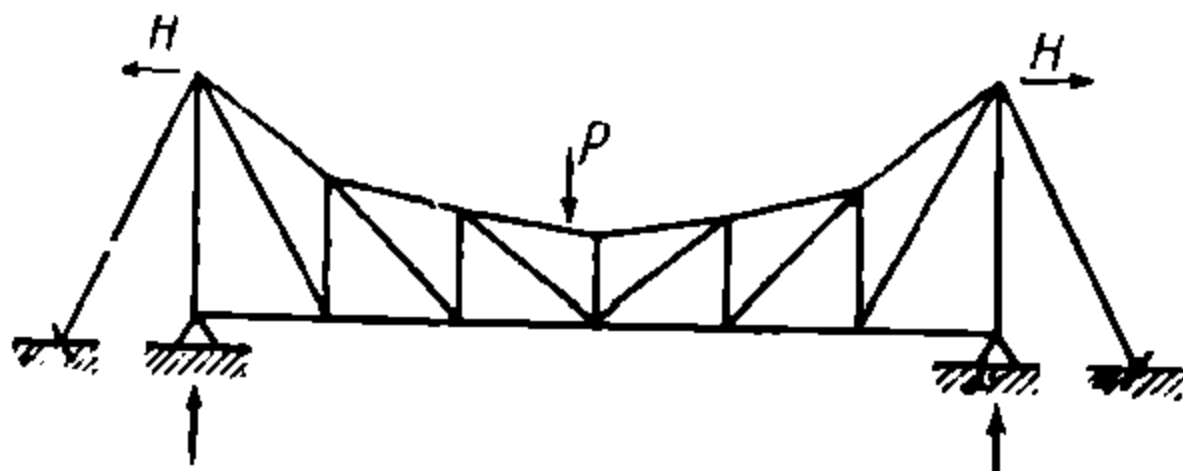


Фиг. 48.

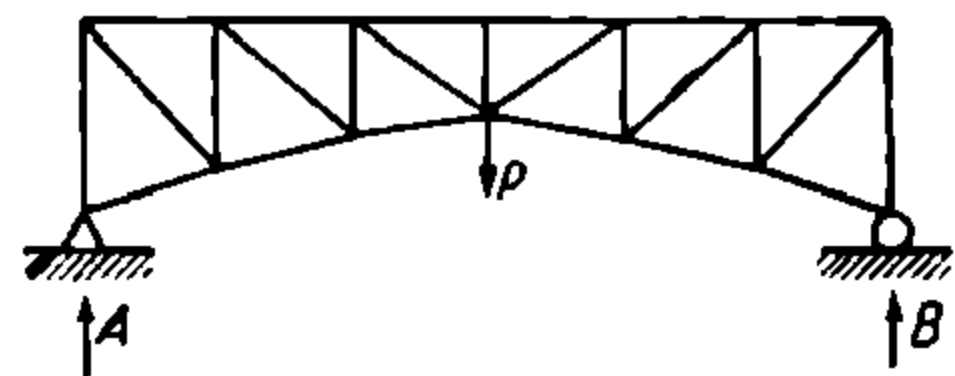
опор фермы опорные подушки снабжены возвышенными продольными краями. На фиг. 53 они обозначены буквой К.

Подушки снизу снабжены крестообразными выступами, коими они прикрепляются к стене или к подферменному камню при помощи анкерных болтов.

Попутно заметим, что в последнее время в опорах железнодорожных мостовых ферм от подферменных камней отказались и их



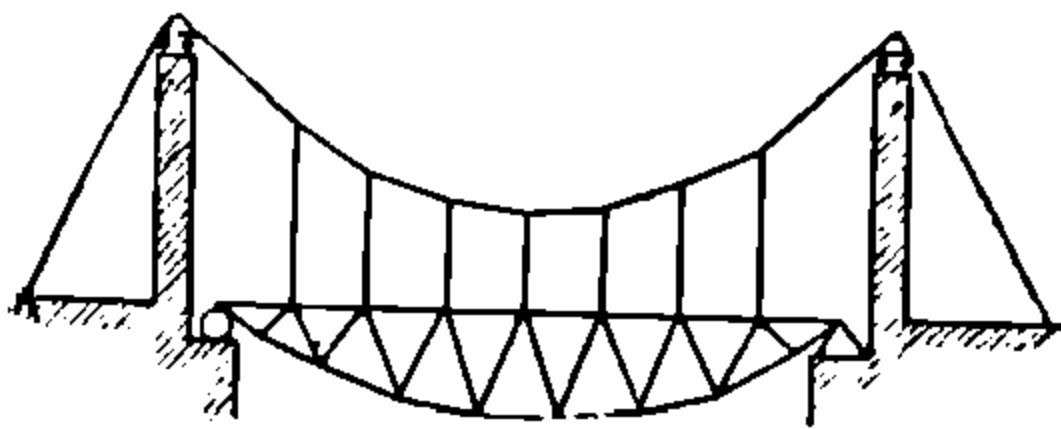
Фиг. 49.



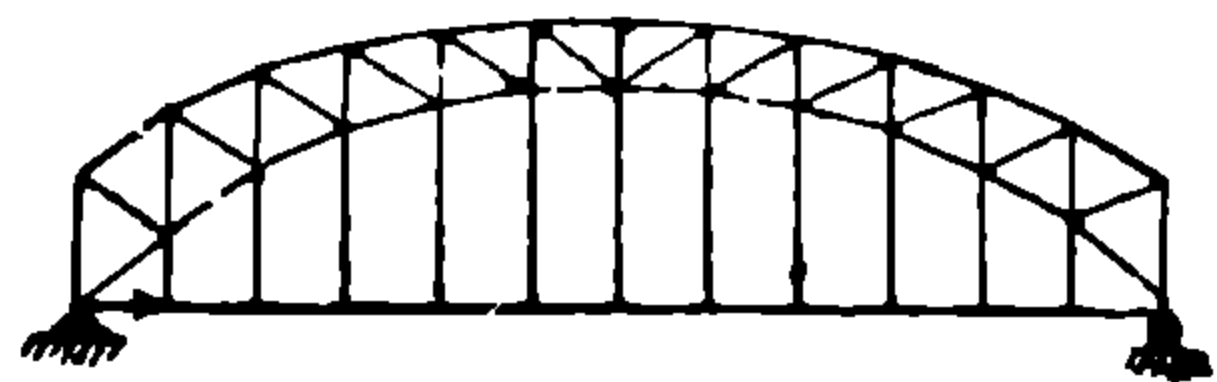
Фиг. 50.

больше не применяют. Опорные части ставят непосредственно на массив, разделив соответствующую площадку для опорных частей.

Недостатки этой опоры: а) невозможность установить точку приложения равнодействующей давлений на опору; б) при прогибе фермы внутренние части опоры испытывают большие давления, чем задние, отсюда неравномерность напряжений в кладке стены; с) вследствие



Фиг. 51.



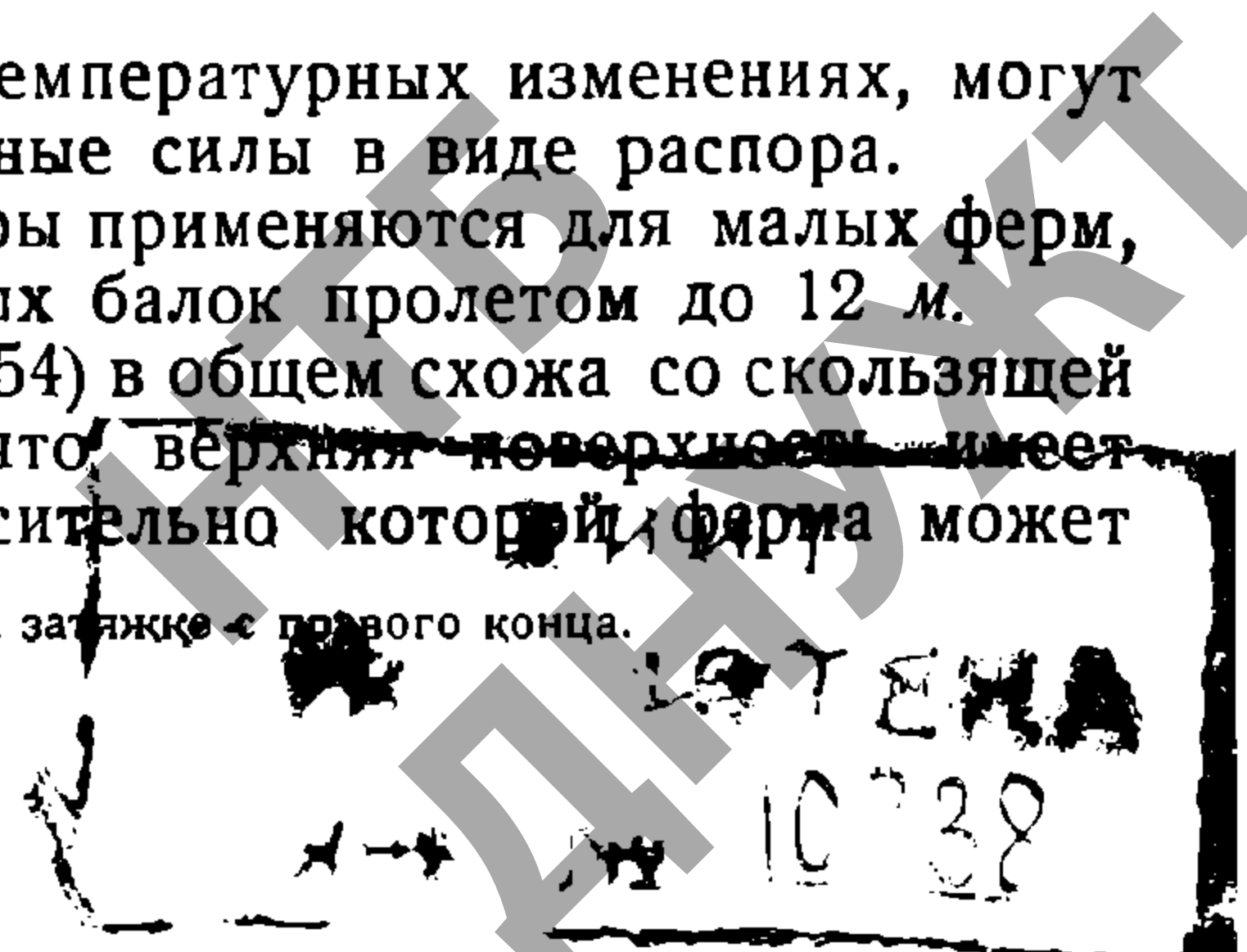
Фиг. 52.<sup>1</sup>

значительной силы трения—при температурных изменениях, могут явиться значительные горизонтальные силы в виде распора.

Ввиду таких недостатков эти опоры применяются для малых ферм, чаще всего для сплошных клепаных балок пролетом до 12 м.

2) Тангенциальная опора (фиг. 54) в общем схожа со скользящей опорой, отличаясь от нее тем, что верхняя поверхность имеет цилиндрическую выпуклость, относительно которой ферма может

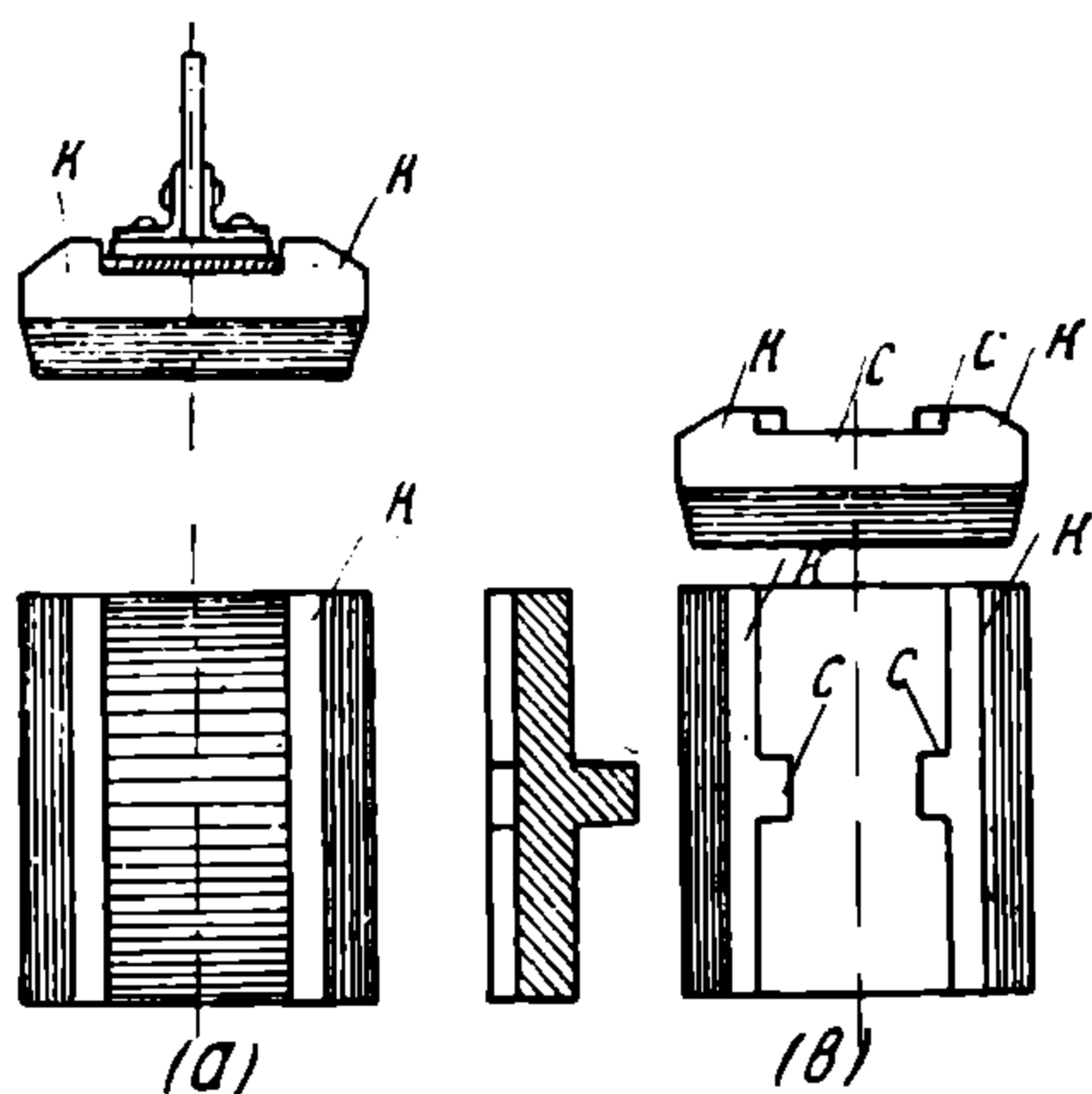
<sup>1</sup> На фиг. 52 ошибочно отсутствует стрелка на заделке с правого конца.



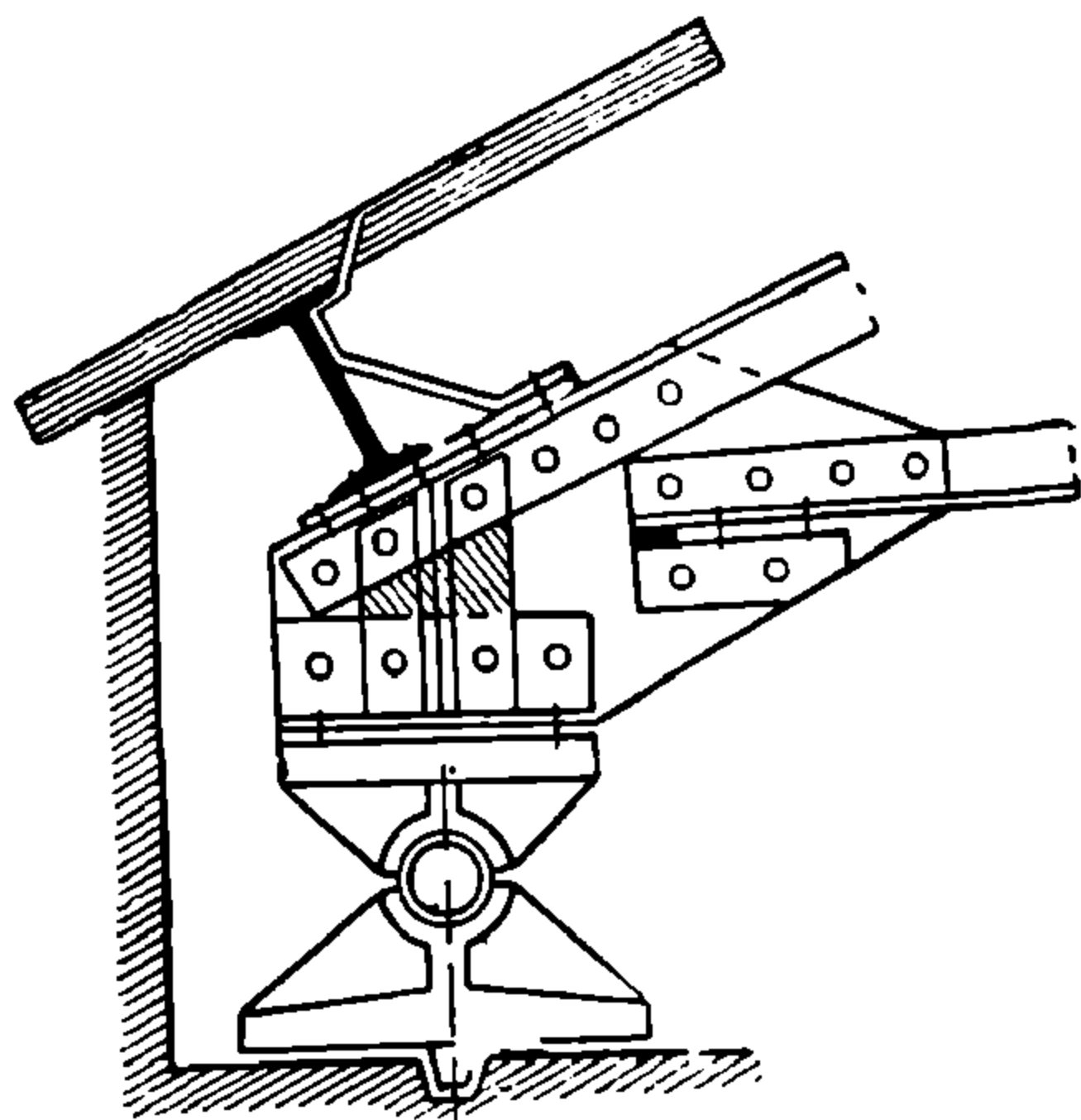
иметь вращательное движение. В этой опоре отсутствует свойственный предыдущей ферме и упомянутый выше в пункте „а“ недостаток, так как возможно установить точку приложения равнодействующей давлений на опору.

Тангенциальные опоры применяются для ферм пролетом 12—20 м.

3) **Балансирные опоры.** На фиг. 55, 56 показаны балансирные опоры, состоящие из двух подушек и одного шарнира (болта),



Фиг. 53.

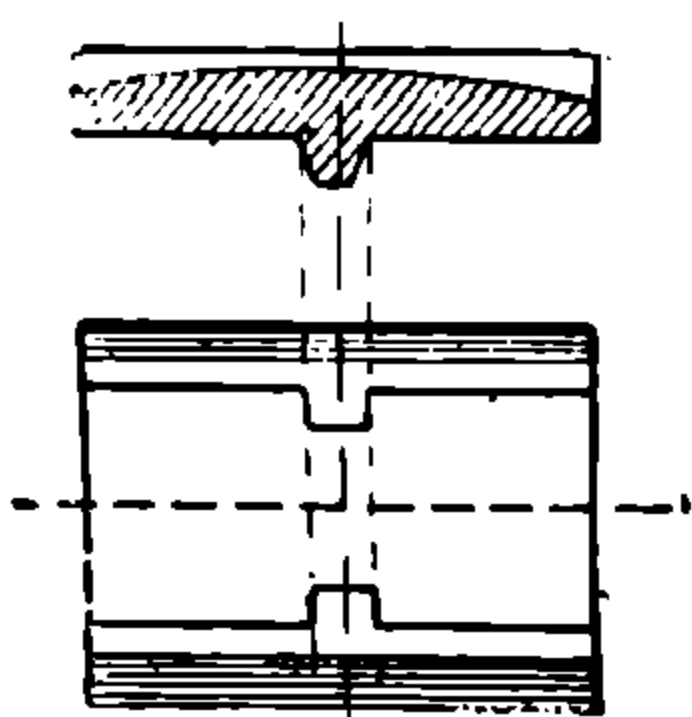


Фиг. 55.

лежащего в гнезде обеих подушек. Давление опорного узла фермы передается нижней подушке через шарнир и не меняет своей точки приложения.

Эта опора позволяет ферме при прогибе делать вращательные движения относительно шарнира и сохраняет неизменной точку приложения равнодействующей давлений на опору через шарнир в центре опоры. В горизонтальном направлении эта опора неподвижна.

Прикрепление нижней подушки к стене или к подферменному камню производится помощью выступов или анкерных болтов.



Фиг. 54.

4) **Опоры на катках.** Распространенный тип показан на фиг. 57. Опора имеет верхнюю и нижнюю подушки и катки. Этот тип опор позволяет ферме делать вращательные движения и горизонтальные перемещения и имеет постоянную

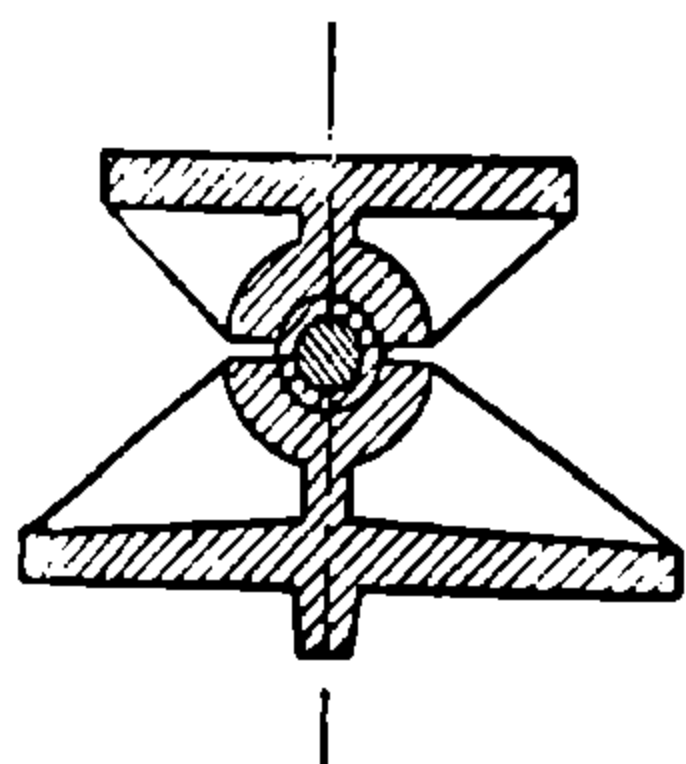
точку приложения равнодействующей давления опорной реакции (шарнир). Реакция направлена вертикально вверх.

Нижняя подушка отливается обычно из чугуна и снабжается для неподвижного закрепления в стене или в подферменном камне двумя перекрестными выступами. Иногда же скрепление нижней подушки со стеной происходит с помощью анкерных болтов.

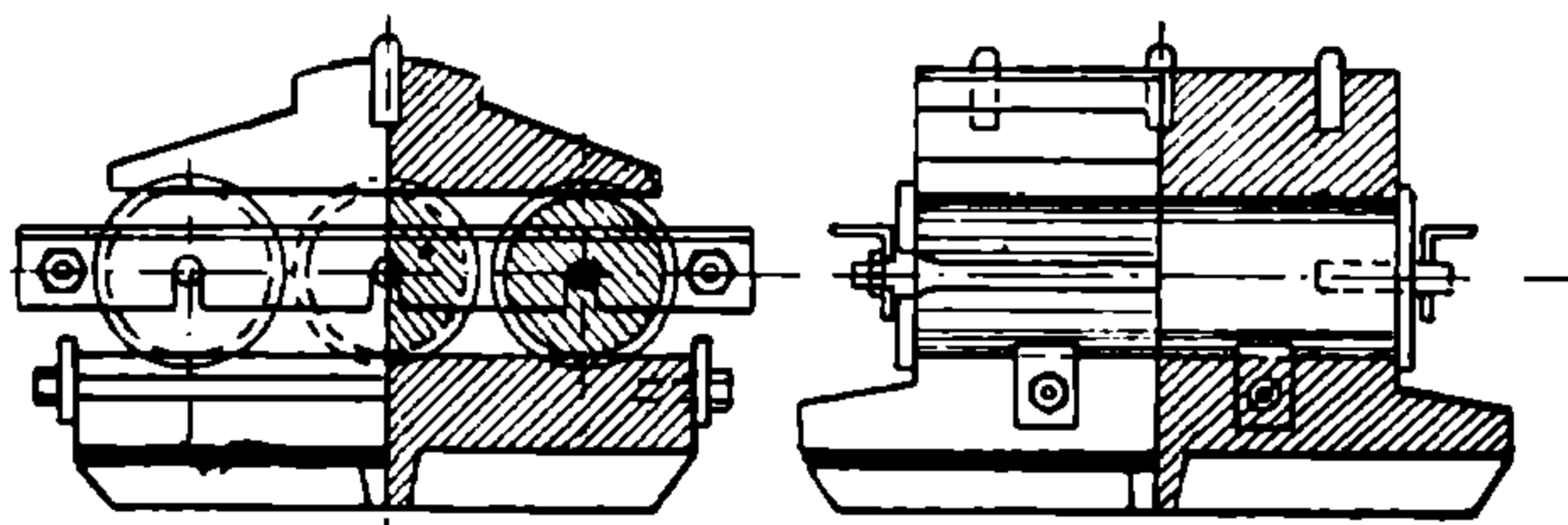
Верхняя подушка, как показано на последней фигуре, обыкновенно устраивается балансирной.

Для больших мостовых ферм подвижную опору на катках часто устраивают с двумя верхними балансирами, как показано на фиг. 58.

В последнее время стали делать опорные части ж.-д. мостовых ферм клепаными или сварными. Объясняется это тем, что литые опорные части дороги и очень тяжелы (требуют много металла) и вдобавок трудны по изготовлению и обработке. Клепанные конструкции значительно проще и требуют меньше металла при сохранении тех же, приведенных выше, принципов устройства.



Фиг. 56.



Фиг. 57.

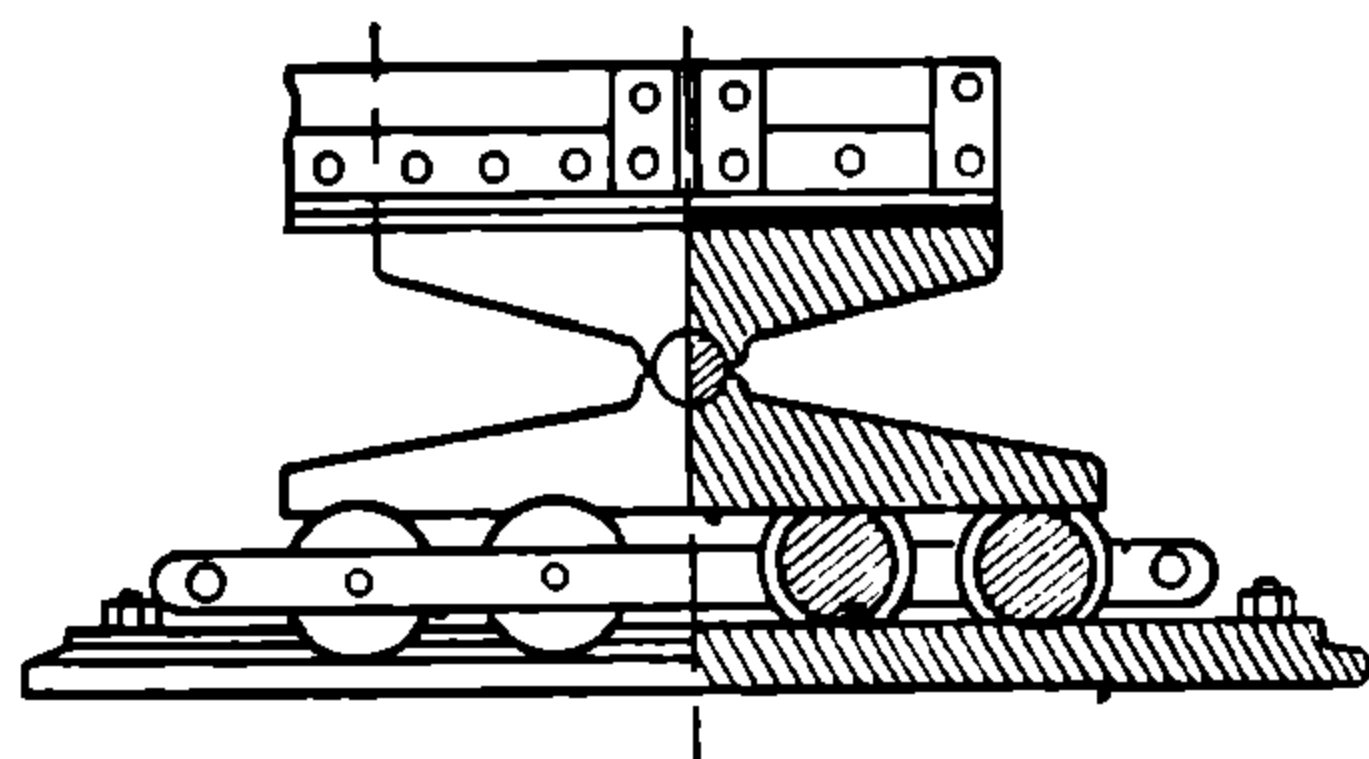
Опоры на нескольких катках устраиваются при давлении, превышающем 2000 кг. При меньшей силе давления устраивается опора с одним катком между двумя плоскими подушками (фиг. 59).

Катки делаются чугунные или стальные диаметром от 4 до 10 см. Катки снабжаются общей рамой, с которой они соединяются посредством цапф или болтов диаметром 1,5—2,0 см (фиг. 57).

Цапфы или ввинчиваются в катки или свариваются с ними.

5) Опора с качающимся балансиром в виде цилиндрического сектора, снабженного шарниром по оси цилиндра (фиг. 60). Опора эта позволяет горизонтальные перемещения фермы.

6) Опоры с качающимся стержнем, ось которого совпадает с направлением реакции (фиг. 61).



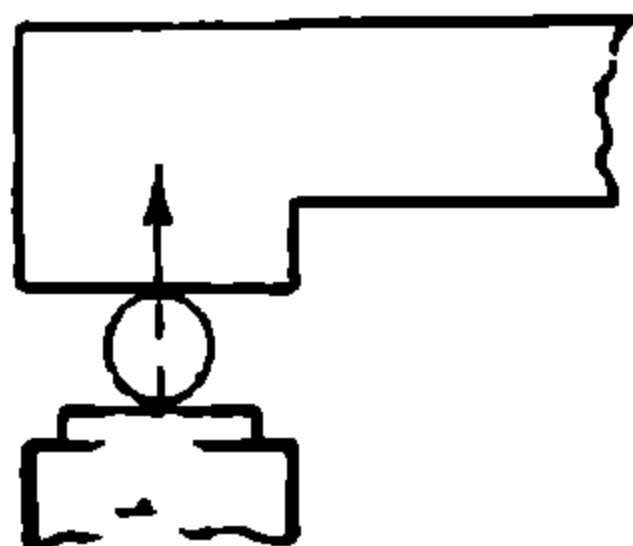
Фиг. 58.

7) Опоры на железных колоннах соединяются с последними или жестко или шарниром, но горизонтально неподвижно. При последнем соединении, хотя и нет горизонтального перемещения фермы, однако при расчете считают эту опору подвижной на том основании, что колонна благодаря своей упругости позволит ферме совершать незначительные горизонтальные перемещения. На фиг. 62 показан тип такого соединения стропильной фермы: между двумя швеллерами колонны закреплен заклепками железный лист (называемый фасонным листом или косынкой), к каковому и прикреплены пояса фермы.

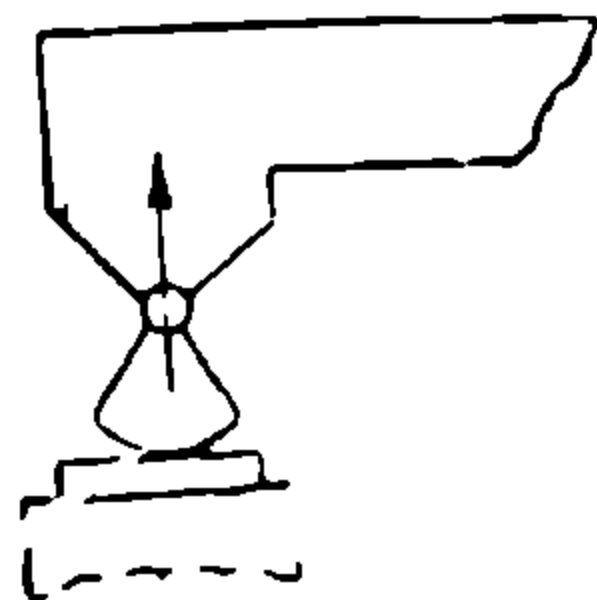
8) Опоры навесных ферм, состоящих из одной консоли. Тип соединения такой навесной фермы со стенкой показан на фиг. 63. Верхняя опора представляет собой фасонный лист, к которому прикреп-

плены заклепками уголки верхнего пояса и раскоса. Фасонный лист в свою очередь прикреплен заклепками к уголкам, которые скреплены со стенкой помощью анкерного болта.

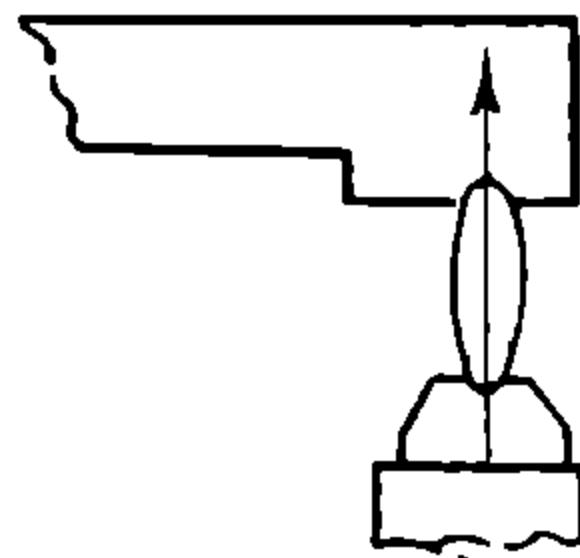
Нижняя опора представляет собой фасонный лист, скрепленный в нише стены с двумя уголками, которые в свою очередь опираются на так называемый опорный уголок. К фасонному листу прикре-



Фиг. 59.



Фиг. 60.

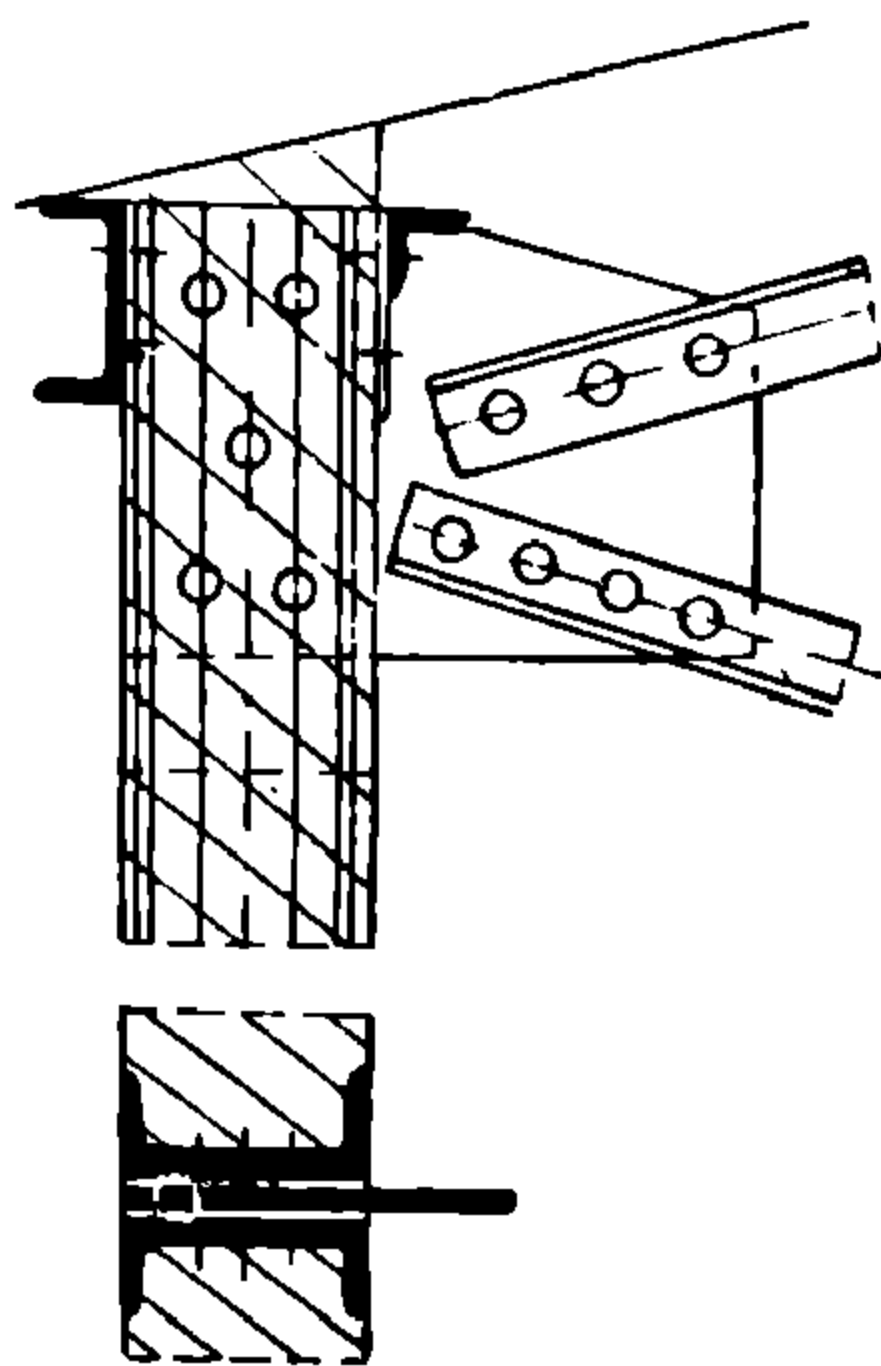


Фиг. 61.

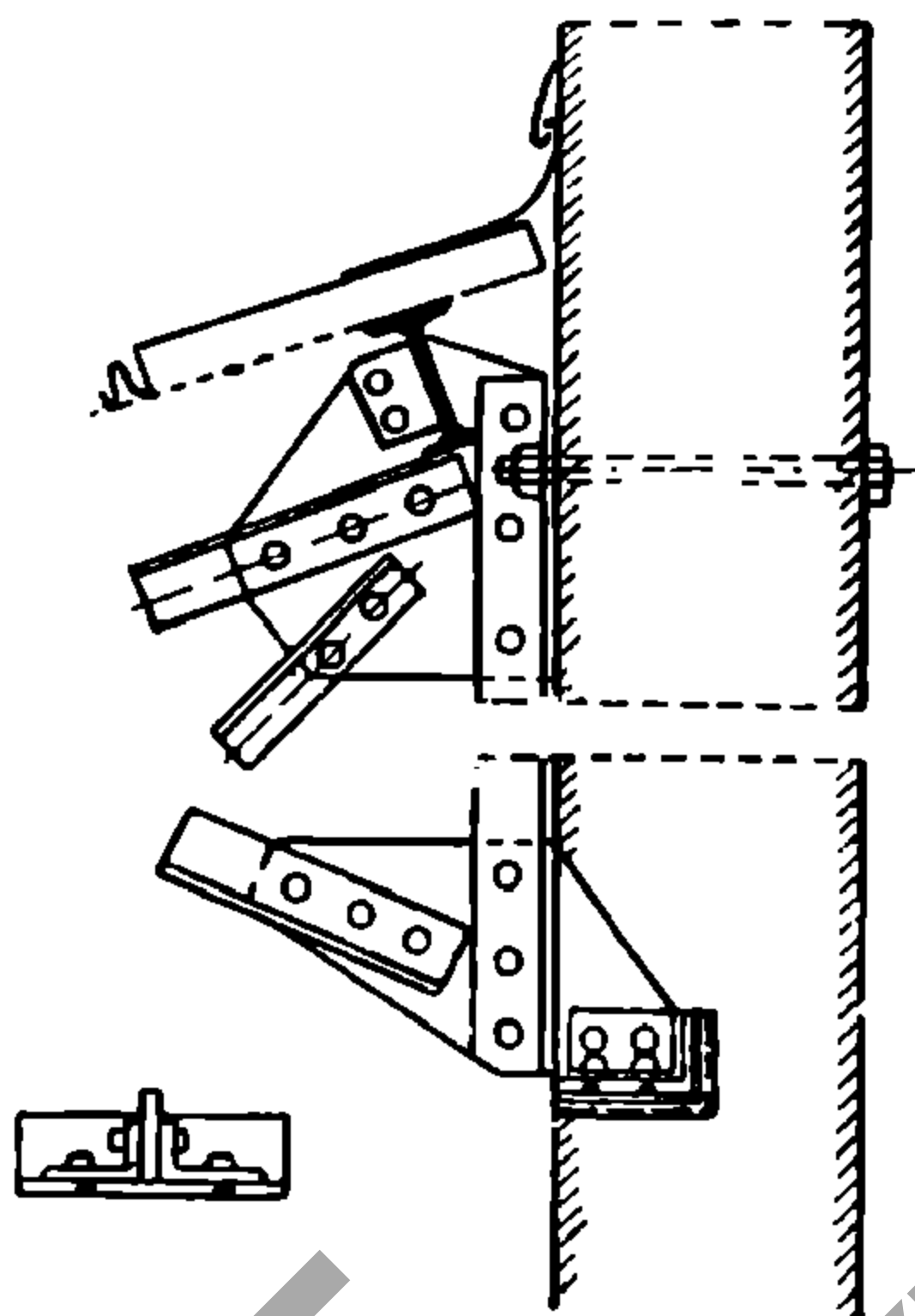
плен заклепками нижний пояс фермы. Заметим, что пара уголков, к коим прикреплен фасонный лист нижнего пояса, неравнобокие, с более широкими горизонтальными полками в целях увеличения опорной площади.

## § 7. Признаки неизменяемости (устойчивости) и статической определимости ферм

Ниже в § 9 указывается, что в основу расчета усилий в стержнях ферм кладется положение, что в узлах стержни соединены идеаль-



Фиг. 62.



Фиг. 63.

ными шарнирами, позволяющими свободное вращение стержней относительно друг друга.

Каждая такая ферма с шарнирными (а значит, с нежесткими) узлами для своей геометрической неизменяемости требует определенного (минимального) числа стержней.

При уменьшении этого числа стержней, хотя бы на один стержень, ферма не сможет существовать или, как говорят, будет геометрически изменяема.

Например, если из фермы (фиг. 64) удалить стержень  $D_2$ , тогда ферма перекоится, приняв вид, изображенный пунктиром на фиг. 65. Наоборот, если прибавить лишний стержень (на фиг. 64 показан пунктиром), то ферма станет только жестче.

Значит, для фермы существует минимум числа стержней, без коего неизменяемость фермы не обеспечена.

Рассмотрим для примера ферму, изображенную на фиг. 66.

Мы можем себе представить следующую схему последовательного построения этой фермы.

Первоначально построим треугольник  $1-2-3$ , в коем будет три узла и три стержня. Затем будем последовательно прибавлять по узлу  $4, 5, 6$  и т. д.

Каждый из этих узлов требует для своего прикрепления по два стержня, а именно: узел  $4$  прикрепляется стержнями  $2-4$  и  $3-4$ ; узел  $5$  прикрепляется стержнями  $2-5$  и  $4-5$ ; узел  $6$  прикрепляется стержнями  $4-6$  и  $5-6$  и т. д.

Означим число узлов фермы через  $n$ . В первом упомянутом треугольнике фермы есть три стержня и три узла, а в дальнейшем к каждому узлу соответствуют два стержня. Выражая число стержней через число узлов, получим всего стержней:  $3$ —от первого треугольника,  $2(n-3)$  от пристроенных остальных узлов. Или, обозначая число стержней через  $m$ , можем написать, что

$$m = 3 + 2(n - 3) \quad \text{или} \quad m = 2n - 3.$$

Иными словами, число стержней должно быть равно удвоенному числу узлов минус три.

Правильнее будет формулировка, что число стержней должно быть не меньше удвоенного числа и т. д., так как, прибавив лишний стержень, мы ферму не лишим неизменяемости, мы ее сделаем лишь жесткой и, как ниже докажем, статически неопределимой.

Поэтому признаком неизменяемости фермы является формула

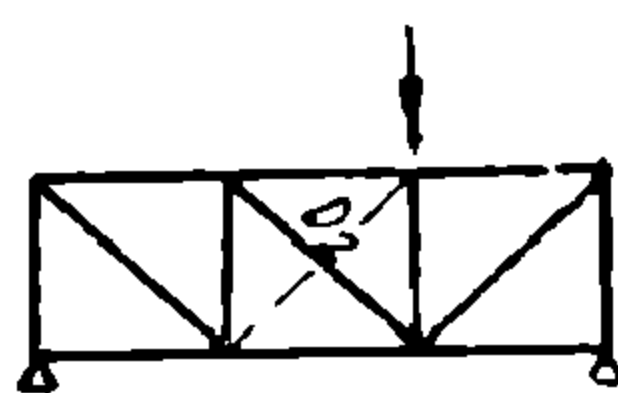
$$m \geq 2n - 3.$$

Если число стержней ( $m$ ) меньше, чем  $2n - 3$ , то ферма существовать не может — она геометрически изменяема.

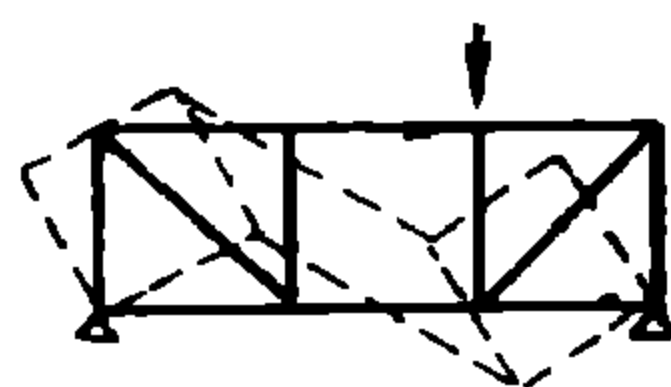
Для фермы, изображенной на фиг. 66,

$$m = 21; \quad n = 12$$

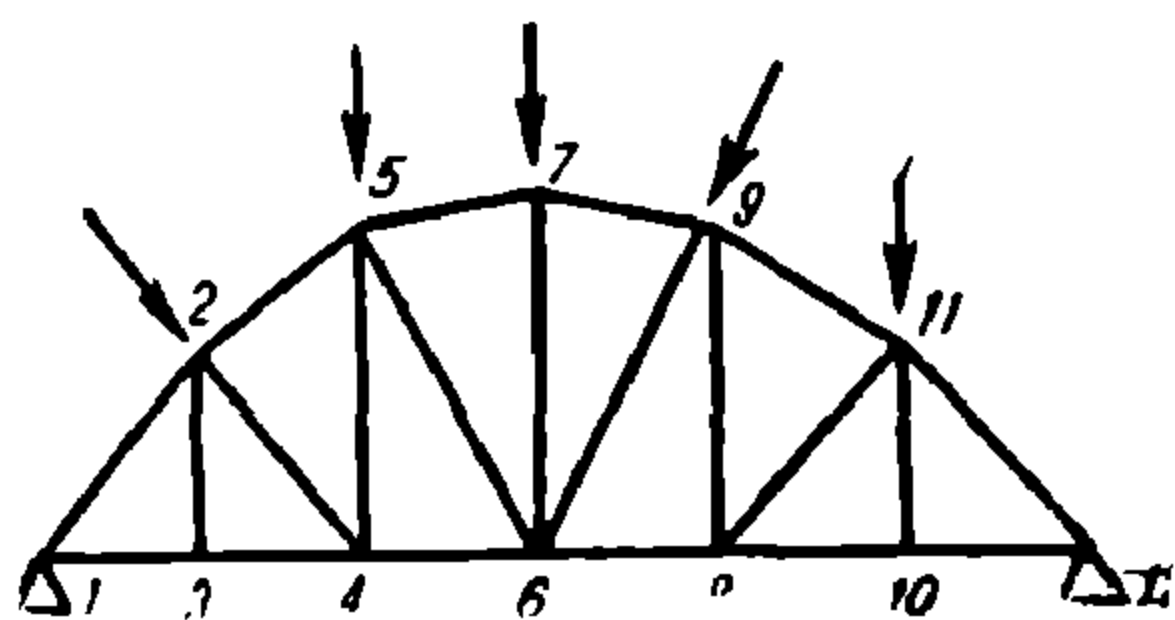
и условие (признак) неизменяемости  $21 = 2 \cdot 12 - 3$  подтверждается.



Фиг. 64.



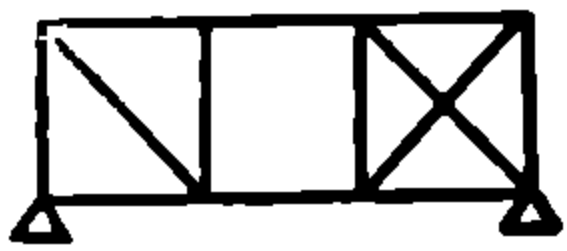
Фиг. 65.



Фиг. 66.



Надо заметить, что условие  $m = 2n - 3$  необходимо, но не всегда достаточно для суждения о неизменяемости фермы. Пусть, например, в ферме, изображенной на фиг. 64, средний раскос перенесем в крайнюю панель (фиг. 67).



Фиг. 67.

Формула  $m = 2n - 3$  не нарушится, но ферма будет все-таки неустойчива, как показано пунктиром на фиг. 65. Значит, помимо приведенного признака нужно вдобавок еще и правильное расположение стержней, что устанавливается рассмотрением чертежа фермы. В дальнейшем в § 15 дается способ определения неизменяемости фермы по способу Геннеберга и в § 18 на основе так называемой диаграммы скоростей.

Формула  $m = 2n - 3$ , устанавливающая зависимость между числом узлов и необходимым числом стержней, чтобы ферма могла существовать (чтобы была неизменяема), как ниже убедимся, устанавливает также признак статической определимости фермы.

Действительно, рассчитывая ферму нижеуказанным методом вырезания узла (§ 13), можно составить для каждого узла всего два уравнения статики:

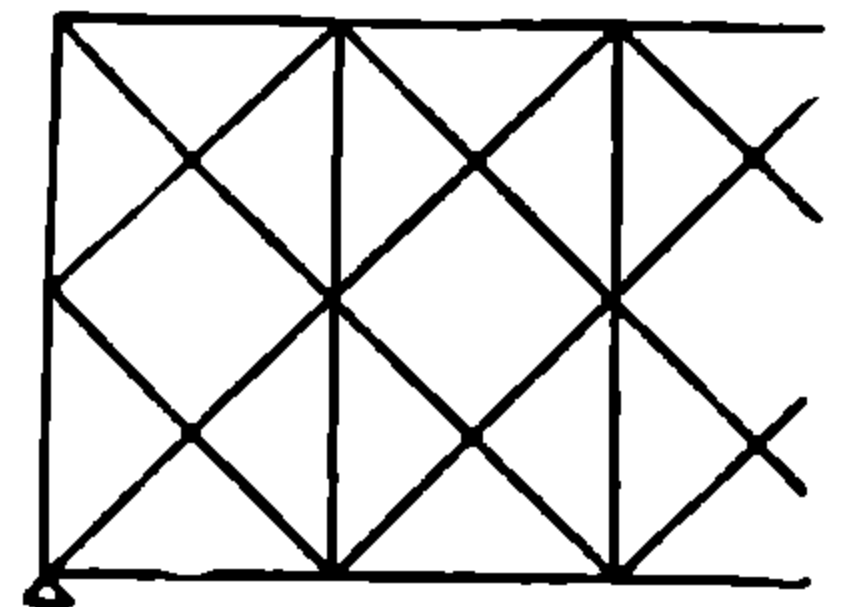
$$\sum X = 0 \quad \text{и} \quad \sum Y = 0.$$

Третье уравнение  $\sum M = 0$  не получается, так как все силы проходят через одну точку—через узел, а для  $n$  узлов число уравнений составит  $2n$ , коим можно определить  $2n$  неизвестных.

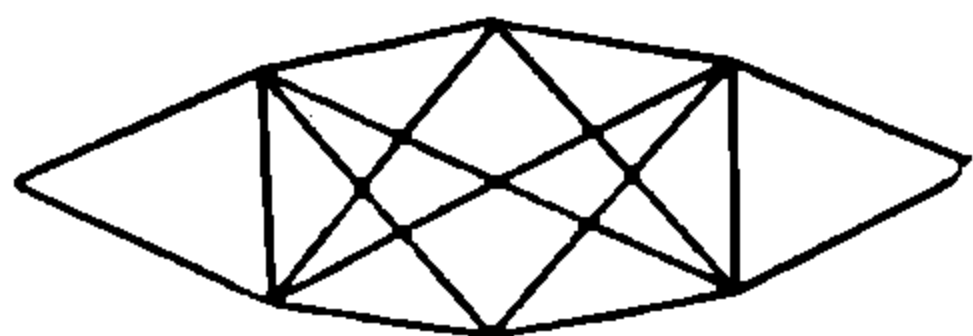
Этими уравнениями будут определены не только  $m$  неизвестных усилий в стержнях фермы, но и три неизвестных опорных реакции: в подвижной опоре—вертикальная реакция, а в неподвижной опоре—вертикальная и горизонтальная составляющие наклонной реакции опор (речь идет об общем случае нагрузки ферм, как на фиг. 66).

Всего же будет определено  $m + 3$  неизвестных.

Отсюда выходит, что для того чтобы ферма была статически определима, необходимо, чтобы число стержней  $m$  было равно удвоенному числу узлов минус три:



Фиг. 68.



Фиг. 69.

или

$$m + 3 = 2n$$

$$m = 2n - 3.$$

Если число стержней  $m$  превышает удвоенное число узлов минус 3, то нам не хватит уравнений статики для определения внутренних усилий в стержнях фермы, т. е. ферма будет статически неопределима, в то же время она будет не упругой, а жесткой системой.

Для расчета статически неопределимых ферм приходится пользоваться теорией деформации.

Типы статически неопределимых ферм приведены на фиг. 68 и 69; в них имеются лишние стержни, перекрывающие треугольники и создающие жесткость и статическую неопределимость системы.

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ФЕРМАХ АНАЛИТИЧЕСКИМИ МЕТОДАМИ

### § 8. Определение опорных реакций

Раньше чем приступить к расчету ферм, надо наподобие расчета простой балки определить все внешние силы, действующие на ферму. К последним относятся также и опорные реакции, которые в статически определимых фермах вычисляются на основании трех законов статики:  $\Sigma X = 0$ ;  $\Sigma Y = 0$ ;  $\Sigma M = 0$ , т. е. сумма проекций всех сил на ось  $x$  ов и на ось  $y$  ов равна нулю и сумма моментов всех внешних сил относительно любой точки в плоскости равна нулю.

Эти три условия статики позволяют нам составить три уравнения, в которые войдут неизвестные реакции опор. Следовательно, если число неизвестных будет не больше трех, нам хватит трех уравнений статики, и опорные реакции будут, как говорят, статически определимы.



Фиг. 70.

Если же число неизвестных реакций опор больше трех, то недостаточно будет трех уравнений статики. Тогда фермы, как говорят, будут статически неопределимыми относительно внешних сил.

В изучаемых нами балочных фермах рассмотрим следующие случаи числа опор:

1. Ферма опирается на две опоры. При этом для того чтобы было не более трех неизвестных, одна опора может быть шарнирно неподвижной, а другая должна быть шарнирно подвижной (фиг. 70).

В шарнирно подвижной опоре опорная реакция обязательно вертикальна. Это основано на следующем. Подвижная опора не может сопротивляться горизонтальным силам: опора стоит на катках, чтобы свободно передвигаться от действия горизонтальных сил (трением пренебрегаем). Если бы мы допустили существование наклонной реакции опор, то, разлагая ее на две составляющие: на вертикальную и горизонтальную (фиг. 70), получим, что горизонтальная сила, вызвав перемещение свободной подвижной опоры, передается через ферму неподвижной опоре, а на подвижной опоре остается действие одной вертикальной силы. Значит, реакция подвижной опоры всегда вертикальна. Она по величине неизвестна в начале расчета (одно неизвестное).

В шарнирно закрепленной опоре реакция опоры может быть и наклонной, значит, неизвестными будут: величина реакции опоры и направление ее (два неизвестных).

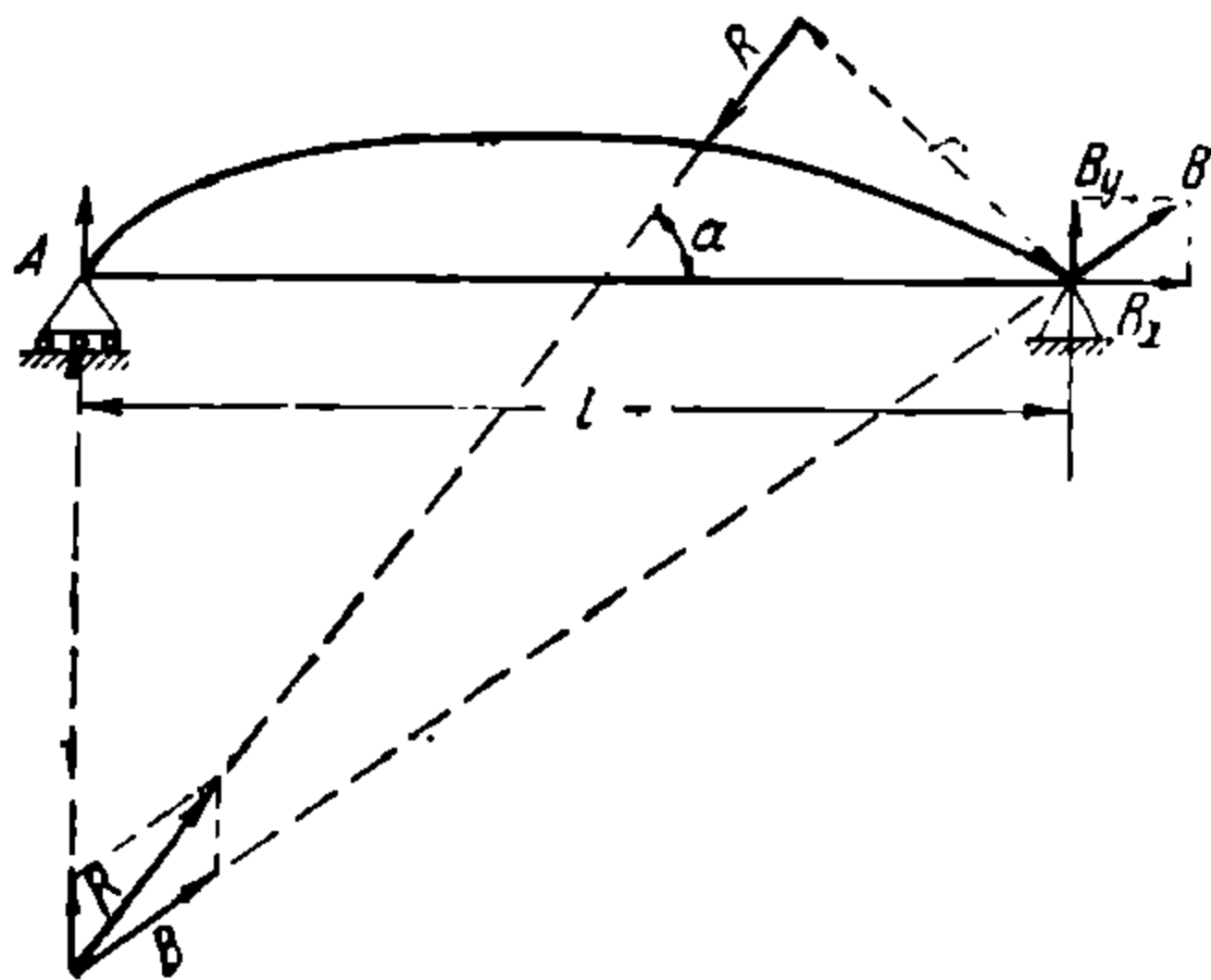
Всего же имеем три неизвестных внешних силы, для определения коих существуют упомянутые три уравнения статики.

Обозначив равнодействующую внешних сил через  $R$ , разлагаем ее графически, как показано на фиг. 71, на два направления опорных

реакций, и тогда графически же получаем направление неподвижной опорой реакции и величины обеих опорных реакций.

Определение опорных реакций аналитически на основе трех уравнений статики будет иметь следующий вид.

а) Уравнение  $\Sigma M = 0$ . За центр моментов берем шарнир опоры  $B$ .



Фиг. 71.

Имеем:

$$Al - Rr = 0,$$

откуда

$$A = \frac{Rr}{l}$$

б) Уравнение  $\Sigma Y = 0$ . Проектируя все силы на ось игреков, получаем:

$$A + B_y - R \sin \alpha = 0$$

(здесь под  $B_y$  подразумевается вертикальная составляющая опорной реакции  $B$ , при разложении последней на вертикальную и горизонтальную силу).

Отсюда

$$B_y = R \sin \alpha - A.$$

$$B_y = R \sin \alpha - \frac{Rr}{l} = R \left( \sin \alpha - \frac{r}{l} \right).$$

в) Уравнение  $\Sigma X = 0$ . Проекция всех сил на горизонтальную ось дает  $R \cos \alpha - B_x = 0$ , где  $B_x$  есть горизонтальная составляющая силы  $B$ , откуда  $B_x = R \cos \alpha$ .

Величина же  $B = \sqrt{B_x^2 + B_y^2}$  (см. фиг. 72, из которой видно, что  $B$ ,  $B_x$  и  $B_y$  суть стороны прямоугольного треугольника).

Направление  $B$ , вернее угол  $\beta$ , определяется так:

$$\cos \beta = \frac{B_x}{B}$$

или

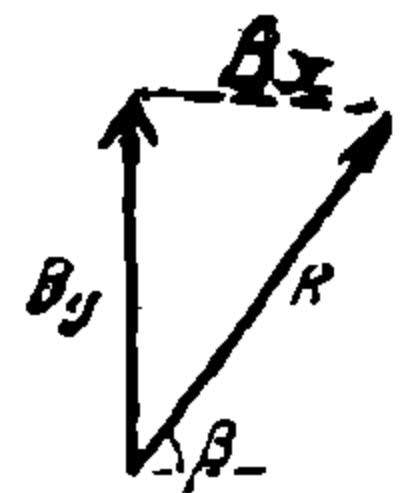
$$\sin \beta = \frac{B_y}{B}$$

или

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{B_y}{B_x},$$

откуда

$$\beta = \arccos \frac{B_x}{B} = \arcsin \frac{B_y}{B} = \operatorname{arctg} \frac{B_y}{B_x}$$



Фиг. 72.

На фиг. 73 показано иное направление  $R$  равнодействующей внешних сил и графическое определение опорных реакций (помощью параллелограмма сил).

Если же на ферму действует вертикальная нагрузка, то точно так же, как и в простой балке, реакции обеих опор вертикальны (фиг. 74).

Неизвестны, значит, только величины, а не направления реакций опор; для определения величин реакций опор достаточно два уравнения статики.

Для определения опорных реакций пишем:

$$a) \quad \Sigma M_B = 0;$$

$$Al - Rc = 0,$$

откуда

$$A = \frac{Rc}{l}$$

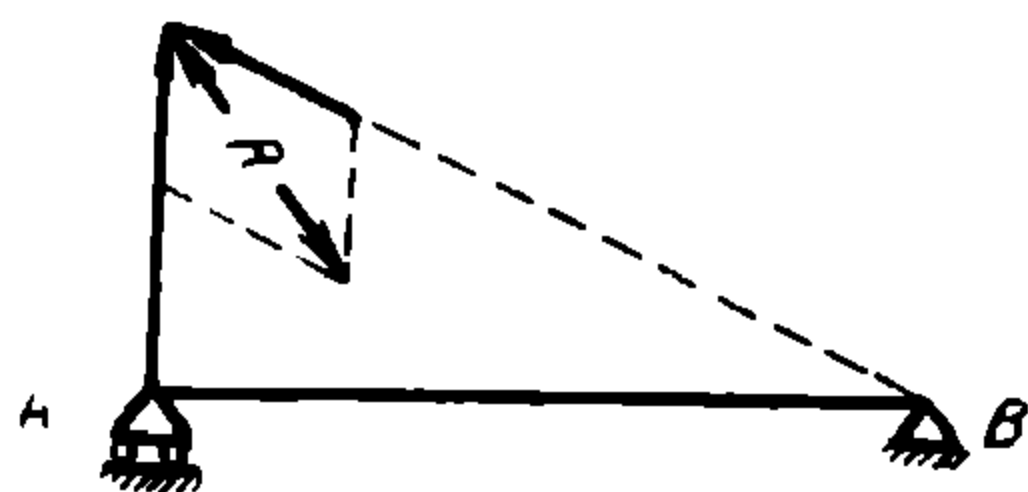
$$b) \quad \Sigma Y = 0;$$

$$A + B - R = 0,$$

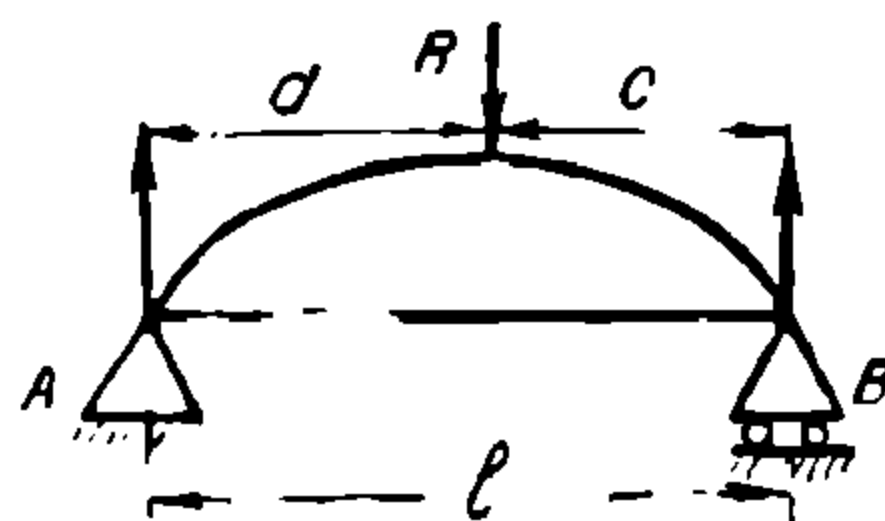
откуда

$$B = R - A = R - \frac{Rc}{l}$$

$$B = R \left( 1 - \frac{c}{l} \right) = R \left( \frac{l-c}{l} \right) = R \frac{d}{l},$$



Фиг. 73.



Фиг. 74.

или же взять уравнение

$$\Sigma M_A = 0,$$

то напишем

$$Bl - Rd = 0,$$

откуда

$$B = R \frac{d}{l}$$

### Численный пример

Определить аналитически величины опорных реакций стропильной фермы, изображенной на фиг. 75.

На ферму действует ветер горизонтально с интенсивностью 200 кг на 1 п. м высоты фермы и вертикальная нагрузка (собственный вес фермы, вес кровли, снега и сосредоточенной у нижних узлов нагрузки). Всего задано: к верхним узлам приложено по 600 кг, а к нижним по 480 кг вертикальной нагрузки. Высота фермы 4 м; пролет 18 м.

## Решение

Рассчитаем сначала величины опорных реакций от горизонтальной нагрузки (от ветра).

Равнодействующая  $R$  горизонтальной нагрузки равна  $200 \cdot 4 = 800$  кг. Реакция  $B'$  вертикальна, так как опора  $B$  горизонтально подвижная—на катках. Реакция  $A'$  наклонна и имеет две составляющие: горизонтальную  $A_x$  и вертикальную  $A_y$ .

За центр моментов берем точку приложения опоры  $A$ .

Имеем:

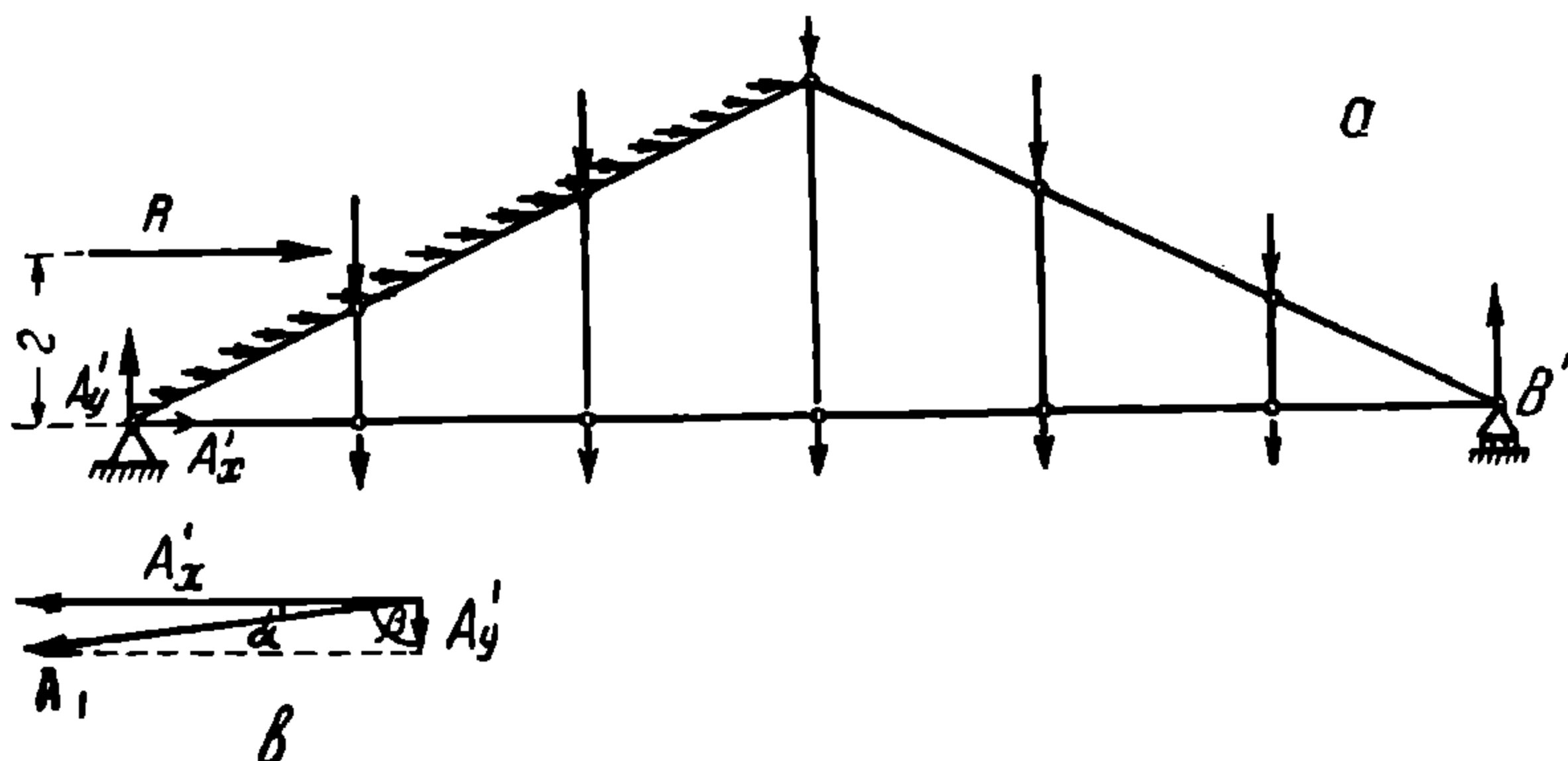
$$\Sigma M_A = Rr - B'l = 0,$$

или

$$800 \cdot 2 - B' \cdot 18 = 0,$$

откуда

$$B' = \frac{800 \cdot 2}{18} \cong (\text{приблизительно}) 90 \text{ кг.}$$



Фиг. 75.

Далее

$$\Sigma Y = B' + A_y' = 0,$$

силы  $R$  и  $A_x'$  проектируются на вертикальную ось в точку, в нуль), откуда

$$A_y' = -B' \cong -90 \text{ кг.}$$

Знак минус указывает, что направление реакции  $A_y'$  идет не снизу вверх, как показано на ферме, а сверху вниз, т. е. ферма под действием горизонтальной силы стремится подняться с опоры  $A$  и реакция  $A_y'$  ее прижимает к опоре.

Третье уравнение:

$$\Sigma X = R + A_x' = 0,$$

откуда

$$A_x' = -R = -800 \text{ кг.}$$

Значит,  $A_x'$  имеет направление не вправо, как показано на ферме, а влево. На той же фиг. 75 *b* отдельным рисунком показаны действительные направления составляющих  $A_x'$  и  $A_y'$  и их равнодействующей  $A'$ .

Величина последней определяется из прямоугольника сил:

$$A' = \sqrt{(A_x')^2 + (A_y')^2} = \sqrt{800^2 + 90^2} \cong 810.$$

Для определения направления равнодействующей  $A'$  обозначим угол, образованный этим направлением с горизонтальной линией, через  $\alpha$ .

Тогда

$$\cos \alpha = \frac{A_x}{R} = \frac{800}{810} = 0,98.$$

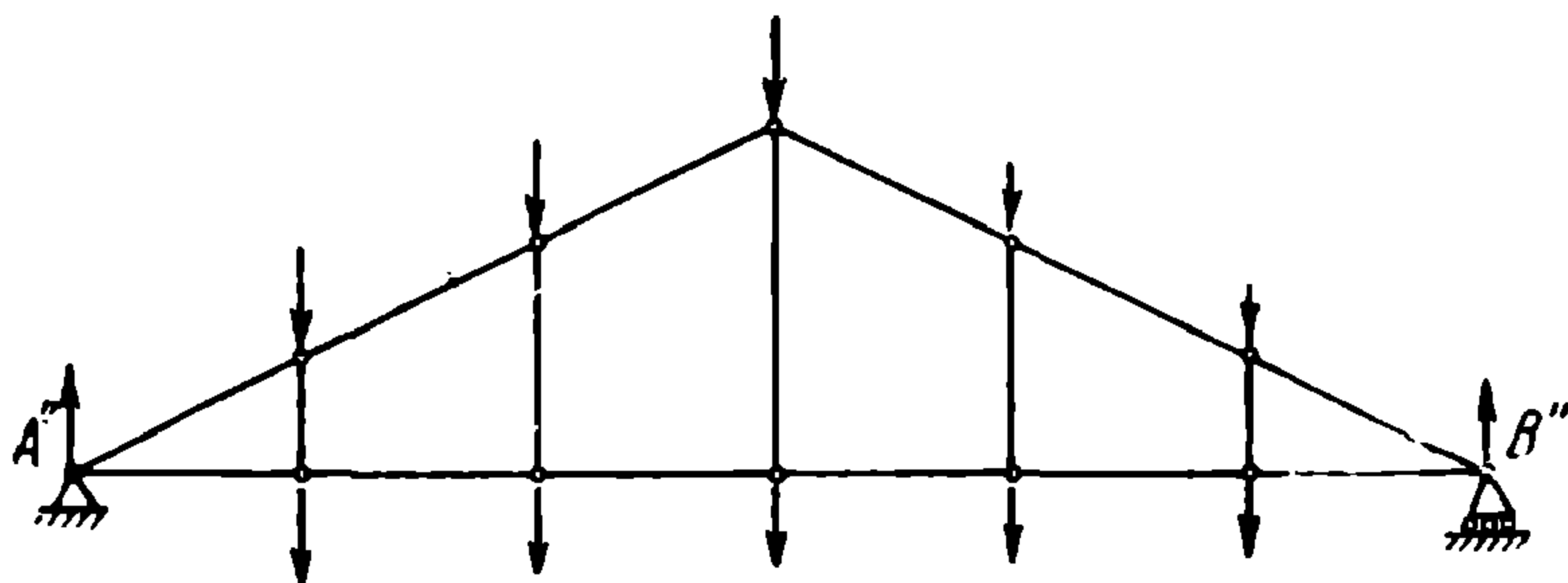
Значит,  $\alpha \cong 11^\circ$  и  $\beta$ , т. е. угол, образованный равнодействующей с вертикальной линией, равняется  $90^\circ - \alpha \cong 79^\circ$ .

Определим реакции опор от действия вертикальной нагрузки (фиг. 76).

Равнодействующая вертикальных сил  $R'$  приложена к середине фермы и равна:

$$(600 + 480) \cdot 5 = 5400 \text{ кг.}$$

$$\Sigma M_B = A''l - R' \frac{l}{2} = A'' \cdot 18 - 5400 \cdot 9 = 0.$$



Фиг. 76.

откуда

$$A'' = \frac{5400 \cdot 9}{18} = 2700 \text{ кг.}$$

$$B'' = R' - A'' = 5400 - 2700 = 2700 \text{ кг.}$$

В уравнении  $\Sigma M_B$  мы могли бы брать момент не равнодействующей вертикальных сил относительно опоры  $B$ , а сумму моментов составляющих, т. е. всех узловых сил, относительно той же опоры  $B$ .

В данном частном примере опорные реакции от вертикальной нагрузки можно бы проще определить, так как ввиду полной симметрии системы опорные реакции равны между собой и каждая реакция равна:

$$\frac{(600 + 480) \cdot 5}{2} = 2700 \text{ кг.}$$

Суммарные значения опорных реакций равны:

$$A_y = A'' - A_y' = 2700 - 90 = 2610 \text{ кг,}$$

и направлены вверх.

$A_x$  остается прежней и равна 800 кг.

$$B = B'' + B' = 2700 + 90 = 2790 \text{ кг.}$$

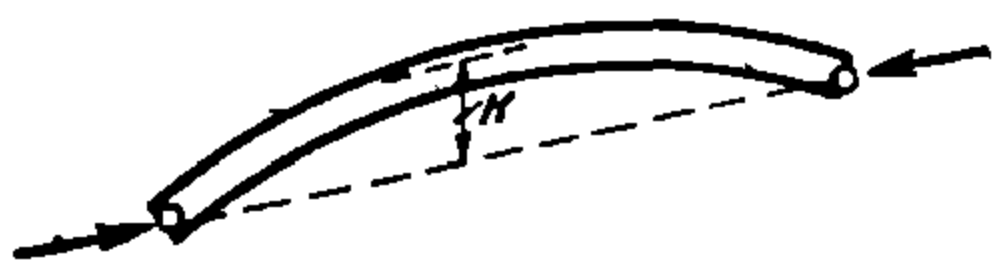
2. Многопролетные фермы, или, как говорят иногда, многоопорные фермы, когда число опор больше двух.

Определить величины опорных реакций в них, как в простой балке, одними тремя законами статики не представляется возможным, так как число неизвестных больше, чем можно составить уравнений. Поэтому такие фермы статически неопределимы относительно внешних сил (относительно опорных реакций). Каждая шарнирно-подвижная опора, как выше изложено, имеет заранее известное направление силы (вертикальное). Неизвестна лишь величина ее (т. е. такая опора дает одно неизвестное). Шарнирно-неподвижная опора обычно дает два неизвестных: величину и направление силы. Таким образом, если имеем  $n$  шарнирно-подвижных опор,  $m$  — число шарнирно-неподвижных опор, то общее число неизвестных  $t = n + 2m$ .

Уравнений статики можно составить три. Следовательно, останутся лишние неизвестные, которые законами статики определить не можем, общим числом  $t - 3 = n + 2m - 3$ . Для этих лишних неизвестных приходится составить добавочные уравнения (трех моментов или др.).



Фиг. 77.



Фиг. 78.

Часто лишние неизвестные опорных реакций уменьшают числом или даже доводят до нуля введением шарниров, так что получаются консольные фермы. Каждый шарнир позволяет написать новое уравнение статики, заключающееся в том, что сумма моментов всех сил, лежащих слева или справа от шарниров, равна нулю. Если число шарниров равно числу лишних неизвестных, то ферма будет статически определима относительно внешних сил (т. е. относительно сил реакций).

Так, например, в ферме, изображенной на фиг. 77, вторая опора шарнирно-неподвижная имеет два неизвестных: величину и направление, а остальные шарнирно-подвижные опоры имеют по одной неизвестной. Всего  $1 + 2 + 1 + 1 = 5$  неизвестных.

При наличии всего трех уравнений статики, получаем лишних два неизвестных, для которых имеются два шарнира, позволяющих написать еще два упомянутых уравнения статики.

Заметим, что при вертикальной нагрузке, если в многопролетной балке есть только одна неподвижная опора, реакция ее вертикальна и число неизвестных равно числу опор. Например, на ферме, изображенной на фиг. 77, при вертикальной нагрузке будет всего 4 неизвестных. Но в этом случае уравнений статики мы можем написать только два, так как уравнение  $\Sigma X = 0$  не может быть написано ввиду того, что все вертикальные силы проектируются на горизонтальную ось в точку. Число лишних неизвестных будет равно  $4 - 2 = 2$ , т. е. столько же, сколько раньше.

## § 9. Общие основания расчета усилий в стержнях ферм

В основу расчета усилий в стержнях ферм кладутся следующие положения.

1) Что все элементы прямолинейные, испытывающие только одни продольные усилия, т. е. сжатие или растяжение. Если же имеются и кривые стержни, то они не меняют ни этого предположения ни хода расчета фермы в целом.

Для этого случая осевое усилие будет внецентренным и стержень будет испытывать добавочные напряжения от внецентренного действия сил. На фиг. 78 показан таковой кривой стержень, сжатый силой  $O$ , с внецентренностью  $k$ . Этот стержень будет испытывать добавочные напряжения от момента  $Ok$ , вызывающего напряжения от изгиба, которые надо будет суммировать с напряжениями от осевого сжатия, или же просто усилие в стержне исчислять, как при нецентренном сжатии, силой  $O$  с эксцентриситетом  $k$ .

2) Что оси элементов пересекаются в центре узлов.

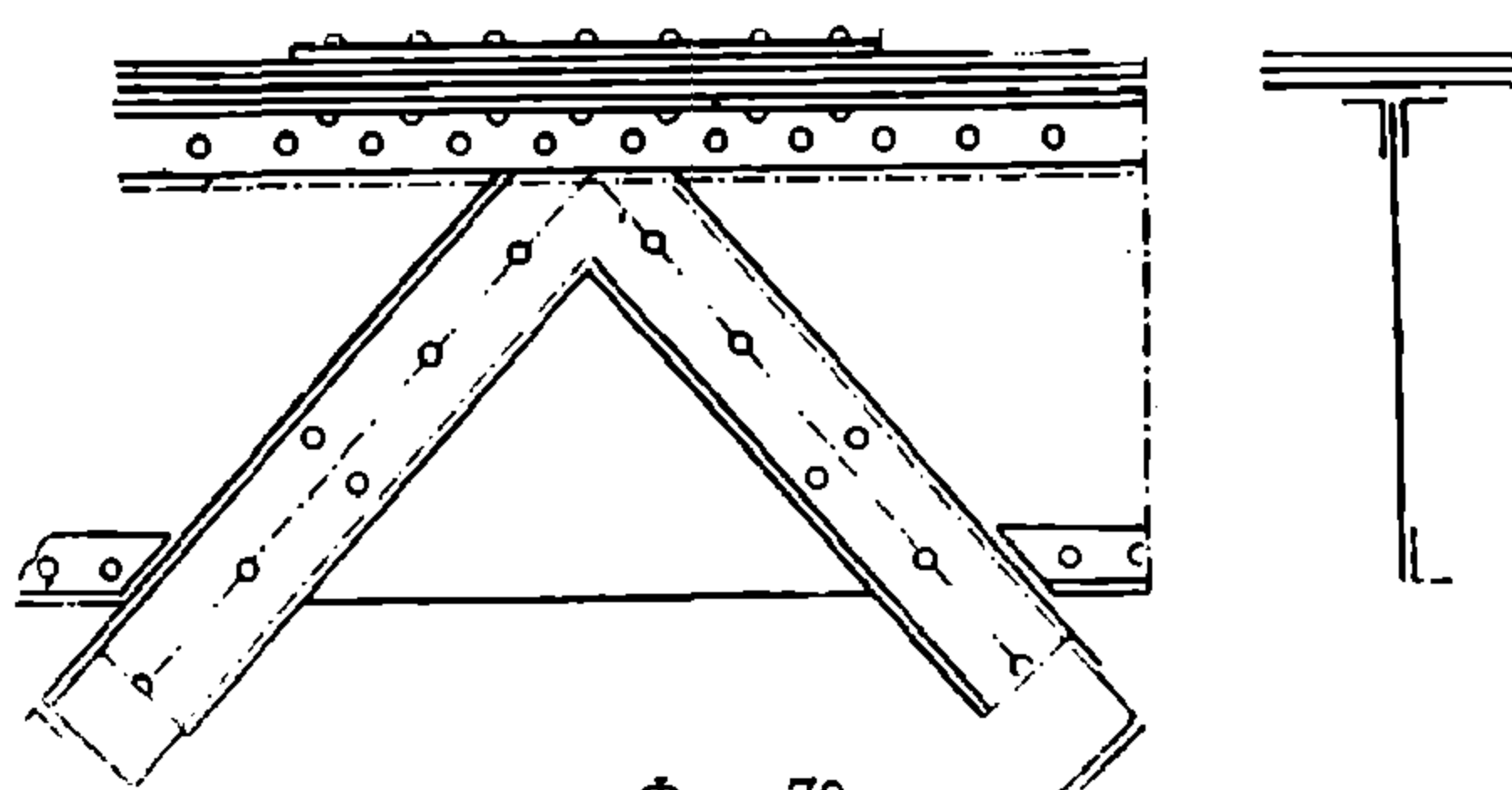
3) Что в узлах стержни фермы соединены идеальными шарнирами,

позволяющими свободное вращение. Это допущение весьма условное в особенности в металлических фермах так как в действительности таких идеальных шарниров не имеется, а за центр воображаемого шарнира принимается в узле точка пересечения осей элементов фермы (фиг. 79).

В болтовых узлах, на первый взгляд более приближающихся к шарнирным, также нет свободного вращения, так как вследствие значительных усилий в стержнях в фермах возникают большие силы трения между болтом и проушиной, препятствующие свободному вращению элемента около оси узла. Таким образом в элементах ферм имеются не только продольные усилия (растяжение и сжатие), но и изгиб вследствие отсутствия идеальных шарнирных узлов, из-за чего элементы не могут свободно поворачиваться около узлов, а должны гнуться. Эти напряжения изгиба являются дополнительными и если в расчет их не вводят, то учитывают их путем уменьшения допускаемых напряжений материала фермы.

4) Что оси всех элементов лежат в одной плоскости.

5) Что внешние силы приложены в узлах ферм. Последнее условие необходимо потому, что если силы приложены вне узлов, то они вызовут изгиб стержня, т. е. добавочные напряжения. Силы же, приложенные в узлах фермы, вызывают в стержнях только продольные силы (растяжение или сжатие), что для материала выгоднее. Что касается собственного веса мате-



Фиг. 79.



риала стержней, то при расчете фермы в целом собственный вес относим к соответствующим узлам (как узловую нагрузку.) Рассматривая каждый элемент в отдельности, мы можем в нем установить добавочные напряжения от собственного веса, как балочки, лежащей на двух опорах (стержень сам по себе есть балочка, а смежные узлы для этой балочки суть опоры).

б) Что деформации фермы под действием сил настолько малы, что ими можно пренебречь и исходить при расчете из первоначального недеформированного состояния фермы.

В заключение отметим, что продольная сила, которая действует в элементе фермы, называется обычно усилием этого элемента и исчисляется в килограммах или в тоннах.

Усилие это делят на величину площади поперечного сечения элемента фермы и получается напряжение элемента в  $кг/см^2$ .

## § 10. Статические способы определения усилий в элементах ферм

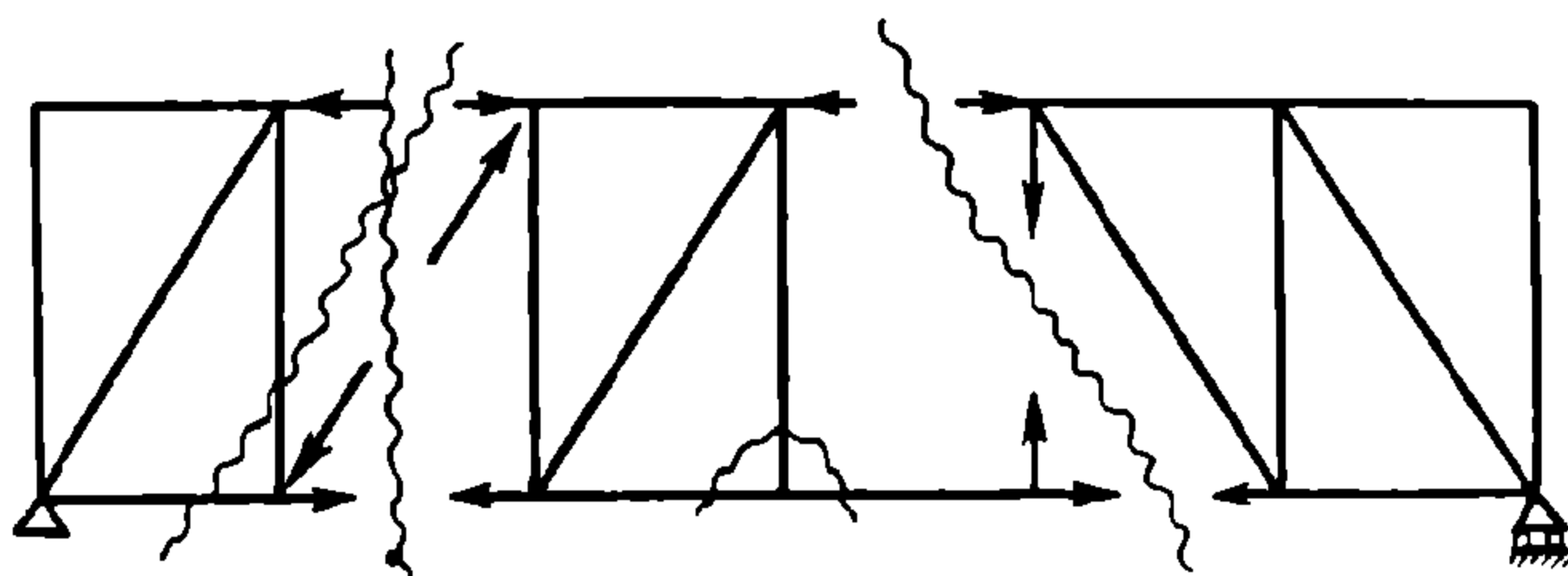
Для определения внутренних продольных усилий в элементах ферм законами статики рассекают ферму на две части или же вырезают узел (смотря по тому, что для каждого случая целесообразно) и рассматривают условие равновесия одной отсеченной части или вырезанного узла под действием внешних и внутренних сил. Последние суть силы, которые мы мысленно прикладываем к одной отсеченной части фермы или к вырезанному узлу в проведенных сечениях и которые должны заменить действия другой отсеченной части фермы на рассматриваемую. Иными словами, в элементах фермы в любом воображаемом сечении действуют внутренние продольные силы. Рассматривая отсеченную часть фермы (или вырезанный узел), мы для равновесия отсеченной части должны в сечениях приложить силы, которые бы в точности заменили бывшие внутренние силы, или бывшие внутренние усилия изображать как внешние, приложенные к сечению. Только тогда отсеченная часть будет находиться в таких условиях, как будто она не отсекалась, т. е. она будет в равновесии. Приложенные в сечении силы (бывшие внутренние) нам пока неизвестны ни по величине ни по направлению, т. е. силы ли они сжатия или растяжения. Для определения их статика в плоскости позволяет составить три уравнения:  $\Sigma X = 0$ ;  $\Sigma Y = 0$ ;  $\Sigma M = 0$ , в каковые уравнения войдут известные внешние силы, действующие на рассматриваемую отсеченную часть фермы или на узел, и упомянутые бывшие внутренние силы—неизвестные, приложенные в сечениях. Решением этих уравнений определятся величины и направления неизвестных внутренних упругих сил, действующих в воображаемых сечениях стержней ферм. При этом нужно иметь в виду следующее:

1) уравнения равновесия могут быть написаны для любой из отсекаемых частей. Выбирать же надо ту часть, в которую войдет меньше сил, и значит, меньше неизвестных. В дальнейшем будут показаны приемы, помощью коих можно каждый раз так подбирать сечение и так рассматривать условия равновесия отсекаемой части, чтобы каждое уравнение заключало в себе лишь одно неизвестное усилие;

2) для составления уравнения надо знать направление сил, которые мы прикладываем к сечениям стержней (взамен внутренних сил). Так как мы этого заранее не знаем, то условно примем эти силы положительными, т. е. растягивающими стержень. Если при решении уравнений равновесия определяемые усилия окажутся отрицательными, то это значит, что нами ошибочно принято направление напряжения, т. е. стержень не растягивается, а сжимается.

Нужно отметить, что положительные, растягивающие, усилия стержня всегда направлены в нем от узла (см. нижний пояс на фиг. 80). Узел тянет стержень, а последний, сопротивляясь, стремится оторваться от узла; усилия сжатия стержня всегда направлены в нем к узлу: узел сжимает стержень и стержень давит обратно на узел, т. е. направляет свое усилие к узлу (верхний пояс на той же фигуре).

Основными статическими способами определения усилий в элементах ферм являются нижеприведенные способы: Риттера,



Фиг 80.

иначе называемый способ моментов (§ 11), способ проекции (§ 12) и способ вырезания узла (§ 13).

Первый способ основан на применении в отношении отсеченной части фермы (со всеми приложенными к ней силами) условия равновесия  $\Sigma M = 0$ ; второй способ основан на применении в отношении отсеченной части фермы (со всеми приложенными к ней силами) условия равновесия  $\Sigma Y = 0$ , а иногда и  $\Sigma X = 0$  и третий способ основан на применении двух условий равновесия  $\Sigma X = 0$  и  $\Sigma Y = 0$  в отношении вырезанного узла (со всеми приложенными к нему силами).

По существу любым одним из этих способов можно рассчитать усилия в стержнях статически определимой фермы, но в каждом частном случае бывает удобнее (проще для расчета) применять тот или иной из трех способов.

Ниже на примерах будет детально разъяснено, когда удобнее пользоваться тем или иным способом.

Надлежит заметить, что рассчитывать этими способами ферму можно лишь тогда, когда хоть один из узлов имеет не более 2 стержней, т. е. не более 2 неизвестных, с каковых и начинается определение усилий.

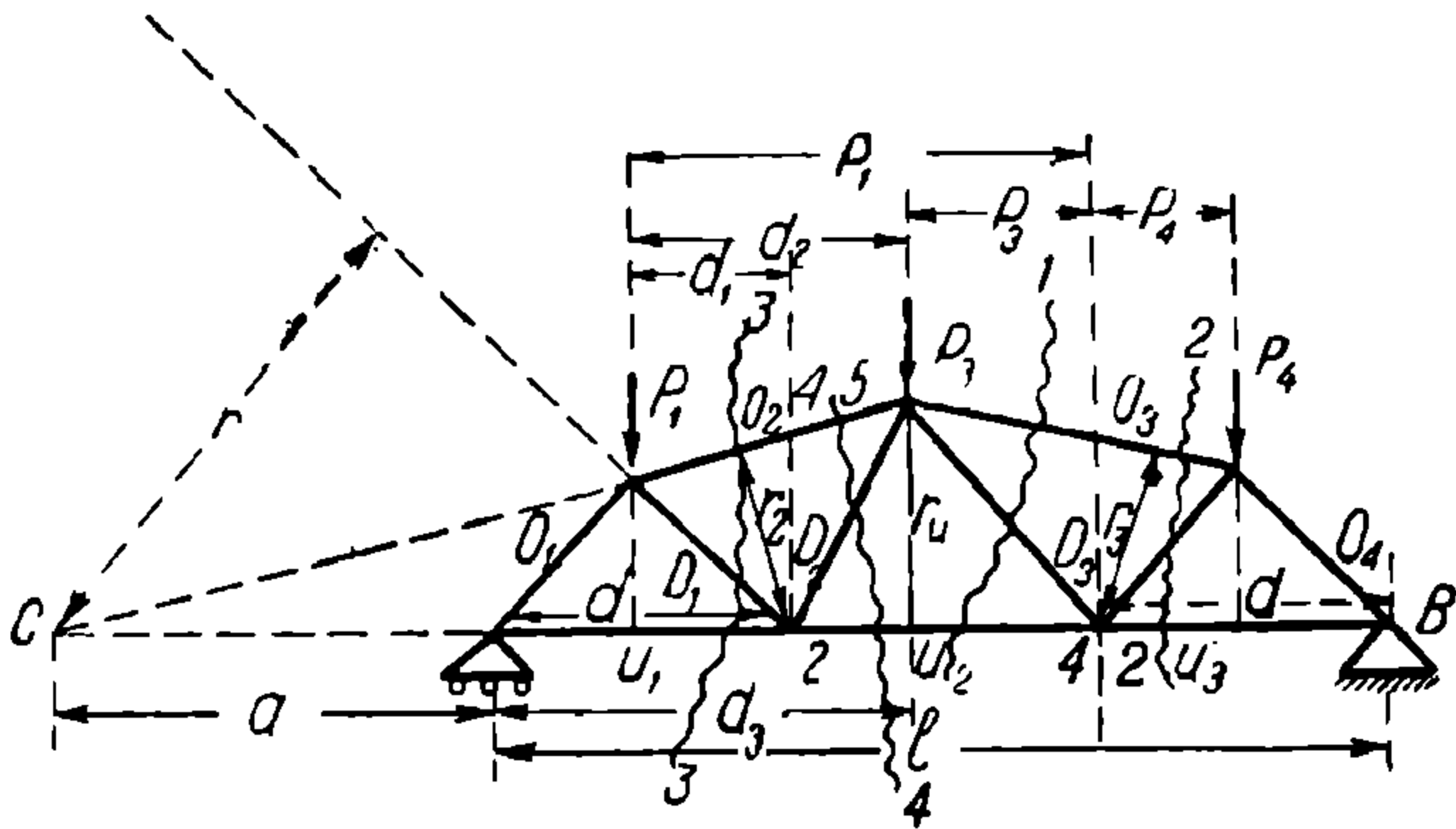
В более же сложных фермах встречаются системы, в коих нет ни одного узла с двумя стержнями, хотя фермы по признакам и являются статически определимыми.

Эти фермы надо предварительно привести к такому виду, при котором станет возможным применение указанных статических способов, для чего служат приводимые дальше: способ замены стержней Геннеберга (§ 15) и способ изображающих точек (§ 18). Помощью одного из этих способов можно предварительно определить усилие в одном лишнем стержне и тогда в узле из трех стержней останутся неизвестными усилия в двух из них, и с этого узла можно начинать расчет фермы любым из основных статических способов.

Упомянутый способ изображающих точек базируется на начале возможных перемещений. Этот способ определения усилия (§ 17) имеет и самостоятельную ценность, как простой кинематический способ расчета усилий в стержнях ферм.

### § 11. Способ Риттера (или способ моментов)

В основу положен третий закон статики  $\sum M = 0$ . Мысленно режем ферму на две части. Разрез проводим так, чтобы он пересек не больше трех стержней (в статически определимых фермах почти всегда возможно провести такой разрез). Мысленно удаляем одну



Фиг. 81.

часть фермы и рассматриваем условие равновесия другой части фермы под влиянием всех действующих на нее силы, куда входят внешние силы со включением реакций опор и силы, приложенные в сечениях стержней, соответствующие внутренним силам в этих стержнях.

В виде третьего условия равновесия берем момент этих сил относительно точки пересечения двух перерезанных стержней, так что момент их войдет в уравнение  $\sum M = 0$  с плечами, равными нулю, и в результате получим одно уравнение равновесия с одним неизвестным (усилием одного только третьего стержня). Решить это уравнение для определения величины в третьем стержне не представит трудностей.

Поясним это примерами.

Пример 1-й. В ферме с криволинейным поясом (фиг. 81) определить усилие в стержне пояса  $O_2$ .

Проведем сечение 3—3, как показано на фиг. 81. Этим сечением мы перерезаем три стержня: верхнего пояса стержень  $O_2$  (в коем определяем усилие), нижнего пояса стержень  $U_1$  и стержень  $D_1$  решетки.

За центр моментов выбираем, как сказано выше, точку пересечения стержней  $D_1$  и  $U_1$  (усилия коих не войдут в уравнение моментов, так как их плечи равны нулю). В уравнение войдет искомое усилие  $O_2$  с плечом  $r_2$ .

Пишем уравнение равновесия левой части фермы относительно точки пересечения двух стержней фермы, т. е. относительно центра узла 2.

Момент внешних сил относительно этой точки будет равен:

$$M_2 = Ad - P_1 d_1.$$

Момент внутренних сил (сил, приложенных в сечениях стержней) равен  $O_2 \cdot r_2$ , где  $r_2$  — плечо стержня  $O_2$ .

Ввиду неизвестности направления силы  $O_2$ , примем его за положительное, т. е. растянутое; получим:

$$Ad - P_1 d_1 + O_2 r_2 = 0$$

(фиг. 81 и 82), откуда

$$O_2 = - \frac{Ad - P_1 d_1}{r_2} = - \frac{M_2}{r_2}$$

где знак  $M_2$  обозначает момент всех внешних сил с одной стороны от сечения (в данном случае с левой стороны) относительно центра моментов, т. е. относительно узла 2.

Так как момент сил с левой стороны от сечения при вертикальной нагрузке всегда положителен (как в обыкновенных балках на двух опорах), то, следовательно, усилие верхнего пояса в ферме на двух опорах всегда отрицательно, т. е. сжато. Заметим, что мы могли бы провести сечение 4—4, которое так же позволило бы составить такое же уравнение моментов относительно точки 2 для определения усилия  $O_2$  (фиг. 81).

Пример 2-й. В той же ферме определить усилие стержня верхнего пояса  $O_3$ . Проведем разрез 2—2, пересекающий помимо стержня  $O_3$  также стержни  $D_4$  и  $U_3$ .

За центр моментов берем точку пересечения стержней  $D_4$  и  $U_3$ , т. е. центр узла 4.

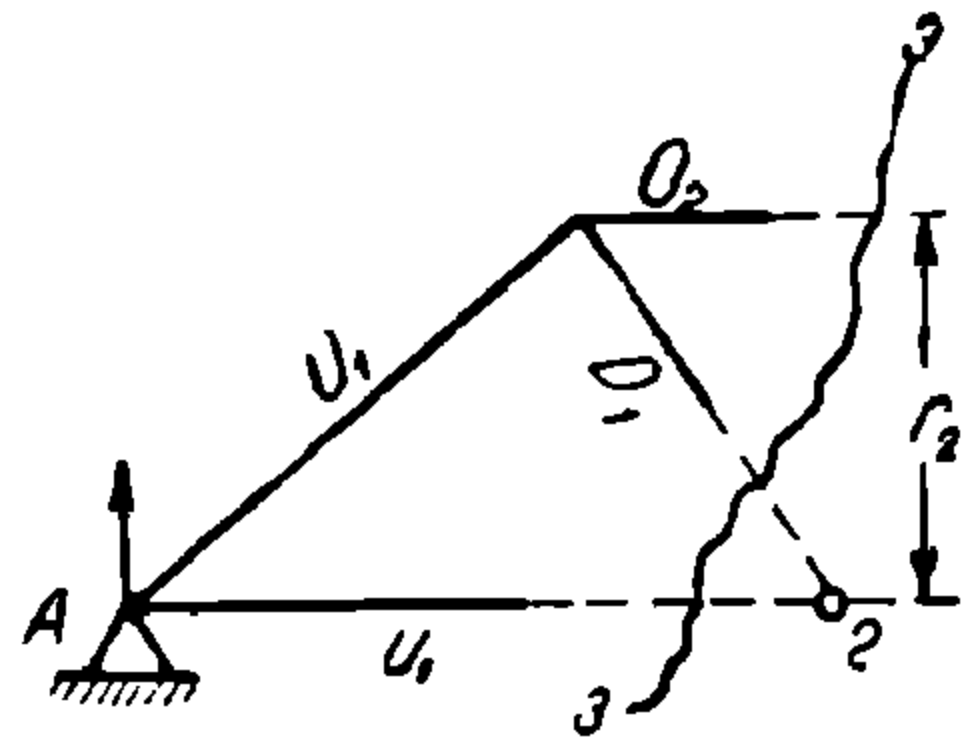
Мы можем рассматривать условие равновесия левой или правой отсеченной части фермы. Удобнее рассматривать правую часть, где меньше сил (всегда нужно рассматривать ту часть фермы, где меньше внешних сил) (фиг. 83).

Уравнение  $\Sigma M_4 = 0$

$$-Bd + P_4 \cdot p_4 - O_3 \cdot r_3 = 0.$$

Не зная направления усилия  $O_3$ , мы его условно принимаем за положительное, т. е. растянутое (от узла). При этом условное на-

\* На фиг. 82 на верхнем узле считать приложенной силу  $P_1$ .



Фиг. 82. \*

правление момента  $O_3 r_3$  будет против часовой стрелки. Решаем уравнение  $O_3 = -\frac{Bd - P_1 p_1}{r_3}$ . В числителе у нас момент внешних сил относительно точки 4 (который обозначим буквой  $M_4$ ).

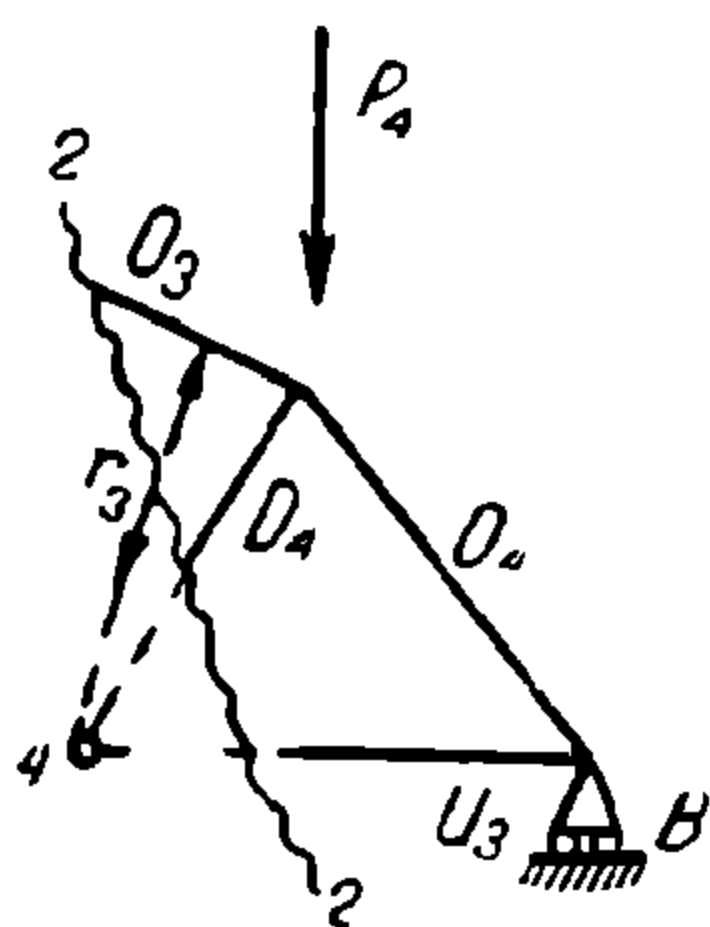
Следовательно:

$$O_3 = -\frac{M_4}{r_3} \text{ (сжатие).}$$

Момент внешних сил части фермы на двух опорах справа от сечения всегда отрицателен, как во всякой балке на двух опорах.

Следовательно, момент внутренних сил, т. е.  $O_3 r_3$  положителен, для чего усилие в стержнях  $O_3$  должно быть направлено к узлу, т. е. стержень  $O_3$  сжат.

Подобными примерами мы получим, что во всех двухопорных фермах верхние пояса всегда сжаты.



Фиг. 83.

Заметим, что мы могли бы провести сечение 1—1 и составить то же уравнение момента для определения усилия  $O_3$ .

Пример 3-й. В той же ферме определить усилие нижнего стержня  $U_2$ .

Проводим сечение 4—4.

Рассмотрим равновесие левой части фермы (фиг. 81 и 84).

За центр моментов берем точку 3. Имеем третье условие равновесия ( $\sum M_3 = 0$ ) левой части фермы под действием внешних сил и сил, приложенных в сечениях стержней:

$$A \cdot d_3 - P_1 d_2 - U_2 r_u = 0$$

(предполагая нижний элемент растянутым, т. е. с усилием от узла), откуда

$$U_2 = \frac{A d_3 - P_1 d_2}{r_u} = \frac{M_3}{r_u},$$

где  $M_3$  обозначает момент внешних сил левой части фермы относительно точки 3. Так как мы получили положительный результат, то, значит, усилие в элементе действительно растянуто.

Аналогично получим, что все стержни нижнего пояса растянуты.

Пример 4-й. Определить усилие в стержне  $O_3$  верхнего пояса фермы с параллельными поясами (фиг. 85). Проведем сечение II—II и рассматриваем третье условие равновесия левой части фермы  $\sum M = 0$  с центром моментов в точке 2. Получим:

$$O_3 = \frac{M_2}{h},$$

где  $M_2$  есть момент всех внешних сил левой части фермы относительно точки 2 и  $h$  — высота фермы.

Усилие  $O_3$  будет сжатие. Таким же образом получим усилие  $U_3$ , взяв за центр моментов точку 3'.  $U_3$  окажется растянутым и равным  $\frac{M_3'}{h}$ .

Из этих примеров вытекает:

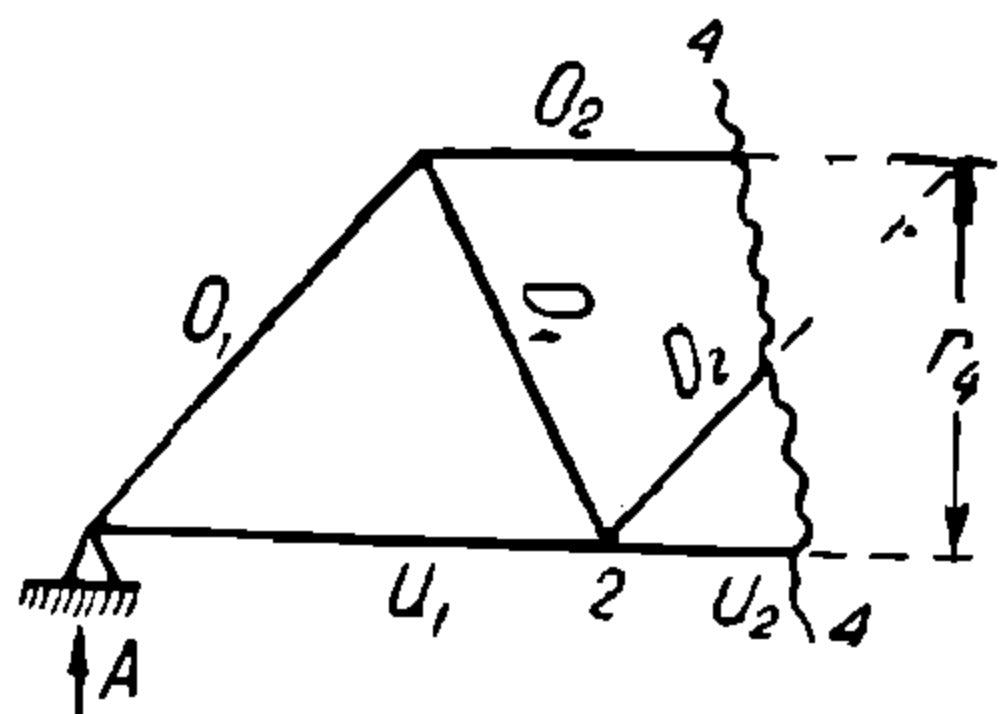
1) Что усилия в поясах криволинейных и параллельных ферм легко определяются по способу Риттера.

2) Что каждый стержень имеет свою определенную моментную точку.

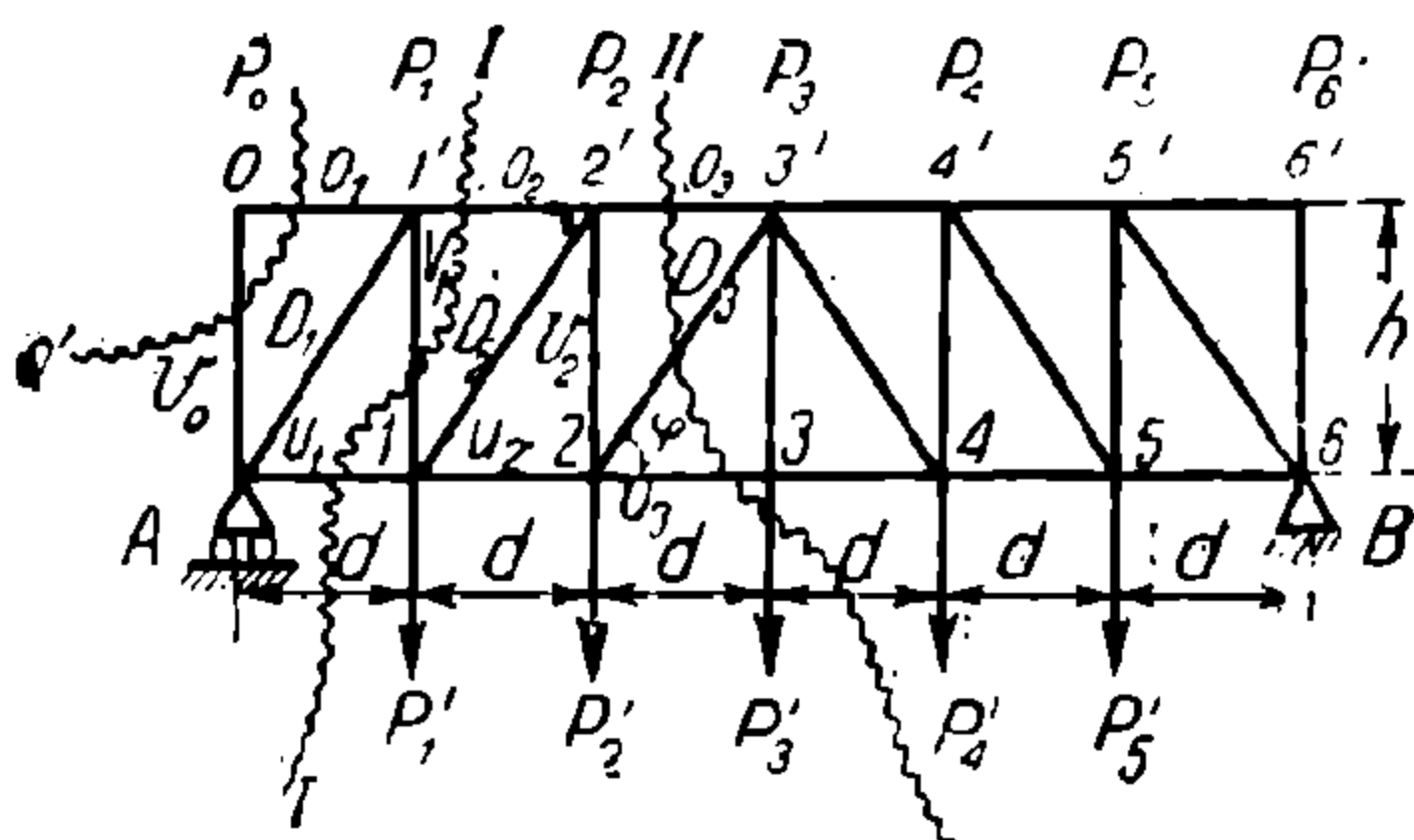
3) Что общая формула усилия в стержне нижнего или верхнего пояса имеет вид  $\frac{M}{h}$ , где  $M$  обозначает момент всех внешних сил одной отсеченной части фермы относительно моментной точки данного стержня и  $h$  есть расстояние от моментной точки до элемента (или плечо стержня).

4) Верхний пояс работает на сжатие, а нижний на растяжение (в ферме на двух опорах).

5) В фермах с параллельными поясами, в коих  $h$  постоянно, величина усилия в стержнях поясов изменяется только в зависимости от  $M$ , т. е. от величины изгибающего момента внешних сил, как про-



Фиг. 84.



Фиг. 85.

стой балки. А так как момент внешних сил возрастает от опор к середине, то значит, в фермах с параллельными поясами усилие в стержнях поясов возрастает от опор к середине.

6) В фермах с параболическими поясами, где  $h$  возрастает от 0 до предельной высоты  $H$  по закону параболы и момент внешних сил ( $M$ ) при равномерной нагрузке также возрастает к середине по закону параболы в такой ферме при равномерной нагрузке, величина  $\frac{M}{h}$  постоянна, т. е. усилие во всех стержнях пояса одинаково.

Пример 5-й. Определить усилие  $D_1$  в стержне решетки в вышеприведенной криволинейной ферме (фиг. 81). Здесь возможно провести только один разрез (3—3), который пересекал бы три стержня, включая  $D_1$ .

Перерезанные поясные стержни  $O_2$  и  $U_1$  имеют общую точку  $C$ , где пересекаются продолжения этих стержней. По указанному правилу рассматриваем третье условие равновесия левой части фермы и берем за центр моментов точку  $C$ :

$$\sum M_c = -Aa + P_1 \left( a + \frac{d}{2} \right) + D_1 r = 0,$$

где  $d$ —длина панели,

\* На фиг. 84 в верхнем узле считать приложенной силу  $P_1$ .

откуда

$$D_1 = \frac{Aa - P_1 \left( a + \frac{d}{2} \right)}{r} = \frac{M_c}{r},$$

где  $M_c$  обозначает момент относительно точки  $C$  всех внешних сил, действующих на часть фермы слева от сечения.

В вышеприведенных примерах мы установили, что элементы верхнего пояса двухопорных ферм всегда сжаты, а элементы нижнего пояса всегда растянуты.

Такого определенного постоянного знака для элементов решетки в криволинейной ферме не существует. Действительно, пусть нагрузка находится только справа от сечения, тогда, рассматривая условие равновесия левой части перерезанной фермы, мы видим, что в ней только одна внешняя сила  $A$ , и уравнение примет вид:  $\sum M_c = -Aa + D_1 r = 0$  (условно принимаем  $D_1$  от узла действующим положительно, т. е. растянутым), откуда  $D_1 = \frac{Aa}{r}$   $D_1$  имеет положительный знак, т. е. действительно растянут.

**Д р у г о й с л у ч а й.** Нагрузка имеется только слева от сечения, а справа нагрузок нет, тогда будем рассматривать условие равновесия правой части, где имеется только одна внешняя сила—опорная реакция  $B$ .

Момент относительно точки  $C$  дает выражение:

$$\sum M_c = -B(l + a) - D_1 r = 0$$

(предполагаем  $D_1$  растянутым а потому нижний обрубок, развивая усилие от нижнего узла, имеет отрицательный момент вращения относительно точки  $C$ ).

Решая уравнение, получим:

$$D_1 = -\frac{B(l + a)}{r} = -\frac{M}{r}$$

Ввиду отрицательного результата наше предварительное предположение, что  $D_1$  действует от узла (т. е. растянуто) оказывается ошибочным,  $-D_1$  сжат.

Из сказанного следуют выводы:

1) усилия в элементах решетки криволинейной фермы определяются по способу Риттера (по способу моментов). При этом точка моментов находится вне фермы на пересечении продолжения перерезанных элементов верхнего и нижнего поясов. Иное положение точки моментов см. далее—примеры 8-й и 9-й.

2) величина усилия в элементах решетки и знак этого усилия (т. е. растянут или сжат) зависит от расположения нагрузки справа или слева от рассекаемого стержня решетки.

В численных значениях

Пусть пролет фермы  $l$  (фиг. 81) равняется 18 м, все панели одинаковы,  $d = \frac{18}{3} = 6$  м. Нагрузка  $P$  приложена к каждому узлу также

одинаковая—по 3 т;  $r_2$ —перпендикуляр, опущенный от центра узла 2 на линию усилия  $O_2$ ,—равняется 4 м;  $r_u = 5$  м. Опорная реакция:

$$A = B = \frac{3 \cdot 3}{2} = 4,5 \text{ т.}$$

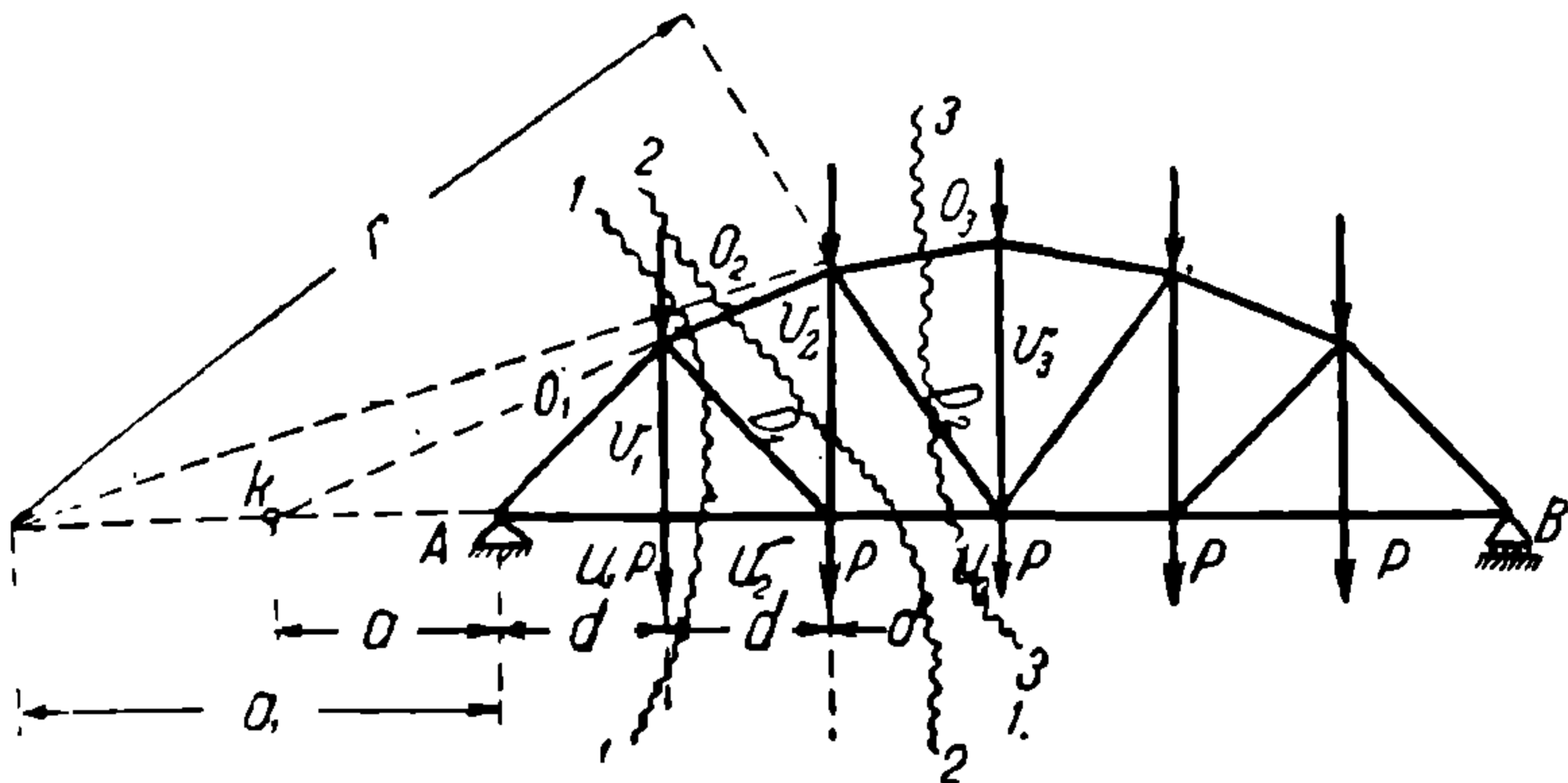
Усилие:

$$O_2 = -\frac{M_2}{r_2} = -\frac{Ad - P_1 \frac{d}{2}}{r_2} = -\frac{4,5 \cdot 6 - 3 \cdot \frac{6}{2}}{4} = -4,5 \text{ т (сжатие).}$$

Усилие:

$$U_2 = \frac{M_3}{r_u} = \frac{A \cdot 1,5d - P_1 d}{r_u} = \frac{4,5 \cdot 1,5 \cdot 6 - 3 \cdot 6}{5} = 4,5 \text{ т (растяжение).}$$

Здесь усилия  $O_2$  и  $U_3$  по величине оказываются одинаковыми, несмотря на то, что изгибающий момент внешних сил относительно шарнира 3 больше, чем относительно шарнира 2. Равенство



Фиг. 86.

усилий  $O_2$  и  $U_2$  вызвано соответствующим увеличением высоты фермы к середине, при котором отношение  $-\frac{M_2}{r_2}$  оказалось равным отношению  $\frac{M_3}{r_u}$

Усилие

$$D_1 = \frac{A \cdot a - P_1(a + 0,5d)}{r}$$

где  $a = 9$  м и  $r = 10$  м.

В этом выражении усилие  $D_1$  условно принято растянутым:

$$D_1 = \frac{4,5 \cdot 9 - 3(9 + 0,5 \cdot 6)}{10} = 0,45 \text{ т (растяжение).}$$

Пример 6-й. Вычислить усилие в стойке  $V_2$  фермы, изображенной на фиг. 86. Узловые силы  $P$  одинаковы и считаем приложенными лишь в нижних узлах. Проводим сечение 2—2. Удаляем правую часть фермы и рассматриваем третье условие равновесия левой



части фермы. За точку Риттера (или за точку моментов) берем точку  $k$  — точку пересечения продолжения перерезанных стержней  $O_2$  и  $U_3$ :

$$\sum M_k = -A \cdot a + P(a + d) + P(a + 2d) - V_2(a + 2d) = 0.$$

Это уравнение составилось в предположении, что усилие  $V_2$  — растяжение, — действует от узла. Из этого уравнения определим  $V_2$  по величине и по направлению. Если результат получится положительный, то предположенное направление  $V_2$  правильное; если результат получится отрицательный, то это покажет, что направление силы  $V_2$  нами взято ошибочно.

В данной ферме (полагая силы приложенными лишь к нижним узлам)

$$A = \frac{5P}{2}$$

Перепишем то же уравнение:

$$\sum M_k = -\frac{5}{2}Pa + P(a + d) + P(a + 2d) - V_2(a + 2d) = 0;$$

$$P\left(\frac{5}{2}a - a - d - a - 2d\right) = -V_2(a + 2d);$$

$$P\left(\frac{1}{2}a - 3d\right) = -V_2(a + 2d) \quad V_2 = -\frac{P\left(\frac{a}{2} - 3d\right)}{a + 2d},$$

т. е.  $V_2$  сжат.

В качестве упражнения рекомендуется вычислить усилие той же стойки, исходя из условия равновесия правой части фермы. Результаты должны получиться те же.

Пример 7-й. В той же ферме определить усилие раскоса  $D_2$ .

Проводим сечение 3—3, отделяем правую часть фермы, рассматривая условие равновесия левой части, где меньше сил. Точкой моментов служит точка  $R$  на пересечении перерезанных стержней с усилиями  $O_2$  и  $U_3$  (на фигуре 86 не проставлено  $R$  при этой точке).

$$\sum MR = -A \cdot a_1 + 2P(a_1 + d) + 2P(a_1 + 2d) + D_2r = 0.$$

Решив это уравнение, получим величину усилия  $D_2$  по величине и направлению.

В качестве упражнения рекомендуется решить тот же пример, рассматривая условие равновесия правой части и сравнить результаты.

Пример 8-й. Для фермы изображенной на фиг. 87, определить усилие раскоса  $D_2$ . Нагрузка узловая.

Проводим сечение  $x-x$ , чем мы рассекаем наш раскос и два элемента поясов  $O_2$  и  $U_2$ . Продолжаем пересеченные  $O_2$  и  $U_2$  до точки их пересечения  $R$ , которая и будет точкой Риттера (т. е. точкой моментов для нашего раскоса  $D_2$ ).

Отделяем одну отсеченную часть фермы (например, правую) и рассматриваем условие равновесия левой части фермы (где меньше сил):

$$\sum M_R = A \cdot a - P_1a - P_2(a - d) - D_2r = 0$$

(предполагая  $D_2$  растянутым, т. е. действующим от своего узла, от узла 3). Решив это уравнение, получим усилие  $D$  по величине и по направлению

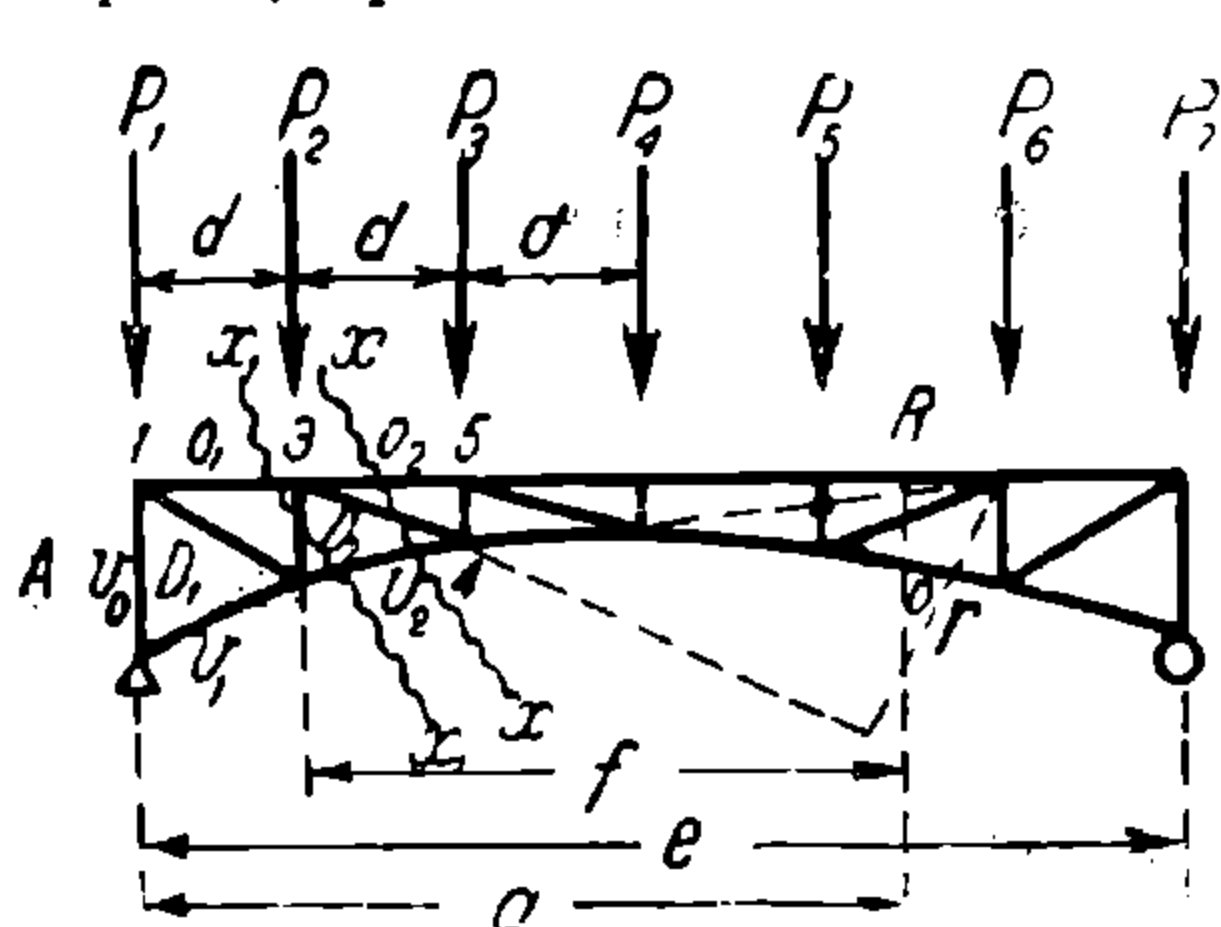
Пример 9-й. В этой же ферме определить усилие стойки  $V$ . Сечением  $x_1 - x_1$  мы пересекаем стойку  $V_1$  и два других стержня  $O_1$  и  $U_2$ . Удаляем правую часть и рассматриваем условие равновесия левой части, где меньше сил (точкой моментов служит точка схода пересечения стержней  $O_1$  и  $U_2$ , т. е. точка  $R$ ):

$$\sum MR = A \cdot a - P_1 a + V_1 f = 0$$

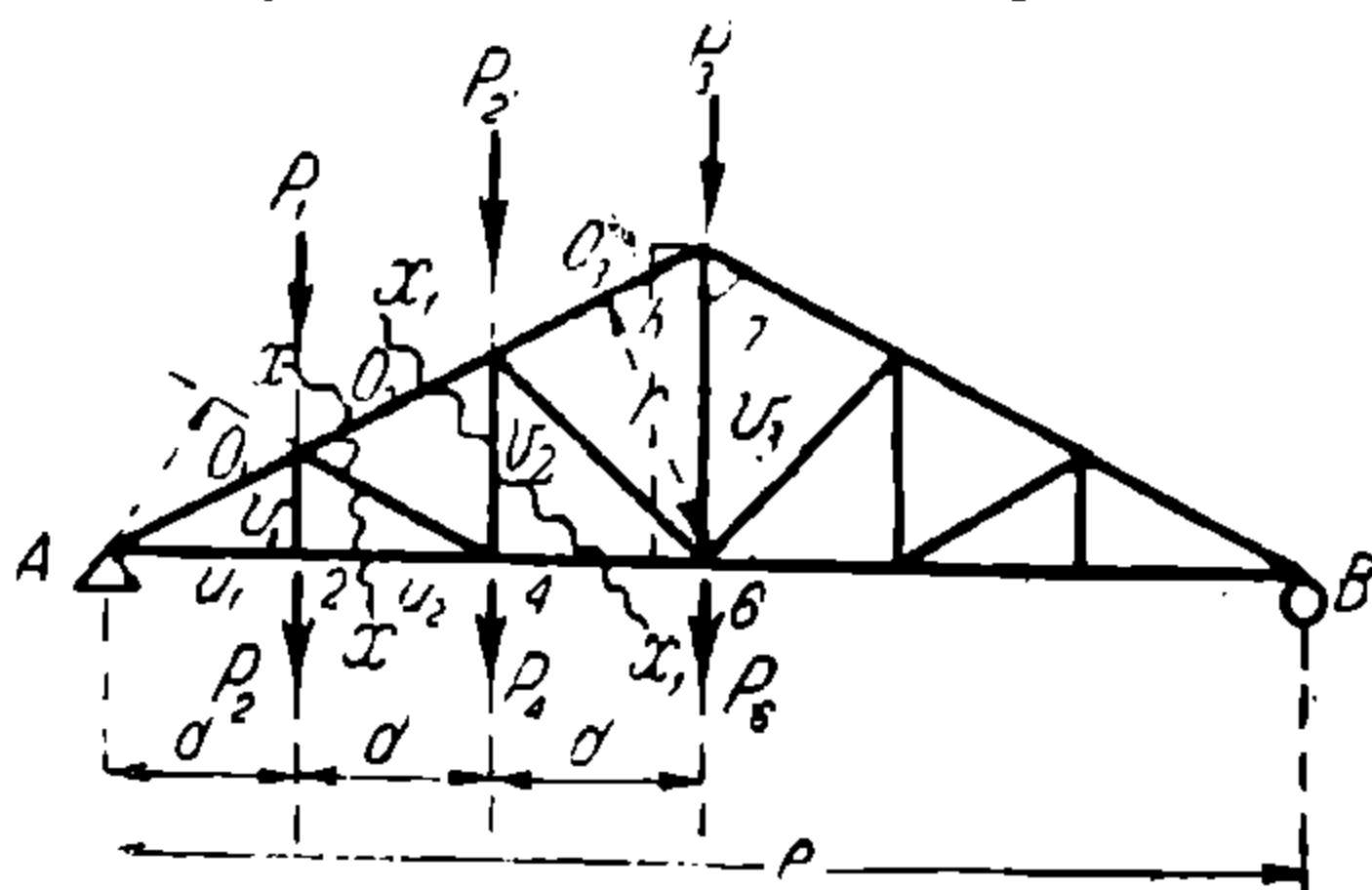
(предполагая  $V_1$  растянутым). Решив это уравнение, определим усилие  $V_1$  по величине и по направлению.

Пример 10-й. В треугольной ферме, изображенной на фиг. 88, определить усилие в раскосе  $D_1$ . Нагрузка приложена к верхним и нижним узлам.

Сечением  $x - x$  режем ферму на две части, пересекаем три стержня, среди коих имеется и наш  $D_1$ , усилие коего мы определяем.



Фиг. 87.



Фиг. 88.\*

Рассматриваем условие равновесия левой части (где меньше сил). Точкой моментов (точкой Риттера) должна служить точка, где сходятся два пересеченных стержня  $O_2$  и  $U_2$ .

В данном случае эта точка опоры  $A$ , относительно коей берем момент всех сил, действующих на рассматриваемую левую часть фермы:  $A$ ,  $P_1$  и  $P_2$ . Сила  $A$ , проходя через точку  $A$ , имеет плечо, равное нулю, и потому в уравнение моментов не входит:

$$\sum M_A = P_1 d + P_2 d + D_1 r_1 = 0 \quad (r_1 \text{ есть плечо силы } D_1),$$

(предполагая  $D_1$  растянутым, т. е. действующим от узла), откуда

$$D_1 = - \frac{P_1 d + P_2 d}{r_1}.$$

Ввиду отрицательного результата для  $D_1$  оно сжато.

Пример 11-й. Для той же фермы определить усилие стойки  $V_2$ . Сечение  $x_1 - x_1$  пересекает нашу стойку и два стержня  $O_2$  и  $U_3$ .

Точкой моментов служит попрежнему точка опоры  $A$  (ввиду схода в этой точке продолжений стержней  $O_2$  и  $U_3$ ):

$$\sum M_A = (P_1 + P_2) 2d + P_4 2d - V_2 2d = 0,$$

\* На фиг. 88 следует проставить при первом слева раскосе обозначение силы  $D_1$  и плечо ее  $r_1$ .

предполагая, как обычно,  $V_2$  растянутым.  
откуда:

$$V = \frac{(P_1 + P_2)d + P_4 2d}{2d} = \frac{P_1 + P_2 + 2P_4}{2} = \frac{P_1}{2} + P_2 + P_4.$$

Результат положительный, следовательно,  $V_2$  растянут.

Пример 12-й. В консольной ферме, шарнирно прикрепленной к стене, приведенной на фиг. 89, определить способом Риттера усилия стержней 3—7, 3—5 и 4—6.

Перережем ферму сечением II—II:

Берем момент правой части относительно шарнира 3:

$$\sum M_3 = P_2 \frac{l}{2} + W \frac{h}{2} = 0,$$

где  $W$  обозначает усилие стержня 4—6 и  $h$ —высота фермы, равная 8 м;  $l = 8$  м, откуда

$$W = -\frac{P_2 l}{h}$$

$W$  оказывается сжатым.

При том же сечении за центр моментов берем шарнир 6;

$$\sum M_6 = P_2 l + P_1 \frac{l}{2} - Z \cdot l_{3-6} = 0,$$

где  $l_{3-6}$  обозначает длину стержня 3—6  $Z$ —усилие и стержня 3—7

$$Z = \frac{P_2 l + P_1 \frac{l}{2}}{l_{3-6}} \text{ (растянут).}$$

Сечением 1—1 перерезываем 3—5 и 4—5 и два уже рассчитанных стержня  $Z$  и  $W$ . Взяв момент относительно точки 4, мы считаем элемент 3—5 через ранее определенный  $Z$ :

$$\sum M_4 = P_2 \frac{l}{2} - Z l_{2-4} - Y l_{4-5} = 0,$$

где  $l_{2-4}$  и  $l_{4-5}$  длина стержней 2—4 и 4—5.

$$Y = \frac{P_2 \frac{l}{2} - Z l_{2-4}}{l_{4-5}}.$$

Знак усилия  $Y$  с минусом, так как  $Z l_{2-4} > P_2 \frac{l}{2}$ . Рекомендуется учащимся самим это доказать.

Пример 13-й. На ферме, изображенной на фиг. 90, разрез пересекает более трех стержней. Однако определить усилия верхнего пояса можно способом Риттера, так как все перерезываемые стержни, за исключением рассматриваемого, сходятся в одну точку, каковую и надо взять за центр моментов. Усилия остальных элементов определяются способами, далее указанными.

Пример 14-й. В стропильной ферме с нижним горизонтальным поясом и нисходящими раскосами (фиг. 88) определить усилия  $O_2$

в предположении лишь верхней вертикальной нагрузки по  $P$  в каждом узле и  $P_0 = \frac{P}{2}$  в опорном узле.

Обозначим число панелей через  $n$ :  $A = \frac{P \cdot n}{2}$

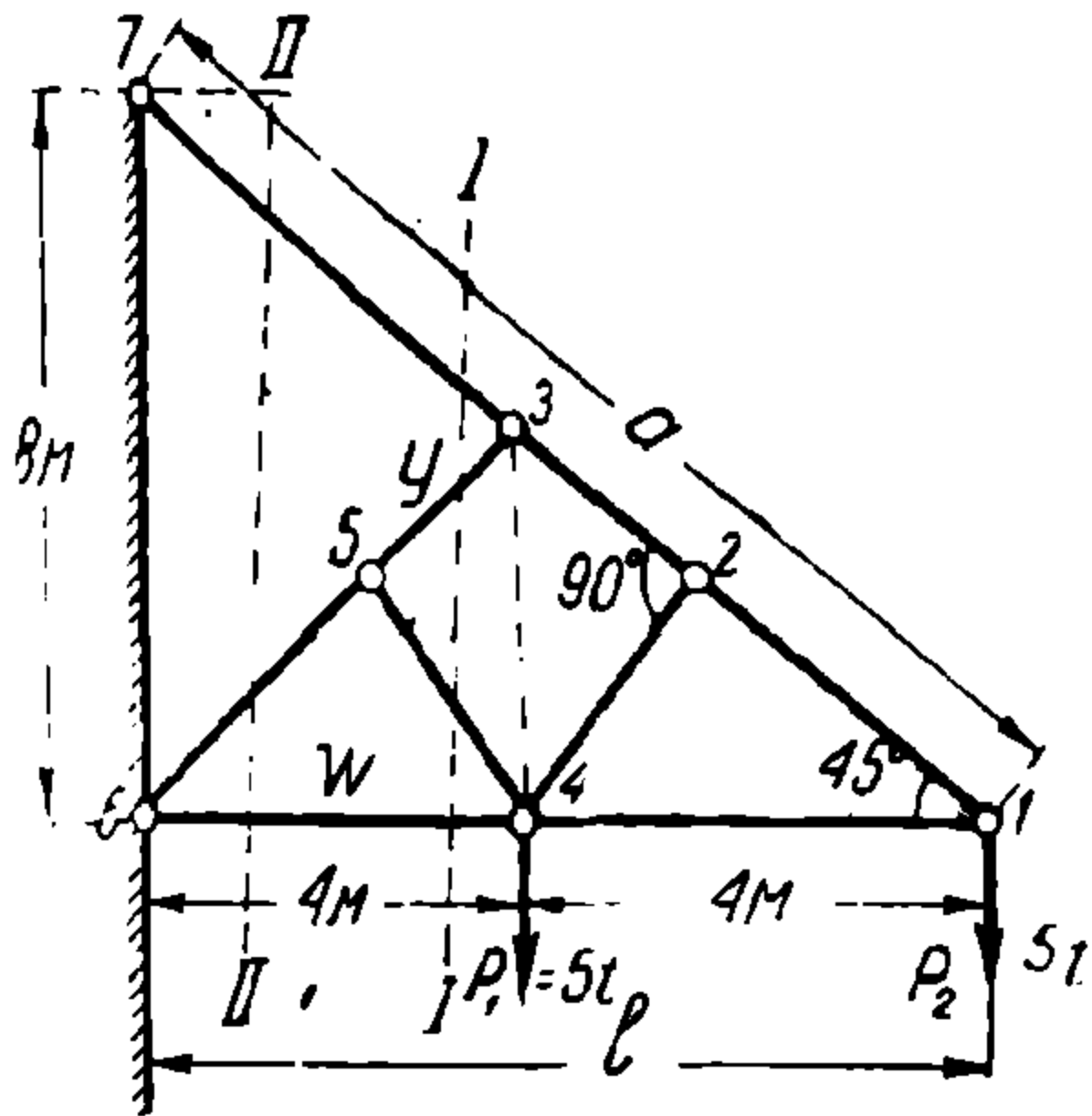
В расчет можно ввести  $A' = A - P_0 = \frac{P \cdot n}{2} - \frac{P}{2}$

Центром моментов служит узел 2:

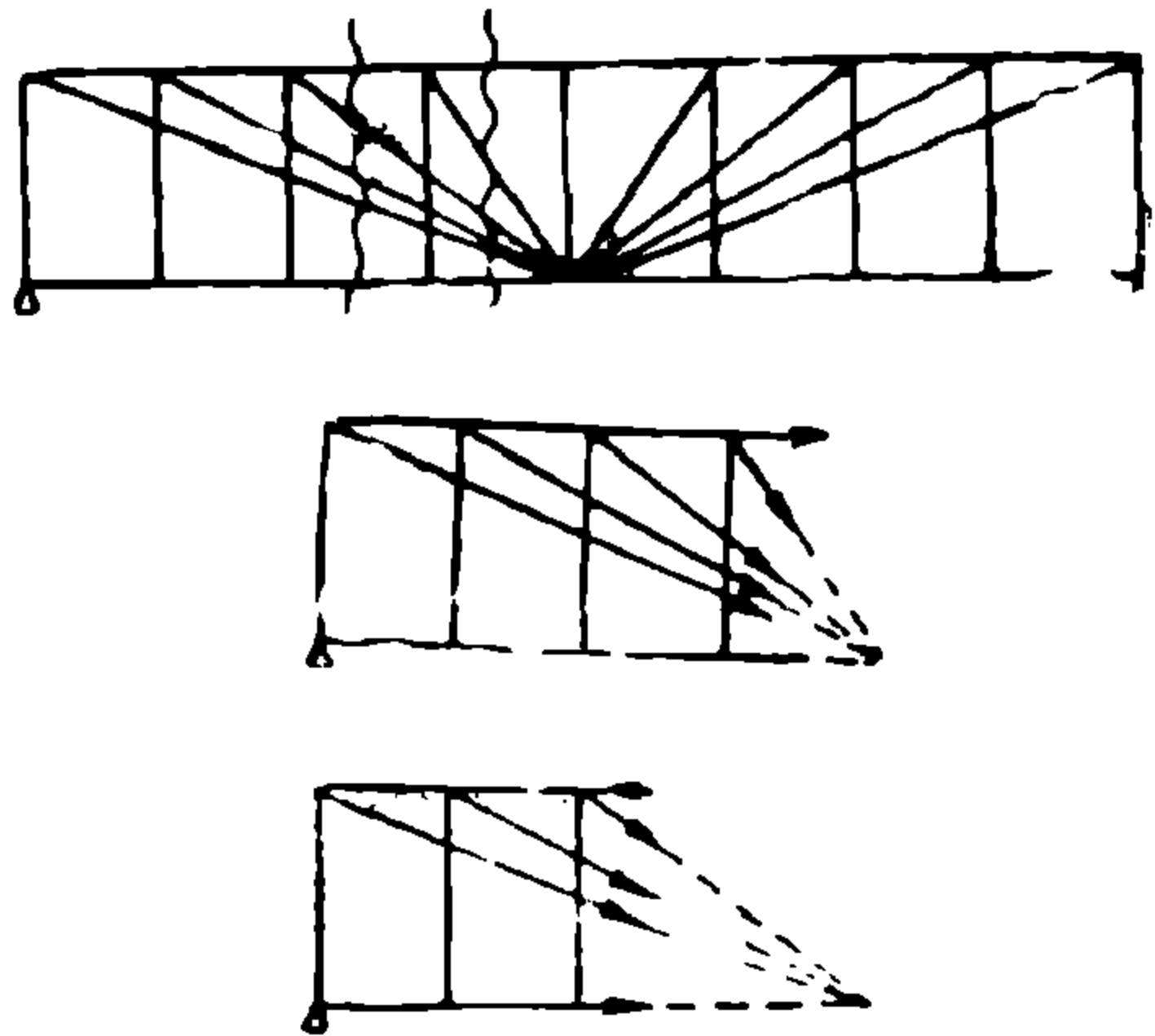
$$M_2 = A' 2d - Pd = (2A' - P)d = (Pn - 2P)d = P(n - 2)d.$$

Плечо усилия  $O_2$  (перпендикуляр, опущенный от центра узла 2 на направление усилия  $O_2$ ) обозначим через  $h_2 = 2d \sin \alpha$ , где  $\alpha$  — угол наклона верхнего пояса фермы:

$$O_2 = \frac{M_2}{h_2} = \frac{P(n-2)d}{2d \cdot \sin \alpha} = \frac{P(n-2)}{2 \sin \alpha}.$$



Фиг. 89.\*



Фиг. 90.

Обозначив номер панели, усилие в поясе коего мы изучаем, через  $m$  (здесь  $m=2$ ), получим упрощенную формулу для вычисления усилий в элементах верхнего пояса:

$$O_m = \frac{P(n-m)}{2 \sin \alpha}.$$

Если раскосы были бы восходящими, тогда центром моментов для усилия  $O_2$  был бы узел 1 и формула приняла бы вид:

$$O_m = \frac{P(n-m+1)}{2 \sin \alpha}$$

Предлагаем читателю самому вывести эту формулу по аналогии с выводом предыдущей формулы.

Аналогично для элементов нижнего пояса

$$U_m = \frac{P(n-m+1)}{2 \operatorname{tg} \alpha} \text{ — при нисходящих раскосах и}$$

\* На фиг. 89 при стержне 3—7 проставить значение силы  $Z$ .

$$U_m = \frac{P(n-m)}{2 \operatorname{tg} \alpha} \text{ — при восходящих раскосах.}$$

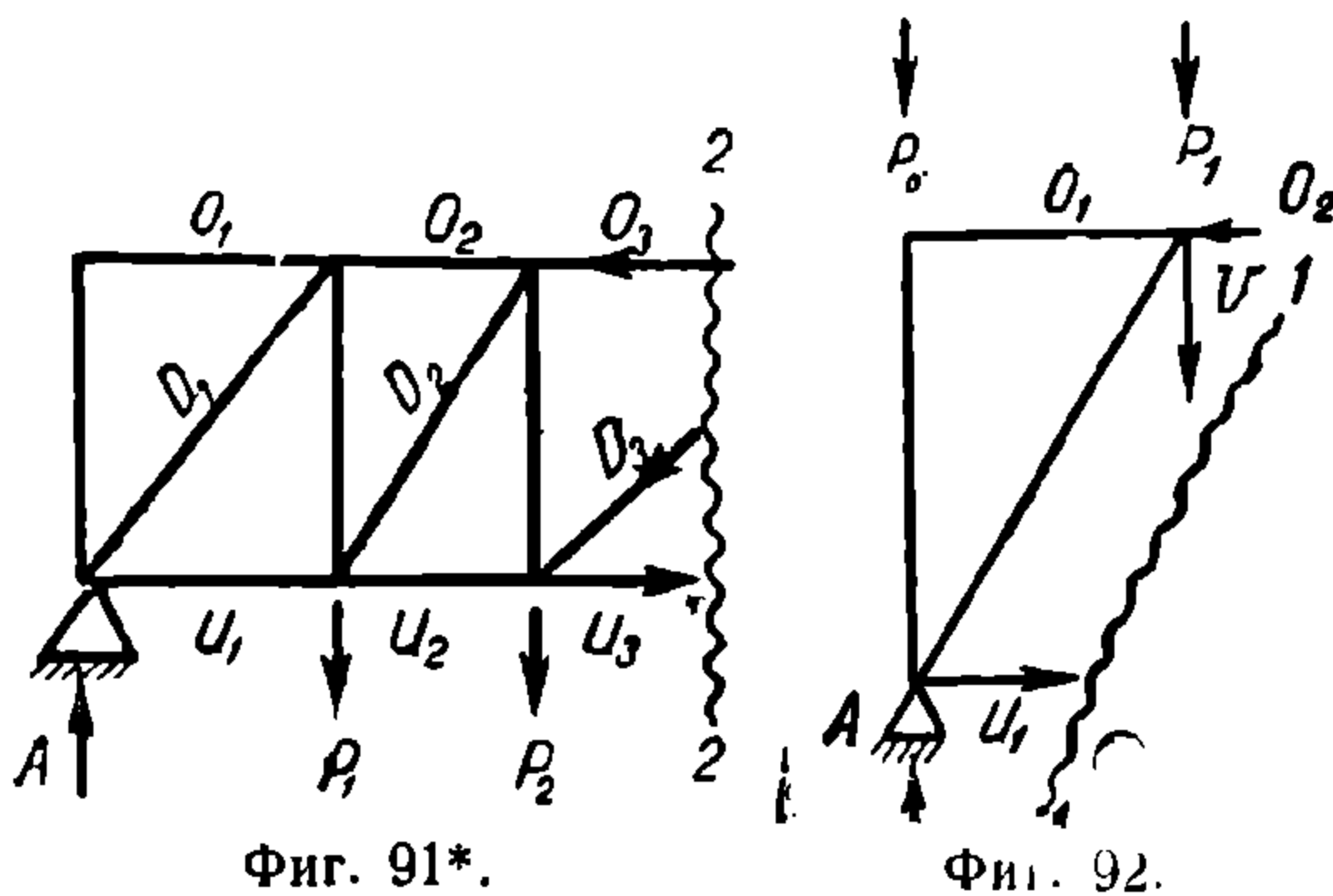
И эти формулы предлагаем читателю самому вывести по аналогии с приведенным здесь выводом.

## § 12. Способ проекции

Способ проекции основан на 2-м законе статики  $\Sigma Y = 0$  и применяется для расчета усилий в стержнях решетки ферм с параллельными поясами, что подтвердим примерами.

**Пример 1-й.** Определить усилие в раскосе  $D_3$  фермы с параллельными поясами, изображенной на фиг. 85.

Мы можем провести только одно сечение  $II-II$ , которое, пересекая наш стержень, перерезало бы два других стержня. Последние



Фиг. 91\*.

Фиг. 92.

два стержня  $O_3$  и  $U_3$ , как параллельные, между собой не имеют общей точки схода (фиг. 91). Следовательно, применение способа Риттера не представляется возможным. Наиболее удобным будет применить условие равновесия одной части фермы относительно вертикальной оси, так как усилия поясов спроектируются в

точку, и в уравнение статики  $\Sigma Y = 0$  войдет одно неизвестное.

Пишем уравнение:

$$\Sigma Y = A - P_0 - P_1 - P_2 - P_1' - P_2' + D_3 \sin \varphi = 0.$$

$D_3$  условно взято с плюсом, как направленное вверх, в предположении, что усилие  $D_3$  идет от узла, т. е. растянуто.

Решаем уравнение:

$$D_3 = - \frac{A - P_0 - P_1 - P_2 - P_1' - P_2'}{\sin \varphi} \quad D_3 = - \frac{Q_2}{\sin \varphi},$$

где  $Q_2$  есть величина поперечно-перерезывающей силы слева от сечения 2—2, как в простой балке. Результат получился отрицательным, т. е. раскос не растянут, а сжат.

**Пример 2-й.** В этой же ферме определить усилие стойки  $V_1$ . Проведем сечение 1—1, пересекающее наш стержень  $V_1$  и два других стержня. Отделяя правую часть фермы, рассматриваем условие равновесия левой части фермы:

$$\Sigma Y = A - P_0 - P_1 - V_1 = 0,$$

откуда

$$V_1 = A - P_0 - P_1 = Q,$$

\* На фиг. 91 должны быть приведены силы: у верхних узлов  $P_0$ ,  $P_1$  и  $P_2$ , а у нижних узлов —  $P_1'$  и  $P_2'$

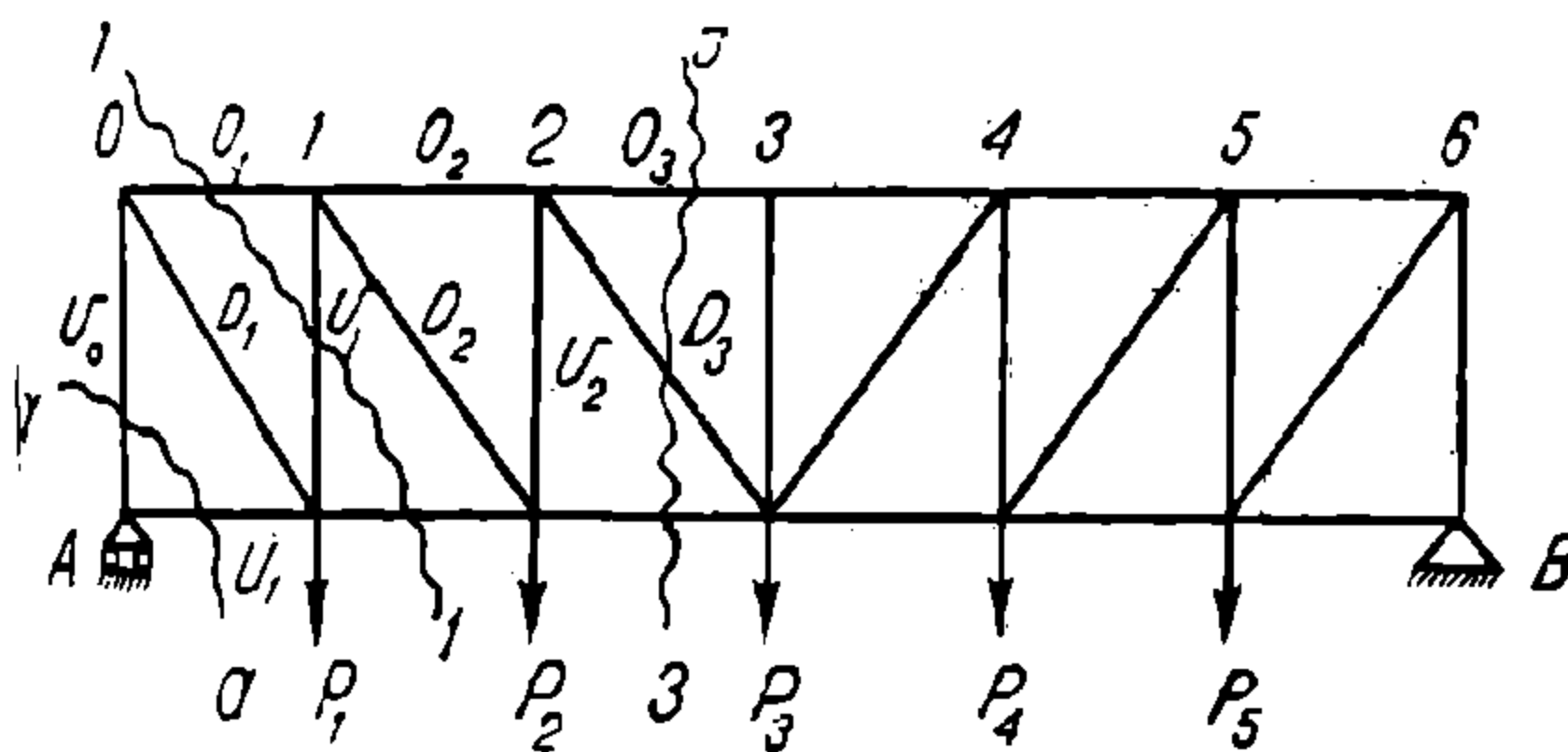
где  $Q$  есть величина поперечной перерезывающей силы, как в простой балке. Следовательно, мы определили величину усилия стойки (равной поперечно-перерезывающей силе) и направление его, которое оказалось положительным, т. е. стойка растянута (фиг. 92).

### В численных значениях

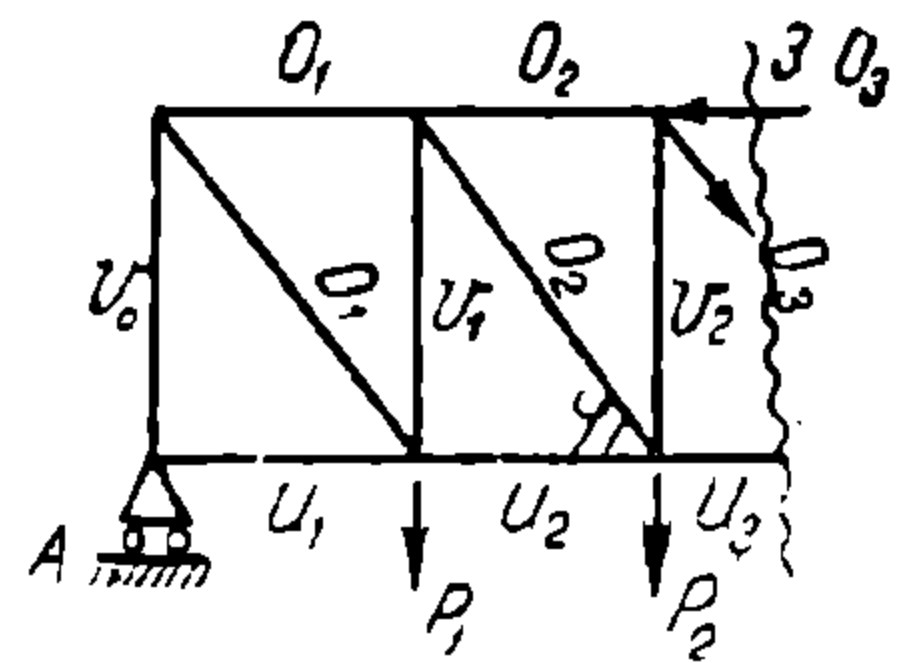
Пусть в этой ферме (фиг. 85) пролет фермы  $l$  равняется 24 м, панель  $d = 3$  м, высота фермы  $h = 4$  м. К верхнему поясу приложена нагрузка по 2 т к каждому узлу, а к нижнему поясу по 1,5 т. Длина раскоса составляет  $\sqrt{3^2 + 4^2} = 5$  м. Опорные реакции равны между собою и каждая составляет:

$$A = B = \frac{2 \cdot 7 + 1,5 \cdot 5}{2} = 10,75 \text{ т.}$$

Усилие  $D_3 = \frac{A - P_0 - P_1 - P_2 - P_1' - P_2'}{\sin \varphi} = \frac{10,75 - 2 \cdot 3 - 1,5 \cdot 2}{\frac{4}{5}}$  где



Фиг. 93.



Фиг. 94.

$\frac{4}{5}$  — есть  $\sin \varphi$ , как отношение катета  $h$  (противолежащего против угла  $\varphi$ ) к гипотенузе — к длине раскоса.

Окончательно  $D_3 = \frac{(10,75 - 6 - 3) \cdot 5}{4} = -2,2 \text{ т (сжат)}$ .

Усилие  $V_1 = A - P_0 - P_1 = 10,75 - 4 = 6,75 \text{ т (растянуто)}$ .

Оба этих примера касались фермы с восходящими раскосами. Рассмотрим ферму с нисходящими раскосами.

Пример 3 й. В ферме, изображенной на фиг. 93, рассчитать усилие  $D_3$ . Проводим сечение 3—3 и, отделяя правую часть фермы, рассматриваем условие равновесия левой части ее под действием всех внешних сил (фиг. 94), включая сюда опорную реакцию и силы, приложенные к перерезанным стержням взамен бывших внутренних, когда ферма не была перерезана:

$$\Sigma Y = A - P_1 - P_2 - D_3 \sin \varphi = 0$$

(предполагая усилие  $D_3$  от узла растянутым),

откуда

$$D_3 = \frac{A - P_1 - P_2}{\sin \varphi} = \frac{Q_3}{\sin \varphi},$$

где  $Q_3$  есть поперечно-перерезывающая сила части фермы слева от сечения 3—3, как в простой балке.

Раскос в ферме с нисходящими раскосами оказался растянутым, тогда как в ферме с восходящими раскосами раскос сжат.

Пример 4-й. В этой же ферме определить усилие стойки  $V_1$ . Приводим сечение 1—1. Рассматриваем второе условие равновесия левой части фермы (фиг. 95):

$$\sum Y = A - P_1 + V_1 = 0$$

(предполагая  $V_1$  растянутым, т. е. идущим от узла),

откуда

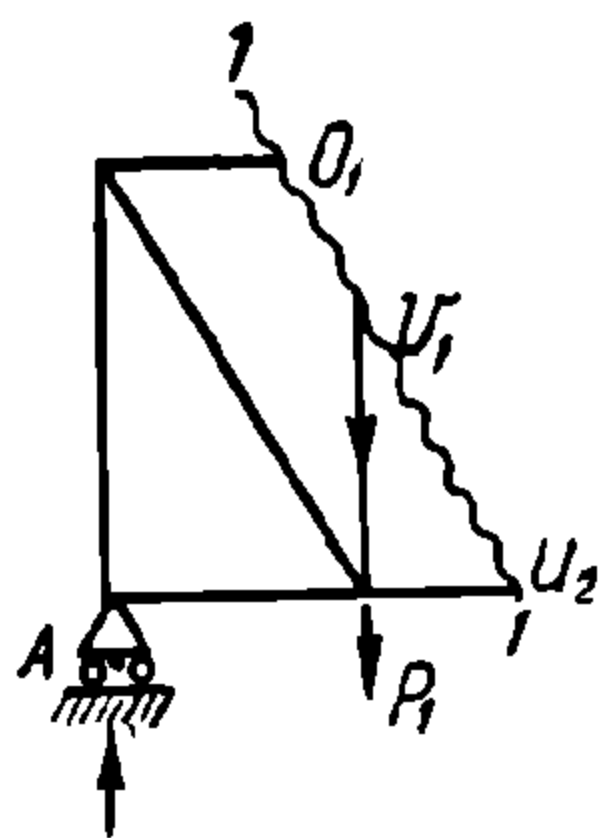
$$V_1 = -A + P_1 = -Q_1,$$

где  $Q_1$  — поперечно-перерезывающая сила, как в простой балке, слева от сечения 1—1. Ввиду отрицательного результата  $V_1$  не растянут, а сжат. В ферме же с восходящими раскосами, как раньше выведено, стойка растянута.

Из сказанного в этом параграфе следует:

1) Усилие в решетке фермы с параллельными поясами изменяется в зависимости от величины поперечно-перерезывающей силы, как в простой однопролетной балке.

2) В ферме с параллельными поясами с восходящими раскосами стойки растянуты, а раскосы сжаты, а в ферме с нисходящими раскосами, наоборот, стойки сжаты, а раскосы растянуты.



Фиг. 95.

Этот последний вывод служит основанием к тому, что ферма с параллельными поясами обычно делается с нисходящими раскосами, чтобы сжатый элемент был короче, так как он подвергается продольному изгибу, и чем длиннее он, тем хуже работает. Деревянные же фермы Гау делаются, наоборот, — с восходящими раскосами, так как сжатые деревянные раскосы позволяют делать простейшие сопряжения с поясом, а растянутые железные стойки (тяги) также просто соединяются с поясами.

### § 13. Способ вырезания узла

Способ проекции, как и способ Риттера, применим в тех случаях, когда одним сечением можно пересечь не более трех стержней. Поэтому этот метод совсем не годится для определения усилия в средней стойке  $V_3$  двух приведенных выше ферм, так как любое сечение, перерезывающее среднюю стойку, пересекает четыре стержня. Расчет усилия этой стойки производится на основании способа вырезания узла, с которым познакомимся на примерах.

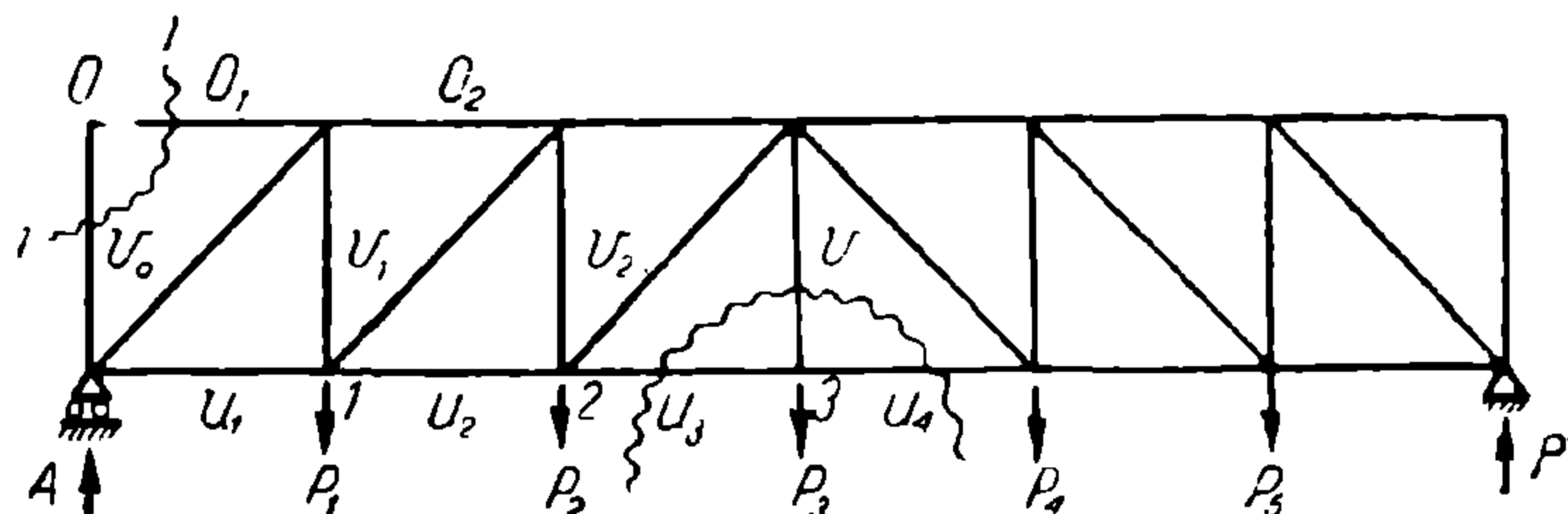
Пример 1-й. В изображенной на фиг. 96 ферме определить усилие в средней стойке  $V_3$ . Вырезаем узел 3, в котором имеется неизвестное усилие стойки  $V_3$ , сечением 3—3.

Рассматриваем условие равновесия вырезанного узла под влиянием всех действующих на него сил (фиг. 97).

Последние два усилия  $U_3$  и  $U_4$  имеют одно горизонтальное направление; поэтому во втором условии статики  $\Sigma Y = 0$  оба эти усилия проектируются в точку (в нуль) и в уравнение статики войдет одно неизвестное:

$$\Sigma Y = -P_3 + V_3 = 0$$

(предполагая  $V_3$  растянутым, от узла 3),



Фиг. 96.

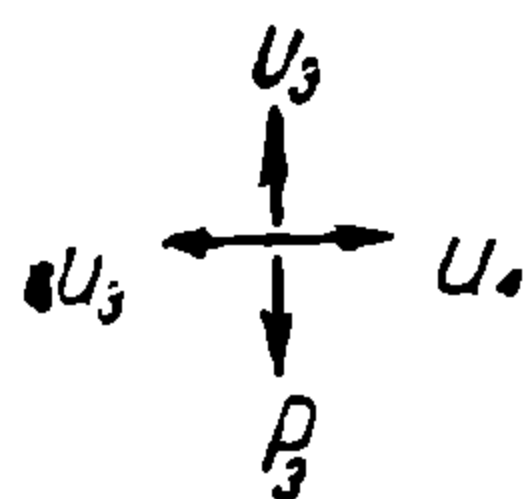
откуда  $V_3 = P_3$  (действительно усилие растяжения).

Пример 2-й. Определить усилие в середине стойки  $V_3$  в той же ферме при нагрузке сверху (фиг. 98).

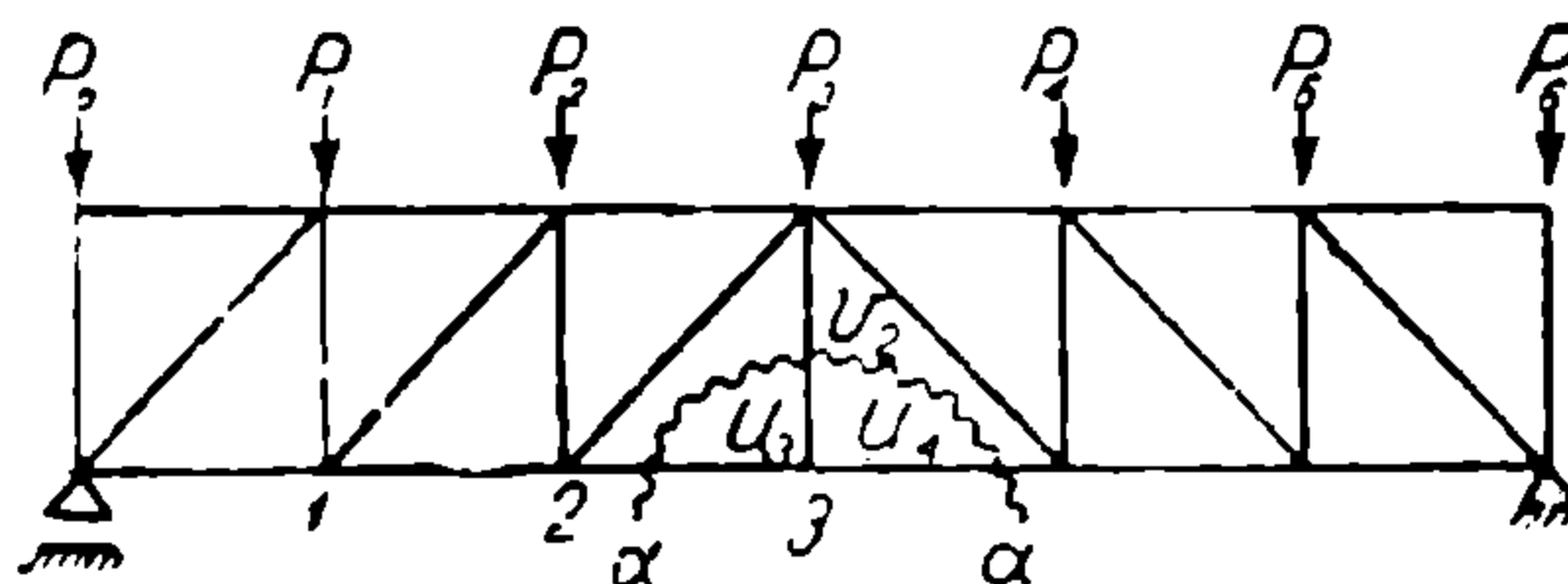
Второе уравнение статики:

$$\Sigma Y = 0; \quad \Sigma Y = -V_3 = 0,$$

т. е. средняя стойка не работает, если к узлу 3 не приложено нагрузки (фиг. 99).



Фиг. 97.



Фиг. 98.

Таким же образом определяем усилие в средней стойке  $V_3$  криволинейной фермы, приведенной на фиг. 100. Если нагрузка приложена к нижним узлам, то усилие  $V_3 = P_3$  (растянуто). Если нагрузка приложена к верхним узлам (а в нижнем узле нет нагрузки), то  $V_3 = 0$ .

Надо заметить, что в узле 3, если даже нет внешней нагрузки, то стойка  $V_3$  поддерживает оба нижних пояса  $U_3$  и  $U_4$ .

Следовательно, усилие  $V_3$  в этом случае равно половине веса обоих элементов нижнего пояса  $U_3$  и  $U_4$  (вторая половина их веса поддерживается в узлах 2 и 4).

Способом вырезания узла легко и просто определить усилие в опорных стойках первых элементов поясов.

\* На фиг. 98 средняя стойка ошибочно обозначена вместо  $v_3$  через  $v_2$ .



Пример 3-й. Определить усилие в опорной стойке  $V_0$  фермы с параллельными поясами (фиг. 96) с восходящими раскосами при нагрузке в нижних узлах.

Вырезаем узел  $O$  сечением 1—1. Пишем второе уравнение равновесия  $\Sigma Y = V_0 = 0$  (в верхних узлах нет нагрузки), т. е. стойка  $V_0$  не работает.

Пример 4-й. В той же ферме определить методом вырезания узла усилие в стержне верхнего пояса  $O_1$ . Берем вырезанный сечением 1—1 узел и пишем первое уравнение статики.



$$\Sigma X = O_1 = 0,$$

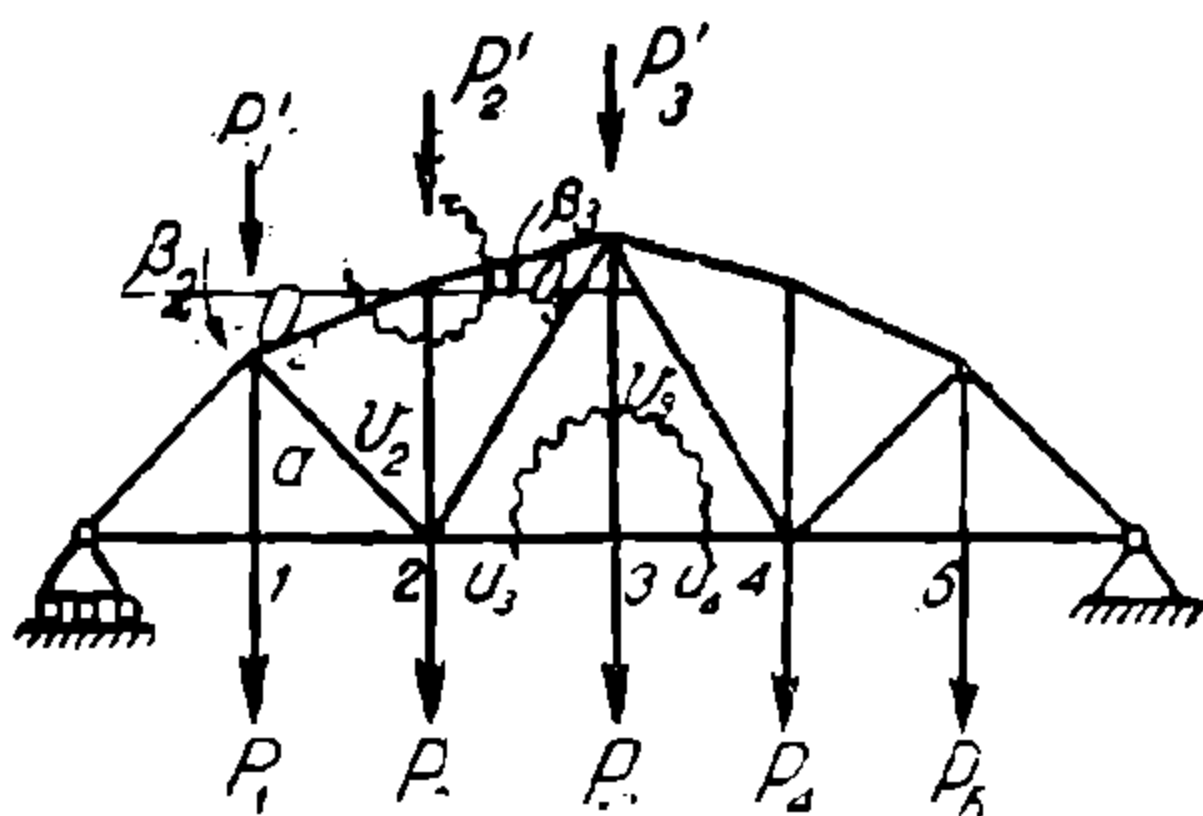
Фиг. 99. т. е. первый элемент вырезанного верхнего пояса не работает.

Примечание. Усилие  $O_1$  можно определить способом Риттера: моментной точкой для этого будет центр опоры  $A$ . Получаем те же результаты,—элемент  $O_1$  не работает.

Из 3-го и 4-го примеров следует, что при нагрузке, приложенной к нижним узлам в приведенной ферме (с параллельными поясами и восходящими раскосами) можно удалить стержни  $V_0$  и  $O_1$ , как не работающие, и ферма примет вид, как на фиг. 101.

Пример 5-й. В ферме, изображенной на фиг. 85, определить усилие в стойке  $V_0$  и первом элементе верхнего пояса  $O_1$ . Вырезаем узел  $O$  сечением  $O'O'$ . Второе условие статики

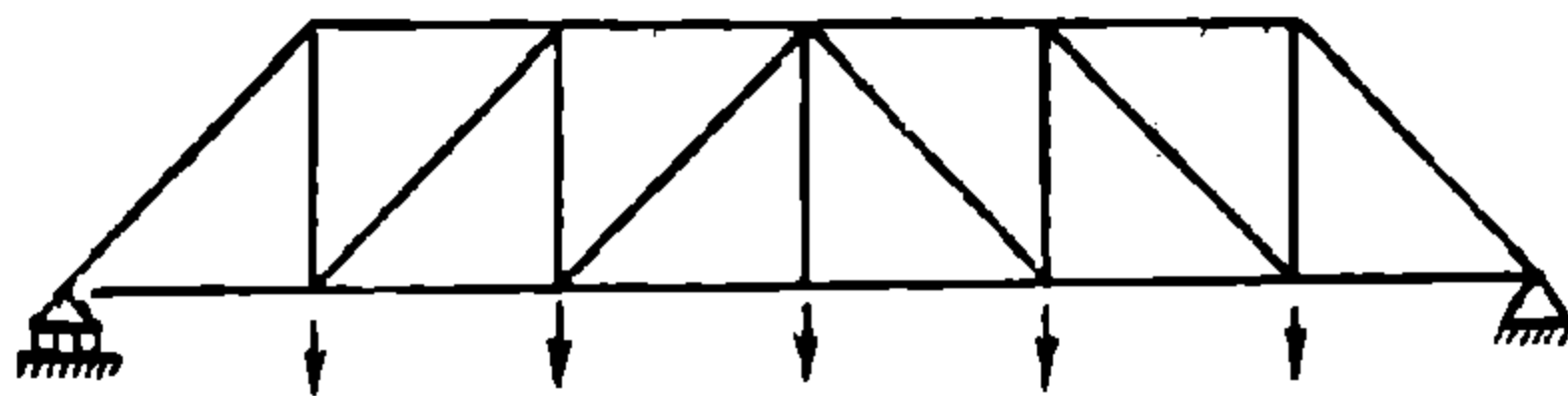
$$\Sigma Y = -V_0 - P_0 = 0$$



Фиг. 100.

(предполагая сначала  $V_0$  растянутым)  $V_0 = -P_0$  (т. е. стойка сжата). Откуда и усилие в ней равно нагрузке, находящейся на узле  $O$ , т. е. над стойкой. Если бы не было здесь нагрузки, то усилие  $V_0$  равнялось бы нулю, как выше было приведено в примере 3-м.

Первое уравнение статики  $\Sigma X = O_1 = 0$ , т. е. первый элемент пояса не напряжен (что было определено выше в примере 4-м этого параграфа). Он служит для связи стойки  $V_0$  со всей фермой.



Фиг. 101.

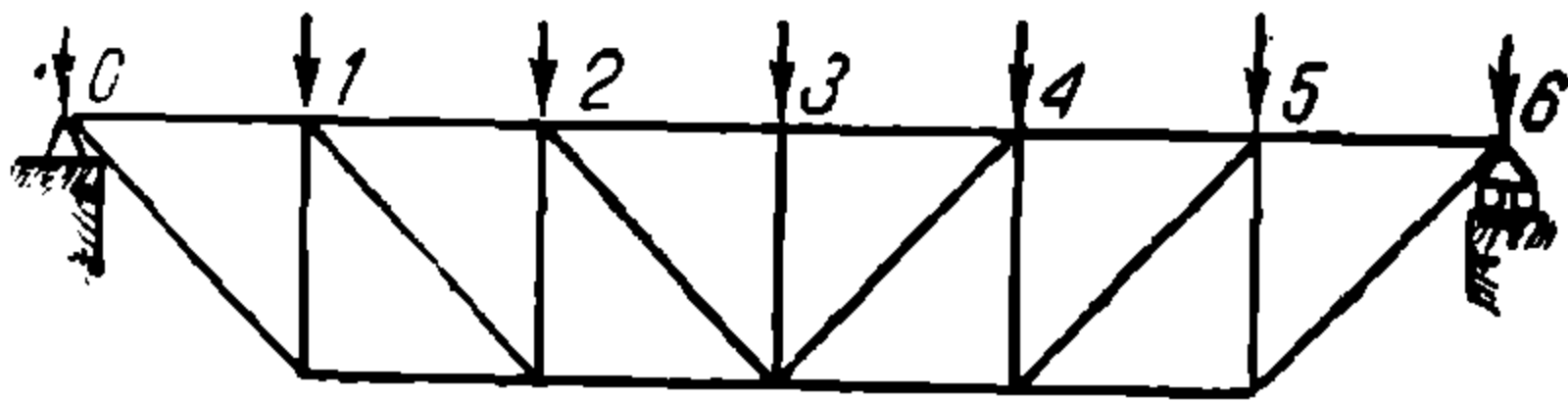


Фиг. 102.

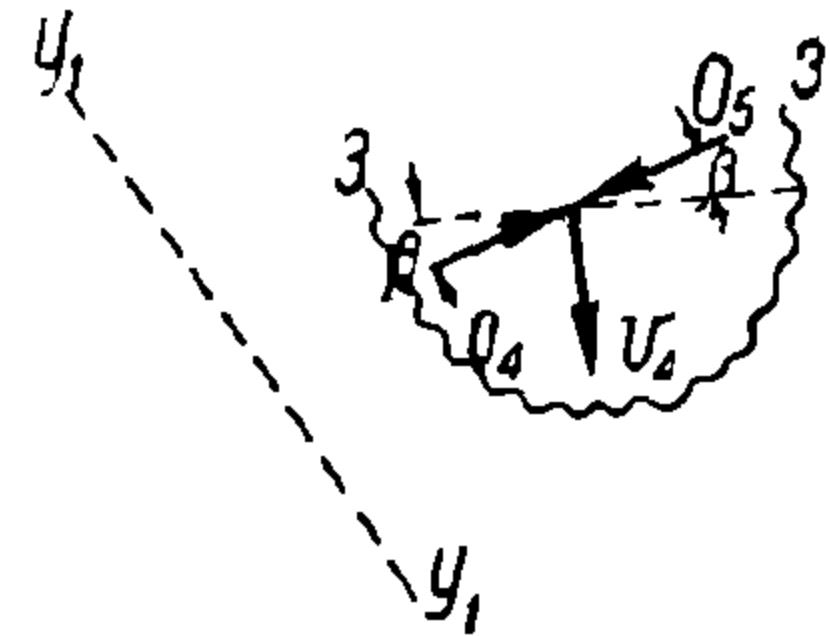
Пример 6-й. В ферме с нисходящими раскосами (фиг. 93) определить усилие в стойке  $V_0$  в первой панели. Вырезаем опорный узел  $A$  сечением  $aa$  (фиг. 102). Второе условие статики дает уравнение  $\Sigma Y = A + V_0 = 0$  (в предположении, что  $V_0$  растянуто и действует вверх от узла  $A$ ).

$V_0 = -A$ , т. е. усилие в опорной стойке равно величине опорной реакции  $A$  и направлено в противоположную сторону, к узлу. Значит, опорная стойка сжата. Первое уравнение статики  $\Sigma X = U_1 = 0$ .

Первая панель не напряжена, она служит только для связи опорной стойки со всей фермой, т. е. для устойчивости опорной стойки. Опорная проекция  $A$  передается через стойку  $V_0$  верхнему узлу. Ввиду этого и учитывая то, что элемент  $U_1$  не работает, можно бы, казалось, удалить оба стержня; опорная реакция перенесется в узел  $O$



Фиг. 103.

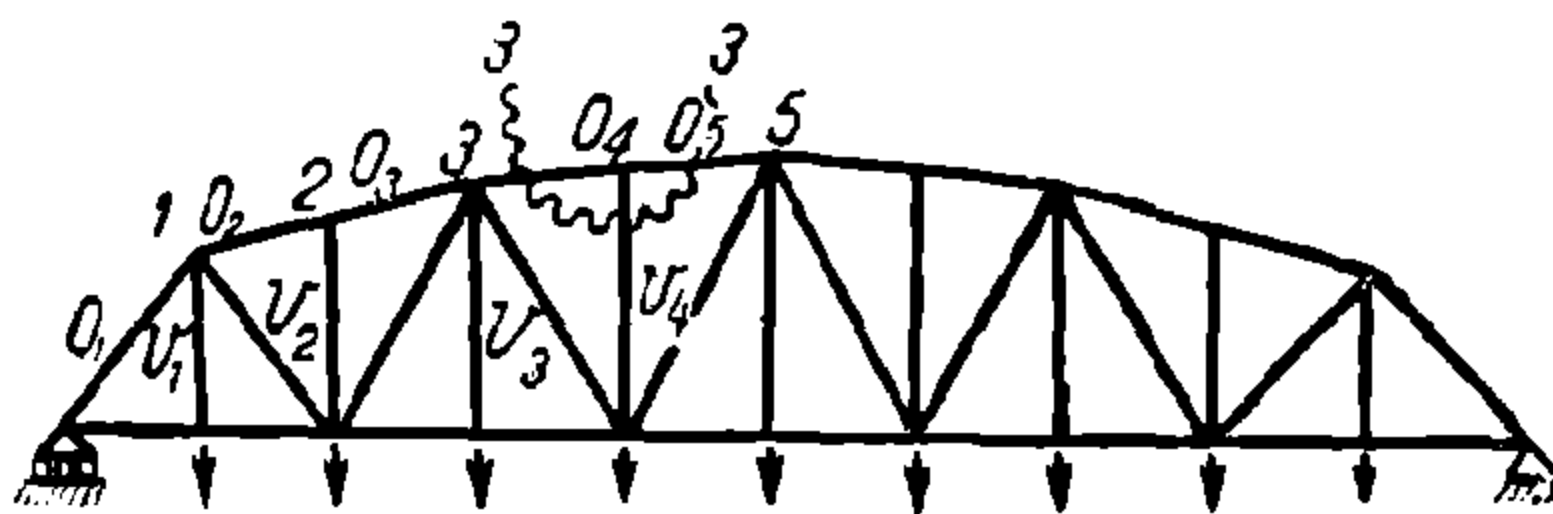


Фиг. 105.

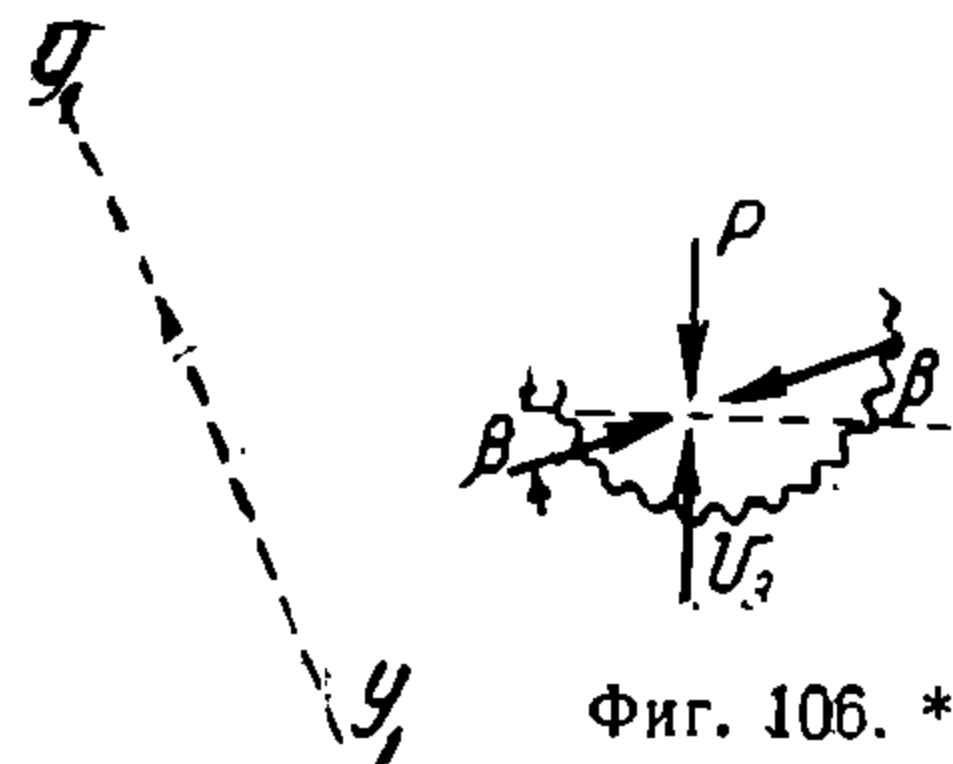
фермы, и ферма примет вид трапециoidalной фермы, изображенной на фиг. 103.

Вся ферма опускается вниз, и если общие условия сооружения позволяют это сделать, то эта ферма получится более рациональной.

Пример 7-й. Определить усилие в стойке  $V_4$ , изображенной на фиг. 104 криволинейной фермы с нагрузкой понизу фермы. Вырезаем сечением 3—3 узел 4 (фиг. 105). Помимо стойки  $V_4$  пересекутся элементы верхнего пояса  $O_4$  и  $O_5$ . Условие равновесия этого узла берем, проектируя действующие на узел усилия на ось



Фиг. 104.



Фиг. 106. \*

$Y_1 - Y_1$ , перпендикулярно и направления верхнего пояса  $O_4$  и  $O_5$ , тогда усилия  $O_4$  и  $O_5$  спроектируются в точку и мы получим:

$$\Sigma Y_1 = -V_4 \cos \beta = 0.$$

Так как  $\cos \beta$  не равен нулю, следовательно,  $V_4 = 0$ , т. е. стойка  $V_4$  не работает. Если бы в этой ферме была нагрузка поверху, то вырезанный узел имел бы вид, как на фиг. 106:

$$\Sigma Y_1 = -P \cos \beta - V_4 \cos \beta = 0,$$

(сначала, ввиду неизвестности, предполагаем  $V_4$  вытянутым, т. е. действующим от узла), откуда  $V_4 = -P$ , т. е. сжат.

\* На фиг. 106 стойку считать  $V_4$ , а не  $V_3$ .

Если нагрузка приложена к нижним узлам, то на узел 4 падает половина веса стержней  $O_4$  и  $O_5$  верхнего пояса, и этой величине равно усилие в стойке  $V_4$ . Другая половина веса стержней  $O_4$  и  $O_5$  падает на соседние узлы 3 и 5.

Пример 8-й. Определить усилие в стойке  $V_2$  криволинейной фермы, изображенной на фиг. 100. Вырезаем верхний узел 2; сечением пересекаем три неизвестных  $V_2$ ,  $O_2$  и  $O_3$  (фиг. 107).

Проектирование всех сил узла на любую ось не даст нам уравнения с одним неизвестным, так как направления сил  $O_2$  и  $O_3$  не лежат на одной прямой. Во всех приведенных примерах, когда стержни пояса, попавшие в вырезанные узлы, имели одно общее направление, тогда и при проектировании всех сил узла на ось перпендикулярную направлению стержней пояса, мы получали по одному уравнению с одним искомым (неизвестным).

Ввиду этого за ось проекции можно принять: или ось самой стойки, или ось, нормальную к направлению одного из поясов (фиг. 108).

В первом случае уравнение статики примет вид:

$$\Sigma Y = Y_2 - O_3 \sin \beta_3 + O_2 \sin \beta_2 - P_2' = 0,$$

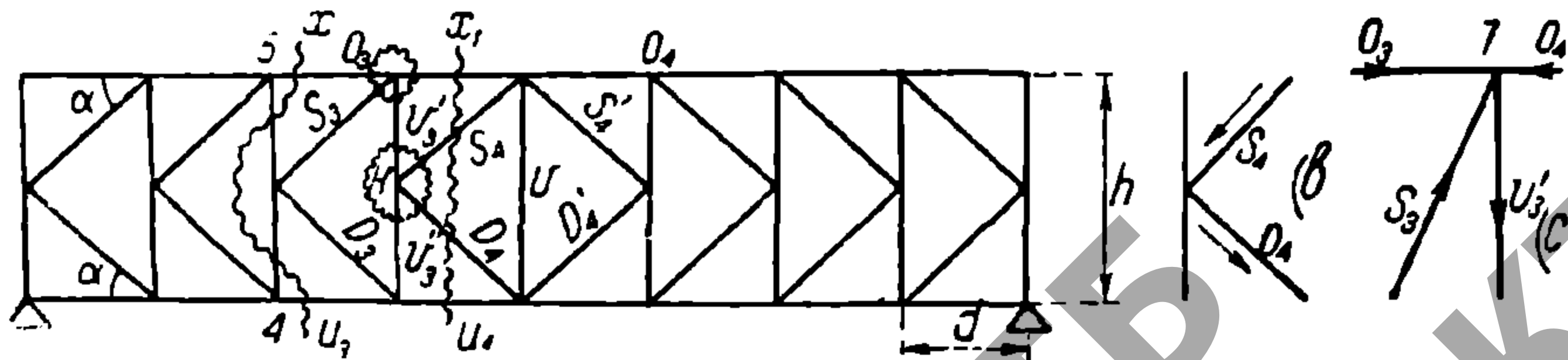
откуда  $V_2 = P_2' + O_3 \sin \beta_3 - O_2 \sin \beta_2$ .

Во втором случае примем за ось проекции линию, перпендикулярную к направлению  $O_2$ , так как в уравнение статики усилие  $O_3$  не войдет, а спроектируется в точку:

$$\Sigma Y_1 = -V_2 \cos \beta_3 - P_2' \cos \beta_3 + O_2 \sin (\beta_2 - \beta_3) = 0,$$

откуда стойка  $V_2 = -P_2' \cos \beta_3 + O_2 \sin (\beta_2 - \beta_3)$ , т. е.  $V_2$  не растянут, а сжат.

Как видно из полученных последних двух уравнений, усилие  $V_2$  оказывается функцией одного из усилий  $O_2$  или  $O_3$  или обоих, а потому раньше, чем приступить к расчету усилия в стойке  $V_2$ , пред-



Фиг. 109.

варительно надо определить усилие в элементах верхнего пояса.

\* На фиг. 108 величину угла  $\beta_2$  считать между направлением  $O_2$  и горизонталью.

Определение же усилий  $O_2$  и  $O_3$  можно производить способом Риттера, при общей точке моментов (узел 2) для обоих усилий.

Найденные таким образом значения  $O_2$  и  $O_3$  надо поставить в выведенные значения для  $V_2$ .

**Пример 9-й.** В приведенной выше консольной ферме на фиг. 89 определить способом вырезания узла усилия в элементах 4—5 и 4—2.

Вырезывая узлы 5 и 2 и проектируя силы узлов: 1 на ось, перпендикулярную к направлению 3—6, а 2 на ось, перпендикулярную к направлению 2—3, получим, что в элементах 4—5 и 2—4 усилия равны нулю, т. е. они не работают.

**Пример 10-й.** Рассчитать усилия в стержнях фермы, изображенной выше на фиг. 87. Нагрузка приложена к верхним узлам, к каждому узлу по одинаковой силе  $P$ .

**Решение.**

Реакции опор, ввиду симметрии, равны по  $3,5 P$ .

Мысленно вырежем опорный узел А с приложенными к нему силами: опорной реакцией А и внутренними силами  $V_0$  и  $U_1$ , приложенными к сечениям перерезанных стержней.

Если спроектируем эти силы на вертикальную ось, то получим уравнение с двумя неизвестными силами  $V_0$  и  $U_1$ .

Чтобы получить уравнение с одним неизвестным, очевидно, надо спроектировать вырезанный узел на горизонтальную ось.

Имеем  $\Sigma X = U_1 \cos \alpha = 0$ , где  $\alpha$  — угол, образованный направлением стержня с горизонталью. Значит  $U_1 = 0$ , т. е. первый стержень нижнего пояса не работает, а служит только для связи узла 2-й фермы с опорой.

Проверим полученный результат способом Риттера.

За моментную точку для стержня  $U_1$  следует принять центр шарнира 1.

$$M_1 = U_1 h \cos \alpha = 0,$$

где  $h$  — высота опорной стойки. Силы А и  $P_1$  имеют плечи, равные нулю, и поэтому они в уравнение моментов не попали.

Из этого уравнения следует, что  $U_1 = 0$ .

Далее вычисляем  $V_0$  проектированием того же вырезанного узла на ось Y

Получим  $V_0 = -A = -3,5 P$  (сжат).

После этого переходим к определению усилий  $O_1, D_1, V_1, U_2$  и т. д. способами, вышеприведенными в § 11.

#### § 14. Расчет усилий в стержнях полураскосной системы

Для расчета усилий в элементе пояса, например  $O_3$  и  $U_3$ , проводим разрез  $x-x$  (фиг. 109). Расчет ведется по способу Риттера, приняв за точку моментов противоположный изучаемому элементу шарнир узла пояса: для  $O_3$  берем шарнир узла 4 а для  $U_3$  — шарнир узла 5. В обоих случаях все перерезанные элементы, кроме изучаемого, имеют сход в точке моментов. Получим по-предыдущему:

$$O_3 = -\frac{M_4}{h}$$

и

$$U_3 = \frac{M_5}{h}.$$

Для расчета усилий в полураскосах, например  $D_4$  и  $S_4$ , проводим разрез  $x_1 - x_1$  через оба полураскоса, пересекая этим два стержня одной и той же панели. Кроме того, вырезаем средний узел (фиг. 109 б). Из условия равновесия  $\Sigma X = 0$  в отношении вырезанного узла следует, что при одинаковом угле наклона раскосов:

$$\begin{aligned} S_4 \cos \alpha &= -D_4 \cos \alpha \\ D_4 &= -S_4, \end{aligned}$$

знаки их обратны, но направления пока неизвестны, т. е. пока неизвестно, какой из полураскосов растянут и какой сжат.

Из уравнения  $\Sigma Y = 0$  в отношении левой части перерезанной фермы следует:

$$S_4 \sin \alpha + D_4 \sin \alpha - Q_4 = 0, \quad (I)$$

где  $Q_4$  есть поперечно перерезывающая сила слева от сечения.

При симметричной нагрузке  $Q_4$  направлен вверх, значит, усилия полураскосов направлены вниз, т. е.  $S_4$  сжат, а  $D_4$  растянут.

Из уравнения (I) следует:

$$2D_4 \sin \alpha = Q_4; \quad D_4 = \frac{Q_4}{2 \sin \alpha}.$$

$$2S_4 \sin \alpha = Q_4; \quad S_4 = \frac{Q_4}{2 \sin \alpha}.$$

Усилия верхней стойки, например  $V_3'$ , определяются вырезанием узла 7.

Из условия равновесия узла 7  $\Sigma Y = 0$  следует (фиг. 109 с), что

$$V_3' = S_3 \sin \alpha \text{ (растянут)}.$$

Такой результат получился при отсутствии нагрузки в узле. При наличии же в узле 7 нагрузки  $P$ :

$$V_3' = S_3 \sin \alpha - P.$$

Аналогично рассуждая, получаем усилие в нижней стойке  $V_3''$ .

При нагрузке поверху:

$$V_3'' = D_3 \sin \alpha \text{ (сжат)}.$$

При нагрузке понизу:

$$V_3'' = D_3 \sin \alpha - P.$$

Усилие в средней стойке  $V_{cp}$  при нагрузке поверху получается вырезыванием нижнего узла — проектированием сил на вертикальную ось:

$$V_{cp} = -(D_4 \sin \alpha + D_4' \sin \alpha) \text{ (сжат)}.$$

При нагрузке понизу вырезаем верхний узел и получаем:

$$V_{cp} = +(S_4 \sin \alpha + S_4' \sin \alpha) \text{ (растянут)}.$$

## § 15. Способ замены стержней (способ Геннеберга)<sup>1</sup>

Ранее рассчитанные фермы суть простейшие. Они образуются путем последовательной пристройки друг к другу треугольников. Они легко рассчитываются приведенными выше способами Риттера, способом проекции, вырезания узла или нижеприведенным графическим способом — диаграммой Кремоны. Способ вырезания узла можно называть общим для таких ферм способом, так как, последовательно вырезая узел за узлом и рассматривая условия равновесия каждого из них, рассчитаем усилия во всех стержнях фермы. На этом способе, как дальше узнаем, и строится диаграмма Кремоны.

Но есть фермы, в которых нет ни одного узла с двумя стержнями, и поэтому их никак нельзя решать приведенными выше способами, хотя по признакам ( $m = 2n - 3$ ) эти фермы являются статически определенными.

Рассчитать такие фермы можно способом Геннеберга, который в общих чертах состоит в том, что какой-либо стержень удаляется (выбрасывается из системы), и для сохранения неизменяемости последней вставляется между какими-либо узлами другой стержень. Эта замена стержней производится с таким расчетом, чтобы получить узел с двумя стержнями и сделать таким образом ферму возможной к расчету, как простую систему, одним из ранее полученных способов (или помощью диаграммы Кремоны).

Способ замены стержней проработаем на примере.

Имеем ферму (фиг. 110). Число узлов — 6; число стержней — 9.

Условие статической определенности удовлетворяется:

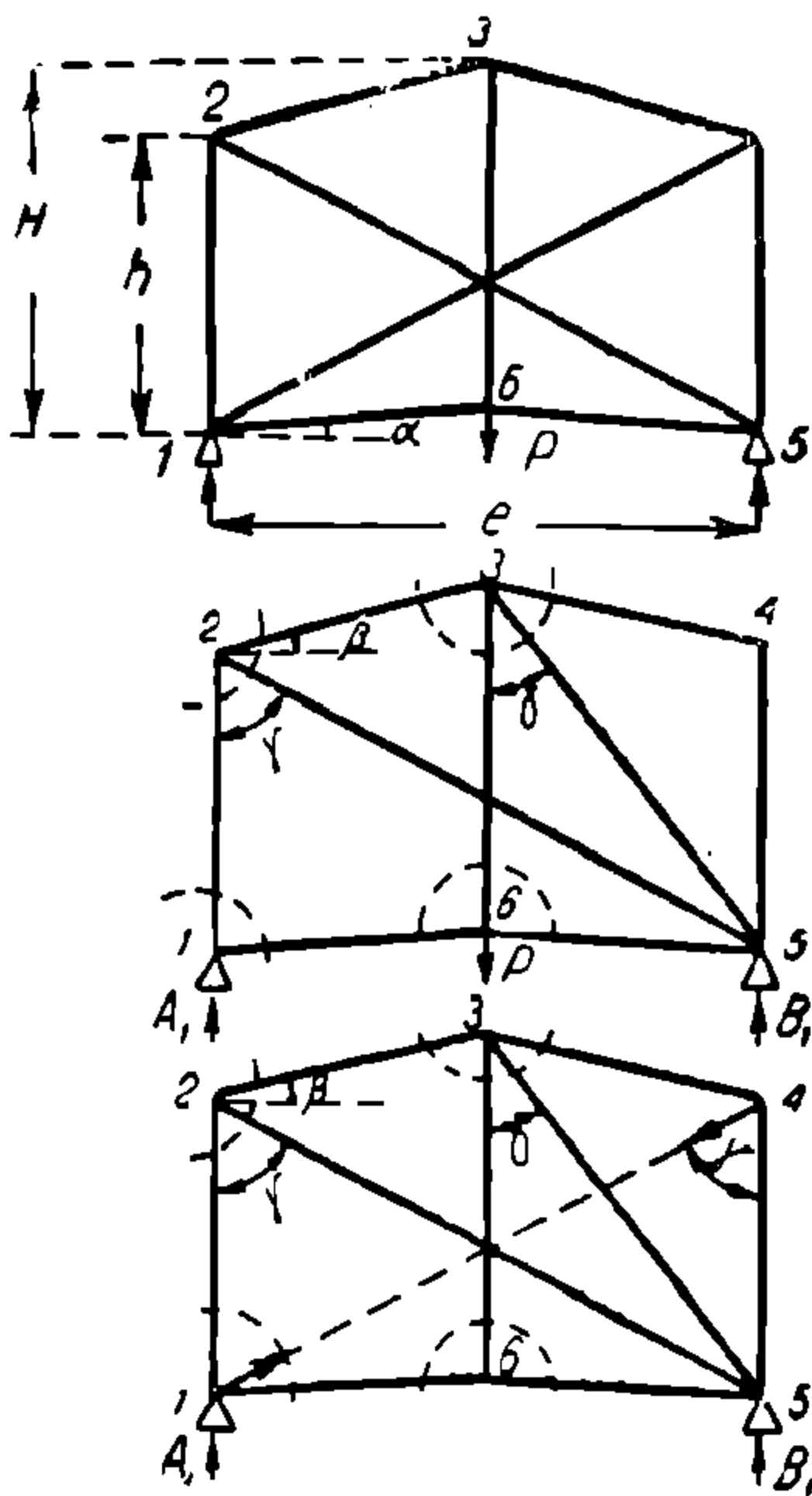
$$9 = 2 \cdot 6 - 3.$$

Но рассчитать ферму ранее изученными способами мы не можем, так как нет ни одного узла с двумя стержнями.

Выкинем стержень 1—4 и для сохранения неизменяемости системы заменим его стержнем 3—5 (фиг. 111), который мы будем называть возмещающим стержнем. Теперь ферму можно рассчитать, как простую систему, вырезанием узла или, что проще, построением диаграммы Кремоны (см. гл. III).

Пусть при таком расчете получилось в каком-либо стержне  $k$  усилие  $N_k$ , а в возмещающем стержне 3—5 усилие  $N_b$ .

<sup>1</sup> Рекомендуем первое чтение этого параграфа производить после ознакомления с диаграммой Кремоны.



Фиг. 110, 111, 112.

Теперь удалим с фермы нагрузку  $P$  и приложим в узлах 1 и 4 (где был отброшенный стержень) по силе, равной единице (фиг. 112).

Рассчитаем ферму по последней схеме и полученное при этом усилие в каком-либо стержне обозначим через  $N_k$ , а в возмещающем стержне 3—5 через  $N_b$ .

Общее усилие в стержне  $k$  равняется:

$$S_k = N_k + H_k \cdot 1,$$

а в возмещающем стержне:

$$S_b = N_b + H_b \cdot 1.$$

Если бы по схеме на фиг. 112 вместо силы, равной единице, к узлам 1—4 была бы приложена сила, действительно имеющаяся в отброшенном стержне 1—4, которую обозначим через  $X$ , то общее усилие в стержне  $k$  было бы:

$$S_k' = N_k + H_k \cdot X, \quad (I)$$

а в возмещающем стержне:

$$S_b' = N_b + H_b \cdot X. \quad (II)$$

Величину  $X$  определим из уравнения (II) при условии, если общее усилие в возмещающем стержне равно нулю, что и соответствует действительности, так как этот стержень фактически отсутствует.

Имеем:

$$0 = N_b + H_b \cdot X,$$

откуда

$$X = -\frac{N_b}{H_b} \quad (III)$$

Теперь, зная  $X$  и зная  $N$  и  $H$  в любом стержне, мы по формуле (I) определим в них усилия  $S'$ .

Таким образом дело сводится к решению простой системы в двух случаях нагрузки (по фиг. 111 и 112) или к построению для этих случаев двух диаграмм Кремоны и к суммированию для каждого стержня результатов по формуле (I). Определив этим способом усилие в одном стержне, мы можем остальные стержни вычислять обычными способами, так как в узлах будет теперь не более двух неизвестных усилий.

Проработаем этот пример в численных значениях. Пусть пролет  $l$  фермы равняется 10 м, длина стержня 1—2= $h$ =5 м. Наибольшая высота фермы  $H$ =8 м. Узел 6 приподнят над горизонтальной осью, проходящей через опоры 1 и 5 на 0,4 м. Сила  $P$  приложена к узлу 6 и равна 3 т.

По схеме по фиг. 111 (по удалении стержня 1—4) определим усилие в стержне 1—2.

Опорные давления:

$$A_1 = B_1 = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ т.}$$

Вырежем узел 1. Условие  $\Sigma X = 0$  устанавливает, что стержень 1—6 не работает.

Условие  $\Sigma Y = 0$  дает усилие в стержне 1—2:

$$N_{1-2} = A_1 = \frac{P}{2} = 1,5 \text{ т (сжат)}$$

(усилия во всех стержнях, кроме возмещающего, будем обозначать через  $N$  с соответствующими индексами).

Из вырезания узла 6 следует, что груз  $P$  целиком передается стержню 6, так что

$$N_{6-3} = 3 \text{ т}$$

(так как  $N_{1-6}$  и эквивалентный  $N_{5-6}$  равны нулю).

Чтобы подойти к возмещающему стержню 3—5, вырезаем последовательно узел 2 и узел 3.

Раньше определим длину стержня 2—5:

$$l_{2-5} = \sqrt{h^2 + l^2} = \sqrt{25 + 100} \cong 11,2$$

и длину стержня 2—3, равную:

$$\sqrt{(H-h)^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} = \sqrt{9 + 25} \cong 5,8 \text{ м.}$$

Из вырезанного узла 2 имеем:

$$\Sigma X = N_{2-5} \sin \gamma + N_{2-3} \cos \beta = 0;$$

$$\Sigma Y = N_{1-2} - N_{2-5} \cos \gamma + N_{2-3} \sin \beta = 0;$$

$$\sin \gamma = \frac{10}{11,2} \cong 0,88;$$

$$\cos \gamma = \frac{5}{11,2} \cong 0,44;$$

$$\sin \beta = \frac{3}{5,8} \cong 0,52;$$

$$\cos \beta = \frac{5}{5,8} \cong 0,86.$$

Неизвестные направления усилий принимаем во всех уравнениях условно растянутыми, т. е. от узла.

Уравнения примут вид:

$$0,88N_{2-5} + 0,86N_{2-3} = 0;$$

$$N_{1-2} - 0,44N_{2-5} + 0,52N_{2-3} = 0.$$

Удвоим второе уравнение и сложим с первым уравнением. Получим:

$$2N_{1-2} + 1,9N_{2-3} = 0$$

или

$$2 \cdot 1,5 + 1,9N_{2-3} = 0$$

$$N_{2-3} = -\frac{3}{1,9} = -1,58 \text{ т (сжат)}.$$

Вырезаем узел 3,

$$\Sigma X = N_{2-3} \cos \beta + N_{3-5} \sin \delta + N_{3-4} \cos \beta = 0,$$



где  $N_{3-5}$  есть усилие в возмещенном стержне:

$$\Sigma Y = N_{2-3} \sin \beta - N_{3-6} - N_{3-5} \cos \delta - N_{3-4} \sin \beta = 0.$$

Предварительно определим длину стержня 3—5:

$$l_{3-5} = \sqrt{H^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} = \sqrt{64 + 25} \cong 9,4;$$

$$\sin \delta = \frac{5}{9,4} \cong 0,59;$$

$$\cos \delta = \frac{8}{9,4} = 0,85.$$

Уравнения примут вид:

$$\Sigma X = 0,86N_{2-3} + 0,59N_{3-5} + 0,86N_{3-4} = 0;$$

$$\Sigma Y = 0,52N_{2-3} - 0,85N_{3-5} - 0,52N_{3-4} - N_{3-6} = 0;$$

или

$$\left. \begin{aligned} 0,86 \cdot 1,58 + 0,59N_{3-5} + 0,86N_{3-4} &= 0 \\ 0,52 \cdot 1,58 - 0,85N_{3-5} - 0,52N_{3-4} - 3 &= 0 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \cdot 0,52; \\ \cdot 0,86. \end{array}$$

Имеем:

$$\begin{array}{r} + 1,36 + 0,31N_{3-5} + 0,45N_{3-4} = 0 \\ 1,36 - 0,73N_{3-5} - 0,45N_{3-4} - 2,58 = 0 \\ \hline 2,72 - 0,42N_{3-5} - 2,58 = 0; \end{array}$$

$$N_{3-5} = \frac{0,14}{0,42} = 0,33 \text{ (растянут).}$$

Это и есть усилие, обозначенное выше через  $N_b$ .  
Теперь рассчитаем систему по схеме 112. Силы будем обозначать через  $H$  с соответствующими индексами.

Вырезаем узел 1:

$$\Sigma X = 1 \sin \gamma + H_{1-6} \cos \alpha = 0;$$

$$\Sigma Y = 1 \cdot \cos \gamma + H_{1-6} \sin \alpha + H_{1-2} = 0;$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,4}{5} = 0,08;$$

$$\alpha = 4^\circ 35';$$

$$\cos \alpha \cong 1,0.$$

$$\sin \alpha \cong 0,08.$$

Оба уравнения примут вид:

$$0,88 + H_{1-6} = 0;$$

$$0,44 + 0,08H_{1-6} + H_{1-2} = 0.$$

Перемножим первое уравнение на 0,08 и переменим в нем знаки на обратные. Получим

$$\left. \begin{array}{l} -0,07 - 0,08H_{1-6} \dots = 0 \\ 0,44 + 0,08H_{1-6} + H_{1-2} = 0 \end{array} \right\} +$$


---


$$0,37 + H_{1-2} = 0.$$

$$H_{1-2} = -0,37 \text{ (сжат).}$$

Из первого из этих уравнений имеем:

$$H_{1-6} = -0,88 \text{ (сжат).}$$

Вырезаем узел 2:

$$\Sigma X = H_{2-5} \sin \gamma + H_{2-3} \cos \beta = 0$$

$$\Sigma Y = -H_{2-5} \cos \gamma + H_{2-5} \sin \beta + H_{1-2} = 0$$

или

$$0,88H_{2-5} + 0,86H_{2-3} = 0;$$

$$-0,44H_{2-5} + 0,52H_{2-3} + 0,37 = 0.$$

Второе уравнение умножим на два и сложим с первым уравнением; получим:

$$1,9H_{2-3} + 0,74 = 0;$$

$$H_{2-3} = -\frac{0,74}{1,9} \cong -0,39 \text{ (сжат).}$$

Вырезаем узел 6.

Условие  $\Sigma X = 0$  указывает на то, что

$$H_{1-6} = H_{6-5}.$$

Условие  $\Sigma Y = 0$  дает уравнение:

$$2H_{1-6} \sin \alpha + H_{3-6} = 0;$$

$$H_{3-6} = -2H_{1-6} \sin \alpha = -2 \cdot 0,88 \cdot 0,08 = -0,14t \text{ (сжат).}$$

Вырезаем узел 3:

$$\Sigma X = H_{2-3} \cos \beta + H_{3-4} \cos \beta + H_{3-5} \sin \delta = 0;$$

$$\Sigma Y = H_{2-3} \sin \beta - H_{3-4} \sin \beta - H_{3-5} \cos \delta + H_{3-6} = 0$$

или

$$\left. \begin{array}{l} 0,86 \cdot 0,39 + 0,86H_{3-4} + 0,59H_{3-5} = 0 \\ + 0,52 \cdot 0,39 - 0,52H_{3-4} - 0,85H_{3-5} + 0,14 = 0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \cdot 0,52 \\ \cdot 0,86 \end{array}$$


---


$$0,53 - 0,34H_{3-5} + 0,12 = 0,$$

откуда

$$H_{3-5} = \frac{0,65}{0,34} \cong 1,91t \text{ (растянут).}$$

Это и есть усилие, обозначенное выше через  $H_b$ .

Сила в отброшенном стержне  $1-4$ , обозначенная выше через  $X$ , определится из уравнения (III) этого параграфа:

$$X_{1-4} = -\frac{N_b}{H_b} = -\frac{0,33}{1,91} = -0,17t \text{ (сжат).}$$

Теперь усилия в любом стержне можно определить из уравнения (I)

$$S_k' = N_k + H_b \cdot X.$$

Например, усилие в стержне  $1-2$  равняется:

$$S_{1-2}' = N_{1-2} + H_{1-2} \cdot X = -1,5 - 0,37 \cdot 0,17 = -1,56t \text{ (сжат).}$$

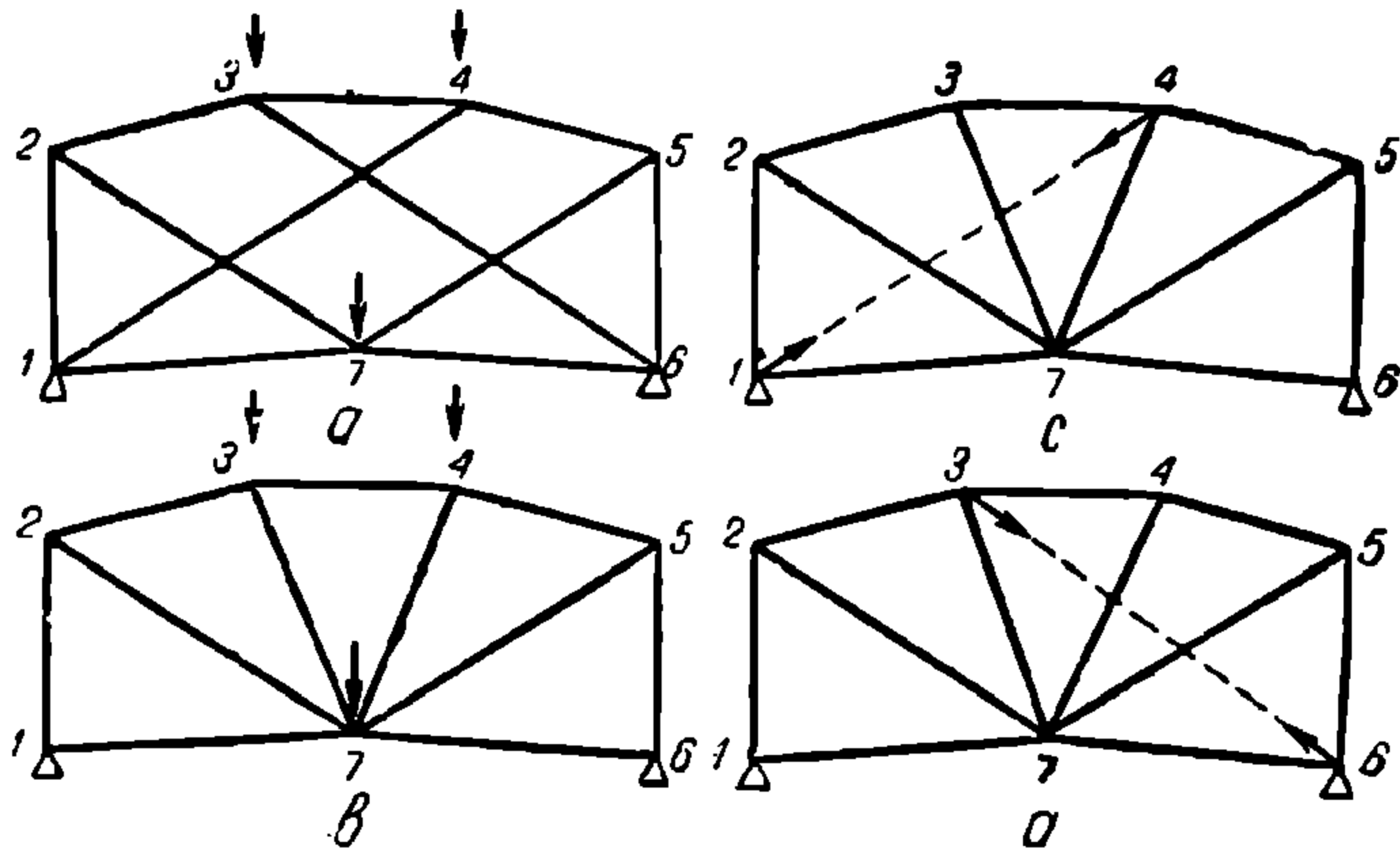
Усилие в стержнях  $2-3$ ,  $6-3$ ,  $1-6$  равняется:

$$S_{2-3}' = N_{2-3} + H_{2-3} \cdot X = -1,58 - 0,39 \cdot 0,17 = -1,65 \text{ (сжат);}$$

$$S_{6-3}' = N_{6-3} + H_{6-3} \cdot X = 3 - 0,14 \cdot 0,17 = 2,98t \text{ (растянут);}$$

$$S_{1-6}' = N_{1-6} + H_{1-6} \cdot X = 0 - 0,88 \cdot 0,17 \cong -0,15 \text{ (сжат);}$$

$$S_{1-4} = X = -0,17t.$$



Фиг. 113.

Система симметричная, и поэтому усилия в остальных стержнях соответственно равны усилиям в симметричных им и уже рассчитанных стержнях.

Способом замены стержней можно пользоваться и в более сложных случаях, когда требуется заменить два или большее число стержней, что покажем на примере.

Имеем систему (фиг. 113a) с 7 узлами и с 11 стержнями. Система статически определима, так как

$$11 = 2 \cdot 7 - 3.$$

Чтобы привести систему эту к простейшему виду, удобному для расчета, удалим два стержня  $1-4$  и  $6-3$  и для сохранения неизменяемости системы заменим их стержнями  $7-3$  и  $7-4$  (фиг. 113 b).

Усилие в отброшенных стержнях обозначим через  $X$  и  $Y$ .

В узлах  $1-4$  и  $3-6$  (где были удаленные стержни) приложим по силе, равной единице, и удалим при этом внешнюю заданную нагрузку (см. схемы на фиг. 113 c и d). Рассчитаем полученную простую

систему при трех случаях: при наличии заданной нагрузки (фиг. 113 *b*) при силе, равной единице, вместо первого отброшенного стержня (фиг. 113, *c*) и при силе, равной единице, вместо второго отброшенного стержня (фиг. 113 *d*).

Обозначим усилия в каком либо стержне  $k$  при полной нагрузке по схеме 113 *b* через  $N_k$ ; при силе, равной единице, взамен первого удаленного стержня, через  $H_k$  (схема — фиг. 113 *c*) и при силе, равной единице, взамен второго удаленного стержня, через  $V_k$  (по схеме фиг. 113 *d*).

По аналогии с предыдущим, общее усилие в стержне  $k$  выразится через

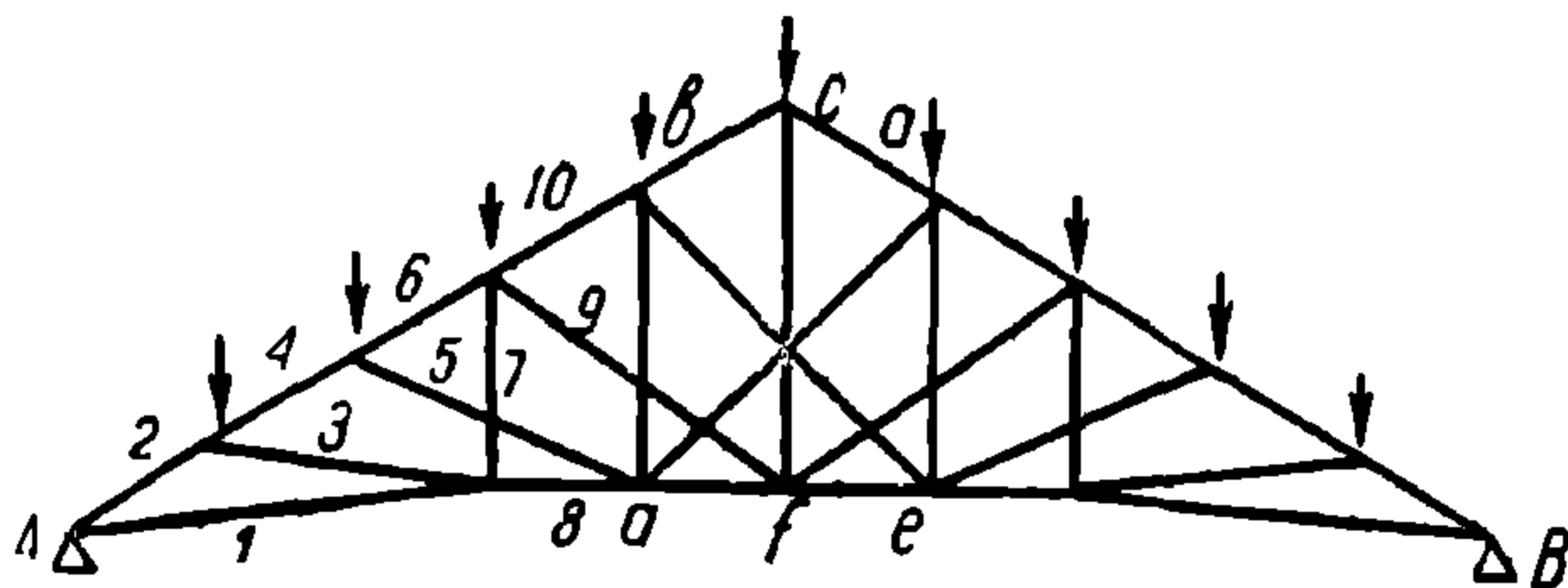
$$S_k = N_k + H_k + V_k$$

Усилия в возмещающем первом стержне при тех же трех схемах обозначим через  $N_{b_1}$ ,  $H_{b_1}$  и  $V_{b_1}$ , и общее усилие в нем будет равно:

$$S_{b_1} = N_{b_1} + H_{b_1} + V_{b_1}.$$

Аналогично во втором возмещающем стержне усилие будет равно:

$$S_{b_2} = N_{b_2} + H_{b_2} + V_{b_2}.$$



Фиг. 114.

Если бы в схемах 113 *c* и *d* вместо сил, равных единице, были приложены величины сил, действующих в фиктивно удаленных стержнях, каковые силы обозначены выше через  $X$  и  $Y$ , то общее усилие в каком-либо стержне  $k$  выразилось бы через

$$S_k' = N_k + H_k \cdot X + V_k \cdot Y, \quad (IV)$$

а в возмещающем стержне через

$$S_{b_1}' = N_{b_1} + H_{b_1} \cdot X + V_{b_1} \cdot Y; \quad (V)$$

$$S_{b_2}' = N_{b_2} + H_{b_2} \cdot X + V_{b_2} \cdot Y. \quad (VI)$$

Для определения  $X$  и  $Y$  следует в уравнениях (V) и (VI) принять

$$S_{b_1}' = 0 \quad \text{и} \quad S_{b_2}' = 0,$$

т. е. усилия в возмещающих стержнях, которых фактически нет, принять равными нулю.

Имеем:

$$0 = N_{b_1} + H_{b_1} \cdot X + V_{b_1} \cdot Y;$$

$$0 = N_{b_2} + H_{b_2} \cdot X + V_{b_2} \cdot Y.$$

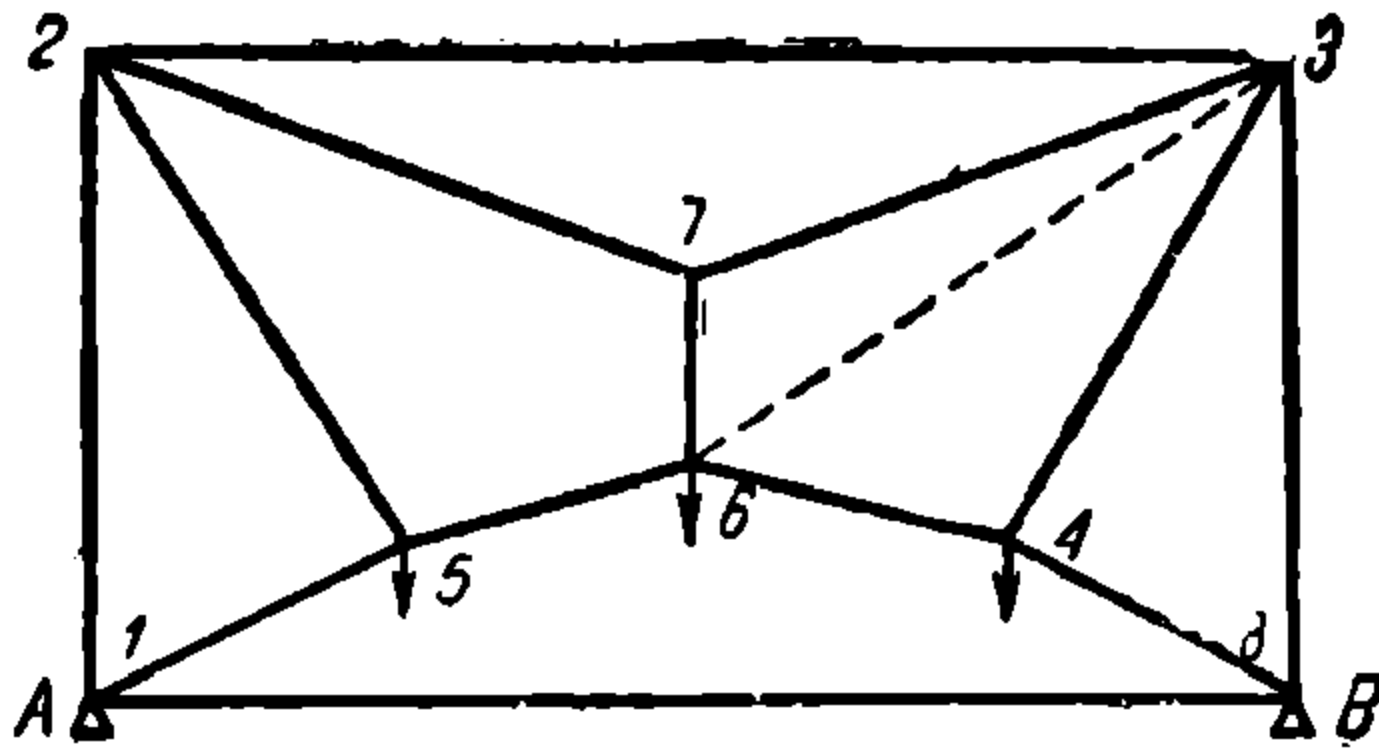
Решив эти уравнения, найдем величины  $X$  и  $Y$ , а дальше поставим найденные значения в уравнение (IV) для определения усилия в любом из стержней системы.

Заметим, что указанным способом можно исследовать геометрическую неизменяемость системы.

Как выше было сказано, для геометрической неизменяемости необходимо условие  $m = 2n - 3$  (как и для статической определимости). Это условие, указывающее число стержней,

необходимо, но не всегда достаточно, так как еще требуется и рациональное расположение стержней.

Если при расчете способом замены стержней получим определенные значения усилий — значит, система геометрически неизменяема. Если же получим неопределенные



Фиг. 115.

значения (когда усилие  $X$  в удаленном стержне равно нулю) или бесконечность (что возможно, например, если в формуле (III)  $N_b = 0$ ), то статически неизменяемость не обеспечена.

Пример 1-й. Рассчитать стропильную ферму, изображенную на фиг. 114.

Указание. Первые 10 стержней (справа или слева, что все равно, ввиду симметрии) можно рассчитать обычными способами, как в простой ферме, а дальше  $abcdef$  целиком похож на разобранную выше систему на фиг. 111, каковая рассчитывается способом замены стержней.

Пример 2-й. Рассчитать усилие в ферме, изображенной на фиг. 115.

По способу замены стержней удаляем  $AB$  и заменяем стержнем  $3-6$ . Решение даст  $\frac{N_b}{N_b} = 0$  неопределенность, что указывает на изменяемость системы.

## § 16. Определение усилий в стержнях фермы системы Шухова

Ферма эта (фиг. 116) статически определима и неизменяема, так как число стержней ( $m$ ) равно удвоенному числу узлов ( $n$ ) без трех:

$$m = 2n - 3,$$

где:  $m = 9$  стержням,  $n = 6$  узлам,  $9 = 2 \cdot 6 - 3$ .

Но применить для расчета этой фермы обычный метод сечений не представляется возможным, так как любое сечение пересечет более трех стержней.

Для расчета этой фермы рекомендуется провести замкнутое сечение (фиг. 116 и 117), которым перерезываются один раз три стержня пояса фермы  $O_1$ ,  $O_3$  и  $O_5$  и два раза перерезываются два раскоса  $D_1$  и  $D_2$ .

Далее выделяем среднюю отсеченную часть фиг. 117 и рассматриваем условие равновесия ее под действием внешних сил  $P_1, P_2$  и  $B$  и внутренних сил, ставших внешними, выбрав за точку Риттера точку пересечения продолжения двух перерезанных стержней пояса, т. е. точку  $k_1$  или  $k_2$ .

Дважды пересеченные стержни  $D_1$  и  $D_2$  дадут по две взаимно противоположные силы, которые, войдя в уравнение моментов с одинаковой величиной, но с обратными направлениями, взаимно друг друга исключают. Таким образом в уравнение моментов относительно точки  $k_1$  или  $k_2$  войдет только одно неизвестное усилие в одном стержне пояса. Для определения, например, усилия  $O_1$  берем за центр моментов точку  $k_2$ , где пересекаются продолжения  $O_3$  и  $O_5$ .

Последние таким образом будут также исключены из уравнения  $M_2$ .

Обозначив расстояние точки  $k_2$  до продолжения усилия  $O_1$  через  $r$ , имеем уравнение равновесия:

$$M_{k_2} = -O_1 r_1 - P_1(2d + a) - P_2(d + a) - P_3 a - B(2d - a) = 0$$

(предполагая  $O_1$  растянутым),  
откуда

$$O_1 = - \frac{P_1(2d + a) + P_2(d + a) + P_3 a + B(2d - a)}{r_1} \text{ (сжат).}$$

Для определения усилия  $O_3$  составляем уравнение моментов относительно точки  $k_1$ . В это уравнение усилия  $O_1$  и  $O_5$  не войдут, так как плечи их равны нулю.

$-O_3 r_3 - P_1 \cdot 1,5d - P_2 \cdot 0,5d - B 2,5d = 0$  (предполагая  $O_3$  растянутым),

откуда

$$O_3 = - \frac{(1,5P_1 + 0,5P_2 + 2,5B)d}{r_3} \text{ (сжат).}$$

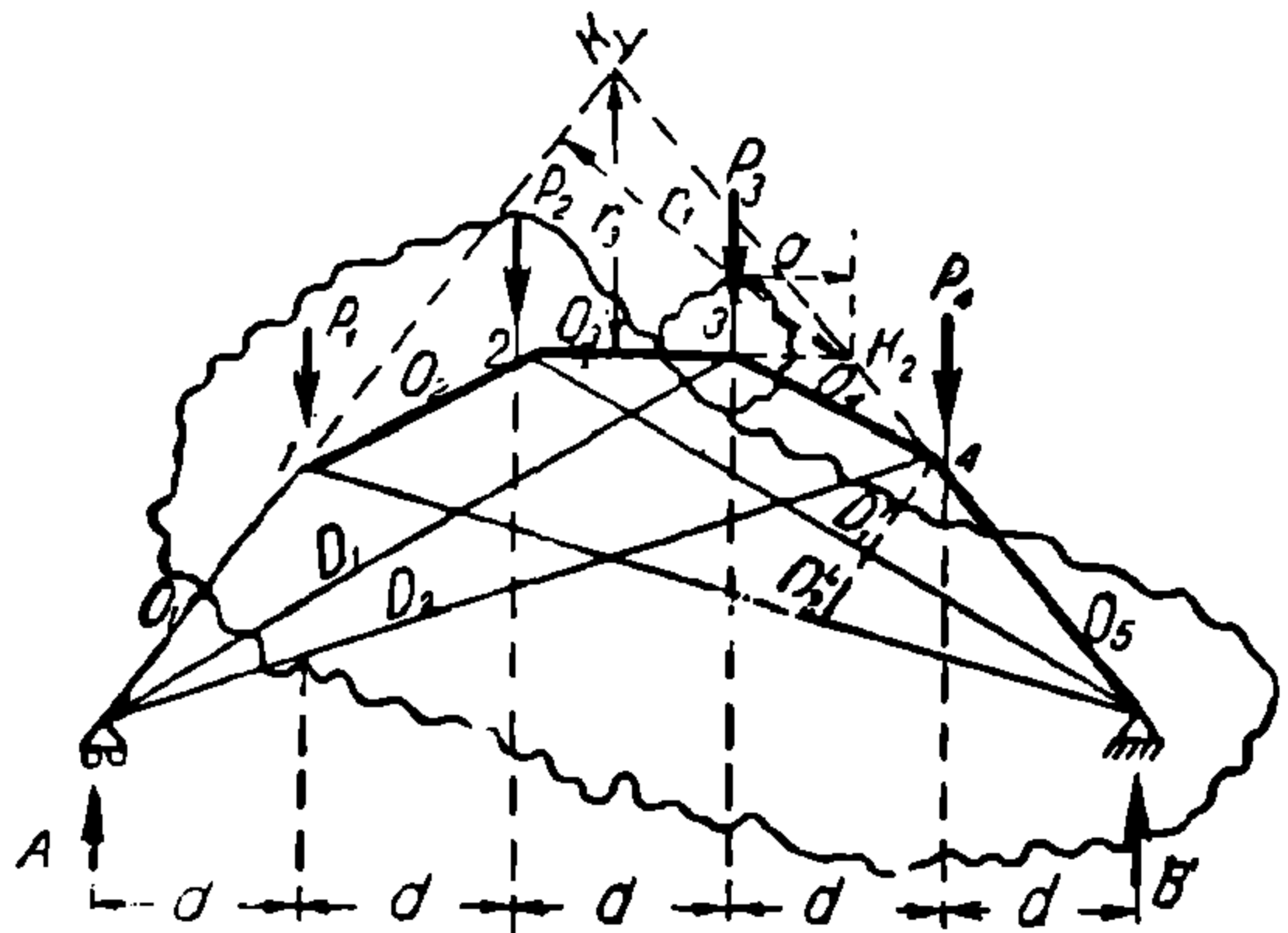
Для определения усилия в остальных стержнях фермы можно воспользоваться методом вырезания узла.

Например, для определения усилия  $O_4$  вырезаем узел 3 (фиг. 116 и 118) и проектируем силы на ось, перпендикулярную к стержню  $D_1$  (чтобы исключить его из уравнения):

$$-O_3 \sin \beta - P_3 \cos \beta + O_4 \cos(90^\circ - \alpha - \beta) = 0,$$

откуда

$$O_4 = \frac{O_3 \sin \beta + P_3 \cos \beta}{\cos(90^\circ - \alpha - \beta)}.$$



Фиг. 116.

Если известно значение  $O_4$ , то из предпоследнего уравнения можно определить  $O_3$ .

Усилие  $D_1$  можно определить из того же вырезанного узла путем проектирования сил на ось, перпендикулярную к  $O_4$ :

$$-D_1 \cos(90^\circ - \beta - \alpha) + O_3 \sin \alpha - P_3 \cos \alpha = 0,$$

откуда

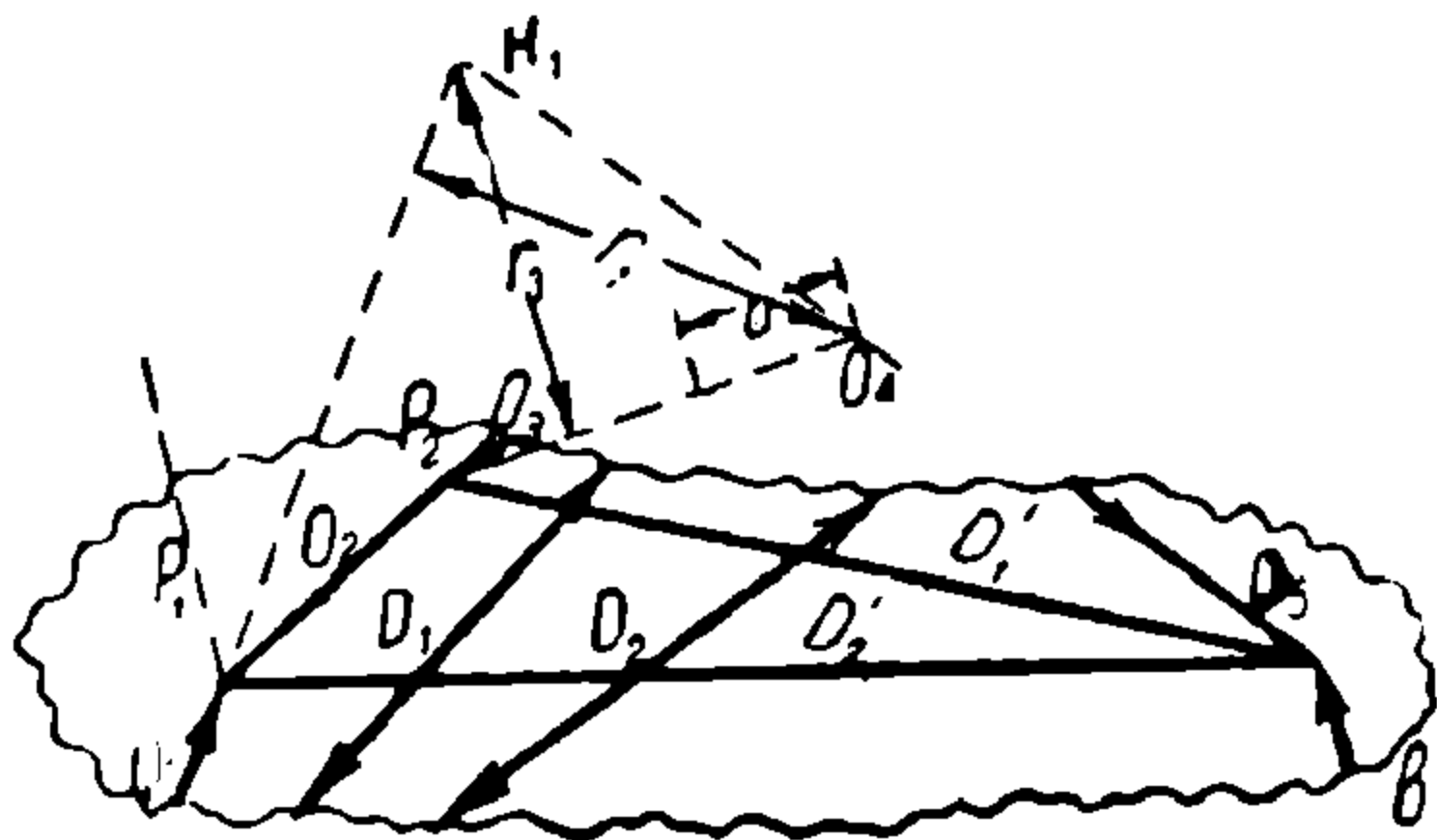
$$D_1 = \frac{O_3 \sin \alpha - P_3 \cos \alpha}{\cos(90^\circ - \beta - \alpha)}.$$

Усилия  $D_1'$  и  $D_1$  таким же точно образом определяем из вырезания узлов 2 и 3 и т. д.

## § 17. Определение усилий на основе начала возможных перемещений

Ферма представляет систему материальных точек, связанных между собою стержнями.

В статически определимой ферме, в коей нет лишних стержней, если удалить один стержень, усилие которого мы желаем определить, то система сделается изменяемой, подвижной, т. е. превратится в механизм, который допускает перемещение узлов (материальных точек) без изменения длины стержней.



Фиг. 117.

Если устраненный стержень заменить действующим в нем искомым внутренним усилием (в виде двух направленных в противоположные стороны сил, действующих к узлам или от узлов), то ферма, превращенная в механизм, будет

в равновесии под действием внешних сил и внутреннего усилия, заменяющего удаленный стержень. На эту систему распространяется известный закон кинематики „начало возможных перемещений“.

По этому закону для равновесия подвижной системы материальных связанных между собою точек необходимо и достаточно, чтобы равнялась нулю сумма элементарных бесконечно малых работ всех действующих на систему сил при всяком возможном перемещении системы.

Возможное перемещение не представляется трудным определить в каждой ферме по удалении того или иного стержня.

На основе начала возможных перемещений мы можем составить уравнение равновесия системы сил, приравняв нулю сумму элементарных работ этих сил при всяком возможном перемещении.

В этом уравнении будет одно неизвестное—искомое внутреннее усилие стержня.

Приводим нижеследующие примеры.

Пример 1-й. Консольная ферма, изображенная на фиг. 119 а, находится под действием сил  $P_4, P_6, P_8$  и  $P_{10}$ . Определить на основе „начала возможных перемещений“ усилие в стержне 6-7.

Устраняем стержень 6-7 и заменяем его силами  $D_3$ , получаем подвижную систему, которая может иметь перемещение вертикально вниз, как на фиг. 119 а и б.

Некоторым горизонтальным перемещением, ввиду перекашивания прямоугольника 5-6-7-8, мы пренебрегаем, как величиной малой второго порядка.

Перемещение получают силы  $P_8, P_{10}$  и  $D_3$  (последняя в той части, которая действует от узла 7).

Первые две силы получают перемещение вниз на бесконечно малую величину  $\delta$ , и работа этого перемещения равна  $P_8\delta + P_{10}\delta$ .

Третья сила  $D_3$  перемещается на величину  $\delta \sin \alpha$  и работа этого перемещения равна  $-D_3 \cdot \delta \sin \alpha$  (знак минус поставлен потому, что направление силы противоположно направлению перемещения).

Формулируя уравнение „начала возможных перемещений“, можно написать:

$$P_8 \cdot \delta + P_{10} \delta - D_3 \delta \cdot \sin \alpha = 0,$$

откуда

$$D_3 = \frac{P_8 + P_{10}}{\sin \alpha},$$

что получилось бы, конечно, и по способу проекции.

Пример 2-й. В этой же ферме определить усилие в стержне 3—5. Устраним этот стержень и рассмотрим соответствующее возможное перемещение (рис. 119 с), которое представляет собою вращение вокруг шарнира 4.

Бесконечно малый поворот обозначим через  $\Delta\beta$ , и путь, пройденный при этом повороте, будет соответственно равен: для силы  $P_6 - d \Delta\beta$ ; для силы  $P_8 - 2d \Delta\beta$ ; для силы  $P_{10} - 3d \Delta\beta$ ; для  $U_2$ , приложенного к узлу 5,  $-\Delta\beta \cdot h$ , и начало возможных перемещений будет сформулировано в виде уравнения:

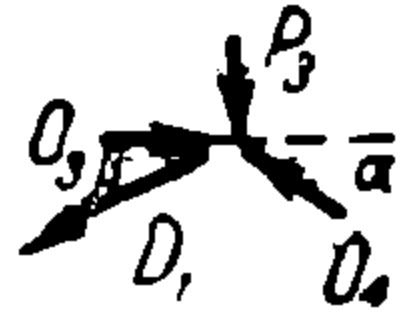
$$P_6 \cdot d \cdot \Delta\beta + P_8 \cdot 2d \cdot \Delta\beta + P_{10} \cdot 3d \cdot \Delta\beta - U_2 \cdot \Delta\beta \cdot h = 0,^1$$

откуда

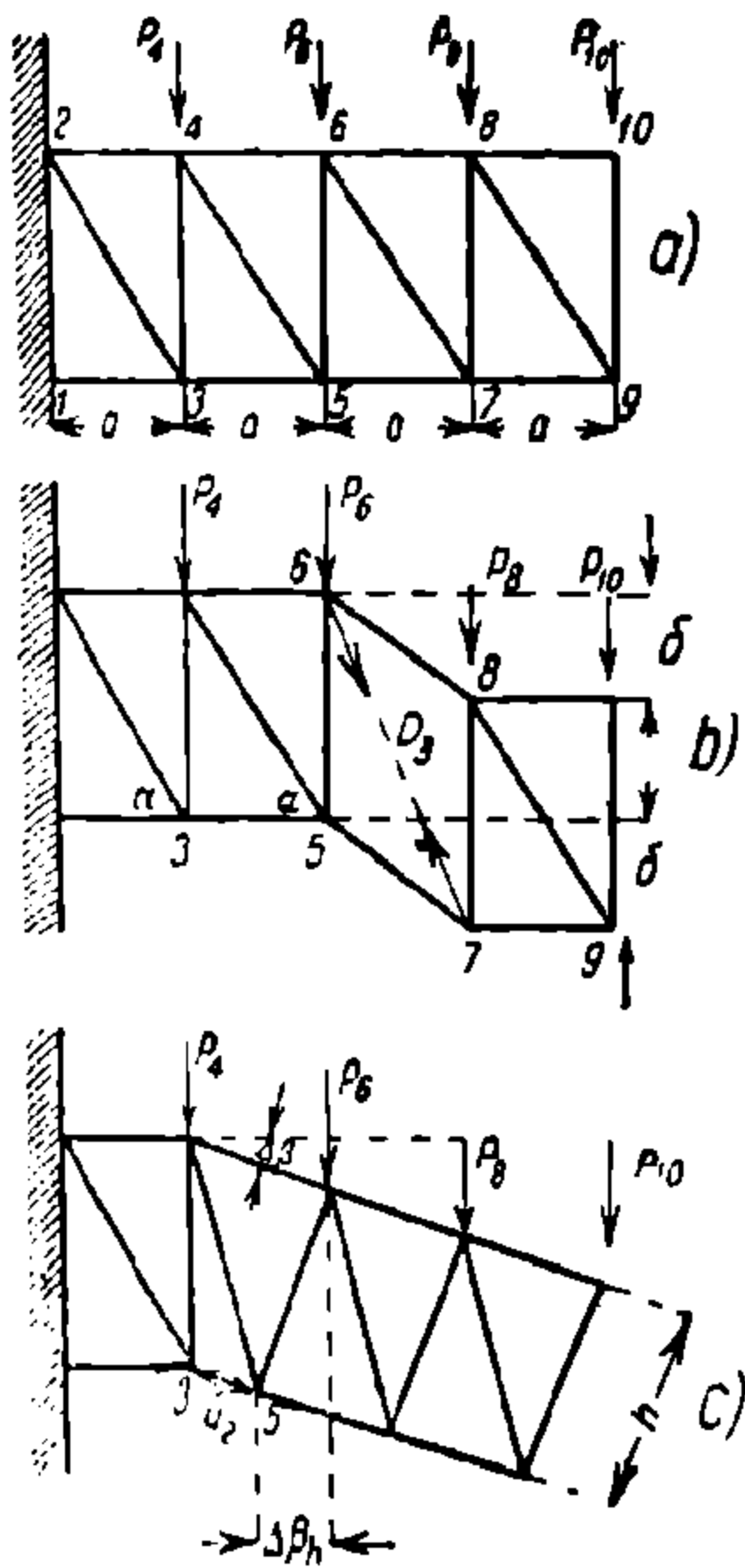
$$U_2 = \frac{P_6 d + P_8 \cdot 2d + P_{10} \cdot 3d}{h}.$$

Такой же результат, конечно, получили бы и по способу Риттера.

<sup>1</sup> Буквой  $d$  в уравнении обозначена длина панели.



Фиг. 118.



Фиг. 119.



Пример 3-й. Определить на основе начала возможных перемещений усилие в стержне 4—6 параболической фермы (фиг. 120).

Удалим стержень 4—6, заменив его соответствующей силой  $U_3$ . Ферма получит возможность вращения вокруг шарнира  $S$ .

Представим себе одну часть фермы (например, правую) неподвижной, тогда левая часть со всеми приложенными к ней силами получит возможность движения вокруг точки  $S$  (фиг. 120 б).

Обозначим бесконечно малый угол поворота при возможном элементарном перемещении левой части фермы через  $\Delta\beta$ . Тогда уравнение начала возможных перемещений, на подобие проведенному во 2-м примере, примет вид:

$$A \cdot 2d \cdot \Delta\beta - Pd \cdot \Delta\beta - U_3 h \cdot \Delta\beta = 0,$$

откуда

$$U_3 = \frac{A \cdot 2d - Pd}{h},$$

что получили бы и способом Риттера.

Приведенный способ не затруднителен к применению при расчете простых ферм. В более сложных фермах бывает трудно разыскать возможное перемещение, что затрудняет применение в тех случаях приведенного способа.

В следующем параграфе приводится графический способ удобного определения перемещения узлов фермы во всех случаях, каковым способом, называемым способом изображающих точек,

решаются и сложные случаи ферм.

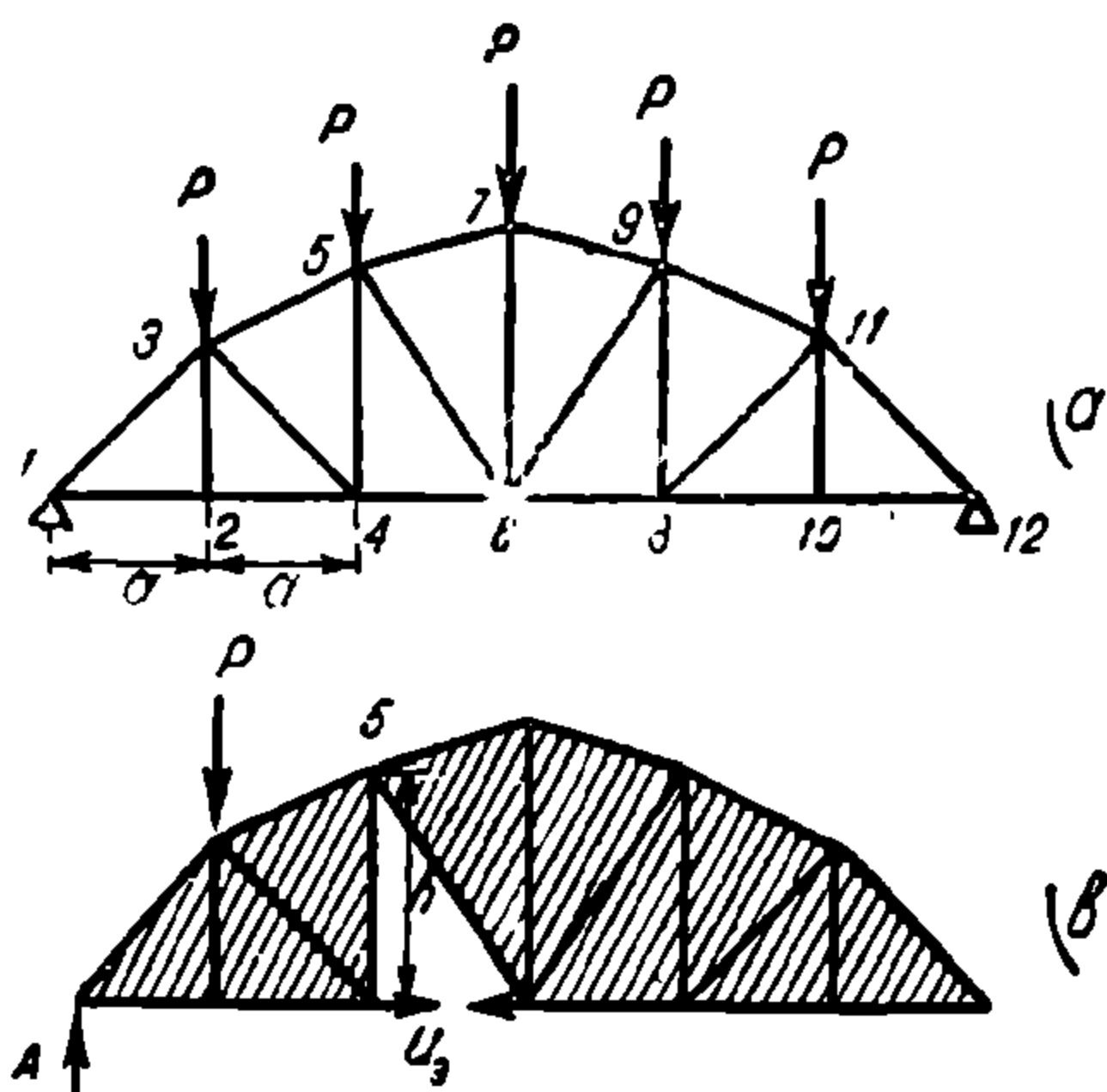
## § 18. Способ изображающих точек

Из кинематики известно, что плоская фигура может осуществить перемещение в своей плоскости путем вращения около некоторого центра. При элементарно малых перемещениях вращение совершается около так называемого мгновенного центра.

Представим себе связанные между собою точки  $A$  и  $B$ , прикрепленные к земле стержнями  $Aa$  и  $Bb$  (фиг. 121).

Эти точки могут совершить элементарно малые перемещения вокруг мгновенного полюса  $O$ , получающегося на пересечении направлений  $Aa$  и  $Bb$  с радиусами, которые обозначим через  $\rho_A$  и  $\rho_B$ .

Элементарно малые перемещения  $Aa'$  и  $Bb'$ , будучи, конечно, перпендикулярны к направлениям  $Aa$  и  $Bb$ , соответственно равны:  $Aa' = \rho_A \cdot \Delta\varphi$  и  $Bb' = \rho_B \cdot \Delta\varphi$ , где  $\Delta\varphi$  есть элементарный угол поворота всей фигуры.



Фиг. 120.

Отсюда следует, что  $\frac{Aa'}{\rho_A} = \frac{Bb'}{\rho_B}$ , т. е., что отрезки перемещений прямо пропорциональны расстояниям точек перемещений до мгновенного центра (или полюса).

Перемещение совершается в определенный, хотя и элементарно малый промежуток времени, который обозначим через  $\Delta t$ .

Скорости перемещений получатся соответственно  $\frac{Aa'}{\Delta t}$  и  $\frac{Bb'}{\Delta t}$  — величины не бесконечно малые.

Скорости перемещения таким образом пропорциональны отрезкам перемещений, и мы при графическом изображении возможных перемещений можем избежать иметь дело с элементарно малыми отрезками, откладывая в условном масштабе прямо пропорциональные им скорости перемещения.

Получаемая при этих построениях фигура носит поэтому название диаграммы скоростей.

Построение становится наиболее удобным, если скорости откладывать не по направлению перемещений, а повернутыми на  $90^\circ$ , т. е. по радиусу вращения.

В указанном выше примере повернутые скорости  $Aa'$  и  $Bb'$  примут положение  $Aa''$  и  $Bb''$ , причем точки  $a''$  и  $b''$  принято называть изображающими точками.

Выше было установлено, что отрезки перемещений прямо пропорциональны расстояниям точек перемещений до мгновенного центра, т. е.  $\frac{Aa''}{AO} = \frac{Bb''}{BO}$ .

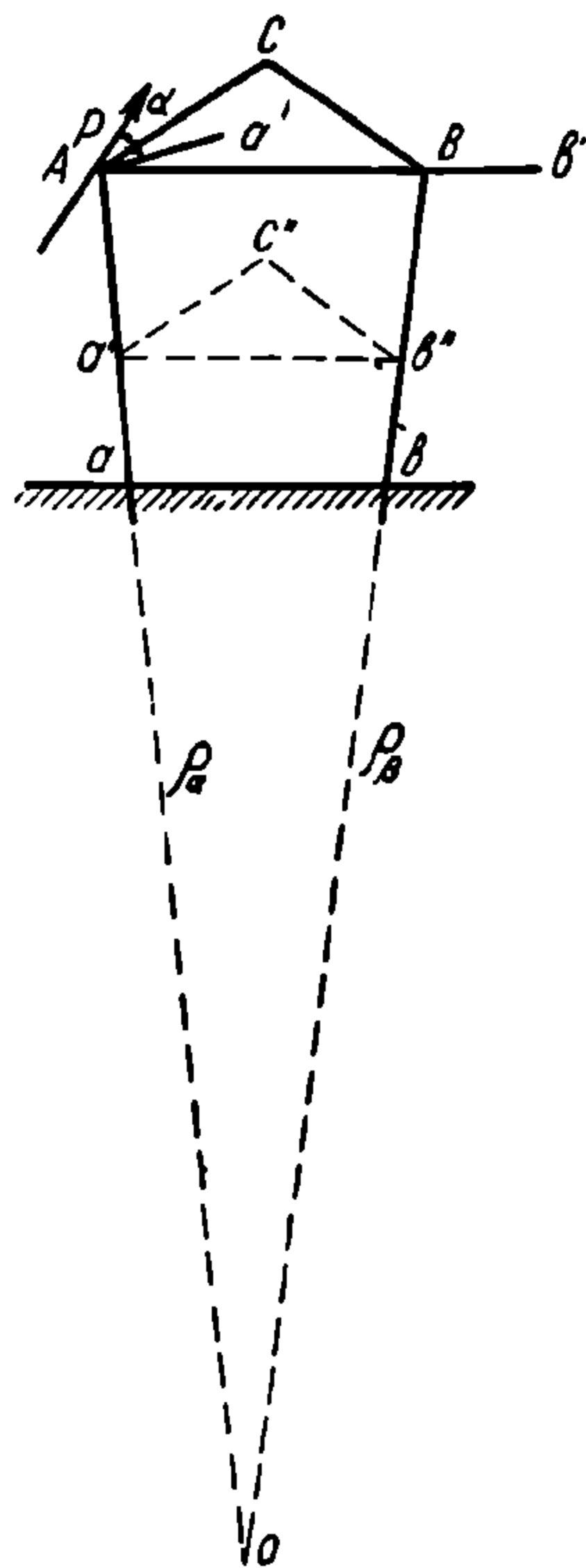
Следовательно, линия  $a'' - b''$  параллельна линии  $AB$ .

Отсюда можно сделать заключение, что для построения изображающих точек для системы связанных между собою материальных точек достаточно знать положение только одной изображающей точки.

Действительно, для данного примера, имея изображающую точку  $a''$ , мы, проведя из этой точки прямую, параллельную  $AB$ , отсекаем на прямой  $BO$  изображающую точку  $b''$ .

Третью изображающую точку, соответствующую материальной точке  $C$ , связанной с  $AB$  в единую систему, получим, проводя из точек  $a''$  и  $b''$  прямые, соответственно параллельные  $AC$  и  $BC$ . Точка пересечения этих прямых  $c''$  и есть третья, изображающая точка нашего треугольника  $ABC$ .

Полученная фигура  $a''b''c''$  называется диаграммой скоростей для рассматриваемого треугольника  $ABC$  и, как видно из фигуры, подобна треугольнику  $ABC$ .

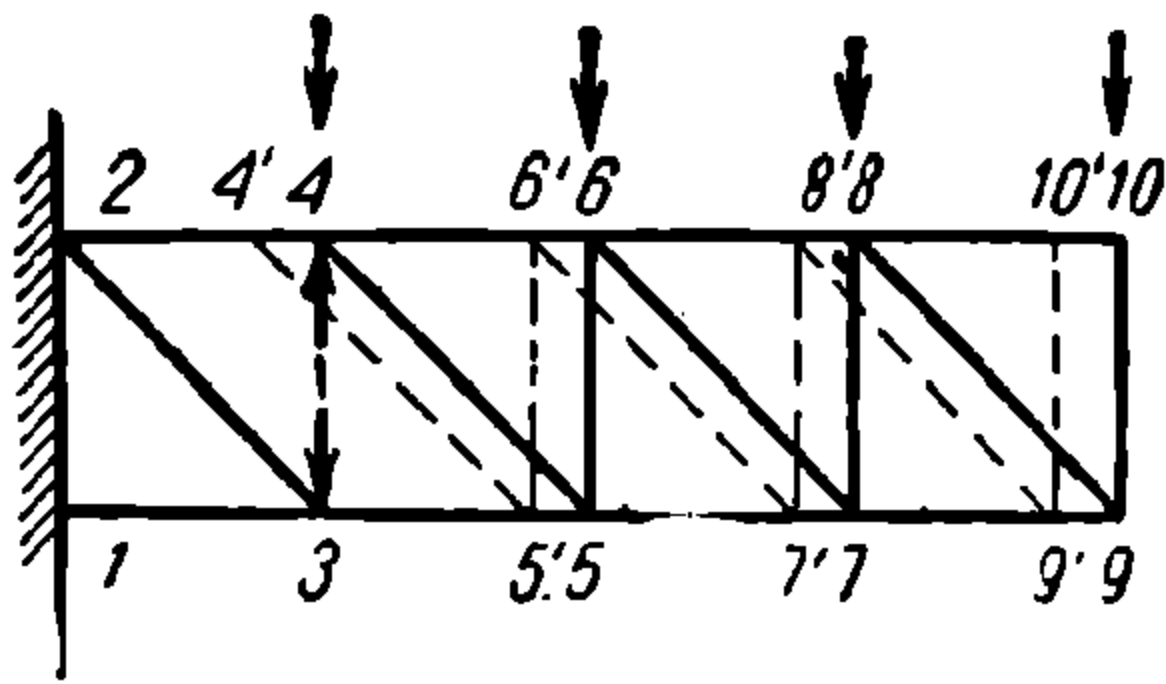


Фиг. 121.

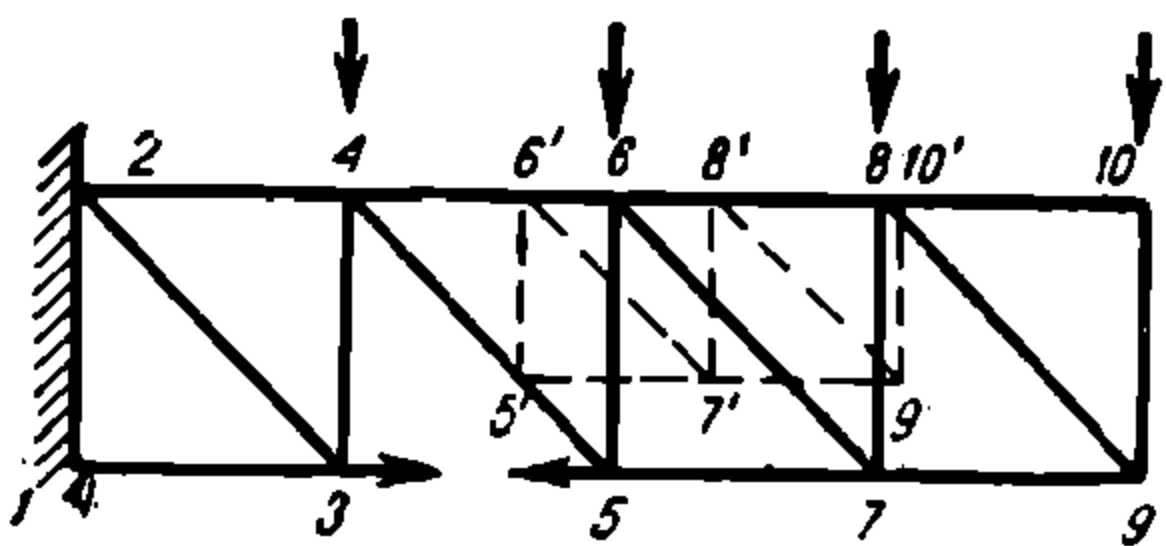
Для примера построим диаграмму скоростей для возможных перемещений приведенной на фиг. 122 консольной фермы при удалении стойки 4-3 и замены ее внутренней силой.

При удалении стойки 4—3 точки 4 и 5 получают возможность перемещения около центров 2 и 3. Линии возможных перемещений (или пропорциональные им скорости) будут перпендикулярны к направлениям поясов. Повернутые на  $90^\circ$  скорости совпадут с направлениями этих поясов.

Пусть точки 4' и 5' будут изображающие точки шарниров 4 и 5, причем 4'—5' параллельны стержню 4—5. Остальные изображающие точки, а значит и диаграмма скоростей, получатся, если построим фигуру, подобную нашей ферме. На фигуре диаграмма скоростей приведена пунктиром.



Фиг. 122.



Фиг. 123.

При удалении из той же фермы стержня 3—5 (фиг. 123) правая часть фермы получит возможность вращения около шарнира 4.

Пусть точка 6' будет изображающей точкой для шарнира 6.

Изображающая точка для шарнира 5, очевидно, должна лежать на радиусе вращения 4—5 и получится на основе вышеприведенного, если провести из точки 6' прямую, параллельную 6—5.

Остальные изображающие точки (или диаграмма скоростей) получатся при построении фигуры 6'—5'—8'—7'—10'—9', подобной фигуре 6—5—8—7—10—9.

Перейдем теперь к вычислению элементарной работы всех приложенных к системе сил (начало наименьших работ) на основе выведенного графического изображения возможных перемещений или пропорциональных им скоростей.

Пусть в приведенной выше фиг. 121 сила  $P$  приложена к точке  $A$  системы.

Возможное перемещение будет  $Aa'$ . Работа силы на возможном перемещении будет равна  $\Delta T = P \cdot Aa' \cos \alpha$ , где  $\alpha$  есть угол наклона силы к направлению перемещения.

Тот же результат получится, если составим момент силы  $P$ , относительно изображающей точки:  $\Delta M = P \cdot Aa'' \cdot \sin(90^\circ - \alpha)$ . Так как  $Aa'' = Aa'$  (возможное перемещение повернуто на  $90^\circ$ ), то  $\Delta T = \Delta M$  и мы, вместо вычисления работы силы при возможном элементарно малом перемещении, можем составить момент силы относительно точки  $a''$ , получающейся, если возможное перемещение повернем на  $90^\circ$ .

Знаки моментов будут совпадать со знаками работы, если придерживаться принятого порядка обозначения: положительными—моменты вращения по часовой стрелке, и отрицательными—моменты вращения против часовой стрелки.

Вместо отрезков повернутых элементарных перемещений можем взять пропорциональные им скорости, и уравнение от этого не изменится.

Таким образом уравнение начала возможных работ можно заменить уравнением моментов всех сил относительно изображающих точек диаграммы скорости.

В это уравнение (которое приравнивается нулю) войдет наряду с заданными внешними силами одна неизвестная внутренняя сила, заменяющая удаленный стержень. Решением уравнения мы эту силу и определим.

Уравнение возможных перемещений можно символически представить в таком виде:  $\sum S k$ , где под  $S$  подразумевается общее обозначение сил, а под  $k$  — расстояние этих сил до изображающих точек.

Отсюда получается следующий способ определения усилия в стержне ферм по способу изображающих точек: удаляют мысленно стержень, заменяя его внутренней силой, строят диаграмму скоростей и составляют сумму произведений всех сил на соответствующие расстояния до изображающих точек, приравняв это выражение нулю.

Построение диаграммы скоростей упрощается на основе ниже-следующих рассуждений.

Отрезки скорости, соответствующие возможным перемещениям, получились в результате деления элементарных перемещений на условный отрезок времени. Значит, отрезок скорости есть также величина условная, могущая быть принята в любом масштабе.

Отложив в каком-либо масштабе первый отрезок скорости (или первую изображающую точку), мы в том же масштабе получаем графически другие отрезки скорости (положение других изображающих точек).

Отсюда получается чрезвычайно важный вывод, что при построении диаграммы скоростей мы можем первую исходную изображающую точку отложить произвольным образом, считая, что расстояние ее до соответствующей точки системы есть в некотором масштабе отрезок возможного перемещения точки системы.

Таким образом, задаваясь произвольной точкой для исходной изображающей точки, построим диаграмму скоростей и напишем уравнение моментов всех сил относительно соответствующих изображающих точек. Решение этого уравнения и определит искомое усилие. Способ изображающих точек позволяет определить неизвестные усилия в случаях, когда нельзя применить других способов статики.

В этом заключается громадная ценность этого способа.

Недостатком его является то, что для каждого усилия надо строить особую диаграмму скоростей. Поэтому к этому способу прибегают для определения усилий в одном или нескольких элемен-

тах ферм в случаях, не позволяющих применять иные способы статики. Как только будут определены эти первые усилия, и станет возможным применить простые законы статики (способ Риттера, вырезание узла и др.), проще продолжать расчеты на основе последних.

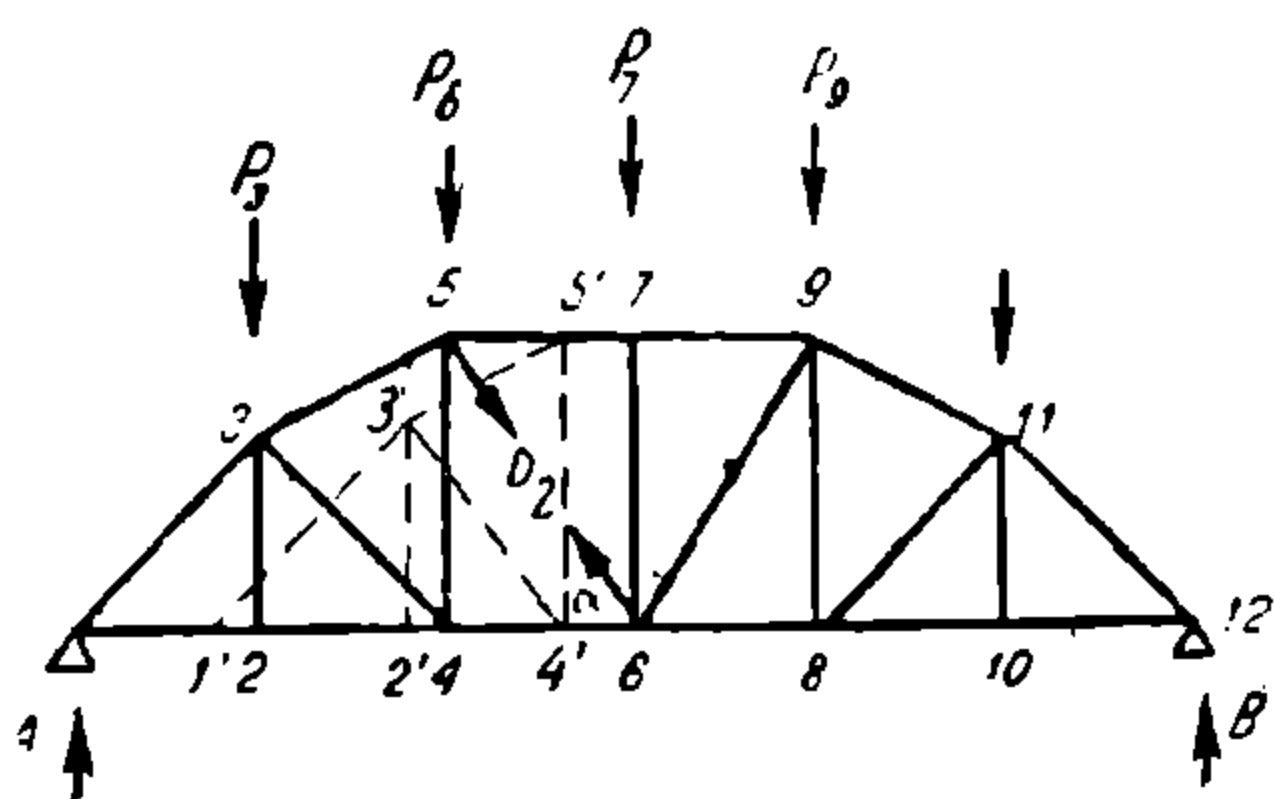
Пример 1-й. Определим усилие в раскосе 5—6 фермы, изображенной на фиг. 124.

Удалим раскос и заменим его внутренней силой  $D_2$ . Правую часть примем за неподвижную. Левая часть получит возможность вращения около шарниров 7 и 6.

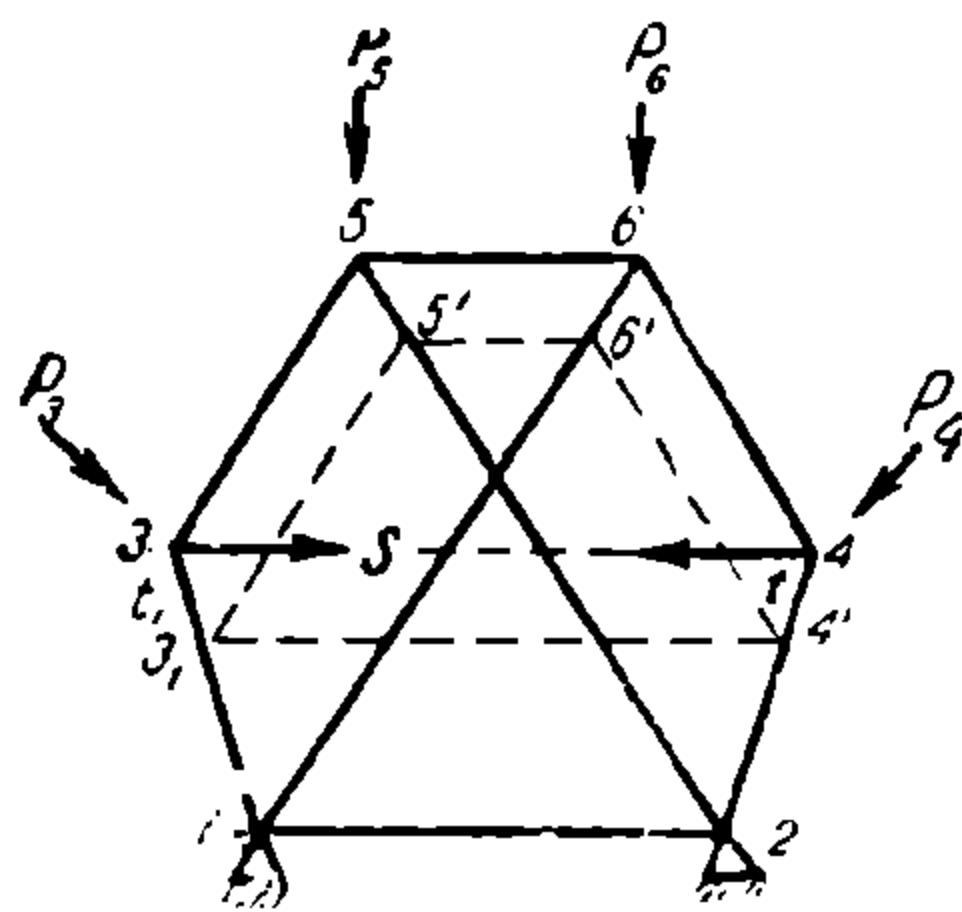
Зададимся изображающей точкой 5' для шарнира 5. Она должна лежать на прямой 5—7, как на радиусе вращения.

Изображающая точка для шарнира 4 (точка 4') получится проведением прямой 5'—4' параллельно 5—4.

Дальнейшее построение диаграммы скоростей с отметкой изображающих точек произведено по вышесказанному и на фигуре приведено пунктиром.



Фиг. 124.



Фиг. 125.\*

Составляем уравнение моментов всех сил относительно соответствующих изображающих точек, что заменяет уравнение начала возможных перемещений:

$$A \cdot (1 - 1') - P_3 (2 - 2') - P_6 (5 - 5') - D_2 (5 - 5') \sin \alpha = 0,$$

$$D_2 = \frac{A (1 - 1') - P_3 (2 - 2') - P_6 (5 - 5')}{(5 - 5') \sin \alpha}.$$

Учитывая, что ввиду подобия диаграммы скоростей стержням фермы, для которых они построены, все расстояния от сил до соответствующих им изображающих точек равны между собою, т. е.

$$(1 - 1') = (2 - 2') = (5 - 5').$$

Значение  $D_2$  примет вид:

$$D_2 = \frac{A - P_3 - P_6}{\sin \alpha},$$

каковой результат получился бы и по способу проекции.

Пример 2-й. Определим усилие стержня 3—4 шестиугольной статически определимой формы (фиг. 125).

\*  $t_1$  и  $t_2$  на фиг. 125 суть величины перпендикуляров, опущенных из точек 3<sub>1</sub> и 4' на направление сил S.

В этой ферме 9 стержней и 6 узлов, значит, справедливо уравнение  $9 = 2 \times 6 - 3$ , подтверждающее статическую определенность фермы.

Удалим стержень 3—4, заменив его силой  $S$ ; ферма делается подвижной. Для шарнира 3 изображающей точкой, очевидно, будет какая-либо произвольная точка  $3'$ , лежащая на радиусе 1—3.

Изображающая точка  $5'$ , находящаяся на радиусе 5—2, получится с проведением прямой  $3'—5'$  параллельно прямой 3—5.

Таким же способом получится изображающая точка  $6'$ , и, наконец, изображающая точка  $4'$  получится на радиусе 4—2 при проведении  $6'—4'$  параллельно 6—4.

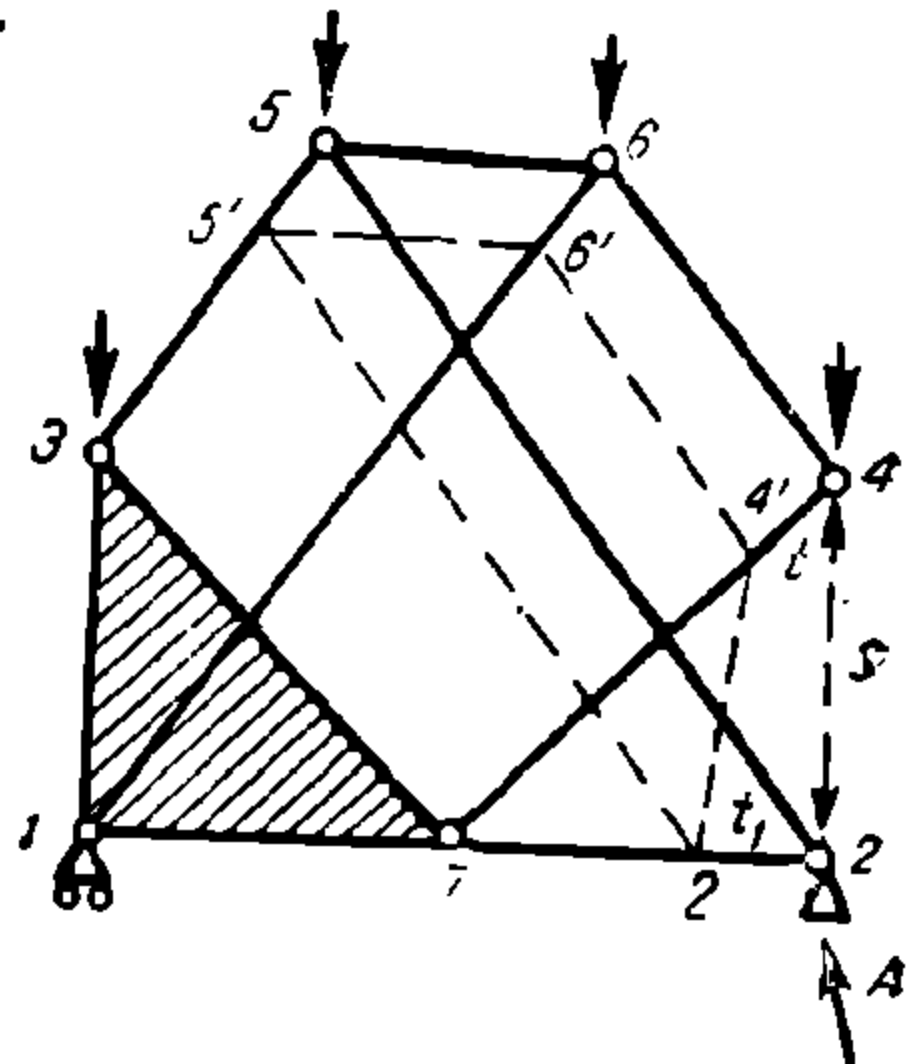
Теперь напишем уравнение равновесия на основе начала возможных перемещений или, что то же, уравнение моментов всех сил относительно соответствующих изображающих точек.

Обозначив плечи всех внешних сил относительно изображающих точек через  $k$ , а плечи усилий  $S$  через  $t$  и  $t_1$  (фиг. 125) получим уравнение равновесия:

$$\sum P \cdot k + St_1 - St = 0,$$

откуда

$$S = \frac{\sum Pk}{t_1 - t}$$



Фиг. 126. \*

После того как определено указанным способом усилие 3—4, становится возможным определить усилие в других стержнях системы приведенными способами статики, способом Риттера, вырезанием узла и пр.

Последнее уравнение представляет собою общий вид уравнения усилия по способу изображающих точек.

В этом уравнении можно установить интересное свойство.

Если бы  $t = t_1$ , что было бы справедливо, если бы линия 3'—4' оказалась параллельной линии 3—4, тогда искомое усилие равнялось бы или бесконечности или неопределенности, а это указывало бы на геометрическую изменяемость фермы.

Отсюда заключаем, что если все линии диаграммы скоростей параллельны соответствующим стержням данной системы, то система будет геометрически изменяемой. Значение этого заключения, очевидно, велико.

Пример 3-й. Рассчитать усилие в элементах фермы на фиг. 126.

В ферме 11 стержней и 7 узлов.

Уравнение  $11 = 2 \times 7 - 3$  подтверждает статическую определенность фермы. О неизменяемости фермы можно будет судить, как только что доказано, по виду диаграммы скоростей.

Для расчета фермы не представляется возможным применить сразу ни один из способов статики.

Поэтому определим сначала один элемент способом изображающих точек, после чего станет возможным применять способы статики.

\*  $t$  и  $t_1$  на фиг. 126 суть величины перпендикуляров, опущенных из точек 4' и 2' на направление сил  $S$ .

Определим способом изображающих точек усилие в стержне 2—4, для чего удалим этот стержень и заменим его усилием  $S$ .

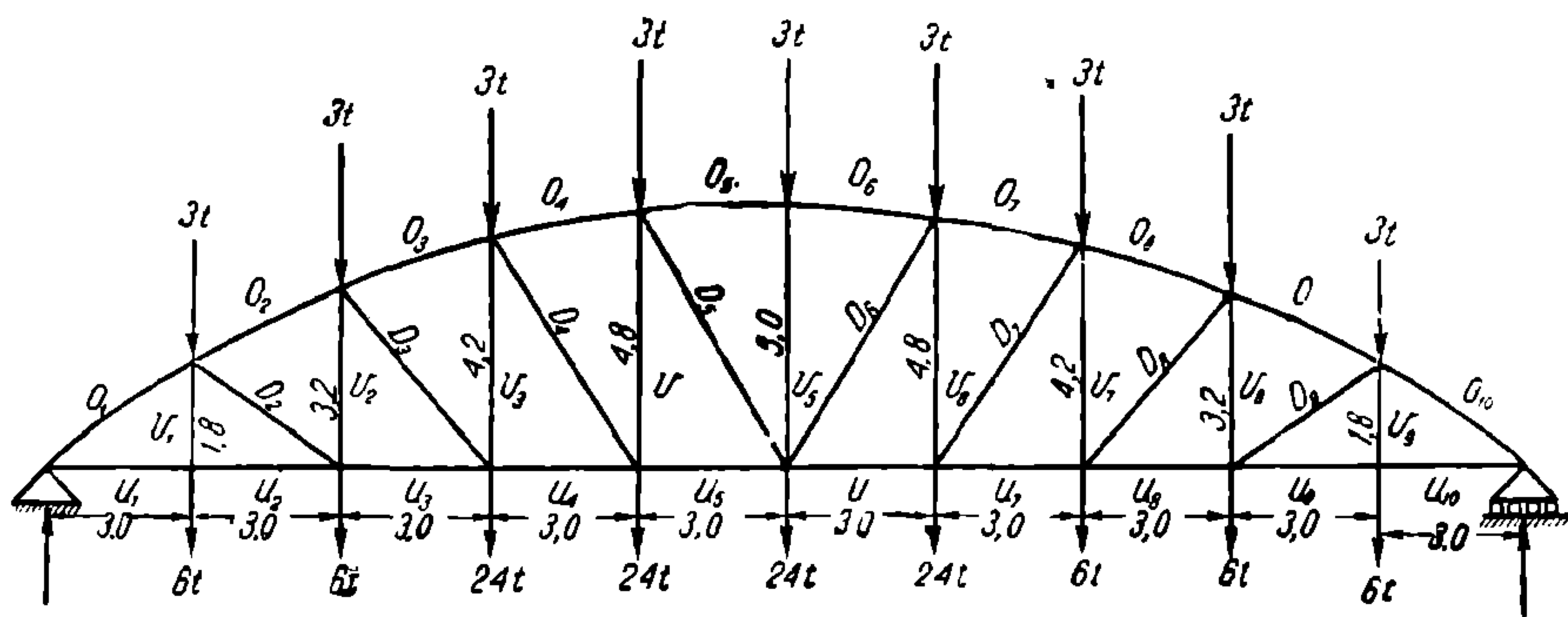
Ферма получит возможность вращения вокруг шарниров 3 и 7. Примем неподвижным  $\triangle 1-3-7$ . Задаемся изображающей точкой  $5'$  для шарнира 5. Для шарнира 2 изображающая точка  $2'$  получится с проведением прямой  $5'-2'$ , параллельной  $5-2$ .

Изображающие точки  $6'$  и  $4'$  шарниров 6 и 4 получатся на соответствующих радиусах вращения при пересечении их прямыми  $5'-6'$   $5-6$  и  $6'-4'$   $\parallel$   $6-4$ .

Диаграмма скоростей построена. Обозначим внешние силы через  $P$ ; отрезки скоростей для них через  $k$ , а для усилия  $S$  отрезки скоростей обозначим через  $t$  и  $t_1$ . Получим уравнение равновесия на основе начала возможных перемещений:

$$\Sigma Pk + St_1 - St = 0,$$

$$S = \frac{\Sigma Pk}{t_1 - t}.$$



Фиг. 127.

Усилия остальных стержней можно теперь рассчитывать законами статики.

В последнем значении, если  $t = t_1$ , т. е. если фигура диаграммы скоростей параллельна соответствующим стержням фермы, то  $S$  равно или бесконечности или нулю, что укажет на изменяемость фермы.

## § 19. Примеры для самостоятельных упражнений

**Пример 1-й.** В ферме, изображенной на фиг. 127, вычислить в численных величинах усилия во всех стержнях фермы.

На чертеже показаны все размеры и величины нагрузок.

**Указание.** Ввиду полной симметрии фермы и нагрузок достаточно вычислить усилие в элементах одной половины фермы.

**Пример 2-й.** Прodelать то же относительно фермы, изображенной на фиг. 128.

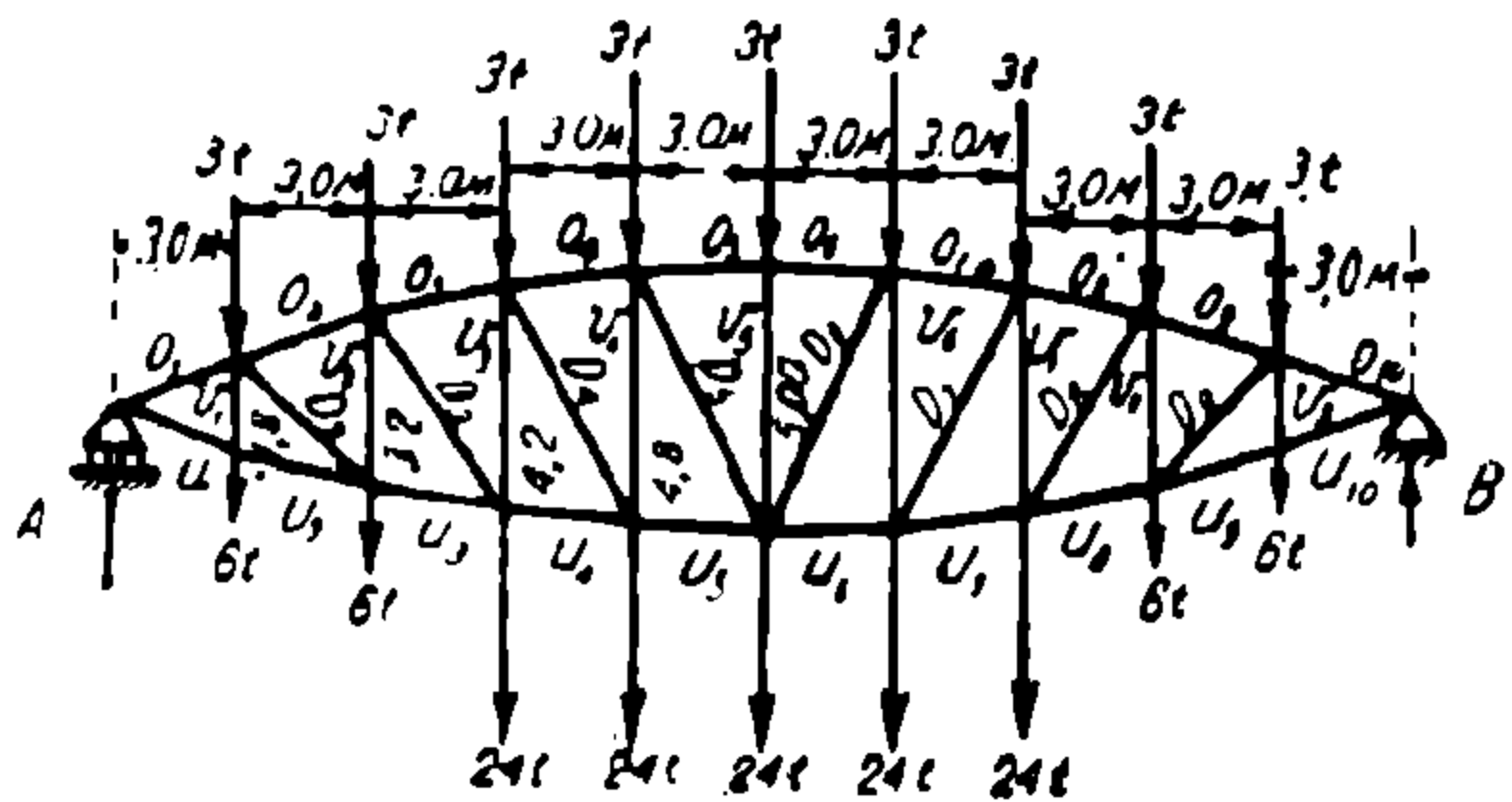
**Пример 3-й.** Прodelать то же относительно фермы, изображенной на фиг. 129.

**Пример 4-й.** На ферме, изображенной на фиг. 130, определить усилия в стержнях, обозначенных буквами.

Пример 5-й. Определить усилия во всех элементах консольной фермы, шарнирно прикрепленной к стене и изображенной на фиг. 89.

Пример 6-й. Определить в буквенных выражениях усилия во всех стержнях стоячей фермы, изображенной на фиг. 131. Нагрузки и размеры элементов показаны на фигуре.

Пример 7-й. Определить усилия во всех стержнях фермы, изображенной на фиг. 90. Предполагать: 1) первый случай — нагрузка приложена только к верхним узлам, 2) второй случай — нагрузка приложена к нижним узлам, 3) третий случай — нагрузка приложена к верхним и к нижним узлам.

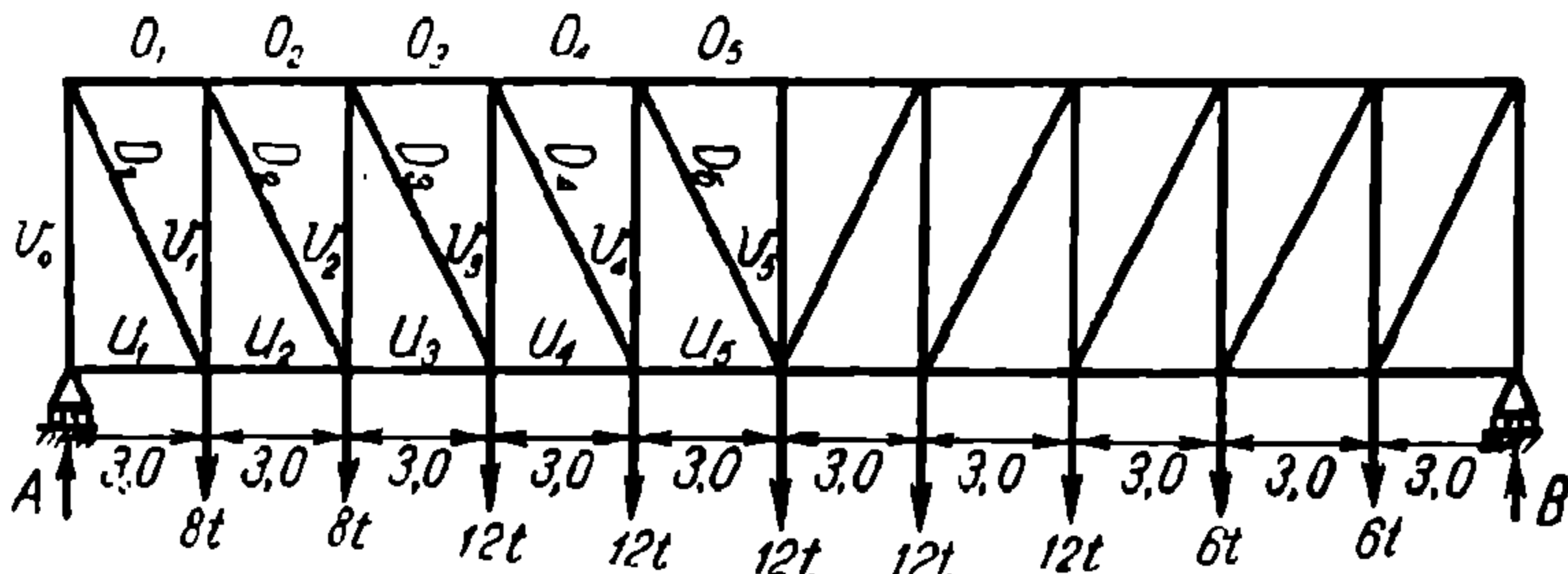


Фиг. 128.

Пример 8-й. Доказать на основе диаграммы скоростей изменяемость фермы, изображенной на фиг. 132.

Пример 9-й. Способом изображающих точек определить усилие в стержне 4—6 фермы, показанной на фиг. 133.

Пример 10-й. Способом Геннеберга рассчитать и исследовать фермы, изображенные на фиг. 125 и 126.



Фиг. 129.

### Глава III

## ГРАФИЧЕСКИЕ СПОСОБЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ФЕРМ (СПОСОБЫ КУЛЬМАНА, ЦИММЕРМАНА И КРЕМОНЫ)

### § 20. Графическое определение опорных реакций. Способ Кульмана

1. Определение опорных реакций предшествует всякому расчету ферм, а значит, предшествует и графическим способам расчета, а потому приводим графические методы расчета опорных реакций.

На горизонтальной балке, лежащей на двух опорах фиг. 134, помещены пять грузов  $P_1 = 730$  кг и  $P_2, P_3, P_4$  и  $P_5$  — каждый по рознь равный 1450 кг.

Определим помощью веревочного многоугольника опорные реакции A и B.

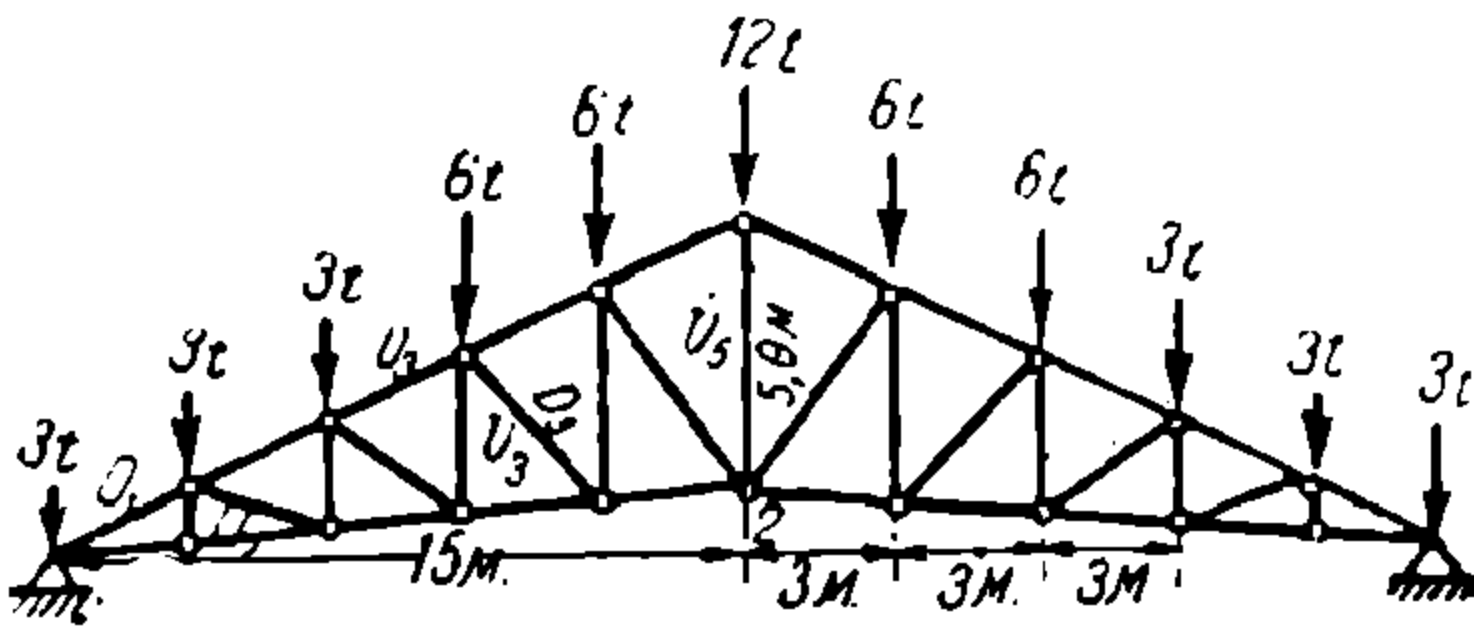


Строим многоугольник сил  $Oaa$  и веревочный многоугольник сил с вершинами  $d_1, d_2, d_3, d_4$  и  $d_5$ .

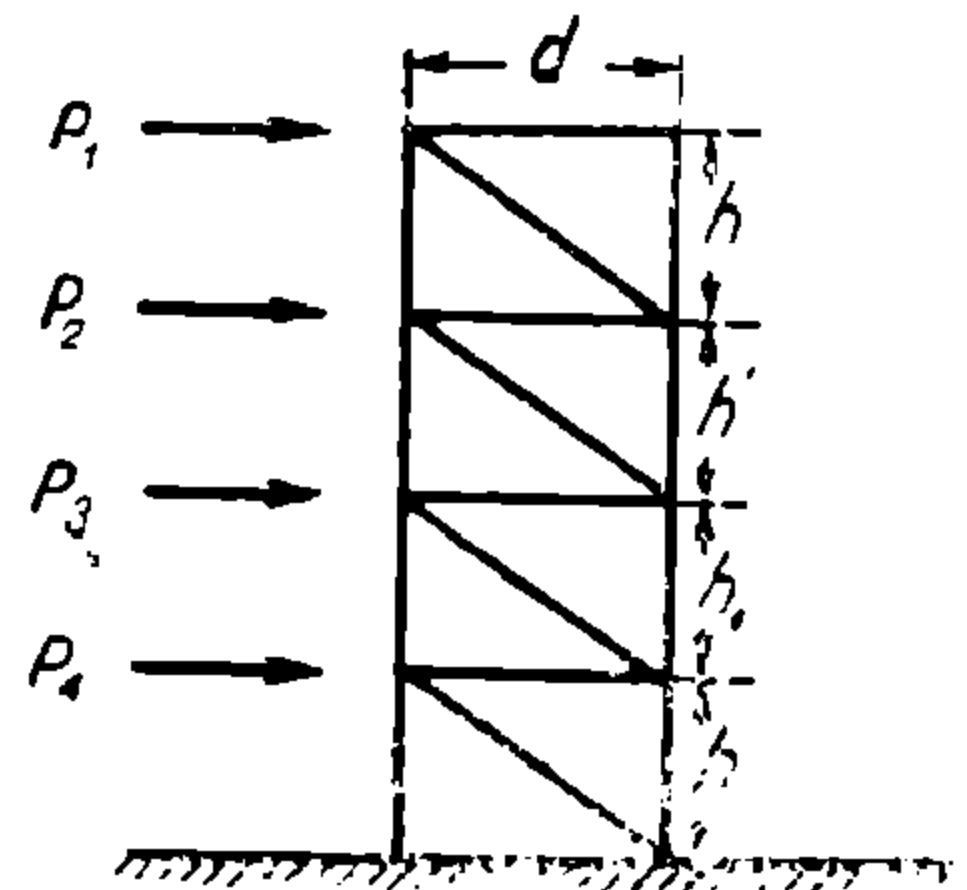
Равнодействующая  $R$  равна по величине  $a-a$  и линия действия ее проходит через точку  $D$ .

Для определения опорных реакций продолжаем крайние стороны веревочного многоугольника до пересечения в точках  $F$  и  $E$  с вертикальными прямыми, проведенными через опорные точки. Соединяем точки  $E$  и  $F$  и из полюса  $O$  проводим луч  $Oc \parallel EF$ , тогда верхний отрезок  $a-c$  изображает величину реакции  $A$ , а нижний отрезок  $a-c$  величину реакции  $B$ . После измерения получаем:

$$A = 3250 \text{ кг}; B = 3280 \text{ кг}.$$



Фиг. 130.



Фиг. 131.

Другой пример такого же способа графического определения реакции опор приведен на фиг. 138.

Если на ферму действуют наклонные силы (примером служит ветер, действующий на стропильные фермы), то реакция шарнирно закрепленной опоры будет наклонна.

Определение реакций опор в этом случае производим способом, указанным выше в § 8,— графическим разложением равнодействующей

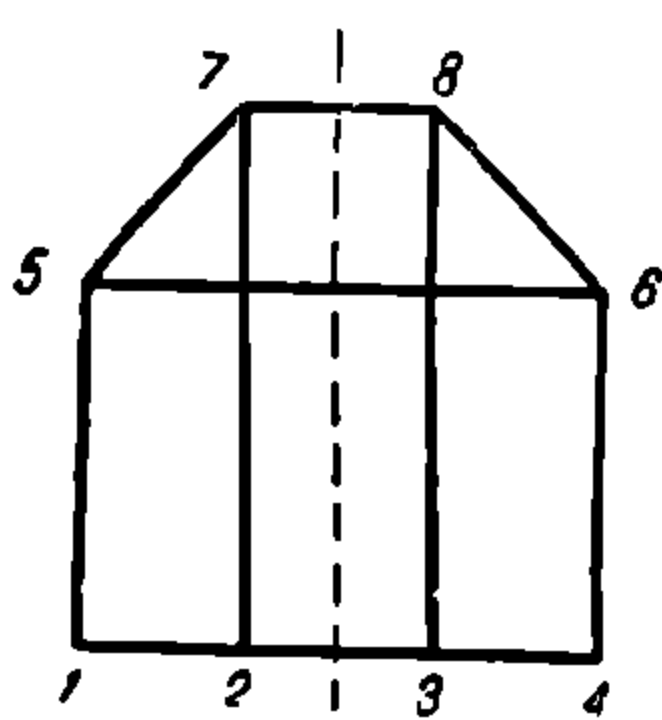
внешних сил на два направления опорных реакций (фиг. 71); тогда графически же получаем направление неподвижной опорной реакции и величины обеих опорных реакций.

Подобные примеры в отношении ферм приведены на фиг. 156, 157 и 160.

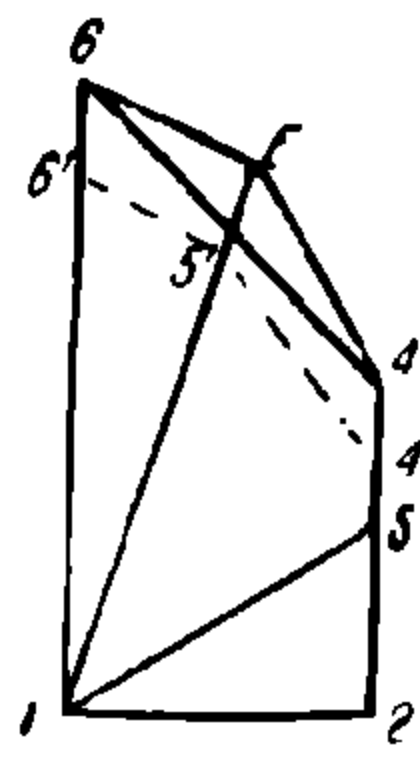
2. Способ Кульмана базируется на одном положении графостатики, которое мы раньше всего приводим.

Из графостатики. Разложение силы на три заданных направления, не встречающиеся в одной точке.

Пусть дана сила  $R$  и надо уравновесить ее тремя силами  $A, B$  и  $C$ , которых известны только направления, не имеющие общей точки пересечения (фиг. 135 а).



Фиг. 132.

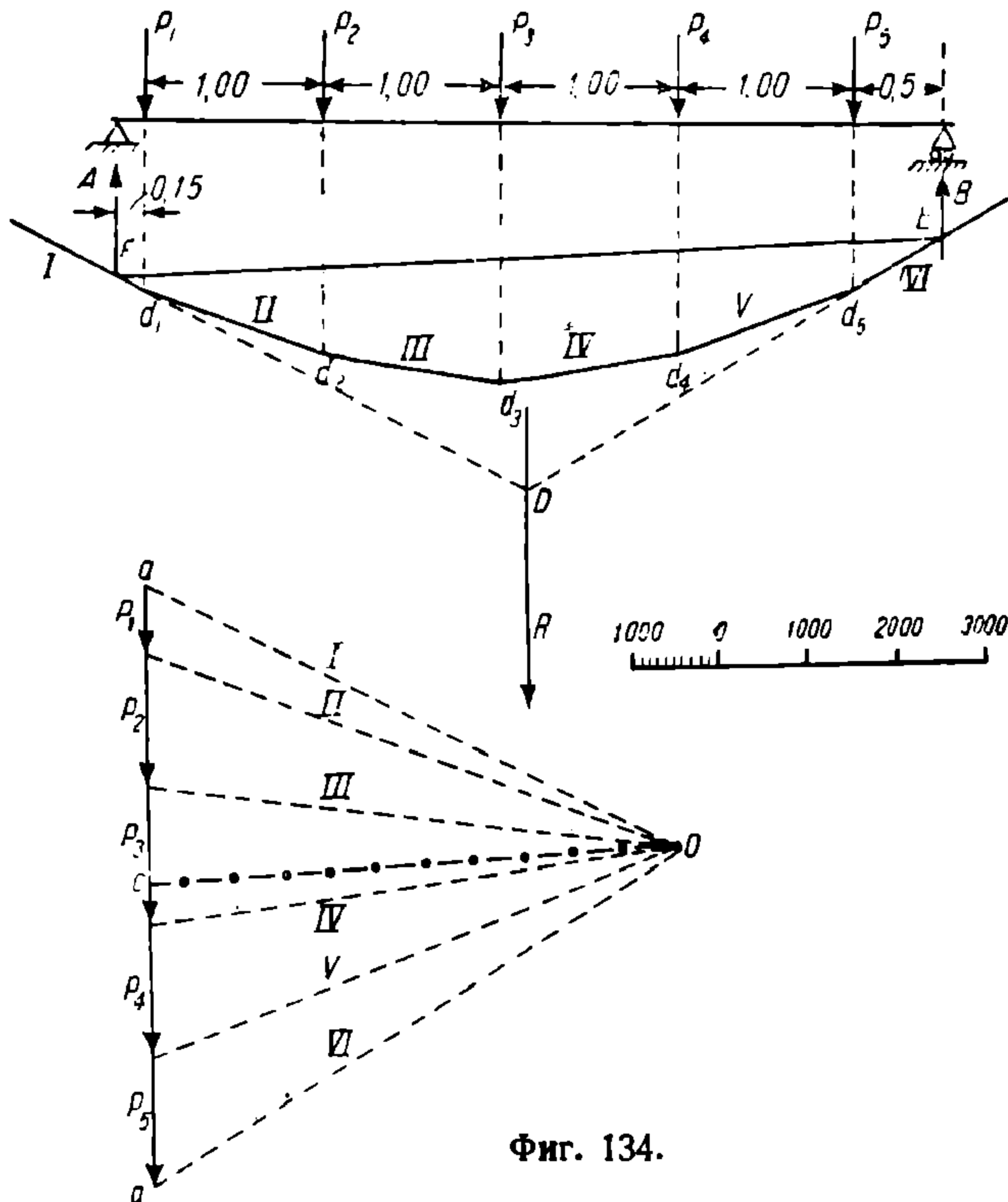


Фиг. 133.

Рассуждаем так: мы имеем всего четыре силы  $R$ ,  $A$ ,  $B$  и  $C$ , находящиеся в равновесии. Мы можем отдельно рассматривать две силы из них, например  $R$  и  $A$  (и отдельно две остальные силы— $B$  и  $C$ ).

Первые две силы уравниваются вторыми двумя силами, а потому равнодействующая первых двух совпадает с равнодействующей вторых двух сил, равна ей по величине и обратна по знаку.

Первые две силы, пересекаясь в точке  $M$ , имеют равнодействующую, проходящую через эту точку  $M$ .



Фиг. 134.

Равнодействующая вторых сил проходит через точку  $N$ , следовательно, равнодействующие каждой из упомянутых двух сил должны совпасть с прямой  $MN$ .

Теперь, зная направление равнодействующих, остается разложить силу  $R$  на направление  $MN$  и  $A$ , а затем силу  $MN$  в свою очередь разложить на силы  $B$  и  $C$ . Направление этих сил можно определить из замкнутого силового многоугольника (фиг. 135 *b*), где по известному направлению  $R$  идут направления и остальных сил.

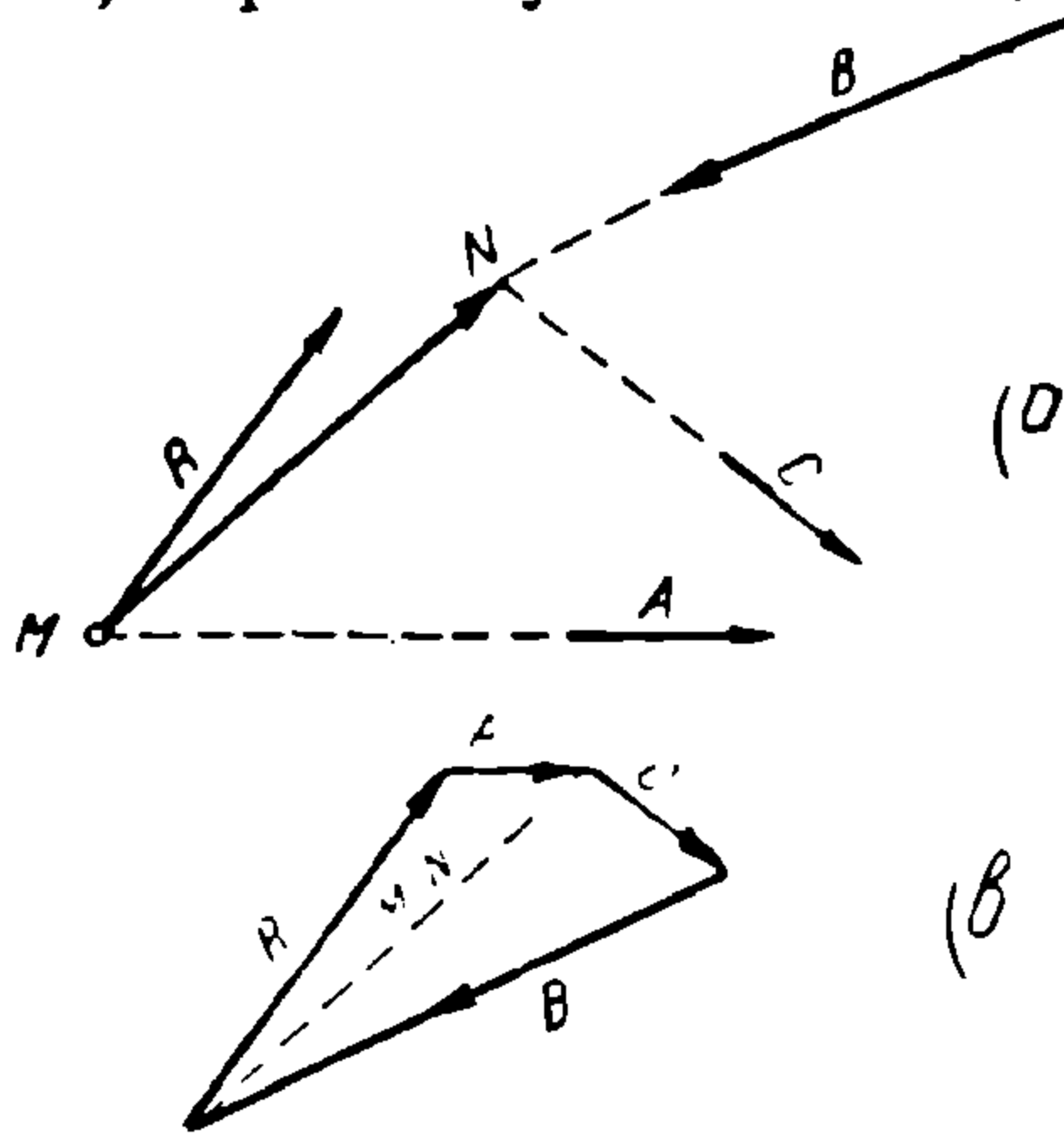
Если бы вопрос состоял в том, чтобы разложить силу  $R$  на три направления  $A$ ,  $B$ ,  $C$ , то решение было бы то же, только направления сил были бы противоположны.

Разложение силы на три направления, сходящиеся в одной точке, или уравнивание таких сил, является задачей, статически неопределимой, так как точки  $M$  и  $N$  сливаются, а потому

направление  $MN$  является неопределенным, и задача допускает бесконечное число решений.

Припомним еще одно положение из графостатики.

Имеется система сил (фиг. 136), для которой надо найти равнодействующую. Строим для этой системы сил силовой многоугольник, берем какую-либо точку  $O$  за полюс и строим для этих сил веревочный многоугольник  $I, II, III, IV$  и  $V$ . Точка пересечения крайних его сторон определит положение равнодействующей  $R$  данной системы сил, а отрезок  $ac$  на силовом многоугольнике выразит ее величину и направление.



Фиг. 135.

То же на фиг. 137. Точка  $E$  пересечения крайних сторон веревочного многоугольника определяет положение равнодействующей  $R$ , приведенной на фигуре системы сил, а величина и направление этой равнодействующей определяется из многоугольника сил.

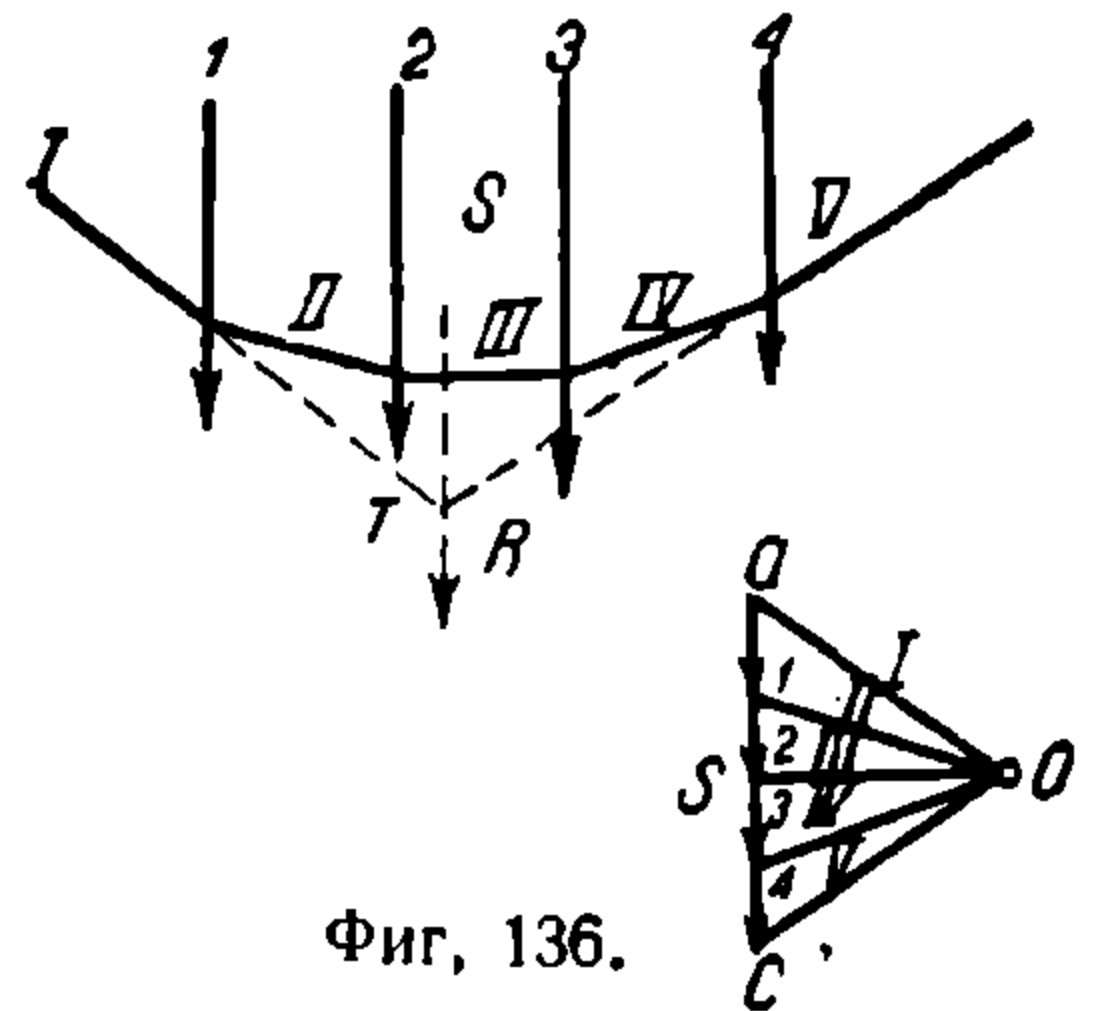
Теперь перейдем к изложению способа Кульмана для расчета усилий в элементах ферм.

Дана, например, ферма (фиг. 138) с нагрузкой, указанной на фигуре; в этой ферме определим способом Кульмана усилия в стержнях  $O_2, D_1$  и  $U_2$ . Проведем сечение  $S-S$ , которым отделим правую часть фермы, и будем рассматривать условия равновесия левой части под действием нагрузки: опорного давления  $A$  сил  $P_1, P_2$  и усилий в разрезанных элементах  $O_2, D_1$  и  $U_2$ .

Положения последних усилий известны. Они совпадают с направлением самих элементов. Неизвестны лишь величины и знаки усилий. Все внешние силы отрезанной левой части фермы: опорное давление  $A$  и нагрузку  $P_1$  и  $P_2$  мы можем заменить равнодействующей  $R$ , величину и положение коей определим из силового и веревочного многоугольника (фиг. 138 б).

Величина  $R$  определяется на силовом многоугольнике между лучами  $III$  и  $S$  как разность:  $A - P_1 - P_2$ , т. е.  $R = A - (P_1 + P_2)$ , а положение определяется точкой пересечения  $k$  сторон веревочного многоугольника, проходящих по разрезу  $S-S$ , так как слева от разреза  $S-S$  мы имеем веревочный многоугольник для сил  $A, P_1$  и  $P_2$  и в точке  $k$  пересекаются крайние его стороны.

Таким образом левая, отделенная, часть фермы уравнивается силой  $R$  и тремя усилиями  $O_2, D_1$  и  $U_2$ .

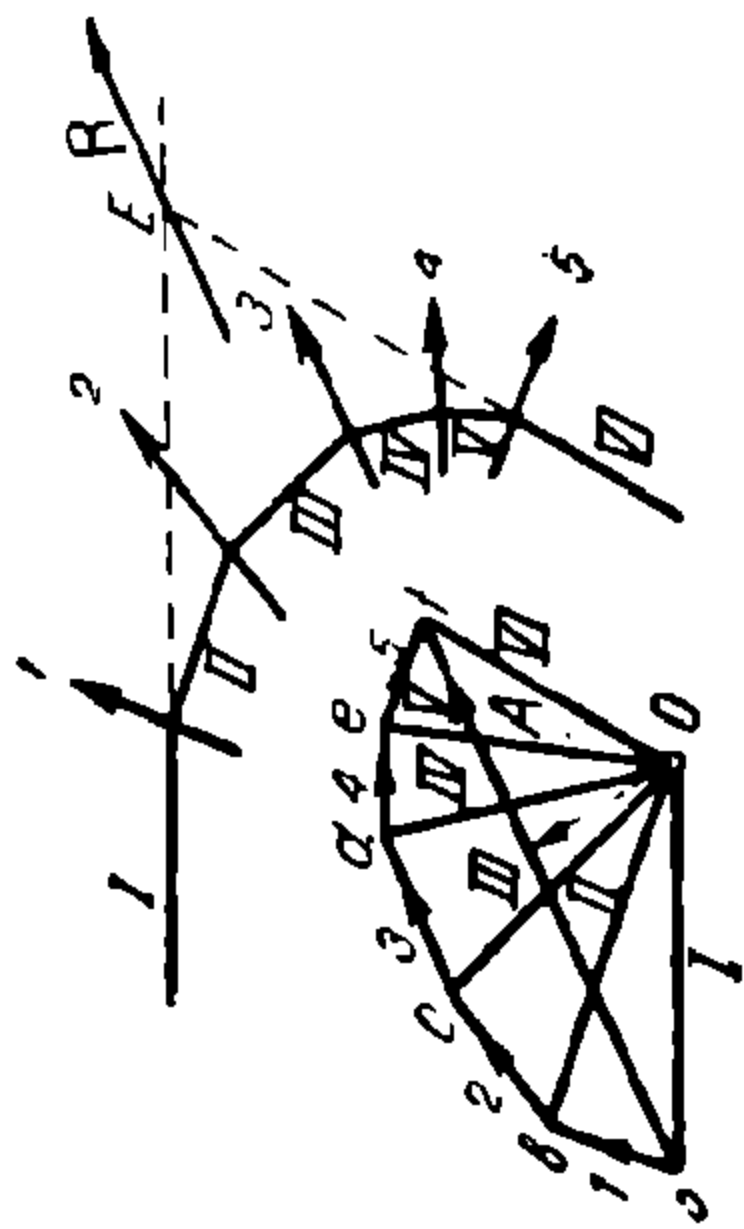


Фиг. 136.

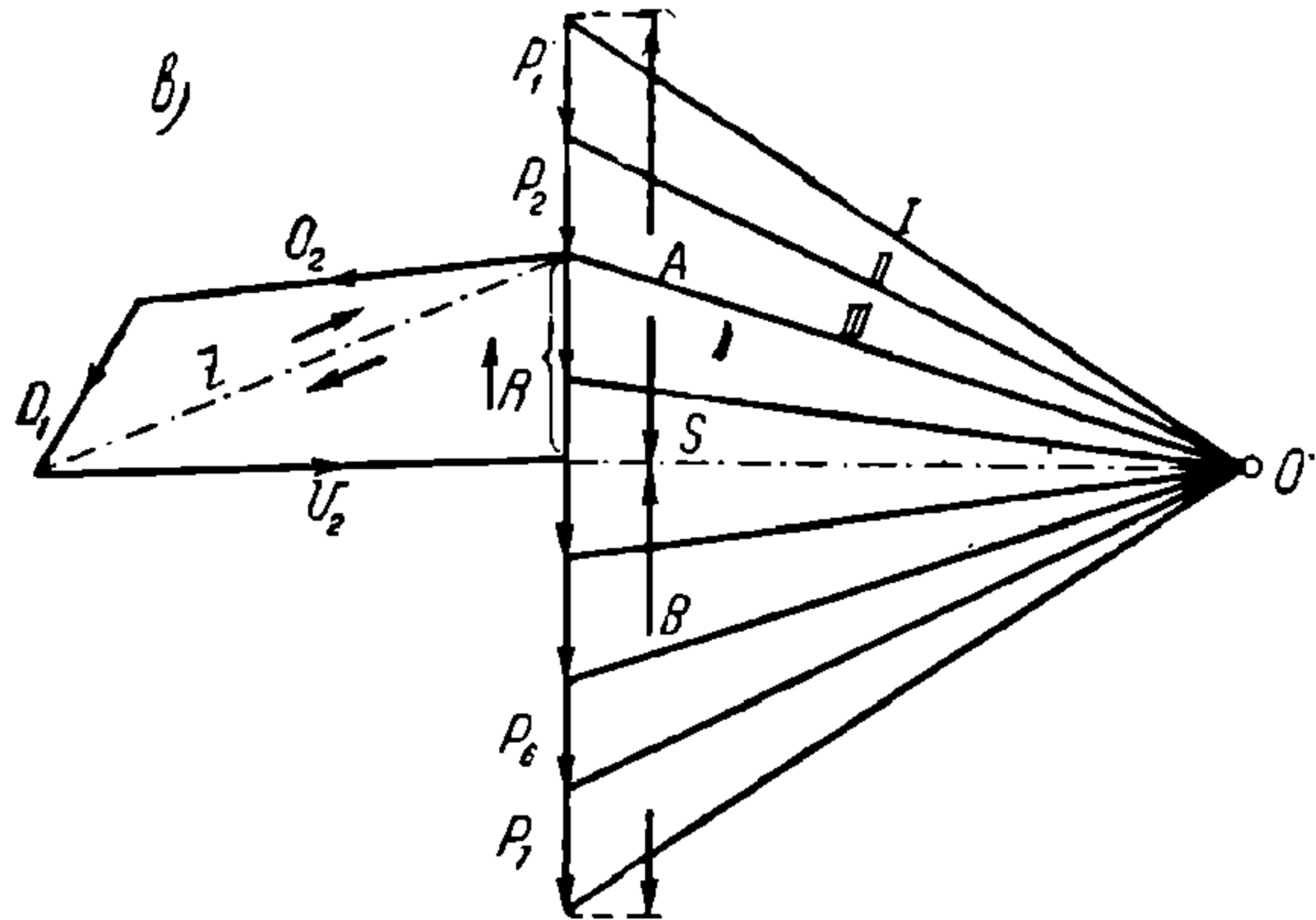
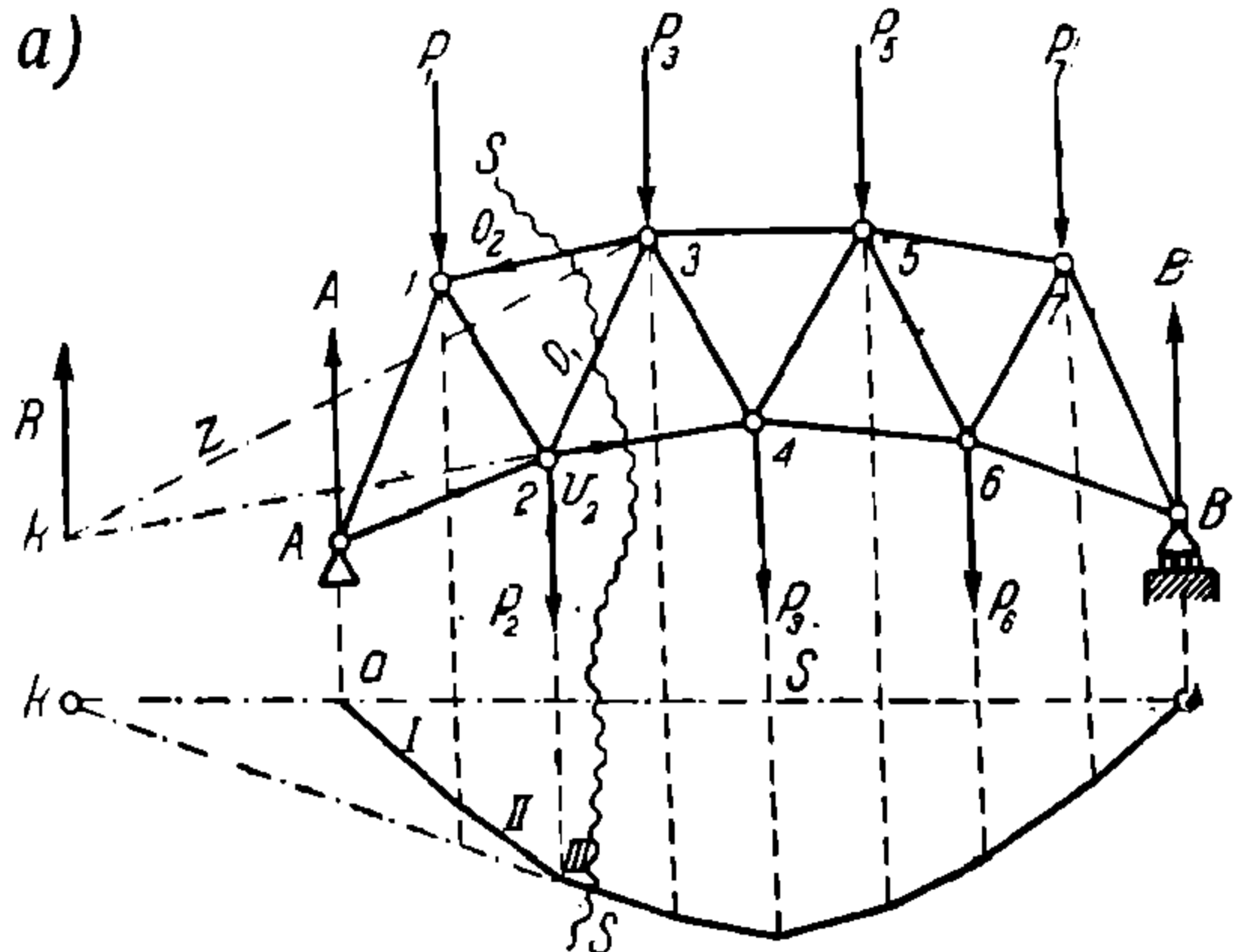
Для определения этих неизвестных усилий остается разложить силу  $R$  на три несходящиеся в одну точку направления  $O_2$ ,  $D_1$  и  $U_2$  по указанному выше способу и искомые усилия определяются.

Для этого проведем добавочную прямую  $k-3$  (фиг. 138) и разложим  $R$  на два направления  $k-3$  и  $k-2$ . Это разложение произведено на силовом многоугольнике (фиг. 138 б). Сила, проходящая по добавочному направлению, обозначена через  $Z$  и проведена параллельно  $k-3$ . При этом определится  $U_2$ . Затем остается силу  $Z$  разложить на два направления, параллельные  $O_2$  и  $D_1$ , и определятся величины последних усилий, что проделано на силовом многоугольнике.

Направления найденных усилий определяются из условия, что силы  $R$ ,  $O_2$ ,  $D_1$  и  $U_2$  должны составлять замкнутый многоугольник, так что



Фиг. 137.



Фиг. 138.

направление силы  $R$  определит и направления остальных сил.

На силовом многоугольнике сила  $R$  приведена со стрелкой, направленной вверх, а отсюда и определены стрелки остальных сил так, чтобы они все следовали в одном направлении, как в замкнутом многоугольнике. Направление стрелок указывает, что усилие  $O_2$  направлено к узлу (сжато),  $D_1$  — к узлу (сжато) и  $U_2$  от узла (растянуто).

Приведенный способ Кульмана является графическим способом и удобен при сосредоточенных в узлах фермы грузах. Он особенно удобен в том случае, когда слева от сечения нет нагрузки. Недобство этого способа заключается в том, что пересечение сторон

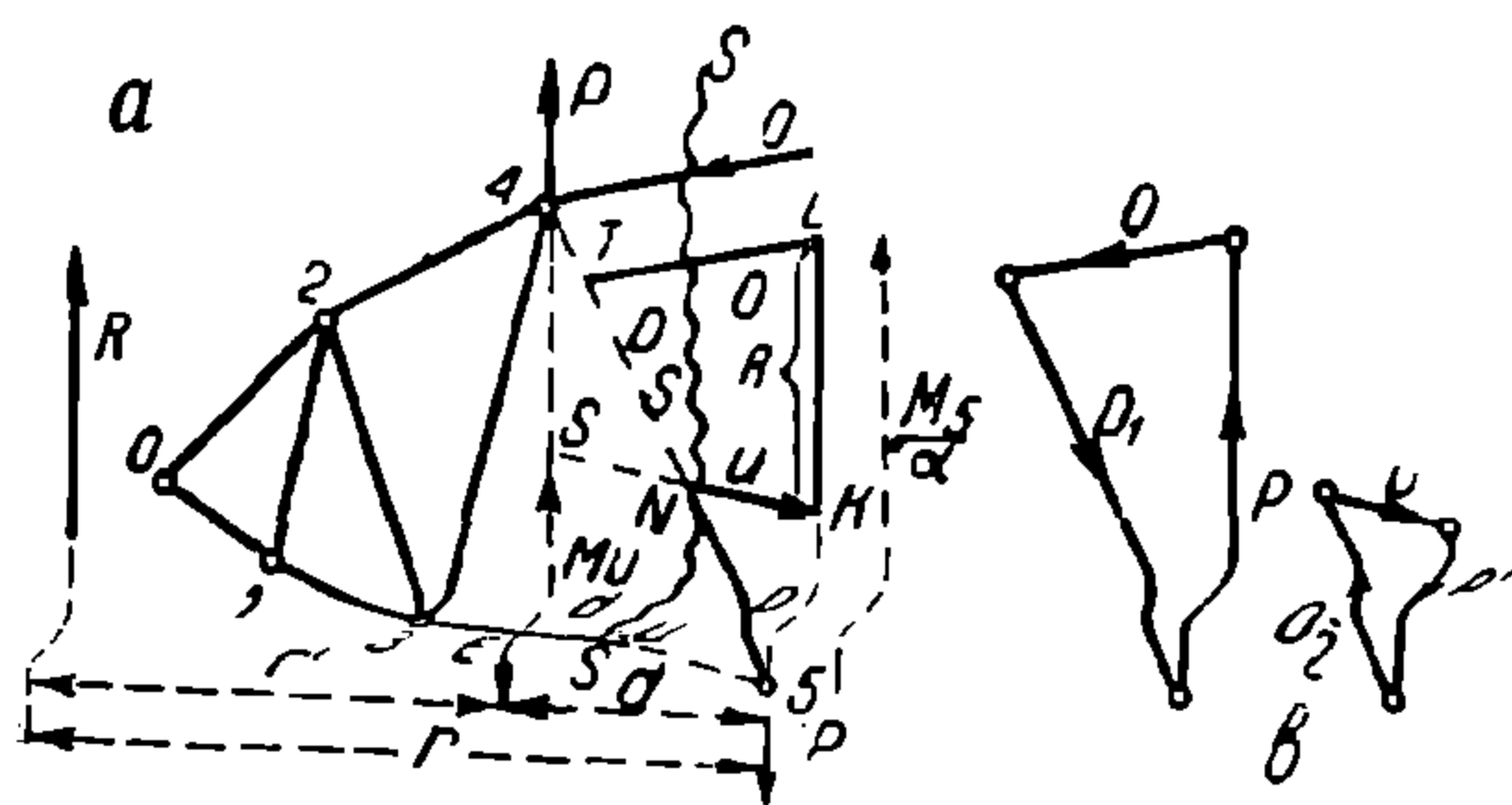
веревочного многоугольника (положение равнодействующей  $R$  оказывается иногда далеко за пределами чертежа).

Указанный недостаток исправляется способом Циммермана, который таким образом является как бы развитием способа Кульмана.

### § 21. Способ Циммермана

Заменим равнодействующую  $R$  внешних сил отрезанной левой части фермы через две параллельные ей силы  $P$  и  $P_1$ , приложенные в тех узлах, которые соединяются перерезанным раскосом (фиг. 139).

Величины сил  $P$  и  $P_1$  могут быть определены из условия: 1) что  $R = P - P_1$  и 2) момент равнодействующей относительно какой-либо точки равен моменту составляющих относительно той же точки.



Фиг. 139.

либо точки равен моменту составляющих относительно той же точки.

Относительно точки 4 можно на этом основании писать, что  $Rr_1 = P_1d$ . Относительно точки 5 можно писать, что  $Rr = Pd$ .

В последних выражениях величины  $Rr_1$  и  $Rr$  суть моменты внешних сил левой части фермы

относительно точек 4 и 5, т. е. можно писать:  $M_4 = P_1d$  и  $M_5 = Pd$ ,

откуда

$$P_1 = \frac{M_4}{d} \text{ и } P = \frac{M_5}{d}.$$

Итак, в левой отрезанной части фермы имеются всего две силы  $P$  и  $P_1$  в узлах 4 и 5.

Сила  $P$  уравнивается усилиями  $O$  и  $D_1$ , а потому разложим ее на направления  $O$  и  $D_1$ , а силу  $P_1$  по аналогичной причине разложим на направления  $U$  и  $D_2$  (фиг. 139, b). Результаты надо сложить, причем силы  $O$  и  $U$  остаются без изменения, а сила  $D = D_1 - D_2$  по двум силовым многоугольникам, проведенным на фиг. 139 b.

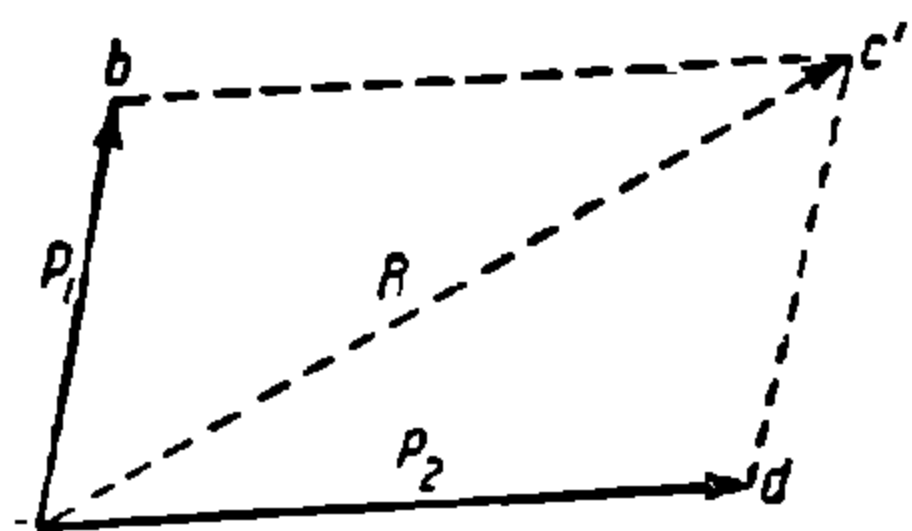
На чертеже самой фермы показаны результаты этого соединения, причем усилие  $O$  выражено величиной вектора  $LT$ , усилие  $U$  — вектором  $N-K$ , а усилие  $D$  — вектором  $5-N$ .

Надлежит заметить, что способами Кульмана и Циммермана мало пользуются на практике. Они больше имеют теоритический и исторический интерес.

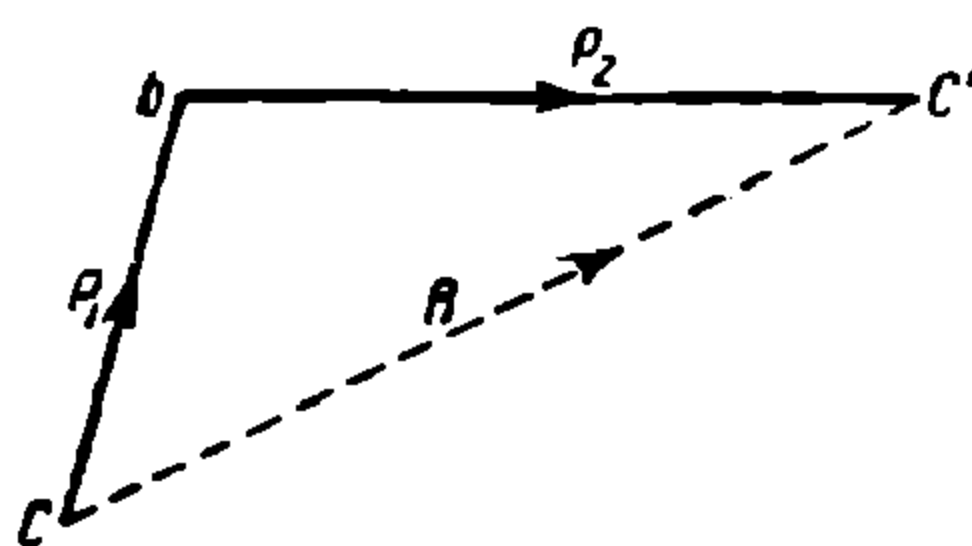
### § 22. Сущность способа Кремоны

При вырезании узла мы имеем группу сил внешних и внутренних, пересекающихся в одной точке и находящихся в равновесии, а такие силы, как известно из графостатики, должны образовать замкнутый силовой многоугольник.

При построении такого силового многоугольника, если неизвестны величины двух сил (направления известны), то они определяются путем разложения равнодействующей известных сил на два направления неизвестных сил. Если таким образом в ферме последовательно вырезать узлы, чтобы при каждом вырезании не было более двух неизвестных, и для каждого полученного таким обра-



Фиг. 140.



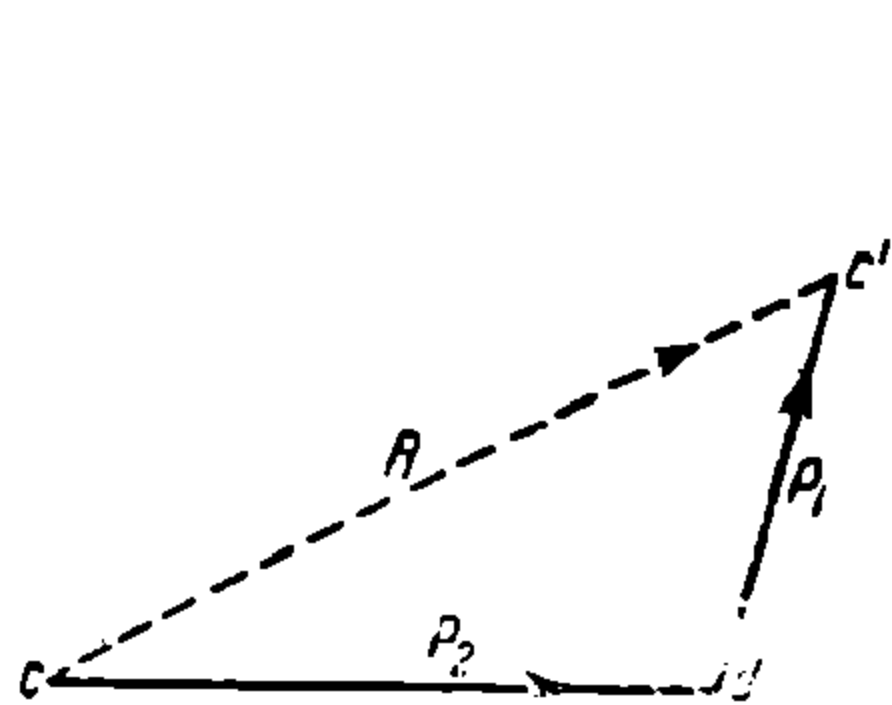
Фиг. 141.

зом пучка сил построить свой силовой многоугольник, то в каждой такой фигуре определяются неизвестные усилия двух стержней, а в совокупности получаем усилия всех элементов фермы.

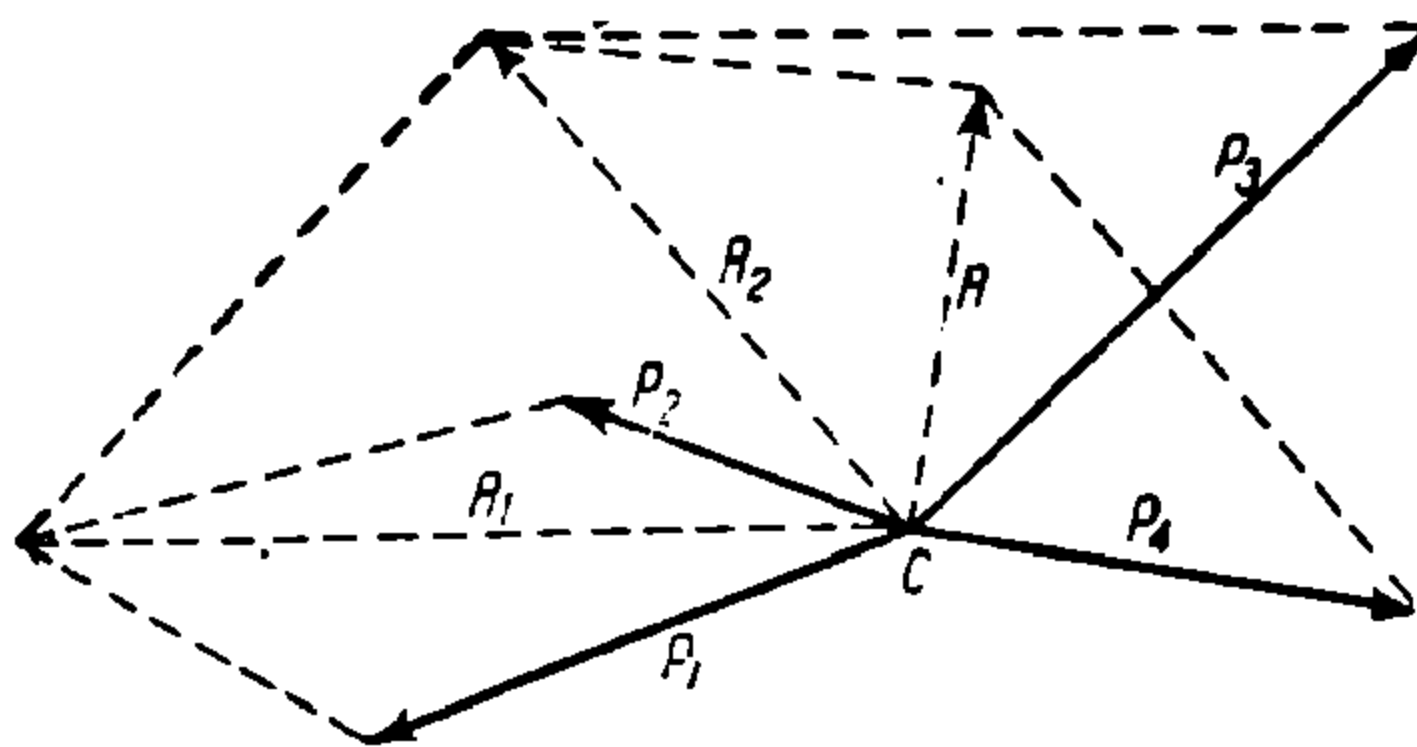
### Положения графостатики, на коих основан графический способ расчета ферм

Напомним некоторые положения графостатики, относящиеся к данному вопросу, на которых мы будем базироваться при графическом определении усилий в элементах ферм.

а) Сложение сил, приложенных к одной точке. Две силы  $P_1$  и  $P_2$  действуют на одну точку  $C$ . Равнодействующая их представляет собой диагональ параллелограмма, построенного на



Фиг. 142.



Фиг. 143.

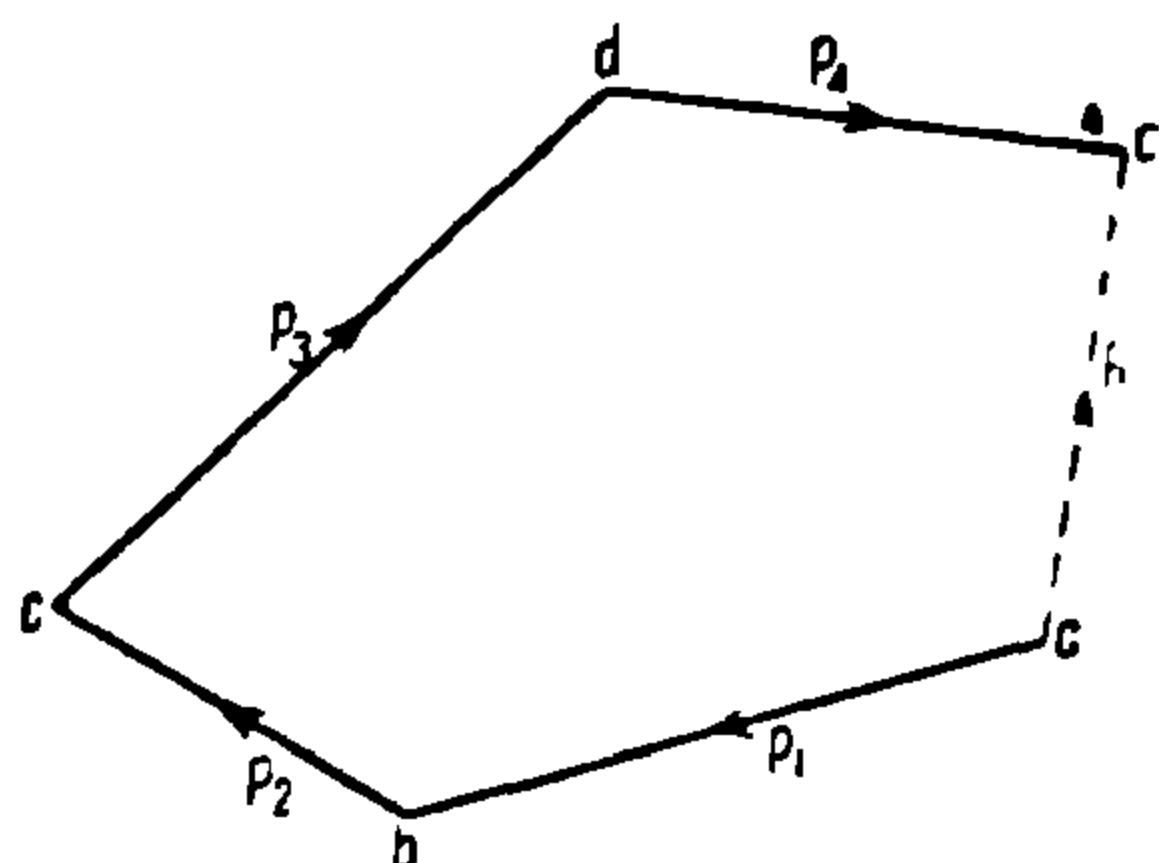
силах  $P_1$ ,  $P_2$ , отложенных в виде векторов (фиг. 140), или же она представляет третью сторону треугольника, построенного на векторах тех же сил (фиг. 141 или 142).

Если же к точке приложено несколько сил, например четыре:  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  и  $P_4$  (фиг. 143), то сперва находят равнодействующую  $R_1$  двух сил  $P_1$  и  $P_2$  и затем складывают  $R_1$  с силой  $P_3$ , находим равнодействующую  $R_2$ , затем с четвертой силой  $P_4$  получается последняя равнодействующая  $R$ , которая и будет равнодействующей всех сил.

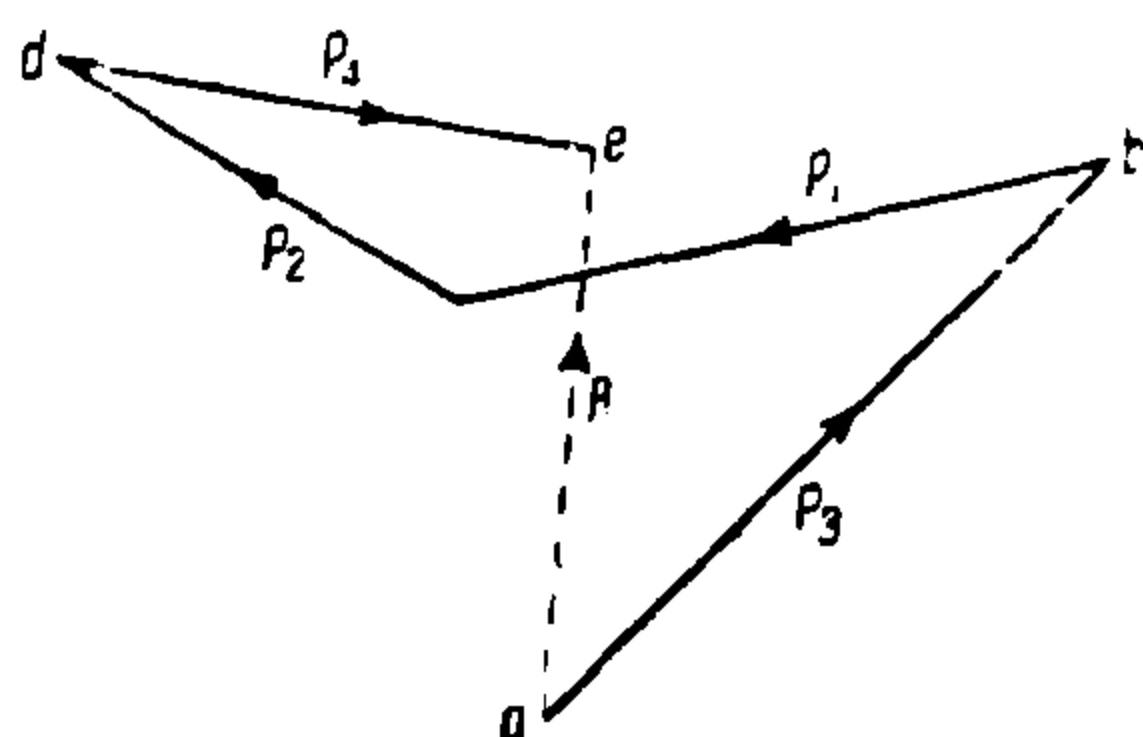
Те же результаты получатся, если из заданных сил (в виде векторов) составим многоугольник сил так, что каждая сила  $P_1$ ,  $P_2$ ,

$P_3, P_4$  в многоугольнике расположена параллельно самой себе (фиг. 144). Тогда вектор  $a—e$ , замыкающий начальную и конечную точку многоугольника сил, и есть по величине и направлению искомая равнодействующая.

Переносим эту равнодействующую в точку  $C$  (фиг. 143), для чего из точки  $C$  на фиг. 143 отложим прямую, параллельную  $a—e$  и равную



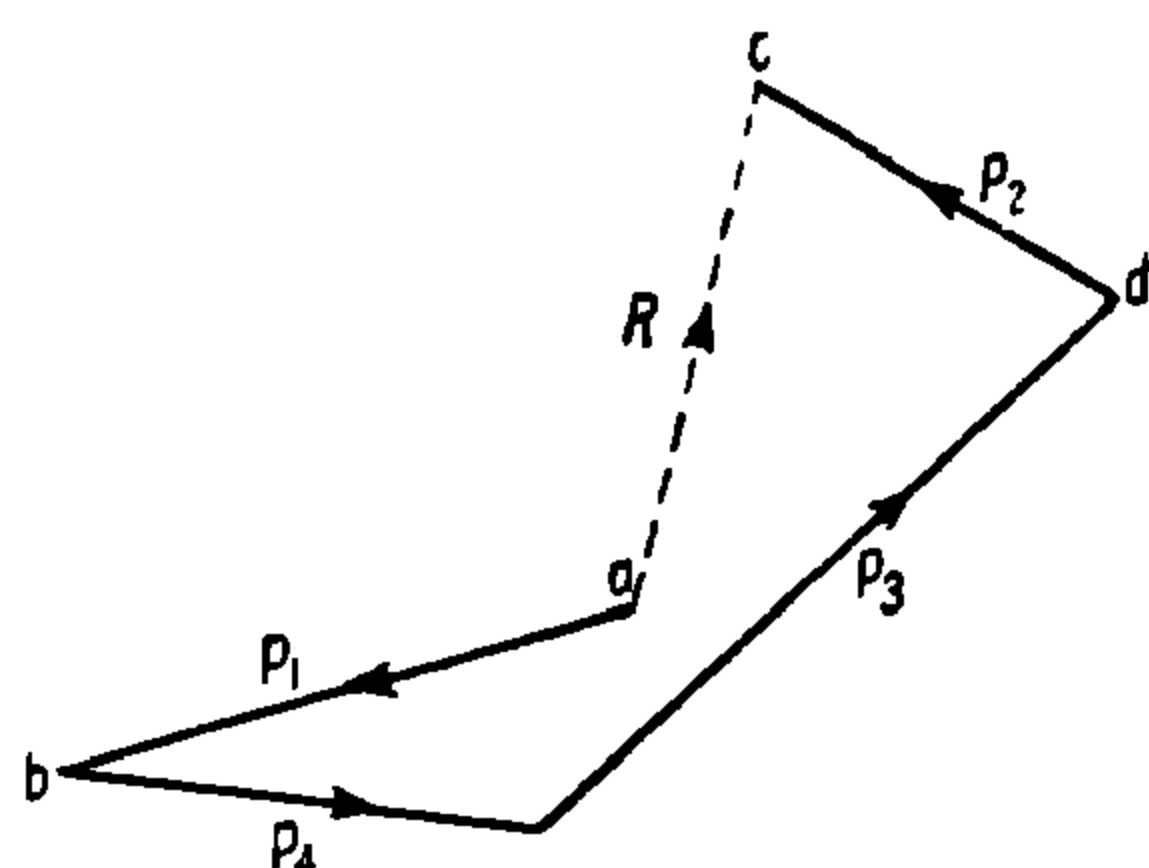
Фиг. 144. \*



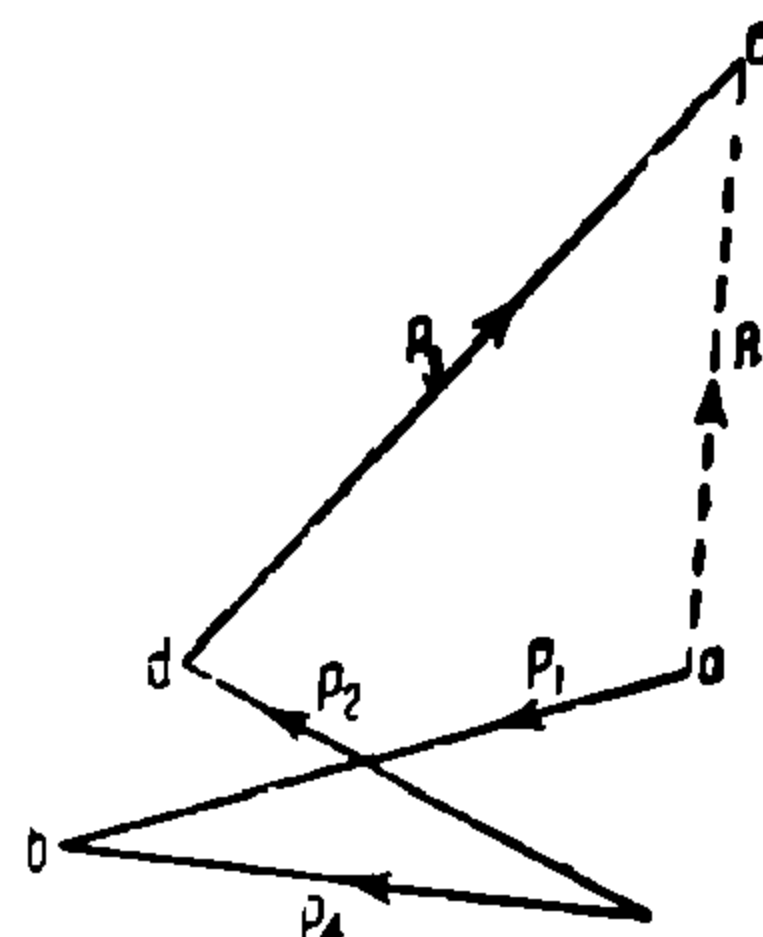
Фиг. 145. \*

ей по величине, получим искомую равнодействующую  $R$  всех четырех сил.

Порядок, в котором соединены силы, при построении многоугольника сил не влияет на окончательный результат. Например, на фиг. 145, 146, 147, 148 показаны еще четыре случая перестановки тех же сил и получены четыре вида многоугольника сил. При любом порядке



Фиг. 146. \*



Фиг. 147. \*

расположения сил в многоугольнике мы, как видно из этих фигур, получаем одну и ту же равнодействующую  $R$  по величине и направлению.

Если силы, приложенные к одной точке, находятся в равновесии, то, очевидно, равнодействующая их равна нулю и силы взаимно друг друга уравновешивают.

При построении многоугольника таких сил, так как  $R = 0$ , начальные и конечные точки  $a$  и  $e$  сольются, и получится так называемый замкнутый многоугольник.

В замкнутом многоугольнике (т. е., когда силы, сходящиеся в одну точку, взаимно уравновешены) все стрелки (направления сил) идут в одну сторону, в одном направлении по его очертанию.

\* На фиг. 144, 146 и 147 конечную точку многоугольника сил читать не  $c$ , а  $e$ .

По этому свойству замкнутого многоугольника сил достаточно знать направление хоть одной силы, направление других сил определится из сказанного, что все стрелки в многоугольнике идут в одном направлении по его очертанию.

б) Разложение силы. Разложение какой-либо силы  $P$  на два направления, пересекающиеся на направлении этой силы (фиг. 149), может быть выполнено при помощи параллелограмма сил  $abcd$  или треугольника сил  $abc$ . Здесь мы имеем задачу, обратную сложению сил, сходящихся в одной точке.

### § 23. Пример графического изображения вырезания узлов

На фиг. 150а показана криволинейная ферма с действующими на ней силами  $Q, S, T, P$  и  $R$ , где  $P$  и  $R$  суть реакции опор  $A$  и  $B$ .

Вырезание начнем с того узла, где не более двух неизвестных, т. е. где сходятся два стержня (обычно в опоре). Для каждого вырезанного узла будем строить отдельно замкнутый многоугольник сил и графически определим неизвестные усилия стержней (чтобы в каждом узле их было не больше двух).

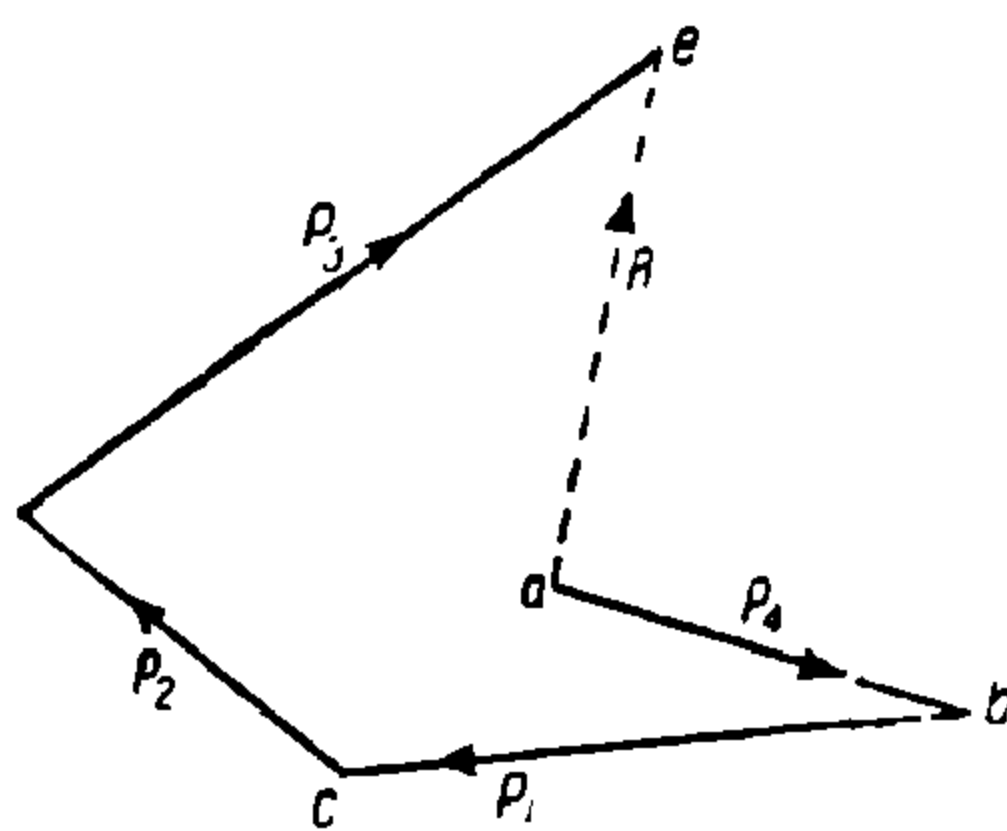
Знаки напряжения определим обходом каждого многоугольника сил, так чтобы стрелки шли в одном направлении. В тех узлах, где есть внешняя сила, направление обхода (направление стрелок в многоугольнике и отсюда знак внутренних сил) определится направлением этой внешней силы; если нет внешней силы, то направление стрелок многоугольника определится известной (ранее определенной) внутренней силой.

Сначала, как сказано, вырезаем опорный узел  $A$ . Графическое построение многоугольника (в данном случае треугольника) сил узла  $A$  показано на фиг. 150b. По известному направлению силы  $P$  определяется направление сил  $O_1$  и  $U_1$ .

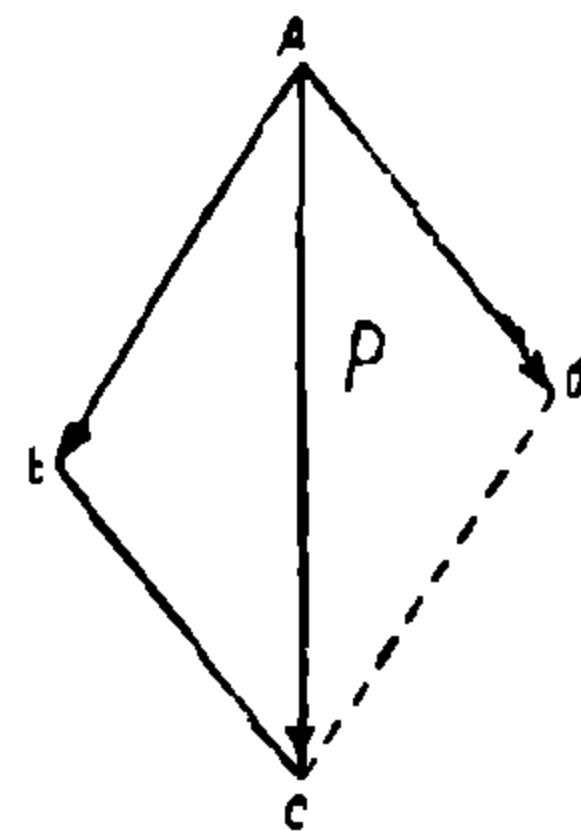
Из замкнутого треугольника видно, что усилие  $O_1$  идет влево, к узлу—сжатое, а усилие  $U_1$  (первого элемента нижнего пояса) идет вправо, от узла—растянутое.

Вырезаем второй узел  $C$ . Графическое построение замкнутого многоугольника всех сил, сходящихся в точке (узле)  $C$ , показано на фиг. 150c. Знак обхода этого многоугольника сил (или направление стрелок) определяется направлением внешней силы  $Q$  (направление ранее определенной силы  $O_1$  к узлу подтверждает правильность направления стрелок в этом многоугольнике).

Получим графически величины и направления усилий стойки  $V_1$  (от узла—растянуто) и элемента верхнего пояса  $O_2$  (к узлу—сжато).



Фиг. 148.



Фиг. 149.

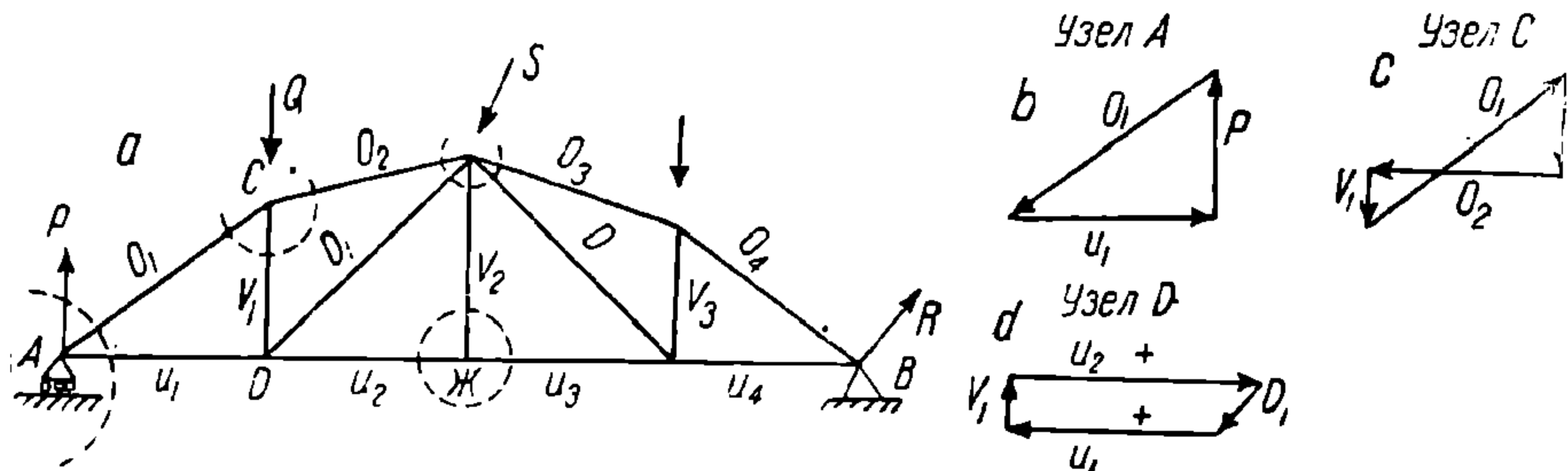


Вырезаем третий узел  $D$ , для коего строим свой замкнутый многоугольник сил (фиг. 150d).

Направление сил определяется на основе уже известных сил  $V_1$  и  $U_1$  (ранее определено, что они оба растянуты, т. е. направлены от узла). Из замкнутого многоугольника сил находим:  $D_1$  направленным к узлу (сжат) и  $U_2$ —от узла (растянут).

При построении многоугольника узла  $Ж$  окажется, что усилие  $V_2$  спроектируется в точку, т. е. стержень  $V_2$  не испытывает напряжений.

То же самое получается, если спроектировать на вертикальную ось силы вырезанного узла  $Ж$ .



Фиг. 150.

Продолжая таким образом последовательно переходить от одного узла к другому, получим усилия во всех стержнях фермы.

## § 24. Построение диаграммы Кремоны

Приведенный в предыдущем параграфе способ графического определения усилий в стержнях ферм путем построения для каждого вырезанного узла отдельного замкнутого многоугольника представляет неудобство при большом числе узлов, когда приходится строить большое количество (число) замкнутых многоугольников, которые неизбежно разбрасываются по всему листу чертежа (что затрудняет проведение параллельных линий); внутренние усилия откладываются два раза—получается двойная работа.

Эти неудобства привели к выработке единой компактной диаграммы, когда многоугольники сил пристраиваются рядом друг к другу в одной общей фигуре, в которую каждое внутреннее усилие входит только один раз.

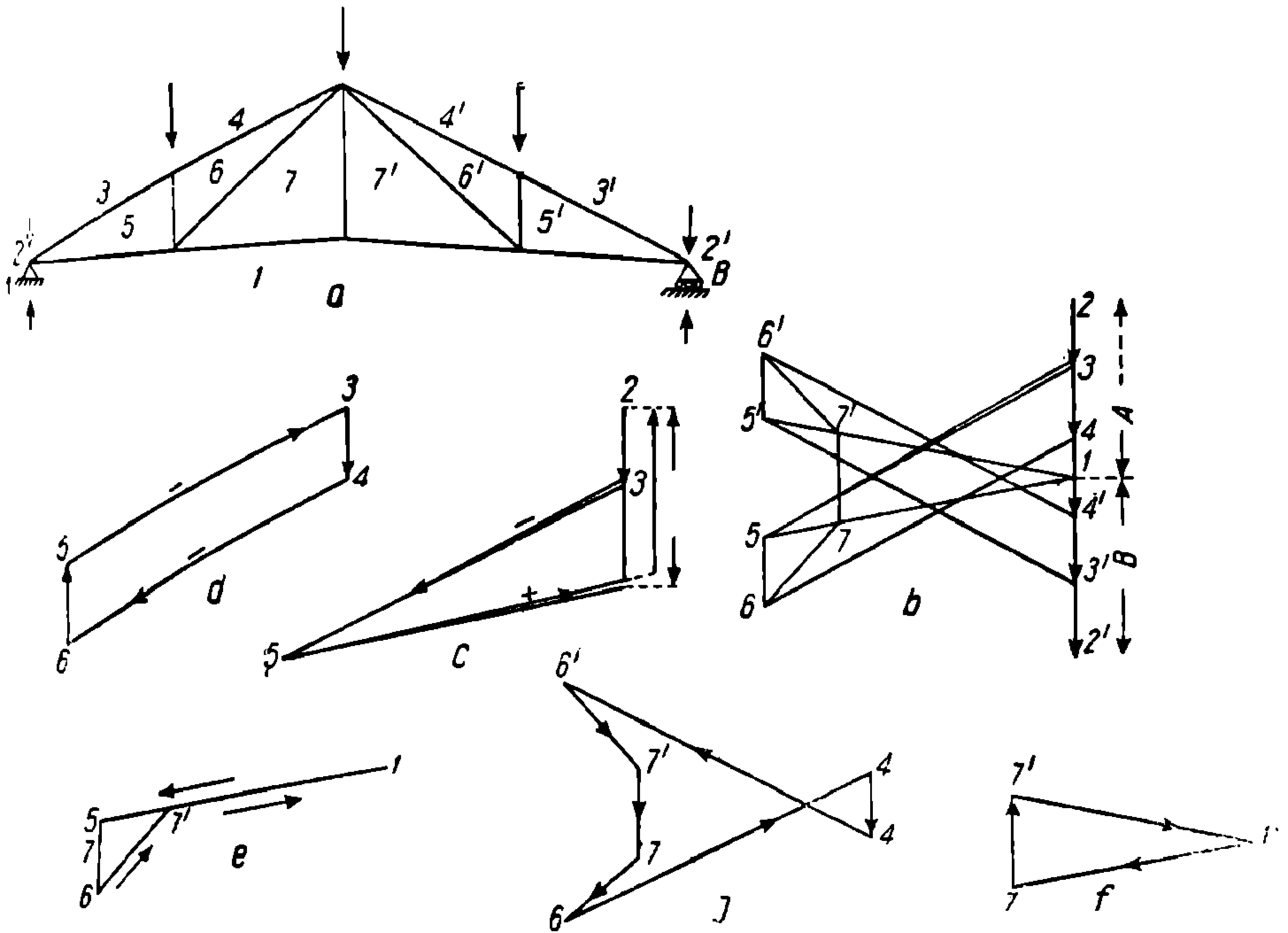
Эта фигура известна под названием диаграммы Кремоны, по имени автора ее.

Диаграмма Кремоны дает наглядную картину всех внутренних усилий во всех стержнях ферм от постоянной нагрузки и позволяет самопроверку тем, что диаграмма должна замкнуться, ввиду того, что внешние силы фермы находятся в равновесии. Ввиду простоты приемов построения диаграммы Кремоны последняя заслуживает собого внимания при расчете усилий в элементах ферм.

Стропильные фермы, нагрузка коих постоянна, чаще всего рассчитываются диаграммой Кремоны. Фермы мостов, в коих полезная нагрузка обычно передвижная (переменная), реже рассчитываются

диаграммой Кремоны, но не исключена полезность диаграммы Кремоны и для мостовых ферм при определенном положении нагрузки.

Для удобства построения примем обозначения стержней и сил по методу американского инженера Боу: обозначается на чертеже буквами или цифрами пространство между силами и стержнями, а читаются последние по цифрам или буквам по сторонам их. На диаграмме же усилия будут обозначаться теми же буквами или цифрами по концам их.



Фиг. 151.

Перейдем к примеру. На фиг. 151а изображена стропильная ферма с обозначениями по методу Боу.

Будем читать эту ферму слева направо: левая опорная реакция читается: 1—2; элементы верхнего пояса читаются (слева направо): 3—5, 4—6, 4'—6', 3'—5'; элементы нижнего пояса читаются (слева направо): 1—5, 1—7, 1—7', 1—5'; решетка читается (слева направо): стойка 5—6, раскос 6—7, стойка 7—7', раскос 7'—6', стойка 6'—5'

Правая опорная реакция читается 1—2'.

Нагрузка (внешние силы, приложенные к узлам) читается (слева направо): 2—3, 3—4, 4—4', 4'—3', 3'—2'.

На правой стороне фигуры под буквой *b* построена диаграмма усилий этой фермы следующим последовательным образом.

Сначала силовым и веревочным многоугольником (на фигуре не показан) определим реакции опор.

На правой стороне виден силовой многоугольник заданных сил (в виде одной прямой) и величин реакций опор 1—2 и 1—2'.

Строим первый многоугольник сил мысленно вырезанного левого опорного узла. В него войдут силы (читаем в порядке, как на силовом многоугольнике, на левой части фигуры): 1—2, 2—3, 3—5, 5—1 (этот первый многоугольник сил показан изъятым из диаграммы на фигуре 151с).

Порядок чтения соответствует направлению стрелок в многоугольнике сил и направлению внутренних усилий. Второй многоугольник сил читается в порядке направления стрелок в нем (фиг. 151b) 3—4, 4—6, 6—5, 5—3. Этот многоугольник сил показан на фиг. 151d изъятым из диаграммы.

Третий замкнутый многоугольник сил (фиг. 151b) читается (в порядке направления стрелок): 1—5, 5—6, 6—7, 7—1; он показан изъятым из диаграммы на фиг. 151e.

Четвертый замкнутый многоугольник читается: 1—7, 7—7', 7'—1 (фиг. 151b и f).

Пятый многоугольник читается: 7'—7, 7—6, 6—4, 4—4', 4'—6', 6'—7' (фиг. 151,b и l). И так далее, пока не будут охвачены все узлы фермы и диаграмма не замкнется.

Анализируя полученную диаграмму, мы получим следующие правила построения ее: все внешние силы фермы в порядке ее очертания соединяем в замкнутый многоугольник (или план сил), и из всех узлов полученного многоугольника внешних сил (или плана сил) проводим лучи, параллельные наружным элементам контура фермы, лежащим между теми же силами, и мы получим направление внутренних усилий наружного контура фермы на диаграмме. Элементы решетки входят ломаной линией, которая проводится параллельно и в порядке элементов решетки, соединяющих смежные треугольники (в дальнейшем мы примером это углубим).

Для лучшего усвоения способа построения диаграммы Кремоны приводим некоторые примеры.

## § 25. Примеры диаграмм Кремоны

Криволинейная раскосная ферма (фиг. 152a) с вертикальной симметричной нагрузкой, а потому каждая опорная реакция равна:

$$\frac{\Sigma P}{2} = - \frac{16P}{2} = 8P.$$

А так как в каждом крайнем узле приложено по силе в  $1P$ , то, значит, внешняя сила, влияющая на работу фермы и приложенная в каждой опоре (опорное давление снизу вверх), равна  $8P - P = 7P$ . Ввиду указанной симметрии обеих половин фермы и их нагрузки, достаточно построить диаграмму для одной половины фермы.

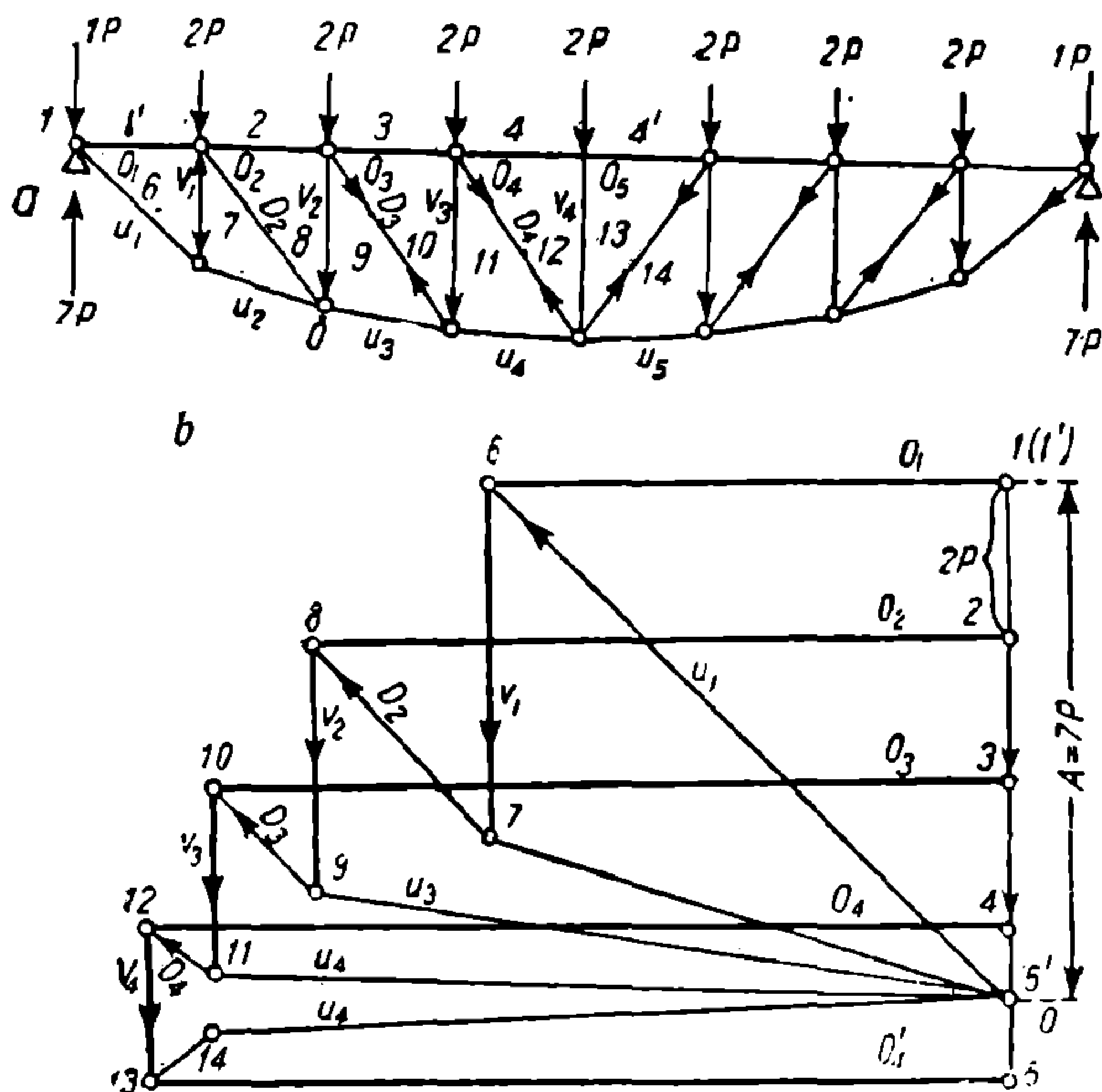
На фиг. 152b линия 0, 1 (1'), 2, 3, 4, 5' представляет собою замкнутый многоугольник внешних сил одной половины фермы (левой половины).<sup>1</sup> Сначала вырезаем левый опорный узел, заключающий в себе силы: реакцию опоры  $A = 7P$  и стержень  $O_1$  (1—6) и  $U_1$  (6—0), на фиг. 152b.

<sup>1</sup> В этот многоугольник сила  $2P$ , приложенная в середине фермы, над стойкой  $V_1$ , вошла не полной, а половинной своей величиной.

Первый замкнутый многоугольник сил (вернее треугольник) сил, приложенных к вырезному опорному узлу, читается в порядке направления стрелок:  $0-1$  (или  $1'$ ),  $1-6$  (к узлу—сжат) и  $6-0$  (от узла—растянут).

Второй вырезанный узел (нижний, первый справа) имеет на фиг. 152 *b* замкнутый многоугольник сил (читаем в порядке расположения стрелок):  $0-6$  (от узла—растянут),  $6-7$  (к узлу—сжат),  $7-0$  (от узла—растянут).

Третий вырезанный узел (верхний, первый справа от левой опоры) читается на фиг. 152 *b* в порядке направления стрелок в много-



Фиг. 152.

угольнике:  $6-7$  (к узлу—сжат),  $7-2$  (внешняя сила, направленная вниз),  $2-8$  (к узлу—сжат),  $8-7$  (от узла—растянут) и  $7-6$  (к узлу—сжат).

Четвертый узел (нижний, второй справа от левой опоры) читается на построенном для него многоугольнике сил на фиг. 152 *b* в порядке направления стрелок:  $0-7$  (от узла—растянут),  $7-8$  (от узла—растянут),  $8-9$  (к узлу—сжат),  $9-0$  (от узла—растянут).

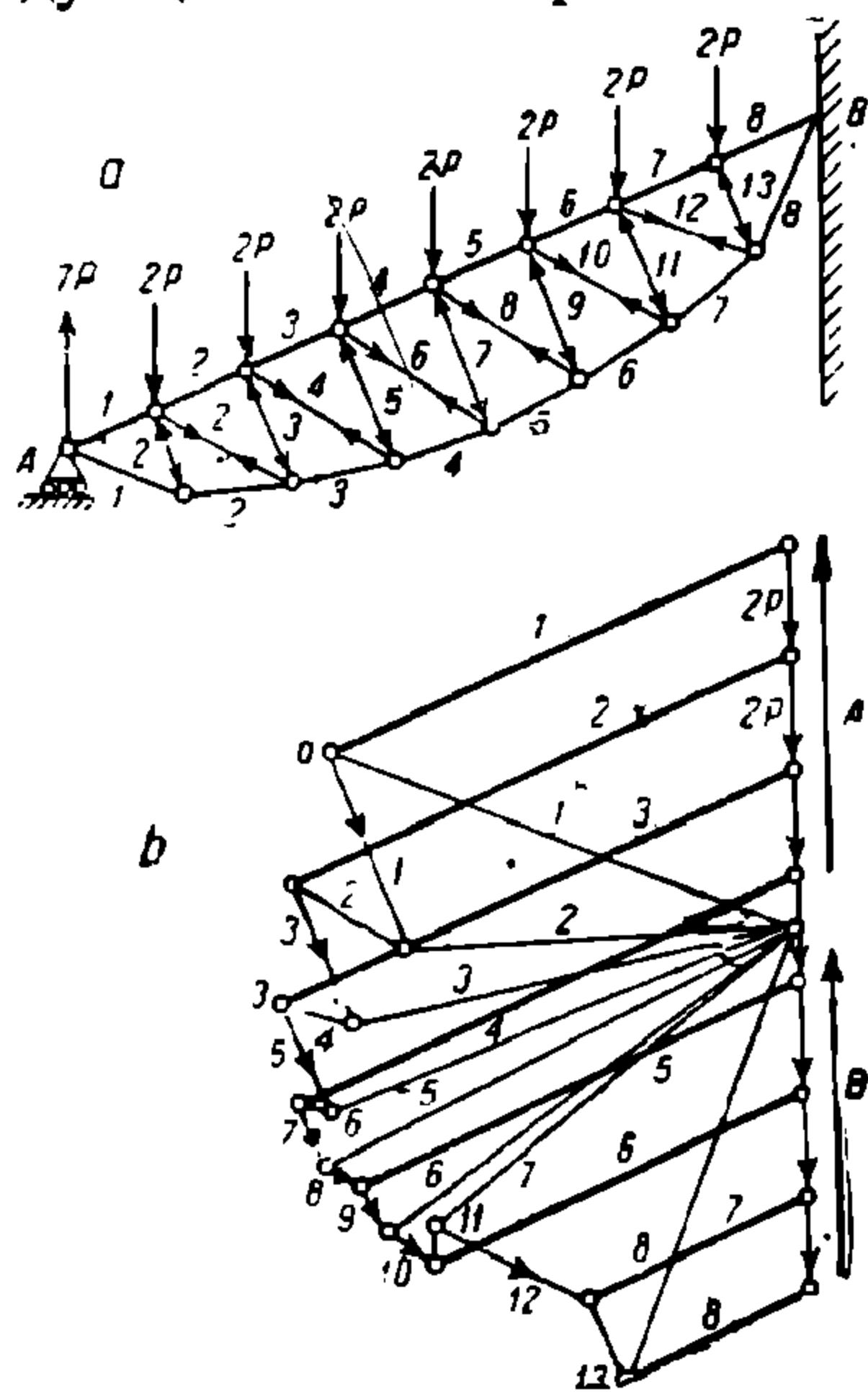
Пятый узел (верхний, второй от левой опоры) читается на замкнутом для него многоугольнике:  $9-8$  (к узлу—сжат),  $8-2$  (к узлу—сжат),  $2-3$  (вертикальная сила вниз),  $3-10$  (к узлу—сжат) и  $10-9$  (от узла—растянут).

Шестой узел (внизу, третий от левой опоры) читается на замкнутом для него многоугольнике:  $0-9$  (от узла—растянут),  $9-10$  (от узла—растянут),  $10-11$  (к узлу—сжат) и  $11-0$  (от узла—растянут).

Седьмой узел (верхний, третий от левой опоры) читается на замкнутом для него многоугольнике:  $11-10$  (к узлу—сжат),  $10-3$  (к узлу—сжат),  $3-4$  (внешняя сила, направленная вниз),  $4-12$  (к узлу—сжат),  $12-11$  (от узла—растянут).

Восьмой узел (внизу, средний) читается на построенном для него замкнутом многоугольнике:  $0-11$  (от узла—растянут),  $11-12$  (от узла—растянут),  $12-13$  (к узлу—сжат),  $13-14$  (от узла—растянут),  $14-0$  (от узла—растянут) и т. д.

Анализируя построенную диаграмму Кремоны, мы получаем следующий способ простого ее построения.



Фиг. 153.

Через вершины многоугольника внешних сил  $1, 2, 3, 4$  и  $5$  проведены направления усилий в элементах верхнего пояса  $O_1, O_2, O_3, O_4$  и  $O_5$  параллельно этим элементам.

Как сжатые элементы они обозначены толстыми линиями. Через точку  $O$  проведены направления усилий в элементах нижнего пояса  $U_1, U_2, U_3$  и  $U_4$ . Как растянутые элементы они проведены тонкими линиями. Пересечение направления  $O_1$  и  $U_1$  определяет полюс первого крайнего треугольника.

Из него проводим ломаную линию  $6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14$ , частью соответственно параллельны элементам решетки фермы  $V_1, D_1, V_2, D_2, V_3, D_3$ , а вершины лежат попеременно на толстых и тонких линиях.

Исключение составляет сторона  $12-13$ , параллельная  $V_4$ , проведенная между направлениями  $O_4$  и  $O_4'$ , которая обеими вершинами лежит на толстых линиях.

По направлению начертаний многоугольников сил для отдельных узлов находим, что все части верхнего пояса сжаты, нижнего пояса растянуты, раскосы растянуты и стойки сжаты.

Наклонная стропильная ферма (построение диаграммы Кремоны, фиг. 153а и б). Диаграмма построена подобно предыдущей. Обозначения на ней произведены не по системе Боу, а каждый элемент фермы обозначен отдельной цифрой.

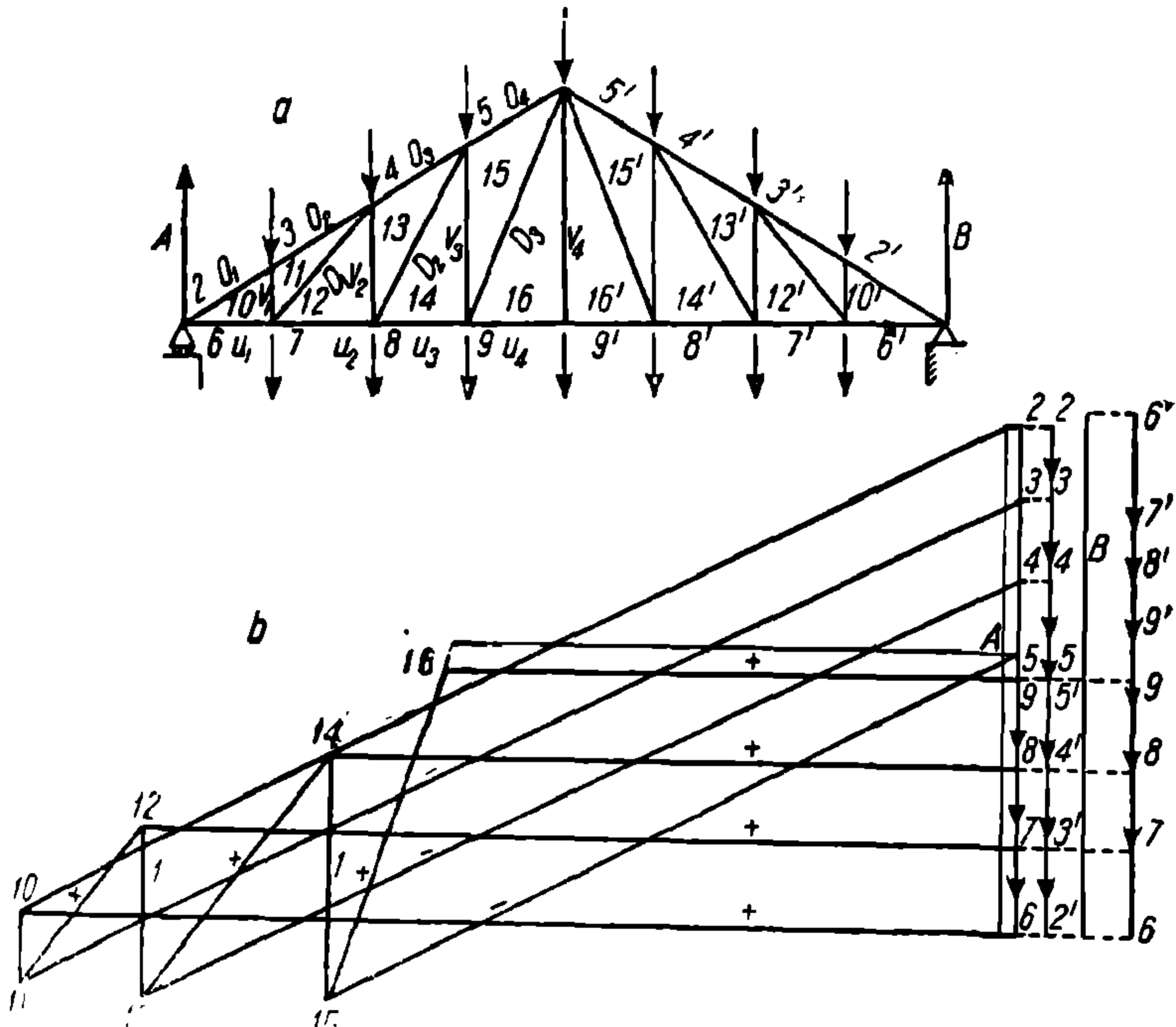
Верхний пояс сжат (направление усилий его проведено толстыми линиями), нижний вытянут. Элементы решетки  $1, 3, 5, 7, 8, 9, 10, 12, 13$  сжаты, а  $2, 4, 6, 11$ —вытянуты.

Верхний пояс сжат (направление усилий его проведено толстыми линиями), нижний вытянут. Элементы решетки  $1, 3, 5, 7, 8, 9, 10, 12, 13$  сжаты, а  $2, 4, 6, 11$ —вытянуты.

Американская стропильная ферма (построение диаграммы Кремоны). На фиг. 154а показана американская стропильная ферма с нагрузкой, приложенной к верхнему и нижнему поясам, к каждому узлу по одинаковой силе  $P$ . При построении многоугольника (или плана) внешних сил (активных и реактивных) нагрузка и опорные реакции откладывались в том порядке, в каком

они лежат по периметру, начав с нагрузки 2—3 и обойдя ферму по часовой стрелке. Ввиду параллельности всех внешних сил, активных сил и опорных давлений, план сил имеет вид одной прямой, на которой сливаются силы, направленные в противоположные стороны. Ввиду этого для ясности чтения плана сил такие параллельные, в противоположную сторону направленные силы показаны на фиг. 154 *b* сдвинутыми друг с друга.

Читаем план (многоугольник сил) в порядке его построения по расположению сил по периметру фермы и по направлениям стрелок:



Фиг. 154.

2—3, 3—4, 4—5, 5—5', 5'—4', 4'—3', 3'—2', 2'—6', 6'—7', 7'—8', 8'—9', 9'—9, 9—8, 8—7, 7—6, 6—2. Многоугольник сил, ввиду равновесия фермы, должен замкнуться.

Ферма и нагрузка симметричны, а потому опорные реакции *A* и *B* равны между собою. И нам достаточно построить половину диаграммы Кремоны.

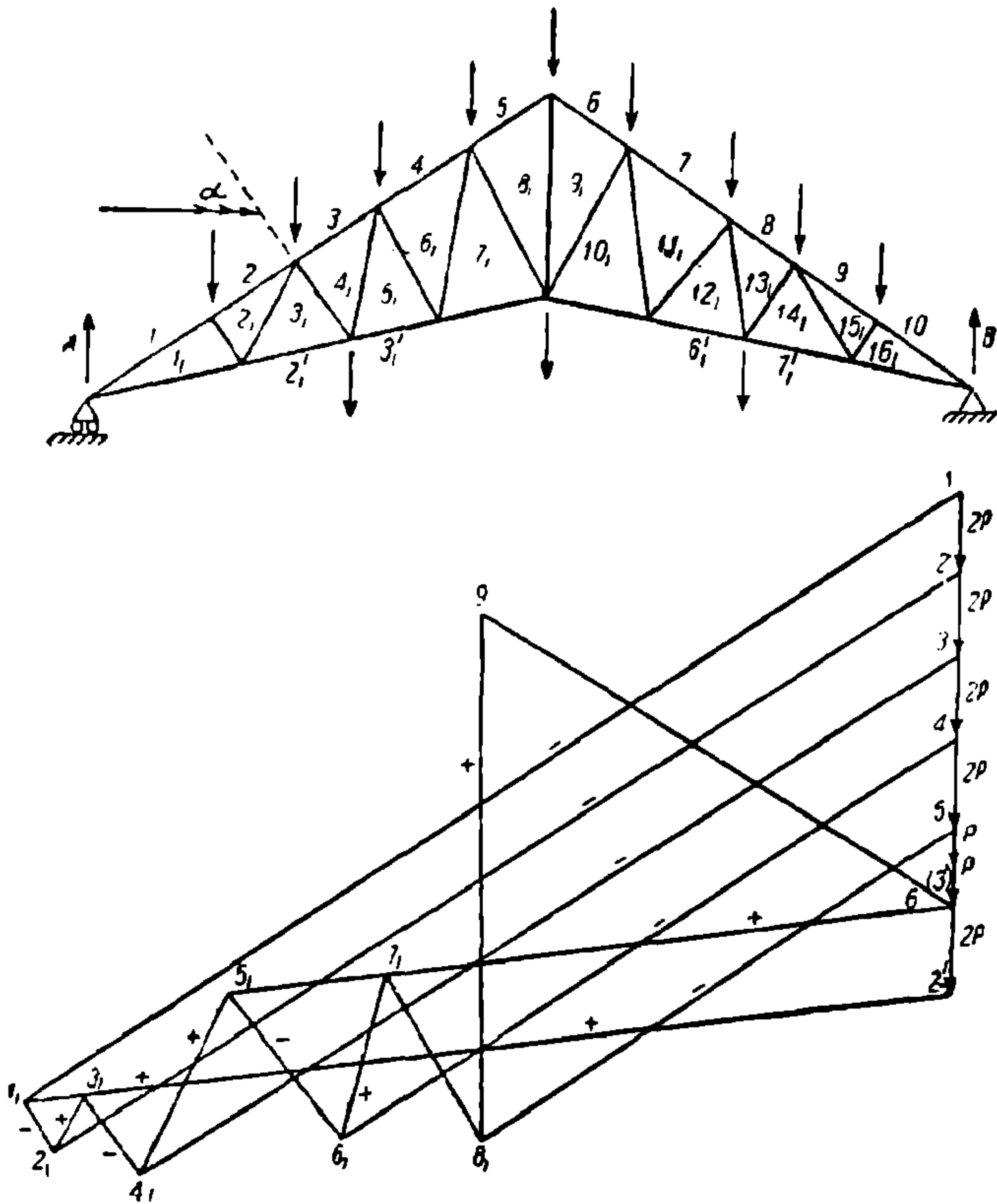
Для удобства этого построения мы вынесли реакцию опоры *A* сил половины фермы (фиг. 154 *b*—вторая вертикальная линия сил, считая слева), т. е. мы вынесли силы: 2—3, 3—4, 4—5, половину от 5—5', половину от 9—9', 9—8, 8—7 и 7—6.

На основе правил, уже нами установленных, мы проводим из всех узлов полученного плана сил лучи, параллельные наружным элементам контура фермы, лежащим между соответствующими силами,

а именно, проводим лучи 2—10, 3—11, 4—13 и 5—15, параллельные верхнему поясу (сжато), и лучи: 6—10, 7—12, 8—14 и 9—16, параллельные нижнему поясу (растянуто).

Точка 10 (пересечение лучей 2—10 и 6—10) есть полюс первого опорного узла многоугольника и определяет усилия (по величине и направлению) для стержней  $O_1$  и  $U_1$ .

Читается по направлению сил: 2—10 (к узлу—сжат, на диаграмме проставлен знак минус) и 10—6 (от узла—растянут, на диаграмме проставлен знак плюс).

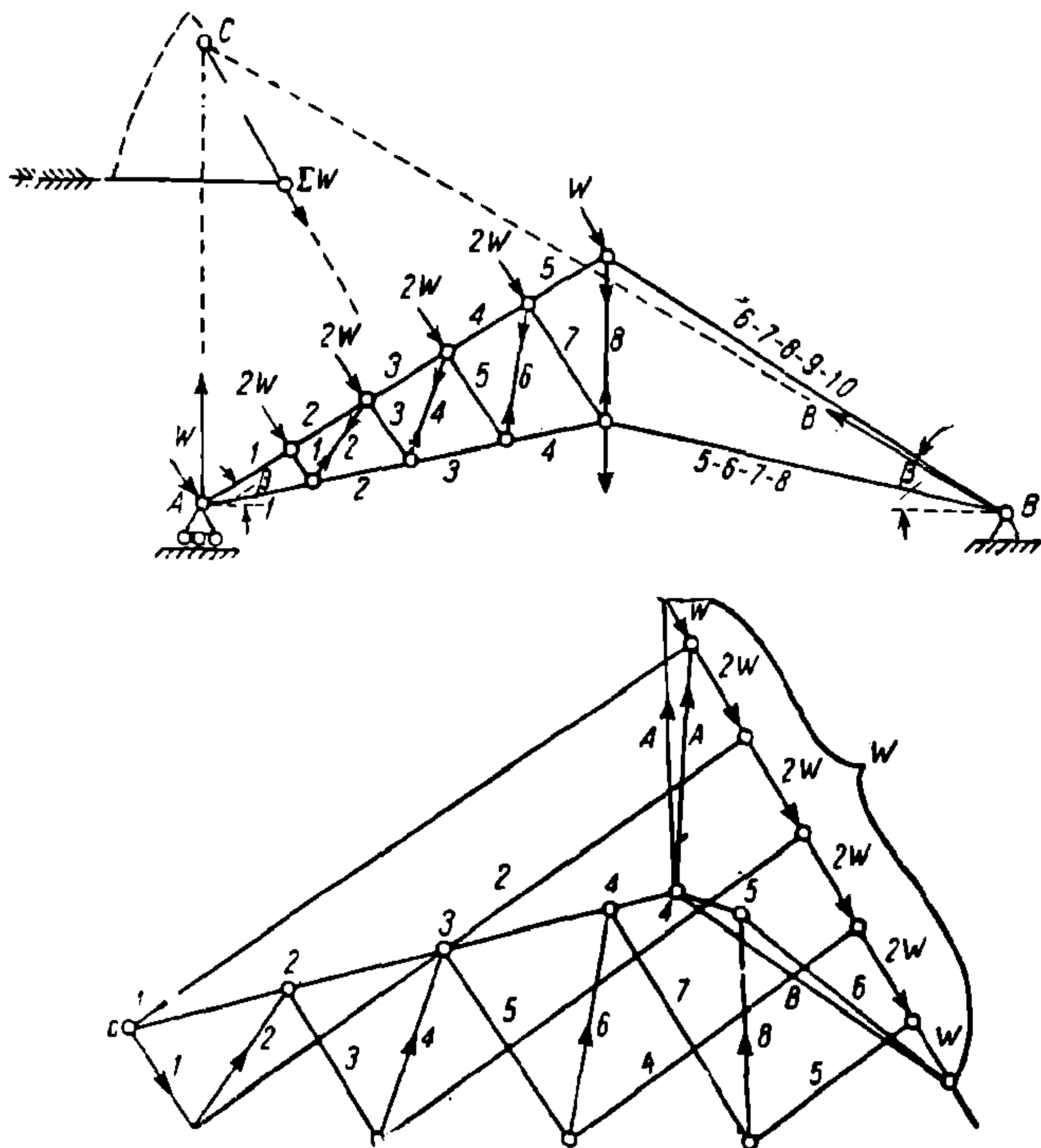


Фиг. 155а

Из точки 10 проведена ломаная линия 10—11, 11—12, 12—13, 13—14, 14—15, 15—16, параллельная соответственно решетке фермы  $V_1, D_1, V_2, D_2, V_3$  и  $D_3$ . Вершины их лежат попеременно: на растянутых или сжатых элементах. Знаки усилий мы определяем по направлению очертавия для каждого узла его замкнутого многоугольника.

Бельгийская стропильная ферма (фиг. 155). На нее действует вертикальная нагрузка: 1) собственный вес, снег и пр., которые условно считаем приложенными к верхним узлам по  $2P$  к каждому узлу и 2) подвесной груз в трех нижних узлах по  $2P_1$ . Кроме того на ферму действует с той или иной стороны ветер. Последний действует горизонтально и с перпендикуляром к по-

верхности крыш образует угол  $\alpha = 90^\circ - \beta$ , где  $\beta$  есть угол наклона крыши. Разлагая силу ветра на нормальную и касательную к крыше силу, учитываем первую, которую условно обозначим для всей крыши через  $\Sigma W$  и для каждого верхнего узла фермы через  $2w = \frac{1}{5} \Sigma W$  (фиг. 153). Строим отдельно диаграмму для вертикальной нагрузки и отдельно для действия ветра. Первая диаграмма для вертикальной нагрузки построена на фиг. 155 для одной левой половины (ввиду симметрии обеих половин фермы). Для действия ветра построены отдельно две диаграммы: одна, когда



Фиг. 156.

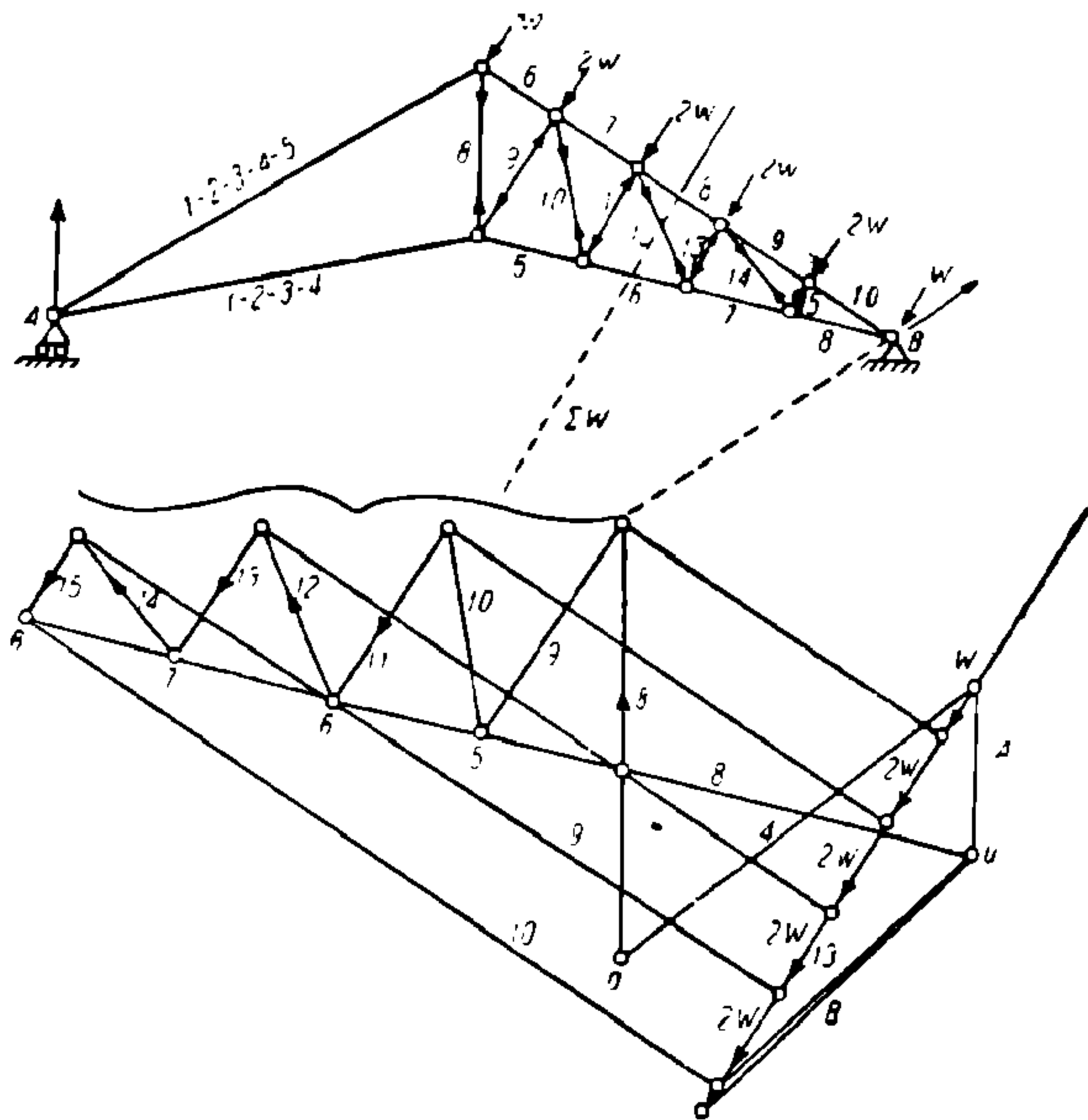
ветер действует с левой стороны (со стороны подвижной опоры, фиг. 156), а другая, когда ветер действует с правой стороны (со стороны неподвижной опоры, фиг. 157).

Предварительно в обоих случаях найдены реакции опор  $A$  и  $B$  путем разложения равнодействующей ветра  $\Sigma W$  на два направления: на вертикальное, проходящее через подвижную опору  $A$  (направление реакции  $A$ ), пересекающее направление равнодействующей ветра в точке  $C$ , и на направление  $CB$ , т. е. на направление сопротивления  $B$ .

Такой способ определения опор основан на том, что три силы  $\Sigma W$ ,  $A$  и  $B$ , под действием коих находится ферма, должны сходиться в одну точку, раз силы в равновесии. Эта точка и есть  $C$ , где пересекаются  $A$  и  $\Sigma W$ . Вторая реакция опоры  $B$  естественно пройдет через две точки  $B$  и  $C$ . Дальнейшее построение видно из диаграмм.



Особенностью этого случая является то, что, когда ветер действует с одной стороны, решетка другой стороны вовсе не напряжена. Действительно, когда ветер действует, например, с левой стороны (фиг. 156), если провести сечение в правой стороне фермы, пересечь, значит, оба пояса и какой-либо элемент решетки, и взять момент правой отсеченной части относительно опоры  $B$ , получим, что момент внешних сил равен нулю, так как в правой части фермы только одна внешняя сила  $B$ , проходящая через точку моментов, т. е. через точку  $B$ . Значит,



Фиг. 157.

и момент внутренних сил равен нулю, а в момент внутренних сил входит выражение только  $D \cdot r$  (фиг. 158). Получится:  $D \cdot r = 0$ . Раз  $r$  не равно нулю, то  $D = 0$ , т. е. элемент решетки не напряжен.

## § 26. Ферма Полонсо (особый случай)

При построении диаграммы для фермы Полонсо (фиг. 159), кстати, весьма распространенной, мы наткнемся в узлах 4 или 5 более чем на два неизвестных, что, делает невозможным дальнейшее продолжение построения диаграммы. Поэтому надо предварительно определить одно из этих усилий аналитически и приложить его к узлу, как известное усилие. Таким образом будет достигнуто, чтобы в узлах было не более двух неизвестных и диаграмма Кремоны могла бы быть построена беспрепятственно.

Если, например, сделать разрез 1—1, перерезывающий три стержня  $\alpha$ ,  $\beta$  и  $\gamma$ , то по способу Риттера можно определить усилия в них. Можно, например, определить усилия  $\gamma$ , взять за точку моментов узел 8, и приложить это усилие, как уже известное, к узлу 5, тогда будет избегнуто указанное выше затруднение, и диаграмма будет строиться без перерывов.

Действительно, начнем построение диаграммы с узла 1, где два неизвестных, затем пойдем к узлу 2, потом к узлу 3, в которых встречаются по два неизвестных. Дальше следуют узлы 4 и 5, в которых по три неизвестных.

Если же заранее определено усилие  $\gamma$ , то в узле 5 будет только два неизвестных и в узле 4 и в последующих узлах тоже будет по два неизвестных, так что диаграмму можно построить.

На фиг. 160 приведены построенные диаграммы для фермы Полонсо от вертикальной нагрузки и ветра. Задано: узловая нагрузка вертикальная 1 680 кг на узел. Аналитическим путем подсчитано  $U_3 = 3 800$  кг (от вертикальной нагрузки); от ветра: на узел действует 545 кг и подсчитано аналитически от ветра слева  $U_3 = 1 250$  кг и от ветра справа  $U_3 = 125$  кг. Результаты полученных по диаграмме усилий каждого элемента приведены в следующей таблице.

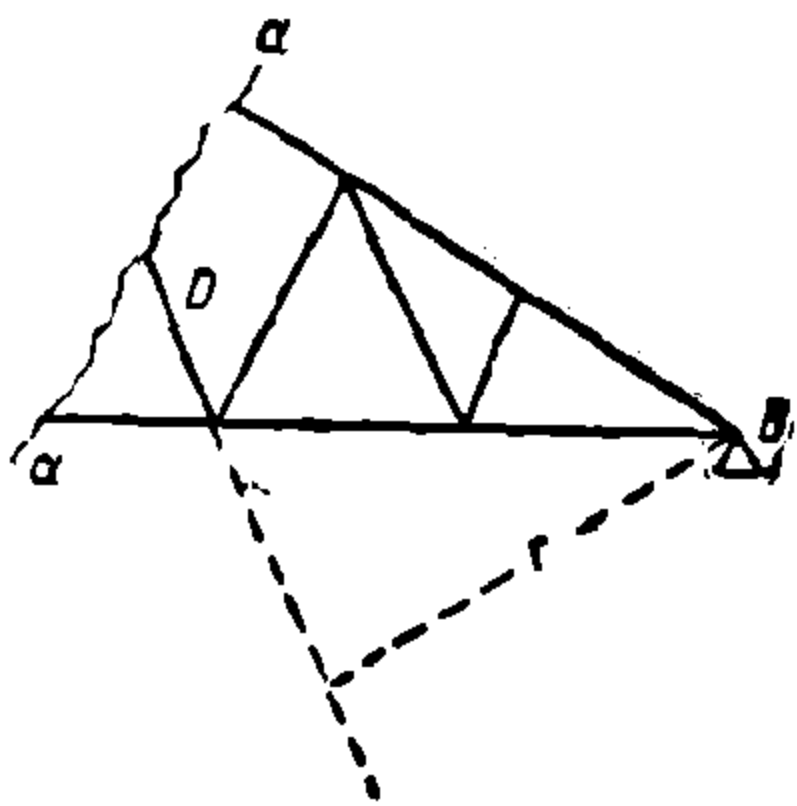
Таблица усилий элементов ферм Полонсо (фиг. 160)

С т е р ж н и	От постоянной нагрузки кг	От давления снега кг	От давления ветра (максимум)		Расчетные усилия кг	
			со стороны подвижной опоры кг	со стороны неподвижной опоры кг	от основных сил: собственный вес + снег (или ветер)	от основных и случайных сил: собственный вес + снег + ветер
3—7	— 12 000	— 6 000	— 2 250	— 2 500	— 18 000	— 20 500
7—1	+ 15 000	+ 7 500	+ 1 800	+ 3 000	+ 22 500	+ 25 500
4—8	— 10 800	— 5 400	— 1 250	— 2 500	— 16 200	— 18 700
8—7	— 12 100	— 1 050	— 500	— 450	— 3 150	— 3 650
8—9	+ 1 400	+ 700	+ 825	+ 550	+ 2 225	+ 2 925
9—1	+ 8 800	+ 4 400	+ 1 700	+ 2 360	+ 13 200	+ 15 560
1—13	+ 3 800	+ 1 900	+ 125	+ 1 250	+ 5 700	+ 6 950
13—10	+ 3 200	+ 1 600	+ 1 250	+ 1 250	+ 4 800	+ 6 050
10—9	— 2 400	— 1 200	— 1 000	— 1 100	— 3 600	— 4 700
11—10	+ 1 400	+ 700	+ 625	+ 600	+ 2 100	+ 2 725
11—12	— 1 230	— 615	— 500	— 800	— 2 030	— 2 645
11—5	— 10 000	— 5 000	— 2 125	— 2 500	— 15 000	— 17 500
12—6	— 9 600	— 4 800	— 2 125	— 2 500	— 14 400	— 16 900
12—13	+ 12 000	+ 6 000	+ 2 000	+ 1 760	+ 18 000	+ 20 000

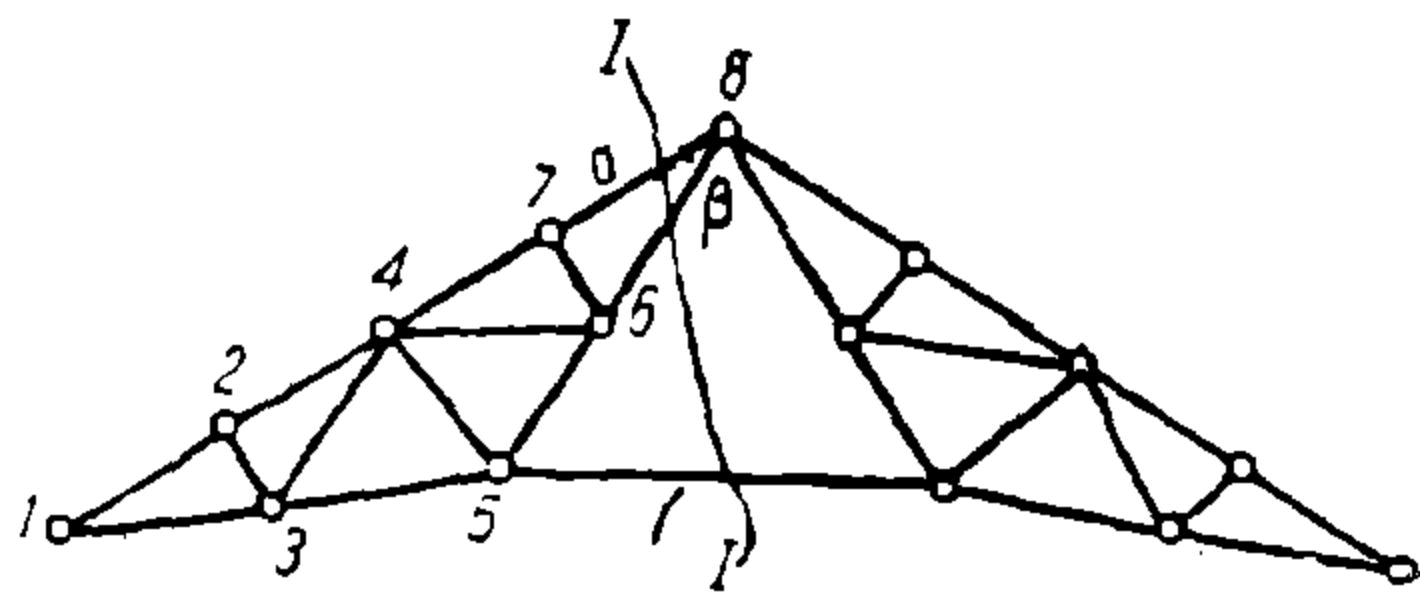
Примечание. При расчете на первую комбинацию сил (т. е. только на основные силы) следует брать основные по единым нормам допускаемые напряжения. При расчете на вторую комбинацию сил (т. е. на основные + случайные силы) основные допускаемые напряжения следует увеличить согласно специальным указаниям технических норм.

Некоторые авторы рассматривают следующие три комбинации загрузки:

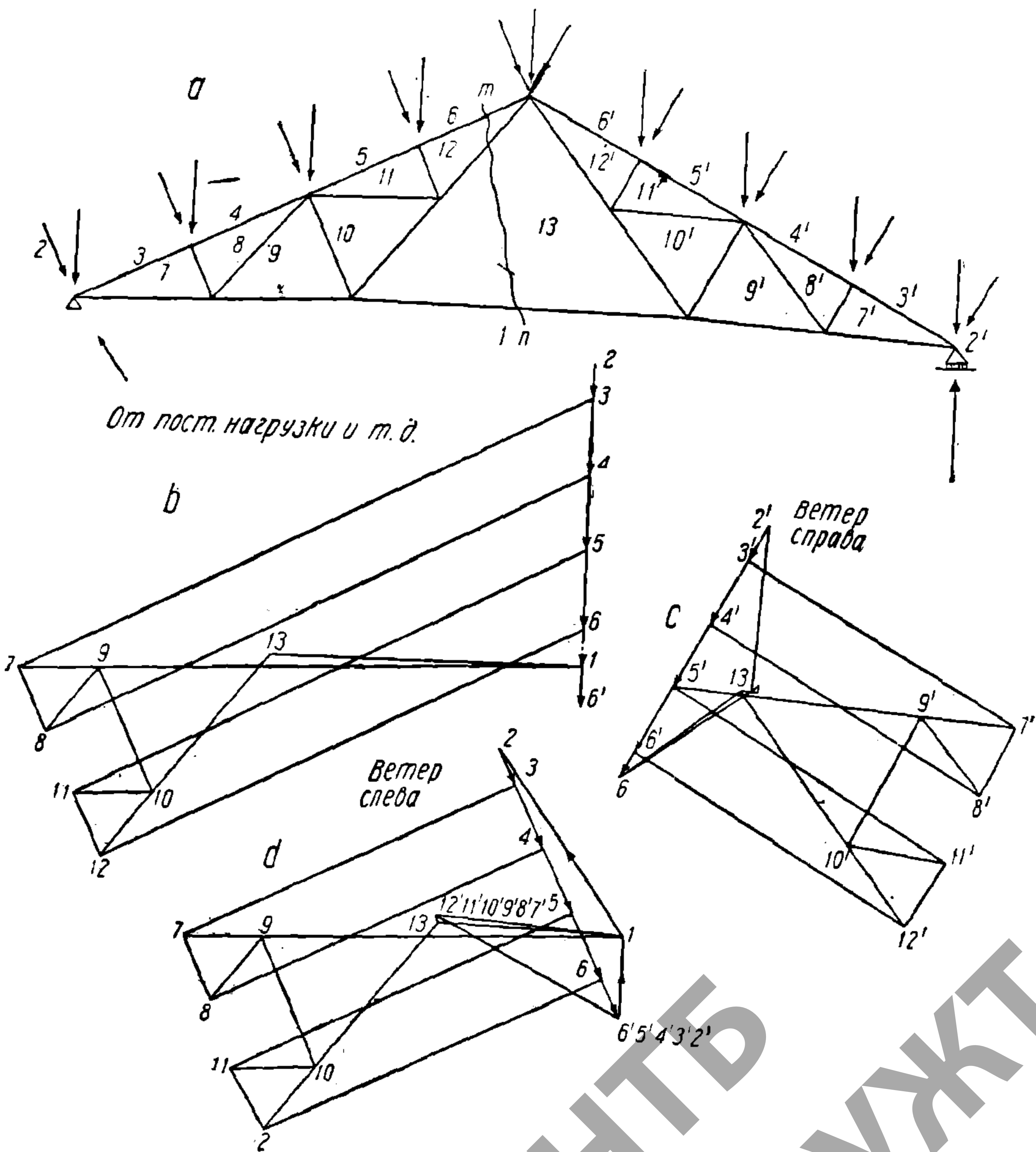
- 1) постоянную нагрузку + полный снег,



Фиг. 158.



Фиг. 159.



Фиг. 160

- 2) постоянную нагрузку + полный ветер,
  - 3) постоянную нагрузку +  $\frac{3}{4}$  полного снега +  $\frac{2}{3}$  полного ветра.
- В расчет принимают наиболее невыгодное из этих трех загрузе-ний, причем допускаемые напряжения берутся основ-ные по единым нормам строительного проектирования.

## § 27. Добавочные замечания к построению диаграммы Кремоны

1. Собственный вес фермы, для упрощения построения диаграм-мы, принимают обычно приложенным только к верхним узлам. Величины усилий в стержнях фермы изменяются от этого незначи-тельно.

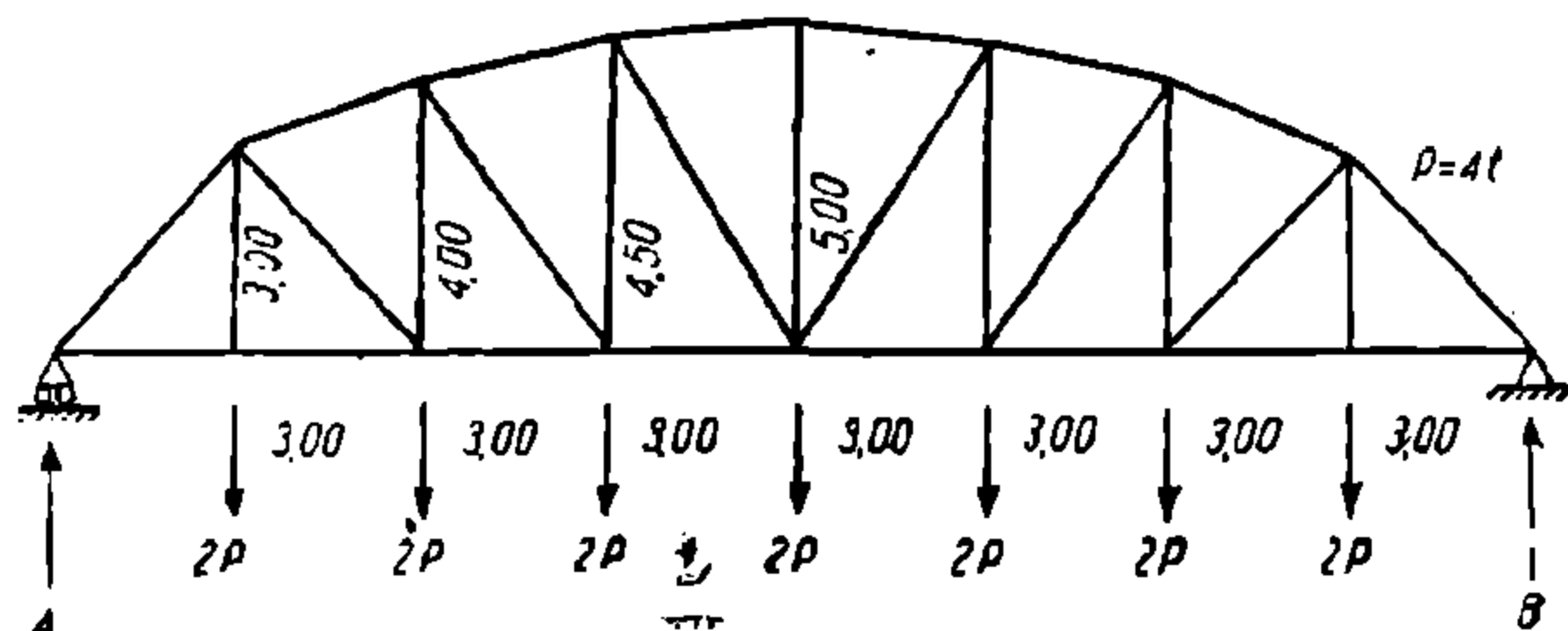
2. Для симметричных ферм при одинаковой в узлах нагрузке достаточно построить диаграмму для половины фермы при нагрузке в узлах в  $1\ t$ . Если усилие в каком-либо стержне при нагрузке в  $1\ t$  равно  $S$ , то усилие при  $N\ t$  равно  $NS$ .

3. Когда ферма имеет много стержней и, значит, много парал-лельных линий в диаграмме, то, в силу неизбежных неточностей при проведении параллельных линий, случается, что диаграмма не смыкается, получается невязка. Для уменьшения такой невязки рекомендуется начать построение диаграммы с двух концов фермы, а также определить для контроля некоторые усилия по способу Риттера.

## § 28. Примеры для самостоятельных упражнений

1. Построить диаграмму Кремоны и вычислить усилия в стерж-нях фермы Полонсо, изображенной на фиг. 29. Нагрузкой вертикаль-ной (от собственного веса, веса кровли и снега) и горизонтальной от ветра самим задаться. Всего построить три диаграммы: для вертикальной нагрузки, для ветра со стороны подвижной опоры, для ветра со стороны неподвижной опоры. Составить таблицу усилия по образцу, при-веденному в § 26.

2. Построить диа-грамму Кремоны и вы-числить усилия в луко-образной ферме, при-веденной на фиг. 161.



Фиг. 161.

3. Построить диаг-раммы Кремоны и вычислить усилия в фермах, изображенных на фиг. 127, 128 и 129.

## Глава IV

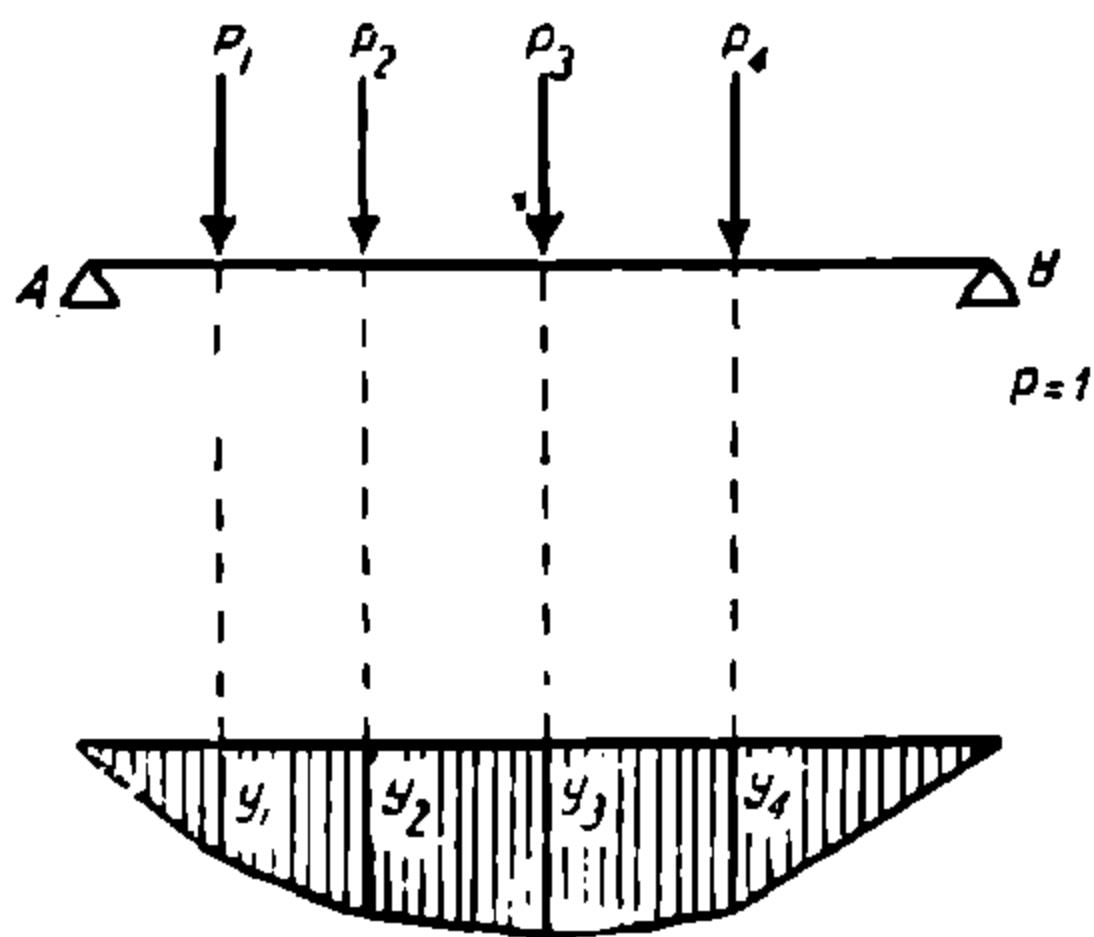
### РАСЧЕТ ФЕРМЫ ПО ИНФЛЮЭНТНЫМ ЛИНИЯМ

#### § 29. Сущность и свойства инфлюэнтных линий

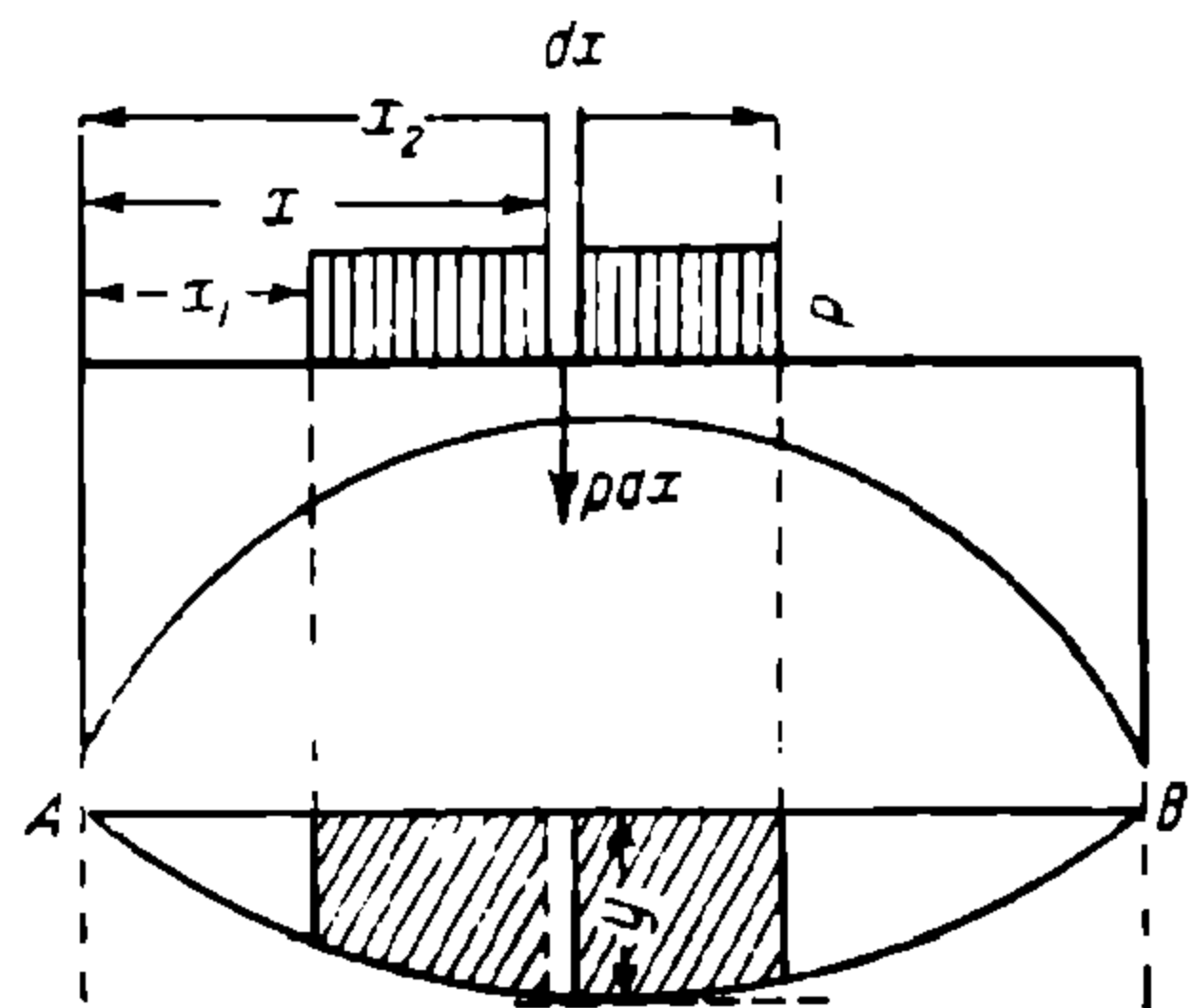
Большое распространение имеет графо-аналитический способ расчета ферм помощью линий влияния, обычно называ-емых инфлюэнтными линиями. Это способ перед другими:

способами имеет преимущество при подвижной нагрузке (например, для ферм мостов), так как указывает заранее невыгоднейшее положение нагрузки и позволяет легко подсчитывать по готовому графику величину и знак усилия при любом положении нагрузки. При постоянной нагрузке способ расчета фермы по инфлюэнтным линиям очень удобен тем, что дает наглядную картину знака и величины усилия, и процесс расчета производится чрезвычайно простыми приемами.

Сущность инфлюэнтных линий заключается в следующем. Ферму (или балку) условно считаем как невесомую. Задаемся одним подвижным грузом (равным тонне или килограмму). Этот груз представляем себе перемещающимся по ферме (или балке). При этом исследуем, как изменяются величины и знак усилия в интересующем нас элементе фермы (или сечении балки) от перемещаю-



Фиг. 162.



Фиг. 163.

щегося, равного единице, груза, для которого построена инфлюэнтная линия. Усилия изображаются графически в виде ординат под положением груза. Таким образом инфлюэнтную линию можно определить, как графическое изображение закона изменений каких-либо усилий в элементе фермы (или в сечении балки), когда груз, равный единице, перемещается по ферме или по балке.

Значит, инфлюэнтная линия дает значение только одного усилия (в одном элементе или в одном сечении балки) при грузе, перемещающемся по ферме или по балке. Мы это особенно подчеркиваем и повторяем, чтобы не смешивать, что иногда бывает, инфлюэнтную линию с эпюрой.

Последней (эпюрой) графически изображаются усилия в разных сечениях балки (или в разных элементах фермы) при постоянной нагрузке. В инфлюэнтной же линии, наоборот, нагрузка переменна, груз, равный единице, перемещается по ферме или балке, а усилие изображается графически для одного неизменного сечения (или элемента фермы). Если груз  $P=1$  где-либо стоит на ферме (или балке), то ордината инфлюэнтной линии под ним, как сказано, показывает величину усилия в сечении, для которого построена инфлюэнтная линия. Когда груз переместился куда-либо, то тако-

вая ордината инфлюэнтной линии опять-таки под грузом показывает величину усилия для того же элемента фермы (или сечения балки) и т. д. Ордината инфлюэнтной линии под грузом обозначается через  $y$ , она и будет мерой усилия в элементе (или сечении), для которого построена инфлюэнтная линия при данном положении груза  $P = 1$ .

Если же вместо груза  $P = 1$  поставить груз  $P \neq 1$ , то усилие, для которого построена данная инфлюэнтная линия, будет  $P \cdot y$ . Инфлюэнтные линии, как увидим дальше, могут состоять из прямых и кривых линий, ординаты могут иметь один или разные знаки. В последнем случае инфлюэнтная линия имеет свою нулевую точку (например, на фиг. 164). Это значит, что если в этой точке стоит груз, то усилие, для которого построена инфлюэнтная линия, равно нулю. Различные ординаты инфлюэнтной линии показывают величины усилий в элементе фермы (или в сечении балки) при разных положениях груза  $P = 1$ , и они могут быть условно обозначены через  $y_1, y_2, y_3$  и т. д.

Если же на ферме (или на балке) над ординатами уже построенной инфлюэнтной линии поставлено несколько сосредоточенных грузов  $P_1, P_2, P_3$ , соответствующие ординатам  $y_1, y_2, y_3$ , то усилие в сечении, для которого построена инфлюэнтная линия, будет равно:  $P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3$  и т. д. (фиг. 162).

Рассмотрим также (фиг. 163) действие сплошной (равномерной) нагрузки, принимаемой на единицу длины фермы в  $p$  кг или, как обозначают  $p \frac{\text{кг}}{1 \text{ п. м}}$ .

Предположим, что эта сплошная нагрузка занимает часть пролета (фиг. 163) на расстоянии от  $x_1$  до  $x_2$  от левой опоры. Разобьем эту сплошную нагрузку на элементарные части  $p dx$ , где  $dx$  есть элементарно малая длина фермы. На каждый такой элементарно малый груз  $p \cdot dx$  можно смотреть как на сосредоточенный груз, соответствующее усилие от коего, по уже построенной инфлюэнтной линии, равно  $p \cdot dx \cdot y$ .

Усилие от всей сплошной нагрузки будет равно  $\sum p \cdot dx \cdot y$ , т. е. равно сумме усилий от элементарно малых нагрузок, на кои мы разделили нашу сплошную нагрузку:  $S = \sum p \cdot dx \cdot y = p \sum dx \cdot y$ .

Величина  $y \cdot dx$  есть элементарно малая площадка инфлюэнтной линии.  $\sum dx \cdot y$  равна сумме таких элементарных площадок, на которые можно разделить всю площадь инфлюэнтной линии, перекрытой сплошной нагрузкой. Обозначим площадь инфлюэнтной линии через  $\omega$ . Значит,  $S = p \sum y \cdot dx = p \cdot \omega$ , где  $\omega$  есть площадь загруженной (заштрихованной) инфлюэнтной линии, а  $p$  — нагрузка на погонную единицу (в килограммах), на п. м или на п. см.

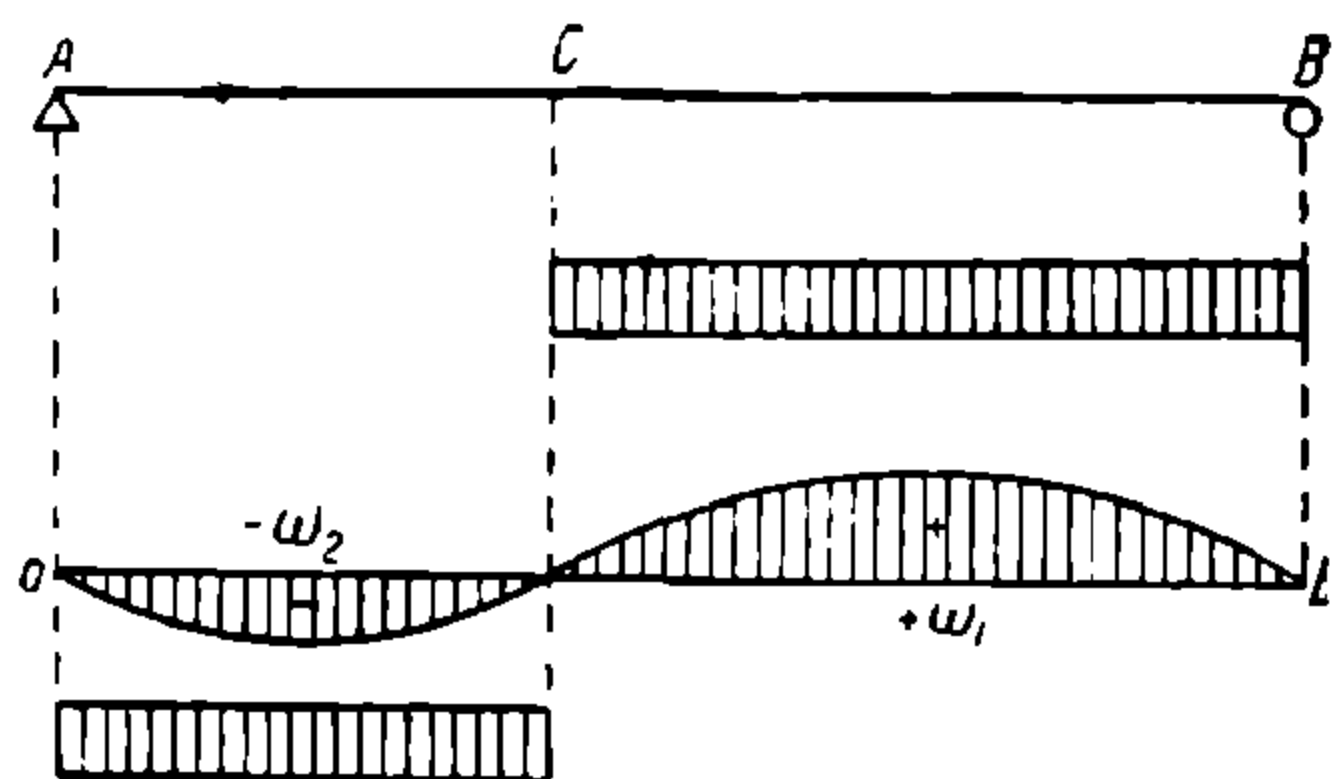
Если сплошная нагрузка загружает всю инфлюэнтную линию, то под  $\omega$  и подразумевается площадь всей инфлюэнтной линии.

В некоторых случаях инфлюэнтная линия состоит из положительного и отрицательного участка. Тогда при загрузении только одного положительного участка (фиг. 164) получаем  $S_{max} + p\omega$ , при загрузении же одного отрицательного участка инфлюэнтной линии получаем  $-S_{min} = -p\omega_2$ . Если же загружаем весь пролет, то усилие

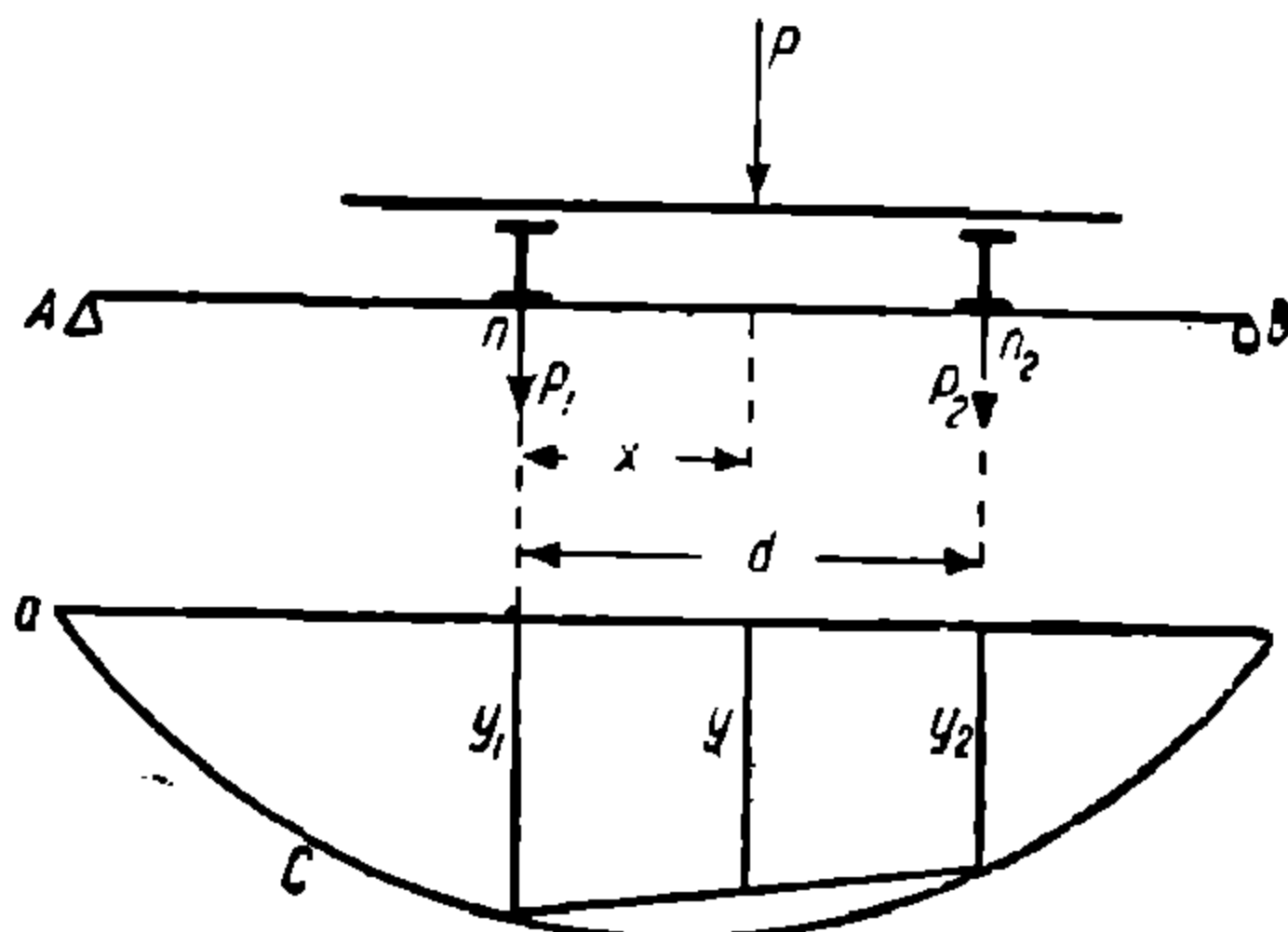
$S = p\omega_1 - p\omega_2 = p(\omega_1 - \omega_2)$ . Инфлюэнтные линии могут быть построены не только для усилия в элементах фермы, но и для опорной реакции, поперечной силы, изгибающего момента, прогиба какого-либо узла и т. д.

Измерение ординат инфлюэнтной линии зависит от того усилия, для которого она построена, а именно, если инфлюэнтная линия построена для силы (для опорной реакции, поперечной силы, для усилия в элементной ферме), то произведение  $Pu = S = \text{сила}$ . А так как  $P$  есть сила, то написанное равенство можно представить так:  $y = \frac{S}{P} = \frac{\text{сила}}{\text{силу}}$ , т. е.  $y$  есть отвлеченное число.

Если инфлюэнтная линия построена для изгибающего момента, то произведение  $P \cdot y = S$  есть величина, выражающая момент. Момент в свою очередь можно представить в виде произведения длины на силу, откуда следует  $P \cdot y$  равно моменту-силе, умноженной на длину, а так как  $P$  есть сила, то  $y = \frac{\text{силе} \cdot \text{длину}}{\text{силу}} = \text{длине}$ , т. е.  $y$  представляет длину.



Фиг. 164.



Фиг. 165.

Укажем еще на два свойства инфлюэнтных линий.

1. Инфлюэнтная линия при узловом действии нагрузки.

Пусть груз  $P$  передается ферме через узлы  $n_1$  и  $n_2$  на расстоянии от последних  $x$  и  $d - x$ , и пусть  $y_1$  и  $y_2$  суть ординаты искомой инфлюэнтной линии, когда груз, равный единице (фиг. 165), находится в узлах  $n_1$  или  $n_2$ , а  $y$  — есть ордината, соответствующая промежуточному положению нагрузки.

Найдем это значение  $y$ .

Груз  $P$  передается ферме через  $n_1$  и  $n_2$  в виде сил, величины коих определяются по закону рычага  $P_1 = P \frac{d-x}{d}$  и  $P_2 = P \frac{x}{d}$ .

Груз  $P$  вызывает такое же усилие в ферме, как его составные части. Значит,  $Pu = P_1y_1 + P_2y_2 = P \frac{d-x}{d} y_1 + P \frac{x}{d} y_2$ . Сокращая уравнение на  $P$ , получим:

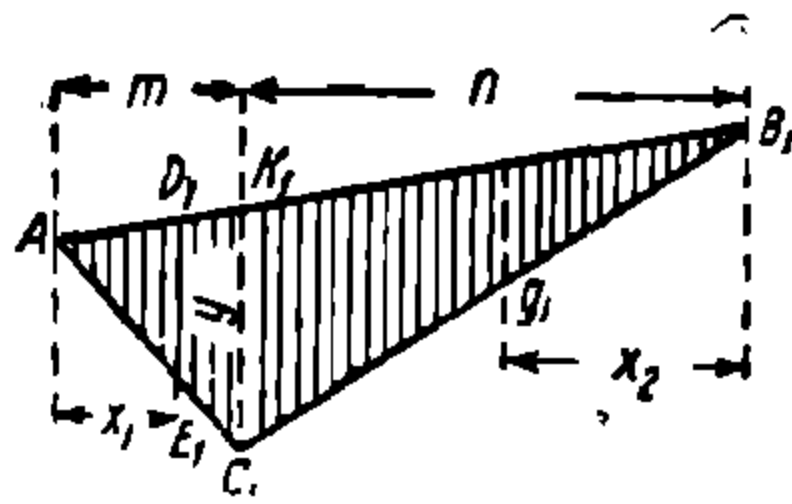
$$y = \frac{d-x}{d} \cdot y_1 + \frac{x}{d} \cdot y_2. \quad (I)$$

Подставляя в это уравнение разные значения  $x$ , получаем соответствующую  $y$ , т. е. ординату инфлюэнтной линии под грузом на

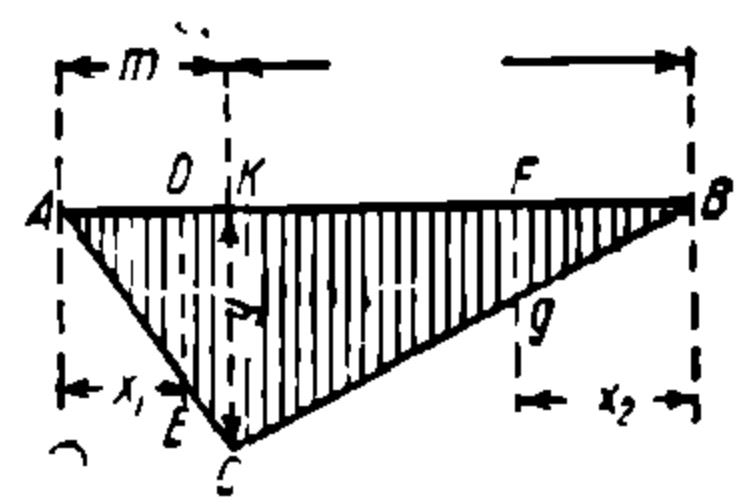
пролете между  $n_1$  и  $n_2$ . Иначе сказать, это есть уравнение инфлюэнтной линии на протяжении между узлами  $n_1$  и  $n_2$ , причем уравнение для  $y$  первой степени от  $x$ , т. е. уравнение прямой. На узле, когда  $x = 0$ , т. е. когда груз стоит на узле  $n_1$ ,  $y = y_1$  [из уравнения (I)]. Из того же уравнения, когда  $x = d$ , т. е. когда груз стоит на узле  $n_2$ ,  $y = y_2$ .

Отсюда следует, что при узловой передаче нагрузки достаточно определить ординаты инфлюэнтной линии под узлами, соединить узловые точки инфлюэнтной линии прямыми. Очертания инфлюэнтной линии, конечно, не будут при этом иметь вида кривых, а будут представлены в виде треугольников, четырехугольников или других многоугольников.

Приведение инфлюэнтной линии к горизонтальному основанию. В некоторых случаях получаются инфлюэнтные линии в виде треугольников с наклонными основаниями и требуется представить их с горизонтальными основаниями. Нам остается убедиться, что можно безошибочно это сделать, если на горизонтальном направлении отложить абсциссу,



Фиг. 166.



Фиг. 167.

равную проекции наклонной оси, и наибольшую ординату  $y$ , как в наклонной инфлюэнтной линии, и соединить вершину ординаты со свободным концом абсциссы. Поясним это.

Пусть треугольная инфлюэнтная линия  $A_1B_1C_1$  с наклонной осью перестроена, как указано, в треугольную инфлюэнтную линию  $ABC$  с той же наибольшей ординатой  $y$  (фиг. 166, 167). Несмотря на разный вид, обе инфлюэнтные линии эквивалентны.

Действительно: наибольшие ординаты  $y$  одинаковы у обоих треугольников. Если на произвольном, но одинаковом расстоянии от вершины в обоих треугольниках взять ординаты (например, ординаты  $DE, D_1E_1$ ) на расстоянии  $x_1$  от левого конца, то эти ординаты окажутся равными между собой:

$$\frac{DE}{x_1} = \frac{y}{m}, \quad \frac{D_1E_1}{x_1} = \frac{y}{m},$$

т. е.  $DE = D_1E_1$ , что и убеждает нас в эквивалентности обеих инфлюэнтных линий.

### § 30. Инфлюэнтные линии опорных реакций для балок или ферм на двух опорах

Строим инфлюэнтную линию для реакции опоры  $A$  балки (или фермы), лежащей на двух опорах (фиг. 168).

Балку или ферму считаем невесомой. Перемещаем по балке груз  $P$ , равный единице, и исследуем, как будет при этом изменяться величина опорного давления  $A$ . При произвольном положении груза на переменном расстоянии  $x$  от левой опоры величина опорного давления  $A$  определяется из уравнения:

$$\sum M_B = 0; \quad Al = P(l - x) = 1(l - x) = l - x,$$



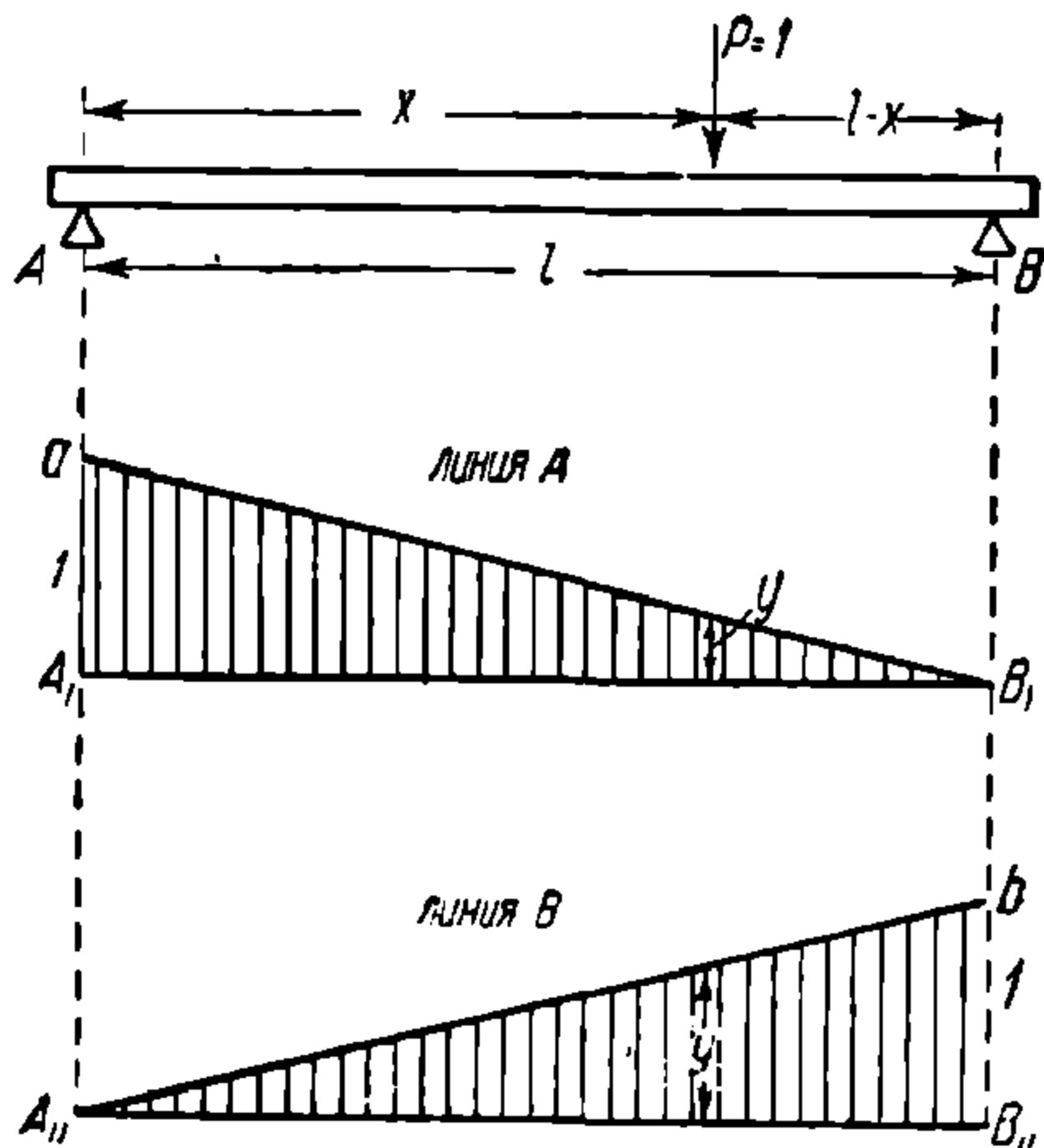
откуда

$$A = \frac{l-x}{l}. \quad (II)$$

Если принять ординату инфлюэнтной линии за  $A$ , то увидим, что величина  $A$  (в зависимости от положения груза) изменяется по закону прямой. Предельные положения нашего груза будут на опоре  $A$  (когда  $x=0$ ) и на опоре  $B$  (когда  $x=l$ ).

В первом случае из уравнения (II)  $A=1$ .

Во втором случае  $A=0$ .



Фиг. 168.

Значит, для построения линии влияния опорной реакции  $A$  надо отложить вертикально над опорой  $A$  отрезок, равный единице в условном масштабе, и соединить ординату с точкой  $B$ ; получим треугольник  $A_1aB_1$  (фиг. 168), ординаты  $y$  коего изображают величину опорного давления  $A$  при разных положениях груза, равного единице.

Пользуясь уже построенной инфлюэнтной линией, получим для случая груза  $P$ , неравного единице, опорное давление  $A = P \cdot y$ .

Для случая системы грузов  $P_1, P_2, P_3$  величина опорного давле-

ния  $A$ , по уже построенной инфлюэнтной линии, равна:

$$P_1y_1 + P_2y_2 + P_3y_3 + \dots + P_ny_n = \Sigma Py,$$

где  $y_1, y_2$  и  $y_3$  суть ординаты нашей инфлюэнтной линии. Аналогичным способом строится инфлюэнтная линия опорной реакции  $B$  (на нашей фигуре приведена в виде треугольника  $A_{II}B_{II}b$ ).

### § 31. Инфлюэнтная линия поперечной силы

Под поперечно перерезывающей силой, обозначаемой обычно буквой  $Q$ , как известно, подразумевается сумма внешних сил справа или слева от сечения.

Построение инфлюэнтной линии поперечной силы для какого-либо определенного сечения  $C$  балки или фермы (фиг. 169) производится, как всегда, при грузе, равном единице, перемещающемся по всему пролету, причем рассматриваются два случая.

1. Груз  $P=1$  находится справа от сечения. Тогда величину поперечной силы проще определить из условия равновесия левой части, где всего одна внешняя сила—опорное давление  $A$ ;  $Q(\text{прав.})=A$ .

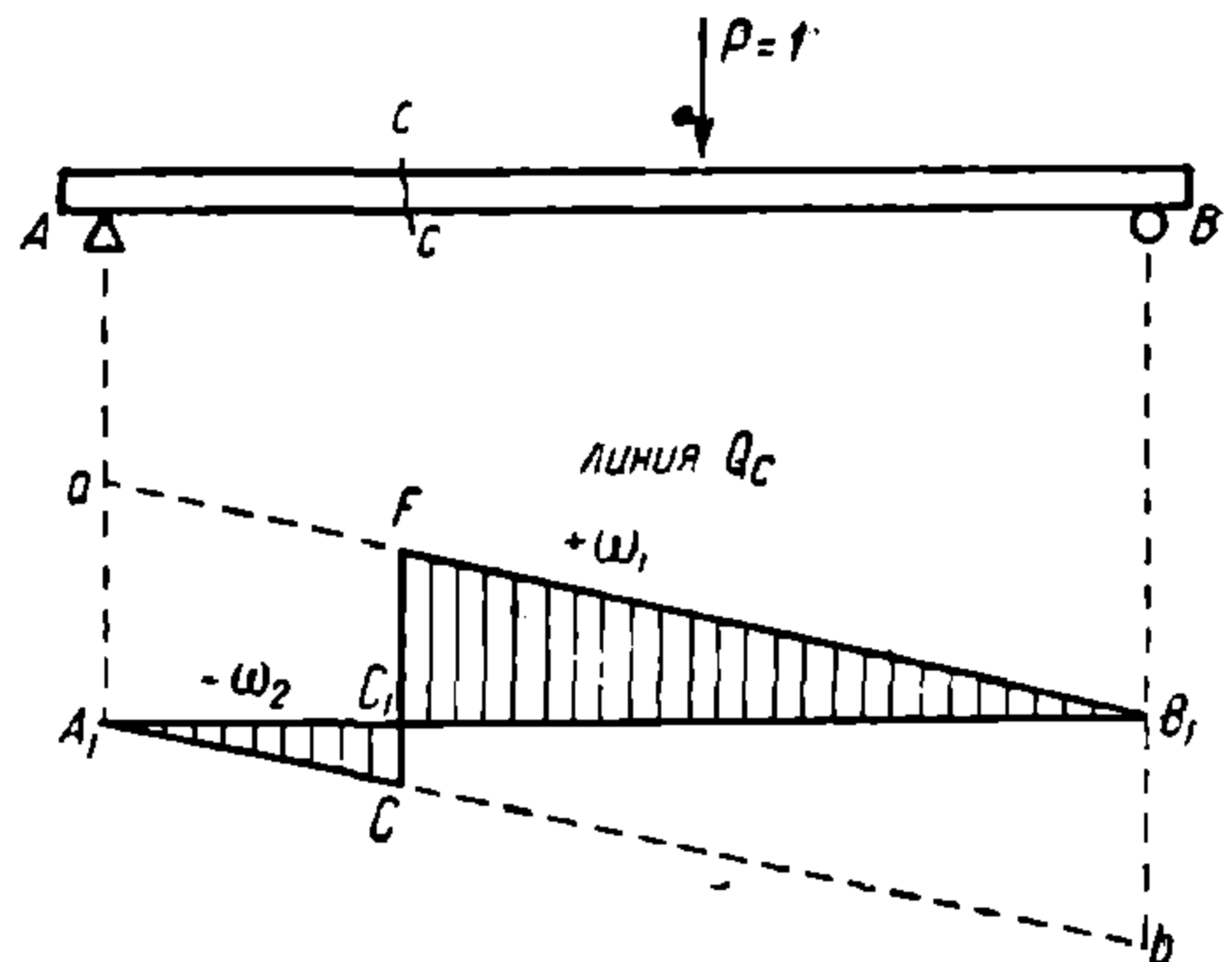
Это значит, что до тех пор, пока груз  $P=1$  находится справа от сечения  $C$  на участке  $CB$ , величина поперечной силы в сечении  $C$  равна величине опорной реакции  $A$ , а отсюда вывод, что на участке  $CB$  инфлюэнтная линия поперечной силы в сечении  $C$  не отличается от поперечной силы опорной реакции  $A$ .

- Остается построить инфлюэнтную линию для опорной реакции  $A$  (отложив на опоре  $A$  ординату 1 и соединив ее прямой с опорой  $B$ ) и применение ее ограничивать участком балки справа от сечения  $C$ . На фиг. 169 приведенная часть инфлюэнтной линии заштрихована.

2. Груз  $P = 1$  перемещается слева от сечения  $C$ . Тогда  $Q$  слева  $= A - P = -B$  (так как  $A + B = P$ ). Это значит, что пока груз  $P = 1$  находится слева от сечения на участке  $Ac$ , инфлюэнтная линия поперечной силы в сечении  $C$  не отличается от поперечной силы опорной реакции  $B$ , но имеет знак минус.

Отсюда вывод, что надо построить инфлюэнтную линию опорной реакции  $B$  (только с минусом) и применение ее ограничивать участком балки (или фермы) от  $A$  до  $C$ . Это и будет инфлюэнтной линией поперечной силы в сечении  $C$ , пока груз находится слева от сечения.

Значит, вся инфлюэнтная линия поперечной силы для какого-либо сечения очерчена двумя параллельными прямыми, из коих правая начинается на правой опоре с нуля, а на противоположной опоре оканчивается ординатой  $y = 1$ ; левая прямая, наоборот, начинается на левой опоре с нуля, а на правой опоре оканчивается ординатой, равной минус единица. У места сечения инфлюэнтная линия имеет резкий уступ, общей высотой равной единице. В этом месте, являющемся переходом с правой на левую часть и наоборот, инфлюэнтная линия меняет свою величину и знак.



Фиг. 169.

При загрузении одной правой части инфлюэнтной линии системой сил  $P_1, P_2$  и  $P_3$  величина поперечной силы будет равна  $Q_{np} = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 y_3 = \sum P y$ . При загрузении одной левой части системой сил  $P_1', P_2', P_3'$  величина поперечной силы  $Q_{лс} = -P_1' y_1' - P_2' y_2' - P_3' y_3' = \sum P' y'$ . При загрузении обеих частей  $Q = Q_{np} - Q_{лс} = \sum P y - \sum P' y'$ . При загрузении равномерной нагрузкой  $p$  кг/м правой части  $Q_{np} = p \omega_1$ ; при загрузении левой части  $Q_{лс} = -p \omega_2$ .

При полном загрузении равномерной нагрузкой инфлюэнтной линии  $Q = p(\omega_1 - \omega_2)$ . Неблагоприятное загрузение, т. е. наибольшая поперечная сила  $Q$ , будет при загрузении одной части (наибольшей) инфлюэнтной линии, в данном случае правой части.

При полном загрузении равномерной нагрузкой инфлюэнтной линии  $Q = p(\omega_1 - \omega_2)$ . Неблагоприятное загрузение, т. е. наибольшая поперечная сила  $Q$ , будет при загрузении одной части (наибольшей) инфлюэнтной линии, в данном случае правой части.

### § 32. Инфлюэнтная линия изгибающего момента

Изгибающий момент внешних сил в каком-либо сечении балки (или фермы) есть момент относительно того же сечения внешних сил, находящихся справа или слева от сечения.

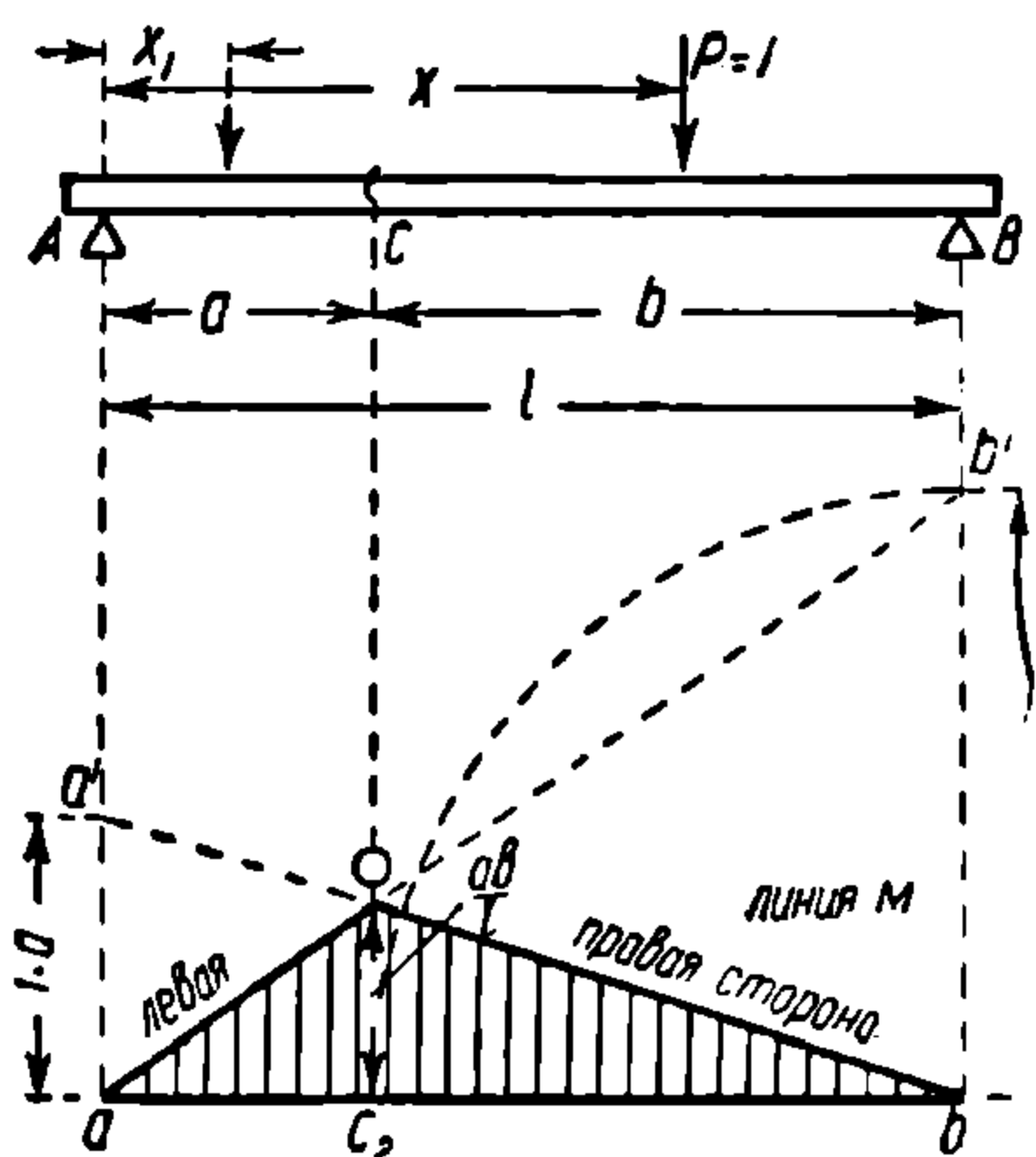
Момент внешних сил, находящихся слева от сечения, равен моменту сил, находящихся справа от того же сечения, но обратен по знаку.

Для построения инфлюэнтной линии изгибающих моментов в сечении  $C$  на расстоянии  $a$  от левой опоры и от  $b$  правой опоры (фиг. 170), различаем, как и выше, два случая.

1. Груз  $P=1$  перемещается справа от сечения на участке  $C—B$ . Тогда рассматриваем условие равновесия левой части, где меньше сил, где только одно опорное давление  $A$ :

$$M_{лс} = Aa.$$

Так как  $a$ —постоянная величина, то, следовательно, инфлюэнтной линией правой части может служить инфлюэнтная линия опорной реакции  $A$  с умножением ее ординат на постоянную величину, равную  $a$ . Отсюда и построение. Откладываем под опорой  $A$  ординату, равную  $1a$ , соединяем ее с опорой  $B$ , получаем  $\triangle aob$ , ординаты коего справа от сечения  $C$  на заштрихованном треугольнике  $boc_2$ —суть ординаты инфлюэнтной линии изгибающего момента внешних сил в сечении  $C$ , пока груз  $P=1$  находится справа от сечения.



Фиг. 170.

2. Груз  $P=1$  перемещается слева от сечения на участке  $A—C$ .

Определяем изгибающий момент в сечении  $C$ , рассматривая условия равновесия правой части, где меньше сил (всего одно опорное давление  $B$ ). Имеем  $M_{пр} = Bb$ . Следовательно, для левого участка  $A—C$  инфлюэнтной линии изгибающего момента в сечении  $C$  может служить инфлюэнтная линия опорной реакции  $B$  с умножением ее ординат на величину  $b$ .

При этом подчеркиваем, что применение этой инфлюэнтной линии ограничивается только участком  $A—C$ .

Для построения этой инфлюэнтной линии откладываем под опорой  $B$  ординату, равную  $1b$ , и соединяем ее с опорой  $A$ . Левая часть этого треугольника до сечения  $C$ , заштрихованного на рисунке треугольника  $ao_1c_2$ , и есть инфлюэнтная линия изгибающего момента в сечении  $C$ , когда груз, равный единице, перемещается влево от сечения.

В целом инфлюэнтная линия изгибающих моментов для сечения  $C$  имеет вид треугольника  $aob$ . Ордината  $oc_2$ , общая обеим частям инфлюэнтной линии, получается под сечением  $C$  и определяется из подобия треугольников  $\triangle aa'b$  и  $\triangle oc_2b$ , или из подобия треугольников:  $\triangle abb'$  и  $\triangle ac_2o$ . Она равна  $\frac{ab}{l}$ , т. е. величина изгибающего момента в этом сечении при нахождении над ним груза равна единице.

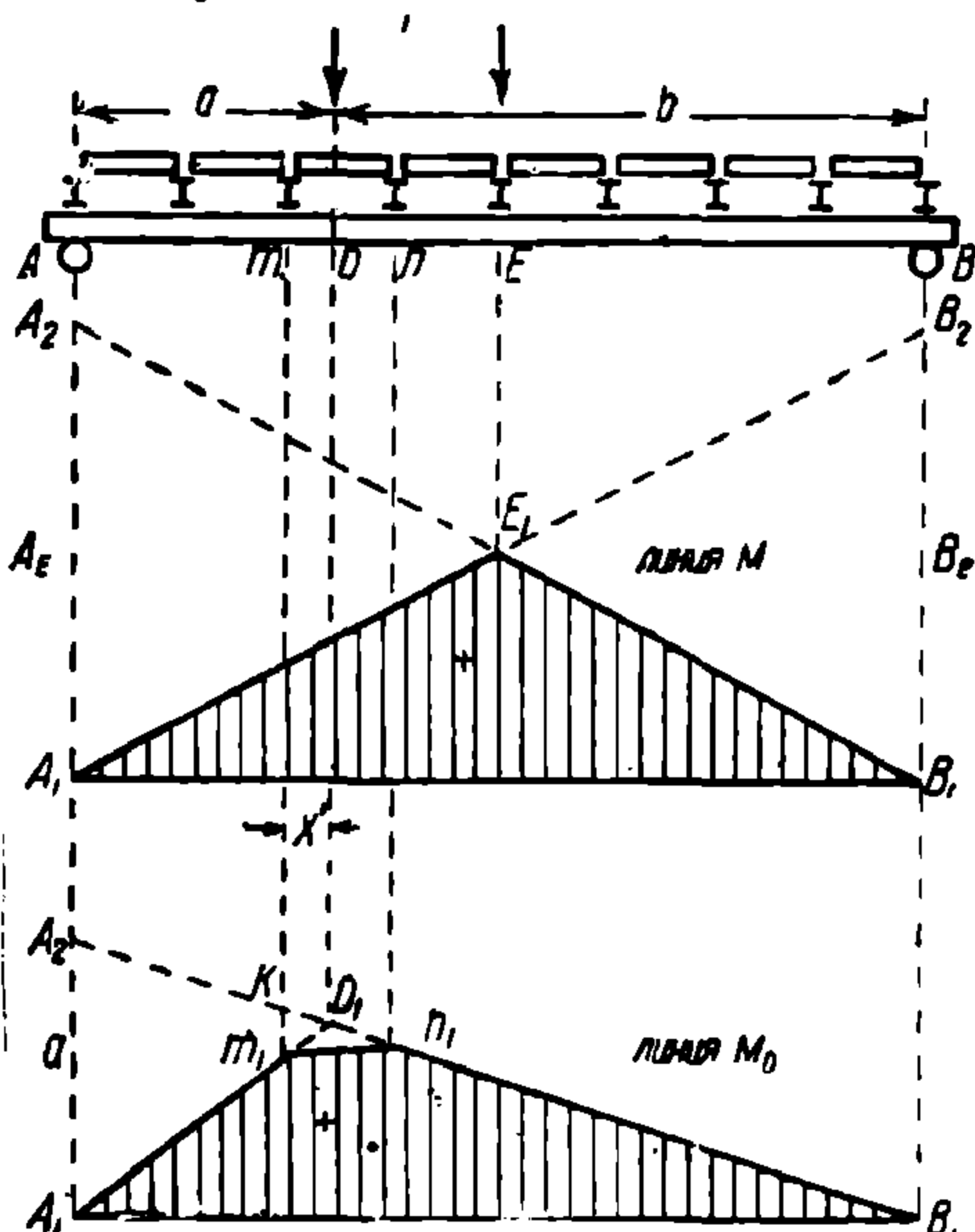
Значит, для построения инфлюэнтной линии изгибающего момента в сечении  $C$  на расстоянии  $a$  и  $b$  от опор у нас есть два способа:

1) под сечением  $C$  отложить ординату  $\frac{ab}{l}$  и соединить вершину ее с точками  $a$  и  $b$  на абсциссе;

2) под левой опорой на абсциссе отложить ординату, равную  $a$ , соединив вершину прямой с точкой правой опоры на абсциссе (это будет левая прямая), под правой опорой отложить ординату  $b$ , соединив вершину ее с точкой левой опоры на абсциссе (это будет правая прямая). Треугольник  $abo$ , образованный пересечением абсциссы левой и правой прямыми, и есть инфлюэнтная линия изгибающего момента внешних сил в сечении  $C$ . Этот второй способ может быть упрощен: провести только одну прямую (например правую), на которую перенести точку сечения (точка  $C$  на фиг. 170). Соединив эту точку с точкой левой опоры на абсциссе (с точкой  $a$  на нашей фигуре), получим инфлюэнтную линию  $aob$ .

Рассмотрим случай узловой нагрузки, когда нагрузка передается балке или ферме через особые вспомогательные балочки в определенные точки ее (фиг. 171).

Если сечение  $E$ , для которого строится инфлюэнтная линия, совпадает с какими-либо из узлов, то инфлюэнтная линия строится обычным порядком, как при нагрузке, непосредственно передаваемой балке, т. е. как при прямой нагрузке (фиг. 171б). Если же сечение  $D$ , для которого строится инфлюэнтная линия, находится между узлами  $m-n$ , то на основании изложенного выше в § 29 надо узнать ординаты инфлюэнтной линии в узлах и соединить вершины этих ординат прямой.



Фиг. 171.

Практически построение производится таким образом: строится инфлюэнтная линия для сечения  $D$  так, как при прямой нагрузке; получается треугольник  $A_1 B_1 D_1$ ; на этот треугольник сносят узлы  $m$  и  $n$  в точки  $m_1$  и  $n_1$ . Точки  $m_1$  и  $n_1$  соединяют прямой, отрезающей вершину треугольника. Получается инфлюэнтная линия в виде четырехугольника  $A_1 m_1 n_1 B_1$ . Этот четырехугольник меньше треугольника  $A_1 B_1 D_1$  (который был бы при прямой нагрузке). Значит, при узловой передаче нагрузки изгибающий момент в сечении между узлами будет меньше, чем при прямой нагрузке, за счет грузов, расположенных на панели между узлами, где находится сечение.

### § 33. Инфлюэнтные линии усилий в консольной балке

Построим инфлюэнтную линию изгибающего момента в сечении 1—1 консольной балки или фермы (фиг. 172).

Мысленно рассекаем нашу консоль сечением 1—1. Передвигаем груз, равный единице, по консоли и рассматриваем условие равно-

веса правой части. Пока груз находится слева от сечения, усилие в сечении  $1-1$  равно нулю, так как справа нет никаких сил.

Поэтому инфлюэнтная линия левой части представляет прямую, слитую с абсциссой.

Когда груз  $P = 1$  находится справа от сечения, изгибающий момент равен  $M = 1x$ .

При  $x = 0$   $M = 0$  При  $x = d$   $M = 1d$ .

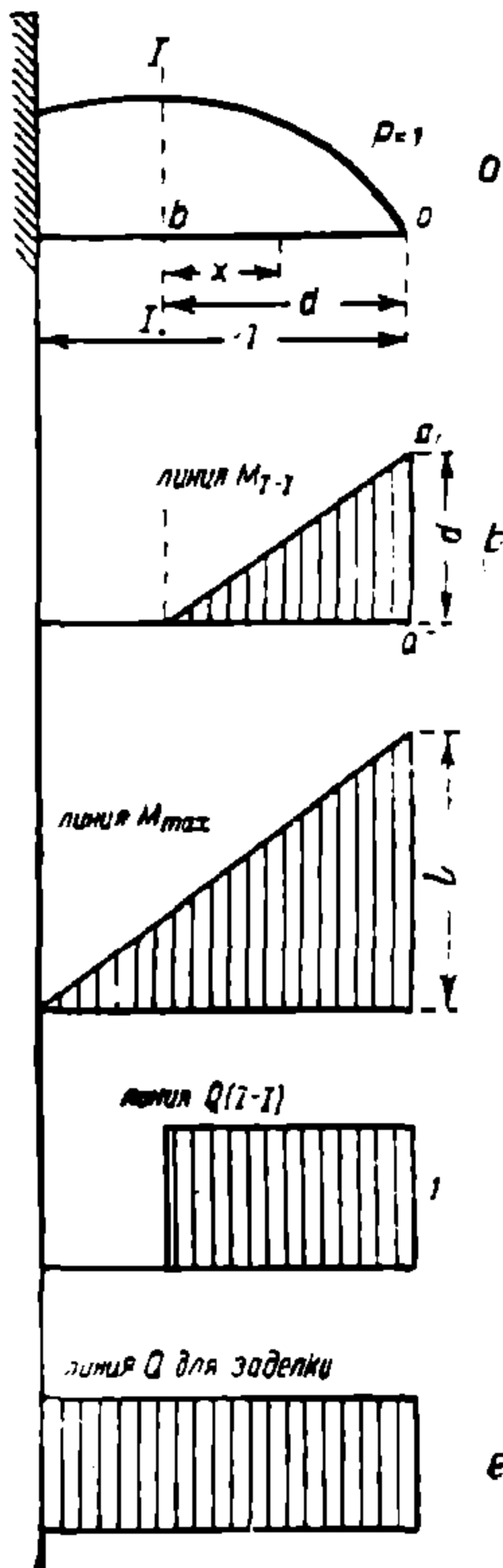
Инфлюэнтная линия поэтому имеет вид прямой с ординатами  $d$  в точке  $a$  и  $0$  — в точке  $b$  (фиг. 172 *b*).

По аналогии мы построим инфлюэнтную линию  $M$  для опорного сечения (у заделки, где  $M_{max}$ ). Ордината в точке  $a$  будет равна  $l$  (фиг. 172 *c*).

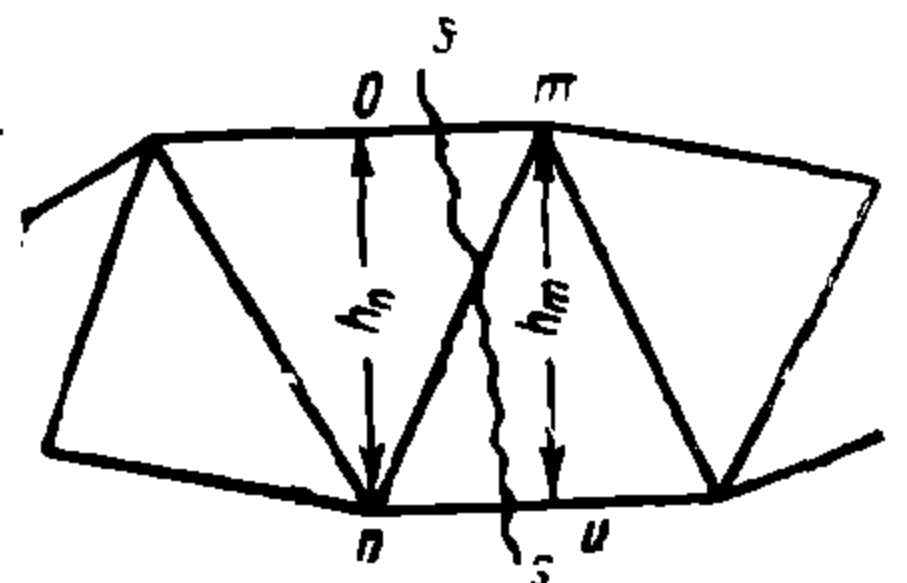
Для построения линии влияния поперечной силы  $Q$  в сечении  $1-1$ , рассуждаем по-предыдущему, на основе условий равновесия правой части консоли.

Пока груз находится слева от сечения, поперечная сила  $Q$  в сечении  $1-1$  равна нулю, так как справа никаких сил нет, а значит, и в сечении  $1-1$  нет усилий. Когда груз  $P = 1$  переходит в правую часть консоли, поперечная сила в сечении  $1-1$ :  $Q = 1$ . Поперечная сила в сечении  $1-1$  не меняется, где бы груз  $P = 1$  ни остановился бы справа от сечения. Поэтому инфлюэнтная линия представляет параллельную абсциссе прямую с ординатой, равной единице (фиг. 172 *d*).

Инфлюэнтная линия поперечной силы  $Q$  для сечения у заделки строится также, только нулевой части на инфлюэнтной линии нет, так как исследуемое сечение находится у конца консоли (фиг. 172 *e*).



Фиг. 172.



Фиг. 173.

### § 34. Инфлюэнтные линии усилий в поясных стержнях ферм

При аналитическом определении усилий в поясных стержнях ферм способом Риттера мы получали следующее значение: усилие верхнего пояса  $O$  (фиг. 173) равно моменту внешних сил относительно противоположного узла  $n$ , как в простой балке (обозначается  $M_n$ ), разделенному на плечо усилия, т. е. на  $h_n$ , или  $O = -\frac{M_n}{h_n}$ . Знак минус взят в обозначение сжимающих усилий, так как верхний пояс фермы на двух опорах сжат.

Усилие нижнего пояса  $U$  (на той же фигуре) также равно моменту внешних сил относительно противоположного узла (обозначается  $M_m$ ), разделенному на плечо усилия, т. е. на  $h_m$ :  $V = \frac{M_m}{h_m}$ . Знак

плюс взят в обозначение растягивающих усилий, так как нижний пояс фермы на двух опорах, как известно, растянут.

Из приведенного выражения усилий в поясных стержнях ферм (из общего вида  $\frac{M}{h}$ ) следует, что инфлюэнтная линия усилий в поясных стержнях ферм может быть получена из инфлюэнтной линии изгибающего момента, как в простой балке, с разделением ординат на плечо  $h$ , т. е. на расстояние поясного стержня до противоположного узла.

Относительно обозначений ординат таких инфлюэнтных линий заметим следующее. Как выше было указано, ординаты инфлюэнтной линии момента  $M$  выражаются в масштабе длины и представляют собой как бы плечо, на которое надо умножить груз, равный единице, чтобы получить значение момента от этого груза. В инфлюэнтной линии усилий поясов ординаты получаются разделением на  $h$  ординат линии  $M$ , т. е. представляет собой частное от деления.

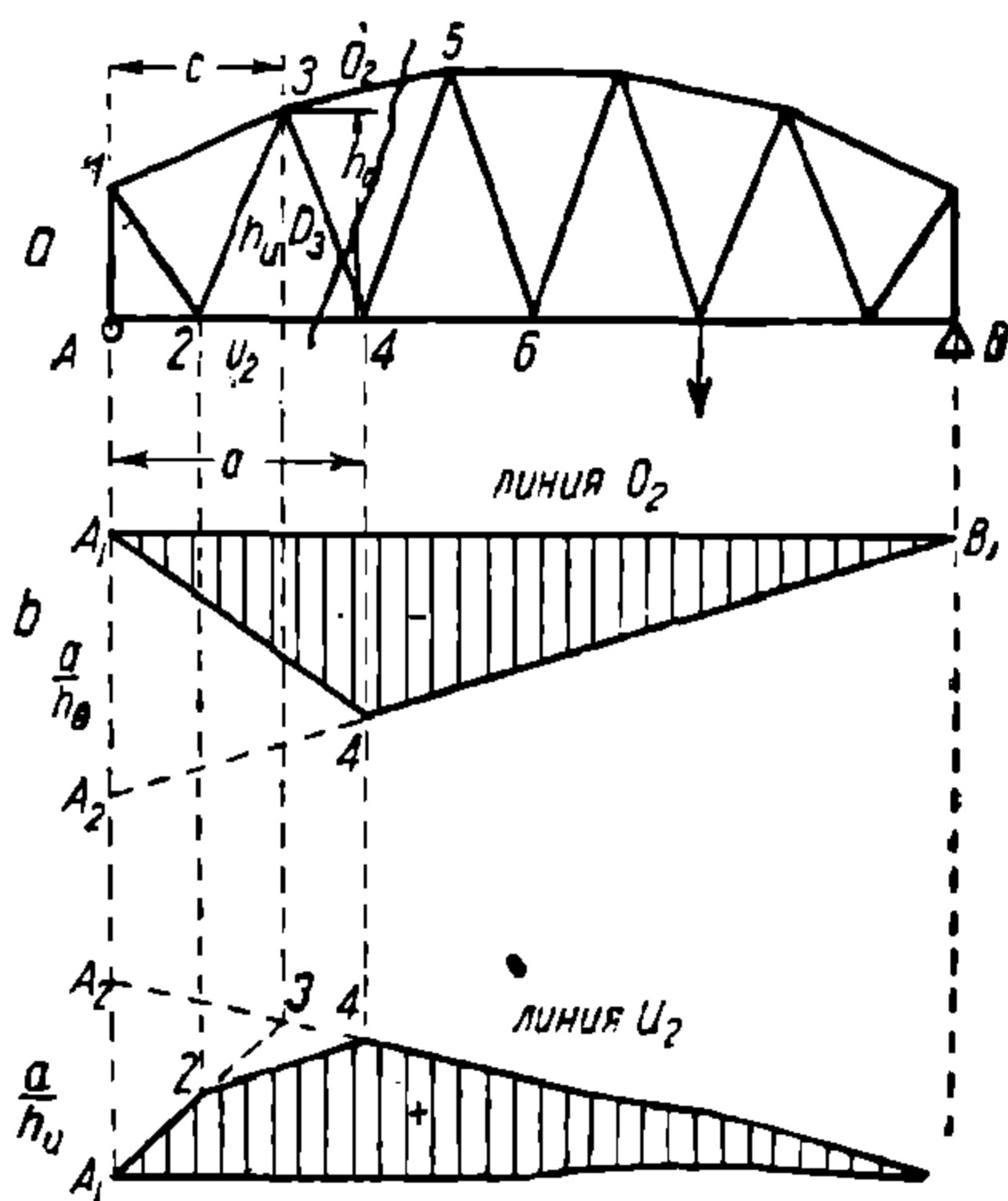
$\frac{\text{Линейная мера}}{\text{Линейная мера}}$  равна отвлеченному числу, т. е. ординаты инфлюэнтной линии усилия в поясе представляют собою отвлеченные числа и могут быть отложены в любом масштабе.

Перейдем к примерам.

Пример 1-й. Построить инфлюэнтную линию усилия  $O_2$  верхнего пояса фермы, показанной на фиг. 174. Нагрузка действует на узлы нижнего пояса. Точкой моментов является противоположный стержню  $O_2$  шарнир 4, относительно которого строим инфлюэнтную линию  $M_4$ , как в простой балке, только уменьшая ординаты в  $h_0$  раз, где  $h_0$  есть плечо усилия  $O_2$ . При построении линии  $M_4$  мы бы на абсциссе  $A_1B_1$  отложили в точке  $A_1$  ординату  $a$ , равную расстоянию шарнира 4 от левой опоры; сейчас же эта ордината будет в  $h_0$  раз меньше, т. е.  $\frac{a}{h_0}$ . В остальном построение обычное: вершину этой ординаты  $A_2$  соединяем прямой с точкой абсциссы  $B_1$ , переносим на прямую  $A_2B_1$  в точку 4 (фиг. 174 б) и соединяем эту точку прямой с точкой  $A_1$ . Получаем инфлюэнтную линию усилия  $O_2$  в виде треугольника  $A_1 4 B_1$ . Инфлюэнтная линия отмечена знаком минус, ввиду того что усилие, которое она показывает, есть усилие сжатия.

В этой же ферме построить инфлюэнтную линию усилия  $U_2$ .

Точкой моментов служит противоположный  $U_2$  шарнир 3, отстоящий на расстояние  $C$  от левой опоры. Рассуждая по-предыдущему,

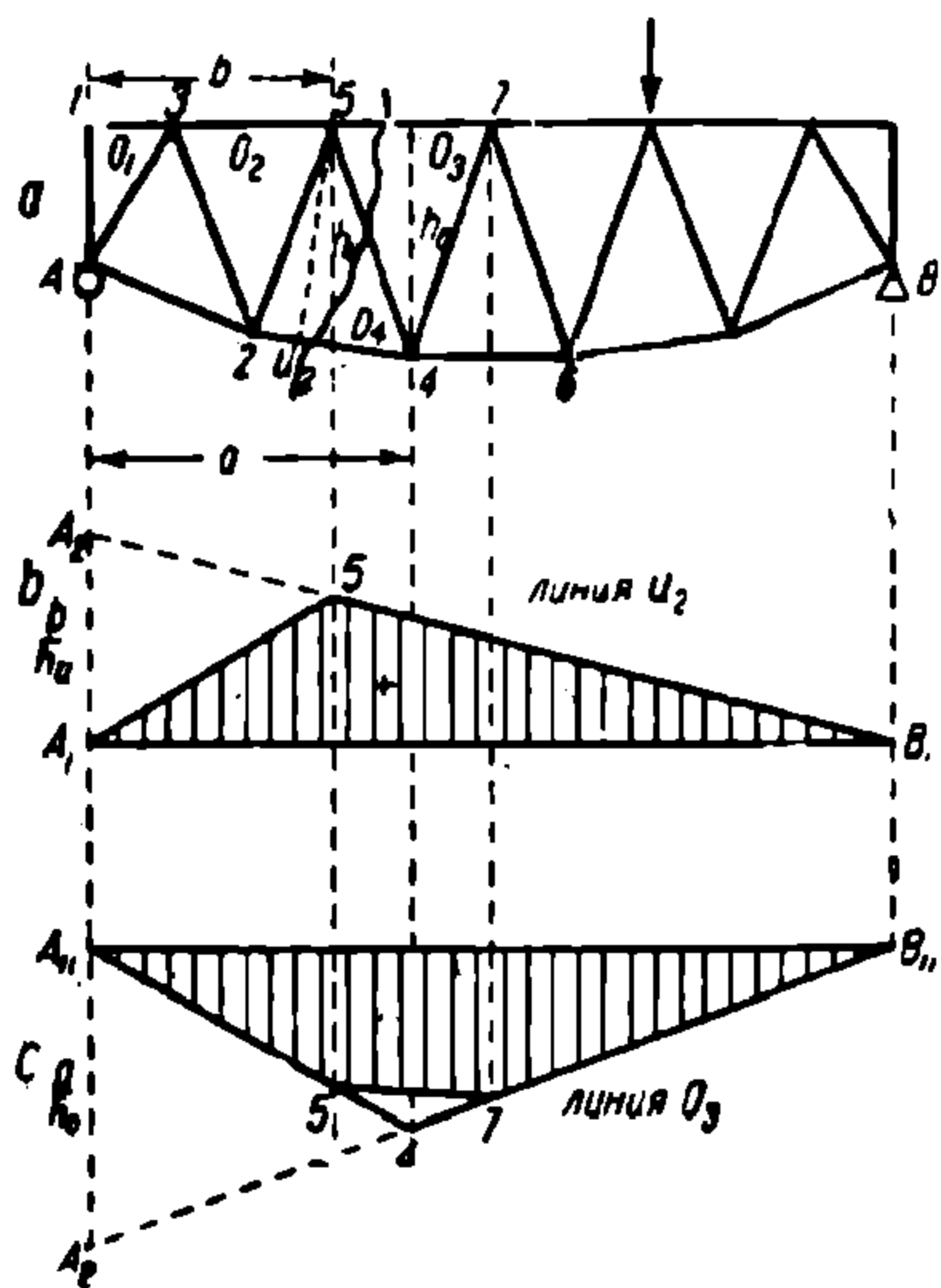


Фиг. 174.

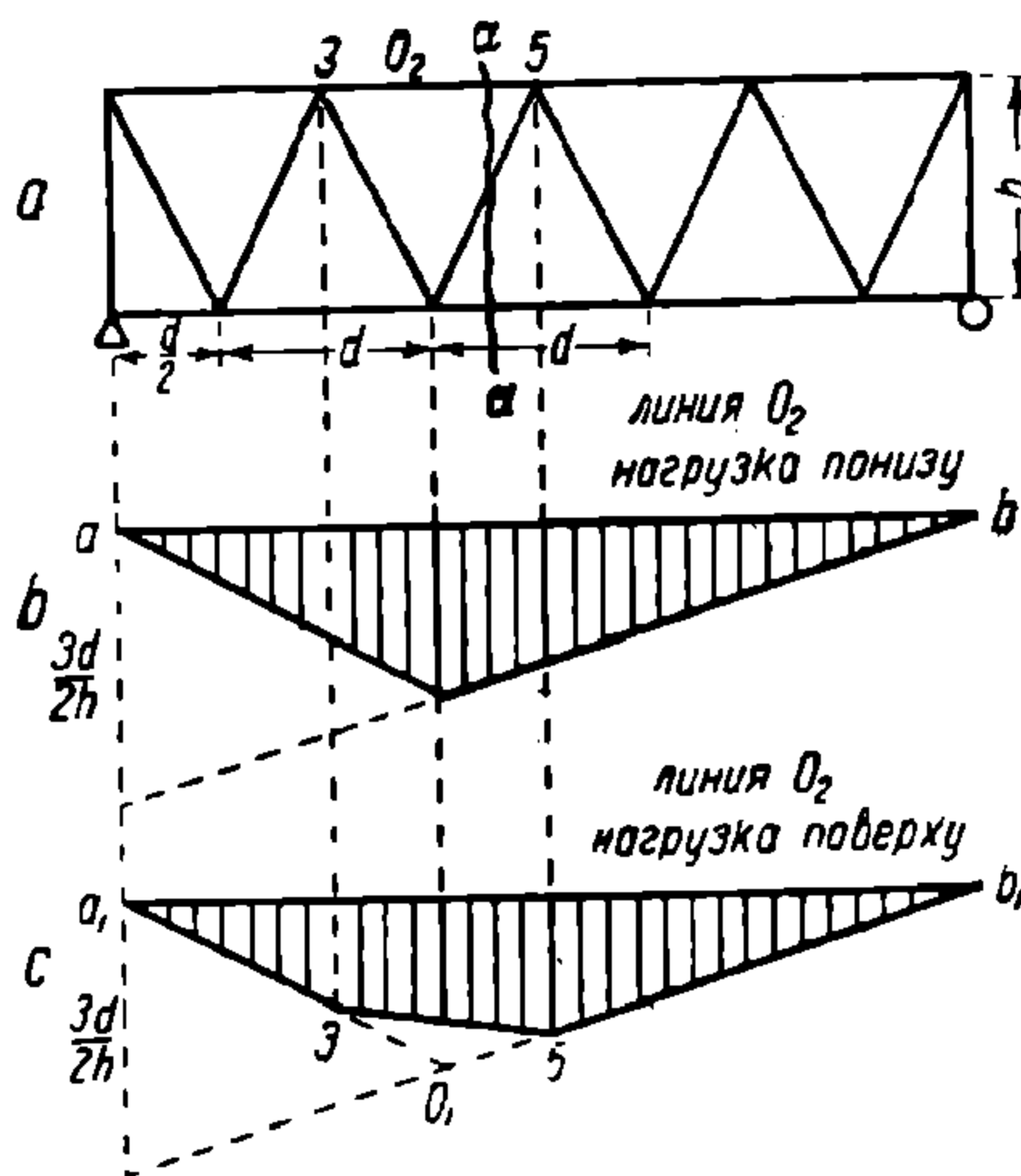
построим  $\triangle A_1 3 B_1$ , откладывая под левой опорой ординату  $\frac{a}{h_u}$ , где  $h_u$  есть плечо усилия  $U_2$ , т. е. расстояние его до шарнира 3 (фиг. 174с).

Нагрузка по условию приложена к нижним узлам, значит, она не может быть в узле 3. Она может передаваться только узлам 2 и 4. В данном случае, значит, имеем дело с узловой нагрузкой, а потому инфлюэнтная линия между узлами 2 и 4 должна иметь вид прямой. Переносим узлы 2 и 4 на инфлюэнтную линию и соединив эти точки прямой, получаем искомую инфлюэнтную линию в виде четырехугольника  $A_1-2-4-B_1$ .

Пример 2-й. На фиг. 175а показана ферма с нижним криволинейным поясом и с нагрузкой, приложенной к верхним узлам.



Фиг. 175.



Фиг. 176.

Ниже этой фермы построена (фиг. 175 b) указанным выше способом инфлюэнтная линия усилия  $U_2$ , для которой точкой моментов служит шарнир 5, плечо усилия  $h_u$ . Инфлюэнтная линия имеет вид треугольника  $A_1 5 B_1$ .

При построении линии влияния усилия  $O_3$  мы встречаемся с узловой передачей нагрузки, так как в узле 4 (в точке моментов для усилия  $O_3$ ) нет нагрузки и таковая передается ближайшим узлам 5 и 7. Поэтому строим инфлюэнтную линию  $O_3$ , как обычно, в виде треугольника  $A_{11} 4 B_{11}$  (фиг. 175с). Сносим узлы 5 и 7 на инфлюэнтную линию, соединяем их прямой. Получаем искомую инфлюэнтную линию в виде четырехугольника  $A_{11}-5-7-B_{11}$ .

Пример 3-й. На фигуре 176а, б, в показаны построенные инфлюэнтные линии усилий  $O_2$  в ферме с параллельными поясами для случаев: 1) нагрузка приложена к нижним узлам (фиг. 176 б) и 2) нагрузка приложена к верхним узлам (фиг. 176 в). В этом случае в точке моментов

(в точке 4) не может быть нагрузки, а последняя может быть только в близких узлах 3 и 5, т. е. мы имеем случай не прямой, а узловой передачи нагрузки, оттого в этой инфлюэнтной линии  $a_1b_1o_1$  скошена вершина и инфлюэнтная линия имеет вид четырехугольника  $a_1-3-5-b_1$ .

Пример 4-й. На фиг. 177 *a, b, c* приведены инфлюэнтные линии  $O_3$  и  $U_3$  фермы с параллельными поясами, с треугольной решеткой, со стойками во всех узлах. Обе инфлюэнтные линии имеют вид треугольников с вершинами под соответствующим узлом (под точкою моментов) независимо от того, приложена ли нагрузка к верхним или к нижним узлам. Это происходит оттого, что при наличии стоек нагрузка приложена или непосредственно к узлу, являющемуся точкой моментов, или к узлу, вертикально расположенному над точкой моментов.

### § 35. Инфлюэнтные линии усилий в стержнях решетки фермы с параллельными поясами

Пересекая вообще ферму сечением через интересующий нас стержень, рассекая таким образом два поясных стержня  $O$  и  $U$ , мы различаем четыре случая:

1) направления пересеченных прямых стержней пересекаются в бесконечности, т. е. пояса параллельны между собою (фиг. 176, 177 и др.);

2) направления пересеченных поясных стержней пересекаются вне опор (за пределами фермы), например, в фиг. 81, 86 и др.;

3) направление поясных стержней пересекается внутри фермы, между опорами на одном из поясов (фиг. 87);

4) направления поясных стержней пересекаются на опоре, например, в стропильной ферме (фиг. 88).

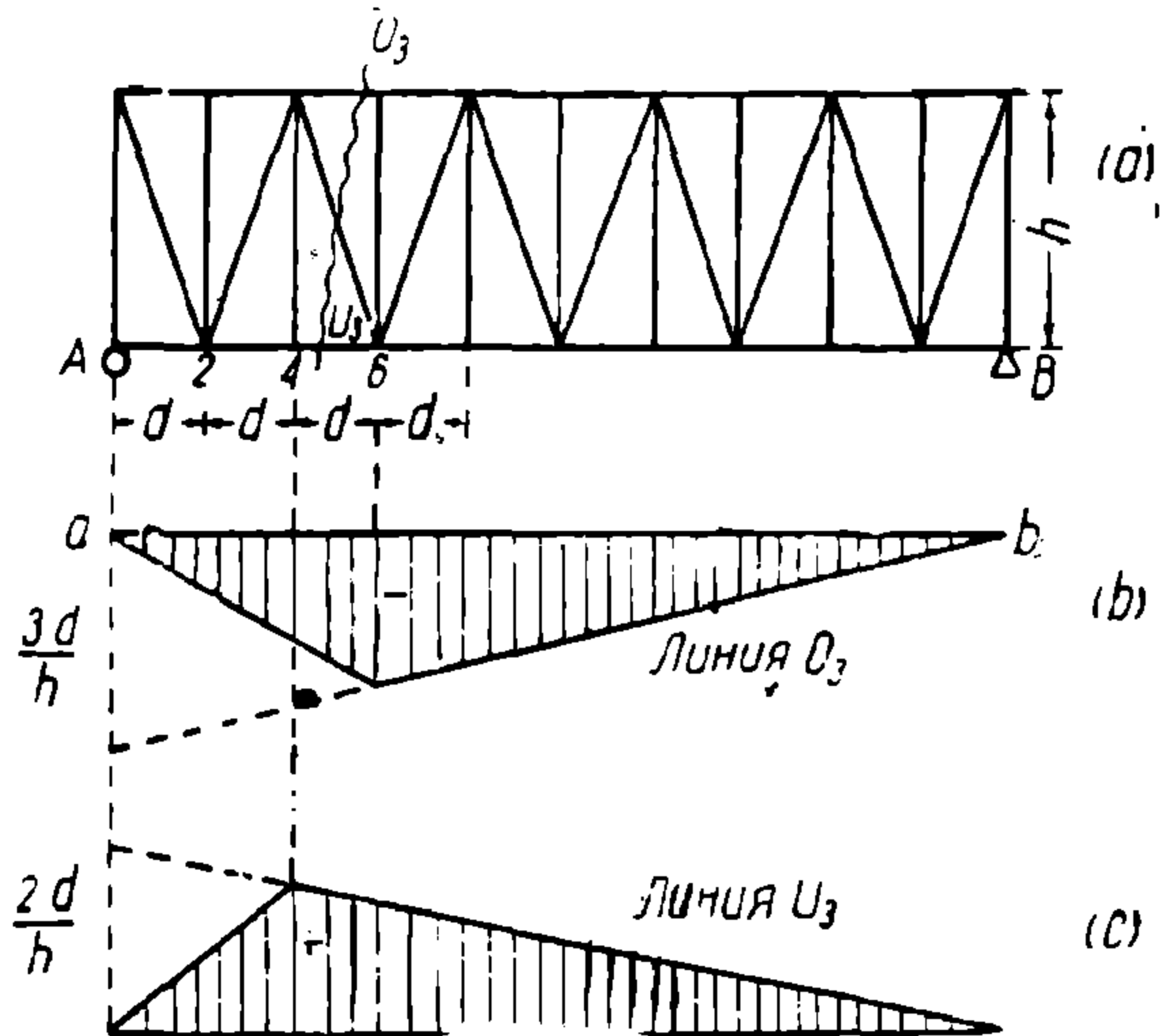
Первый случай: ферма с параллельными поясами.

Инфлюэнтная линия для раскоса. Усилия раскосов, как выше было аналитически выведено, выражаются формулой

$$D = \pm \frac{Q}{\sin \alpha},$$

где  $Q$  есть поперечная сила фермы слева (или справа)

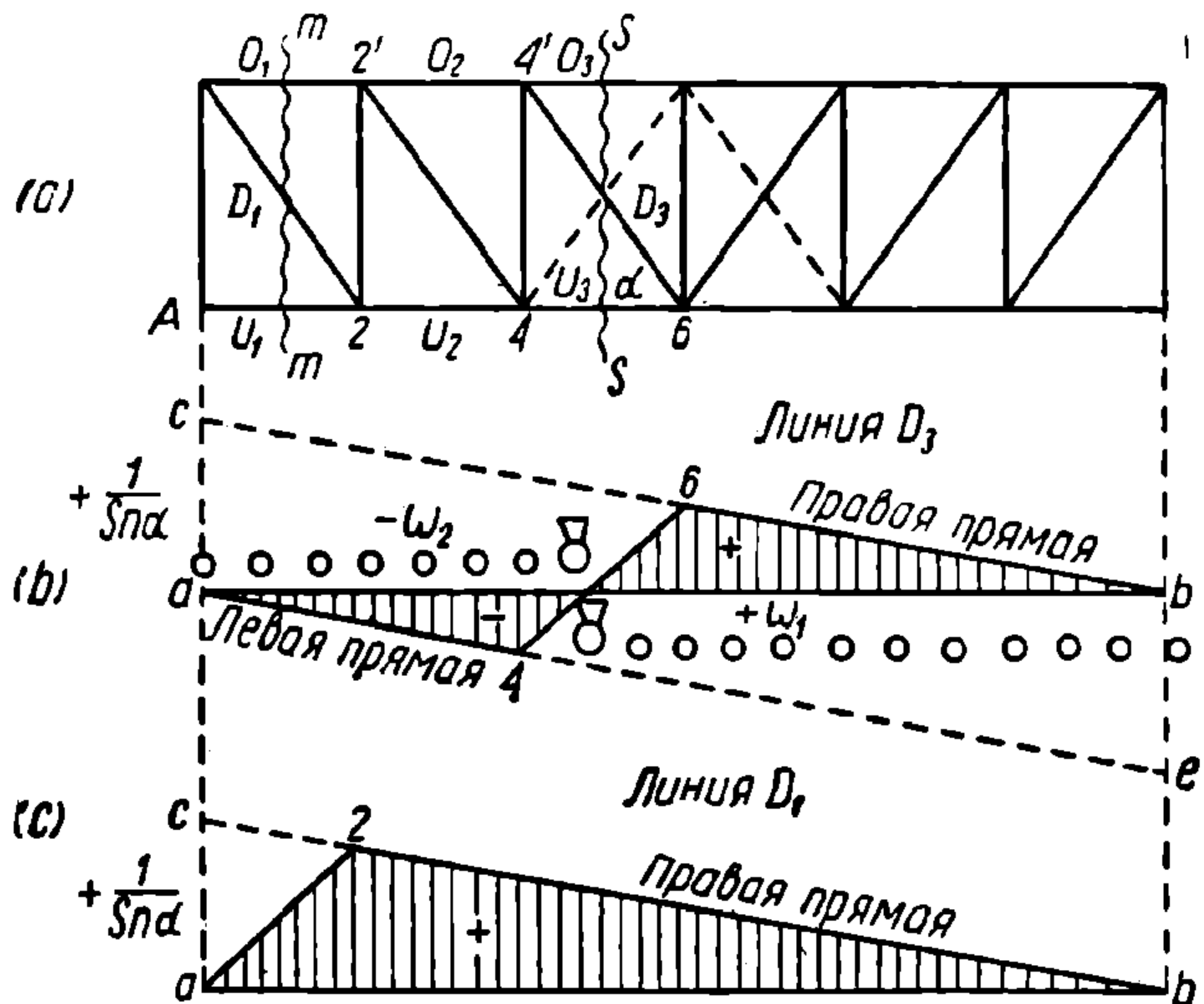
от сечения,  $\alpha$  есть угол наклона раскоса к горизонту, а плюс или минус обозначают растянутое или сжатое усилие. Растянутыми раскосами, как раньше было выведено, являются нисходящие, т. е. те, у которых первый от опоры конец выше второго, сжатые раскосы суть восходящие (у которых первый от опоры конец ниже второго). Из приведенной выше формулы простой зависимости меж-



Фиг. 177.



ду усилием в раскосе и величиной поперечной силы следует, что инфлюэнтной линией усилия в раскосе может служить инфлюэнтная линия поперечной перерезывающей силы, с делением ординат на  $\sin \alpha$ . Вспомним очертание инфлюэнтной линии поперечной силы (фиг. 169): две параллельные прямые, из коих первая начинается на правой опоре с нуля, а на противоположной опоре оканчивается ординатой  $y=1$ , левая прямая, наоборот, начинается на левой опоре с нуля, а на правой оканчивается ординатой  $y=-1$ , а у места сечения инфлюэнтная линия имеет резкий уступ, по обе стороны которого заштриховано по треугольнику нашей инфлюэнтной линии с разными знаками.



Фиг. 178.

Аналогично этому будет и очертание инфлюэнтной линии усилия раскоса, что покажем на примерах.

1. Построить инфлюэнтную линию усилия  $D_3$  фермы, изображенной на фиг. 178.

Проводим линию  $ab$  в виде абсциссы между концевыми точками  $A$  и  $B$  (соответствующих положению опор), откладываем в разные стороны вертикали  $\left(\frac{1}{\sin \alpha}\right)$  в виде отрезков  $ac$  и  $be$ , проводим прямые: правую прямую  $bc$  и левую прямую  $ae$ . На эти прямые спроектируем ближайшие к сечению  $s-s$  нагруженные узлы  $4$  и  $6$  (или  $4'-6'$ ; при раскосной системе безразлично, нагружены ли верхние или нижние узлы, так как они находятся по одной вертикали). На пролете между узлами  $4$  и  $6$  нет нагрузки, ибо она приложена только к узлам, значит, инфлюэнтная линия на участке  $4-6$  должна иметь вид прямой, а потому соединяем спроектированные точки  $4$  и  $6$  прямой и получаем очертание искомой инфлюэнтной линии  $a-4-6=b$ .

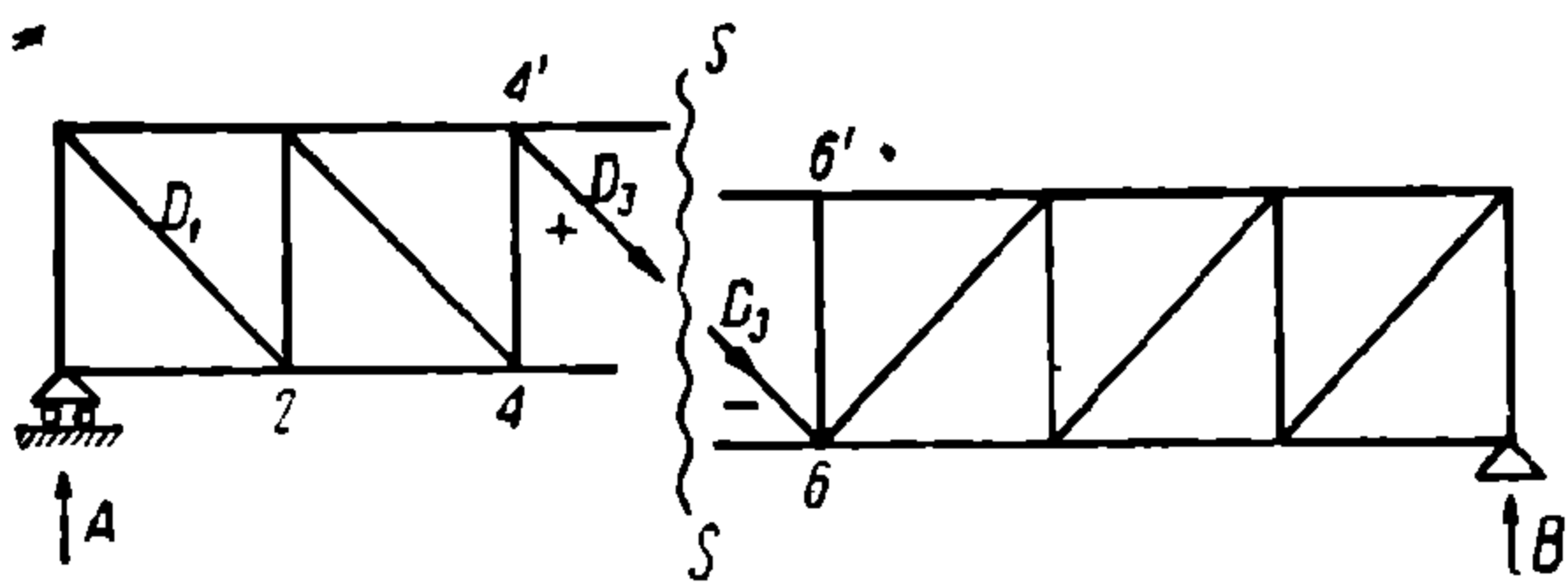
Для определения знаков каждой из частей инфлюэнтной линии рассуждаем так: пока груз  $D = 1$  находится справа от сечения, мы рассматриваем равновесие левой части и видим, что там тогда действует одна внешняя сила — опорное давление  $A$ , направленное вверх.

Для равновесия в этом случае левой части по закону  $\sum Y = 0$  следует, что в обрубке раскоса  $D_3$  должна действовать сила вниз (фиг. 179) от узла 4, т. е. растягивающее усилие. Значит, грузы справа от сечения вызывают растягивающее усилие в раскосе, а потому правая часть инфлюэнтной линии имеет знак плюс (фиг. 178b).

Когда груз находится слева от сечения, рассматриваем условия равновесия правой части, в которой тогда только одна внешняя сила (опорное давление  $B$ ), направленная вверх. Значит, усилие в обрубке раскоса должно быть направлено вниз, к узлу 6, (усилие сжатия) (рис. 179).

Значит, грузы слева от сечения вызывают в раскосе усилия сжатия, а потому левая часть инфлюэнтной линии имеет знак минус.

Заметим, что этим способом мы можем определять знаки усилий, и в стойках фермы с параллельными поясами раскосной системы решетки, а следовательно и знаки инфлюэнтной линии.



Фиг. 179.

2. На приведенной фиг. 178 показана инфлюэнтная линия раскоса  $D_1$  первой панели в виде треугольника  $a2b$ .

Построение ее произведено аналогично с предыдущим, но поскольку первый от сечения  $m-m$  левый узел есть опора  $A$ , то нет левой части инфлюэнтной линии, только есть одна правая со знаком плюс.

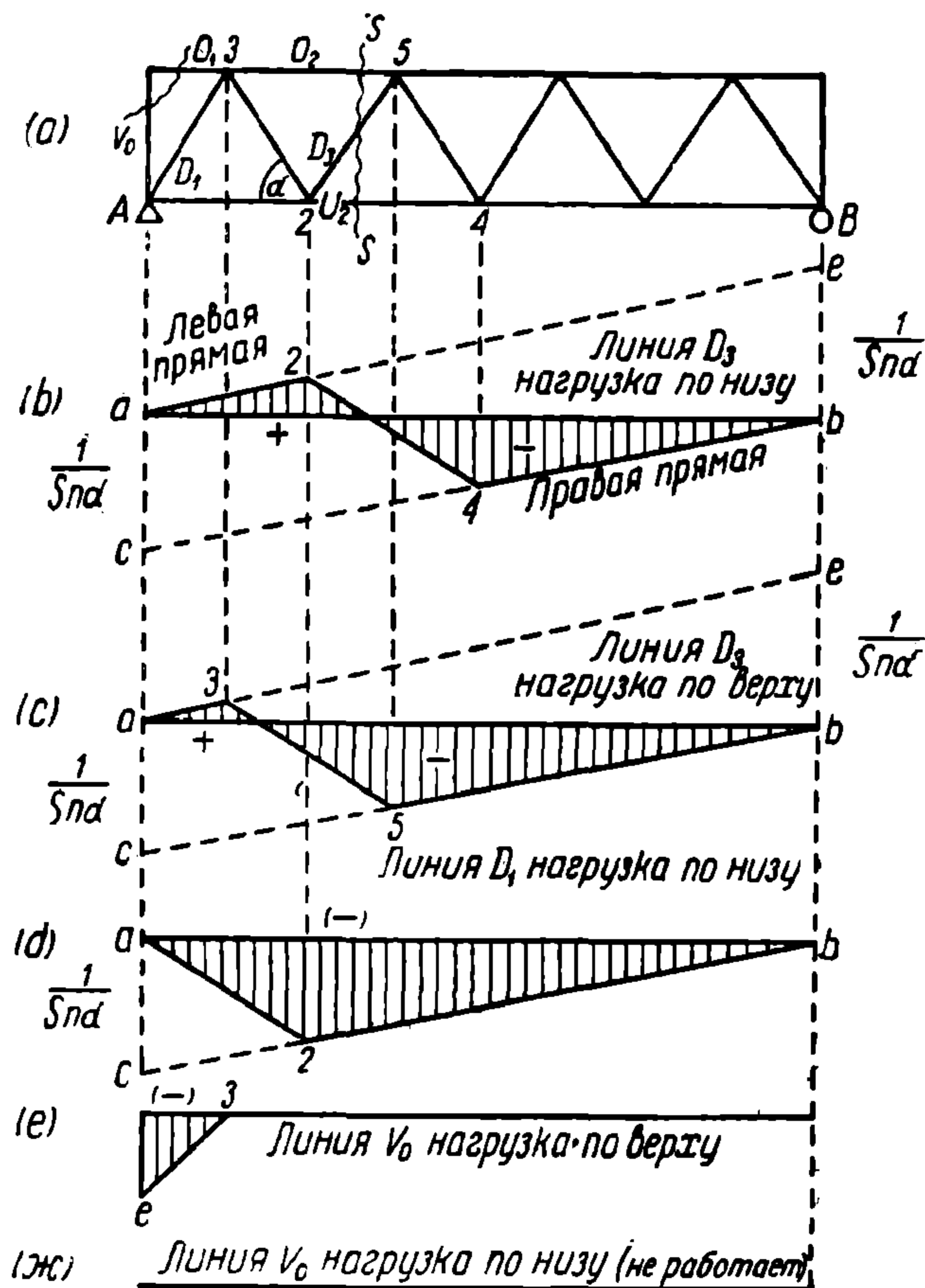
3. Ниже приводим фигуры 180, 181 с построенными инфлюэнтными линиями для усилия раскосов фермы с параллельными поясами с треугольной решеткой, из коих усматривается, что на очертание инфлюэнтной линии влияет, приложена ли нагрузка к верхним или к нижним узлам.

На фиг. 180b приводится построенная инфлюэнтная линия усилия восходящего раскоса  $D_3$  при нагрузке, приложенной к нижним узлам. Построение произведено по выведенным выше в этом параграфе правилам: под опорами на абсциссе  $ab$  отложены в разные стороны ординаты  $ca$  и  $be$ , равные по  $1 \cdot \frac{1}{\sin \alpha}$ , и проведены две параллельные прямые: правая  $bc$  и левая  $ae$ . На эти прямые спроектированы узлы той панели  $U_2$  нагруженного пояса, которая пересекается сечением  $S-S$ , т. е. при нагрузке понизу спроектированы узлы 2 и 4 и инфлюэнтная линия приняла вид  $a \cdot 2 \cdot 4 \cdot b$ .

На той же фигуре ниже (фиг. 180c) приведена инфлюэнтная линия того же раскоса при нагрузке, приложенной к верхним узлам. Построение такое же, за исключением того, что на пря-

мые  $ae$  и  $cb$ , составляющие инфлюэнтную линию, спроектированы другие узлы и линия 3—5, так как именно эти узлы (а не 2 и 4, как в первом случае) ограничивают панель  $O_2$  нагруженного пояса, которая пересечена сечением  $S—S$ . Полученная инфлюэнтная линия имеет замыкающую прямую 3—5, сдвинутую по сравнению с прямой 2—4 первой инфлюэнтной линии.

Знаки усилий, а значит и знаки инфлюэнтной линии, выведены, как выше. Пока груз  $P=1$  находится справа от сечения (на-



Фиг. 180.

помним еще раз, что инфлюэнтная линия строится при грузе, равном единице), из условия равновесия левой отсеченной части, в коей только одна внешняя нагрузка—опорное давление  $A$ , направленное вверх, следует, что в отрезке раскоса  $D_3$  (в нижнем от сечения отрезке, принадлежащем левой отсеченной части фермы) действует усилие вниз к узлу 2, т. е. сжатие. Значит, нагрузка правой части фермы вызывает в восходящем раскосе усилия сжатия, а потому правая часть инфлюэнтной линии имеет знак минус. При нагружении левой части рассматриваем условие равновесия правой

части, в коей—только одно опорное давление  $B$ , направленное вверх. Значит усилие в отрезке  $D_3$  (в верхнем от сечения отрезке, принадлежащем правой части фермы) направлено вниз от узла 5, т. е. растянутое. На той же фигуре (d) приведена инфлюэнтная линия первого раскоса  $D_1$  в виде  $\triangle a2b$  при нагрузке понизу.

На фиг. 181 b и c приведены инфлюэнтные линии усилий нисходящего раскоса фермы треугольно-решетчатой системы при разных случаях нагрузки, приложенной к верхним или к нижним узлам. Инфлюэнтные линии имеют тот же вид, как приведенные на фиг. 180, с тем отличием, что

правая часть инфлюэнтной линии растянута, а левая сжата. Эти знаки усилий получаются аналогично приведенному рассуждению на этот предмет.

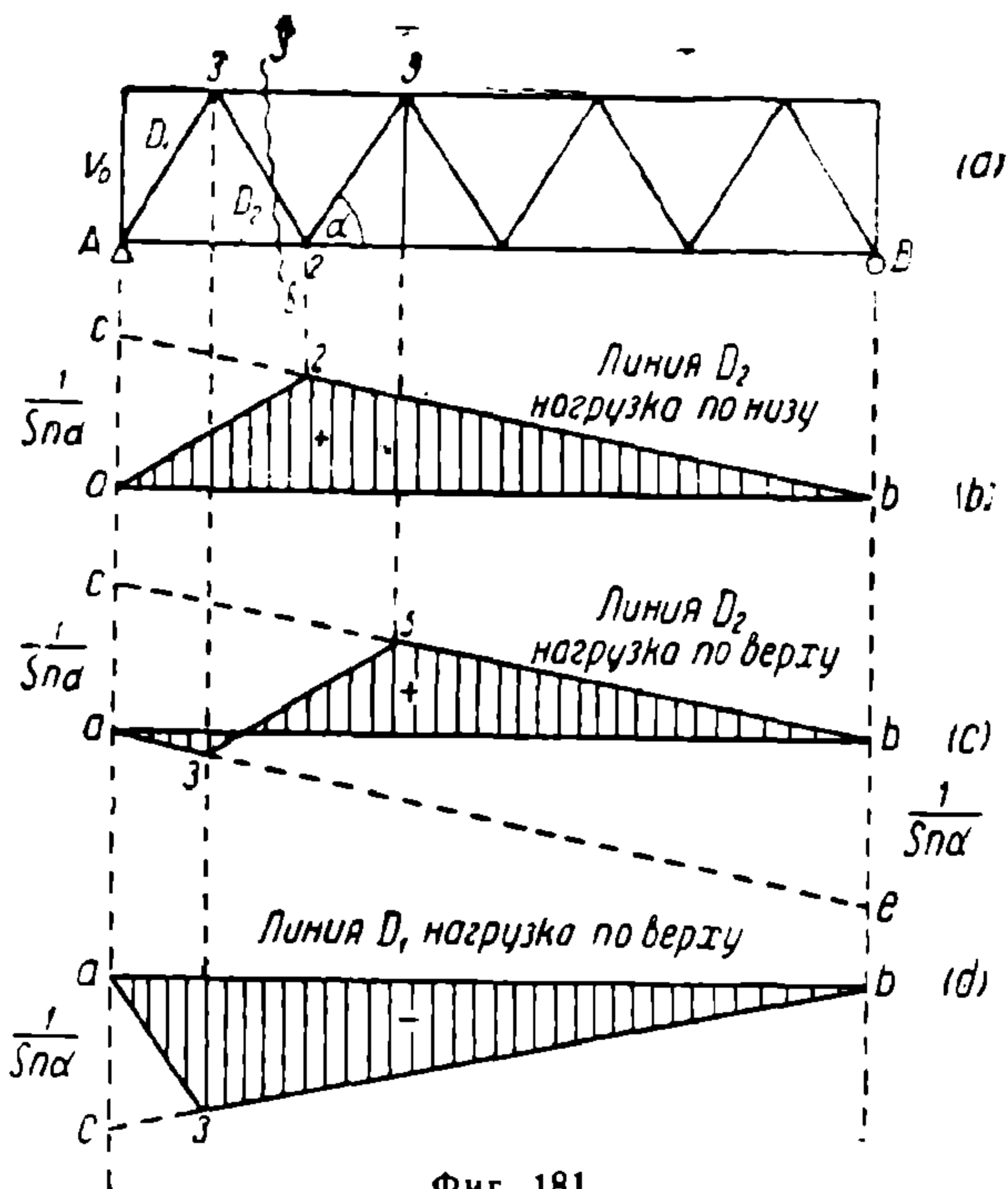
Познакомимся с инфлюэнтной линией для стоек ферм с параллельными поясами простой раскосной системы. При аналитическом расчете усилий в элементах фермы мы получаем выражение для усилия стойки  $V = \pm Q$ , где  $Q$  есть поперечная сила (или сумма сил) слева или справа от сечения.

Отсюда следует, что инфлюэнтная линия  $V$  во всем тождественна

с инфлюэнтной линией для поперечной силы. Построение этой инфлюэнтной линии одинаково с приведенными в этом параграфе инфлюэнтными линиями для раскосов, с тем отличием, что под опорами откладываются ординаты, равные единице (а не  $\frac{1}{\sin \alpha}$ , как для усилий раскосов).

На фиг. 182 b и c показаны построенные инфлюэнтные линии для стойки  $V_2$  для случая нагрузки понизу и для случая нагрузки поверху. Они отличаются положением линии, соединяющей правую и левую прямую, так как при нагрузке поверху крайними точками приложения сил являются узлы 3 и 5, а при нагрузке понизу—узлы 4 и 6. Правые части отрицательны. Это значит, что нагрузка справа от рассеченного стержня вызывает в стойке при нисходящих раскосах усилия сжатия и, наоборот, нагрузка слева от сечения вызывает в стойке растягивающие усилия.

Действительно, разрезав ферму сечением  $S-S$  (фиг. 183), мы при разгрузке одной правой части фермы рассматриваем условие



Фиг. 181.

равновесия левой части, где всего одна сила—опорное давление  $A$  и при загрузке левой части фермы рассматриваем условие равновесия правой части, где всего одна сила—опорное давление  $B$ .

Опорные давления  $A$  и  $B$  направлены вверх, значит, уравновешивающие их силы в отрезках стойки должны быть направлены вниз.

В левой части фермы направление усилия  $V_2$  идет вниз, усилие приложено к нижнему отрезку стойки, идет к узлу 4 и указывает сжатие.

В правой части фермы направление усилия  $V_2$  идет вниз, усилие приложено к верхнему отрезку той же стойки, идет от узла 5 и указывает растяжение.

На той же фиг. 182d и e приведена инфлюэнтная линия опорной стойки при нагрузке поверху и понизу. При нагрузке понизу инфлюэнтная линия построена обычным порядком (фиг. 182e), только отсутствует левая прямая, так как ближайшим левым узлом является опора  $A$ .

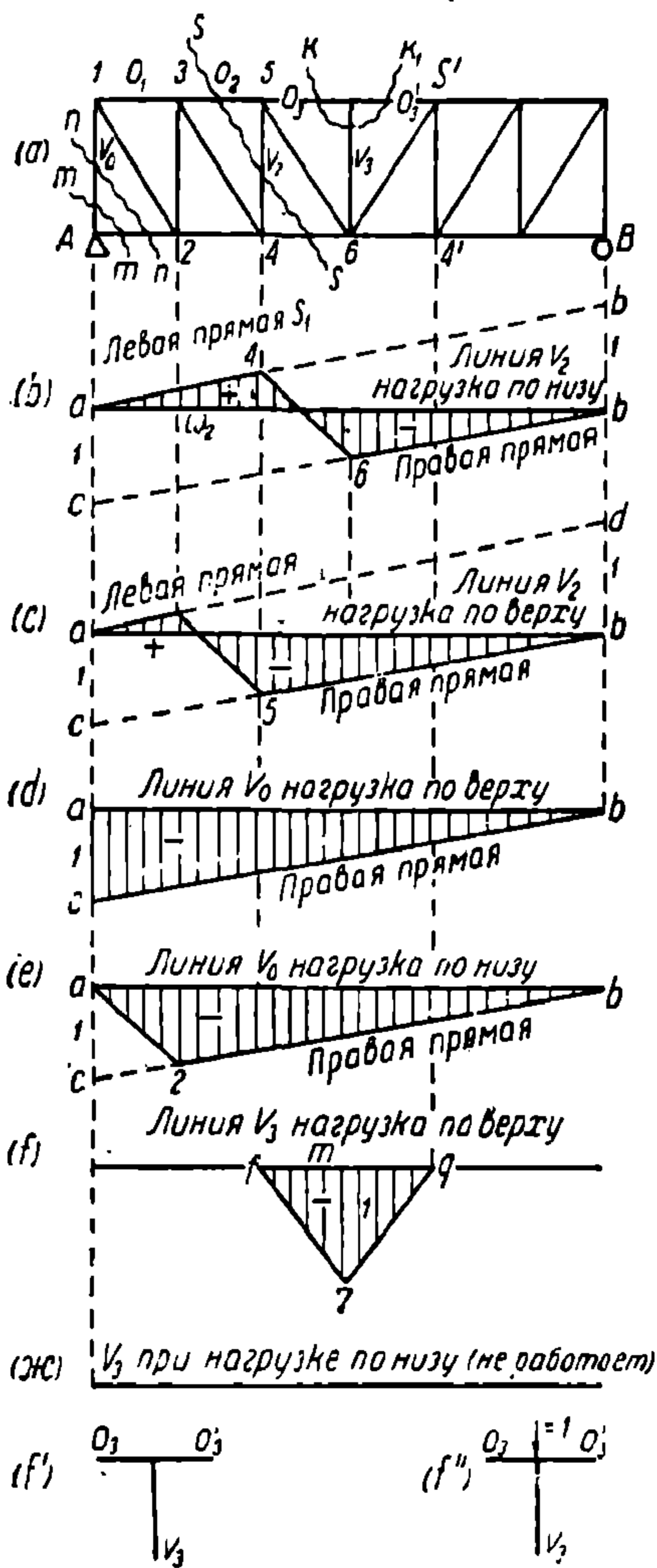
При нагрузке поверху  $V_0$  можно определить вырезанием опорного узла  $A$  и проектированием сил на вертикальную ось:

$$\sum Y = A - V_0 = 0. \text{ Значит, } V_0 = A.$$

Из уравнения следует, что инфлюэнтной линией усилия  $V_0$  при нагрузке поверху является инфлюэнтная линия опорной реакции  $A$ . Таковая и построена на фиг. 182d.

Построение инфлюэнтной линии методом вырезания узла

Этим методом мы только что уже построили инфлюэнтную линию опорной стойки.



Фиг. 182.

К построению инфлюэнтных линий методом вырезания узла прибегают тогда, когда этим же методом проще всего производится аналитическое определение усилий в стержне. Приведем примеры. Пример 1-й. На фиг. 182 f и ж показана инфлюэнтная линия средней стойки  $V_3$ , построенная методом вырезания узла 7.

При нагрузке поверху, когда груз  $P=1$  (при котором мы вообще строим инфлюэнтную линию) находится справа от узла 5 или слева от узла 5, вырезанный узел 7 не имеет внешних сил. Из условия  $\sum Y = 0$  следует, что  $V_3 = 0$ , т. е. стержень не напряжен (фиг. 182 f').

Когда груз  $P=1$  находится на узле 7 (фиг. 182  $f''$  и  $f$ ), из того же условия  $\Sigma Y = 0$  следует, что  $V_3 = P = 1$ .

Отсюда и построение инфлюэнтной линии усилия  $V_3$  в виде  $\Delta f7g$ , где  $f$  и  $g$  суть снесенные на абсциссу узлы 5 и 5', а высота треугольника под узлом 7 равна единице.

Из инфлюэнтной линии видно, что стойка работает только на местную нагрузку в узле.

При нагрузке понизу при узле 7 не бывает нагрузки, а потому стойка  $V_3$  не работает и инфлюэнтной линии для этого случая нет. Стойку делают тогда лишь для поддержания панели 5-5'.

Пример 2-й. В приведенной выше фиг. 180 $g$  показана инфлюэнтная линия стойки  $V_0$  при нагрузке поверху. Она выведена методом вырезания узла. Когда груз  $P=1$  находится в узле 1,  $V_0 = P = 1$  (из уравнения проекции на вертикальную ось сил, приложенных к узлу). Ставим груз в узел 3, тогда в узле 1 нет сил, кроме  $V_1$  и  $O_1$ . Проектируя их на вертикальную ось, получаем  $V_1 = 0$ .

А потому инфлюэнтная линия имеет вид  $\Delta ae3$  с ординатой  $ae=1$ . Стойка работает только на местную нагрузку.

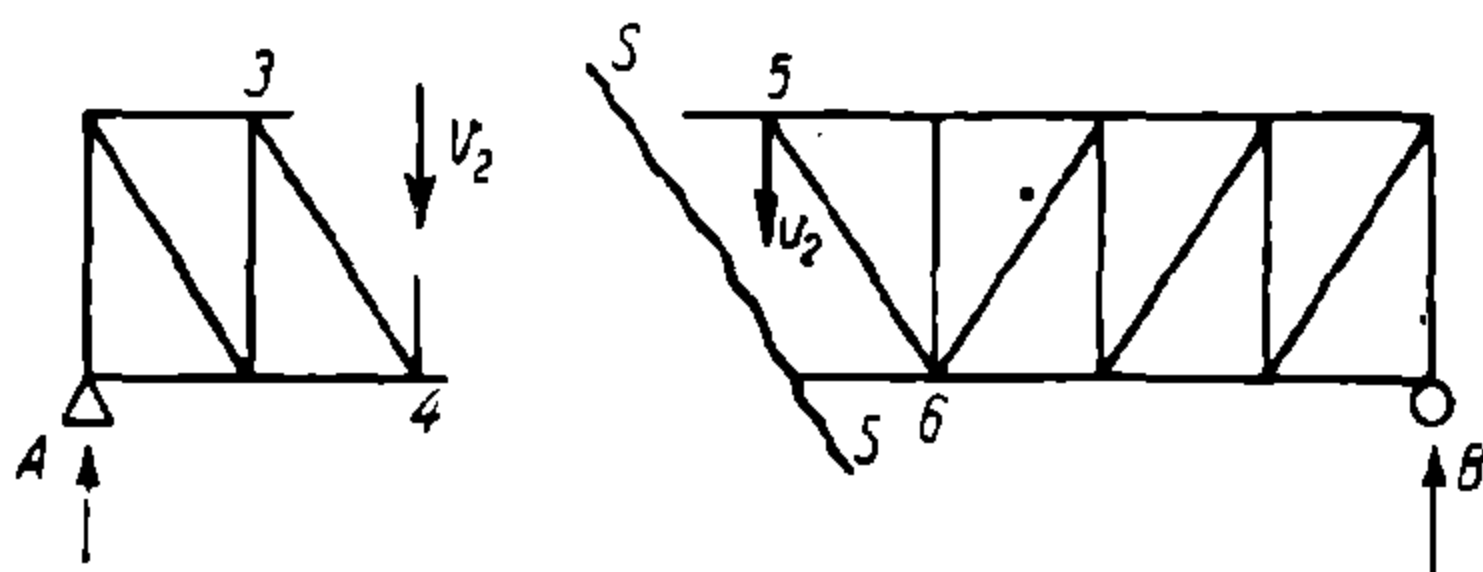
При нагрузке понизу в узле 1 не бывает внешних сил, а потому из проекции усилий вырезанного узла на вертикальную ось следует, что  $V_0 = 0$ , т. е.  $V_0$  не работает.

Пример 3-й. На фиг. 184 приведена криволинейная ферма с нагрузкой понизу.

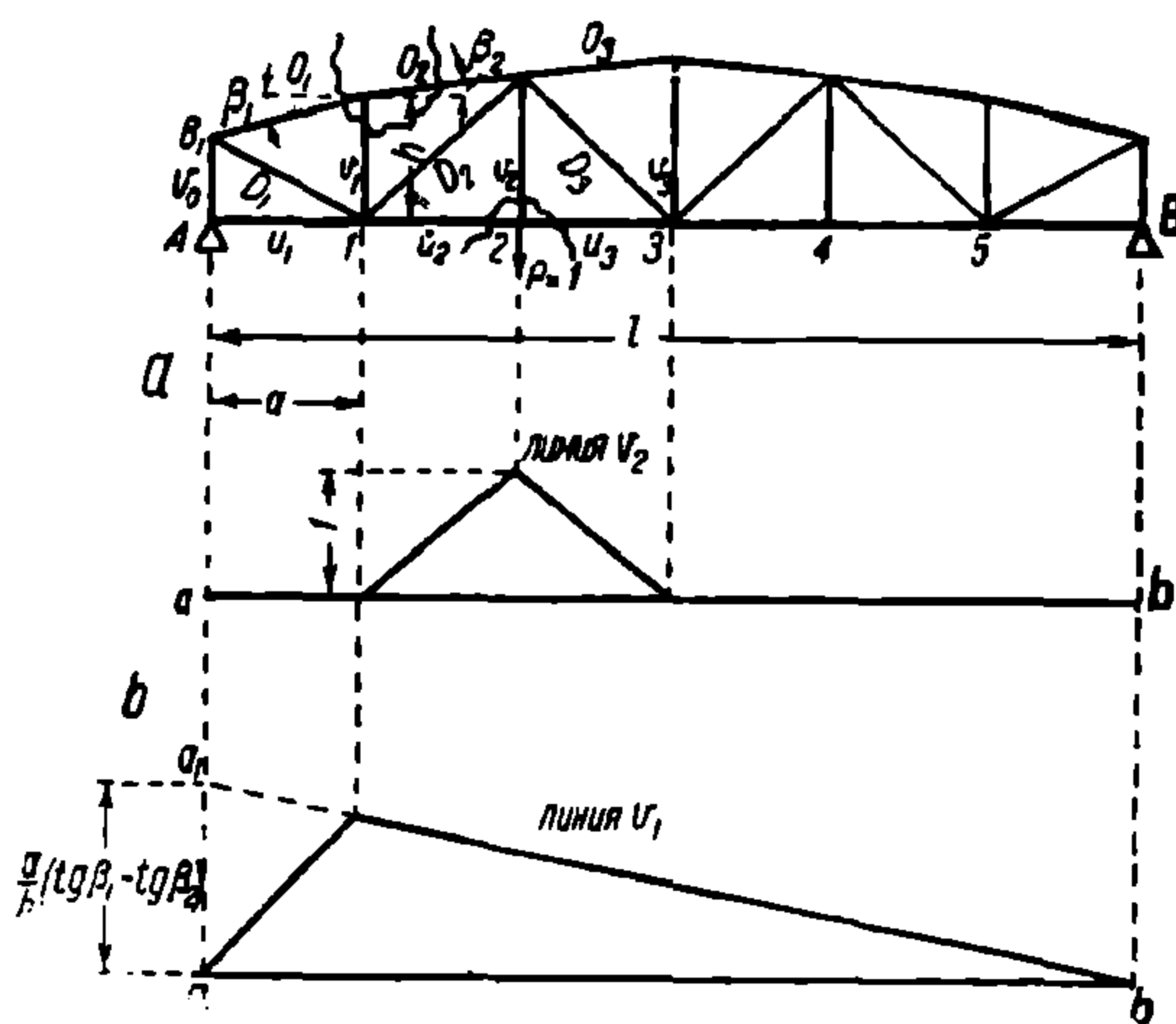
Инфлюэнтная линия усилия  $V_2$  определяется вырезанием узла 2 и наподобие стойкам, ранее приведенным в этом параграфе, имеет вид треугольника с высотой, равной единице, под узлом 2 и сходящего на нуль в соседних узлах (фиг. 184 $a$ ).

Инфлюэнтная линия усилия  $V_1$  проще всего определяется вырезанием верхнего узла, так как методом сечения мы перережем более чем три стержня. Ввиду того, что нагрузки по условию нет в верхних узлах, уравнение равновесия вырезанного верхнего узла одно и то же, где бы груз  $P=1$  ни был приложен. Вырежем верхний узел и спроектируем усилия его на вертикальную ось (фиг. 184):

$$-V_1 - O_2 \sin \beta_2 + O_1 \sin \beta_1 = 0,$$



Фиг. 183.



Фиг. 184.

откуда

$$V_1 = O_1 \sin \beta_1 - O_2 \sin \beta_2. \quad (1)$$

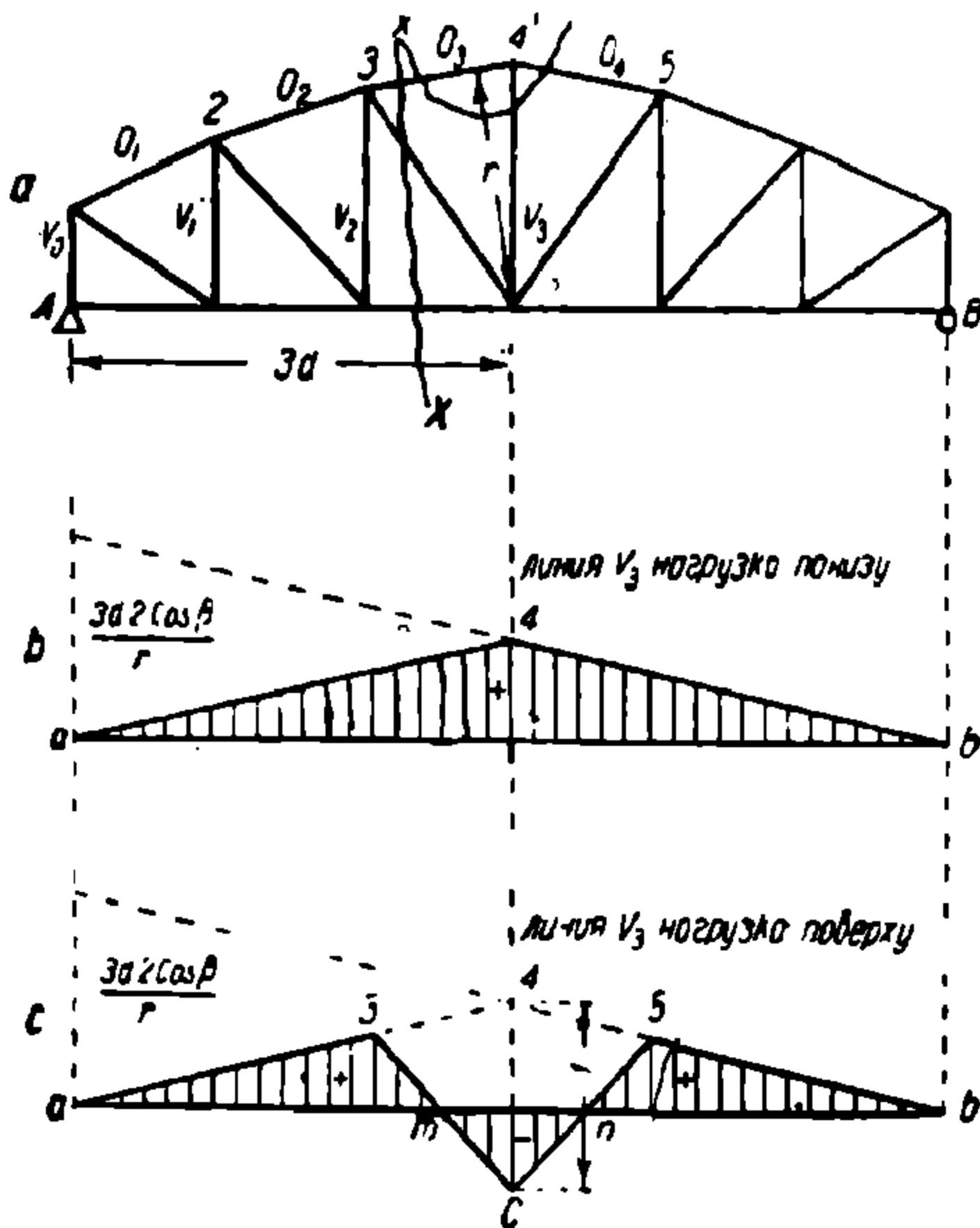
Значения  $O_1$  и  $O_2$  выразим способом Риттера:

$$O_1 = \frac{M_1}{r_1} = \frac{M_1}{h \cos \beta_1} \text{ и } O_2 = \frac{M_1}{r_2} = \frac{M_1}{h \cos \beta_2},$$

где  $M_1$  есть момент внешних сил относительно узла 1 и  $r_1$  и  $r_2$  суть плечи сил  $O_1$  и  $O_2$  относительно моментной точки 1.

Подставив значения  $O_1$  и  $O_2$  в уравнение (1), получим:

$$V_1 = \frac{M_1 \sin \beta_1}{h \cos \beta_1} - \frac{M_1 \sin \beta_2}{h \cos \beta_2} = \frac{M_1}{h} (\operatorname{tg} \beta_1 - \operatorname{tg} \beta_2).$$



Фиг. 185.

Значит, мы для усилия  $V_1$  будем строить инфлюэнтную линию наподобие линии изгибающих моментов в сечении узла 1, умножив ординаты на коэффициент  $\operatorname{tg} \beta_1 - \operatorname{tg} \beta_2$ , для чего первая опорная ордината будет иметь величину  $a \cdot \frac{\operatorname{tg} \beta_1 - \operatorname{tg} \beta_2}{h}$  (фиг. 184b)

Из вида полученной инфлюэнтной линии следует, что стойка  $V_1$  работает при нагрузке в любом месте фермы.

**Пример 4-й.** Построить инфлюэнтную линию усилия средней стойки  $V_3$  фермы с криволинейным поясом (фиг. 185).

1-й случай—нагрузка приложена к нижним узлам. Методом сечения затруднительно

определять усилия в средней стойке  $V_3$ , так как сечение прожет более трех стержней. Проще всего прибегнуть к вырезанию верхнего узла 4'.

Вырежем узел 4' (фиг. 186) и, проектируя на вертикальную ось все силы, приложенные к этому узлу, получаем:

$$V_3 = O_3 \cdot \cos \beta + O_4 \cos \beta.$$

Ввиду симметрии фермы и на основе проектирования на горизонтальную ось усилий того же вырезанного узла следует, что  $O_3 = O_4$ .

Величину  $O_3$  можно определить способом Риттера, прсведя в ферме сечение  $x-x$ :

$$O_3 = \frac{M_4}{r},$$

где  $M_4$  есть изгибающий момент внешних сил относительно шарнира 4.

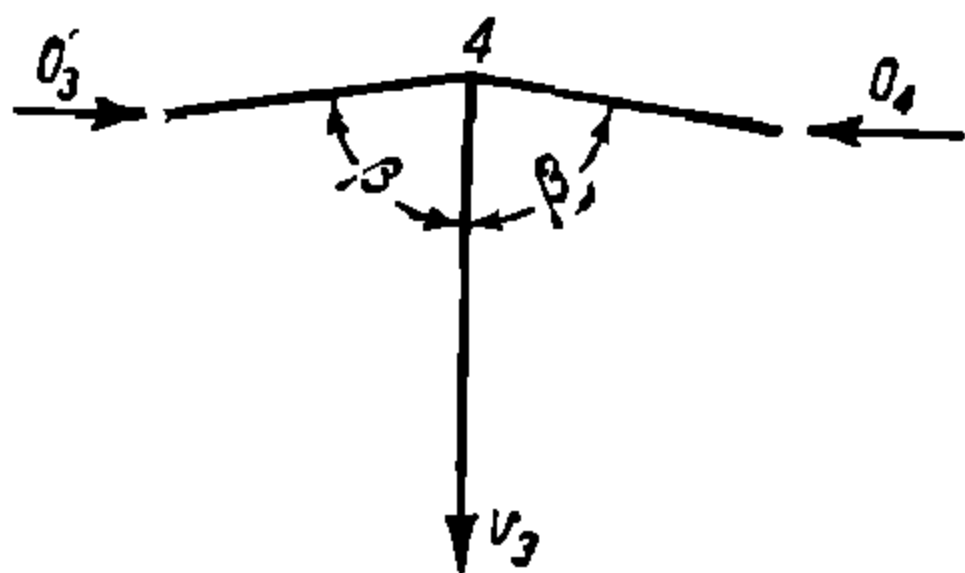
Следовательно:

$$V_3 = 2 \frac{M_4}{r} \cdot \cos \beta = M_4 \cdot \frac{2 \cdot \cos \beta}{r}.$$

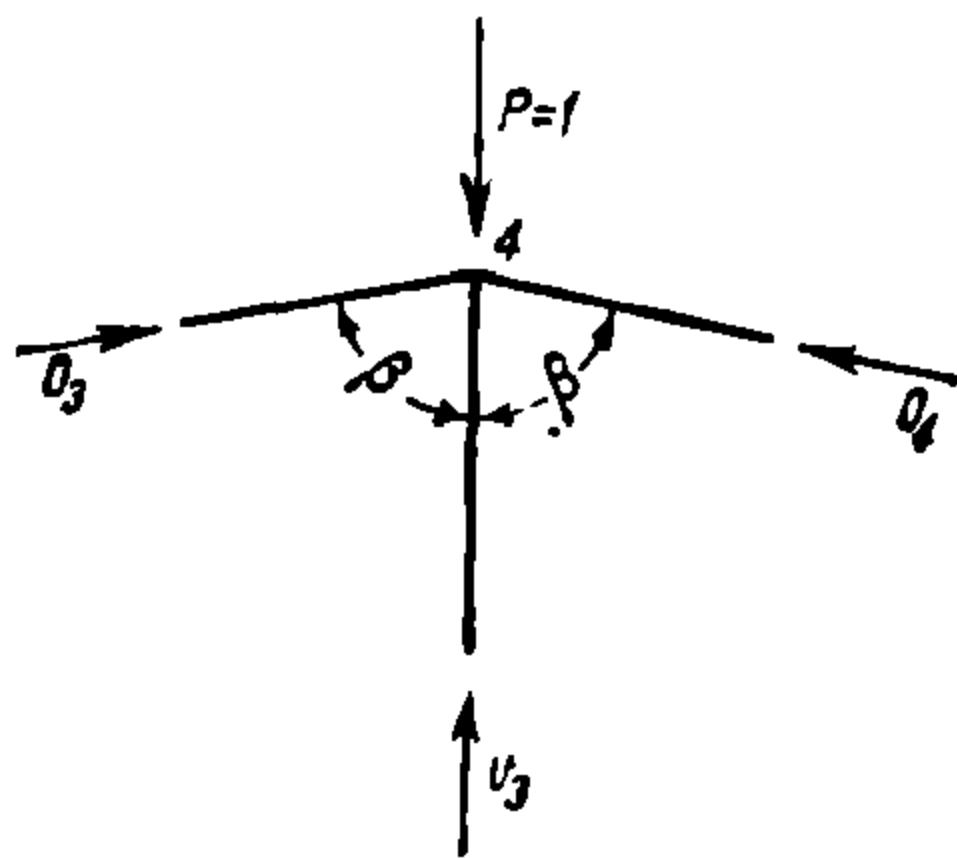
Из последней зависимости между  $V_3$  и  $M_4$  следует, что инфлюэнтной линией усилия в стойке  $V_3$  может служить инфлюэнтная линия моментов в узле 4 с умножением ординат на постоянное число  $\frac{2 \cos \beta}{r}$ .

Значит, для построения линии  $V_3$  надо ординату под опорой А, которая для линии  $M_4$  была бы  $3d$ , умножить на  $\frac{2 \cos \beta}{r}$ , т. е. отложить ординату  $3d \cdot \frac{2 \cos \beta}{r}$ .

Получим инфлюэнтную линию в виде треугольника  $a4b$ .



Фиг. 185.



Фиг. 187.

2-й случай. Нагрузка приложена к верхним узлам. Пока груз находится за пределами узлов 3 и 5, усилие стойки  $V_3$  выразится по-прежнему и инфлюэнтная линия останется прежняя.

Когда же груз  $P=1$  станет на узел 4', усилие стойки  $V_3$  из условия проекции на вертикальную ось усилий, приложенных к вырезанному узлу (фиг. 187), выразится:

$$V_3 = 2 \cdot O_3 \cdot \cos \beta - 1.$$

Поэтому на построенной инфлюэнтной линии надо из точки 4 отложить вниз (фиг. 185с) ординату, равную единице (ордината 4—С).

В узлах 3—5 инфлюэнтная линия осталась предыдущая. Поэтому, соединив точку С с точками 3 и 5 прямыми, получим инфлюэнтную линию в виде трех треугольников: двух положительных и одного отрицательного.

### § 36. Инфлюэнтные линии усилий в стержнях решетки в фермах с криволинейными поясами

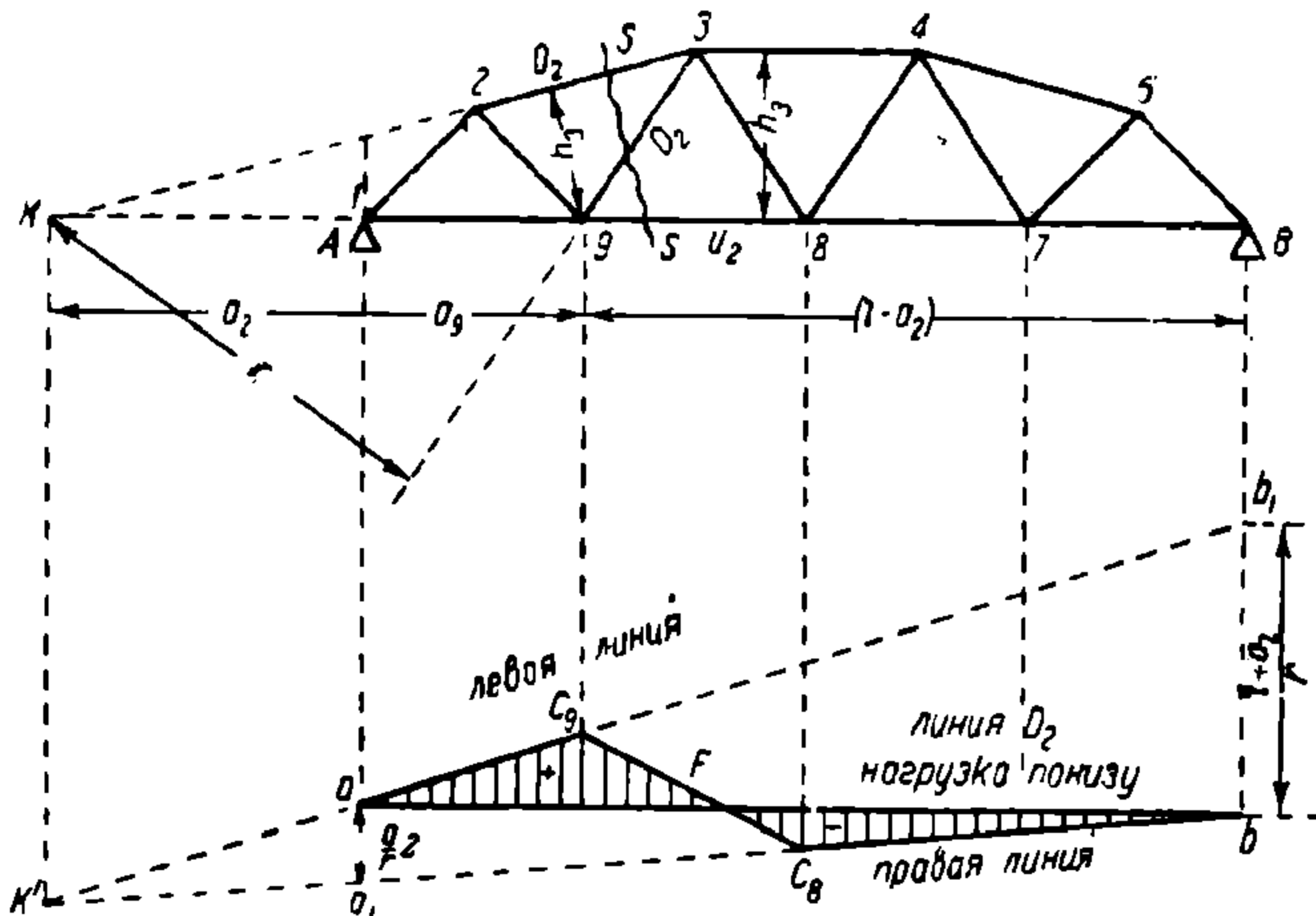
В предыдущем параграфе мы познакомились с этим вопросом в частных случаях, когда возможно применить для построения инфлюэнтных линий метод вырезания узла.



Более сложные случаи построения инфлюэнтных линий для усилий стержней решетки ферм с криволинейными поясами, когда метод вырезания узла неприемлем, проработаем ниже на примерах.

Для полигональной фермы (фиг. 188) с треугольной решеткой построить линию влияния раскоса  $D_2$  (нагрузка понизу).

Проведем сечение  $s-s$ , пересекающее наш стержень  $D_2$  и два поясных стержня  $O_2$  и  $U_2$ . Последние имеют точку пересечения за опорой  $A$ , точку  $K$ . Следовательно, усилие  $D_2$  может быть рассчитано способом Риттера, приняв за точку моментов точку  $K$ . Этот способ и положим в основу наших рассуждений при построении линии влияния  $D_2$ .



Фиг. 188.

Пусть груз  $P=1$  передвигается по ферме справа от рассеченного стержня. Тогда рассматриваем условие равновесия левой части, в коей только одна внешняя сила  $A$ :

$$\sum M_K = -Aa_2 - D_2 r = 0$$

(предполагаем стержень  $D_2$  растянутым, действующим от узла).  
Получаем:

$$D_2 = -\frac{Aa_2}{r},$$

т. е. усилие  $D_2$  сжато и действует к узлу. Из этой зависимости следует, что до тех пор, пока груз  $P=1$  находится справа от рассеченного стержня, вернее, на узле  $\delta$  и вправо от него (нагрузка—понижу), инфлюэнтной линией  $D_2$  служит линия  $A$  с умножением ординат на  $\frac{a_2}{r}$  (только отрицательная). Поэтому правая прямая инфлюэнтной линии проведена с отложением под опорой  $A$  ординаты  $-1 \cdot \frac{a_2}{r}$ .

Когда груз  $P=1$  передвигается слева от рассеченного стержня, рассматриваем условие равновесия правой части, в коей тогда только одна внешняя сила  $B$ .

Пишем:

$$-B(l + a_2) + D_2 r = 0; \quad D_2 = B \frac{(l + a_2)}{r}. \quad (II)$$

Верхний отрезок  $D_2$ , принадлежащий правой части фермы, растянут и действует от узла 3.

На основании зависимости (II) мы инфлюэнтную линию усилия  $D_2$  для левой части фермы строим, как линию  $B$ , с увеличением ординаты на  $\frac{l + a_2}{r}$ .

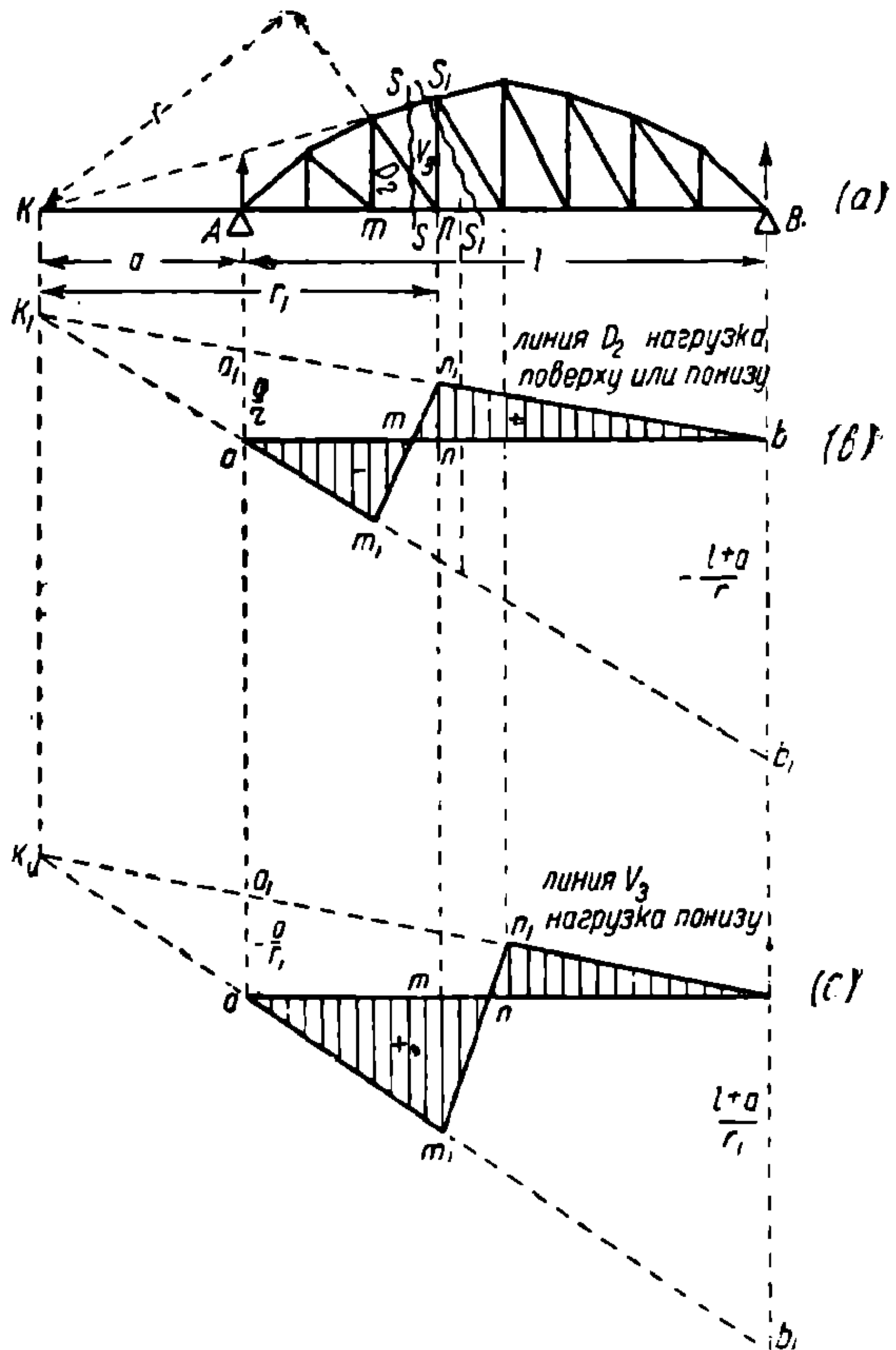
Груз  $P = 1$  на левой части доходит до узла 9, на правой части он доходит до узла 8, а потому, соединяя 9 и 8 прямой, получаем два треугольника инфлюэнтной линии с разными знаками.

Из построенной инфлюэнтной линии можно заключить, что очертание линий влияния, а также знак их, зависит от положения моментной точки, которая в свою очередь зависит от кривизны поясов фермы и которая может быть и вне фермы и на опоре. На знак влияет также и характер решетки. На дальнейших примерах это проработаем дополнительно. Заметим, что геометрические размеры построенной инфлюэнтной линии показывают, что для проведения левой прямой не было надобности в откладывании под правой опорой ординаты  $\frac{l + a_2}{r}$ , а можно было про-

должать правую прямую до проекции на нее точки моментов (до точки  $K$ ), соединить эту проекционную точку с  $a$  и продолжать линию (эта будет левая линия) до проекции на нее узла 9, слева от разреза. Этим упрощением в построении рекомендуется пользоваться.

Пример. На фиг. 189 построена инфлюэнтная линия усилия нисходящего раскоса в параболической ферме. Как видно из знаков инфлюэнтной линии, нагрузка справа от сечения вызывает растяжение раскоса; нагрузка слева сжимает раскос.

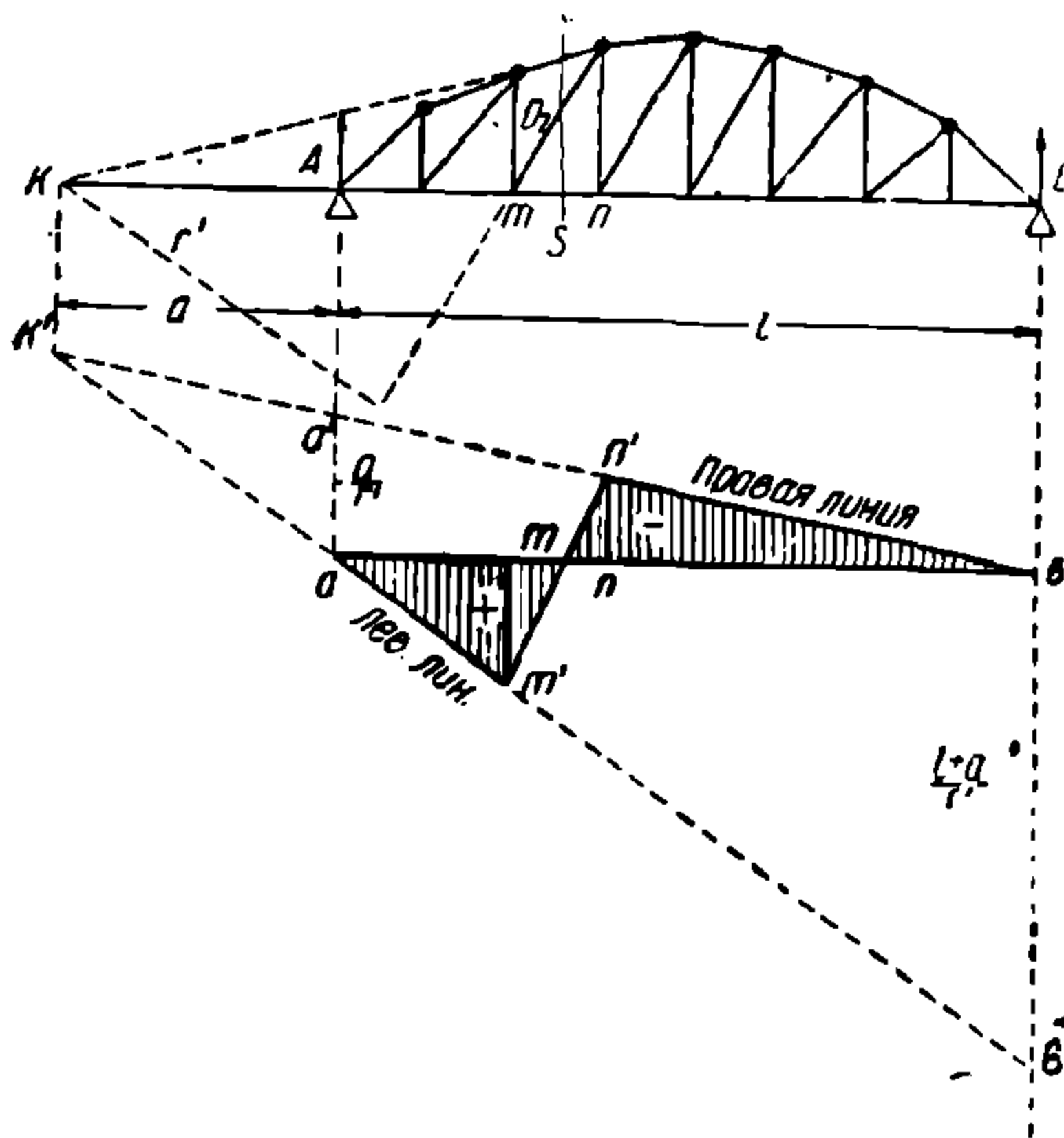
Метод рассуждений во всем аналогичен с предыдущим, а потому его не повторяем.



Фиг. 189.

На фиг. 190 построена инфлюэнтная линия усилия восходящего раскоса в такой же ферме. Знаки усилий как раз обратны: правая нагрузка вызывает сжатие, левая нагрузка вызывает растяжение раскоса.

На фиг. 191 приведена ферма с верхним горизонтальным и нижним вогнутым поясом, с простой раскосной системой, с восходящими раскосами. Там же построена инфлюэнтная линия раскоса  $D_4$ , для чего проведено сечение  $s-s$  через наш раскос. Точка моментов  $K$ , или точка схода пересеченных стержней  $O_4$  и  $U_4$ , находятся внутри



Фиг. 190.

фермы. Пока груз  $P = 1$  находится справа от сечения, условие равновесия левой части фермы даст выражение:

$$M_{k(\text{лев})} = A \cdot a_k + D_4 r = 0,$$

предполагая нижний левый отрезок  $D_4$  растянутым:

$$D_4 = -A \cdot \frac{a_k}{r}$$

т. е. сжат.

Инфлюэнтной линией правой части фермы за узлом 5 служит линия влияния реакции  $A$  с умножением ординат на  $\frac{a_k}{r}$ .

С перенесением груза  $P = 1$  налево от сечения, рассматриваем условие равновесия правой части фермы:

$$\Sigma M_{k(\text{прав})} = -B(l - a_k) - D_4 r = 0$$

(предполагаем  $D_4$  растянутым);

$$D_4 = -\frac{B(l - a_k)}{r},$$

(отрезок сжат).

Строим левую прямую до узла 4. Точки 4 и 5 соединяем прямой. Инфлюэнтная линия имеет один знак, нагрузка в любом месте фермы вызывает в раскосе  $D_4$  усилие сжатия.

### § 37. Инфлюэнтные линии усилий в стержнях решетки стропильных ферм

Построим инфлюэнтную линию усилия раскоса  $D_1$  в треугольной (стропильной) ферме. Нагрузка понизу (фиг. 192Б).

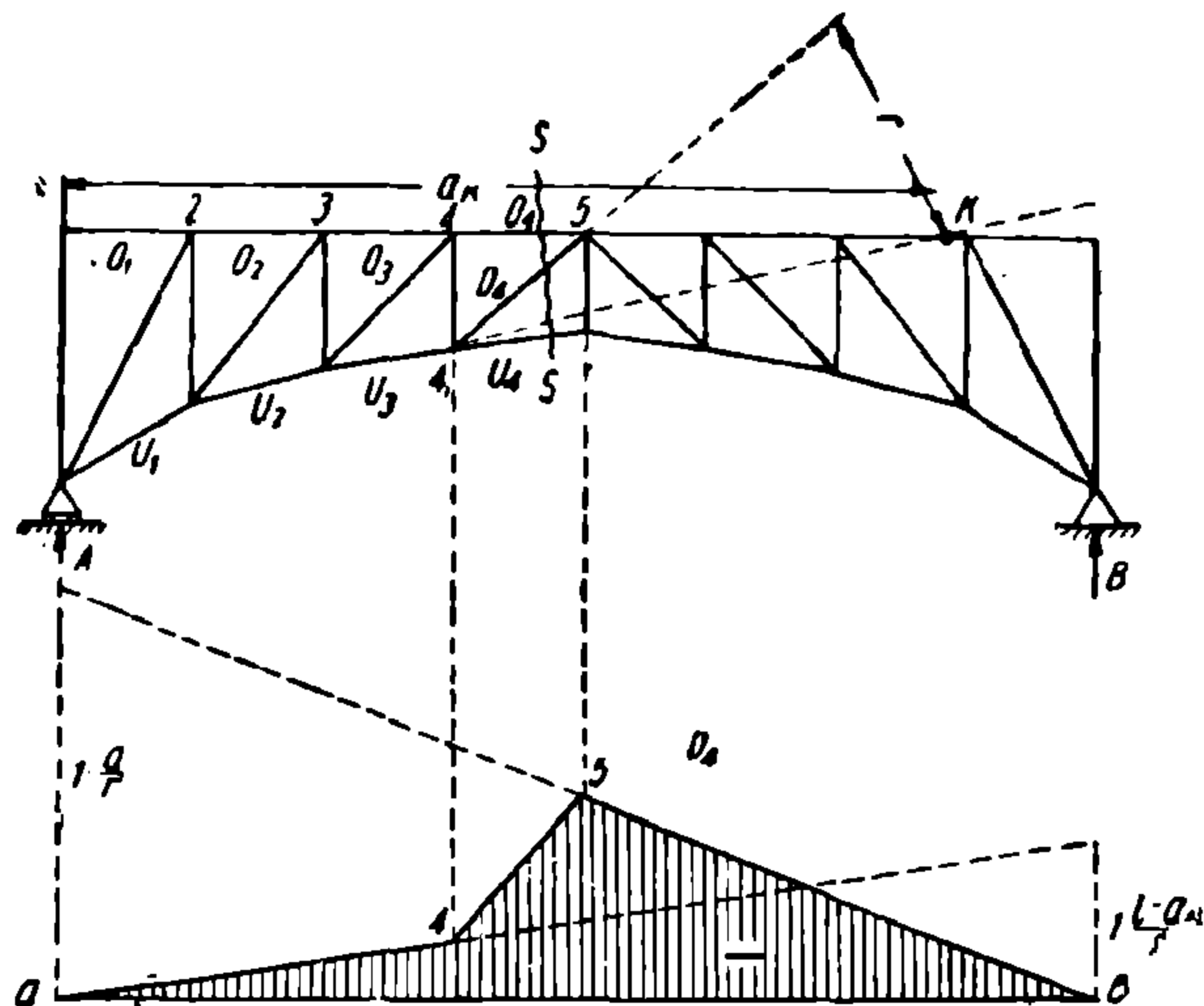
Проведем сечение  $x-x$ , перерезав им наш раскос  $D_1$  и два поясных стержня  $O_2$  и  $U_2$ .

Пока груз  $P = 1$  находится справа от сечения, рассматриваем равновесие левой части фермы, в коей всего одна внешняя сила  $A$  и усилие в перерезанном раскосе  $D_1$ —в верхнем обрубке.

Точкой моментов служит пересечение стержней  $O_2$  и  $U_2$ , т. е. точка  $A$ . Относительно этой точки опорное давление  $A$  даст момент, равный нулю, так как плечо момента равно 0.

А раз момент, внешних сил  $A$  равен нулю, значит, и момент внутренних сил равен нулю, т. е.  $D_1 = 0$ .

Выходит, что нагрузка справа от сечения, вернее справа от близлежащего правого узла, не вызывает никаких напряжений в стержне решетки, и инфлюэнтная линия на этом участке пред-



Фиг. 191.\*

ставляет собой прямую, слитую с абсциссой.

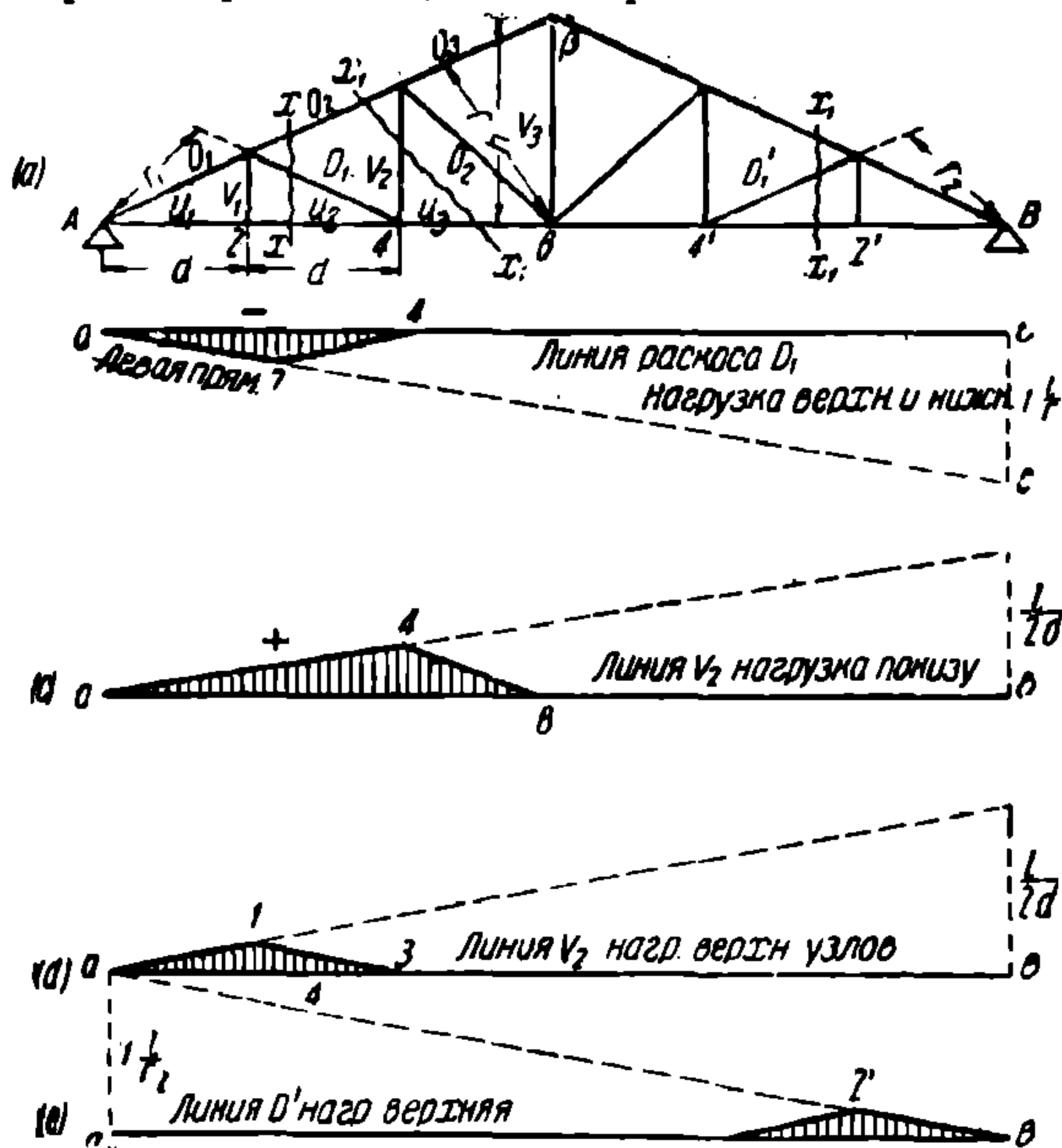
Когда груз  $P = 1$  находится слева от сечения, вернее слева от узла 2, то рассматриваем условие равновесия правой части, где действует одна внешняя сила  $B$ :

$$\sum M_A = -Bl - D_1 r = 0.$$

$$\text{Откуда } D_1 = \frac{Bl}{r}, \text{ т. е.}$$

направление силы к узлу;  $D_1$  сжат.

Из последнего равенства следует, что инфлюэнтной линией усилия  $D_1$  может служить инфлюэнтная линия опорной реакции  $B$  с умножением



Фиг. 192.

ординат на величину  $\frac{l}{r}$

\* На фиг. 191 левую ординату инфлюэнтной линии читать  $l \frac{a_x}{r}$  вместо  $l \frac{a}{r}$

Отложим под опорой  $B$  на абсциссе  $ab$  вертикаль  $bc \cong 1 \cdot \frac{l}{b}$ , соединив ее с точкой  $a$ , получаем левую прямую нашей инфлюэнтной линии. Применение ее кончается в точке 2 (в проекции узла 2). Дальше она сходит к нулю в точке 4 (в точке проекции узла 4). Инфлюэнтная линия получилась в виде  $\Delta a \cdot 2 \cdot 14$ .

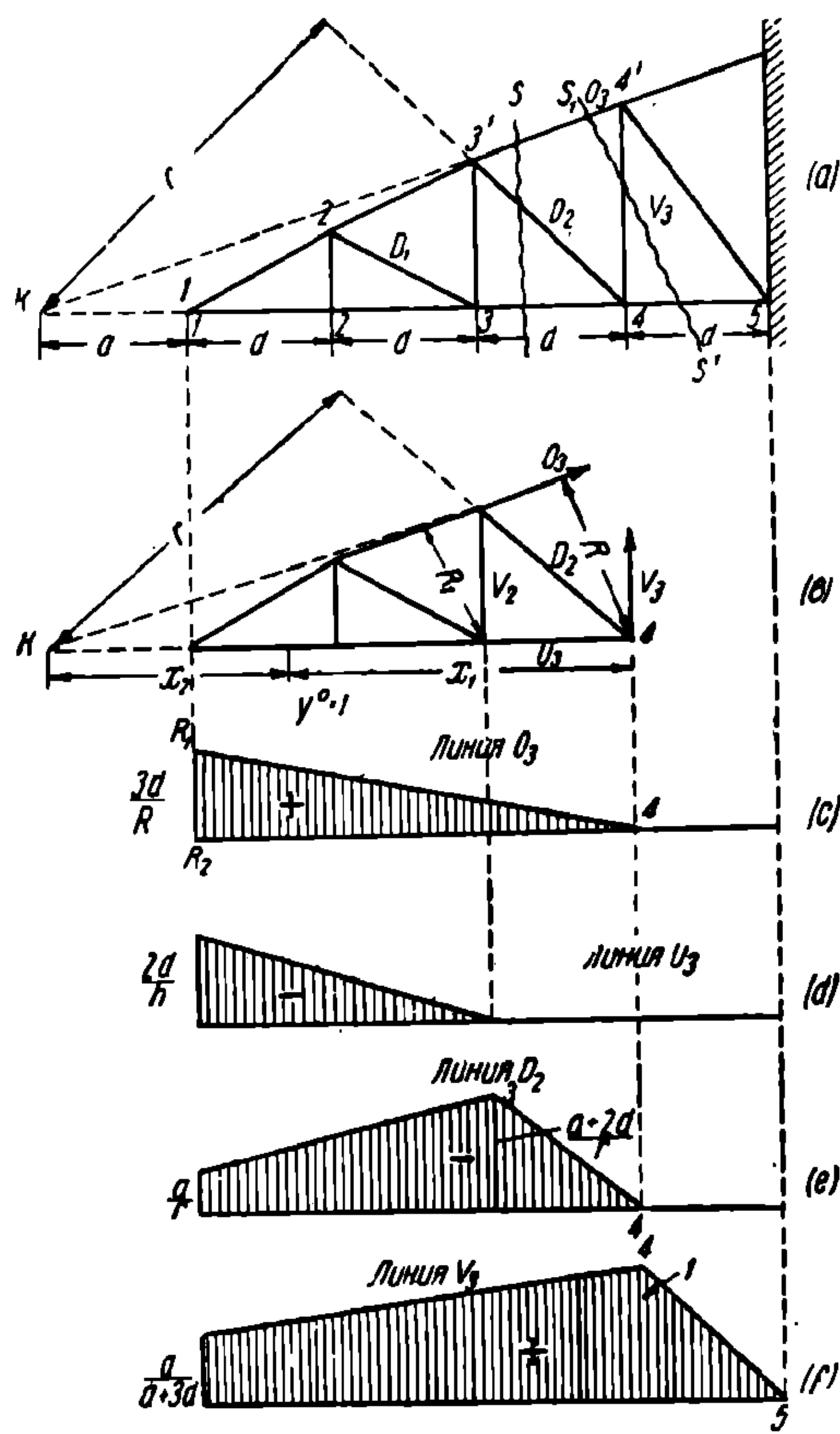
Знак ее отрицательный, потому что мы определили, что грузы слева от рассеченного стержня вызывают в раскосе  $D_1$  усилие сжатия.

Та же инфлюэнтная линия получится и при нагрузке в верхних узлах. Это происходит оттого, что по обе стороны разреза ближайšie верхние и нижние панели лежат на одной вертикали.

Инфлюэнтная линия для стойки  $V_2$  строится во всем одинаково, как для  $D_1$ .

Только тут сказывается значение, где приложена нагрузка: к верхним или нижним узлам.

При нагрузке, приложенной к верхним узлам, треугольник инфлюэнтной линии  $a \cdot 1 \cdot 3$  (фиг. 192  $d$ ) меньше, чем при нагрузке в нижних узлах ( $\Delta a \cdot 4 \cdot 6$ ) (фиг. 192  $c$ ). Это происходит оттого, что по обе стороны разреза  $x_1 x_1$  верхние узлы сдвинуты левее, чем правые. Вспомним, что, когда мы строили диаграмму Кремоны для треугольной стропильной фермы от действия ветра, выясилось, что элементы решетки не работают с той стороны, где ветра нет. Это вполне увязывается с полученными в этом параграфе инфлюэнтными линиями,



Фиг. 193.

показывающими отсутствие нагрузки в стержнях решетки левой половины фермы от нагрузки, справа от них находящейся.

Решетка правой половины фермы, очевидно, не будет работать от нагрузки слева от нее. На фиг. 192  $e$  построена инфлюэнтная линия раскоса  $D_1^1$  правой половины фермы.

### § 38. Инфлюэнтные линии стержней консольной фермы

На фиг. 193 приведена ферма-консоль.

Построим линию влияния усилия  $O_3$ .

Проводим разрез  $s-s$ . Рассматриваем условие равновесия левой

части фермы под действием передвигающегося по ферме груза  $P=1$ . Сама ферма принята условно невесомой.

Рассчитываем  $O_3$  по способу Риттера.

Точкой моментов служит противоположная точка 4—точка пересечения направлений усилий  $D_2$  и  $U_3$ .

Пока груз находится справа от сечения (вернее в узле 4), в левой части сил нет, а потому момент сил левой части относительно точки 4 равен нулю, или  $M_4=0$ .

Значит, и момент внутренних сил  $O_3$  равен нулю, или  $O_3 \cdot R=0$ , откуда  $O_3=0$ .

Инфлюэнтная линия на этом участке, или правая прямая, равна нулю.

Груз переходит влево от сечения. Обозначим расстояние от груза до точки моментов через  $x$ .

Условие равновесия сил, приложенных к левой части фермы:

$$\sum M_4 = -1 \cdot x + O_3 R = 0$$

(полагая  $O_3$  растянутым).

Откуда

$$O_3 = \frac{x}{R} \quad (I)$$

Направление  $O_3$  от узла, т. е. растянуто.

При  $x=0$

$$D_3 = 0$$

(подтверждается только что выведенное).

При  $x=3d$ , т. е. когда груз, равный единице, дойдет до крайнего узла 1:

$$O_3 = \frac{3d}{R}$$

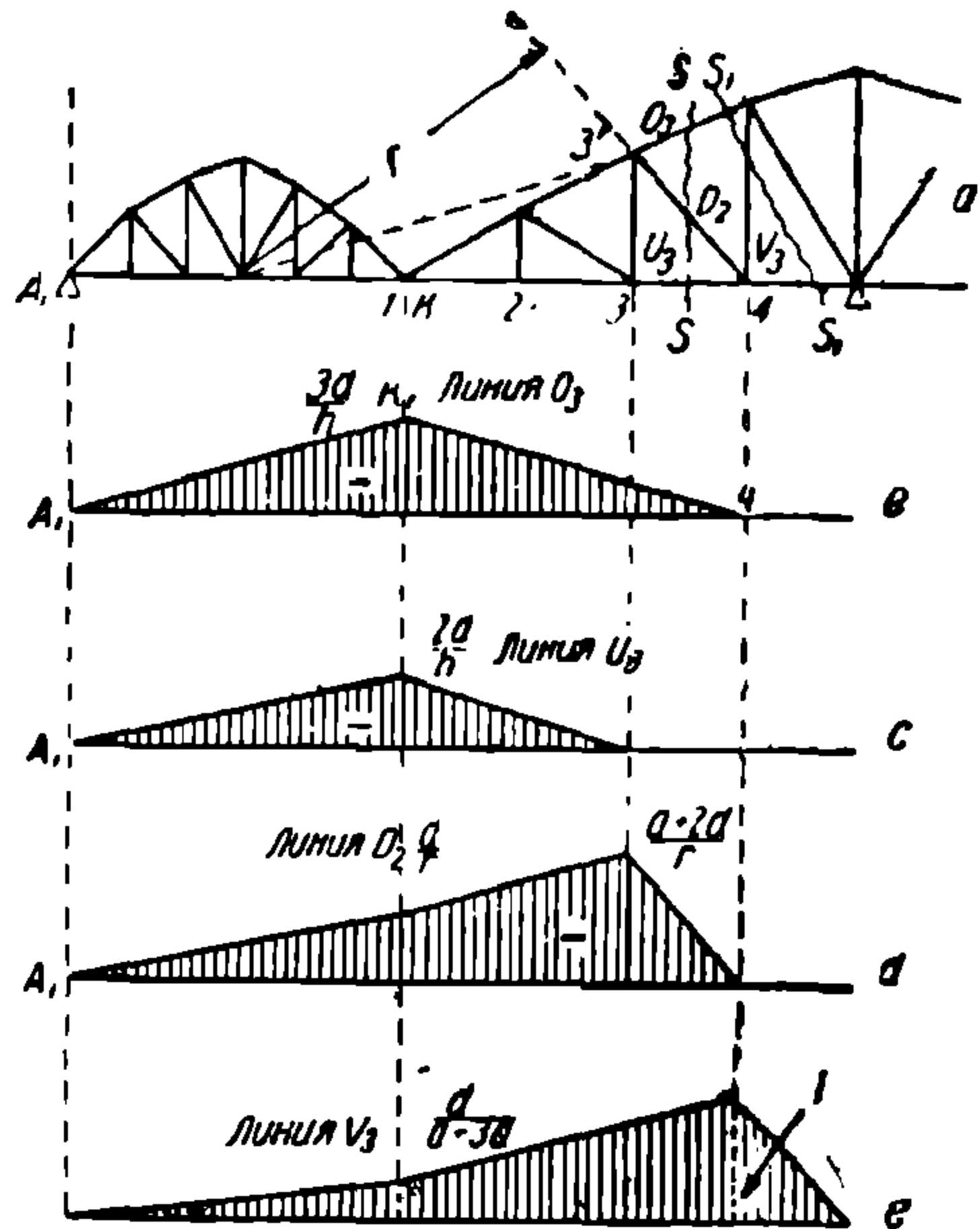
Откладываем на абсциссе под узлом 1 ординату  $\frac{3d}{R}$  (фиг. 193с)

и соединяем вершину ординаты с точкой проекции узла 4, на абсциссе прямой (так как из уравнения (I) следует, что усилие  $O_3$  изменяется по закону прямой). Получаем инфлюэнтную линию:  $R_1, R_2, 4$ .

Такая же ферма-консоль показана на фиг. 194, где к ферме шарниром  $k$  подвешена переходная балочная ферма.

Когда груз, равный единице, перейдет из консоли через шарнир  $k$  на переходную балочную ферму, величина давления в шарнире  $k$  будет падать по закону прямой, а потому по такому же закону будет падать и усилие  $O_3$ , которое будет равно нулю, когда груз, равный единице, будет на опоре  $A$ .

А потому инфлюэнтная линия примет вид  $\triangle A_1 K_1 4$  с наибольшей ординатой  $\frac{3d}{h}$ , где  $d$ —длина панели,  $h$ —плечо силы  $O_3$ .



Фиг. 194.

Аналогично строится инфлюэнтная линия усилия нижнего поясного стержня  $U_3$ , где точкой моментов служит верхний узел 3. Знак—сжатие.

На фиг. 193*d* построена инфлюэнтная линия усилия  $U_3$  в ферме консоли без переходной балочной фермы, а на фиг. 194*c* построена та же инфлюэнтная линия с переходной балочной фермой.

Построим инфлюэнтную линию усилия  $D_2$  в консольной ферме без переходной балочной фермы (фиг. 193*c*).

Оставляем тот же разрез  $s-s$  и рассматриваем условие равновесия левой части фермы. Точкой моментов служит точка  $k$  пересечения продолжения перерезанных стержней  $O_3$  и  $U_3$ .

Пока груз находится правее расчетной панели, в левой части фермы (невесомой) нет сил, а потому из условия  $\Sigma M_k = 0$  следует, что  $D_2 r = 0$  или  $D_2 = 0$ , т. е.  $D_2$  не напряжен от грузов, находящихся на узлах 4 и 5, и инфлюэнтная линия правой части фермы представляет прямую, слитую с осью абсцисс. Когда груз, равный единице, передвигается слева от сечения, имеем:

$$\Sigma M_k = 1 \cdot x_2 + D_2 r = 0$$

(предполагаем  $D_2$  растянутым) (фиг. 193*b*).

Откуда

$$D_2 = -\frac{x_2}{r}.$$

Направлен к узлу, сжат.

При  $x_2 = a$  (один предел положения груза, равного единице)

$$D_2 = -\frac{a}{r}.$$

При  $x_2 = a + 2d$  (другой предел положения груза, равного единице)

$$D_2 = -\frac{a + 2d}{r}.$$

Таким образом [левая прямая инфлюэнтной линии  $D_2$  представляет прямую, соединяющую вершины ординат  $\frac{a}{r}$  и  $\frac{a + 2d}{r}$

От узла 3 до узла 4 усилие падает до нуля.

Общий вид этой инфлюэнтной линии показан на фиг. 193*e*.

На фиг. 194*d* приведена инфлюэнтная линия усилия того же раскоса  $D_2$  в такой же ферме, но к которой подвешена балочная ферма. Построение такое же, как в безбалочной ферме, только на всем пролете балочной фермы линия сходит к нулю до опоры А. Усилие в шарнире падает от единицы до нуля по мере передвижения груза, равного единице, от шарнира К до опоры А, а следовательно, и усилие  $D_2$  тоже падает в такой же степени.

На фиг. 193*f* приведена инфлюэнтная линия усилия стойки  $V_3$ . Метод рассуждений при построении этой инфлюэнтной линии тот же, как и для  $D_2$ . Проводим сечение  $s_1-s_1$ . Точкой моментов будет К. Груз справа от сечения не вызывает напряжений в  $V_3$ .

При грузе, равном единице, слева от рассеченного стержня

$$\Sigma M_x = 1 \cdot x_2 - V_3 (a + 3d) \text{ (фиг. 193b),}$$

откуда

$$V_3 = \frac{x_2}{a + 3d} \text{ (растянут).}$$

При

$$x_2 = a; V_3 = \frac{a}{a + 3d}.$$

При

$x_2 = a + 3d$ , т. е. когда груз находится в узле 4,

$$V_3 = \frac{a + 3d}{a + 3d} = 1.$$

В остальном метод построения, как при усиллии  $V_3$ .

На фиг. 194e построена та же инфлюэнтная линия, когда к консольной ферме подвешена переходная балочная ферма.

В случае консольной фермы с параллельными поясами усилие стержней решетки вычисляется не способом Риттера, а способом проекции на вертикальную ось.

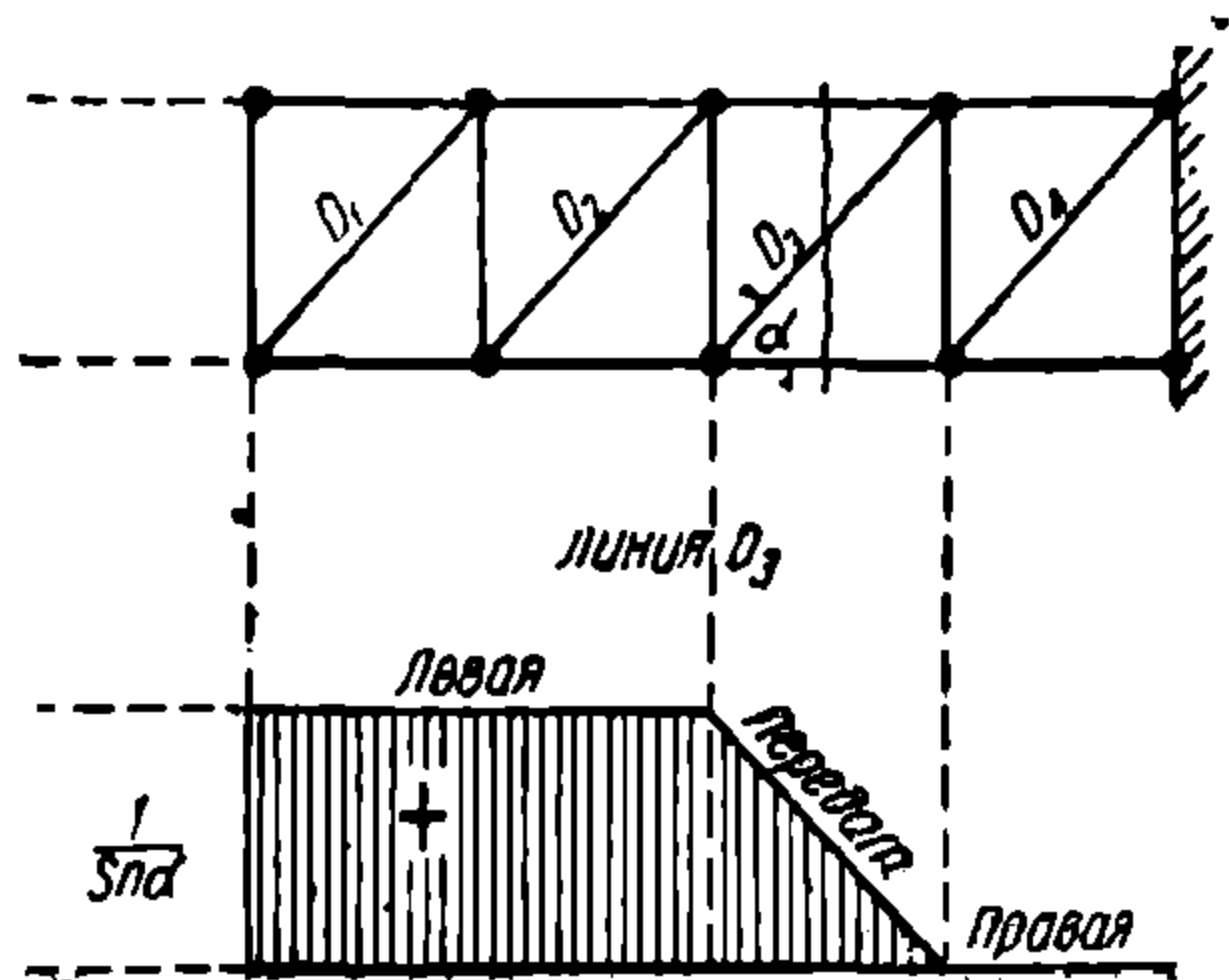
На фиг. 195 построена линия влияния  $D_3$  такой фермы. Когда груз, равный единице, находится справа от рассеченного стержня, усилие  $D_3 = 0$ , так как справа от сечения никаких сил нет. Когда груз, равный единице, находится слева от рассеченного стержня, тогда

$$\Sigma Y = -1 + D_3 \cdot \sin \alpha = 0.$$

Откуда

$$D_3 = \frac{1}{\sin \alpha}.$$

Где бы груз слева от рассеченного стержня ни находился, усилие не изменяется, поэтому левая прямая инфлюэнтная линия параллельна абсциссе.



Фиг. 195.

### § 39. Примеры для самостоятельных упражнений

В фермах, изображенных на фиг. 81, 88, 127, 128, 129 и 130, вычислить помощью инфлюэнтных линий усилия во всех стержнях ферм. Силы, приложенные к узлам, считать полезной нагрузкой (временной), и, где она не задана в численных значениях составить самому задание. Собственный вес ферм принять условно в 500 кг/м.

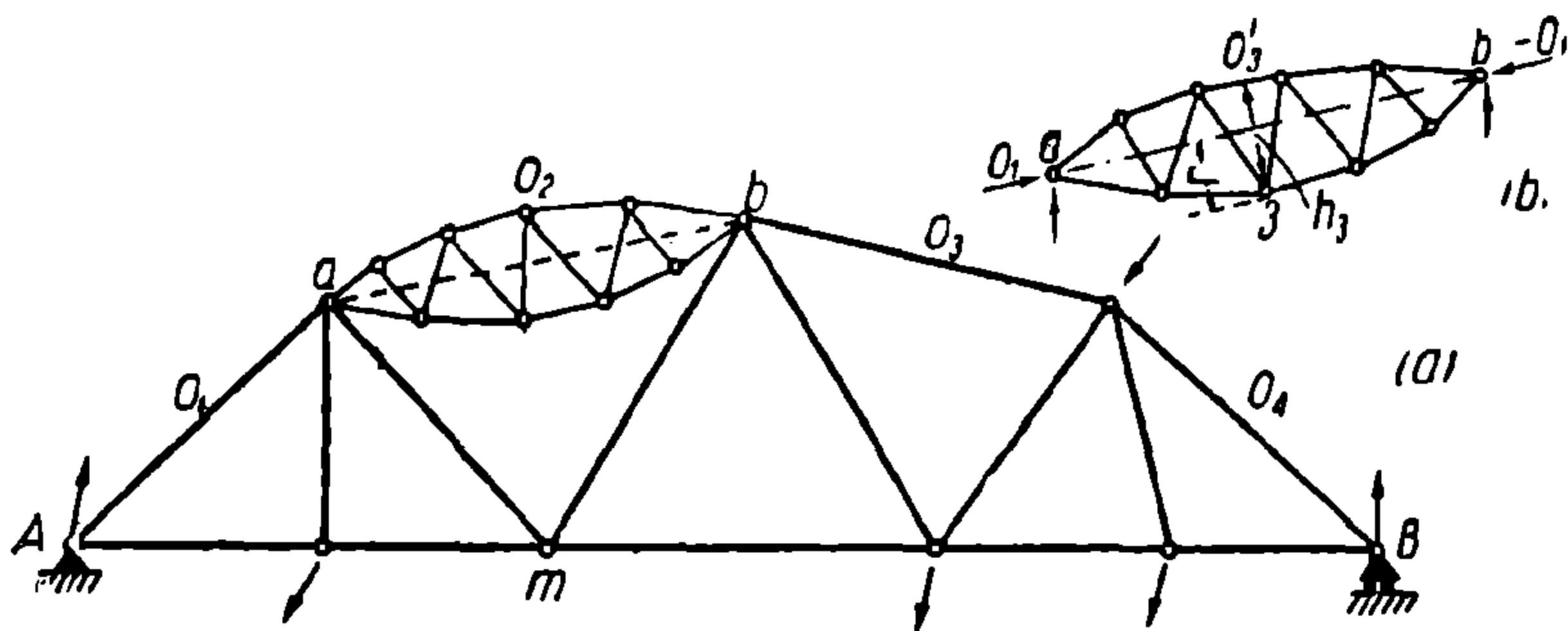
Для стержней инфлюэнтных линий, кои имеют разные знаки, временную нагрузку установить невыгодно и лишь при невыгодной установке вычислить усилия в этих стержнях.



## РАСЧЕТ СЛОЖНЫХ ФЕРМ

## § 40. Расчет сложных ферм

Вообразим себе статически определимую ферму (фиг. 196а), в которой один или несколько элементов заменены фермочками. Такие фермы носят название сложных ферм. Для расчета таких ферм мы вначале не должны вовсе обращать внимание на то, какова структура элементов. С точки зрения фермы  $AB$  в целом фермочка  $a'b'$  (фиг. 196б) представляет собою такой же элемент, как и любой стержневой его элемент. Все усложнения в конструкции того или иного элемента фермы скажутся на элементе самом, а не на ферме в целом.



Фиг. 196.\*

Итак, вначале для нас мысленно не существует фермочки  $a'b'$ , а есть только воображаемый стержневой элемент  $ab$  верхнего пояса. Рассчитаем установленными способами ферму  $AB$  и найдем усилие, действующее вдоль элемента  $ab$  через шарниры  $a$  и  $b$ , т. е. усилие  $O_2$ . После этого вынесем из фермы  $AB$  фермочку  $ab$ , приложив к шарнирам  $a$  и  $b$  подсчитанные усилия  $O_2$  (фиг. 196 б). Фермочку  $ab$  рассчитаем как самостоятельную ферму под действием сил  $O_2$  и  $O_2$ , и тогда определим усилие в элементах этой фермочки. Например, усилие в элементе  $O'_3$  нашей фермочки получится способом Риттера, если за центр моментов взять узел 3:

$$O'_3 = \frac{M_3}{h_3},$$

где  $M_3$  есть момент сил, действующих на изолированную фермочку  $ab$  относительно шарнира 3 и равен  $O_1 r$ , где  $h_3$  — расстояние от точки 3 до усилия  $O'_3$ .

Таким образом, если вместо стержневого элемента поставим фермочку, ничего нового не будет в расчете: на фермочку, как сказано, будем смотреть, как на стержень, продольное усилие которого определится из общей схемы фермы (где вместо фермочки взята ось  $ab$ ), а затем, вынося малую фермочку из фермы и приложив к

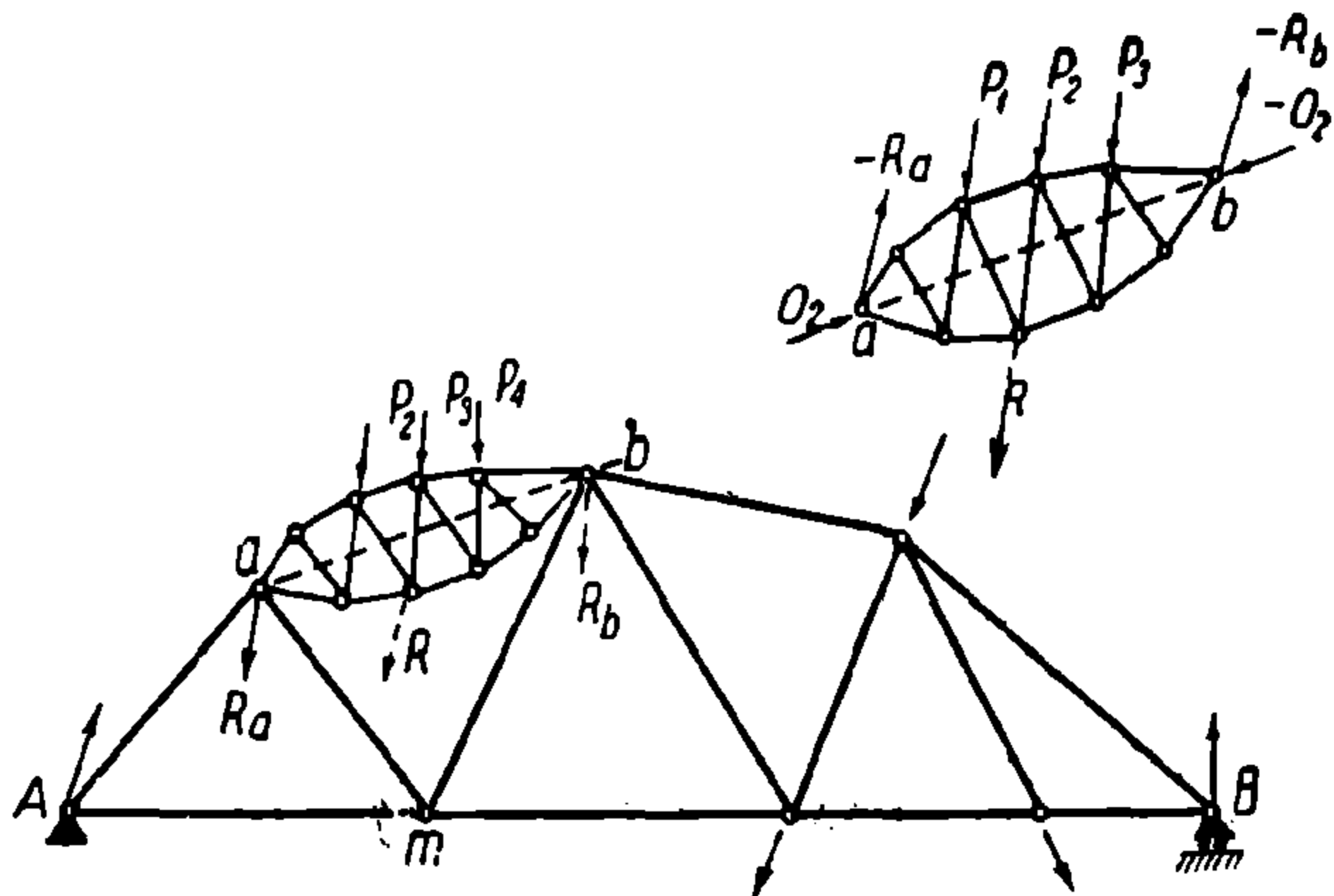
\* На фиг. 196 продольные силы следует считать  $O_2$ , а не  $O_1$ .

шарнирам подсчитанные продольные усилия, рассчитаем фермочку, как самостоятельную ферму, под действием внешних сил.

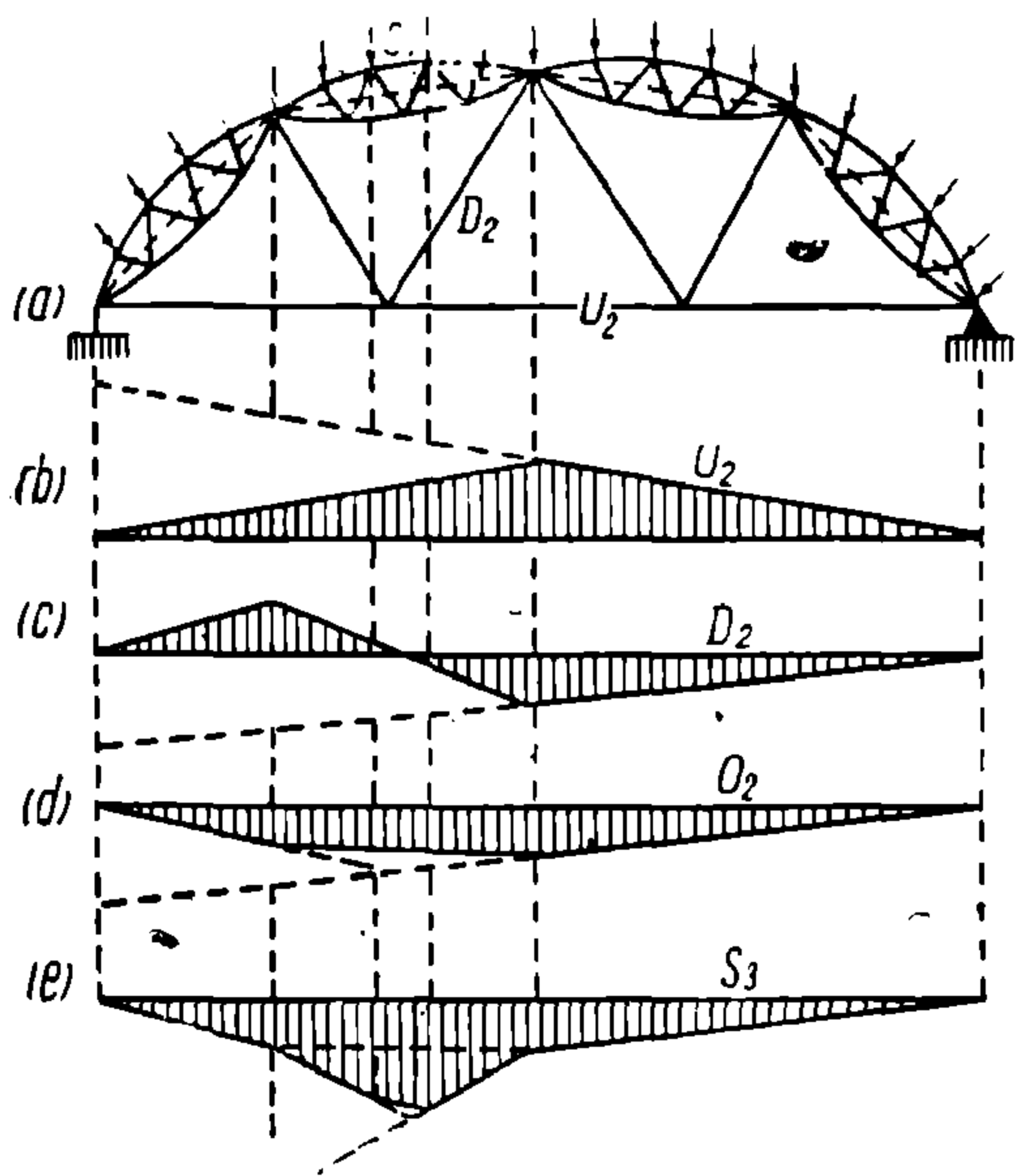
На фиг. 197 показана такая же сложная ферма, где помимо сил, приложенных в узлах фермы, имеется также нагрузка и в узлах фермочки.

И здесь ничего нового нет в расчете. Нагрузку фермочки (силы  $P_1$ ,  $P_2$  и  $P_3$ ) разложим на две составляющих опорных реакций  $R_a$  и  $R_b$ .

Тогда мы будем рассматривать ферму в целом по-прежнему: под действием только узловых сил (без нагрузки на фермочку), но с учетом  $R_a$  и  $R_b$  и условно вместо фермочки будем представлять себе стержневой элемент.



Фиг. 197.\*



Фиг. 198.

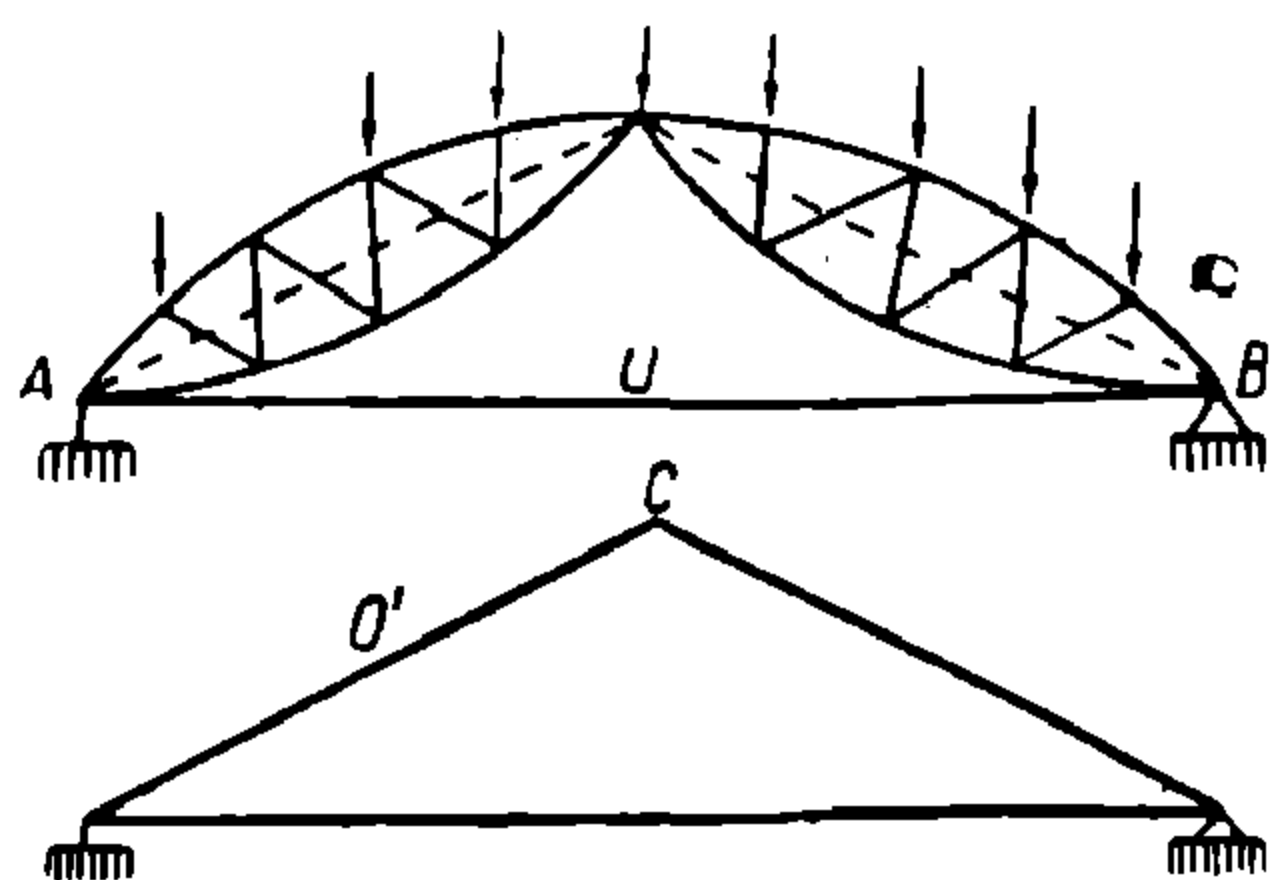
пояса являются сложными элементами, т. е. в виде фермочек. Для этой фермы построены линии влияния обычным порядком, как в ферме с простыми элементами для усилий  $U_2$ ,  $D_2$  и  $O_2$  (фиг. 198).

\* На фиг. 197 приложенные к узлам фермочки силы считать  $P_1$ ,  $P_2$  и  $P_3$ .

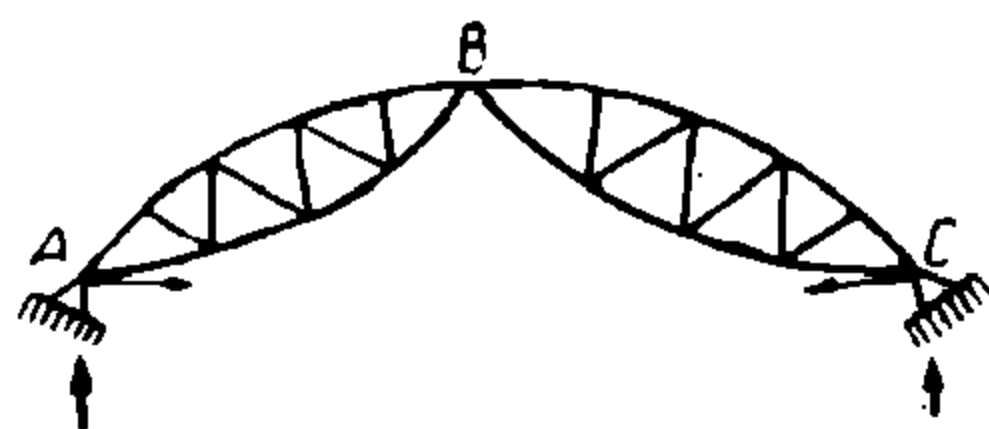
Рассчитаем ферму и найдем продольные усилия во всех элементах, в том числе и в элементе  $ab$  (усилие  $O_2$ ). Вынесем из общей фермы  $AB$  фермочку  $ab$  и будем рассматривать фермочку самостоятельно под действием сил  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$  (нагрузки на фермочку), реакции опор ( $R_a$  и  $R_b$ ) и продольных сил, — ранее определенные  $O_2$  и  $-O_2$ . Под действием этих сил рассчитаем фермочку графически или аналитически и найдем усилия во всех стержнях фермочки.

На фиг. 198 показана такая же, как на фиг. 196 и 197 ферма, но в ней все стержни верхнего

Для усилия в стержне сложного элемента ( $S_3$  из панели  $O_2$ ) построена инфлюэнтная линия, как суммарные усилия в этом элементе от действия на него сжимающих сил  $O_2$  и усилия в этом стержне в предположении самостоятельной маленькой фермочки, как на фиг. 196 и 197.



Фиг. 199.



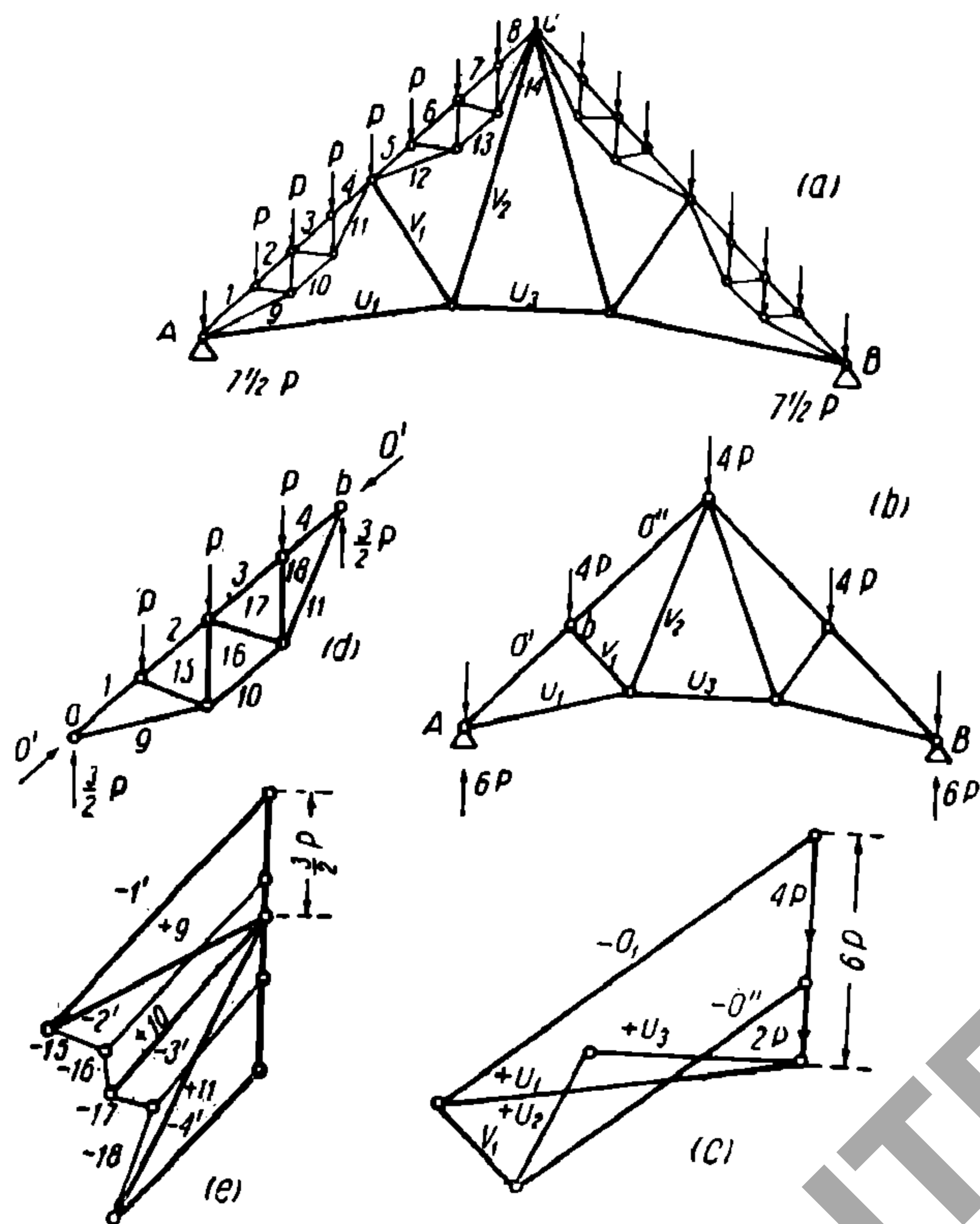
Фиг. 200.

На фиг. 199 показан пример стропильной фермы со сложными элементами верхнего пояса.

Простой нижний пояс этой фермы, называемый затяжкой, воспринимает горизонтальный распор фермы.

Без этого элемента ферма будет иметь вид, изображенный на

фиг. 200. Эта будет ферма с горизонтальными составляющими опорных реакций—ферма арочного типа на трех шарнирах  $A$ ,  $B$  и  $C$ . Об этих фермах речь будет особо.



Фиг. 201.

На фиг. 201a представлена простая ферма Полонсо, в которой элементы верхнего пояса заменены фермочками.

Изложенный способ расчета применим и здесь. Заменяем сложные элементы простыми—получится обыкновенная ферма Полонсо (фиг. 201b), которая рассчитана диаграммой Кремонны на фиг. 201c. Затем выделим фермочку  $ab$ , приложив

к ней, помимо действующей на нее нагрузки и реакций опор от нее, также и вычисленные продольные усилия  $O'$  (фиг. 201d).

Эта фермочка, под действием приложенных к ней внешних сил и реакций в опорах, т. е. в узлах *a* и *b*, рассчитана в свою очередь способом диаграммы Кремоны (фиг. 201 *e*).

Сумма усилий обеих диаграмм для соответствующего элемента и дает действительную величину усилия в этом элементе.

Если ферма не очень сложна, можно построить общую диаграмму усилий, не вынося фермочки из фермы.

Шпренгели и другие виды составных элементов во всем схожи со сложными фермами, и методы расчета их тоже аналогичны, но об этом сказано в § 42.

## Глава VI

### СВОЙСТВА ОСНОВНЫХ СТАТИЧЕСКИ ОПРЕДЕЛИМЫХ СИСТЕМ БАЛОЧНЫХ ФЕРМ

#### § 41. О системах решетки ферм с параллельными поясами

Простая раскосная и треугольная системы решетки

В простой раскосной системе решетки раскосы, как сказано выше, бывают нисходящими (фиг. 35) и восходящими (фиг. 36). В первой

(нисходящей системе)

симметричная на фер-

ме нагрузка вызывает

в раскосе растягиваю-

щие усилия, а в стой-

ках — усилия сжатия.

В системе с восходя-

щими раскосами, на-

оборот, раскосы рабо-

тают на сжатие, а стой-

ки—на растяжение.

Сжатый стержень, как

известно, подвергается

продольному выпучи-

ванию (изгибу), умень-

шающему сопротивле-

ние стержня сжатию, и

чем длиннее стержень,

тем меньше его сопро-

тивление сжатию по

причине продольного

выпучивания и тем большее

поэтому требуется сечение

стержня.

Нисходящая система

решетки, при коей сжатый

стержень (стойка)

короче растянутого, более

рациональна, чем восходящая

система, при коей сжатый

стержень длиннее растянутого.

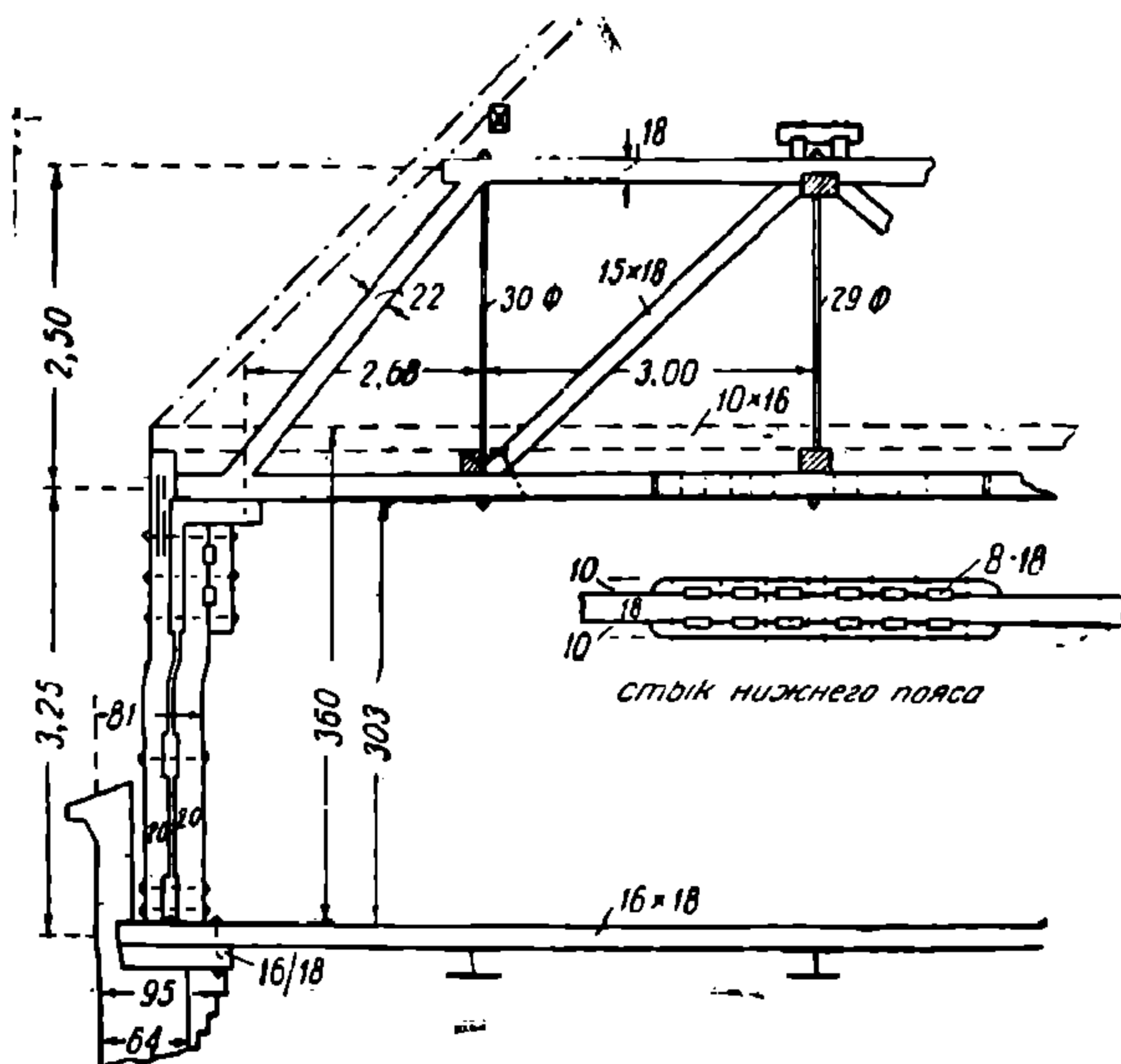
Металлические

фермы по этой причине

делаются с нисходящими

раскосами.

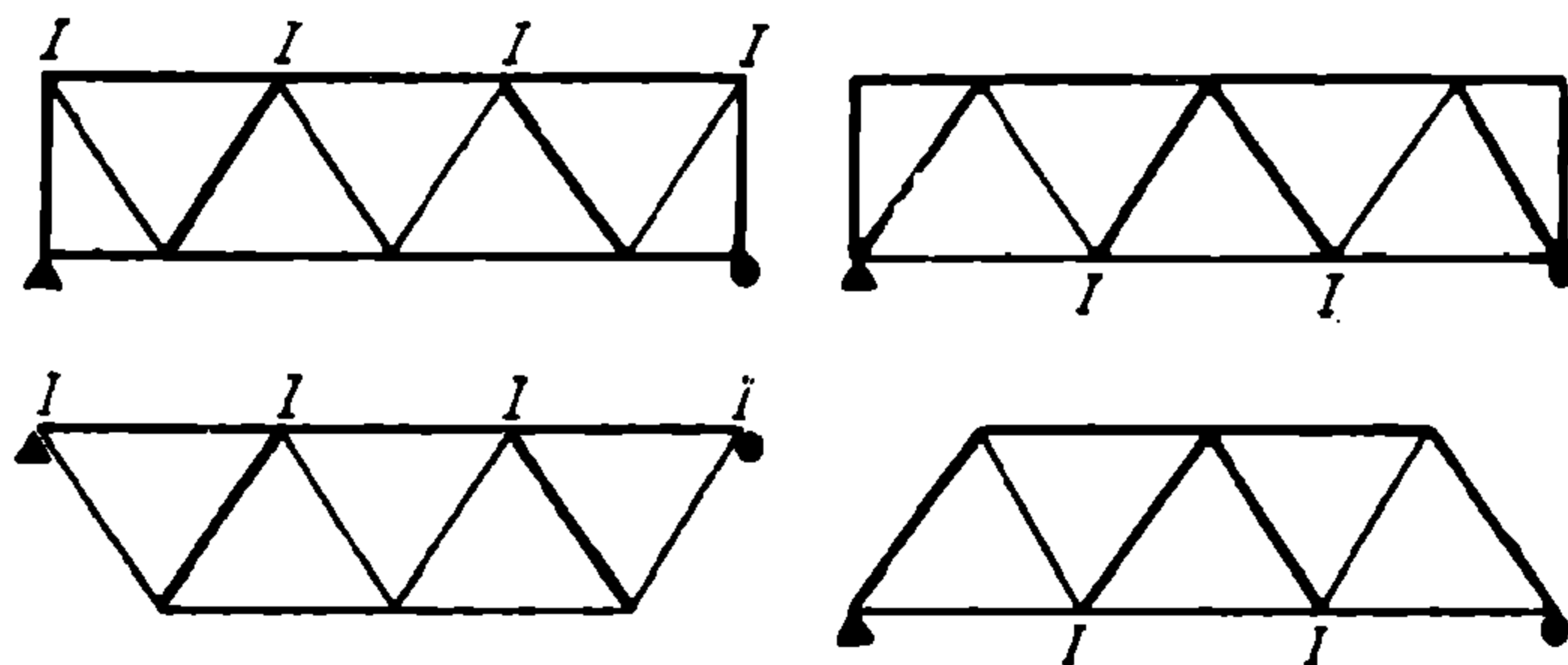
Деревянные же фермы чаще всего, наоборот, имеют восходящие сжатые раскосы и вытянутые стойки, как, например, в весьма распространенной ферме Гау (фиг. 202). Это объясняется тем, что раскосы делаются деревян-



Фиг. 202.

ными и они прикрепляются к поясу простыми врубками (зубом), позволяющими передать усилия сжатия. Стойки (натянутые) делаются из металлических тяжей.

Стойки раскосной системы и стойки и подвески треугольной решетки удобны для прикрепления поперечных балок, для сборки и монтажа фермы, каковых удобств нет в треугольной системе решетки без стоек.



Фиг. 203.

В простой треугольной системе решетки при симметричном нагружении фермы нисходящие раскосы растянуты, а восходящие раскосы сжаты аналогично с раскосами простой раскосной системы. На фиг. 203 сжатые раскосы отмечены жирными линиями, а растянутые—тонкими.

## § 42. Обратные раскосы

В фермах простой раскосной системы при наличии подвижной нагрузки часто ставятся обратные раскосы. Например, в мостовой ферме Гау обратные раскосы ставятся на всех панелях (фиг. 204). В металлических мостовых фермах, если ставятся обратные раскосы, то только в нескольких средних панелях.

Для уяснения себе роли обратных раскосов вспомним вид инфлюэнтных линий решетки ферм. Они представляют собою два треугольника разных знаков и величин. Чем ближе панель фермы к середине ее, тем меньше разница между двумя треугольниками одной и той же панели.

Возьмем для исследования одну какую-либо инфлюэнтную линию, например, на фиг. 178 в, где площадь положительного треугольника инфлюэнтной линии обозначена через  $+\omega_1$ , а отрицательного треугольника обозначена через  $-\omega_2$ , причем  $\omega_1 > \omega_2$ . Собственный вес фермы обозначим через  $g_1$  кг/м, а полезную временную нагрузку, в виде эквивалентной равномерной нагрузки, обозначим через  $g_2$  кг/п.м.

От собственного веса усилие  $D_3$  постоянно и равно  $g_1(\omega_1 - \omega_2)$ . Временная нагрузка будет заполнять только положительную площадь инфлюэнтной линии, ибо только тогда усилие  $D_3$  будет максимальным

$$D_{3 \max} = g_1(\omega_1 - \omega_2) + g_2\omega \quad (1)$$

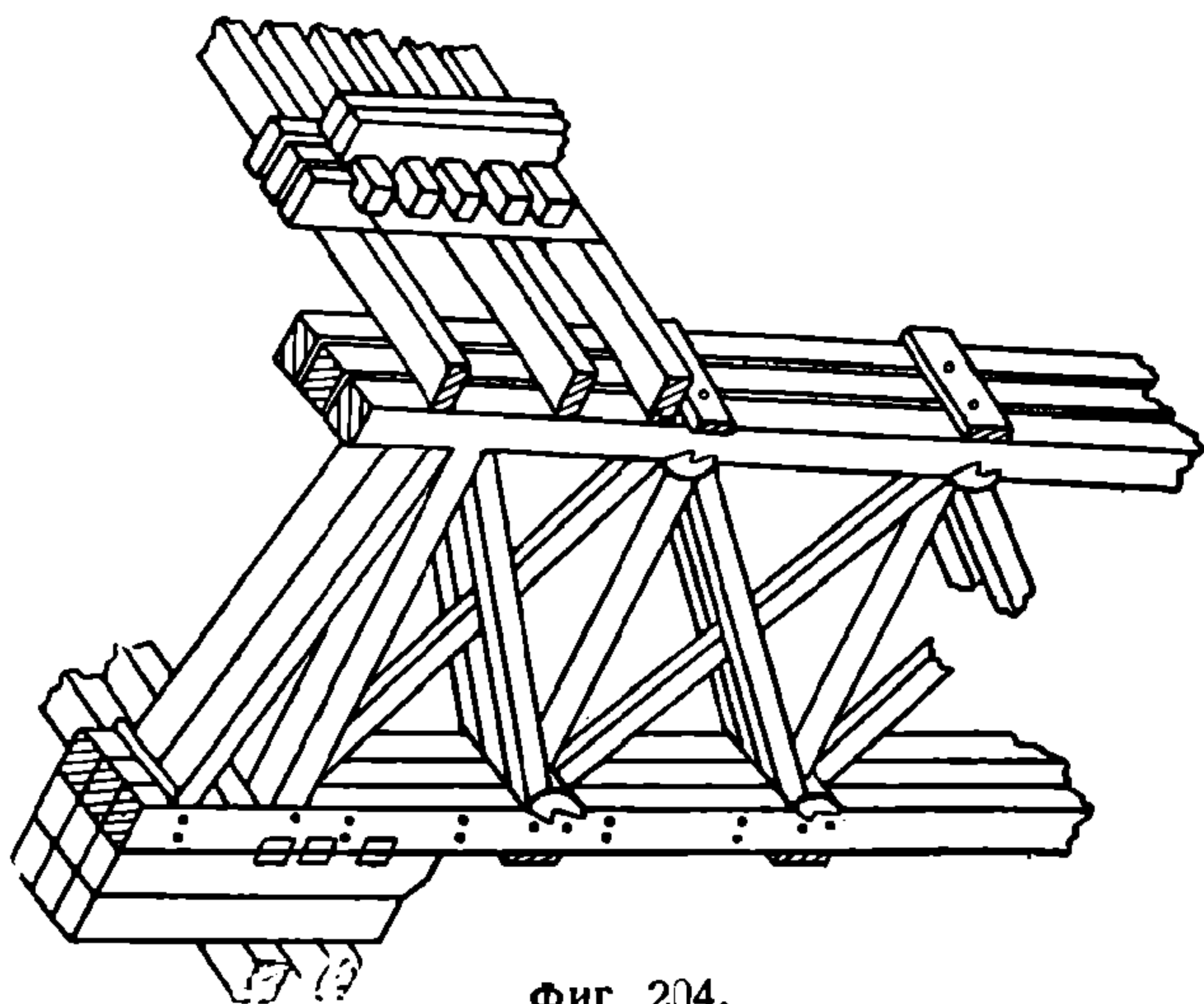
по каковому усилию и подбираем сечение  $D_3$ . При нагружении вре-

менной нагрузкой только отрицательной инфлюэнтной линии получится усилие

$$D_{3 \min} = g_1(\omega_1 - \omega_2) - g_2\omega_2 \quad (II)$$

Если значение (II) больше нуля, то усилие  $D_{3 \min}$  положительно, как и при значении  $D_{3 \max}$ . Если же значение (II) меньше нуля, что возможно при  $g_2\omega_2 > g_1(\omega_1 - \omega_2)$ , то усилие  $D_3 < 0$  имеет другой знак, чем  $D_{3 \max}$ , т. е. сжат. В этом случае возможно

или рассчитывать  $D_3$  как элемент, работающий на переменную нагрузку, т. е. как сжато-вытянутый элемент, или же ставить обратный раскос для восприятия усилия сжатия. Те же рассуждения справедливы, если временная нагрузка представляет собой систему подвижных сосредоточенных грузов, как, например, состав поезда, который может въехать на ферму или с правой стороны, или с левой, заняв или



Фиг. 204.

площадь  $+\omega_1$  или  $-\omega_2$  (фиг. 178b). Сжато-вытянутые элементы решетки возможны лишь на панелях, близких к середине фермы, где разница  $+\omega_1$  и  $-\omega_2$  уменьшается, и поэтому, если расчетом подтверждается возможность работы какого-либо стержня решетки с переменным знаком, ставят иногда обратный раскос. В деревянных мостовых фермах Гау обратные раскосы, нужные по расчету только в средних панелях, ставятся обычно во всех панелях для придания ферме жесткости ввиду того, что она подвергается сотрясениям от подвижной нагрузки (фиг. 204).

В фермах Гау для покрытия зданий временная вертикальная нагрузка (снег) закрывает сразу всю площадь инфлюэнтной линии и стержень решетки не имеет обратных знаков усилий.

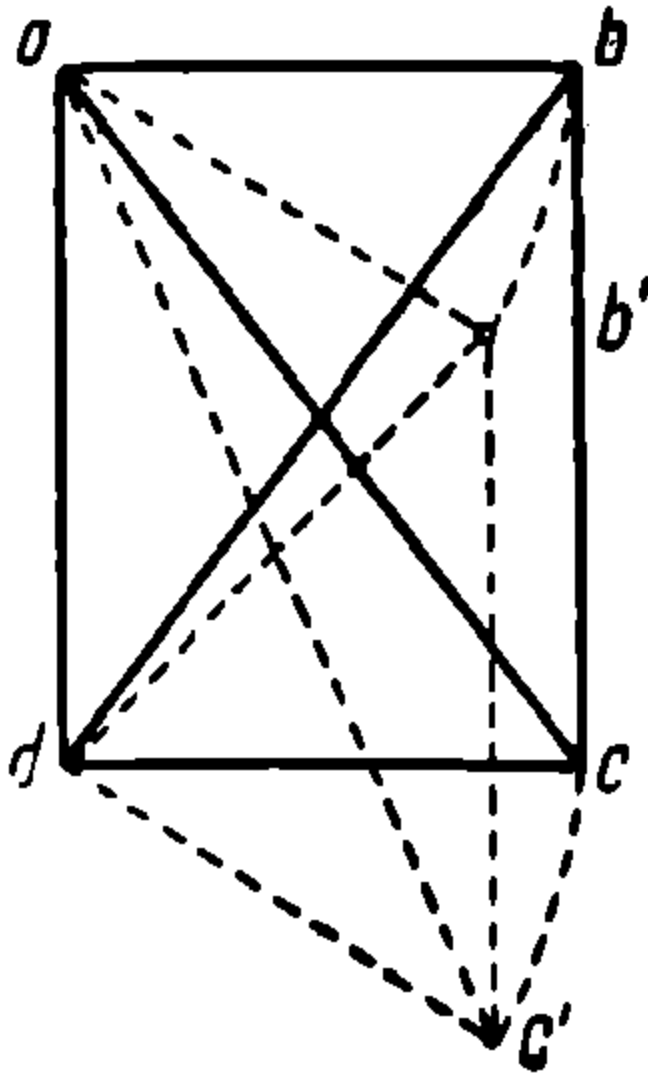
Надо заметить однако, что обратные раскосы в металлических фермах имеют серьезные недостатки, вытекающие из того, что наше предположение, что обратный раскос не работает, когда натянут основной раскос или, как его называют, главный раскос и, наоборот, что когда главный раскос должен быть сжатым, он не работает, а уступает работу обратному раскосу, который тогда только начинает работать на растяжение,—это предположение является весьма условным.

В действительности же оба раскоса работают одновременно, что сказывается в выпучивании обратного раскоса (при натяжении главного раскоса), а в особенности, если обратный раскос недостаточно жесток. Фактически мы имеем явление статической неопре-

деленности системы, когда один раскос, вытягиваясь и превращая часть фермы из прямоугольника в параллелограм, влечет за собой неизбежное уменьшение длины другой диагонали (раскоса), как показано на фиг. 205. Ввиду этого в современных рациональных металлических фермах раскосной статически определимой системы отсутствуют обратные раскосы, а главные раскосы работают как сжато-вытянутые.

В балочной ферме, лежащей на двух опорах, стержни верхнего пояса всегда работают на сжатие, а стержни нижнего пояса всегда работают на растяжение.

В консольных фермах, наоборот, стержни верхнего пояса растянуты, а нижнего сжаты.



Фиг. 205.

Усилия пояса выражаются формулой  $\frac{M}{h}$ , где

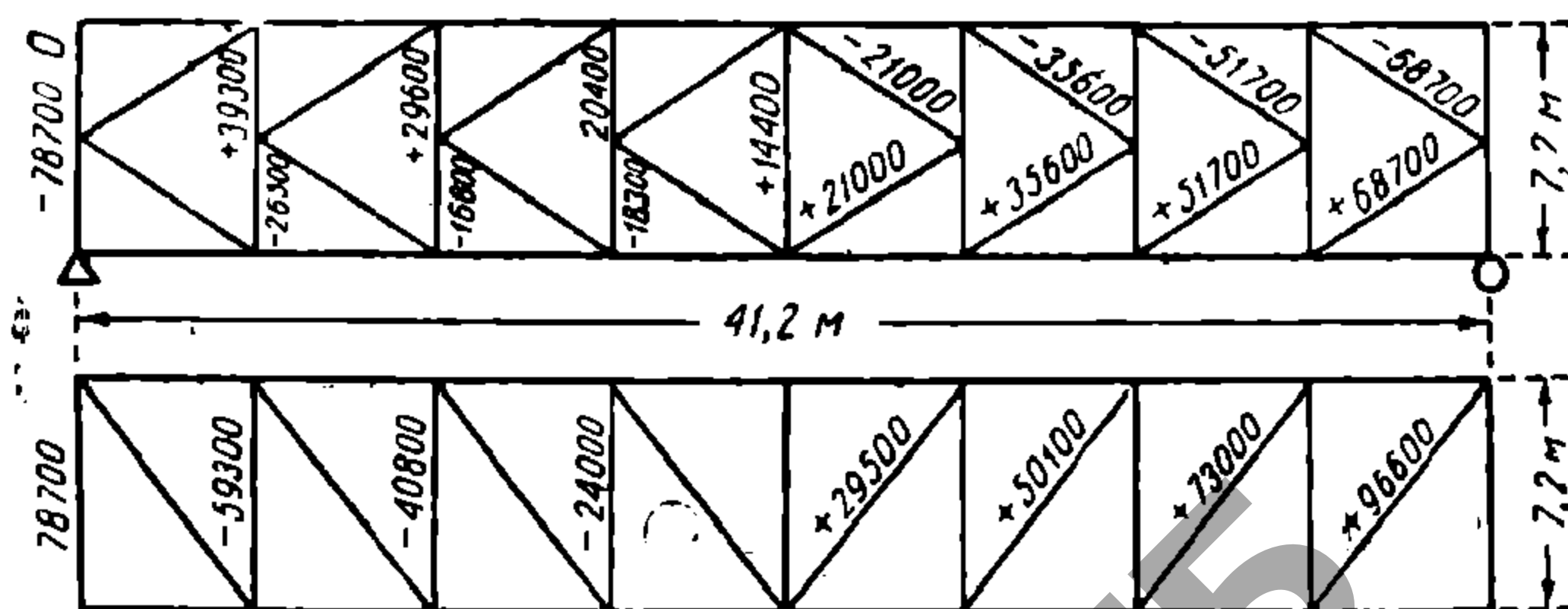
$M$ —момент изгибающих сил при равномерной нагрузке изменяется по закону параболы. В большинстве ферм  $M$  увеличивается к середине пролета быстрее  $h$ , а потому усилия в поясе в большинстве ферм возрастают от опор к середине.

Инфлюэнтная линия усилия пояса имеет вид одного треугольника с основанием во всю длину фермы и с вершиной под точкой моментов и поэтому усилие достигает максимума при загрузке всего пролета фермы.

При системе сосредоточенных грузов  $M_{max}$  будет, если наибольшие грузы будут сконцентрированы там, где наибольшие ординаты треугольника инфлюэнтной линии, т. е. ближе к точке моментов.

### § 43. Полураскосная и составная система решетки

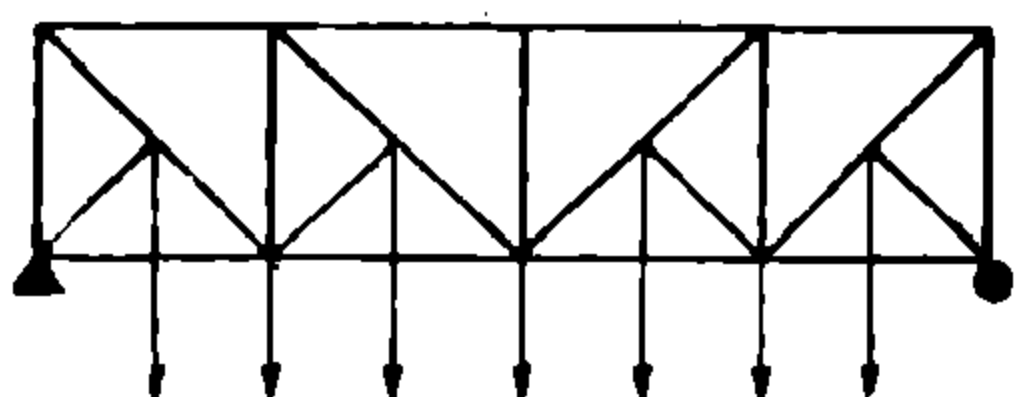
Полураскосная ферма (фиг. 109) не имеет большого распространения по конструктивным причинам, так как она имеет большое число узлов, усложняющих конструкцию и производство работ.



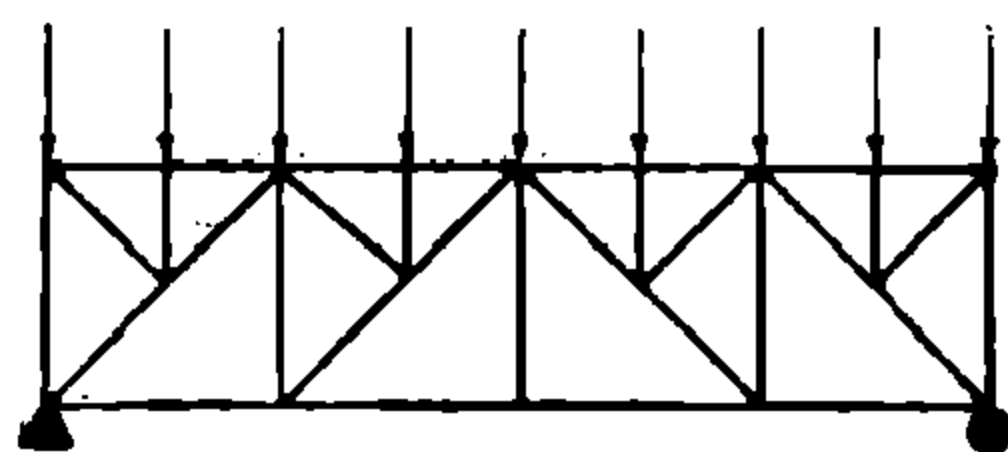
Фиг. 206.

Применяется чаще всего она для устройства продольных связей между фермами—при большом между последними расстоянии, что оправдывается некоторыми положительными свойствами этой системы, каковыми являются: 1) сжатые стержни

решетки ввиду меньшей их длины (почти в два раза меньше, чем в простой раскосной системе) лучше сопротивляются силе сжатия; 2) при значительной высоте ферм можно в ней устроить небольшие панели, при сохранении наиболее рационального угла раскоса:  $40^\circ-50^\circ$ , что было бы невозможно при простой раскосной и треугольной системах; 3) усилия в стержнях решетки меньше, чем при

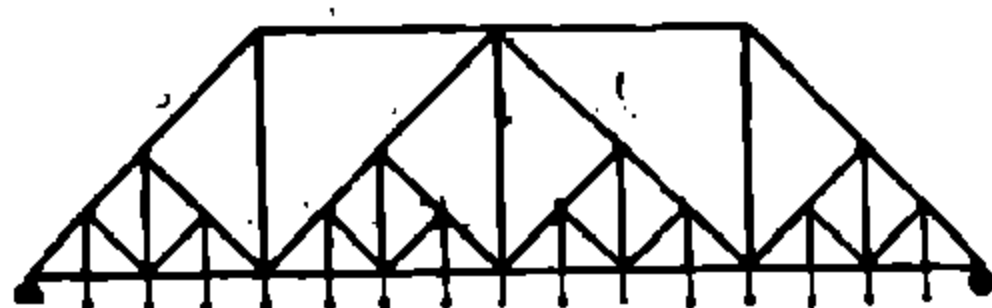


Фиг. 207.

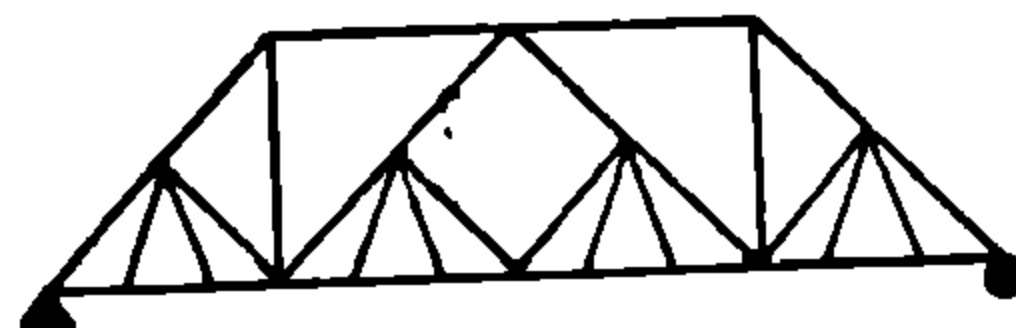


Фиг. 208.

треугольной и простой раскосной системах. На фиг. 206 показаны приведенные проф. Патеном сравнения усилий в элементах решетки двух одинаковых по длине и высоте ферм с параллельными поясами при одинаковой нагрузке, одна ферма простой раскосной системы решетки, а другая полураскосной.

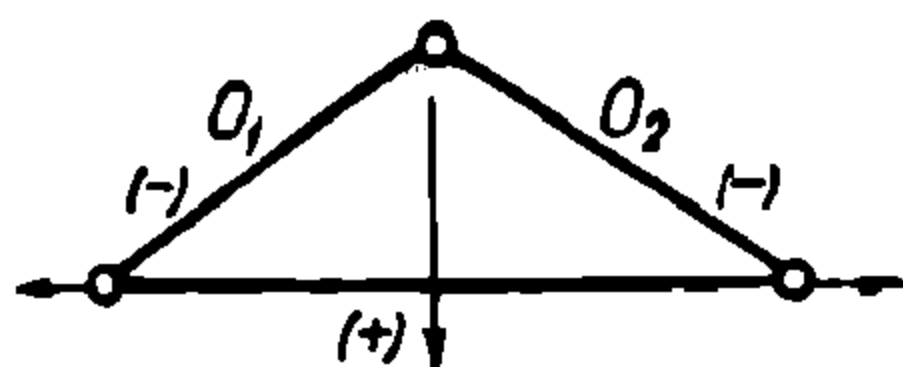


Фиг. 209.

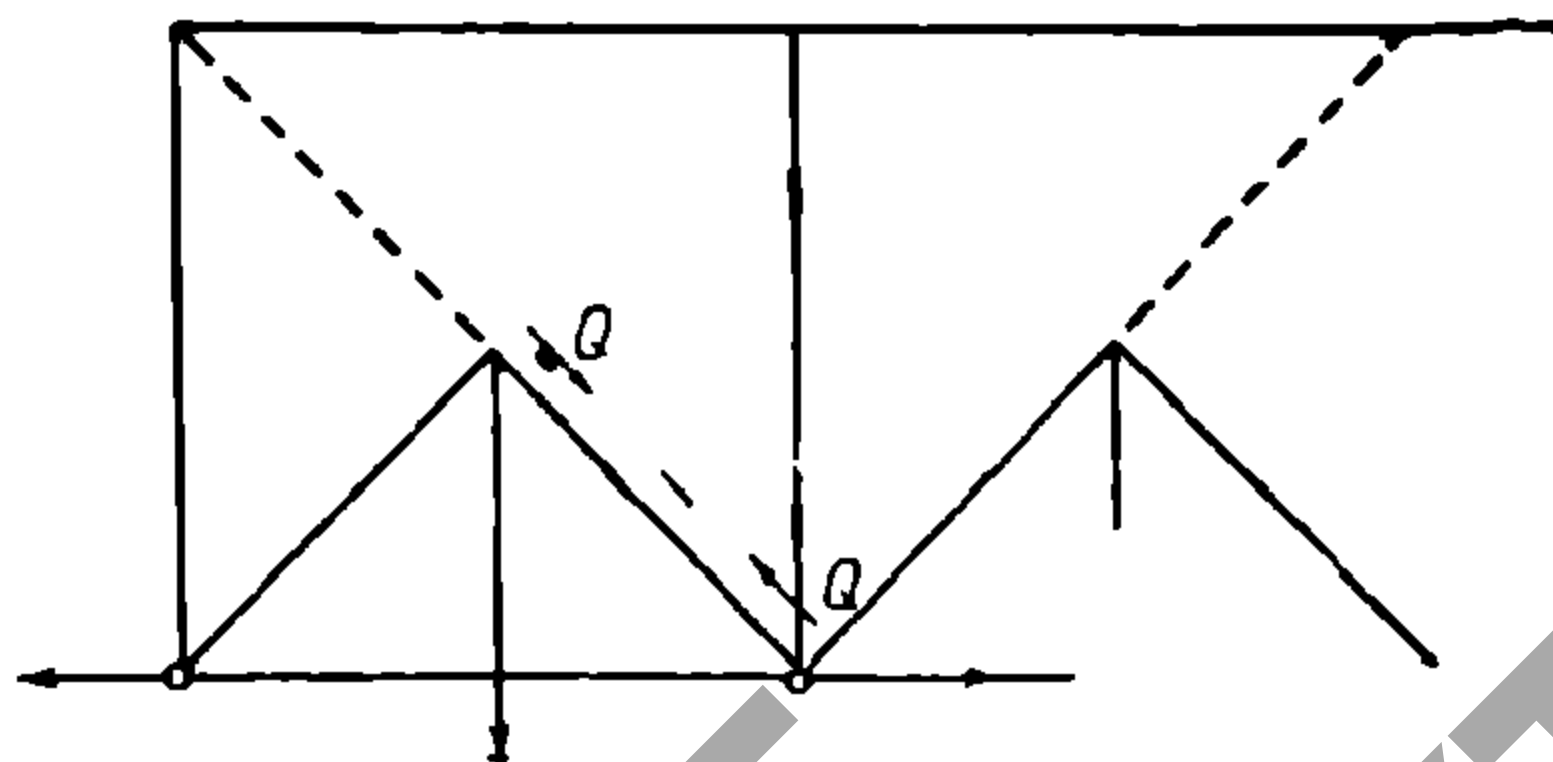


Фиг. 210.

Составные раскосные системы применяются при большой высоте ферм и при необходимости уменьшить длину панели. Наиболее распространенный способ—это деление панели на две, три или четыре части посредством шпренгелей. На фиг. 207 показана такая система с расположенным внизу шпренгелем, делящим нижнюю панель на две части. На фиг. 208 шпренгель делит верхнюю панель



Фиг. 211.



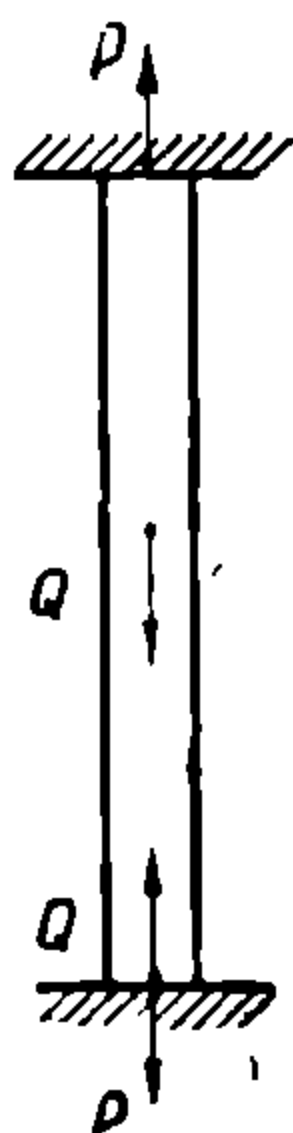
Фиг. 212.

на две части. На фиг. 209 шпренгель делит нижнюю панель на четыре части. На фиг. 210 шпренгель делит нижнюю панель на три части.

Для расчета таких ферм выделяем мысленно шпренгель из всей системы и рассчитываем шпренгель как самостоятельную треугольную ферму, а ферму без шпренгелей отдельно рассчитываем, как ферму простой раскосной системы, стержни которых участвуют



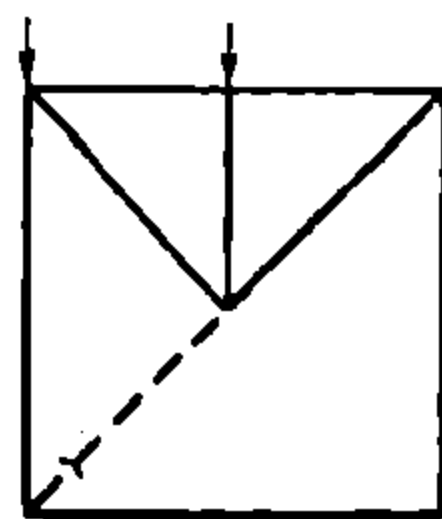
в обеих фермах и имеют усилия суммарные от обеих ферм. Например в ферме, показанной на фиг. 207 шпренгель, будучи вынесен, имеет вид, показанный на фиг. 211 и 212. В ней два полураскоса сжаты, а нижняя панель растянута. Правый полураскос составляет



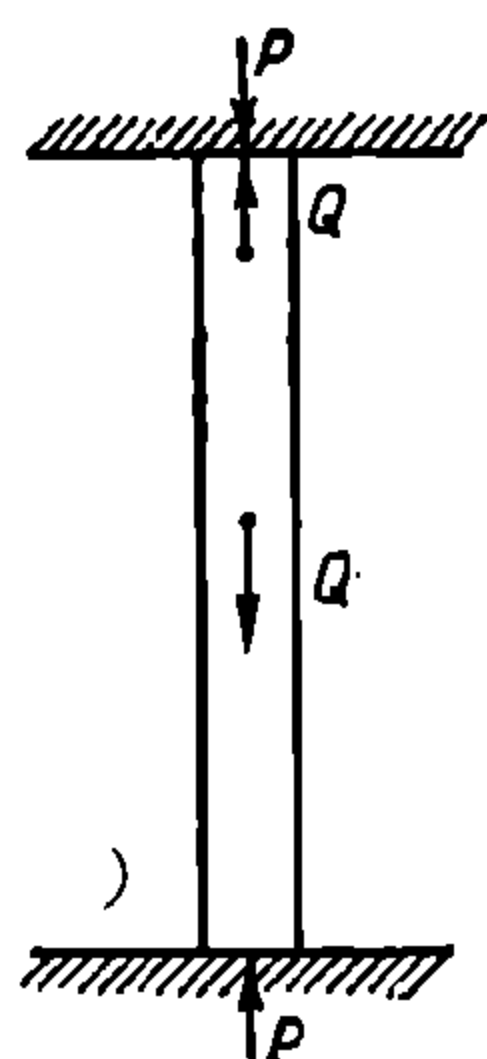
Фиг. 213.

часть раскоса фермы, где раскос растянут. Общая величина усилия этого раскоса рассчитывается по схеме сил, показанных на фиг. 213, где  $P$  — растягивающее усилие в раскосе, как в элементе фермы, простой раскосной системы, а  $Q$  — усилие сжатия, как в шпренгелевой ферме.

Нижняя панель дважды растянута: как элемент всей фермы без шпренгеля и как нижний пояс шпренгеля. На усилия



Фиг. 214.

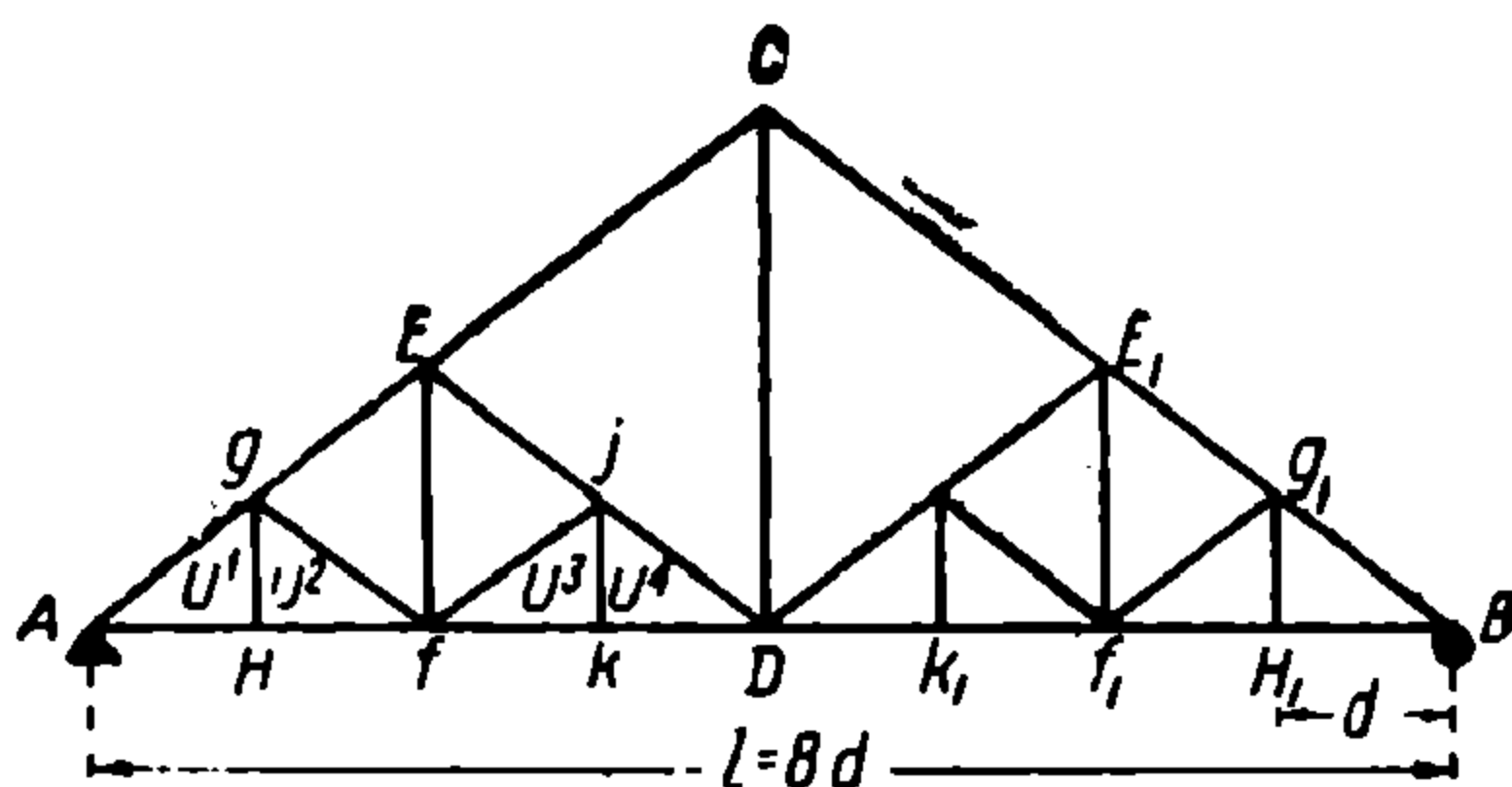


Фиг. 215.

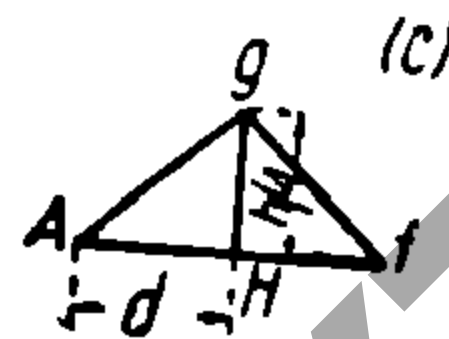
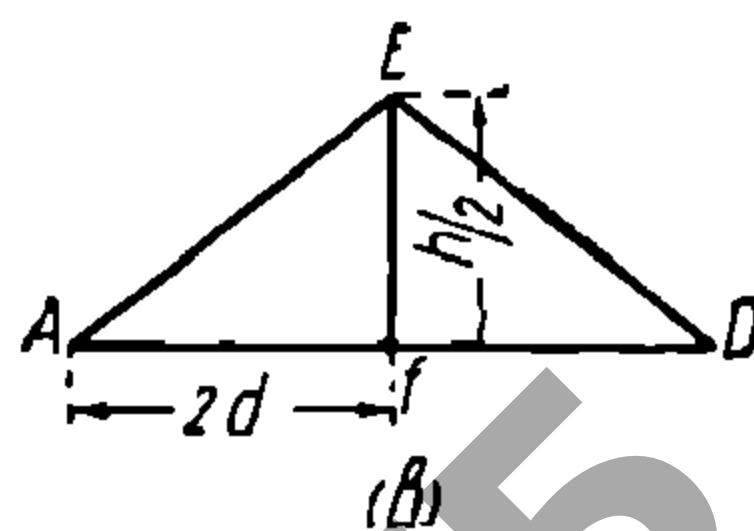
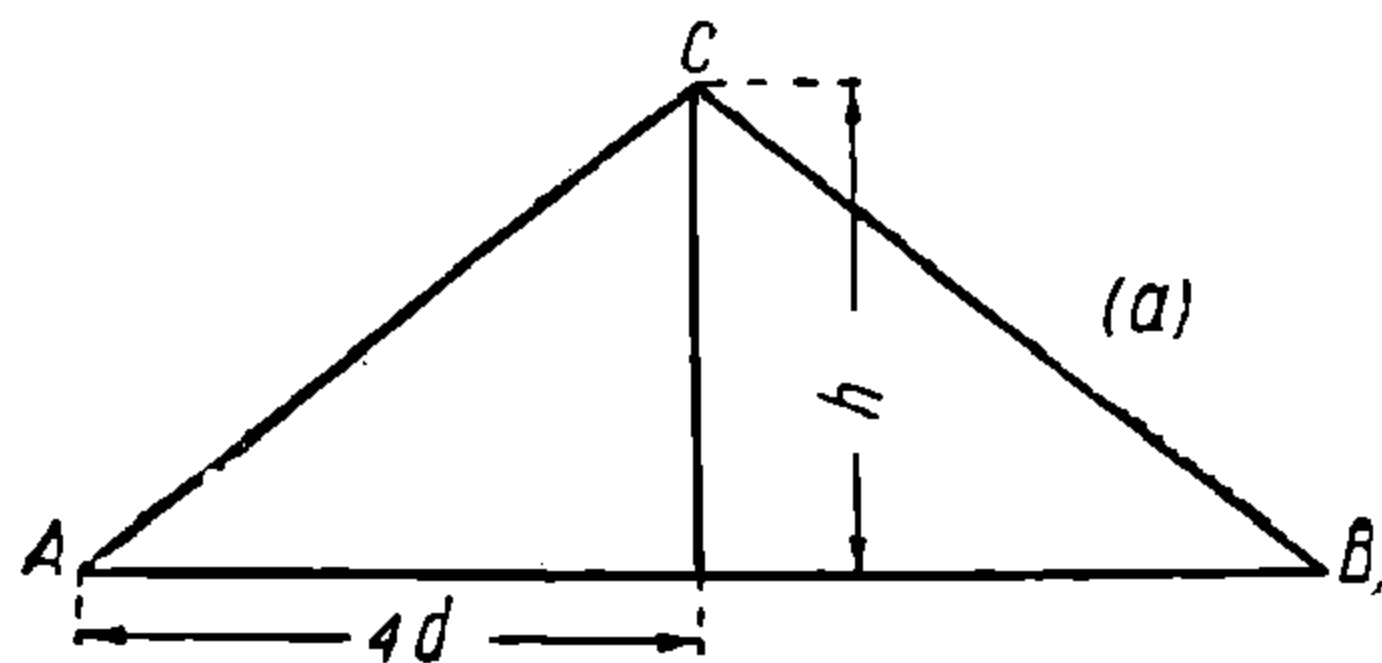
стойки и верхнего пояса рассматриваемый шпренгель влияния не оказывает. На фиг. 214 показан шпренгель, вынесенный из фермы, приведенной на фиг. 208, где шпренгель расположен наверху фермы с нагрузкой сверху.

Панель верхнего пояса сжата в шпренгеле. Это усилие сжатия складывается с усилием сжатия, которое эта же панель имеет в ферме без шпренгеля. Половина сжатого раскоса в ферме без шпренгеля имеет в шпренгеле усилие растяжения. Суммарно же усилие раскоса рассчитывается

по схеме сил, показанных на фиг. 215, где  $P$  — усилие сжатия раскоса, как элемента фермы, а  $Q$  — усилие растяжения половины раскоса, как элемента шпренгеля.



Фиг. 216.

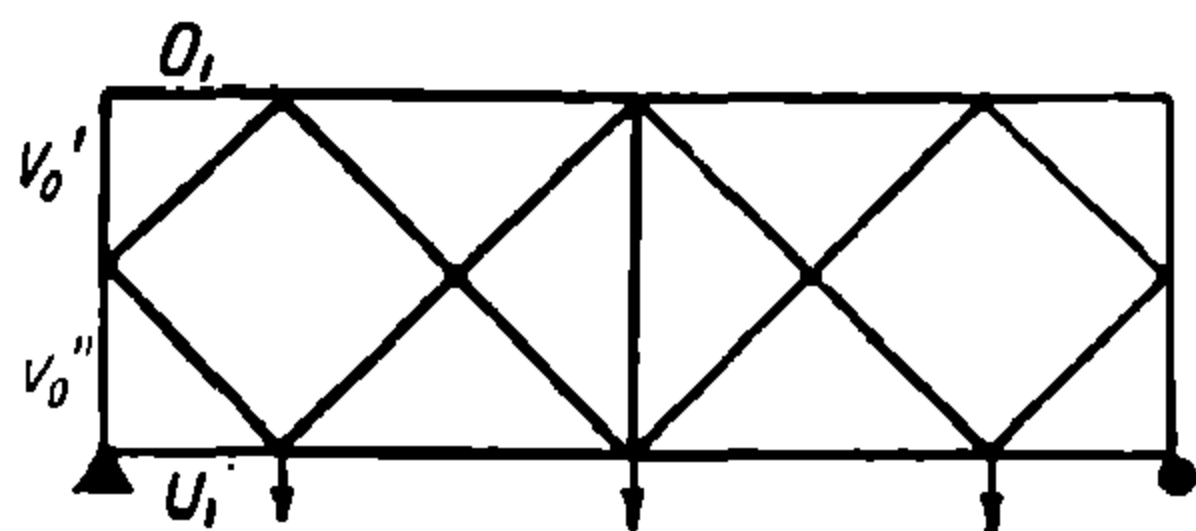


Фиг. 217.

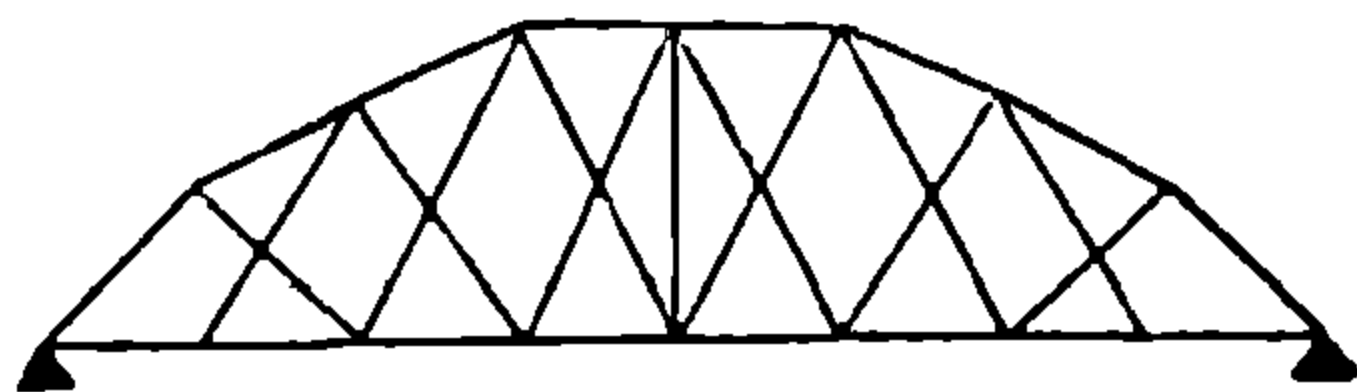
Такая составная система решетки особенно часто встречается в треугольных стропильных фермах. На фиг. 216 приведена такая треугольная стропильная ферма с составной решеткой. При расчете она разлагается на основную систему и ряд дополнительных двух-

опорных шпренгелей, друг от друга независимых. Усилие какого-либо элемента составной фермы составляется, как сумма усилий для соответствующих элементов основной системы и шпренгелей. На фиг. 217 показана эта составная треугольная ферма разложенной на основные системы стержня.

Расчет усилий в стержне по схемам сил, приведенным на фиг. 213 и 215 является задачей статически неопределимой.



Фиг. 218.



Фиг. 219.

Для ее решения необходимо ввести дополнительное уравнение, вытекающее из рассмотрения деформации стержня.

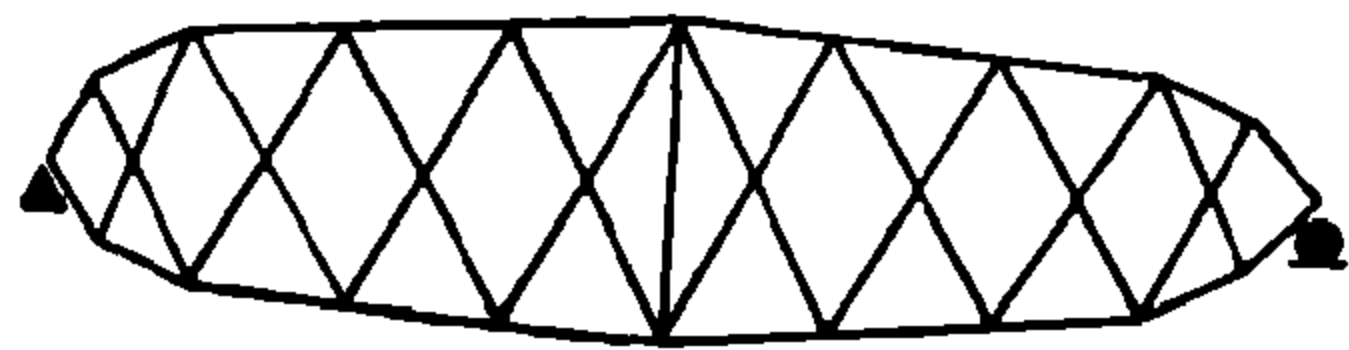
Способ решения совершенно аналогичного примера см. в книге проф. С. А. Ривош, „Сопrotивление материалов“ (часть I, изд. 1932 г., стр. 155—156).

Сказанное справедливо, если полураскос, относящийся к шпренгелю, составляет одно целое с раскосом фермы.

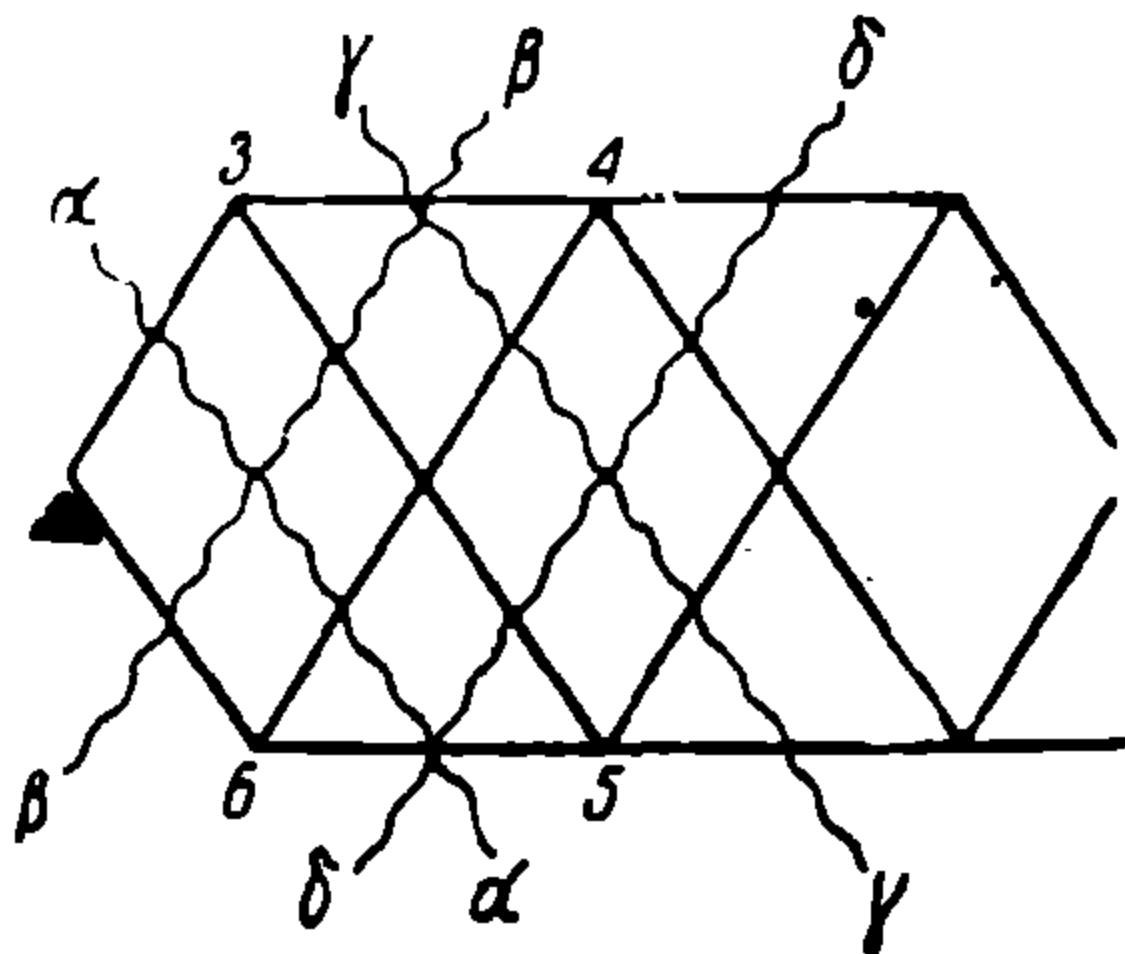
#### § 44. Двухрешетчатая ферма

Типы статически определимых двухрешетчатых ферм приведены на фиг. 218, 219 и 220. Они характеризуются возможностью провести сечения, пересекающие три стержня с неизвестными усилиями, не сходящиеся в одну точку.

На фиг. 221 показаны эти сечения для того типа ферм, где отсутствует опорная стойка и оба пояса сходятся на опоре. Сечения  $\alpha$ — $\alpha$  и  $\beta$ — $\beta$  пересекают только три стержня, причем



Фиг. 220.



Фиг. 221.

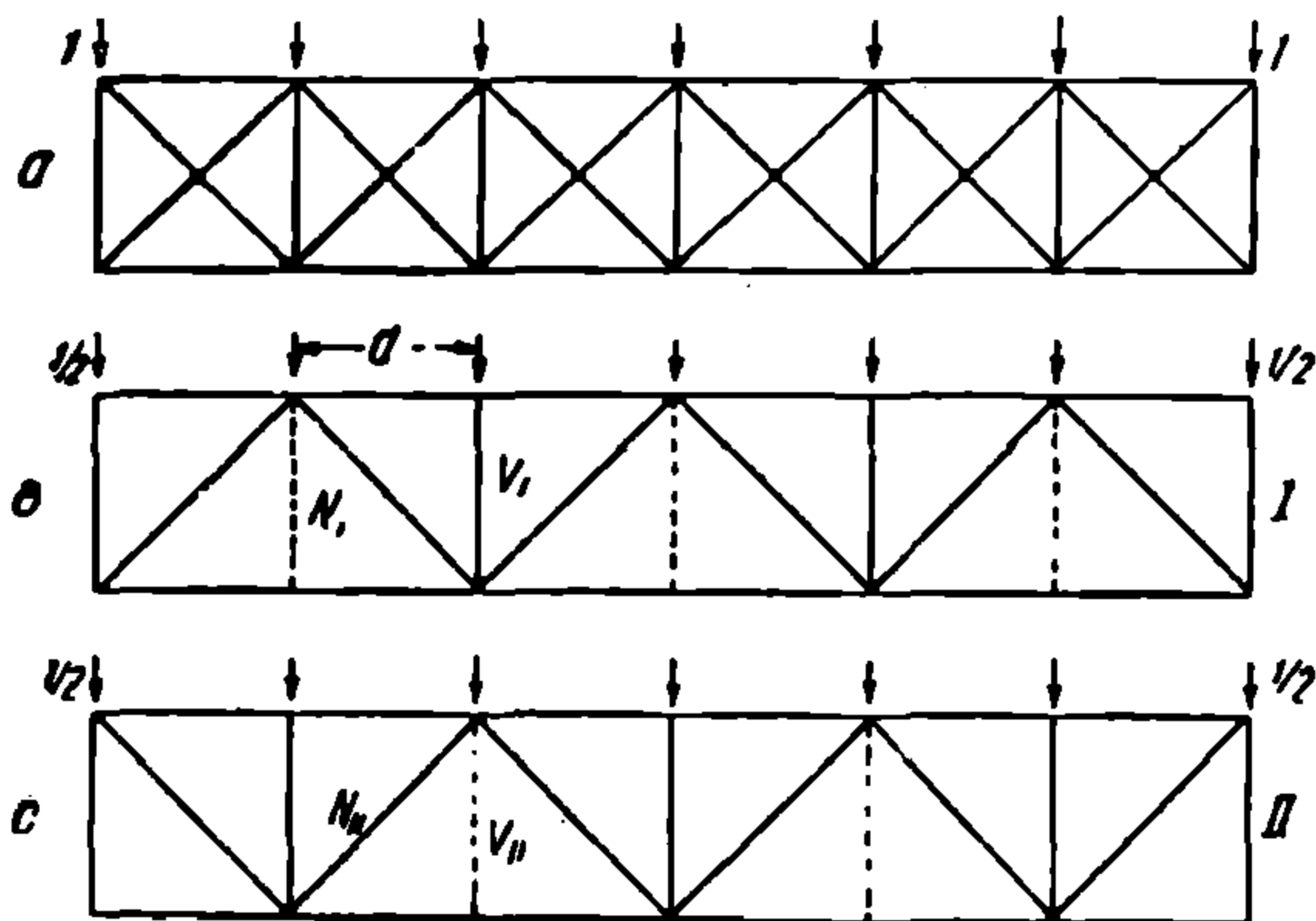
два сходятся в одну точку, так что для расчета элементов возможно применение способа Риттера.

Дальнейшие сечения, хотя и пересекают по четыре стержня, но один из них заранее может быть определен, так что останутся три стержня с неизвестными усилиями и не пересекающиеся в одной точке, что позволяет применить способ Риттера для их расчета.

В случае, когда имеется опорная стойка и оба раскоса последней панели сходятся в середине опорной стойки, подлежит заранее рассчитать усилия:  $V_0'$ ,  $V_0''$ ,  $O_1$  и  $U_1$  (фиг. 218) вырезанием узлов, а затем,

их мысленно отбросив, перенести опору в точку пересечения первых раскосов, отчего усилие расчета ферм не изменится, и ферма будет та же, что на фиг. 221.

Другие типы двухрешетчатых ферм с перекрестными раскосами и стойками, как на фиг. 222 или 223 а, называемых кстати „фермами с крестовой решеткой“, являются статически неопределимыми. Точный расчет основан на теории деформации. Приближенно же они рассчитываются в предположении, что ферма разлагается на две фермы простой раскосной системы (фиг. 223 б и с) или с треугольной решеткой с дополнительными стойками (фиг. 222 б и с). Каждой из этих ферм условно придают половину нагрузки и их рассчитывают, как статически определимые.



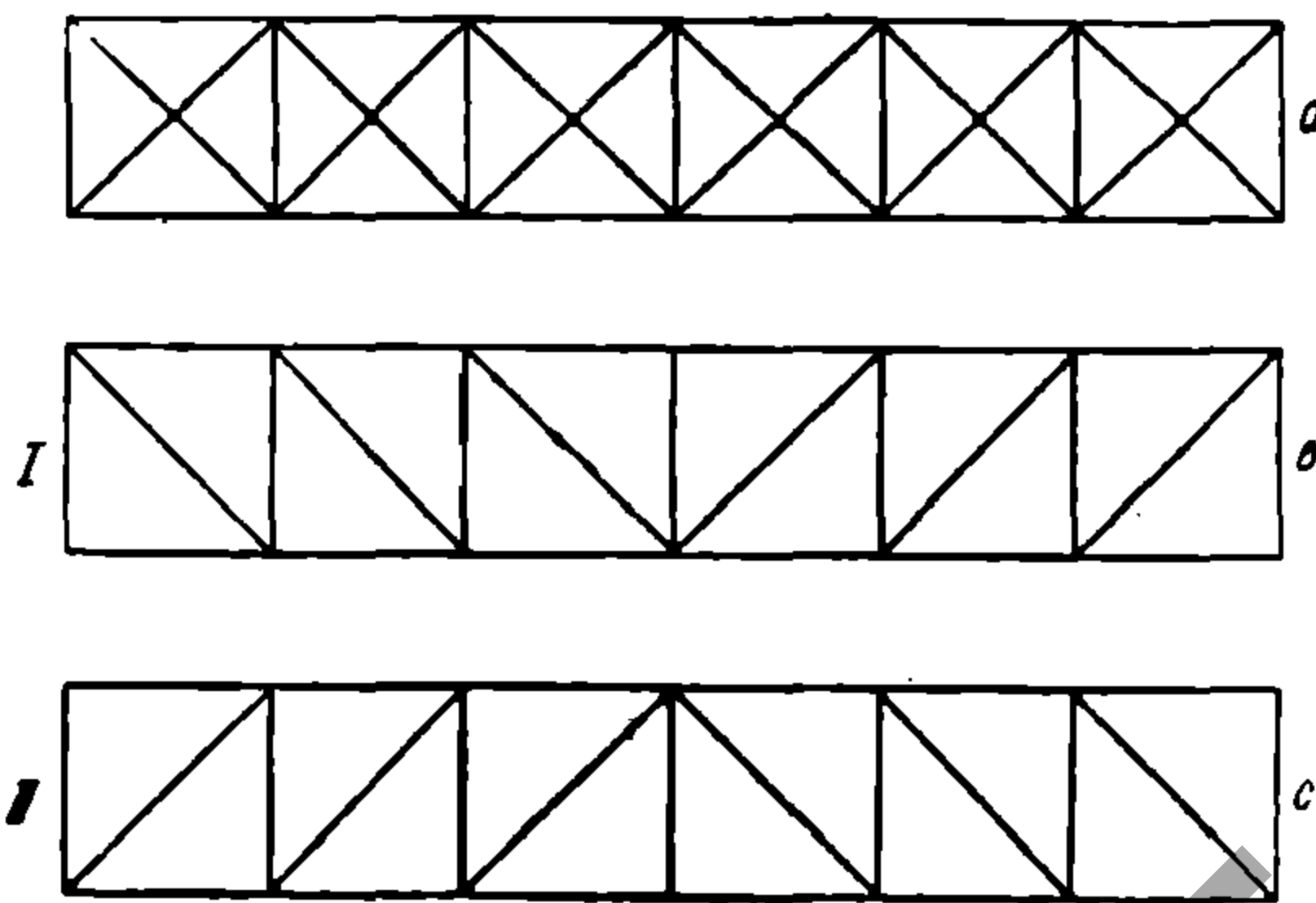
Фиг. 222.

Крестовая решетка в настоящее время применяется преимущественно в фермах для ветровых связей и для поперечных связей и т. д., где они работают на двухстороннюю нагрузку.

В сооружении в целом они играют второстепенную (вспомогательную) роль, а поэтому и ввиду неопределенности характера работы частей этих ферм, и значительных трудностей, связанных с расчетом статически неопределимых ферм со многими лишними неизвестными, надо считать достаточными условные приближенные приемы расчета таких ферм.

В старых же мостах довольно часто однако встречаются главные фермы с крестовой решеткой. Эти фермы в настоящее время подвергаются перерасчету, в целях усиления их для пропуска мощных паровозов и электровозов. Перерасчет этот должен быть, конечно, более точным, так как он должен гарантировать, с одной стороны, безопасность моста, а с другой стороны, уберечь от излишних расходов металла. Ввиду упомянутых трудностей точного расчета статически неопределимых ферм с большим числом лишних неизвестных (стержней решетки) Центральный научно-исследовательский институт транспортного строительства (ЦИС) разработал упрощен-

Ввиду упомянутых трудностей точного расчета статически неопределимых ферм с большим числом лишних неизвестных (стержней решетки) Центральный научно-исследовательский институт транспортного строительства (ЦИС) разработал упрощен-



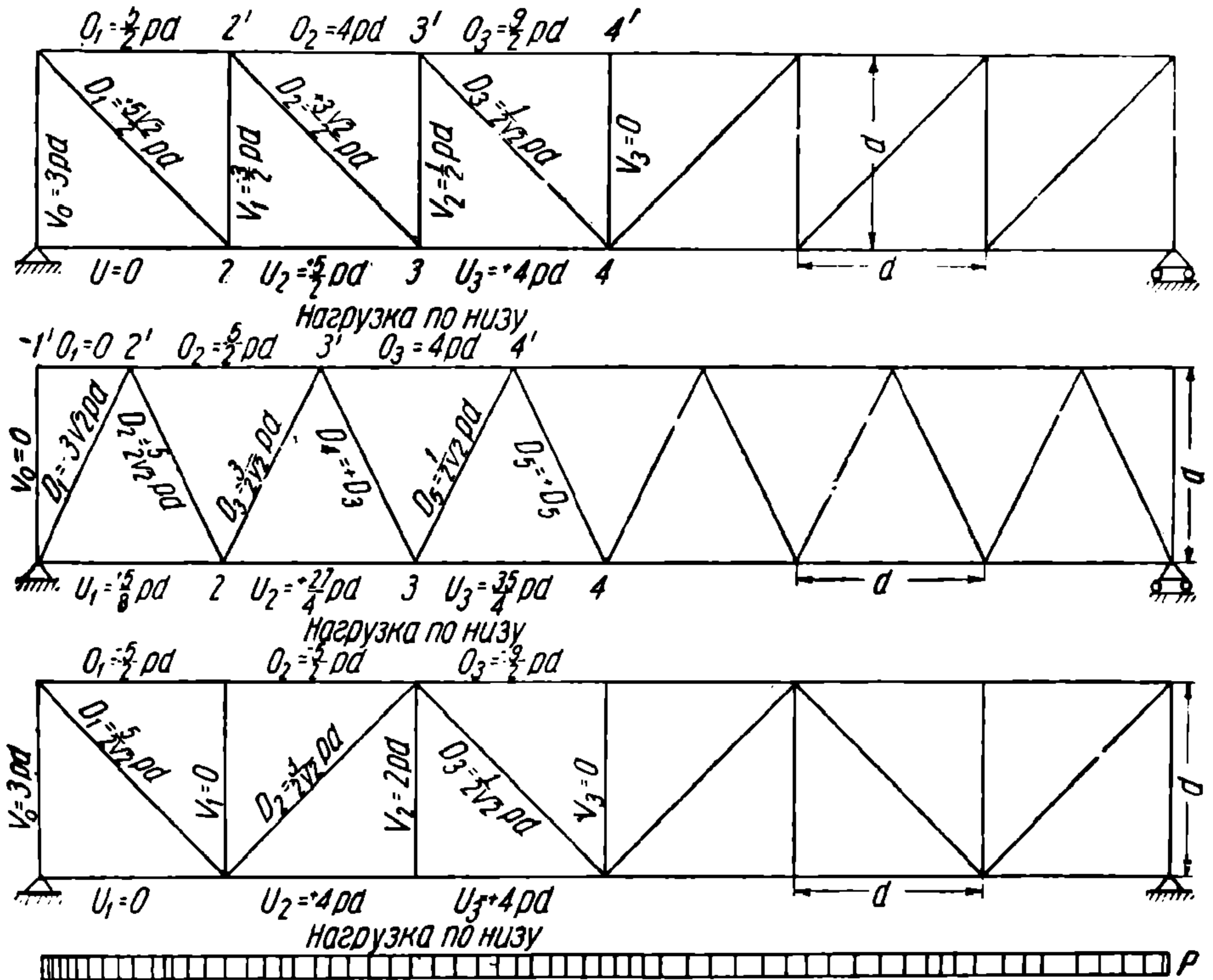
Фиг. 223.

ные методы расчета статически неопределимых ферм с крестовой решеткой. Работа эта выполнена научным сотрудником ЦИС инж. С. А. Бернштейном и опубликована в брошюре ЦИС под названием „Расчет ферм с крестовой решеткой“ (изд. Гострансиздата, 1932 г.).

### § 45. Выбор системы решетки

При выборе системы решетки приходится учитывать их сравнительные преимущества и недостатки.

В отношении веса. Треугольная система решетки имеет меньший вес, чем раскосная. На фиг. 224 приведена ферма с шестью



Фиг. 224.

панелями и высотой, равной  $d$ , при трех вариантах системы решетки: раскосной, треугольной и треугольной с подвеской. Для случая сплошной равномерной нагрузки подсчитаны усилия во всех элементах ферм и выписаны на указанной фигуре.

На основе этих усилий получается общий теоретический объем фермы с треугольной решеткой, несколько меньший, чем при раскосной системе, и объемы фермы с дополнительными стойками и подвесками близкий к объему фермы с треугольной решеткой. Объемы поясов получаются одинаковыми. Значит, в простых фермах треугольная система решетки, вообще говоря, выгоднее простой раскосной системы.

Сложных систем решетки мы сейчас не разбираем, так как они в большинстве случаев статически неопределимы. Заметим только, что теоретический их вес больше прочих систем.

Составные системы решетки со шпренгелями позволяют достигать наибольшей высоты фермы, облегчая тем пояса и сохраняя в то же время нормальный уклон раскосов. Большие панели разбиваются шпренгелями на малые, чем облегчается проезжая часть.

В итоге составные системы решетки со шпренгелями дают экономию в материале.

В отношении удобств конструирования самыми рациональными являются простая треугольная и раскосная система, так как в узлах сходятся не более четырех элементов и их легко приклепать (в металлических клепанных фермах) непосредственно к поясу (фиг. 225, *a, b, c*). В прочих системах в узлах сходятся по пять элементов (фиг. 225 *d* и 226), что делает конструкцию узлов более затруднительной.

В полураскосной системе в узлах сходятся не более четырех элементов, но зато узлов много, что делает эту систему более сложной для изготовления и сборки. Для прикрепления поперечных балок удобны фермы, имеющие

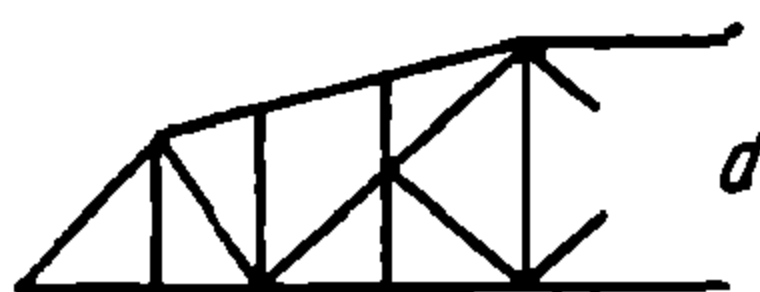
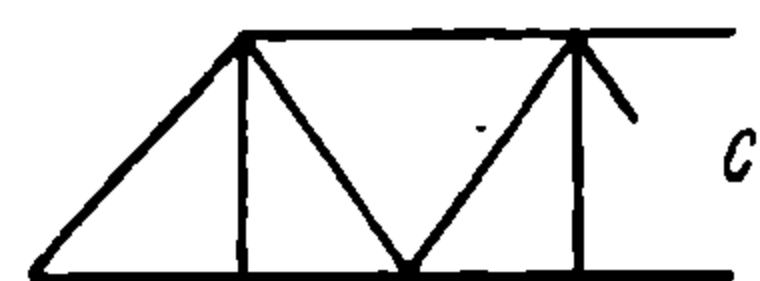
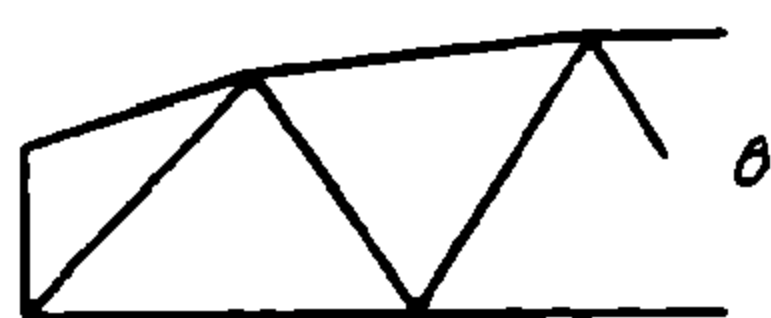
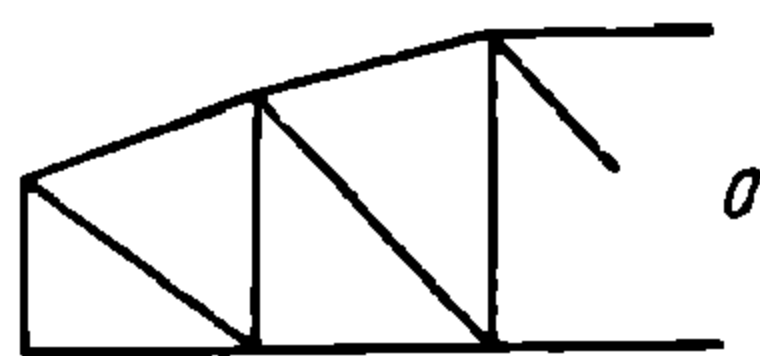
вертикальные стойки. Треугольная система решетки (без подвесок и стоек) неудобна для прикрепления. Между прочим, отметим, что статически неопределимые системы решеток (двух- и многорешетчатые) имеют большое число узлов и элементов, что усложняет сборку.

О других особенностях различных систем решеток см. выше, § 41.

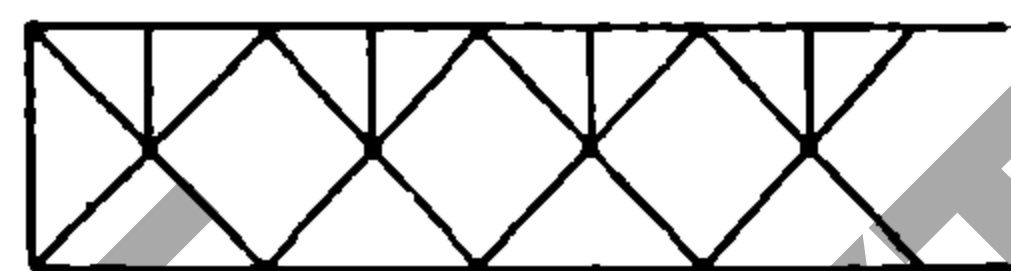
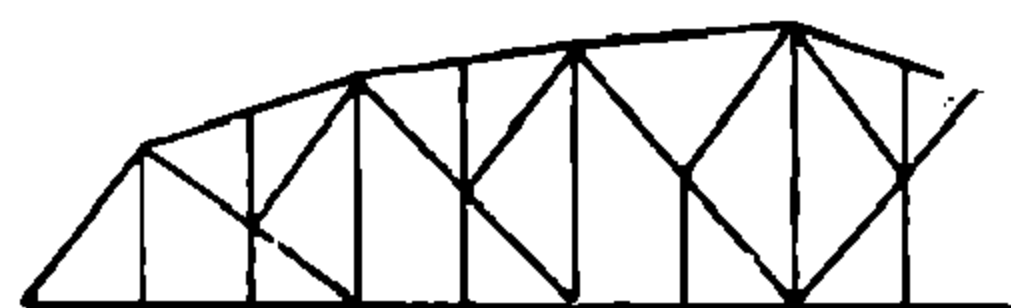
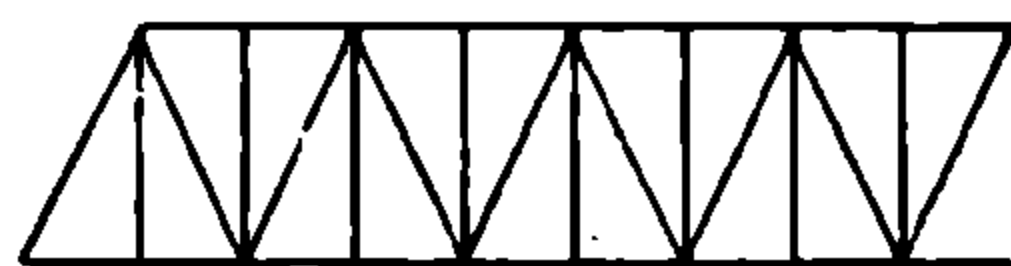
В заключение укажем на типы сечений металлических элементов решетки: тавровое сечение—фиг. 227, крестовое сечение—фиг. 228, швеллерное—фиг. 229, Н-образное—фиг. 230. Сечения подбираются по продольным усилиям так, чтобы в растянутых элементах не было перенапряжения на растяжение, а в сжатых элементах—на сжатие и на продольное выпучивание. На характеристике сечений и на методах подбора их останавливаться не будем, так как это является делом специальных курсов по инженерным сооружениям.

#### § 46. Фермы с параллельными поясами

Ввиду одинаковой высоты ферм на всем пролете, усилия элементов поясов, которые выражаются формулой  $\frac{M}{h}$ , возрастают от опор

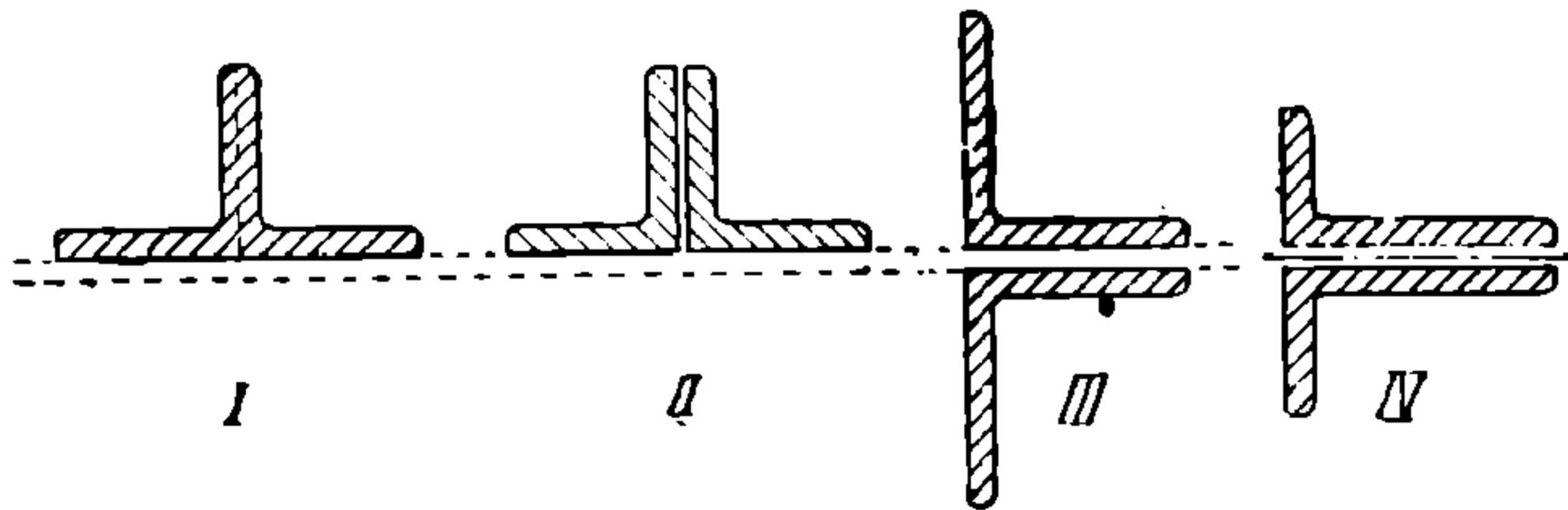


Фиг. 225.



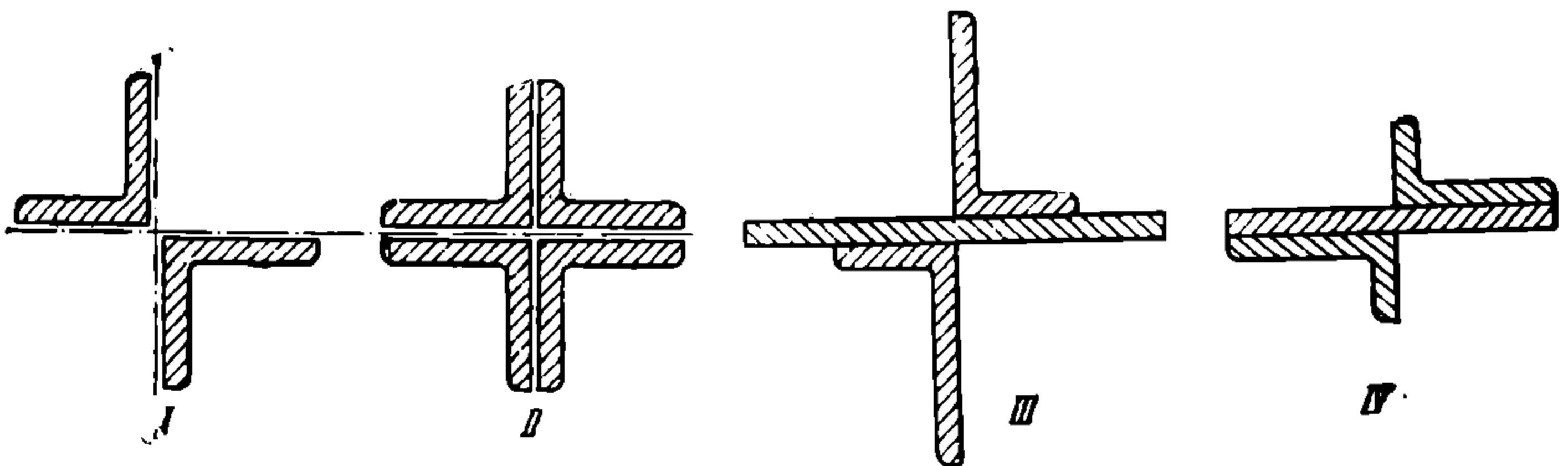
Фиг. 226.

к середине пропорционально возрастанию изгибающих моментов внешних сил в ферме, как в простой балке. Таким образом усилия в средних панелях значительно больше усилий в первой панели. Из-за этого первые панели могут оказаться с чрезмерным запасом прочности.



Фиг. 227.

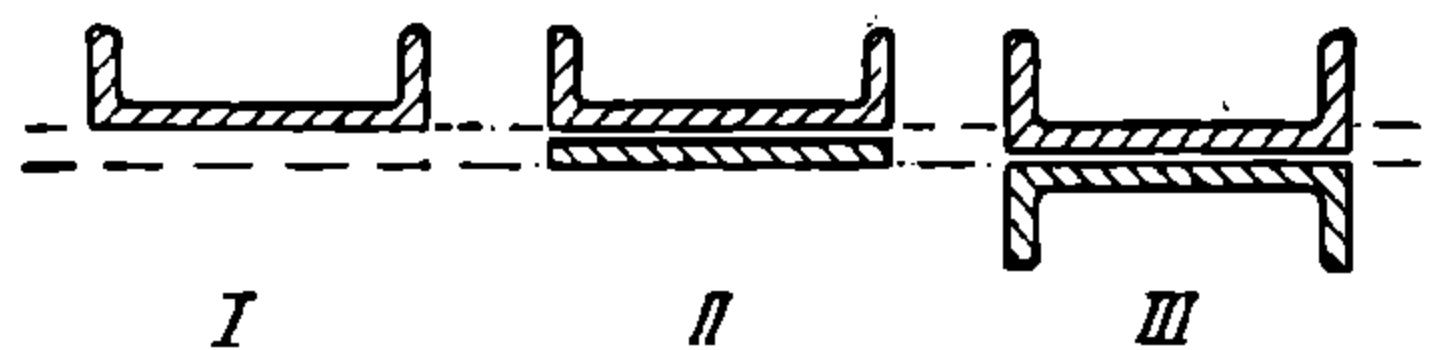
Этого обстоятельства нет в фермах с криволинейными поясами, где отношение  $M:h$  меньше между собою разнится, а в параболической ферме является даже постоянной величиной. Значит, параллельные пояса не позволяют экономного подбора сечения поясов.



Фиг. 228.

При определении усилий в элементах поясов по формуле  $\frac{M}{h}$  точкой моментов служит шарнир узла, противолежащего соответствующему элементу, например в ферме с простой раскосной системой решетки (фиг. 178) для усилия  $U_2$  точкой моментов служит  $2'$ , а для усилия  $O_1$  точкой моментов служит  $2$ .

А так как  $M_2 = M_{2'}$ , то  $O_1 = U_2$ . Аналогично установим, что  $O_2 = U_3$  и  $O_3 = U_4$ .



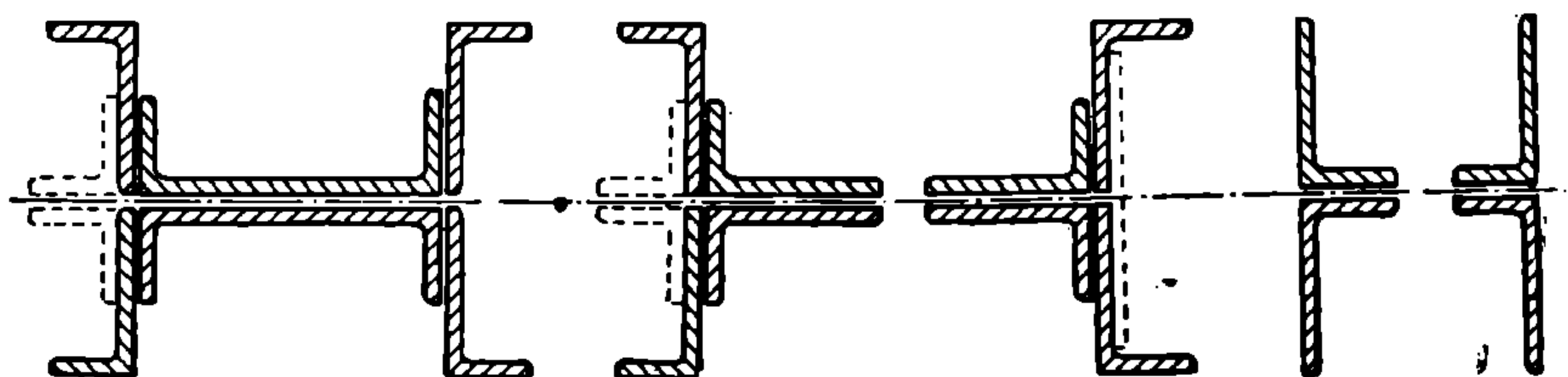
Фиг. 229.

Таким образом в ферме с параллельными поясами простой раскосной системы решетки стержни поясов, пересекающиеся одним сечением через стойку, имеют одинаковые по величине усилия. В ферме с треугольной решеткой усилия в элементах верхнего и нижнего поясов не одинаковы, так как отсутствуют основные шарнирные узлы, расположенные в одном вертикальном сечении.

Усилия в элементах решетки, выражаемые как функции только одной поперечной силы, возрастают понятию от середины к опоре,

а в середине пролета имеют небольшие усилия, в особенности при сплошной нагрузке.

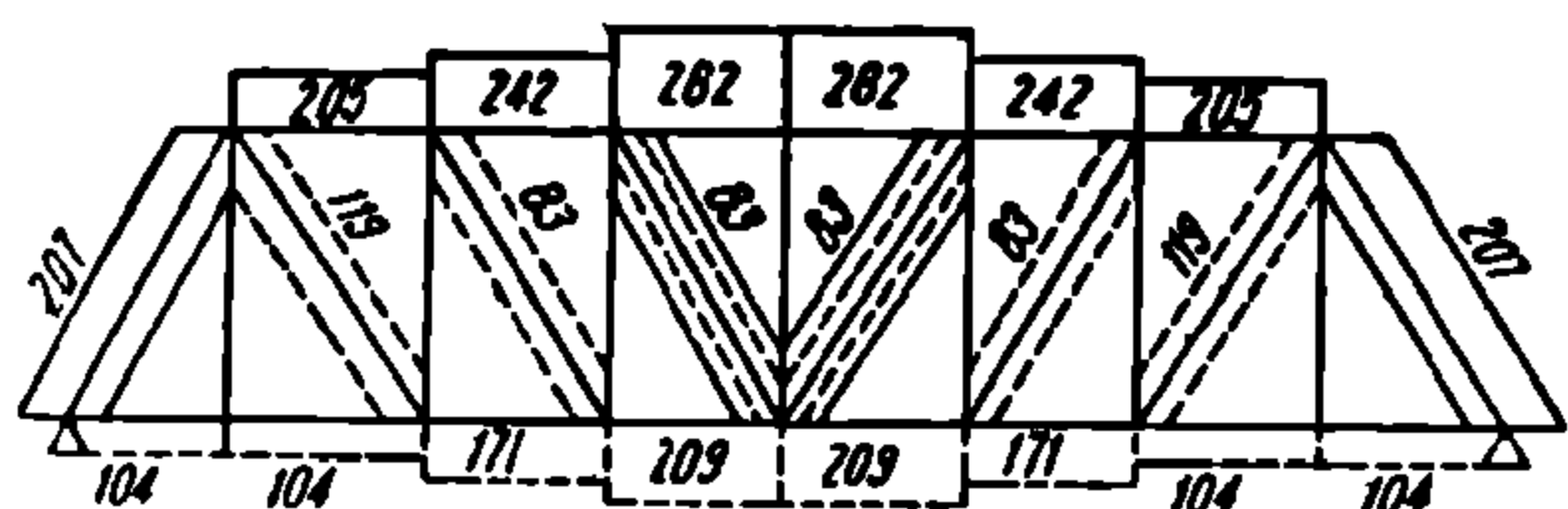
На фиг. 231 приведено (по Патону) наглядное представление о соотношениях между сечениями (а сечения ведь зависят от величин усилий) в разных элементах поясов и решетки фермы с парал-



Фиг. 230.

лельными поясами. При каждом элементе надписана величина сечения в  $см^2$  и вдоль каждого элемента изображена полоска, ширина коей кратна площади элемента сечения. Для растянутых элементов площади очерчены пунктиром, а для сжатых элементов—сплошными линиями.

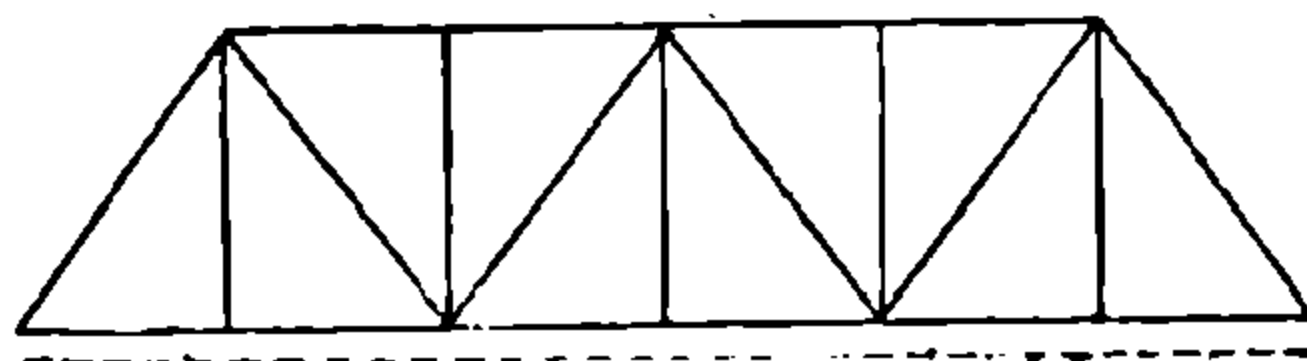
Из указанного в этом параграфе видим, что ферма с параллельными поясами имеет неизбежный и лишний запас материала в поясах, а



Фиг. 231.

иногда и в средних элементах решетки, что делает их по расходу материалов менее выгодными, чем криволинейные фермы. С другой стороны, изготовление их проще ввиду прямолинейности очертания поясов и

более простых узловых соединений, вследствие чего изготовление их дешевле, чем криволинейных ферм. Учитывая оба эти обстоятельства, приходится заключить, что при небольших пролетах фермы с параллельными поясами могут быть дешевле, чем криволинейные (перерасход на материале покроеся с лихвой на экономии в работе); при больших пролетах фермы с параллельными поясами могут быть неэкономны. Для металлических мостов фермы с параллельными поясами применяются у нас для пролетов не более 60 м.



Фиг. 232.

Отношение высоты ферм к пролету составляет от  $1/5$  до  $1/6,5$ .

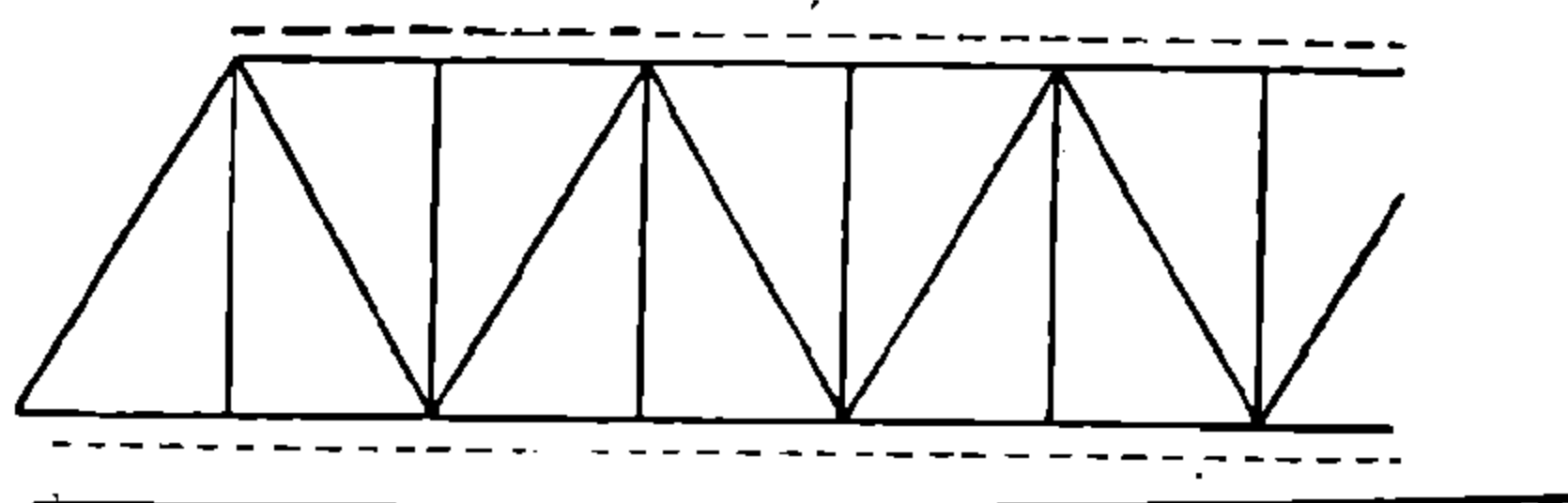
При езде понизу такие фермы с пролетами до 35 м делаются сверху открытыми, т. е. без верхних связей между фермами (фиг. 232). При пролетах свыше 35 м такие мостовые фермы делаются закрытыми, т. е. с верхними связями для устойчивости самих ферм и для удержания сжатых поясов от выпучивания (фиг. 233).

Мы здесь не останавливаемся подробно на конструктивной стороне ферм, так как это является предметом специальных курсов инженерных сооружений. Укажем только на типы сечений поясов, которые

приведены на фиг. 234 и 235. Они бывают тавровыми (при меньшем пролете) и коробчатыми (при больших пролетах).

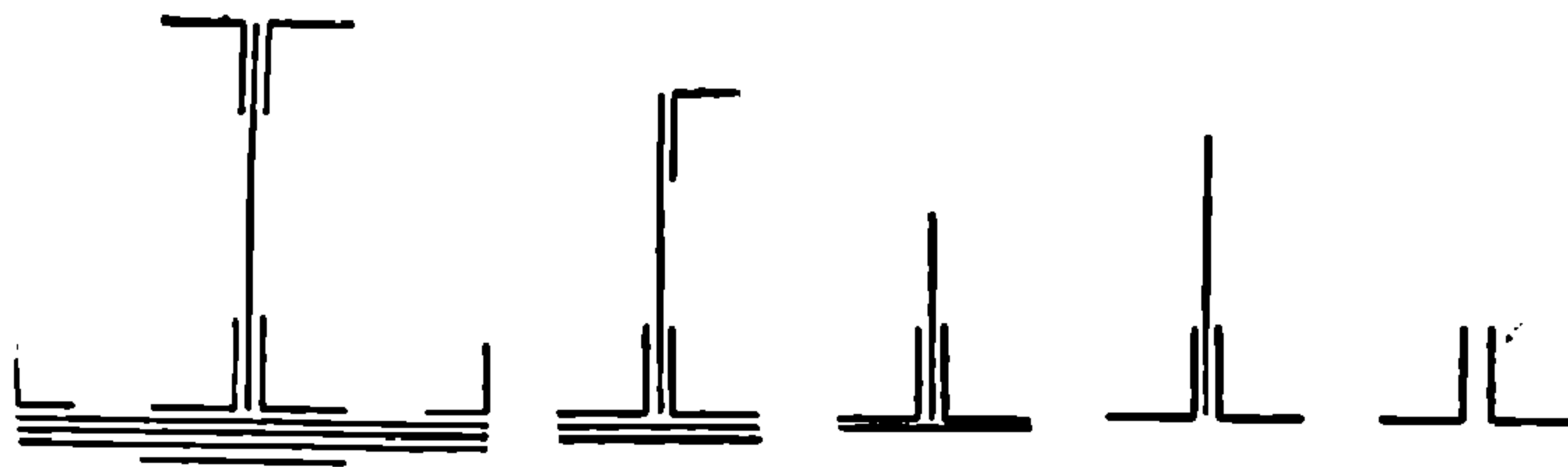
Из деревянных ферм с параллельными поясами наибольшее распространение имеет ферма системы Гау, которая применяется как мостовая ферма и для перекрытий в гражданских сооружениях.

Тип мостовой фермы Гау с обратными раскосами приведен на фиг. 204. Тип Гау в гражданском сооружении см. фиг. 202. При большой высоте мостовой фермы, что бывает при езде понизу, в целях уменьшения длины панелей



Фиг. 233.

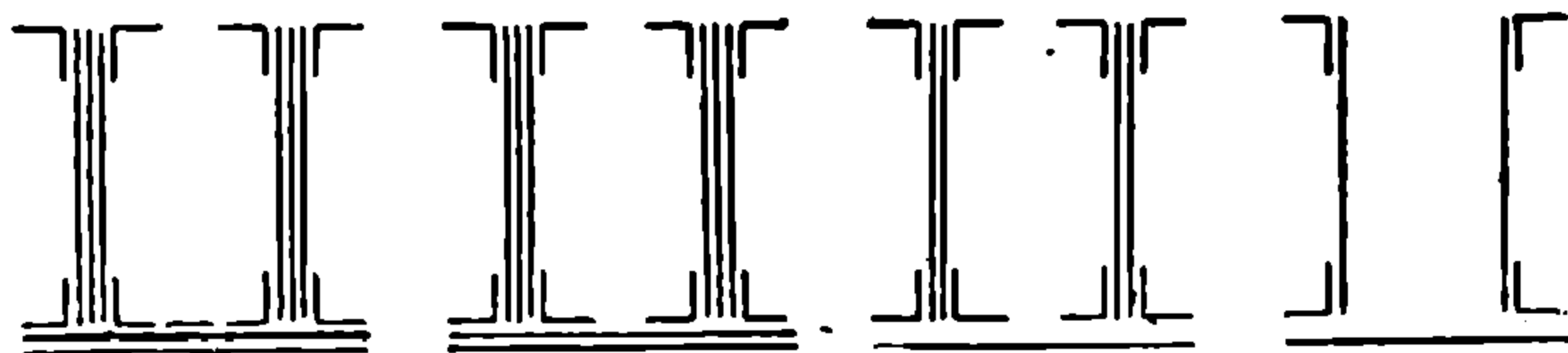
ферма Гау снабжена шпренгелями, делящими нижнюю панель на две части. Этим достигается возможность сблизить поперечины между собою при узловой нагрузке и тем уменьшить вес пролетного строения. При сплошной нагрузке на панели этим уменьшается местный изгиб в нижнем поясе фермы.



Фиг. 234.

На фиг. 236 приведена схема такой фермы Гау со шпренгелями. В ферме отсутствуют опорные стойки и первые элементы верхнего пояса, так как они не работают, поэтому ферма имеет трапециодальный вид.

Обратный раскос в мостовых фермах Гау, как выше было изложено, применен потому, что при подвижной нагрузке может быть такое расположение последней, когда в средних панелях будет



Фиг. 235.

работать на сжатие вместо прямого только обратный раскос, ибо прямой раскос по устройству сопряжения с поясами не может принять растягивающих усилий. Стойки же снабжены нарезками и гайками, с помощью которых они могут быть натянуты в нужной мере.



Раскосы обычно упираются в дубовые подушки, врубающиеся в пояс.

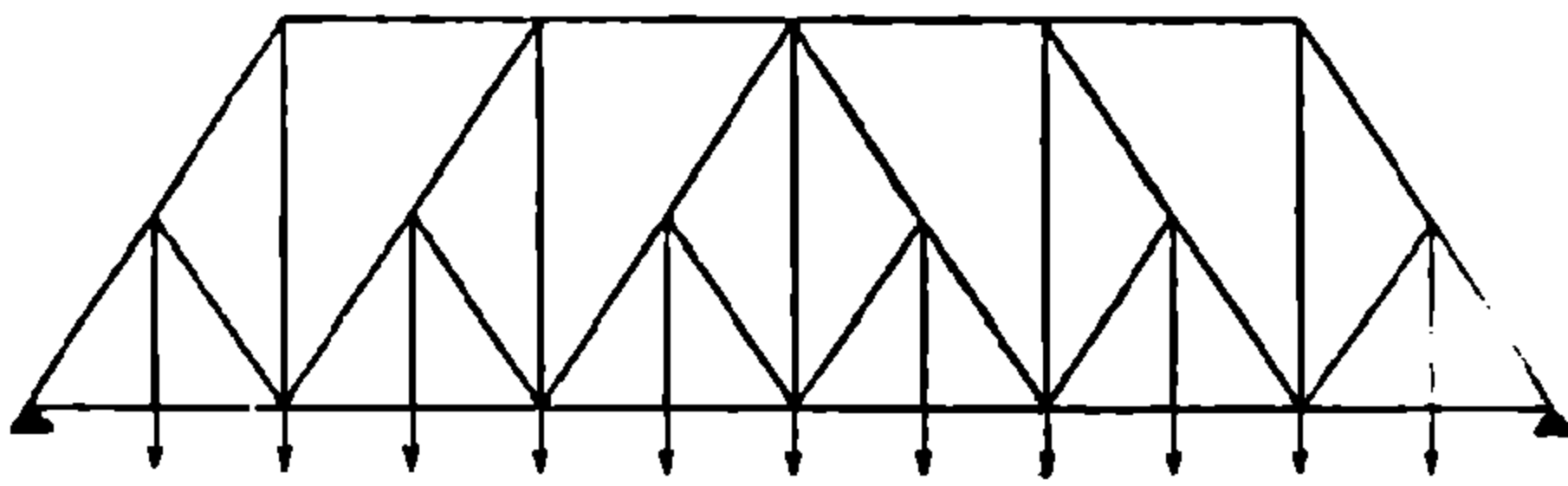
На фиг. 237 приведен тип такой узловой подушки в ферме Гау.

В фермах для покрытий нагрузки равномерно распределенные, и потому, как сказано выше, нет растянутых раскосов и обратных раскосов не требуется.

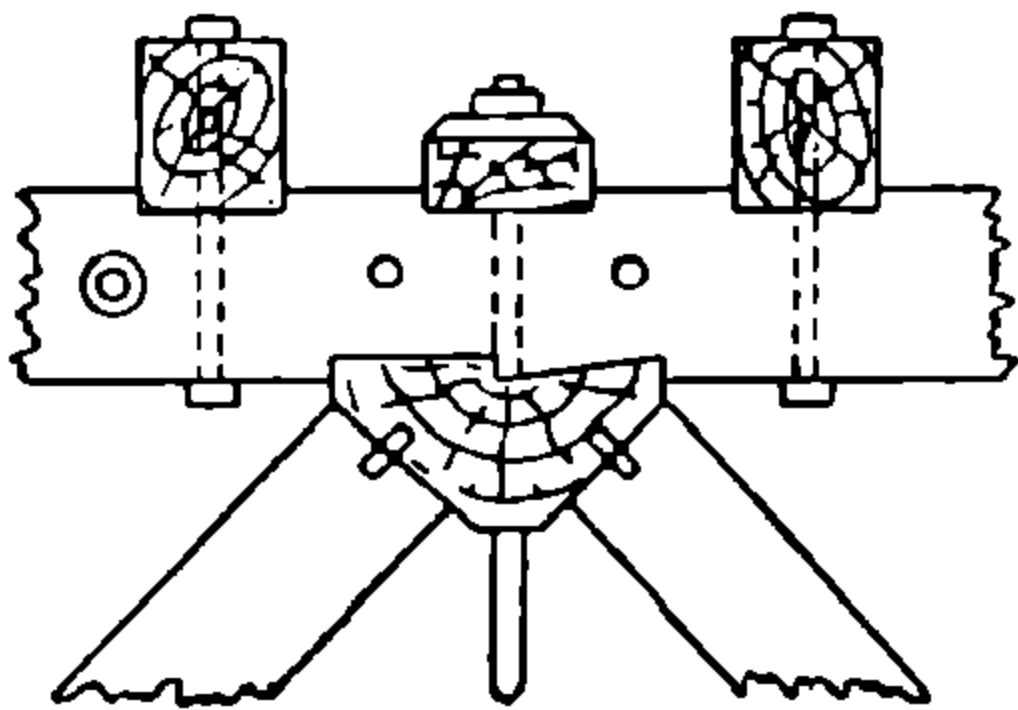
Это представляет конструктивные удобства: наиболее удобно натягивание тяжей (стоек), и отпадает не-

обходимость в подушках, так как раскосы упираются непосредственно в пояс.

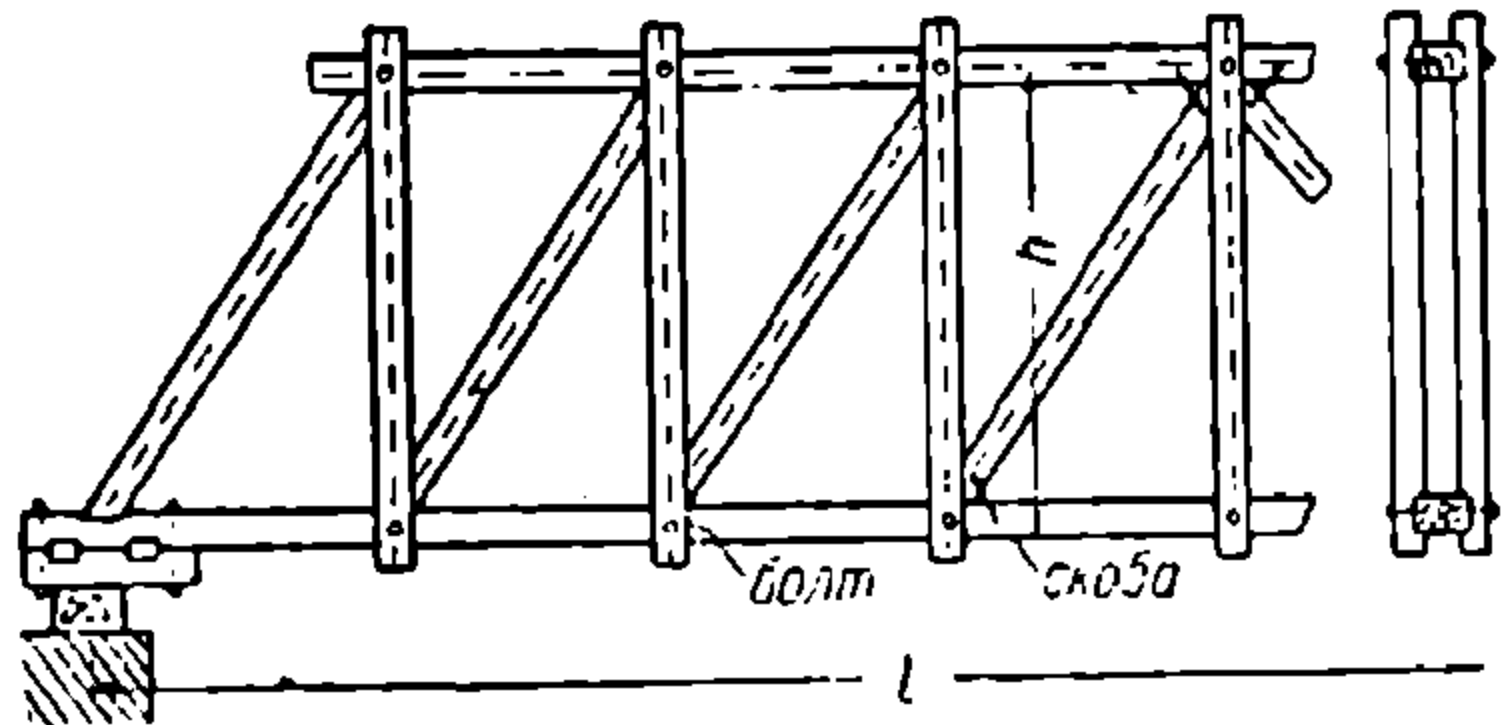
В целях экономии железа встречаются подобные фермы с деревянными стойками. На фиг. 238 приведена такая ферма. Стойки



Фиг. 236.



Фиг. 237.

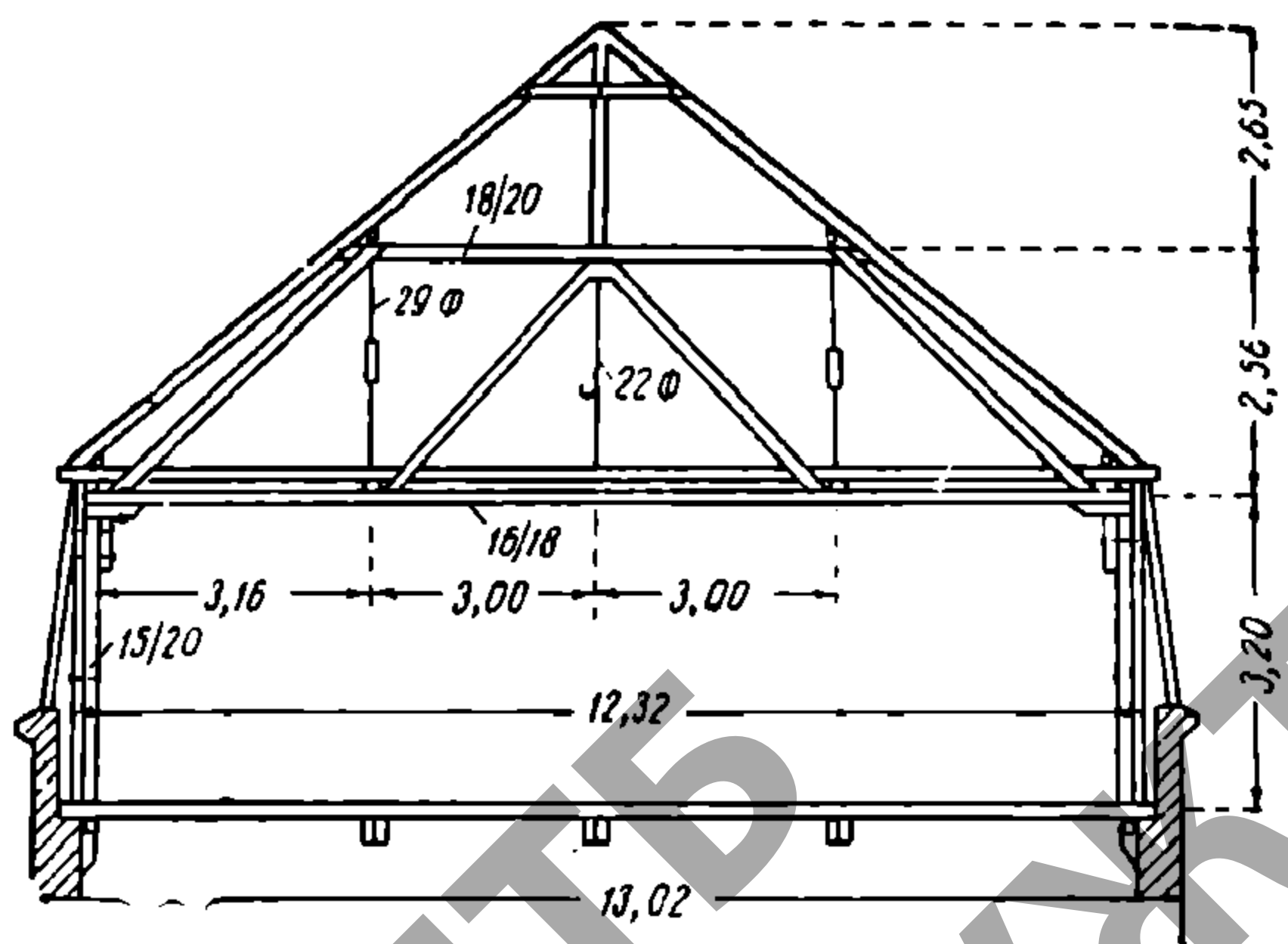


Фиг. 238.

парные, охватывают врубками пояса и прикреплены к ним болтами. Раскосы упираются в пояс простым зубом и скреплены скобами. Эти стойки не позволяют натягивания, как металлические тяжи, и применяются лишь для небольших пролетов и нагрузок.

Высота деревянных ферм с параллельными поясами примерно та же, как выше сказано о металлических фермах. В гражданских конструкциях, где нагрузка обычно легче, чем в мостовых, высота ферм по конструктивным соображениям

часто бывает от  $\frac{1}{8}$  до  $\frac{1}{12}$  пролета. В случае больших пролетов, высота фермы не должна быть слишком малой, чтобы по возможности уменьшить растягивающее усилие в стыке нижнего пояса, что осо-



Фиг. 239.

бенно важно при тяжелых нагрузках. Применение деревянной фермы типа Гау для устройства стропил показано на фиг. 239. Конструкция этой фермы была приведена на фиг. 202.

### § 47. Параболические фермы

Эти фермы обладают некоторыми особыми свойствами.

1-е свойство. При равномерной сплошной нагрузке по всей ферме усилия прямого пояса равны между собою и составляют, как ниже выведем,  $\frac{pl^2}{8H}$ , где  $p$  — нагрузка на пог. единицу фермы, а  $H$  — высота фермы в середине.

На фиг. 240 приведено очертание фермы, в коей один пояс прямой, а другой параболический. В любом сечении на расстоянии  $x$  от начала координат (от опоры  $A$ ) изгибающий момент от внешних сил при сплошном равном загрузении фермы равен

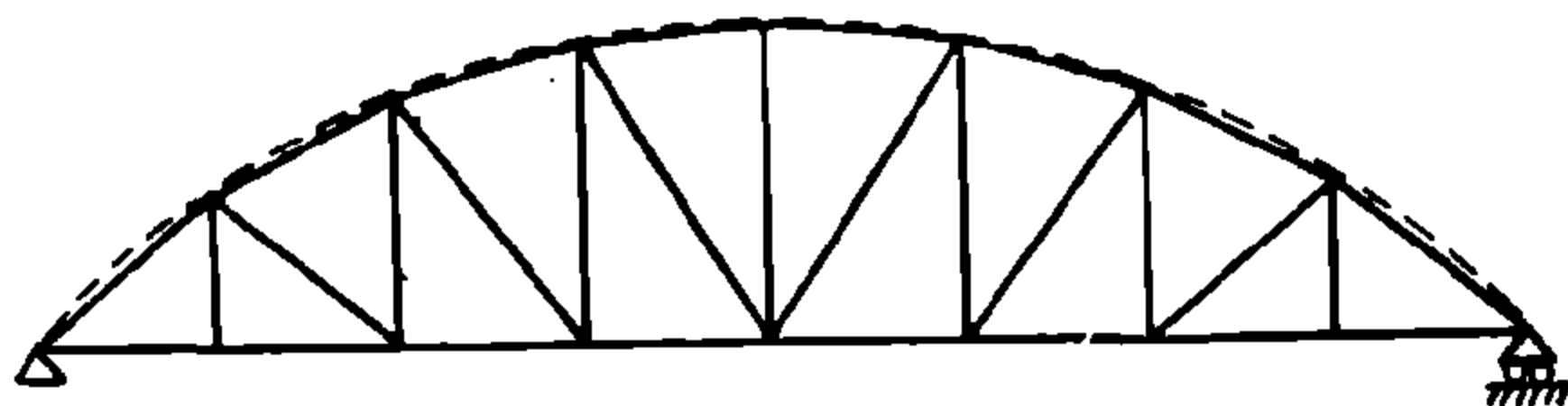
$$M_x = \frac{p \cdot x}{2} (l - x),$$

где  $M_x$  есть ордината параболы. Стойки фермы суть также ординаты ( $y$ ) параболы, только другого параметра.

Откуда

$$\frac{M_x}{y} = \frac{px(l-x)}{2y}$$

есть величина постоянная. Но приведенное отношение  $\frac{M_x}{y}$  есть величина усилия прямого пояса, определенного по способу Риттера, причем точкой моментов служит центр соответственного узла



Фиг. 241.

криволинейной части фермы, отстоящего на расстоянии  $x$  от опоры  $A$ . Следовательно, усилия элементов прямого пояса есть также величина постоянная, т. е. в разных панелях они равны между собою.

Для определения величины этого усилия берем панель в середине пролета, где

$$x = \frac{l}{2}, \text{ а } y = H,$$

имеем:

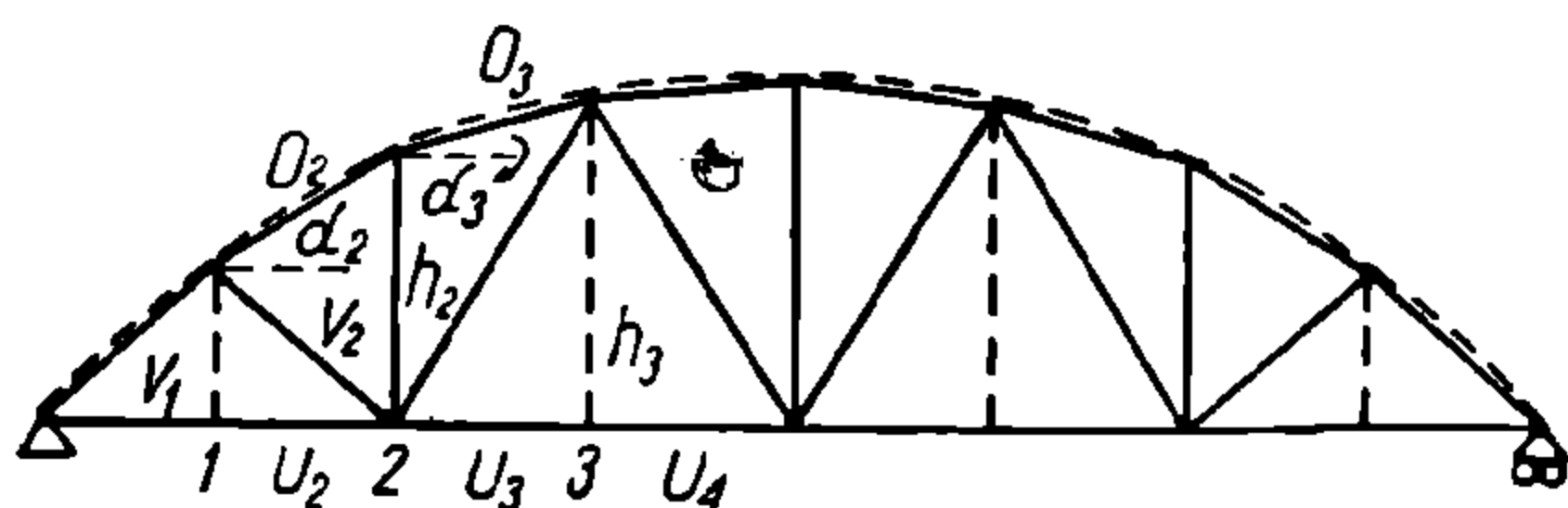
$$\frac{M_x}{y} = \frac{px(l-x)}{2y} = \frac{p \cdot \frac{l}{2} \left( l - \frac{l}{2} \right)}{2H} = \frac{pl^2}{8H}. \quad (1)$$

Приведенным свойством обладают параболические фермы независимо от системы решетки, т. е. будет ли она раскосная, простая треугольная или треугольная со стойками. Из уравнения (1) определяем  $y$ , получим:

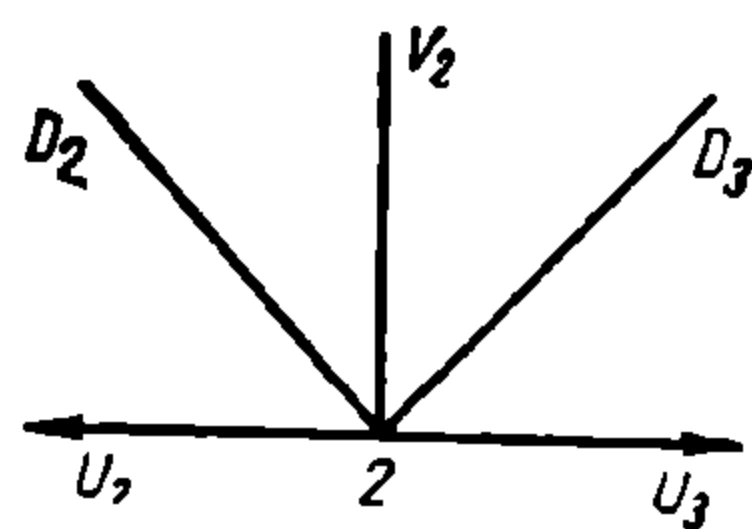
$$y = \frac{4H}{l^2} \cdot x(l-x),$$

это есть уравнение параболического пояса, позволяющее определить высоты всех стоек по системе координат на фиг. 240.

Заменим (для проверки) в этом уравнении  $x = \frac{l}{2}$ , получим для середины фермы  $y = H$ .



Фиг. 242.



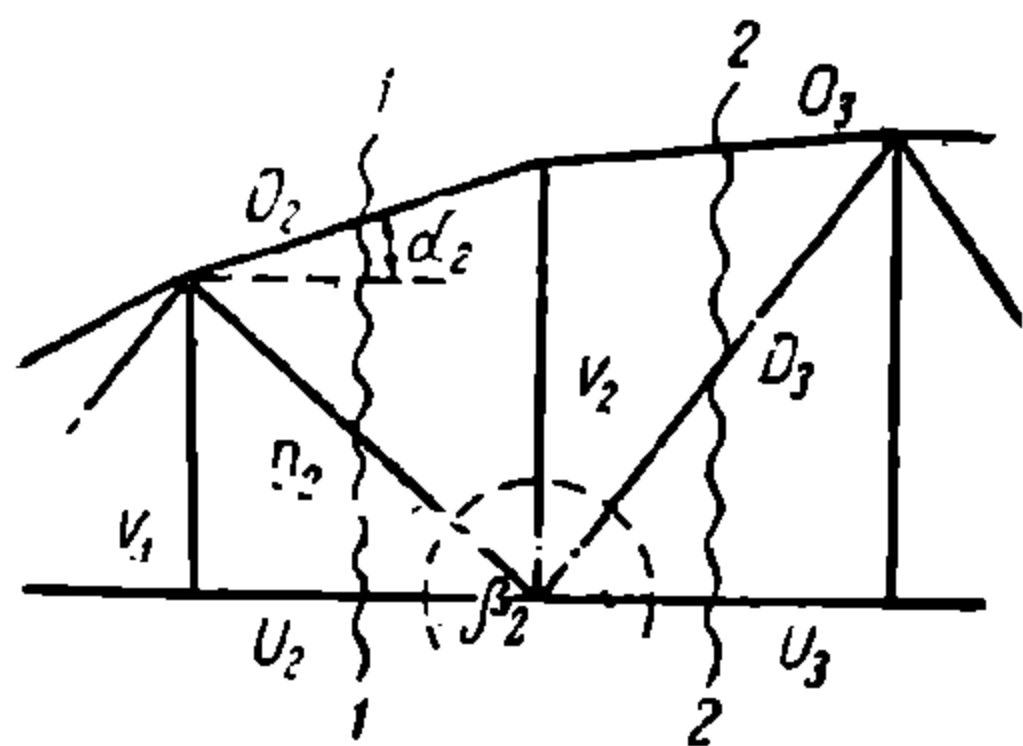
Фиг. 244.

2-е свойство. В параболических фермах с решеткой простой раскосной системы или треугольной со стойками и подвесками (фиг. 241 и 242) при равномерном нагружении всего пролета горизонтальные проекции всех усилий параболического пояса равны между собою и равны постоянному усилию прямого пояса. Действительно, усилие  $O_2$  (фиг. 242 и 243) равняется:

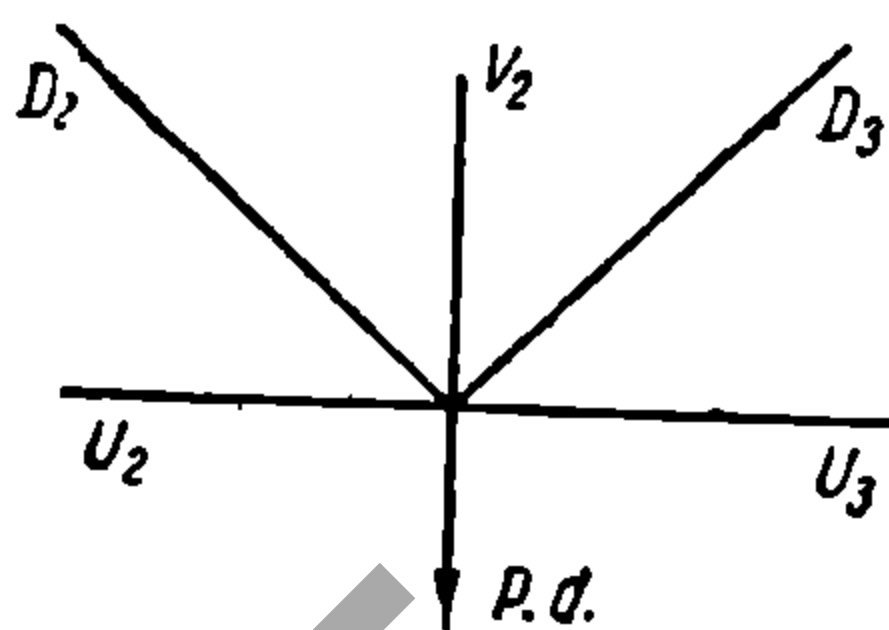
$$O_2 = \frac{M_2}{h_2 \cos \alpha_2}; \quad O_3 = \frac{M_3}{h_3 \cos \alpha_3}.$$

Значит,

$$O_2 \cos \alpha_2 = \frac{M_2}{h_2} = U_3, \quad \text{и} \quad O_3 \cos \alpha_3 = \frac{M_3}{h_3} = U_4.$$



Фиг. 243.



Фиг. 245.

А так как  $U_3 = U_4$  (по первому свойству), то  $O_2 \cos \alpha_2 = O_3 \cos \alpha_3 = U_3 = U_4$ , что и требовалось доказать.

3-е свойство. В фермах с решеткой систем, приведенных на фиг. 241 и 243, при равномерном нагружении всего пролета усилие раскосов равно нулю. Дей-

ствительно, на фиг. 243 проведем сечение 1—1 и определим усилие  $D_2$  по способу проекции:

$$\Sigma Y = U_2 - O_2 \cos \alpha_2 - D_2 \sin \beta_2 = 0, \text{ а так как по второму свойству}$$

$$U_2 = O_2 \cos \alpha_2,$$

то

$$D_2 \sin \beta_2 = 0,$$

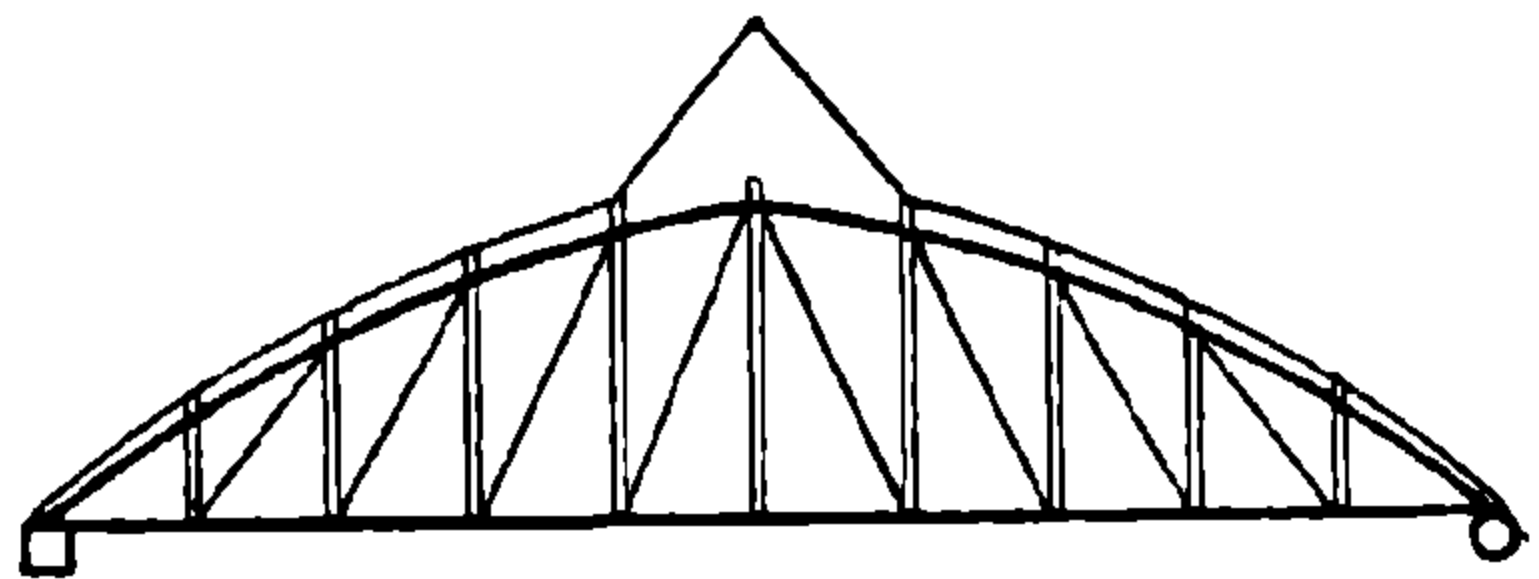
а так как  $\beta_2$  и  $\sin \beta_2$  не равны нулю, то  $D_2 = 0$ , что и требовалось доказать.

Из этого свойства следуют некоторые выводы.

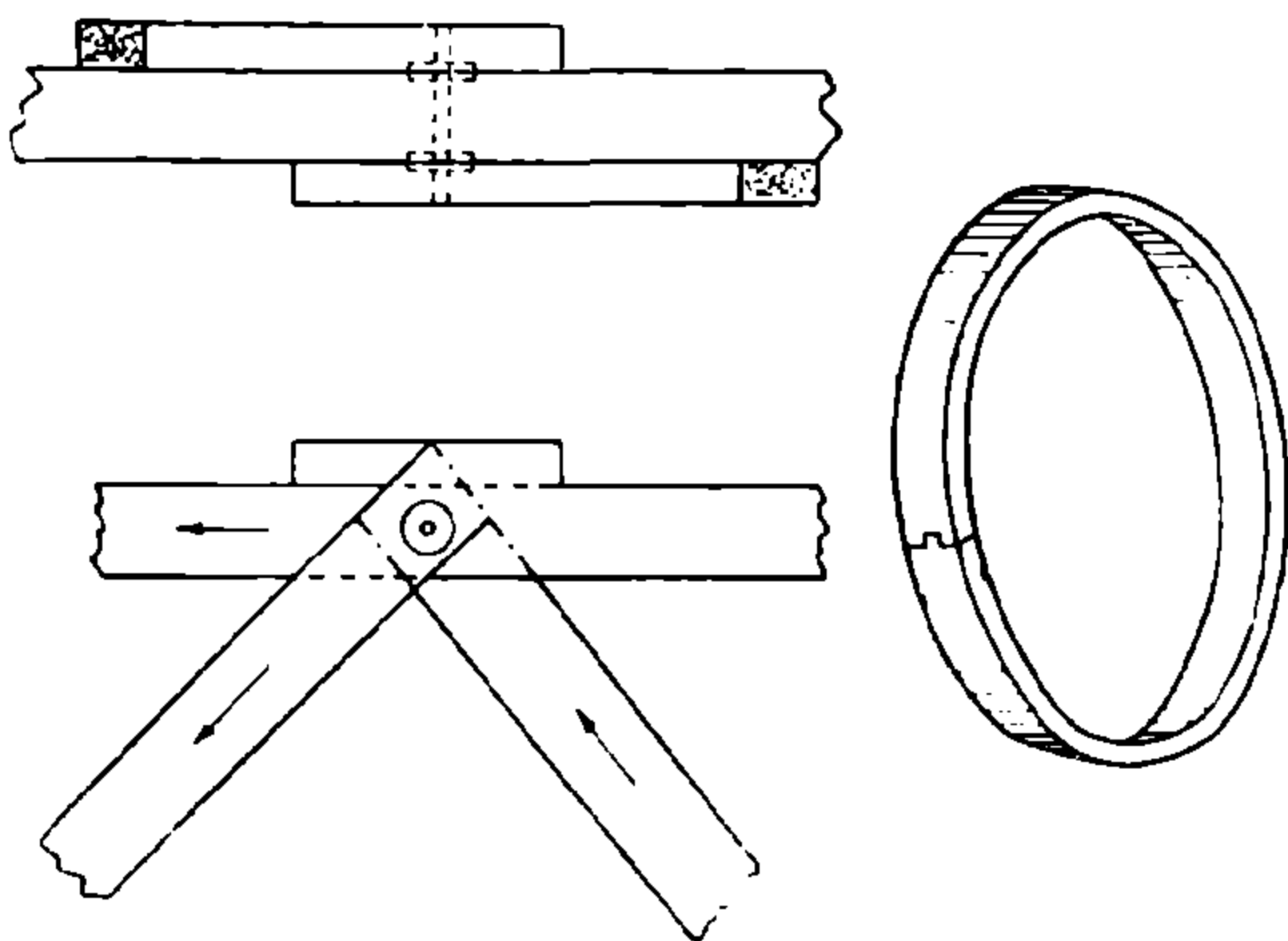
Первый вывод. Вспомним инфлюэнтную линию раскосов криволинейной фермы. Она состоит из треугольников разных знаков.

При равномерном нагружении всей инфлюэнтной линии усилие раскоса равно нулю. Следовательно, оба треугольника инфлюэнтной линии равны между собою.

Второй вывод. От постоянной нагрузки усилие раскоса равно нулю. Временная же нагрузка может загрузить положительную или отрицательную площадь инфлюэнтной линии. Следовательно, каждый раскос в параболической ферме может быть сжато-вытянутым в отличие от ферм с параллельными поясами, где сжато-вытянутые раскосы могут быть только в средних панелях.



Фиг. 246.

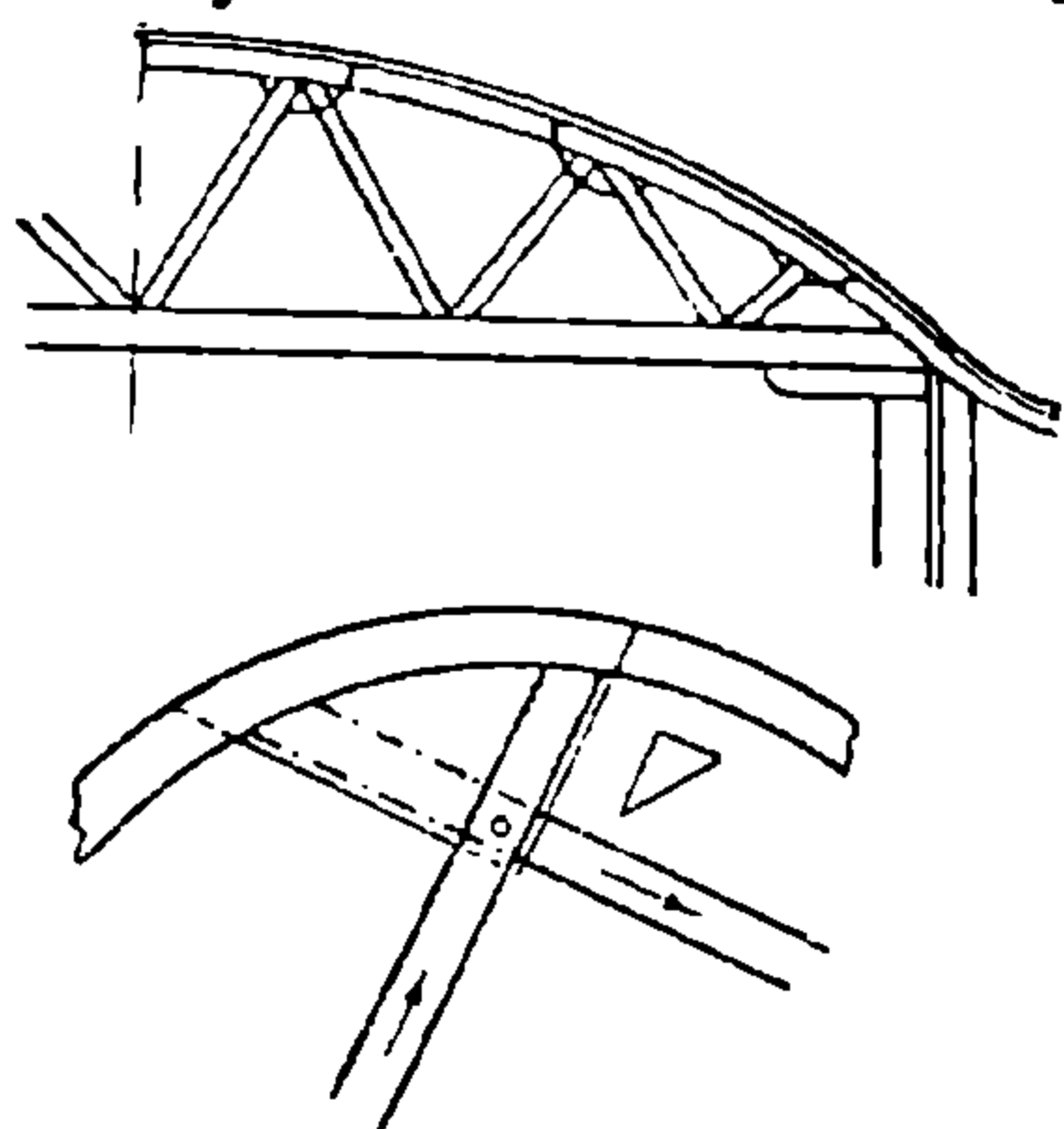


Фиг. 247.

а при нагрузке понизу (к прямому поясу) усилия в стойках равны  $pd$ , где  $p$  — нагрузка на пог. единицу пролета,  $d$  — длина панели. Действительно, вырежем узел 2 из фермы, получим систему сил, изображенных на фиг. 244.

Из условия  $\Sigma Y = 0$  следует, что  $V_2 = 0$ , так как  $U_3 = U_2$  спроектируются в точку, а  $D_2$  и  $D_3$  для этого случая равны нулю. В случае нагрузки понизу вырезанный тот же узел будет иметь систему сил, как на фиг. 245, откуда видно, что  $V_2 = pd$ .

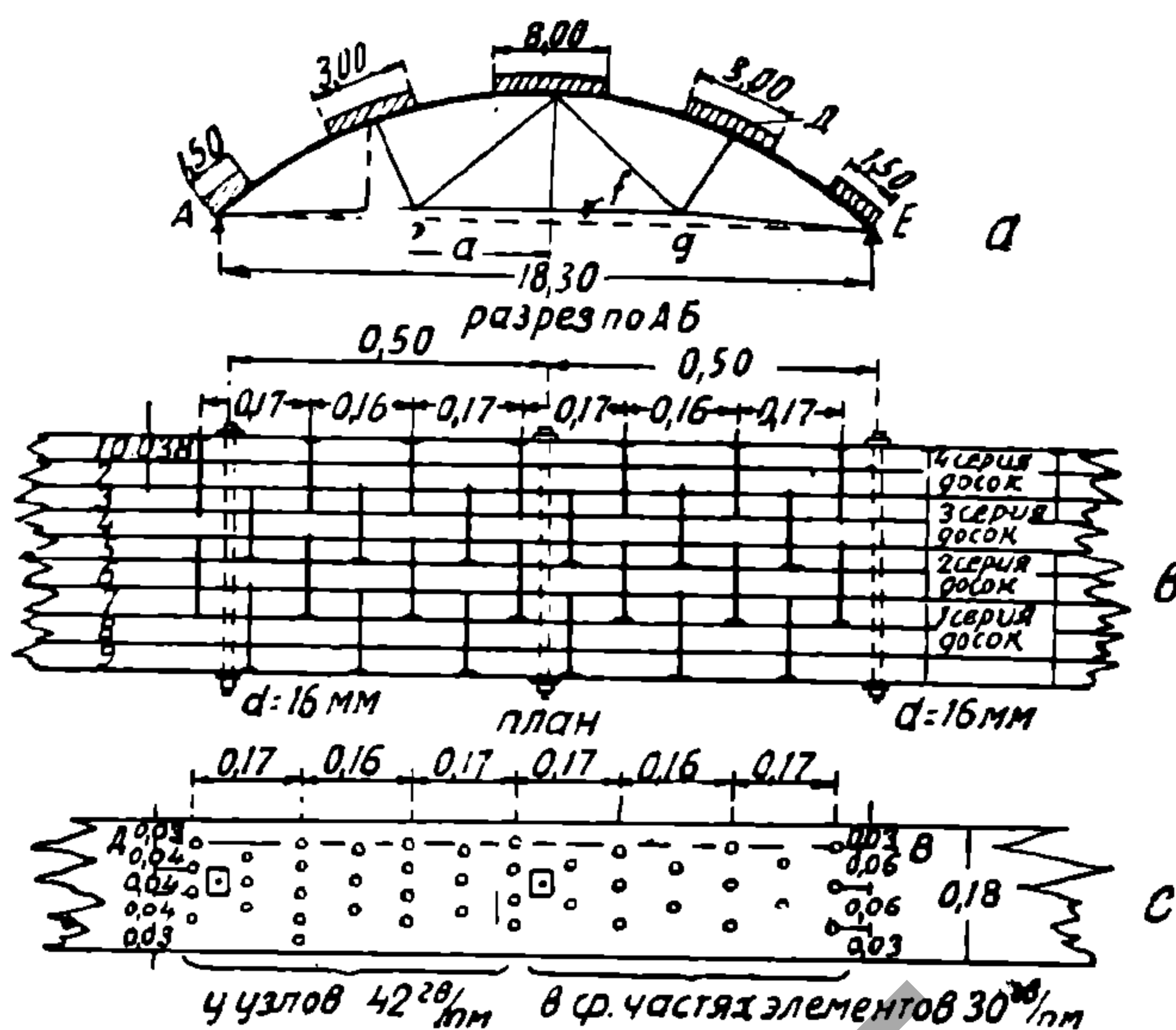
Из этого свойства следуют в отношении стоек параболической фермы те же выводы, как в отношении раскосов: обе площади нифлюэнтной линии стойки равны между собою и все стойки могут быть сжато-вытянутыми. Заметим еще раз, что приведенные 2, 3 и 4 свойства



Фиг. 248.

параболической фермы присущи лишь тем фермам, которые имеют стойки и не присущи тем фермам, решетка коих представляет собою треугольники без стоек, хотя бы пояса и представляли собою многоугольники, вписанные в параболу. В последних фермах, например, усилия раскосов при равномерной нагрузке на всем пролете не равны нулю, горизонтальные проекции всех усилий элементов параболического пояса не равны между собою и пр.

Преимущества параболических ферм сказываются в меньшем весе их по сравнению с фермами других систем, что вытекает из выведенных свойств этих ферм, по коим раскосы совсем не работают от постоянной нагрузки, а стойки очень мало напряжены от

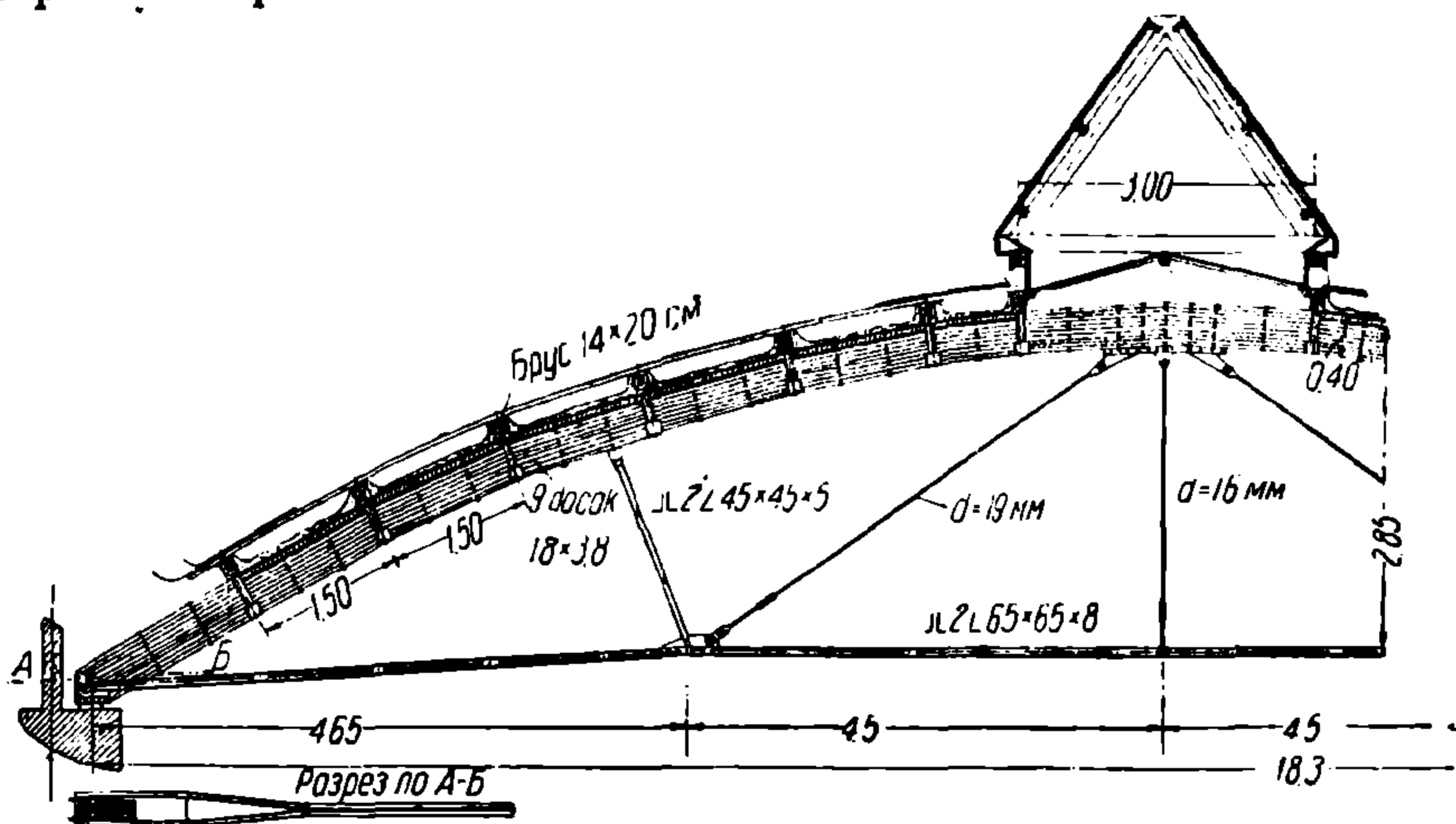


Фиг. 249.

постоянной нагрузки, работая главным образом от временной нагрузки.

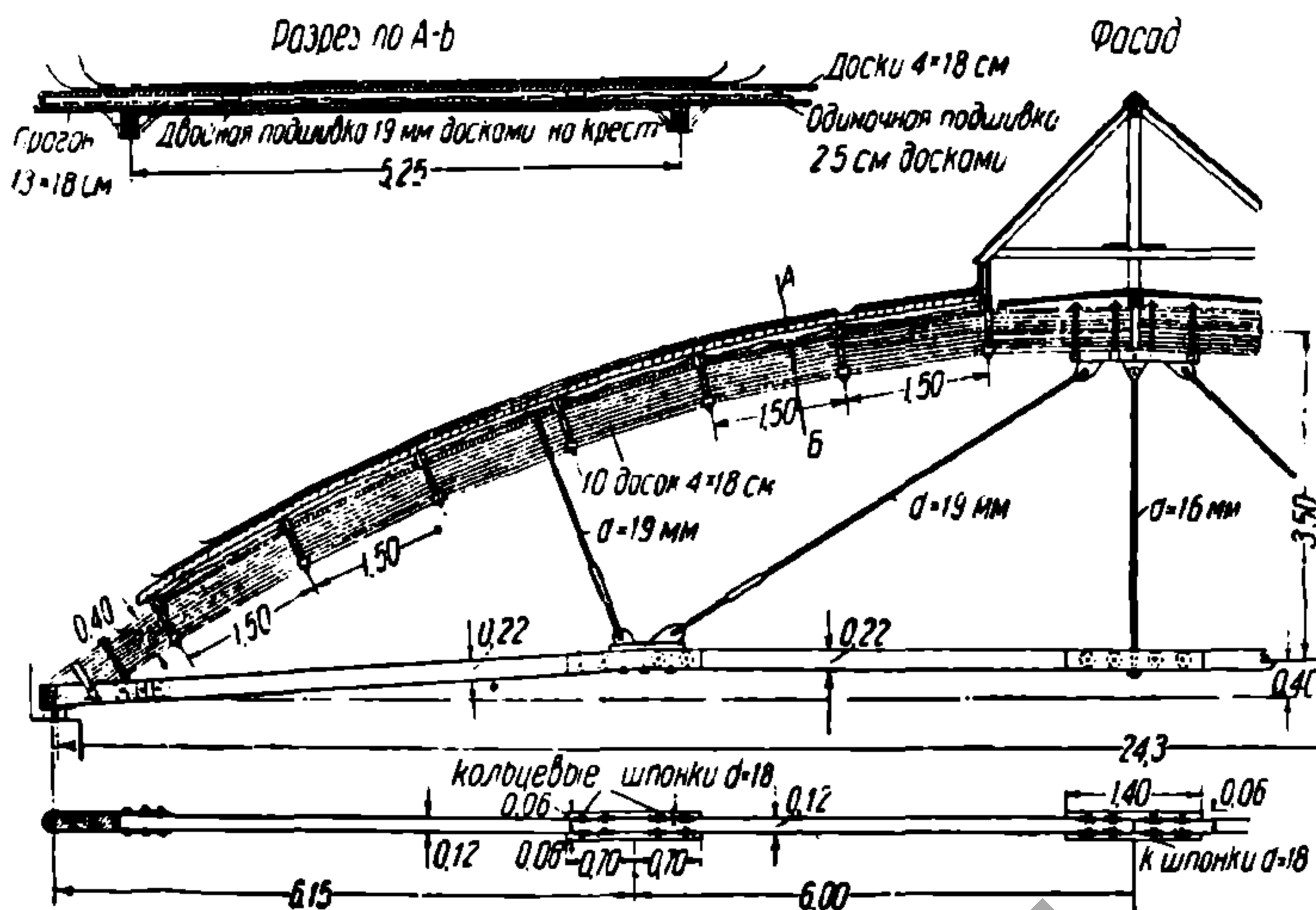
Недостатком металлической параболической фермы являются конструктивные затруднения в устройстве острых опорных узлов,

кои затруднены для клепки, окраски и осмотра. Этот недостаток, впрочем, присущ и другим видам криволинейных ферм с острыми опорными концами.



Фиг. 250.

На фиг. 246 приведена схема деревянной параболической стропильной фермы. Решетка от равномерно распределенной нагрузки, куда входит и собственный вес, не имеет вовсе напряжений. Напряже-

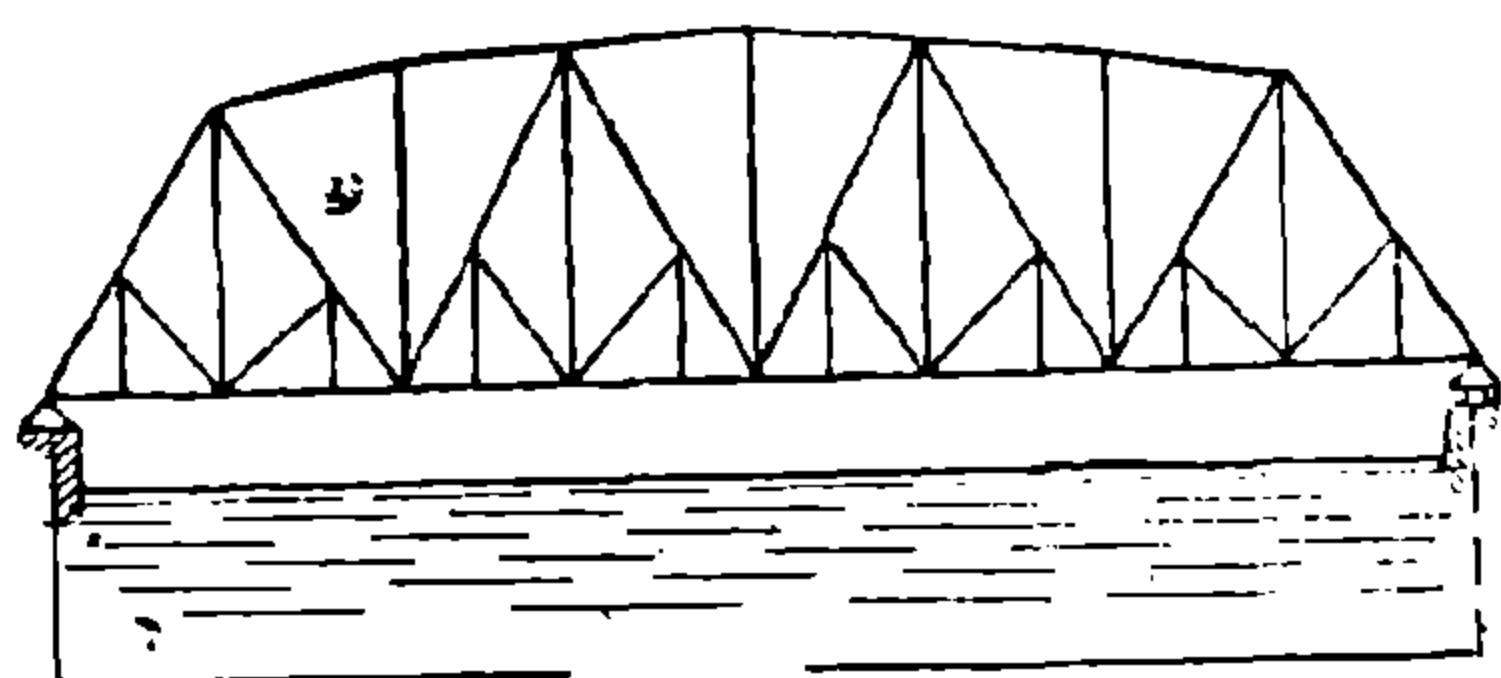


Фиг. 251.

ния появляются только при односторонней нагрузке или при одностороннем давлении ветра. Вытянутые стойки также сделаны из дерева, в отличие от системы Гау в чистом виде, где вытянутые стойки делаются из металлических стержней. Прикрепление вытянутых

стоек к поясам производится помощью колец Тухшерера (фиг. 247). Подробно о стыках на кольцах Тухшерера см. гл. X, § 72.

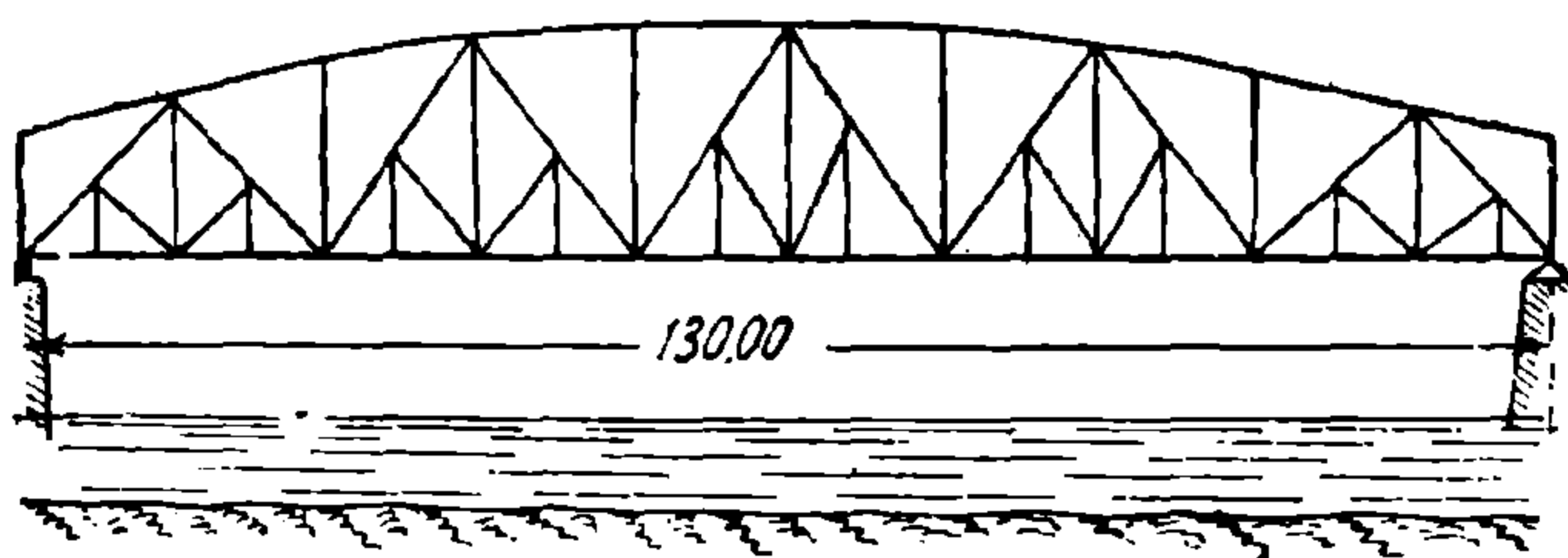
На фиг. 248 приведена такая же деревянная ферма с параболическим верхним поясом с решетками, прикрепленными к верхнему кривому брусу помощью деревянных фасонки.



Фиг. 252.

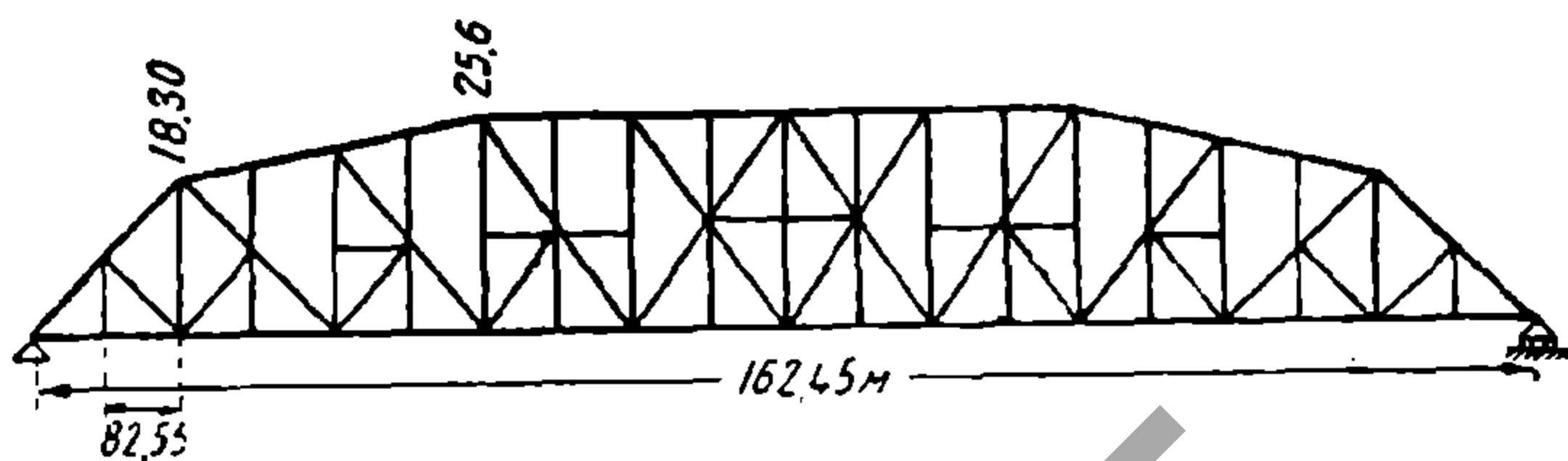
об этом соединении см. § 72. В обеих упомянутых фермах сечение пояса состоит из нескольких досок, которые сколачиваются гвоздями. Стыки досок расположены вразбежку таким образом, что в одном сечении имеется не более одного стыка.

Приводим описание одной весьма рациональной стропильной параболической фермы, принятой в последнее время для покрытия больших гаражей в г. Москве<sup>1</sup>. Схема фермы изображена на



Фиг. 253.

фиг. 249 а. Верхний пояс очерчен по параболе и сделан из положенных друг на друга плашмя досок, соединяемых гвоздями и болтами (фиг. 249 б и с). Решетка треугольной системы состоит из наклонных металлических подвесок. Детально ферма приведена на фиг. 250.



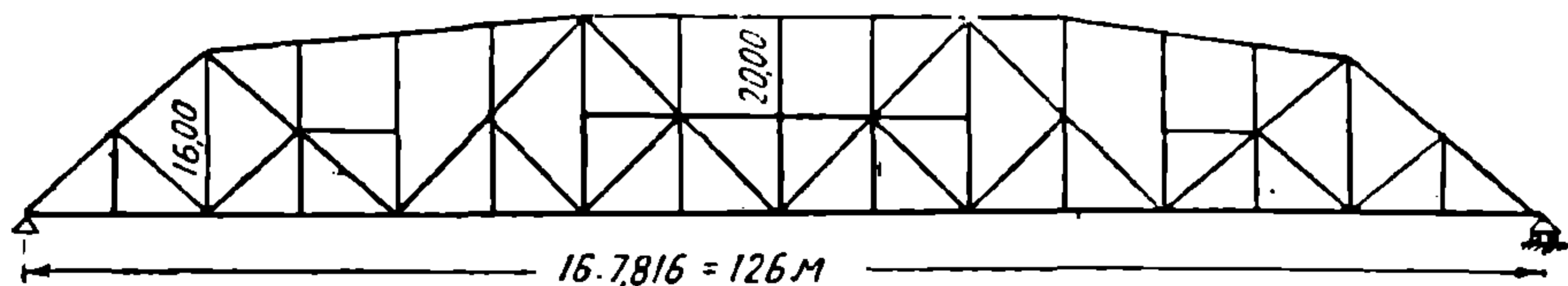
Фиг. 254.

Затяжка металлическая. Запроектированная ферма имеет в длину 18,3 м, высоту по середине—2,85 м.

Верхний пояс сколочен из досок 18×3,8 см. Расположение болтов и гвоздей видно из фиг. 249 б и с.

<sup>1</sup> Подробно см. журнал "Строительная промышленность", № 5 за 1931 г. статья инж. Скворцова.

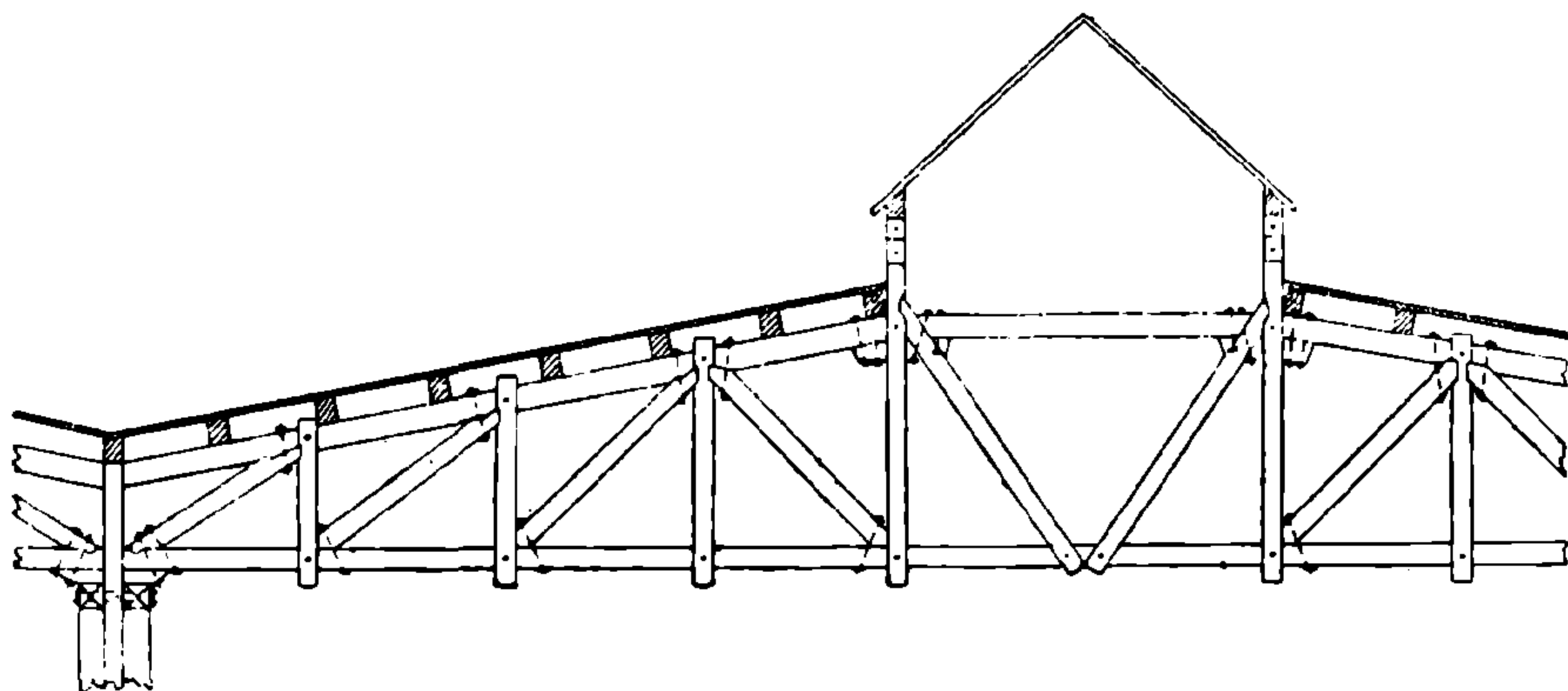
Приподнятость затяжки вызывает во всех подвесках растягивающие усилия от постоянной нагрузки. Подъем затяжки и угол наклона подвески так урегулированы, что растягивающие усилия в подвесках от симметричной постоянной нагрузки несколько пре-



Фиг. 255.

вышают усилие сжатия, которое может появиться в некоторых подвесках при одностороннем загрузении фермы снегом и ветром.

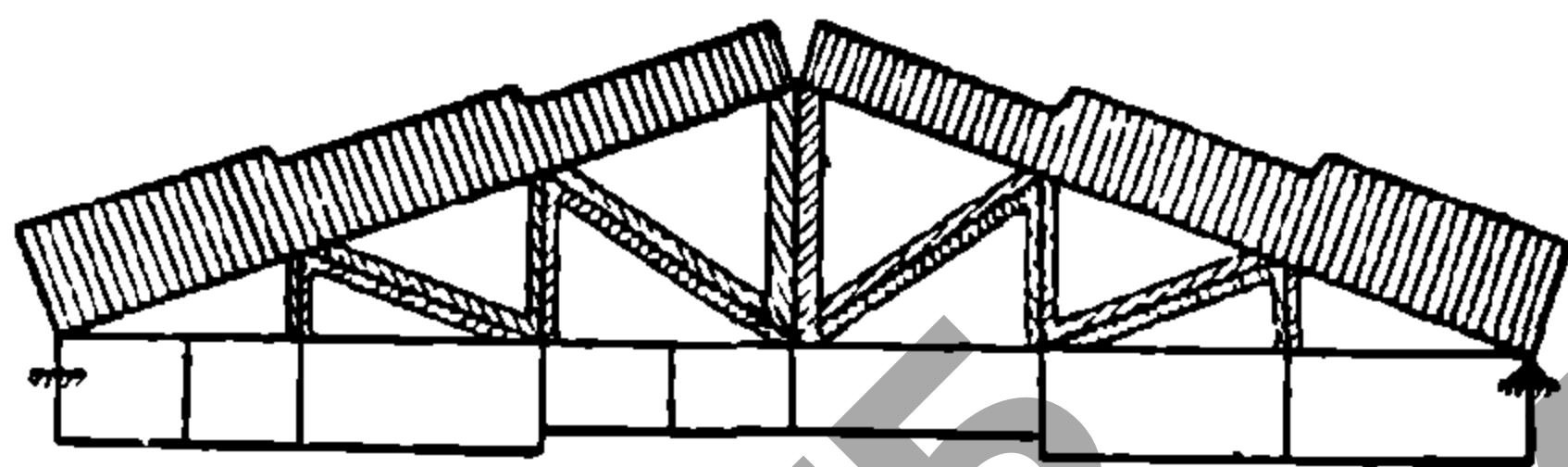
Таким образом, все металлические части фермы работают на растяжение, что является существенным достоинством этой системы.



Фиг. 256.

Элементы верхнего пояса суть криволинейные, вследствие чего в них появляется изгибающий момент от кривизны. Но этот изгибающий момент полностью компенсирован моментом обратного знака от междуузловой нагрузки и элемент работает лишь на равномерное (осевое) усилие сжатия. Таким образом кривизна элементов верхнего пояса, при наличии междуузловой нагрузки, не только не ухудшает, но даже улучшает работу верхнего пояса. Расчет производится, как для обычной балочной параболической фермы по способу Риттера, в предположении прямых стержней.

Момент сопротивления принят равным 0,9 геометрического момента сопротивления. От предварительного изгиба досок в по-



Фиг. 257.



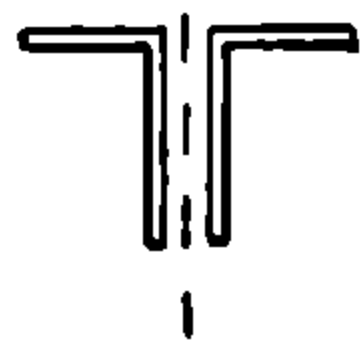
следних появляются напряжения, которые могут быть вычислены по формуле из сопротивления материалов:

$$\sigma = \frac{\nu E}{\rho},$$

где  $\nu$  — полтолщины верхнего пояса,  $\rho$  — радиус его кривизны,  $E$  — модуль упругости дерева. Но напряжения эти невелики ввиду того, что отношение радиуса кривизны дощатого пояса к толщине доски близко к 500.



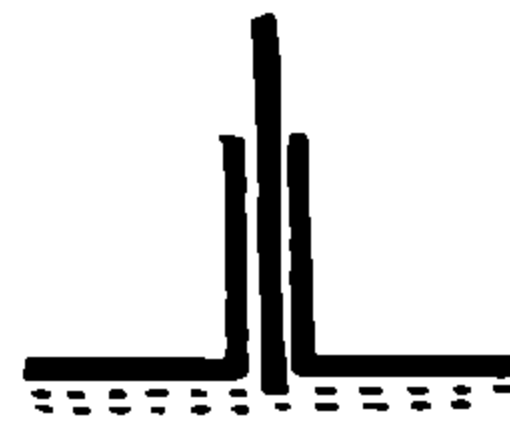
Стыки досок расположены таким образом, чтобы в каждом сечении было не более одного стыка. Доски в стыках тщательно приторцовываются.



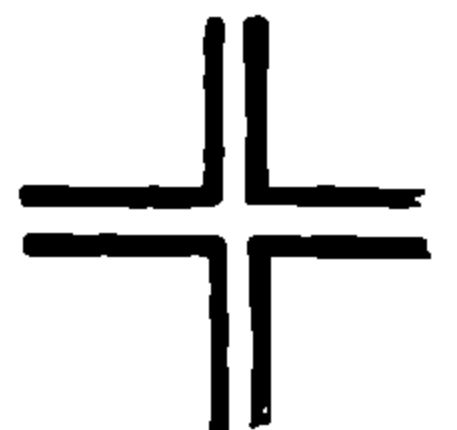
Сверление дыр для болтов производится сразу для целого пакета после окончания забивки гвоздями. Как видно из этого, производство работ весьма несложное: конструкции просты для изготовления и сборки имеют легкий вес, достаточную жесткость, ничтожное количество отходов лесоматериалов, узлы строго центрированы и т. д. Все это го-

Фиг. 258.

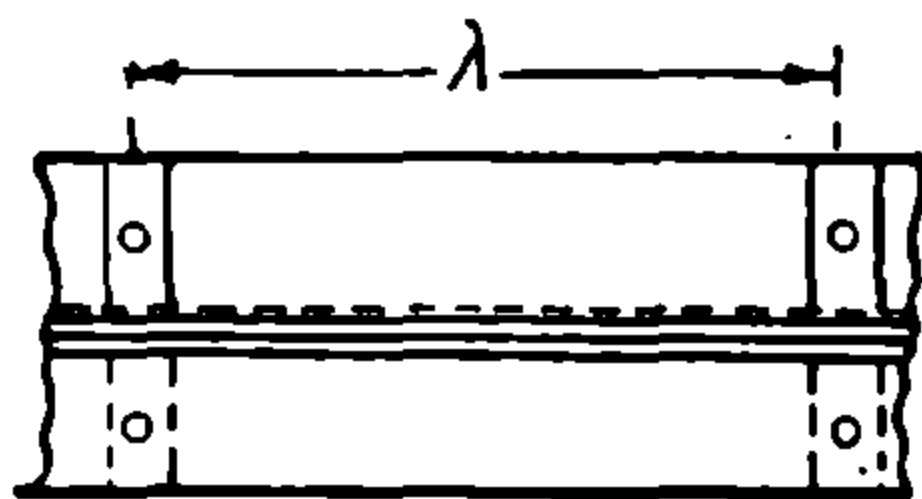
ворит в пользу этой фермы, характеризуя ее как одну из рациональных систем. За недостаток этой системы можно считать значительное количество металла в ней, но этот недостаток можно устранить применением деревянных затяжек вместо металлических. Такая ферма пролетом 24,3 м приведена на фиг. 251.



Фиг. 259.



Фиг. 260.



Фиг. 261.



Фиг. 262.

Московским институтом сооружений произведены испытания до разрушения над двумя фермами описанной конструкции. Испытания подтвердили положительные качества этой системы ферм.

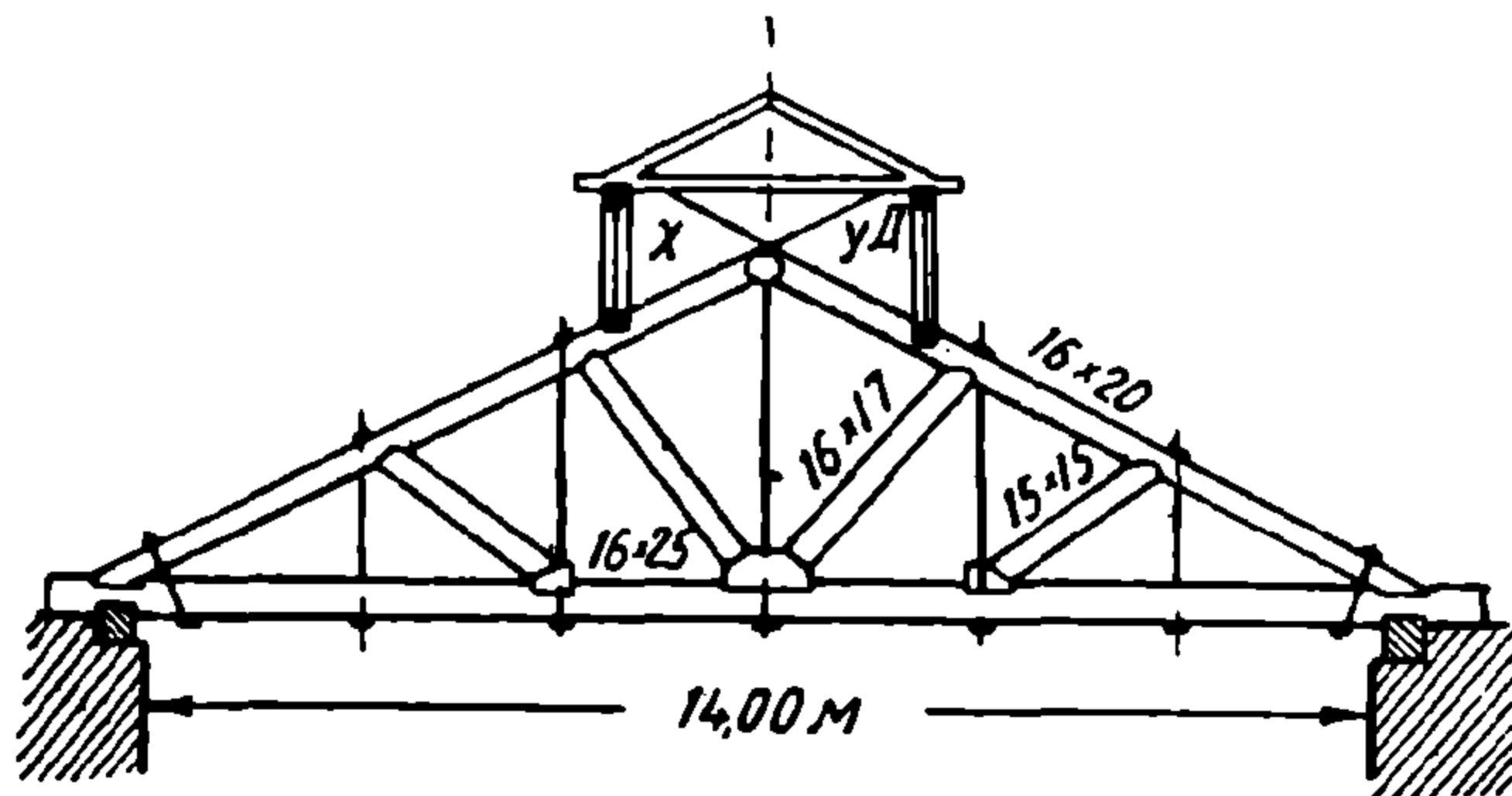
## § 48. Полигональные фермы

Эти фермы, типы коих приведены на фиг. 13 и 14, применяются для больших пролетов (от 50 и более метров). Высота этих ферм посредине, как установлено расчетом, наиболее выгодная (при коей требуется меньше материала на ферму) от  $\frac{1}{5,5}$  до  $\frac{1}{6,5} l$ , где  $l$  есть величина пролета, причем первая величина относится к меньшим пролетам, а вторая — к большим пролетам.

Полигональные фермы, будучи криволинейными, характеризуются тем, что пояс меняет свое направление не во всех узлах (как в дру-

гих криволинейных фермах), а состоит из длинных прямых участков, ломающихся через несколько панелей.

Система решетки этого типа фермы бывает различная, но рациональнее применить треугольную систему с дополнительными стойками и шпренгелями, так как при этом сжатые раскосы делятся в плоскости ферм промежуточными узлами на две части, что уве-



Фиг. 263.

личивает их сопротивление продольному изгибу в плоскости ферм. Иногда в этих промежуточных узлах можно поставить и поперечные связи, тогда сжатый раскос при расчете на сжатие принимается половиной своей длины не только в плоскости фермы, но и в плоскости, ей перпендикулярной.

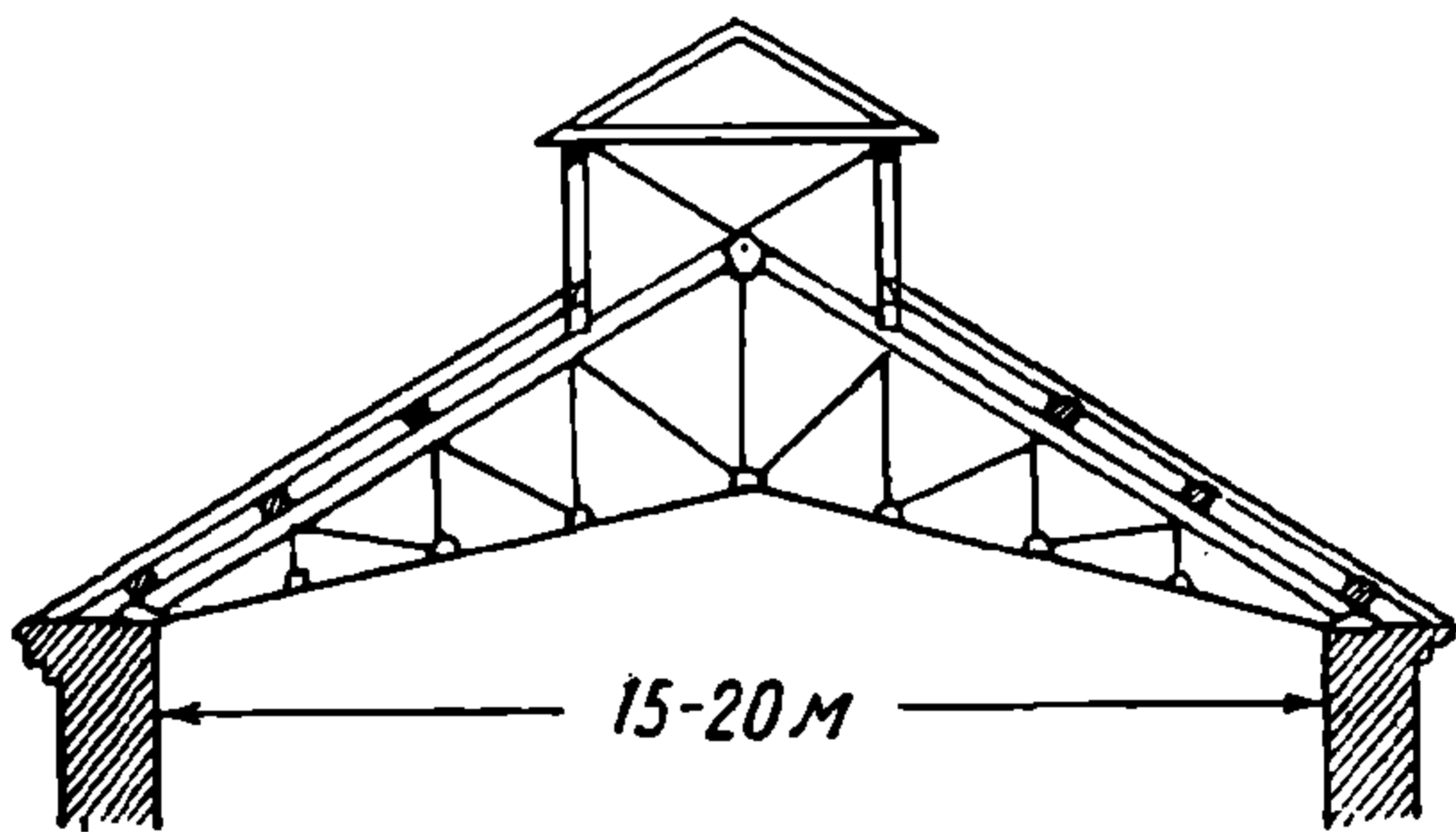
Шпренгеля, кроме того, уменьшают длину панелей и облегчают вес проезжей части.

На фиг. 252 приведен тип шпренгельной фермы.

Аналогичная ферма приведена на фиг. 253. Она отличается от предыдущей фермы наличием опорных стоек.

Преимущества последней фермы заключаются в том, что в ней опорный узел не острый и более удобный для конструирования и осмотра. Но, с другой стороны, тратится лишний материал на два нерабочих, значит лишних, элемента (на опорную стойку и первый элемент верхнего пояса) и ферма менее красива ввиду отсутствия плавного перехода пояса к опорам.

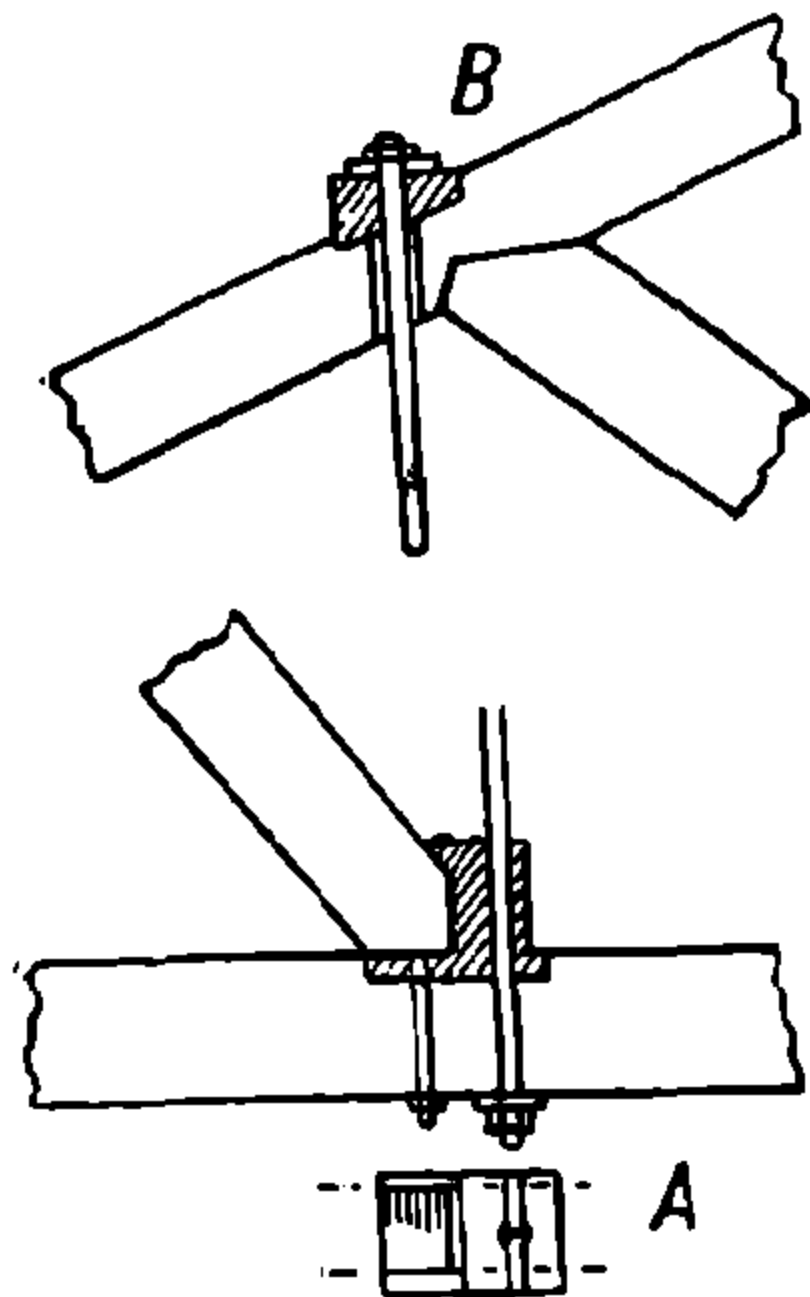
На фиг. 254 и 255 приведены фермы с горизонтальными стяжками, рассчитанные на уменьшение расчетной длины стоек, но эти стяжки портят общий спокойный вид фермы и, по меткому выражению проф. Патона, „запутывают ясную схему фермы“.



Фиг. 264.

Вышеприведенные фермы суть металлические. Сечения поясов этих ферм чаще всего бывают коробчатыми, типы коих приведены на фиг. 235.

Тип деревянной стропильной фермы с полигональным очертанием верхнего пояса изображен на фиг. 256. Стойки двойные и охватывают пояса врубками и скреплены болтами. Сжатые раскосы упираются зубом и скреплены болтами.



Фиг. 265.

## § 49 Треугольные фермы

Они применяются главным образом как стропильные. Типы их приведены выше на фиг. 22, 23 по 29. Характерной особенностью этих ферм, как установлено в § 37, является то, что решетка одной половины фермы не работает от нагрузки другой половины.

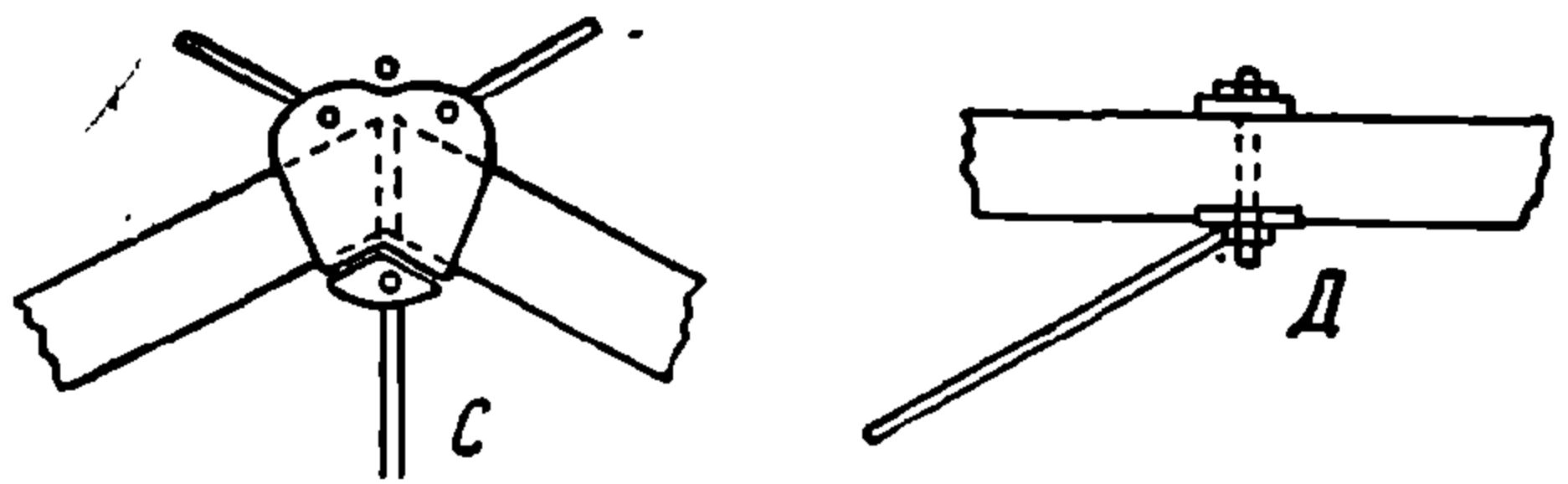
На фиг. 257 приведен вид эпюры усилий в элементах стропильной фермы. Из вида этой эпюры усматривается, что усилия в поясах возрастают от середины к опорам, а усилия в решетке возрастают от опор к середине. Этим стропильная ферма резко отличается от фермы с параллельными

поясами, в коей, наоборот, пояс имеет максимум усилий к середине, а решетка к опорам.

Знаки усилий в решетке стропильной фермы также противоположны ферме с параллельными поясами, а именно в стропильной ферме нисходящие раскосы сжаты, а стойки растянуты. Вообще говоря, стропильная ферма является самой тяжелой фермой, усилия в ней больше, чем в других фермах, и, кроме того, она имеет конструктивные неудобства ввиду того, что на опоре сходятся элементы пояса под острым углом.

Сечение поясов металлических стропильных ферм чаще всего бывает тавровым из двух равнобоких или неравнобоких уголков (фиг. 258). Длинная полка располагается вертикально. Это сечение удобно для прикрепления элементов решетки. Для усиления сечения последнее снабжают горизонтальными или вертикальными листами (фиг. 258 и 259). Крестовое сечение (фиг. 260) встречается реже.

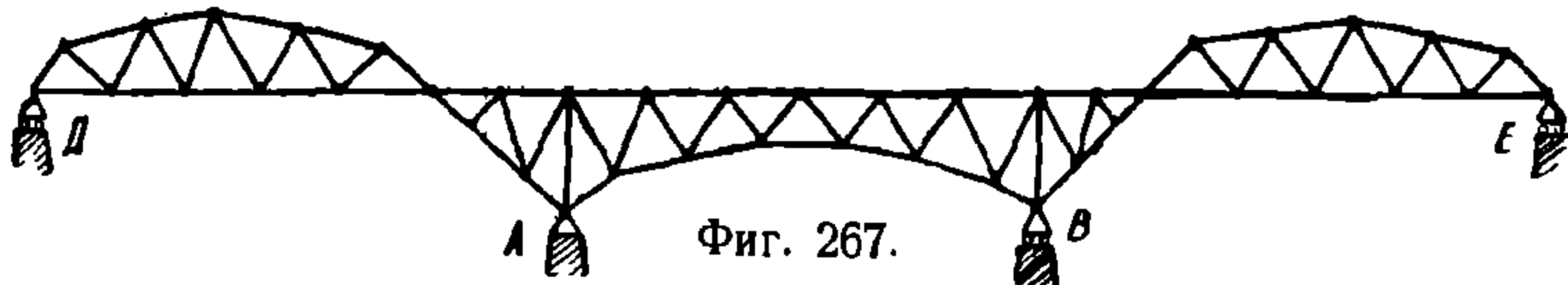
Сечение решетки чаще всего имеет вид креста или зета (фиг. 261, 262), или же вид тавра. При малых усилиях элемент решетки состоит из одного уголка, но тогда имеет место внецентренность усилия в решетке, и вся ферма несимметрична относительно вер-



Фиг. 266.

тикальной плоскости. Типы деревянных стропильных ферм так называемой подвесной системы приведены на фиг. 20, 22, 23, 263.

На фиг. 263 приведен тип английской стропильной фермы по системе Гау с деревянными сжатыми раскосами и натянутым железными тяжами. Ферма снабжена фонарем над коньком крыши для верхнего света. Сжатые раскосы упираются в нижний пояс (в затяжку) помощью особой подушки в виде чугунной коробки, скрепленной с затяжкой болтами (фиг. 265А).



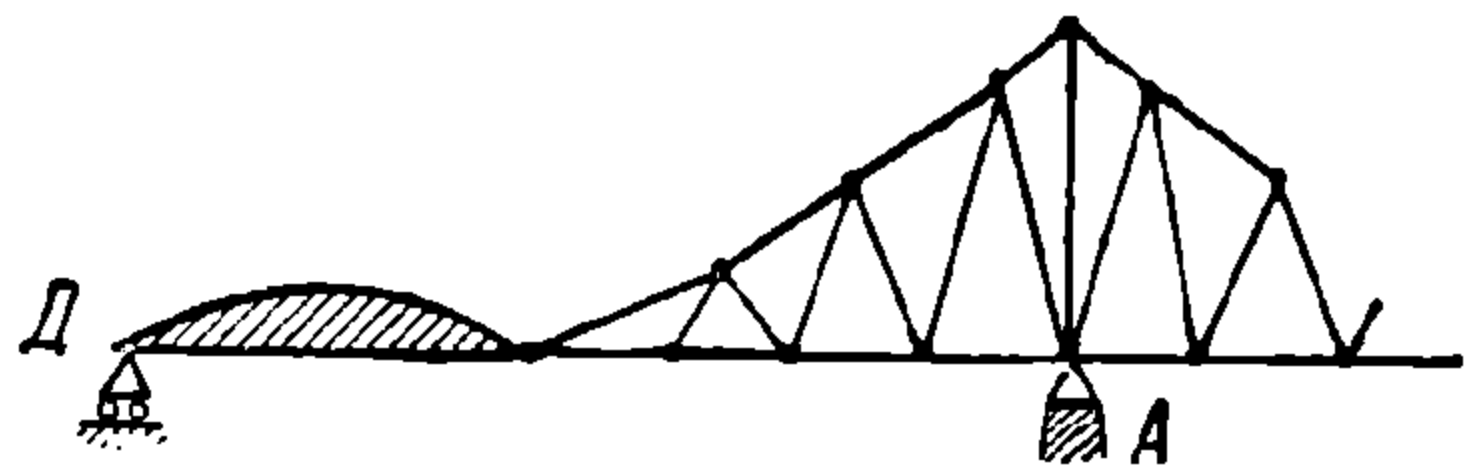
На фиг. 265В и 266D показаны детали скрепления подкоса и тяжа с верхним поясом. На фиг. 266С показана деталь вершины фермы, где обе стропильные ноги сопрягаются посредством чугунной коробки. Последняя снабжена ушками, к которым прикреплены тяги с фонарями. Приведенные на фиг. 265 и 266 узлы фермы суть простые и рациональные конструкции.

На фиг. 264 показана стропильная ферма, в которой вся решетка и нижний пояс суть металлические.

### § 50. Шарнирно-консольные фермы

Типы их изображены на фиг. 267 и 268. Консоли в области расчета похожи на фермы, заделанные одним концом.

Шарнирно-консольные фермы впервые предложены в 1846 г. в Англии, причем авторы, исходя из того, что в каждой неразрезной балке имеются нулевые точки, т. е. точки, в коих при определенном действии нагрузки изгибающий момент равен нулю, предложили в этих точках поставить шарнир. Изгибающий момент внешних сил с одной или с другой стороны фермы относительно этих шарниров равен 0, вследствие чего эти шарниры позволяют писать недостающие в неразрезных балках уравнения статики, чем делают ферму статически определимой относительно внешних сил.

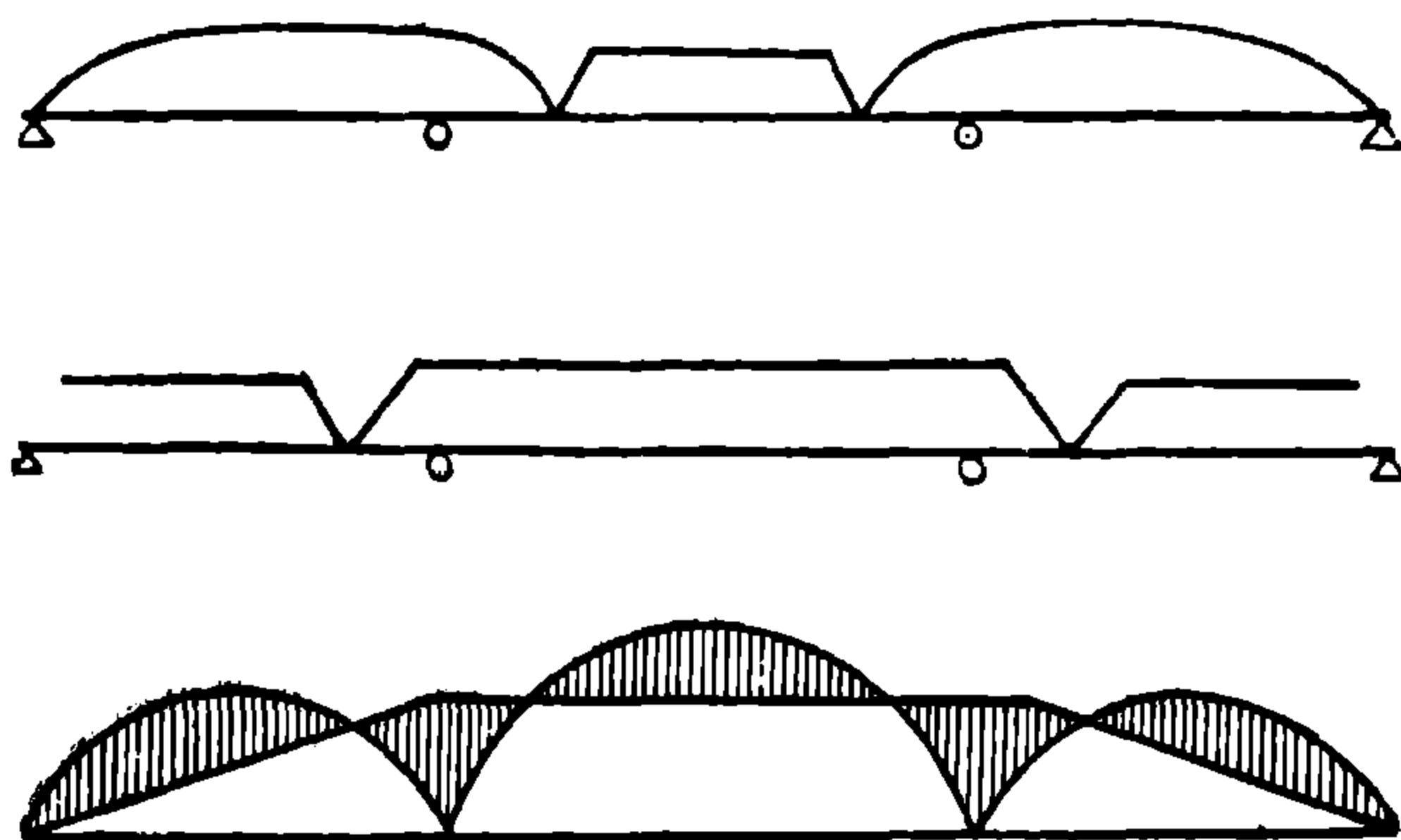


Наибольшие изгибающие моменты будут на пролетах около середины и на опорах, только они будут разных знаков.

Нагрузка от консолей вызывает на пролете напряжения с обратным знаком, что усматривается из эпюры изгибающих моментов, приведенной на фиг. 269. Таким образом пролет, благодаря консоли, разгружается (если, конечно, консоль не слишком велика).

Подвесные фермы прикрепляются к консолям помощью шарниров, передавая нагрузку свою на консоль, как сосредоточенный груз, приложенный на конце консоли.

Сама подвесная ферма работает от нагрузки, на ней находящейся, как разрезная ферма, причем одной ее опорой служит шарнир. Консольные фермы имеют значительные преимущества тем, что представляют возможность произвести навесную сборку без подмостей, что особенно важно при устройстве моста через водопады, через реки с быстрым течением и пр. Кроме того, на быках при



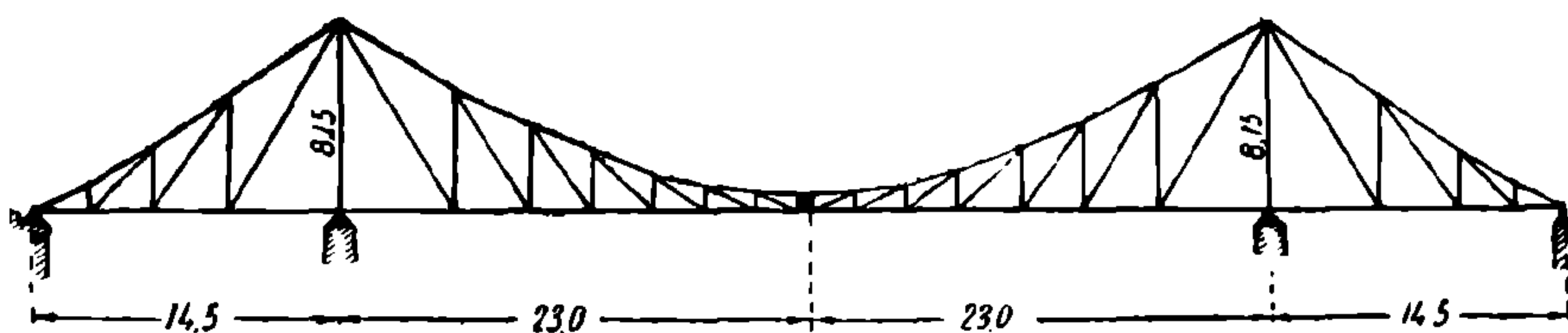
Фиг. 269.

разрезной системе были бы по две опоры, а при консольной — одна опора, что позволяет уменьшить размеры быка и центрировать нагрузку.

Недостатком консольной фермы являются резкие изменения напряжений в элементах пояса, что видно из приведенной на фиг. 269 эпюры изгибающих моментов консольной балки и делает затруднительным подбирать сечения их экономично.

Несмотря на указанный недостаток и некоторую сложность шарнирно-консольных ферм по сравнению с балочными, их применение дает явно выгодное решение при перекрытии больших пролетов в 200 и более метров.

Наибольшие мосты, построенные до сих пор, — мост через Фортский залив пролетом в 528 м и мост через р. Св. Лаврентия в Квебеке пролетом 549 м шарнирно-консольного типа.



Фиг. 270.

Правильные очертания консольных ферм будут тогда, если они изменяются соответственно величине изгибающих моментов.

Над опорами, где наибольшие изгибающие моменты, фермы обычно имеют наибольшую высоту. На пролете высота ферм уменьшается соответственно уменьшению величины изгибающего момента.

Консольные фермы могут быть и без подвесных частей. На фиг. 270 приведен пример такой консольной фермы, где обе консоли (в середине фермы) впритык подходят друг к другу, образуя зазор и не препятствуя каждой консоли работать независимо одна от другой.

## ФЕРМЫ С РАСПОРОМ (трехшарнирные)

## § 51. Общие понятия

В первой главе было уже отмечено отличие арки от балки: в балке при наличии вертикальной нагрузки опорные реакции только вертикальны, а в арке, ввиду горизонтальной неподвижности обеих опор, имеются и горизонтальные составляющие реакций опор, так называемый распор, стремящийся раздвинуть опорные точки.

В шарнирных креплениях опор арки четыре неизвестных: два вертикальных и два горизонтальных составляющих, для определения коих мы имеем всего три уравнения статики.

Таким образом невозможно определить законами статики опорные реакции, и это делает двухшарнирную арку статически неопределимой.

Если же включить в арку третий шарнир, то последний позволит написать недостающее четвертое уравнение равновесия, а именно: так как по обе стороны от третьего шарнира силы в равновесии и обе части арки не вращаются около среднего шарнира, то можно написать, что сумма моментов всех сил справа или слева относительно третьего шарнира равна нулю.

Таким образом трехшарнирная арка приводится к статически определимому виду относительно внешних сил.

С одним типом трехшарнирной арки мы уже выше познакомились (фиг. 200). Другие типы приведены на фиг. 271, 279 и 280.

Часть арки может быть очерчена не по кривой, а по ломаной линии, тогда вместо названия арки применяют название рамы.

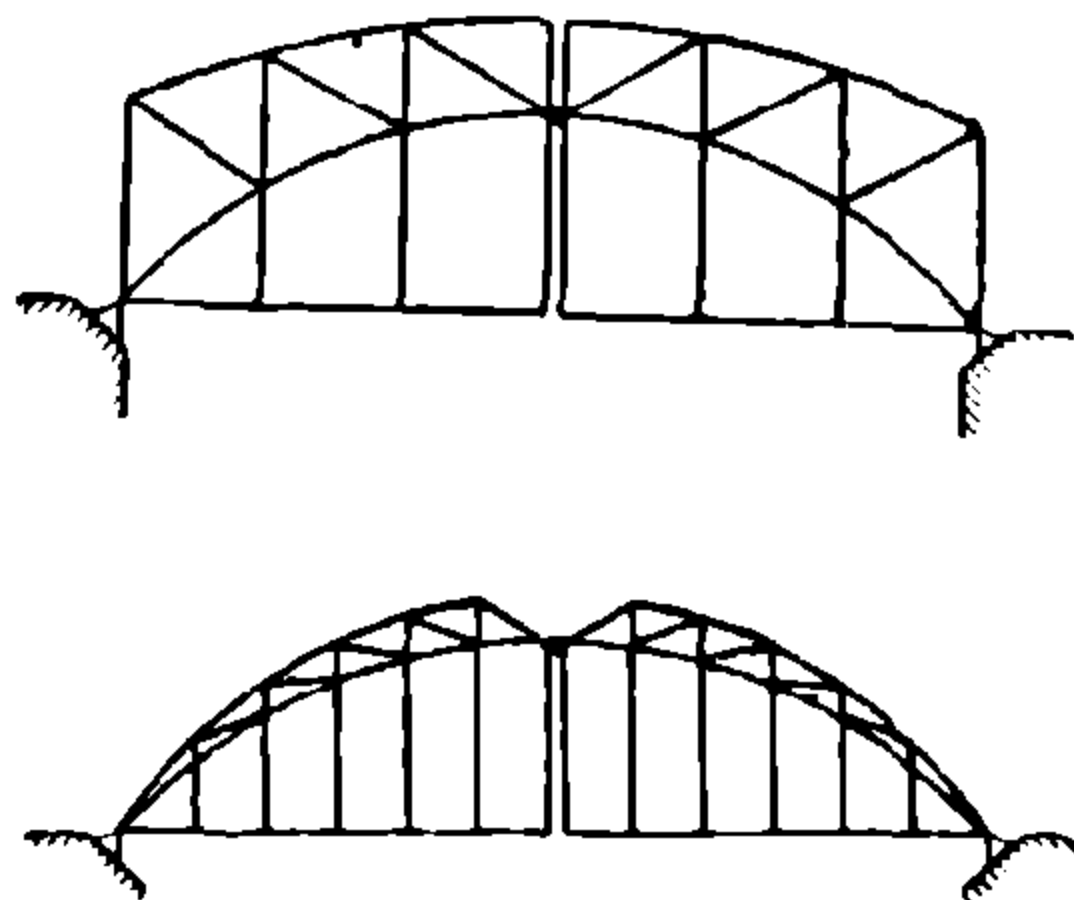
Примеры сквозной рамы (в виде фермы) приведены на фиг. 272. Они отличаются по сравнению с арками высоким подъемом.

Перейдем к определению опорных реакций, что, как знаем, должно предшествовать всякому расчету ферм и балок.

## § 52. Определение опорных реакций (аналитическое)

Способы определения опорных реакций в арочной ферме одинаковы, как в сплошной арке. Способ аналитического определения реакций опор состоит в следующем.

Разлагаем реакции опор на две составляющие — вертикальные  $V_a$  и  $V_b$  и горизонтальные  $H_a$  и  $H_b$  и составляем нижеследующие уравнения статики.

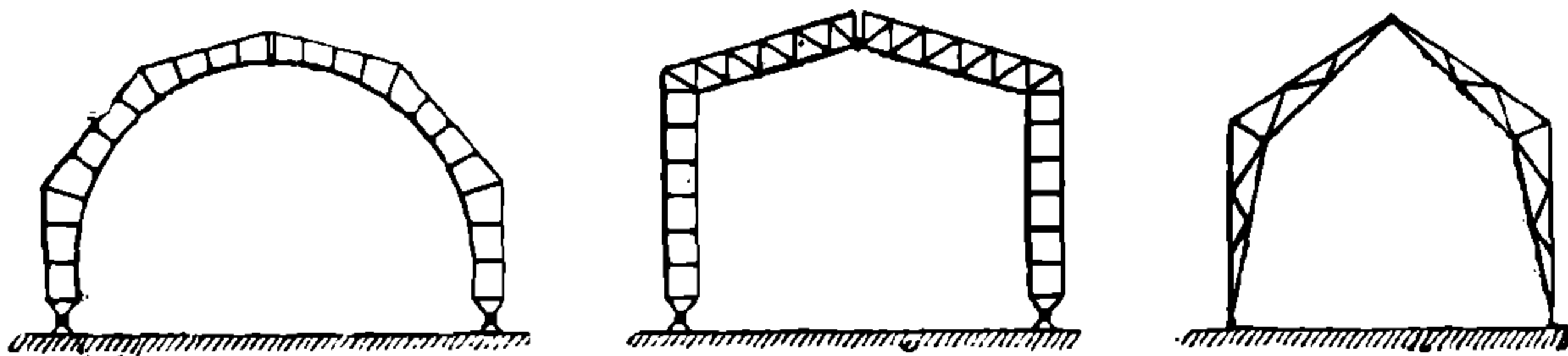


Фиг. 271.

Уравнения моментов относительно опорных точек (фиг. 273):

$$1) V_a l - H_a y_b - P_1 \cos(P_1 Y) (l - a_1) - P_2 \cos(P_2 Y) (l - a_2) - \\ - (P_n \cos(P_n Y) (l - a_n) + P_1 \sin(P_1 Y) (y_1 - y_b) + P_2 \sin(P_2 Y) (y_2 - y_b) - \\ - P_n \sin(P_n Y) (y_n - y_b) = 0;$$

$$2) -V_b l - H_b y_b + P_1 \cos(P_1 Y) a_1 + P_2 \cos(P_2 Y) a_2 + \\ + P_n \cos(P_n Y) a_n + P_1 \sin(P_1 Y) y_1 + P_2 \sin(P_2 Y) y_2 - P_n \sin(P_n Y) y_n = 0.$$



Фиг. 272.

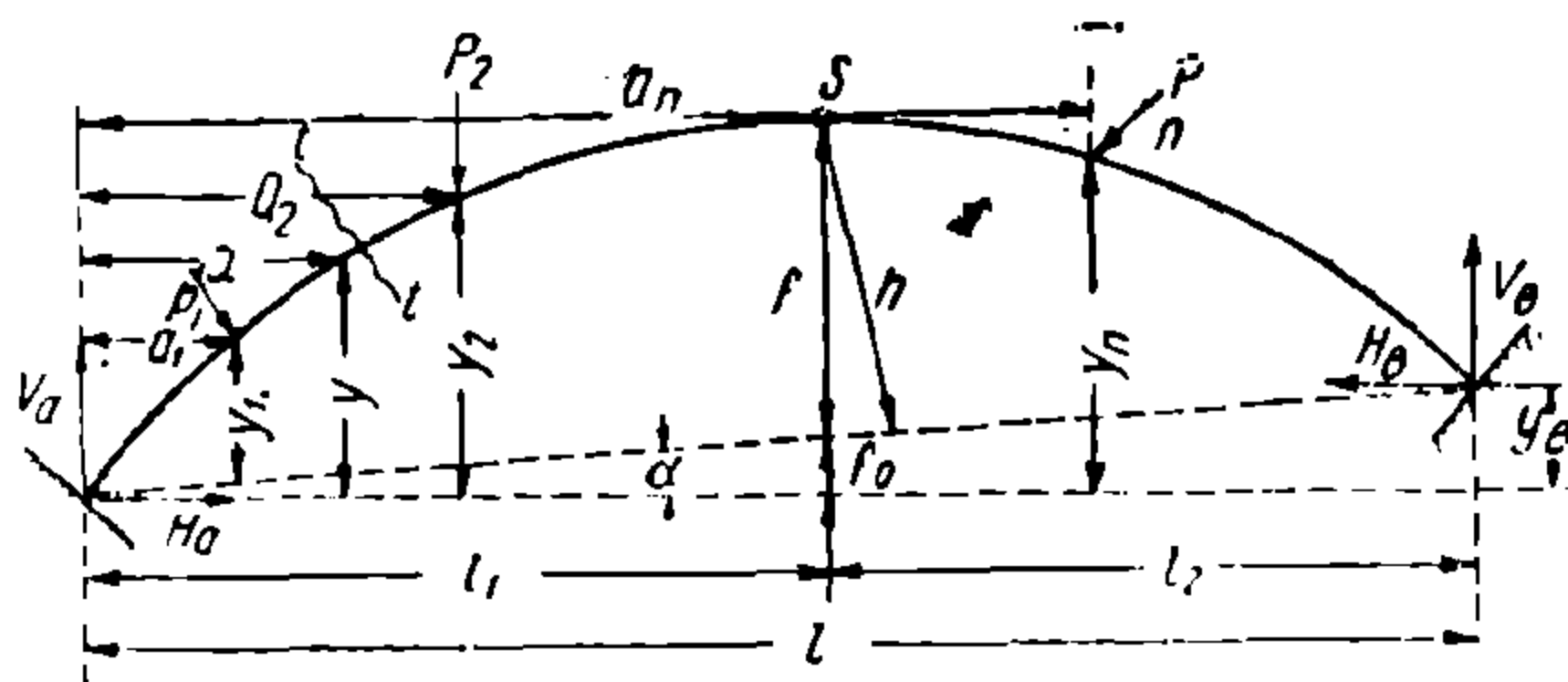
Уравнение проекции на горизонтальную ось:

$$3) H_a - H_b + P_1 \sin(P_1 Y) + P_2 \sin(P_2 Y) - P_n \sin(P_n Y) = 0.$$

Уравнение моментов относительно среднего шарнира  $s$  сил, слева или справа от него лежащих.

Уравнение сил слева относительно среднего шарнира:

$$4) V_a l_1 - H_a (f + f_0) - P_1 \cos(P_1 Y) (l_1 - a_1) - P_2 \cos(P_2 Y) (l_1 - a_2) - \\ - P_1 \sin(P_1 Y) (f + f_0 - y_1) - P_2 \sin(P_2 Y) (f + f_0 - y_2) = 0.$$



Фиг. 273.

В приведенных уравнениях выражения  $P \cos(PY)$  и  $P \sin(PY)$  обозначают проекции соответствующих сил на вертикальную и горизонтальную оси.

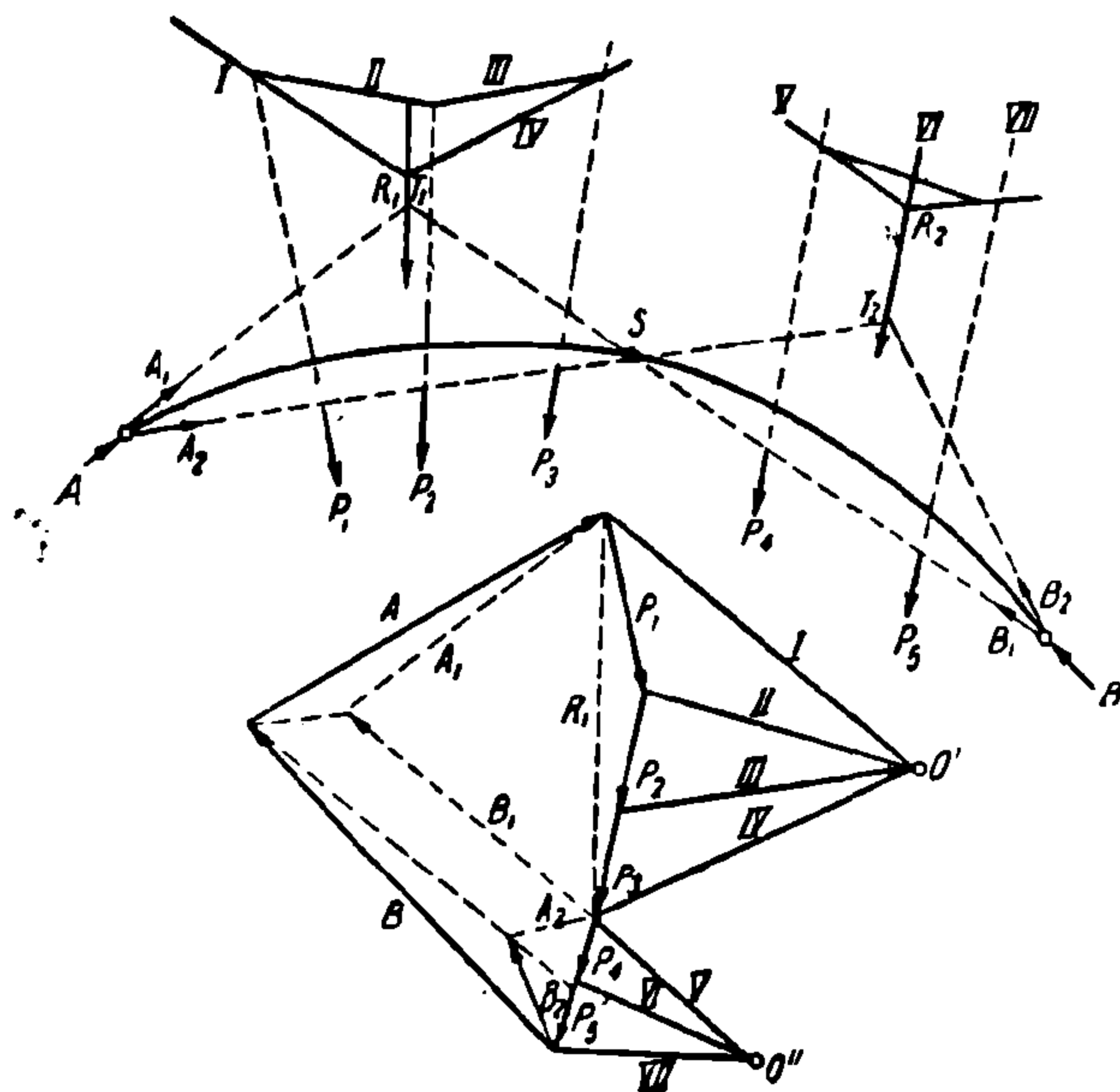
В случае одной только вертикальной нагрузки опорные реакции  $V_a$  и  $V_b$  будут равны вертикальным опорным реакциям  $A$  и  $B$  простой балки, т. е.  $V_a = A$  и  $V_b = B$ .

Величины горизонтальных составляющих можно выразить из условия равновесия сил слева или справа относительно шарнира  $s$ , т. е. можно написать  $M_{0(лев)} - H_a (f + f_0) = 0$ , где  $M_0$  обозначает момент относительно шарнира  $s$  внешних сил, откуда  $H_a = \frac{M_0(лев)}{f + f_0}$ .

Аналогично  $H_a = \frac{M_0 (np a)}{l + l_0 - y_a}$ , т. е. горизонтальная составляющая равна моменту внешних сил от простой балки относительно сечения проходящего через шарнир  $s$ , деленному на высоту арки.

Если опоры лежат на одном уровне, приведенные выше уравнения будут значительно упрощены, так как тогда  $y_b = 0$  и  $l_0 = 0$ .

В случае вертикальной нагрузки из закона  $\sum x = 0$  следует, что  $H_a = H_b = H$ , т. е. горизонтальные составляющие опорных реакций равны и направлены в противоположные стороны. Иначе сказать, распор одинаков в обеих опорах и равен  $H = \frac{M_0 \cos \alpha}{l + l_0}$ , а при одинаковом к тому же уровне опор  $H = \frac{M_0}{l}$ .



Фиг. 274.

### Графическое определение опорных реакций

Определяем при помощи веревочных многоугольников равнодействующие сил, приложенных слева и справа от среднего шарнира  $R_1$  и  $R_2$  (фиг. 274).

На основании закона независимости действия сил, мы рассматриваем сначала равнодействующую  $R_1$  (полагая  $R_2 = 0$ ).

Она должна разлагаться на направления опорных сопротивлений  $A_1$  и  $B_1$ .

Направление силы  $B_1$  должно обязательно пройти через шарнир  $s$ , иначе правая часть фермы, имея только одну силу  $B_1$  с плечом не равным нулю относительно шарнира  $s$ , вращалась бы относительно последнего.



Направление же опорного давления  $A_1$  определится шарниром  $s$  и точкой  $T_1$  пересечения силы  $R_1$  с прямой, проходящей через шарниры  $B$  и  $s$ .

Подобными же рассуждениями (предполагая  $R_1 = 0$ ) разлагаем равнодействующую  $R_2$  на направления  $A_2$  и  $B_2$ .

Геометрическим сложением  $A_1$  с  $A_2$  и  $B_1$  с  $B_2$  получим величины и направления  $A$  и  $B$ . На фиг. 274 проделаны все эти геометрические построения. Точки  $O'$  и  $O''$  суть полюсы веревочных многоугольников, послуживших для определения равнодействующих  $R_1$  и  $R_2$ .

### § 53. Определение моментов, поперечной и продольной силы

Определение момента и поперечной силы относительно какой-либо точки или сечения производится уже известными нами способами, с учетом только существования горизонтальной составляющей.

Так, для сечения  $t-t$  приведенной выше арки (фиг. 273)

$$M_x = V_a x - H_a y - P_1 \cos(P_1 Y) (x - a_1) - P_1 \sin(P_1 Y) (y - y_1).$$

В случае вертикальной нагрузки  $\sin(P_1 Y) = 0$

и

$$P_1 \cos(P_1 Y) (x - a_1) = P_1 (x - a_1).$$

Тогда уравнение примет вид:

$$M_x = V_a x - P_1 (x - a_1) - H_a y = 0,$$

где  $V_a x - P_1 (x - a_1)$  соответствует моменту  $M_x^0$  в простой балке относительно того же сечения, следовательно,  $M_x = M_x^0 - H_a y$ , т. е. момент в сечении арки, при одвой лишь вертикальной нагрузке, равен моменту относительно того же сечения от внешних сил, как в простой балке, минус момент от распора.

В случае вертикальной нагрузки из условия  $\Sigma X = 0$  следует, что  $H_a = H_b = H_c$  и выражение момента в сечении арки примет вид:

$$M_x = M_x^0 - H y.$$

Величина поперечно-перерезывающей силы  $Q_x$  относительно какого-либо сечения получается из условия проекции всех сил слева (или справа) от сечения на плоскость сечения, перпендикулярную к оси арки. В нашем случае для сечения  $t-t$ , образующего с вертикалью угол  $\varphi$ , берем проекцию сил на плоскость сечения слева от последнего:

$$Q_x = V_a \cos \varphi - H_a \sin \varphi - P_1 \cos(P_1 Y) \cos \varphi - P_1 \sin(P_1 Y) \sin \varphi.$$

Если на арку действуют только вертикальные силы, значение поперечно-перерезывающей силы примет вид:

$$Q_x = V_a \cos \varphi - P_1 \cos \varphi - H_a \sin \varphi,$$

или

$$Q_x = (V_a - P_1) \cos \varphi - H_a \sin \varphi,$$

где значения  $V_a - P_1$  есть величина поперечно-прорезывающей силы, как в простой балке и может быть обозначена через  $Q_x^0$ , откуда:

$Q_x = Q_x^0 \cos \varphi - H_a \sin \varphi$ . В этом случае  $H_a = H_b = H$ ; выражение срезающей силы в сечении арки примет вид:

$$Q_x = Q_x^0 \cos \varphi - H \sin \varphi.$$

В арке имеются и внутренние продольные силы; их можно определить, если спроектировать все силы слева или справа от сечения на ось нормальную к сечению.

На примере, приведенном на фиг. 273, величина  $N$  продольной силы относительно сечения  $t-t$  выражается:

$$N_x = V_a \sin \varphi + H_a \cos \varphi - P_1 \cos (PY) \sin \varphi + P_1 \sin (PY) \cos \varphi.$$

При наличии одной лишь вертикальной нагрузки последний член превращается в нуль;  $\cos (PY)$  равняется единице и выражение принимает вид:

$$N_x = V_a \sin \varphi - P_1 \sin \varphi + H_a \cos \varphi = (V_a - P_1) \sin \varphi + H_a \cos \varphi.$$

Так как значение  $V_a - P_1$  есть величина поперечной силы  $Q_x^0$ , как в двухопорной балке, то выражение нормальной силы в сечении арки может быть представлено так:

$$N_x = Q_x^0 \sin \varphi + H_a \cos \varphi.$$

А так как в этом случае  $H_a = H_b = H$ , то выражение нормальной силы к сечению примет вид:

$$N_x = Q_x^0 \sin \varphi + H \cos \varphi.$$

#### § 54. Инфлюэнтные линии опорных реакций, моментов, поперечных и продольных сил в сечениях арки

В случае подвижных грузов определение опорных реакций, изгибающих моментов, поперечных и продольных сил относительно какого-либо сечения арки, проще всего определить через инфлюэнтные линии.

Составление последних можно производить по вышеприведенным формулам.

Приведем способы составления таких инфлюэнтных линий для случая вертикальных нагрузок, так как подвижные нагрузки преимущественно бывают вертикальными.

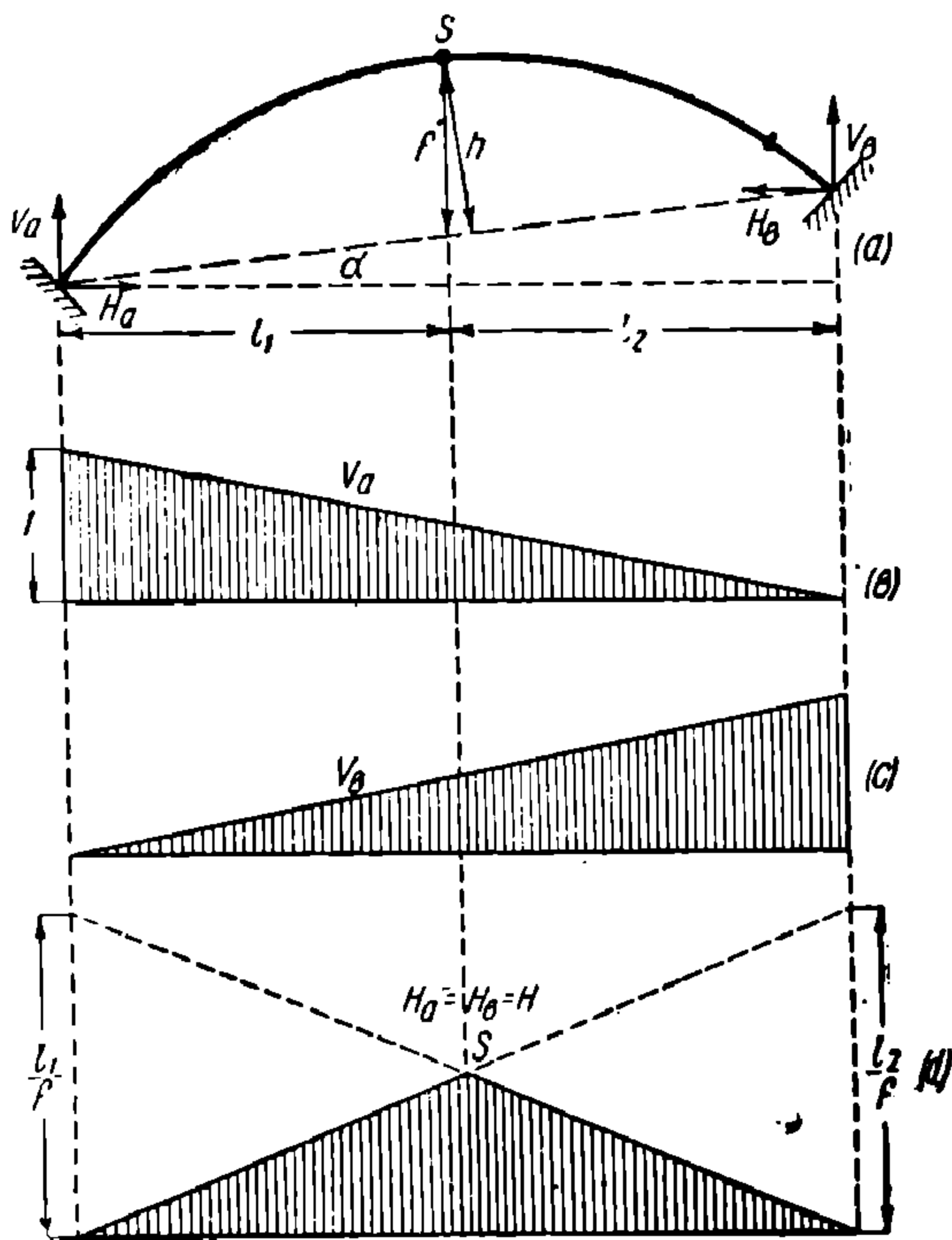
Линии влияния для вертикальных составляющих  $V_a$  и  $V_b$  опорных реакций.

В случае вертикальных нагрузок, как выше было указано,  $V_a$  и  $V_b$  равны вертикальным опорным реакциям  $A$  и  $B$  простой балки. Значит, и линии влияния для них будут такие же, как для опорных реакций  $A$  и  $B$  простой балки (фиг. 275).

Линии влияния для горизонтальных составляющих  $H_a$  и  $H_b$  опорных реакций при одинаковом уровне опор и вертикальных нагрузках.

Выше было доказано, что в этом случае горизонтальные составляющие равны между собой и выражаются формулой  $H = \frac{M_0}{f}$ , где  $M_0$  есть момент внешних сил, как в простой балке относительно сечения, проходящего через средний шарнир. Значит, инфлюэнтную линию горизонтального распора арки можно получить от инфлюэнтной линии изгибающего момента простой балки относительно сечения, соответствующего положению среднего шарнира, с разделением ординат на высоту арки  $f$ .

Построение получится, если наибольшую левую ординату  $l_1$  (или правую ординату  $l_2$ ) разделим на  $f$  (фиг. 275d).



Фиг. 275. \*

Для сечения (фиг. 276) на расстоянии  $a_k$  от опоры А выражение момента примет вид:

$$M_k = M_{ak}^0 - M_0 \frac{y_k}{f}.$$

Последнее выражение и подсказывает способ построения инфлюэнтной линии момента, которая будет состоять из двух частей разных знаков, соответственно двум членам выражения.

Сначала построим инфлюэнтную линию первого члена  $M_{ak}^0$ .

На фиг. 276 она нанесена фигурой  $ak'ba$ : на левой опоре отложена ордината  $a_k$ ; точка  $a'$  соединена с опорой  $b$  и на проекции сечения  $t-t$  из точки  $k'$  проведена замыкающая прямая  $k'a$ . Затем по-

Линия влияния момента. Величина изгибающего момента относительно какого-либо сечения от сил, лежащих слева от сечения, определяется, как выше выведено, выражением:

$$M_x = M_x^0 - H_a y.$$

Величина  $H_a$  при одинаковом уровне опор и вертикальных нагрузках в свою очередь равна:

$$H_a = \frac{M_0}{f},$$

откуда

$$M_x = M_x^0 - M_0 \frac{y}{f}$$

В этом выражении  $M_x^0$  и  $M_0$ —суть моменты внешних сил, как в простой балке, относительно изучаемого сечения и относительно среднего шарнира.

\* На инфлюэнтной линии  $V_0$  наибольшая ордината есть единица.

строим инфлюэнтную линию второго члена выражения  $M_0 \frac{y_k}{f}$ , которая получится из инфлюэнтной линии  $M_0$  относительно шарнира  $s$  с умножением ординат на  $y_k$ . На этой же фигуре она построена отложением на правой опоре ординаты  $l_2 \frac{y_k}{f}$ . Фигура  $asb$  и составляет инфлюэнтную линию  $M_0 \frac{y_k}{f}$ . Так как оба члена имеют разные знаки, то инфлюэнтные линии их и наложены друг на друга разными знаками.

Окончательный вид инфлюэнтной линии получился в заштрихованной фигуре  $ak'fsb$ .

На той же фигуре ниже инфлюэнтная линия момента относительно того же сечения перестроена так, что линия  $as$  слита с осью абсцисс, причем ордината суммарной линии под сечением на расстоянии  $a_k$  от левой опоры осталась та же. В таком виде она удобнее для пользования.

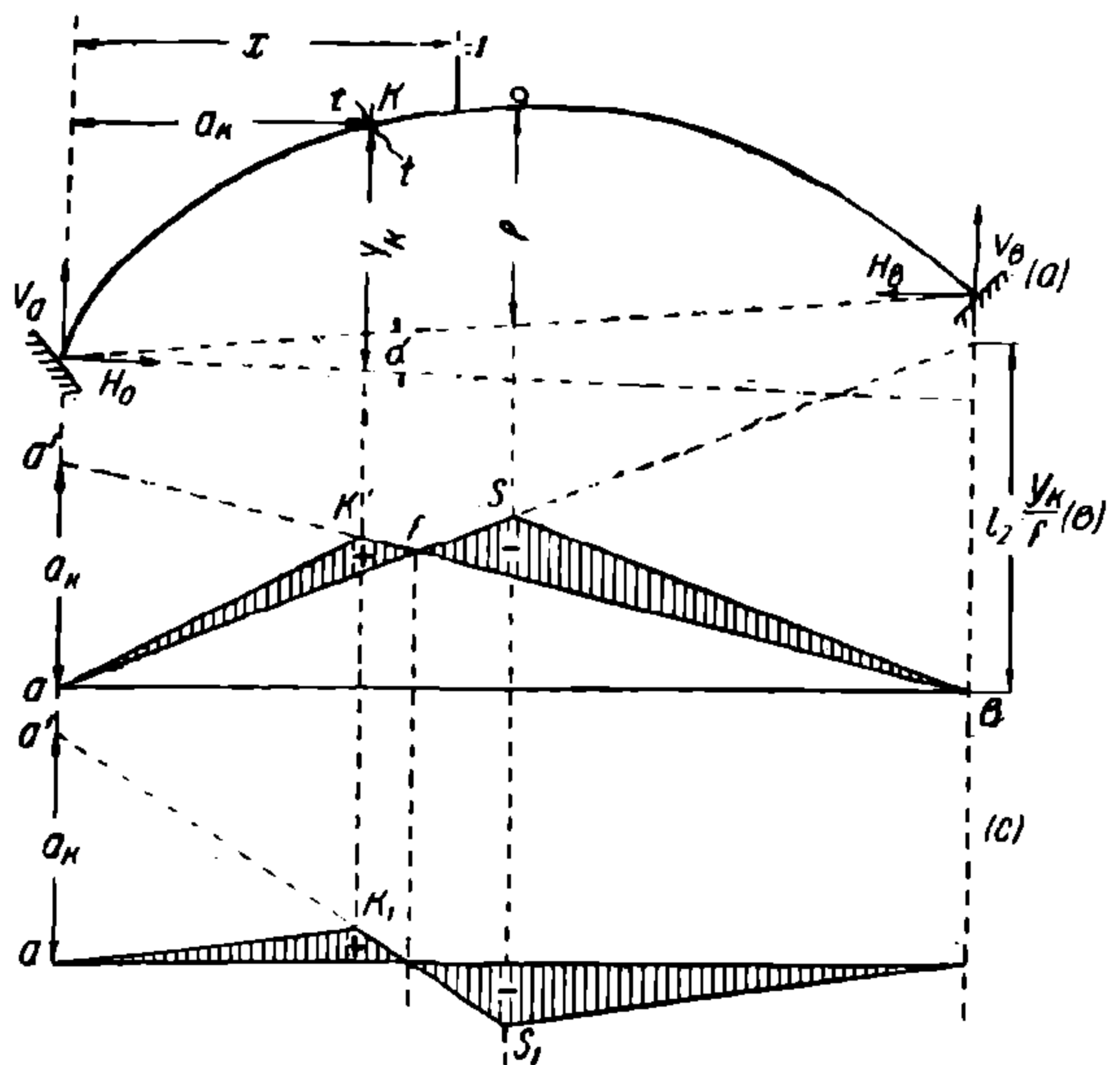
Линия влияния поперечной силы. Величина поперечной силы относительно какого-либо сечения арки при вертикальной нагрузке определяется формулой:

$$Q_x = Q_x^0 \cos \varphi - H_a \sin \varphi.$$

Первый член этого выражения есть поперечная сила в простой балке, умноженная на коэффициент  $\cos \varphi$ .

Второй член выражения представляет величину горизонтальной составляющей опорной реакции, умноженной на коэффициент  $\sin \varphi$ . Отсюда следует, что инфлюэнтную линию  $Q_x$  можно получить путем наложения друг на друга двух линий влияния: поперечной силы двухопорной балки, измененной на величину  $\cos \varphi$ , и линии влияния горизонтальной составляющей опорной реакции, измененной на величину  $\sin \varphi$ . На фиг. 277 *a* произведено построение обеих инфлюэнтных линий:  $ak_2k_1bk_3k_2a$ —есть линия влияния  $Q_x^0 \cos \varphi$ , и  $as_1ba$ —линия влияния  $H_a \sin \varphi$ .

Заштрихованная часть и представляет собою суммарную линию влияния  $Q_x$  в сечении  $x$  от опоры  $A$ . Знак линии влияния в суммарной линии определяется таким образом: там, где преобладает линия  $Q_x^0 \cos \varphi$ , там сохраняется знак последней; где преобладает  $H_a \sin \varphi$ , там сохраняется знак этой инфлюэнтной линии. На фиг. 277 *в*



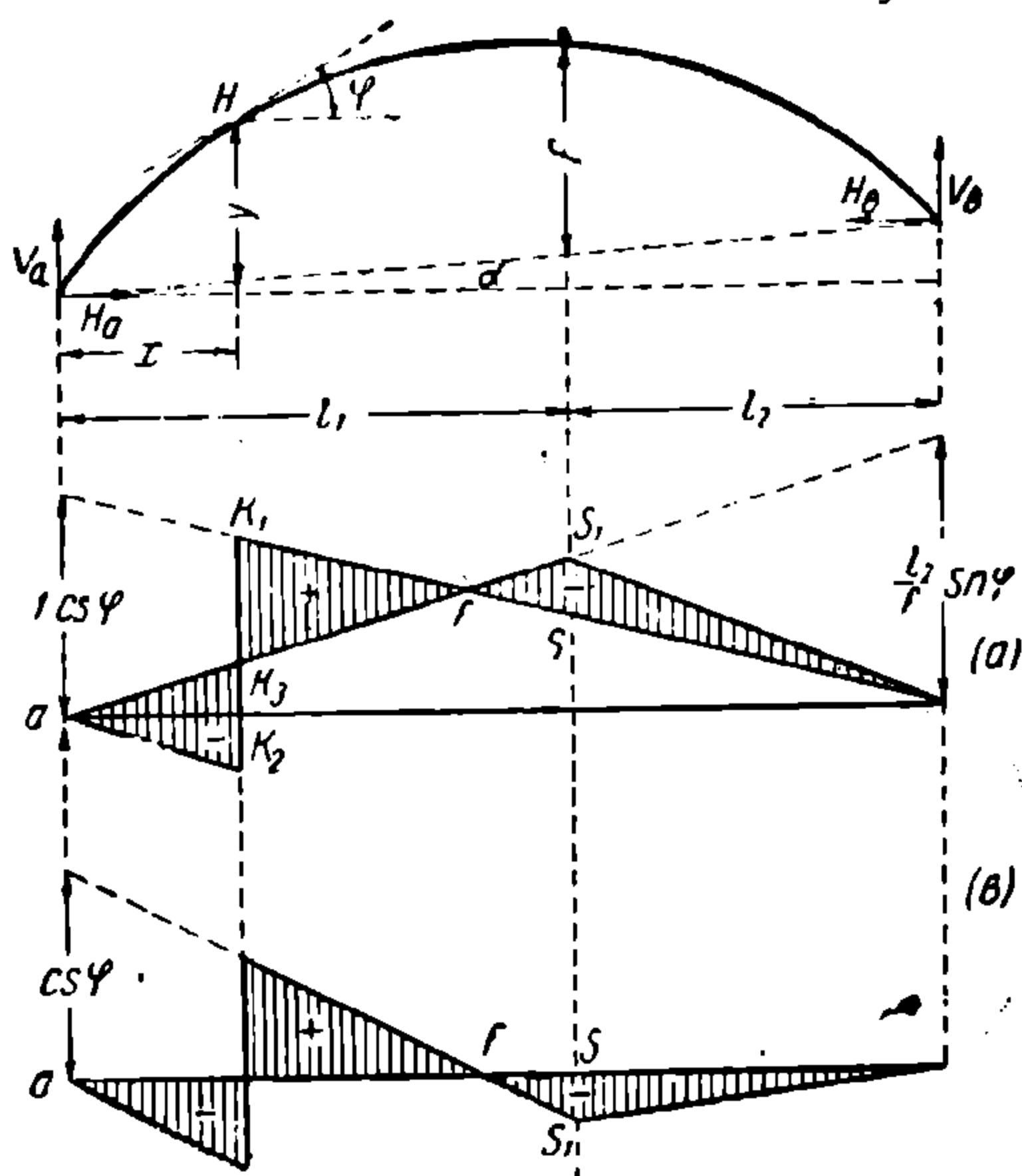
Фиг. 276.

та же инфлюэнтная линия перестроена так, что линия  $as$  слита с абсциссой. Все ординаты сохраняют свою величину и знак.

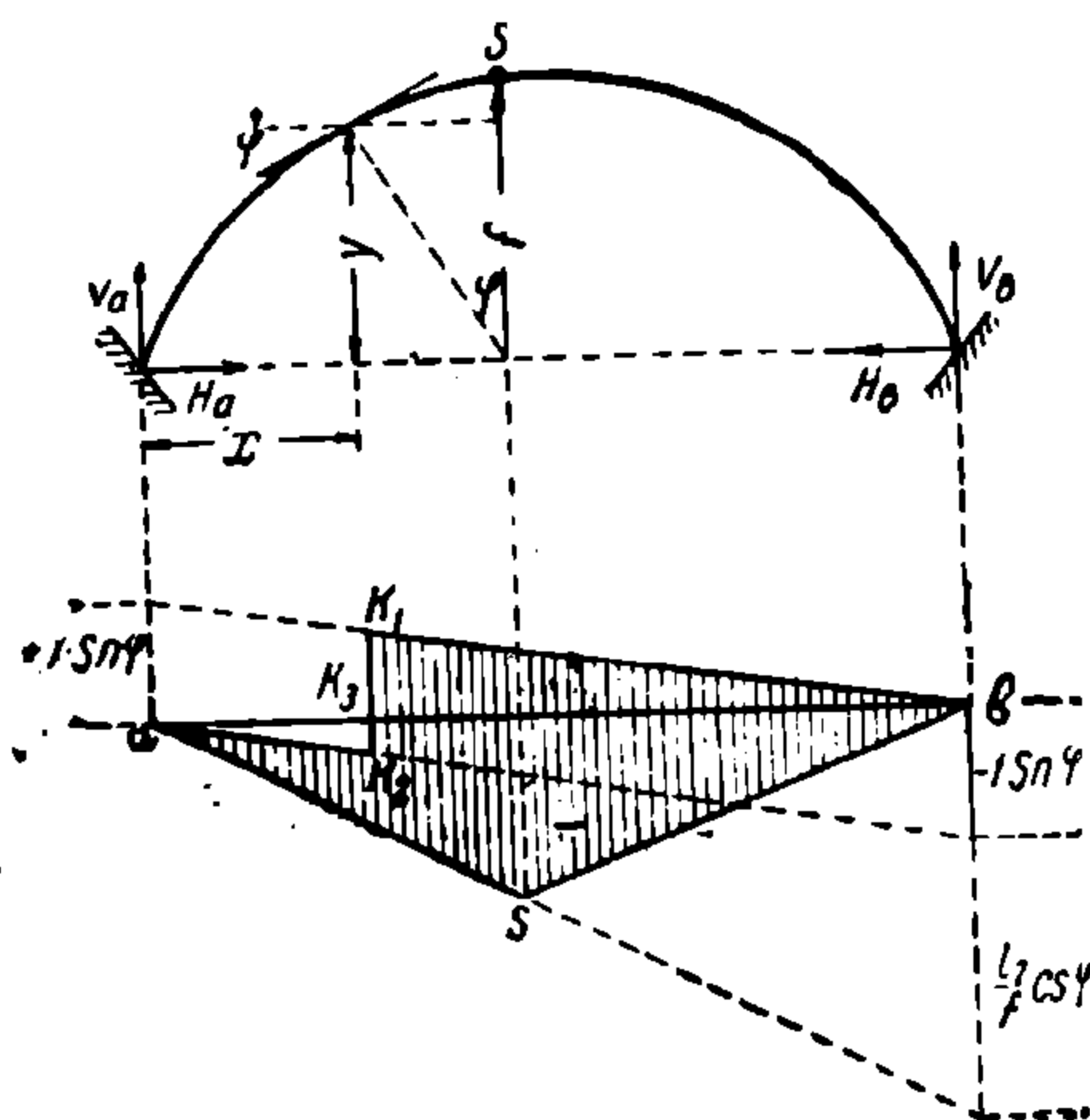
Линия влияния продольной силы. Уравнение продольной силы в сечении арки при вертикальной нагрузке выше было представлено в виде:

$$N_x = Q_x^0 \sin \varphi + H_a \cos \varphi.$$

Первый член этого уравнения есть поперечная сила в простой балке, умноженная на коэффициент  $\sin \varphi$ . Второй член этого уравнения представляет величину горизонтальной составляющей опорной реакции, умноженной на коэффициент  $\cos \varphi$ . Следовательно, линию влияния  $N$  можно получить суммированием (с одинаковым знаком) линии влияния поперечной силы двухопорной балки, измененной на величину



Фиг. 277.



Фиг. 278.

$\sin \varphi$ , и линии влияния горизонтальной составляющей опорной реакции, измененной на величину  $\cos \varphi$ . На фиг. 278 проведено это построение.

Линия влияния  $Q_x^0$  представлена в фигуре  $ak_2k_3k_1bk_3$  с ординатами  $+1 \cdot \sin \varphi$  под левой опорой и  $-1 \cdot \sin \varphi$  под правой опорой (как для поперечной силы, два треугольника с разными знаками). Линия влияния  $H \cos \varphi$  представлена в треугольнике  $abs$  с вершиной под средним шарниром, с ординатой  $\frac{l_2}{f} \cos \varphi$  над правой опорой, так как  $H_a$  при вертикальной нагрузке и одинаковом уровне опор выражается через момент относительно среднего шарнира и, как выше указано, равна  $\frac{M_0}{f}$ . Таким образом суммарная инфлюэнтная линия представляет собою ломаную фигуру  $ak_2k_1bsa$ .

## § 55. Расчет усилий в стержнях статически определимых арочных ферм

После определения горизонтальных и вертикальных составляющих опорных реакций определение усилий в стержнях ферм становится возможным по любому из вышеприведенных способов статики или кинематики.

Пример 1-й. Определить усилие в стержне  $O_3$  арочной фермы, изображенной на фиг. 279. Проведем сечение  $t-t$ . Центром моментов служит узел 4, где сходятся два стержня  $U_3$  и  $D_3$ . Уравнение равновесия сил, находящихся слева от сечения, примет вид:

$$M_4^0 - H_a y_4 - O_3 h_4 = 0,$$

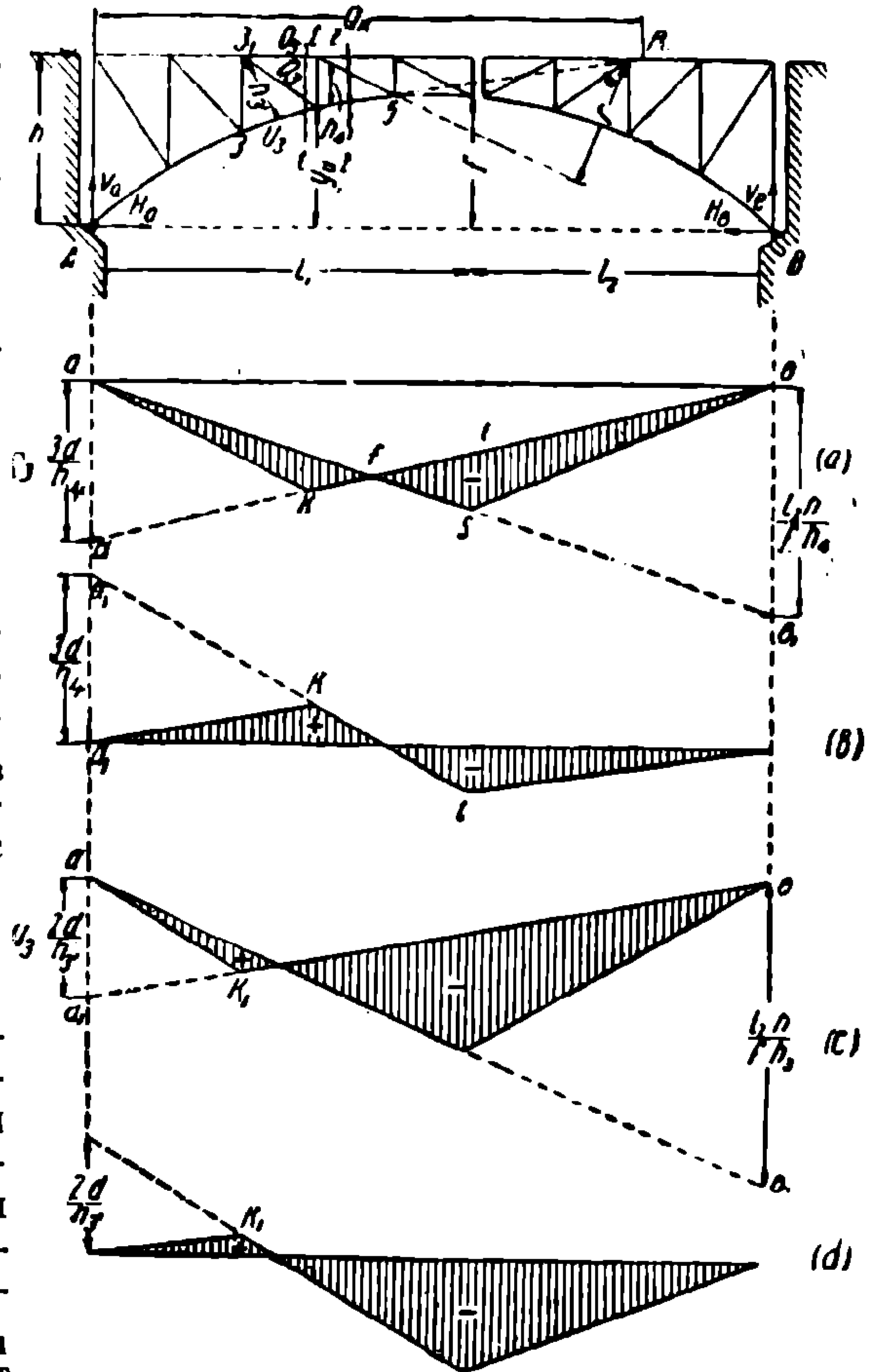
где  $M_4^0$  — есть момент вертикальных сил слева от сечения;  $y_4$  — плечо распора  $H_a$  относительно центра моментов;  $h_4$  — плечо усилия стержня  $O_3$  относительно той же точки. Решая приведенное уравнение, получаем:

$$O_3 = \frac{M_4^0 - H_a y_4}{h_4} = \frac{M_4}{h_4},$$

где  $M_4$  — представляет величину моментов относительно узла 4 всех сил слева от этого узла. Инфлюэнтная линия усилия  $O_3$  построится, как выведено в предыдущем параграфе, для момента  $M_4$  с умножением ординат на величину  $\frac{1}{h_4}$ .

На фиг. 279а это построение приведено аналогично, как выше, на фиг. 276 для линии влияния момента, только отложенные под опорами ординаты разделены на  $h_4$ .

На фиг. 279в эта же инфлюэнтная линия перестроена, как в предыдущем параграфе, так, чтобы привести ее к горизонтальной абсциссе.



Фиг. 279. \*

\* На фиг. 279а правую ординату читать  $\frac{l_2 y_4}{l_4 h_4}$ .

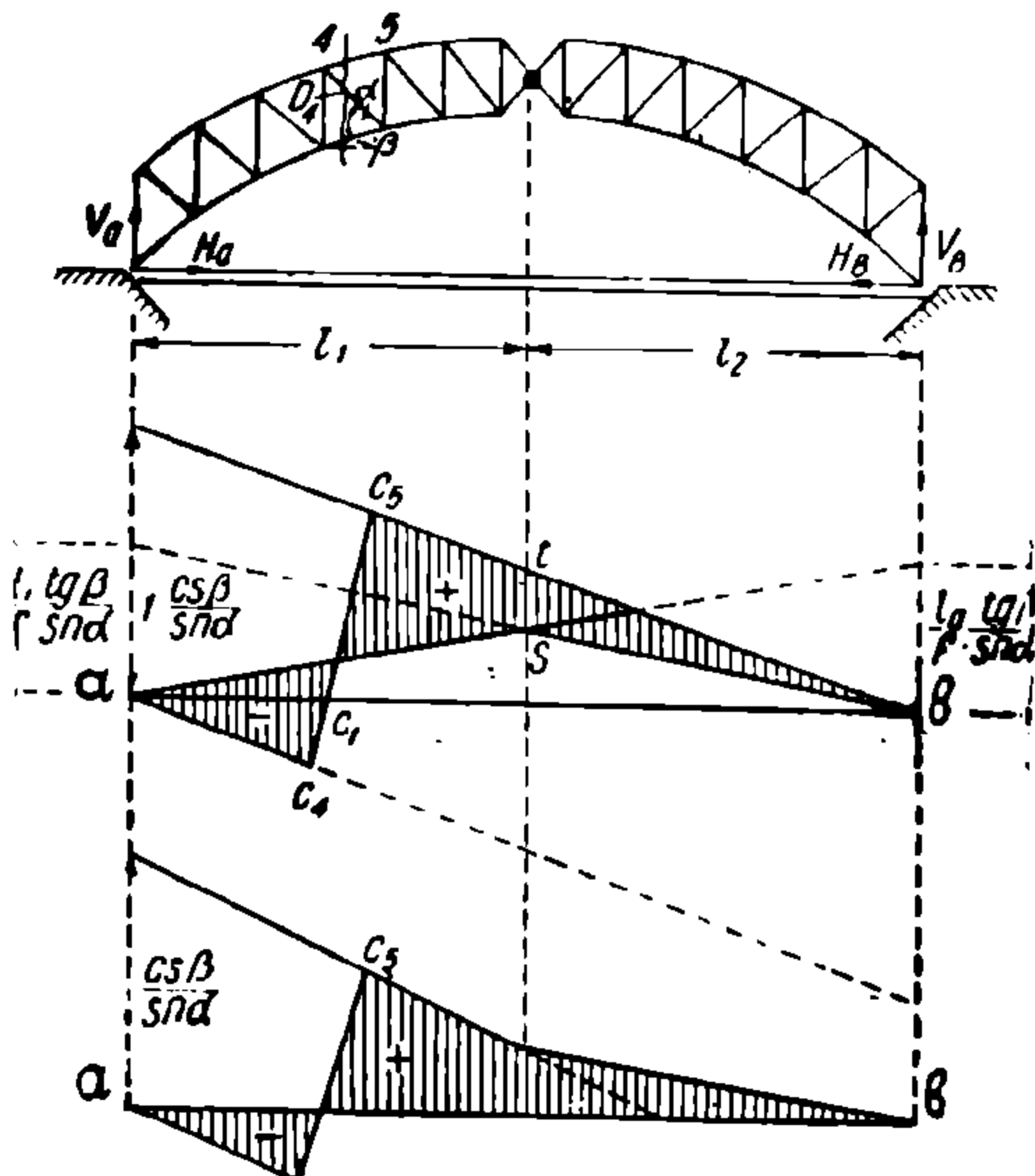
Пример 2-й. Определить усилие в стержне  $U_3$  той же фермы. Проводим такое же, как в первом примере, сечение. Центром моментов будет служить узел  $3_1$ . Уравнение равновесия относительно этого же узла будет иметь вид:

$$M_{3_1}^0 - H_a \cdot h - U_3 h_3' = 0.$$

Значение обозначений по аналогии с первым примером. Откуда

$$U_3 = \frac{M_{3_1}^0 - H_a h}{h_3'} = \frac{M_{3_1}}{h_3'},$$

где  $M_{3_1}$  представляет величину моментов относительно узла  $3_1$ , всех сил слева от этого узла. Инфлюэнтная линия усилия  $U_3$  построится по предыдущему для момента  $M_{3_1}$  с умножением ординат на величину  $\frac{1}{h_3'}$ .



Фиг. 280. \*

стержней. Уравнение равновесия примет такой вид:

$$M_R^0 - H_a h - D_4 r = 0.$$

Откуда

$$D_4 = \frac{M_R^0 - H_a h}{r} = \frac{M_R}{r},$$

где  $M_R$  обозначает момент относительной точки  $R$  всех сил слева от этой точки.

Пример 4-й. Определить усилие в раскосе  $D_4$  арочной фермы с параллельными поясами, изображенной на фиг. 280.

Проведем сечение через раскос  $D_4$ . Перерезанные стержни поясов пересекутся в бесконечности, а потому применение способа Риттера не даст одного уравнения с одним неизвестным. Для определения искомого усилия  $D_4$  надо воспользоваться способом проекции, проектируя силы на ось, нормальную к направлению поясов. Обозна-

\* На фиг. 280 на инфлюэнтной линии вместо  $\text{tg } \beta$  читать  $\sin \beta$ .

чив угол наклона раскоса к поясу через  $\alpha$ , а угол наклона поясов к горизонту через  $\beta$ , можем написать условие равновесия для вертикальной нагрузки в следующем виде:

$$Q^0 \cos \beta - H_a \sin \beta - D_4 \sin \alpha = 0,$$

где  $Q^0$  обозначает перерезывающую, как в простой балке, силу, откуда

$$D_4 = \frac{Q^0 \cos \beta - H_a \sin \beta}{\sin \alpha};$$

$$D_4 = \cos \beta \left( \frac{Q^0}{\sin \alpha} - \frac{H_a \sin \beta}{\sin \alpha \cos \beta} \right);$$

$$D_4 = \cos \beta \left( D^0 - H_a \frac{\operatorname{tg} \beta}{\sin \alpha} \right).$$

В этом выражении  $D^0$  обозначает усилие раскоса в простой двухопорной ферме с параллельными поясами.

Таким образом усилие раскоса определяется, как алгебраическая сумма усилия раскоса в такой же простой двухопорной ферме с усилием распора, умноженным на величину  $\frac{\operatorname{tg} \beta}{\sin \alpha}$ , причем весь

результат помножается на косинус угла наклона пояса фермы к горизонту. Последнее выражение для  $D_4$  и подсказывает способ построения инфлюэнтной линии этого усилия. Сначала строим инфлюэнтную линию для усилия в раскосе  $D_4$ , как в балочной двухопорной ферме, только ординату под опорой умножаем на величину  $\cos \beta$ , это будут два треугольника  $ac_4c_1$  и  $a_1c_5b$ , затем пристраиваем с учетом знаков инфлюэнтную линию распора  $H$  с измененными ординатами на величину  $\frac{\operatorname{tg} \beta \cos \beta}{\sin \alpha} = \frac{\sin \beta}{\sin \alpha}$ .

На фиг. 280 это построение сделано. Там же перестроена суммарная линия влияния  $D_4$ , приведенная к горизонтальной абсциссе.

## Глава VIII

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ФЕРМ ПОМОЩЬЮ ИНФЛЮЭНТНЫХ ЛИНИЙ ПРИ ПОДВИЖНОЙ СИСТЕМЕ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ ГРУЗОВ

#### § 56. Невыгодное положение системы грузов

Если по уже построенной инфлюэнтной линии усилия какого-либо стержня фермы надо рассчитать наибольшее значение этого усилия от подвижной системы сосредоточенных грузов, например от паровоза, тендера с груженными вагонами или от следующих на определенном расстоянии друг за другом грузовиков (так сказать, от автопоезда) и пр., то предстоит выполнить две работы. Сначала надо установить указанную систему подвижных сосредоточенных грузов над инфлюэнтной линией невыгодным образом так, чтобы усилие получилось по возможности наибольшим, или, как



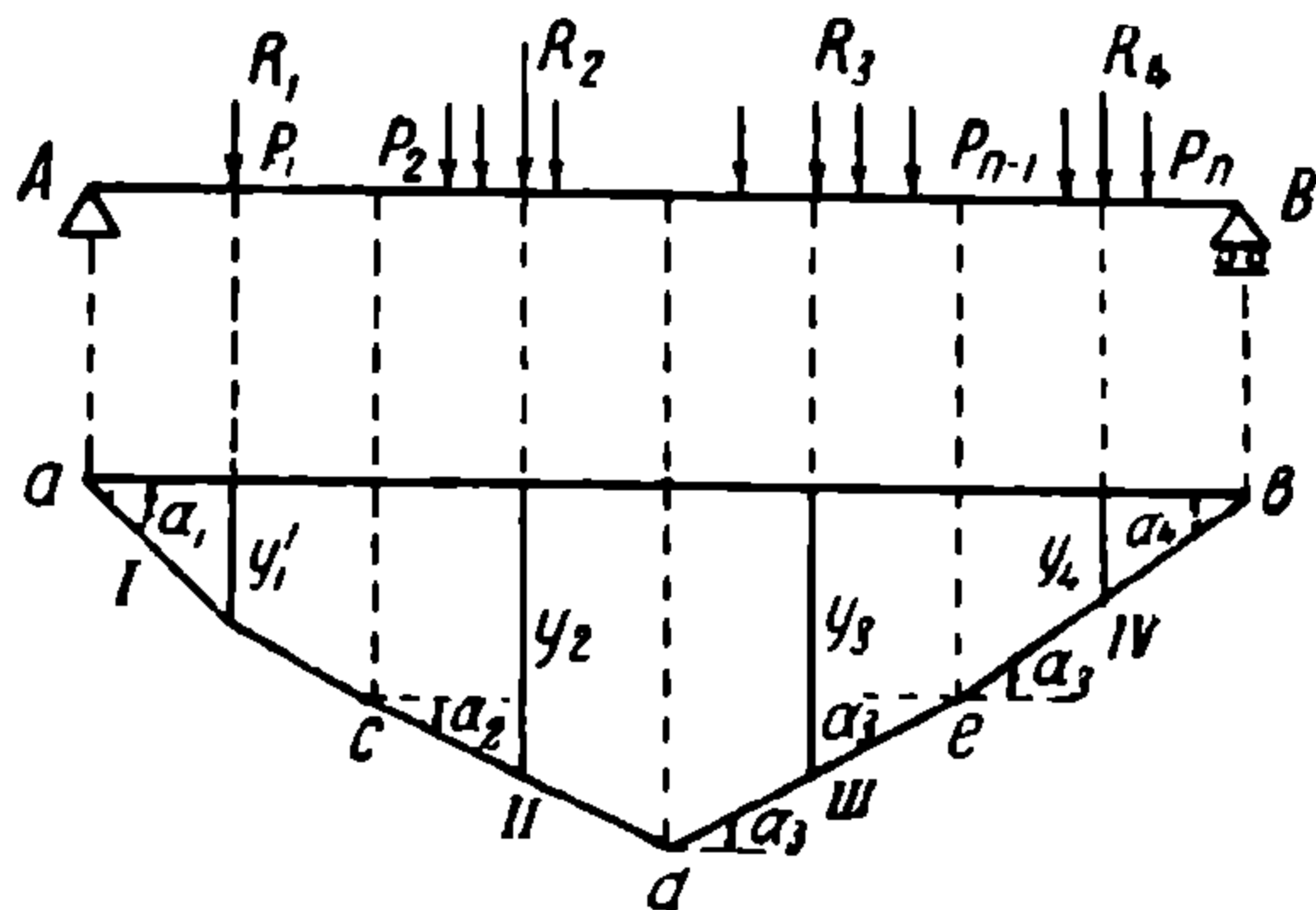
говорят, найти опасное положение системы сосредоточенных грузов.

Затем для этого опасного положения грузов вычислить сумму произведений грузов на соответствующие ординаты, т. е. найти  $S = \sum Py$ .

В этом параграфе мы познакомимся с тем, как установить невыгодным образом подвижную систему сосредоточенных грузов.

На фиг. 281 приведена инфлюэнтная линия усилия какого-либо элемента фермы. Инфлюэнтная линия имеет вид многоугольника.

Невыгоднейшее положение системы грузов (при котором  $\sum Py = S_{max}$ ) можно определить, исходя из следующих соображений. Вообразим, что система грузов установлена случайным образом, причем  $S$  будет не максимум. Тогда, если передвинем систему грузов в одну



Фиг. 281. \*

сторону, усилие  $S$  уменьшится, а если передвинем в другую сторону —  $S$  увеличится.

Иначе сказать, приращение усилия  $\Delta S$  при передвижении системы грузов в одну сторону имеет отрицательный знак (усилие уменьшается), а при передвижении системы грузов в другую сторону —  $\Delta S$  имеет положительный знак (усилие увеличивается).

Передвигая последовательно систему грузов в ту сторону, где  $\Delta S$  положительный, мы постепенно увеличиваем значение усилия  $S$ , пока дойдем до  $S_{max}$ . Если из этого положения передвинем систему грузов в ту или другую сторону, то усилие  $S$  уменьшится, или, иначе сказать, приращение  $\Delta S$  будет отрицательным.

Отсюда следует, что опасное (или невыгоднейшее) положение системы сосредоточенных грузов можно определить по знаку приращения усилия  $S$  от передвижения грузов вправо и влево.

В обоих случаях этот знак должен быть отрицательным, т. е. усилие должно от этого уменьшиться.

Инфлюэнтная линия на фиг. 281 имеет четыре участка.

Равнодействующие грузов, приходящихся на соответствующие участки, обозначим через  $R_1, R_2, R_3, R_4$ , ординаты под которыми будут  $y_1, y_2, y_3, y_4$ .

$$\text{Усилие } S = \sum Py = R_1 y_1 + R_2 y_2 + R_3 y_3 + R_4 y_4.$$

Приращение ординат обозначим через  $\Delta y_1, \Delta y_2, \Delta y_3, \Delta y_4$ . При передвижении системы на бесконечно малый участок  $\Delta x$  получим приращение усилия:

$$\Delta S = R_1 \Delta y_1 + R_2 \Delta y_2 + R_3 \Delta y_3 + R_4 \Delta y_4. \quad (I)$$

\* Инфлюэнтная линия имеет перелом не под ординатой  $y_1$ , а в точке  $c$ .

Значения  $\Delta y$  выразим через  $\Delta x$  и тангенсы углов, образуемых сторонами инфлюэнтной линии с горизонтальной замыкающей.

Из фиг. 282 устанавливается, что  $\Delta y = \Delta x \cdot \operatorname{tg} \alpha$ .

Первый участок инфлюэнтной линии (фиг. 281) образует угол  $+\alpha_1$ , второй участок — угол  $+\alpha_2$ , третий участок — угол  $-\alpha_3$  и четвертый участок образует угол  $-\alpha_4$ .

Положительными обозначены углы, укладываемые внутри инфлюэнтной линии, т. е. углы, которые удаляют стороны инфлюэнтной линии от оси абсцисс, а отрицательными обозначены остальные углы, укладываемые наружу инфлюэнтной линии, т. е. которые приближают стороны инфлюэнтной линии к оси абсцисс. Тогда  $\Delta y_1 = \Delta x \cdot \operatorname{tg} \alpha_1$ ;  $\Delta y_2 = \Delta x \cdot \operatorname{tg} \alpha_2$ ;  $\Delta y_3 = -\Delta x \operatorname{tg} \alpha_3$  и  $\Delta y_4 = -\Delta x \cdot \operatorname{tg} \alpha_4$ .

Подставляя эти значения в уравнение (I), получим:

$$\Delta S = R_1 \Delta x \operatorname{tg} \alpha_1 + R_2 \Delta x \operatorname{tg} \alpha_2 - R_3 \Delta x \operatorname{tg} \alpha_3 - R_4 \Delta x \operatorname{tg} \alpha_4$$

$$\Delta S = \Delta x (R_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + R_2 \operatorname{tg} \alpha_2 - R_3 \operatorname{tg} \alpha_3 - R_4 \operatorname{tg} \alpha_4) = \Delta x \sum R \operatorname{tg} \alpha.$$

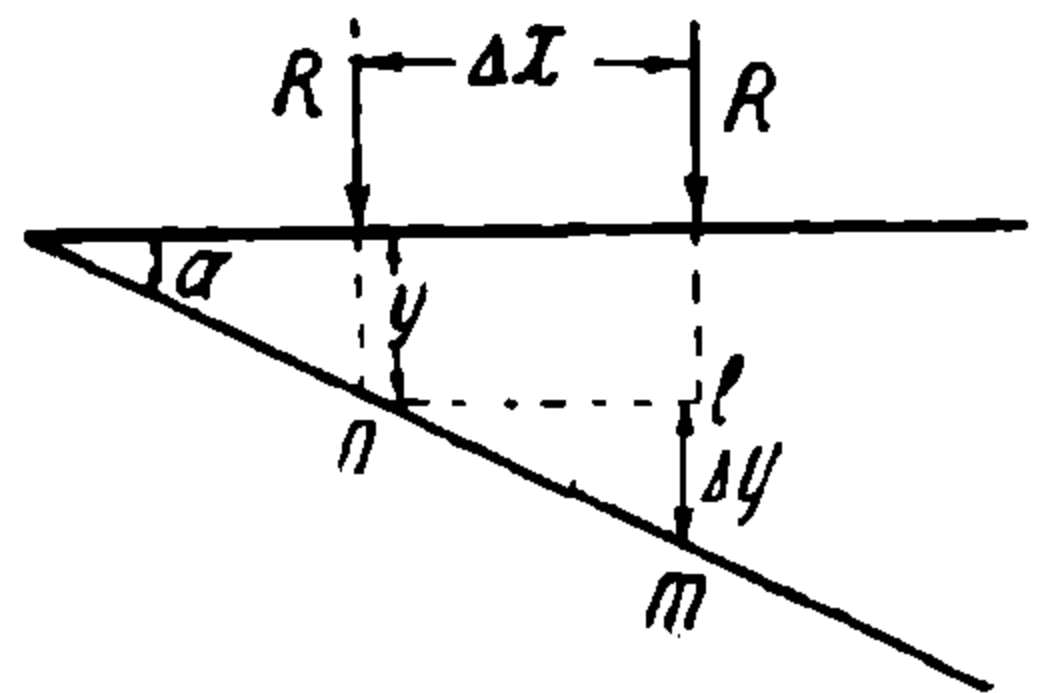
При  $S_{\max}$  приращение в ту или другую сторону должно быть отрицательным, т. е.

$$\Delta S = -\Delta x \cdot \sum R \operatorname{tg} \alpha.$$

Произведение двух величин  $\Delta x \cdot \sum R \operatorname{tg} \alpha$  будет отрицательным тогда, когда эти величины имеют разные знаки. Величина  $\Delta x$  при движении налево имеет отрицательный знак, а при движении направо — положительный знак. Значит, в первом случае величина  $\sum R \operatorname{tg} \alpha$  должна быть положительной, а во втором случае отрицательной, т. е.  $\sum R \operatorname{tg} \alpha$  должна менять свой знак. Но значение  $\operatorname{tg} \alpha$ , как отвлеченного числа, не меняется, а потому перемена знака  $\sum R \operatorname{tg} \alpha$  может произойти лишь тогда, когда одна из сил, входящих в значение  $\sum R$  при перемещении системы перейдет из участка одного знака  $\operatorname{tg} \alpha$  в участок другого знака  $\operatorname{tg} \alpha$ , а это возможно тогда, когда один груз находится над вершиной инфлюэнтной линии.

Отсюда следует, что для установления невыгодным образом подвижной системы сосредоточенных грузов необходимо, чтобы один из грузов был над вершиной инфлюэнтной линии. При передвижении системы вправо или влево этот груз будет причислен то к одному, то к другому участку инфлюэнтной линии и войдет в выражение  $\sum R \operatorname{tg} \alpha$  оба раза с разными знаками, отчего и значение  $\sum R \operatorname{tg} \alpha$  будет менять свой знак. Если же оба значения  $\sum R \operatorname{tg} \alpha$  при передвижении груза вправо или влево имеют одинаковый знак, то, значит, система грузов не установлена невыгодным образом. Само собой разумеется, что наиболее тяжелые грузы должны быть установлены над наибольшими ординатами. Груз, находящийся над вершиной инфлюэнтной линии, когда система установлена невыгодным образом, называется критическим грузом.

Применим сказанное на примерах системы сосредоточенных грузов в виде поезда.



Фиг. 282.

Пример 1-й. Для инфлюэнтной линии, имеющей вид четырехугольника  $ABCD$  (фиг. 283), установить невыгоднейшим образом поезд I по схеме Н 1925 г. Колесо, которое будет при этом над вершиной инфлюэнтной линии, называется критическим или опасным колесом (схемы поездов см. § 58).

Решение:

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{H}{7}; \quad \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{h_2 - h_1}{4} = \frac{\frac{14}{16}H - \frac{5}{7}H}{4} = \frac{H}{25};$$

$$\operatorname{tg} \alpha_3 = \frac{H}{16}.$$

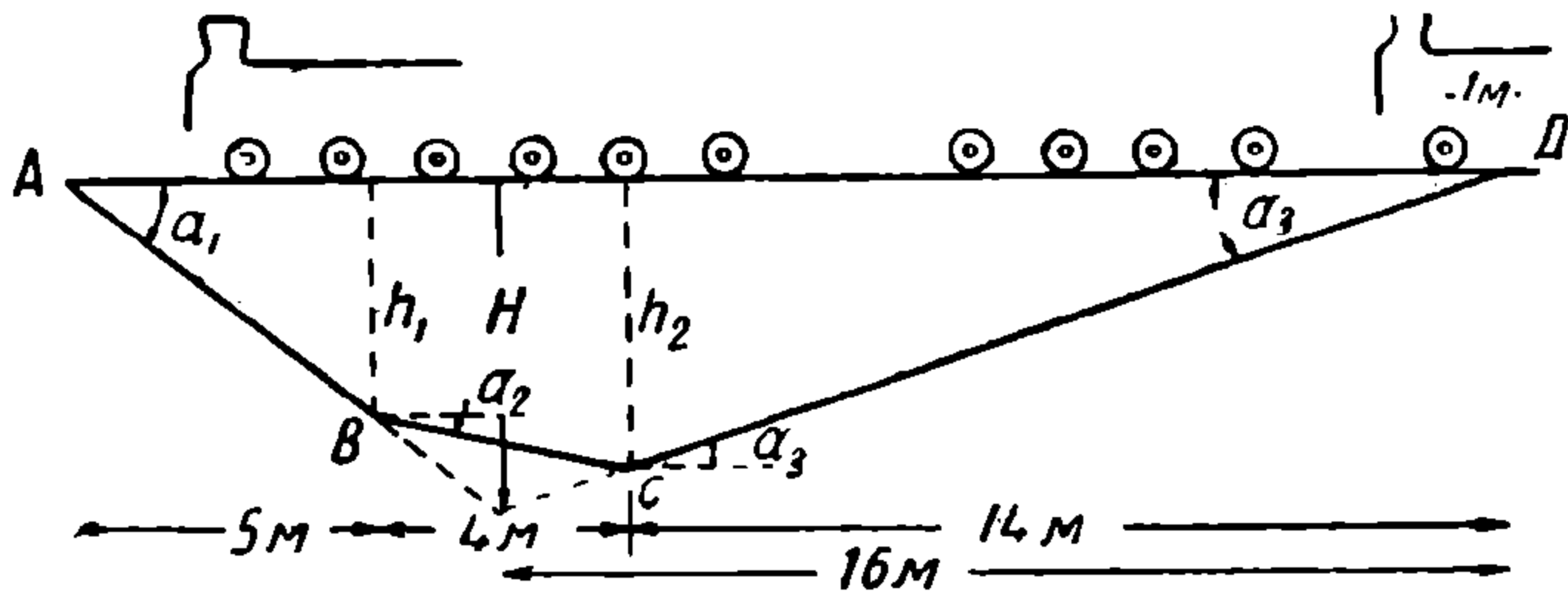
На пролете устанавливаются 11 колес.

Опасное 6-е колесо (критический груз или критическое колесо).

На 1-й панели помещается  $2 \cdot 25 = 50 \text{ м} = R_1$ .

На 2-й панели помещается  $2 \cdot 25 = 50 \text{ м} = R_2$ .

На 3-й панели помещается  $6 \cdot 25 = 150 \text{ м} = R_3$ .



Фиг. 283.

Критическое (6-е) колесо в этот подсчет не вошло:

$$\begin{aligned} \rightarrow \Sigma Ry &= R_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + R_2 \operatorname{tg} \alpha_2 - R_3 \operatorname{tg} \alpha_3 = R_1 \frac{H}{7} + R_2 \frac{H}{25} - R_3 \frac{H}{16} = \\ &= H \left( \frac{R_1}{7} + \frac{R_2}{25} - \frac{R_3}{16} \right). \end{aligned}$$

Или

$$\rightarrow \Sigma Ry = H \left( \frac{50}{7} + \frac{50}{25} - \frac{175}{16} \right) = -1,9.$$

Критическое колесо здесь причислено к правому участку.

$$\leftarrow \Sigma Ry = H \left( 2 \cdot 25 \cdot \frac{1}{7} + 75 \cdot \frac{1}{25} - 6 \cdot 25 \cdot \frac{1}{16} \right) = +0,7.$$

Здесь критическое колесо причислено к левому участку. Эта установка поезда и есть невыгоднейшая.

### § 57. Треугольные инфлюэнтные линии (фигура 284).

Допустим, что грузы уже установлены невыгоднейшим образом по методу, выведенному выше в § 56.

Пусть равнодействующая грузов, находящихся на первом участке, при этом будет  $R_1$ , а грузов, находящихся на втором участке, будет  $R_2$ .

Критический груз (стоящий при этом над вершиной инфлюэнтной линии, не относящийся ни к  $R_1$  ни к  $R_2$ ) будет  $P_{кр}$  и сумма всех грузов будет  $\Sigma P$ .

При перемещении систем грузов вправо или влево величина  $\Sigma R \operatorname{tg} \alpha$  в первом случае будет отрицательной, во втором положительной. Этот критерий  $R \operatorname{tg} \alpha \leq 0$  имеет вид при перемещении вправо:

$$\rightarrow R_1 \operatorname{tg} \alpha_1 - (\Sigma P - R_1) \operatorname{tg} \alpha_2 < 0. \quad (II)$$

Перемещение влево:

$$\leftarrow (R_1 + P_{кр}) \operatorname{tg} \alpha_1 - (\Sigma P - R_1 - P_{кр}) \operatorname{tg} \alpha_2 > 0. \quad (III)$$

Здесь:

$$\begin{aligned} \Sigma P - R_1 &= R_2 + P_{кр} \\ \text{и} \quad \Sigma P - R_1 - P_{кр} &= R_2. \end{aligned}$$

Поставим в выражения (II) и (III)

вместо  $\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{h}{l_1}$ ,

вместо

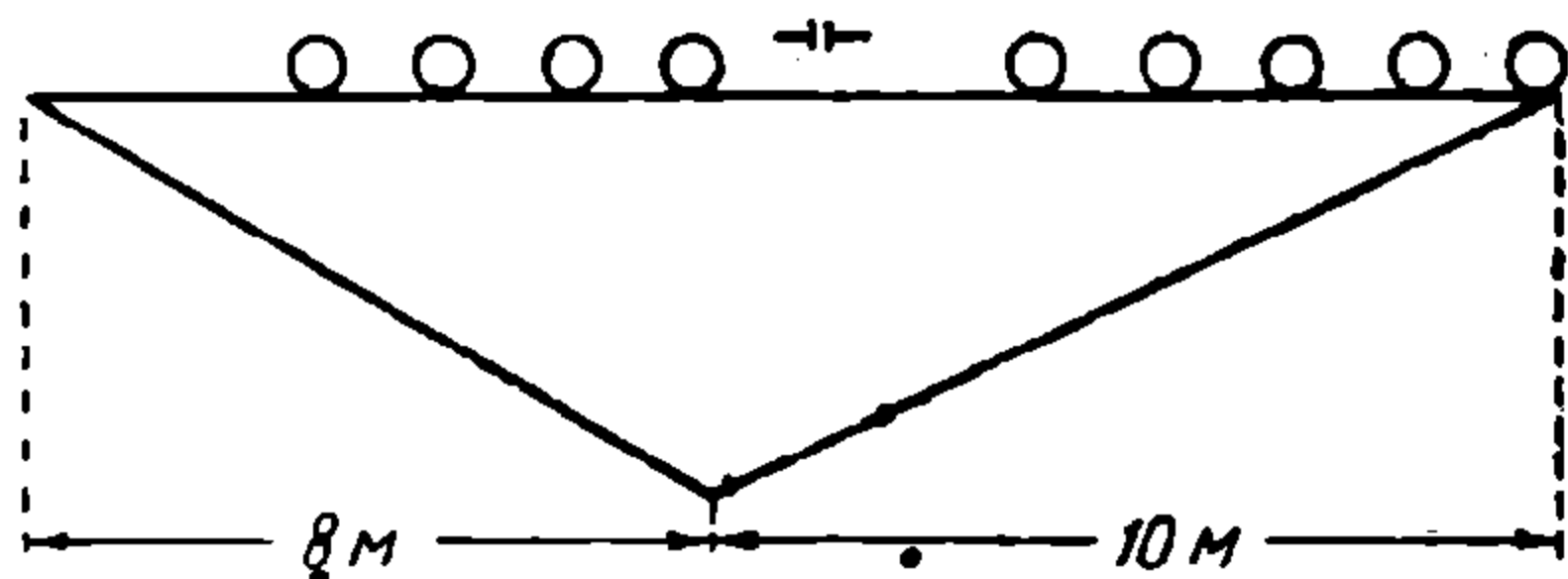
$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{h}{l_2} \text{ и } l = l_1 + l_2$$

получим, после некоторых алгебраических преобразований, при

перемещении вправо:

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow R_1 < \frac{l_1}{l} \Sigma P, \\ \leftarrow R_1 + P > \frac{l_1}{l} \Sigma P. \end{aligned} \right\} \quad (IV)$$

при перемещении влево:



Фиг. 285.

Формула (IV) и есть критерий для невыгодной установки грузов. Она говорит, что критический груз будет тот, который делает сумму  $R_1 + P$  левых грузов больше, чем  $\frac{l_1}{l} \Sigma P$ , но при этом  $R_1$  должен быть меньше, чем  $\frac{l_1}{l} \Sigma P$ .

Пример. Для инфлюэнтной линии, построенной на фиг. 285, установить невыгодным образом поезд II по схеме Н 1925г. (схемы поездов см. § 58).

Решение. Установим 9 колес поезда общей длиной 14,5 м.

$$\Sigma P = 225 \text{ т.}$$

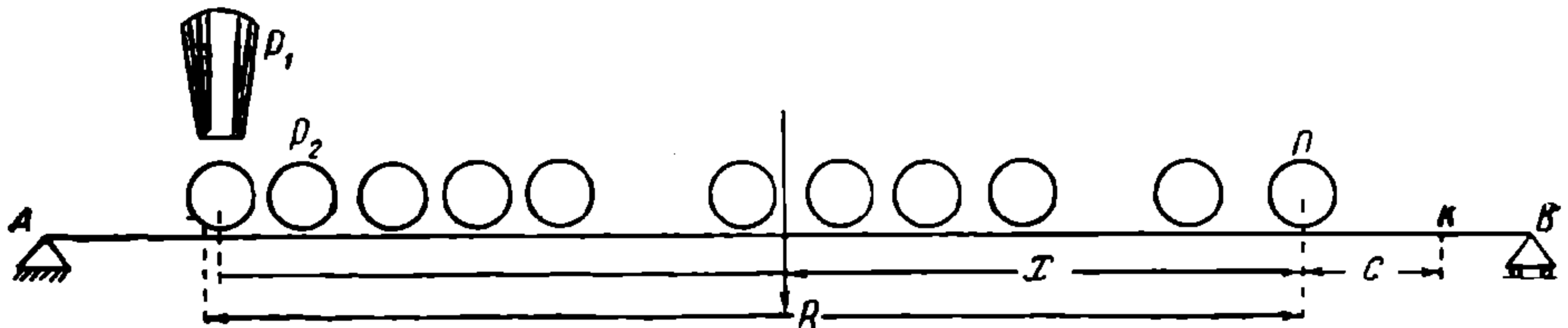
Критическое 4-е колесо. Проверяем критерии:

$$\frac{l_1}{l} \Sigma P = \frac{8}{18} \cdot 225 = 100,$$

т. е.

$$R_1 = 75 < 100,$$

$$R_1 + P = 100 = 100.$$

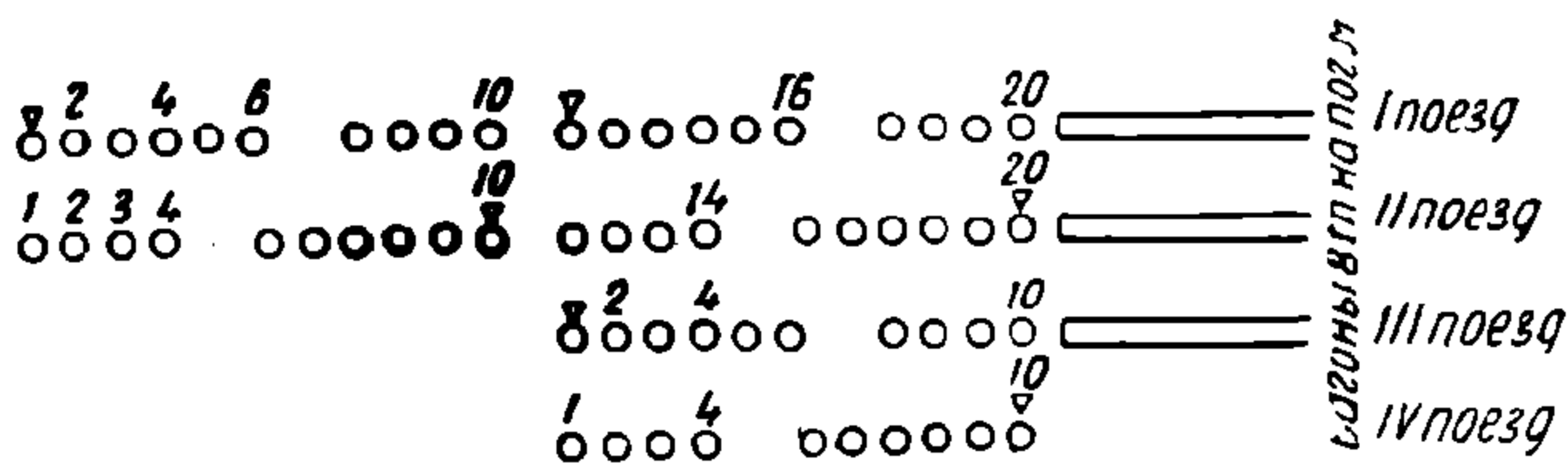


Фиг. 286.

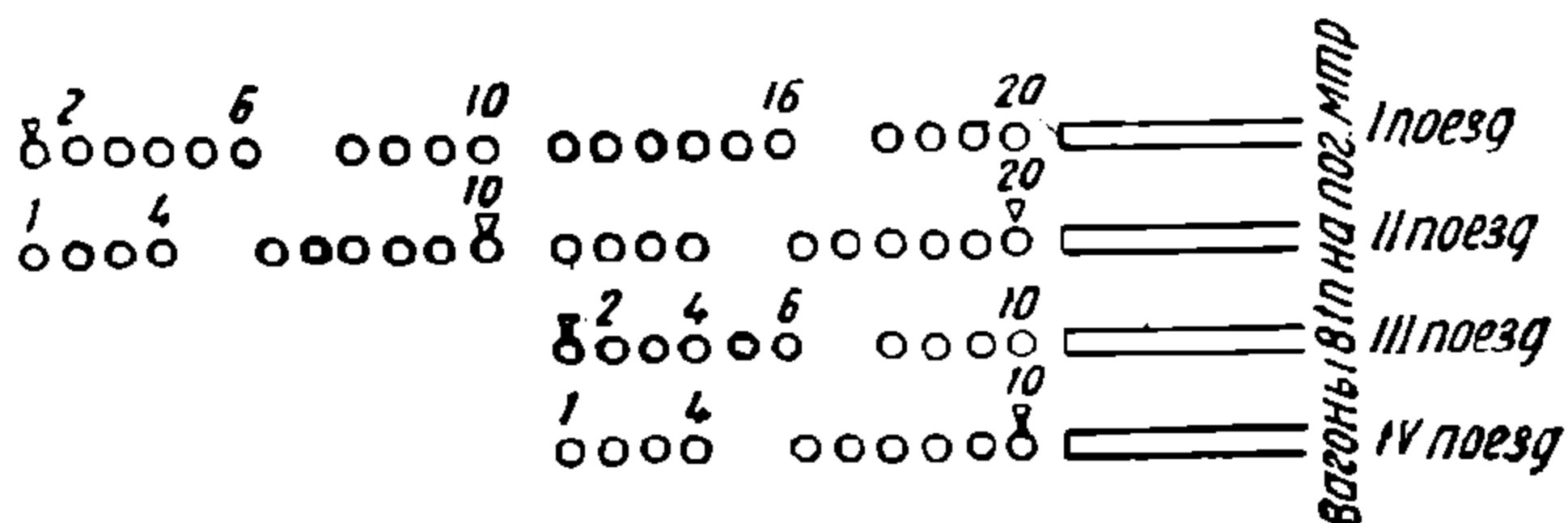
Вправо от критического груза колеса занимают  $14,5 - 4,5 = 10$  м. Значит, 9-е (заднее) колесо на опоре.

### § 58. Таблицы поездов<sup>1</sup>

При больших пролетах железнодорожных ферм, рассчитываемых под давление поезда, имеем дело с большим числом сосредоточенных грузов, что сильно усложняет расчет.



Фиг. 287. Поезд 1925 г. по схеме У.



Фиг. 288. Поезд „Н“ 1925 г.\*

Для упрощения расчета до 1930 г. в НКПС существовали таблицы поездов трех схем нагрузок: У — усиленная, Н — нормальная, О — облегченная схемы поездов (фиг. 287, 288 и 289). В первых двух схемах два паровоза обращены трубами вперед (I поезд) или назад (II поезд); один лишь паровоз с трубой вперед (III поезд) или с трубой назад (IV поезд).

<sup>1</sup> См. приложение в конце книги.

\* В I поезде на втором паровозе ошибочно не отмечен знак трубы.

В каждом случае надо решить, какой тип поезда более невыгоден, для чего приходится производить несколько расчетов. В этих таблицах приводится число осей  $n$ , которое мы можем установить; расстояние  $l$  от первой оси до  $n$ -й; вес  $\Sigma P$  (от первой оси до  $n$ -й) и момент всех предшествующих осей относительно любой  $n$ -й оси.

По графе, приводящей статические моменты относительно  $n$ -й оси, можно определить статический момент  $n$ -го числа осей относительно любой точки, отстоящей на некотором расстоянии от последней  $n$ -й оси. Действительно, пусть на фиг. 286 установлен поезд с  $n$ -м числом осей. Пусть равнодействующая  $R = \Sigma^n P$  находится на расстоянии  $x$  от  $n$ -й оси:

$$M_k = R(x + c) = Rx + Rc = M_n + \Sigma P c.$$

Величины  $M_n$  и  $\Sigma P$  берутся по таблице поездов.

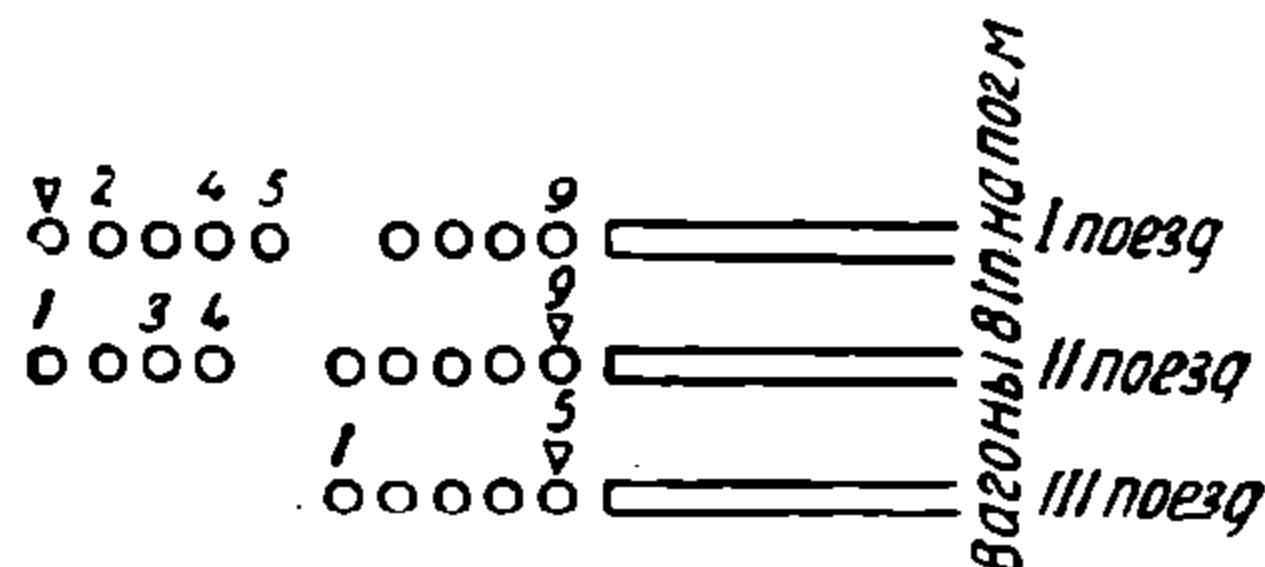
Пример. Определить статический момент от 30 осей схемы Н 1925г. по поезду II на расстоянии от последней оси до опоры.

$$c = 1 \text{ м.}$$

$$M_{30} = M'_{30} + \Sigma_{30} P c = 17\,309 + 620 = 17\,929 \text{ т} \cdot \text{м.}$$

Таблица поезда применима для упрощения решения: 1) невыгоднейшей установки поезда, 2) подсчета  $\Sigma P y$  помощью инфлюэнтной линии и 3) для подсчетов опорных реакций, поперечных сил и изгибающих моментов без инфлюэнтной линии.

Надо не упускать из виду, что таблицы дают величины относительно осей, а не колес, а потому при наличии двух ферм величины из таблиц надо делить пополам.



Фиг. 289. Поезд 1925 г. по схеме О.

## § 59. Вычисление $\Sigma P y$ по инфлюэнтным линиям

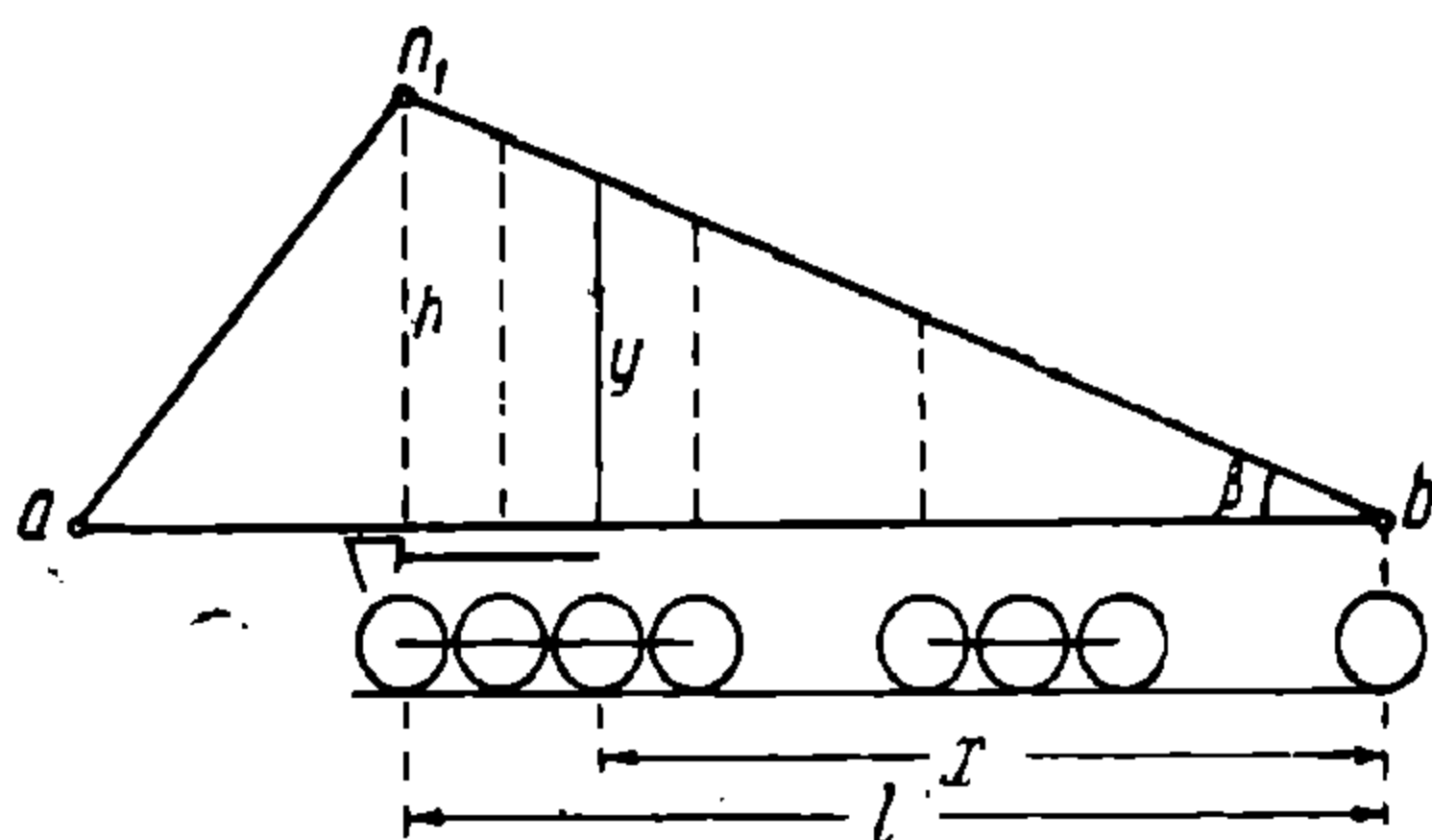
В ферме железнодорожного моста большого пролета при подсчете с помощью инфлюэнтной линии приходится производить множество вычислений разных значений  $y$  для составления сумм  $\Sigma P y$ . Эта работа может быть упрощена, если пользоваться нижеуказанным способом, с применением таблицы моментов.

1-й случай. Все грузы поезда имеют ординаты инфлюэнтной линии, принадлежащей одной прямой (фиг. 290 и 291).

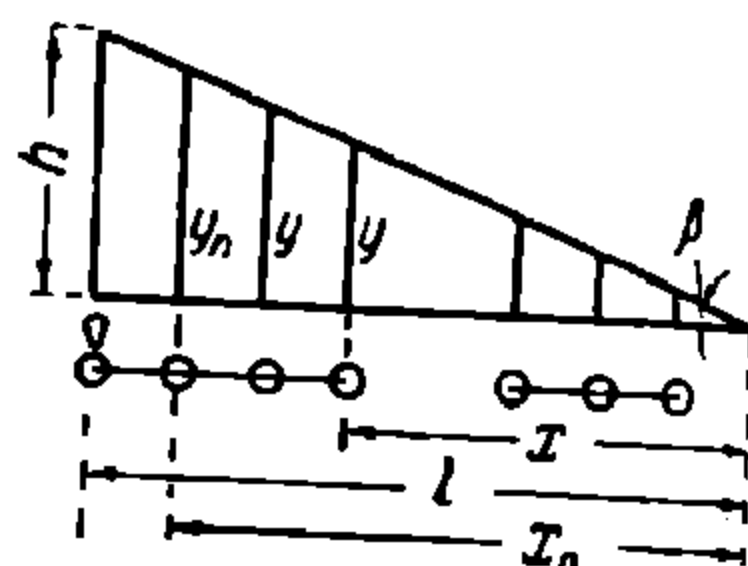
Любая ордината инфлюэнтной линии может быть выражена через  $x$  и  $\text{tg } \beta$ , т. е.  $y_1 = x_1 \cdot \text{tg } \beta$ ;  $y_2 = x_2 \cdot \text{tg } \beta$ ;  $y_3 = x_3 \cdot \text{tg } \beta$ ;  $y_n = x_n \cdot \text{tg } \beta$ , откуда  $\Sigma P y = \Sigma P x \text{tg } \beta = M_n \text{tg } \beta = M_b \frac{h}{l}$ , где  $M_b$  обозначает статический момент грузов поезда относительно точки  $B$ , легко определяемый помощью таблицы поездов.

2-й случай. Инфлюэнтная линия имеет вид двух прямых (фиг. 292) и ординаты грузов поезда принадлежат обоим прямым

$bn'$  и  $mn'$  Продолжим  $bn'$ . Тогда мы можем вычислить  $\Sigma Py$  как разность ординат, относящихся ко всем грузам поезда при одной прямой инфлюэнтной линии и ординат между прямыми  $mn'$  и  $kn'$ , относящихся только к тем грузам, которые находятся слева от



Фиг. 290.

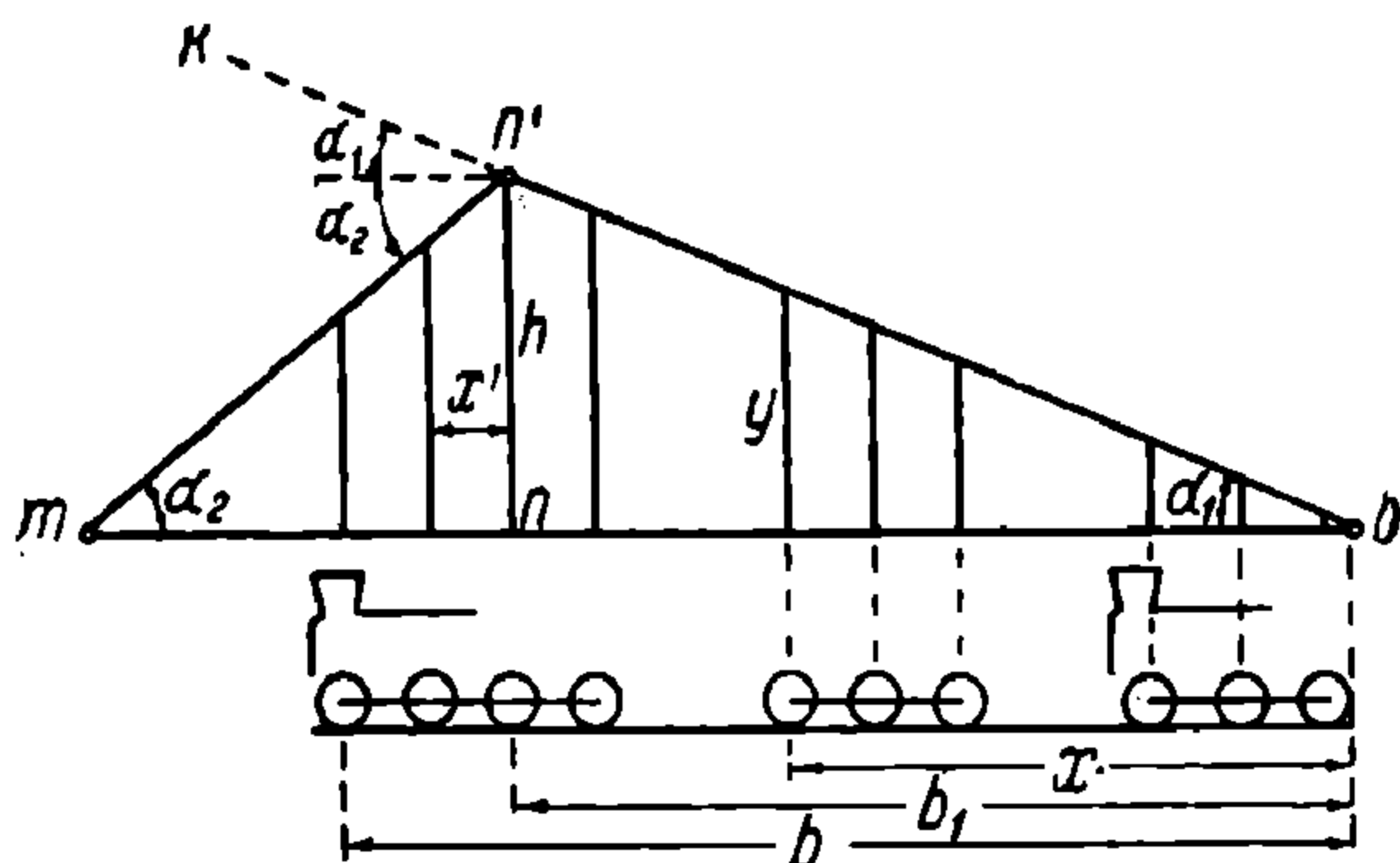


Фиг. 291.

точки  $n$ . Все грузы, относящиеся к прямой  $bn'$  дают, как выше выведено, величину усилия  $M_b \operatorname{tg} \alpha_1$ , где  $M_b$  — статический момент

всех грузов поезда относительно точки  $b$ . Грузы, находящиеся между прямыми  $mn'$  и  $kn'$ , дают усилия  $M_n (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2)$ .

В итоге  $\Sigma Py = M_b \operatorname{tg} \alpha_1 - M_n (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2)$ , где  $M_b$  и  $M_n$  вычисляются помощью таблиц поездов.



Фиг. 292.

3-й случай. Инфлюэнтная линия состоит из трех прямых  $bm'$ ,  $m'n'$  и  $an'$ , образующих с осью абсцисс углы  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  и  $\alpha_3$  (фиг. 293). Продолжаем тот же прием. Сперва относим все грузы поезда к одной прямой  $bk$  инфлюэнтной линии. Получим  $M_b \operatorname{tg} \alpha_1$ .

Затем вычтем усилие от грузов, находящихся слева от точки  $m$ , имеющих ординаты, заключенные между прямыми  $km'$  и  $k'm'$ . Усилие равно:

$$M_m (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2).$$

Затем вычтем усилие от грузов, находящихся слева от точки  $n$ , имеющих ординаты между прямыми  $an' - k'n'$  и равное:

$$M_n (\operatorname{tg} \alpha_3 - \operatorname{tg} \alpha_2).$$

В итоге получим:

$$\Sigma P_y = M_b \operatorname{tg} \alpha_1 - M_m (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2) - M_n (\operatorname{tg} \alpha_3 - \operatorname{tg} \alpha_2),$$

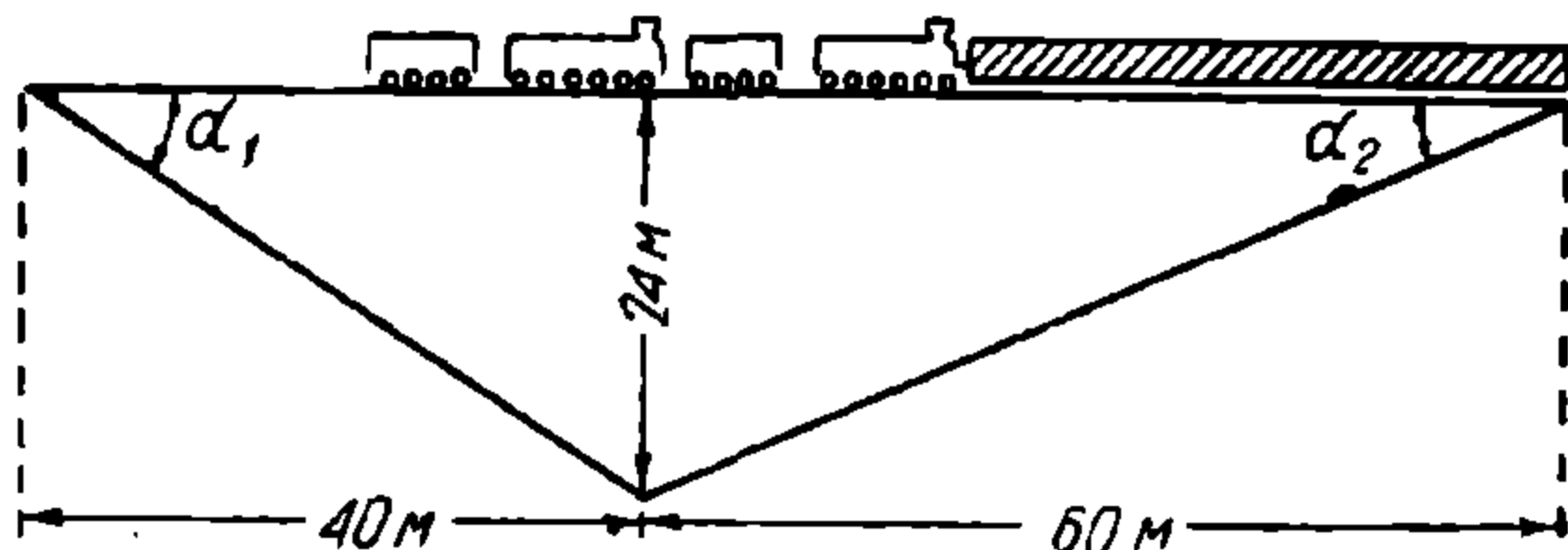
где  $M_b$ ,  $M_m$  и  $M_n$  вычисляются помощью таблицы поездов.

Пример 1-й. Для инфлюэнтной линии, изображенной на фиг. 294, пользуясь таблицей моментов поездов, установить невыгоднейшим образом поезд II схемы У и подсчитать  $\Sigma P_y$ .

Решение. Невыгодной будет установка в 50 колес при критическом тринадцатом колесе.

$$l = 82,65; \quad \Sigma P = 960; \quad M_{50} = 46\,236 \text{ т} \cdot \text{м}; \quad c = 0,55 \text{ м}.$$

Проверяя критерием, найдем



Фиг. 294.

$$l_1 \frac{\Sigma P}{l} = \frac{40}{100} \cdot 960 = 384 \text{ т}$$

критическое 13-е колесо.

$$R_1 = 360 \text{ т} < 384 \text{ т}.$$

$$R_1 + P = 396 \text{ т} > 384 \text{ т}$$

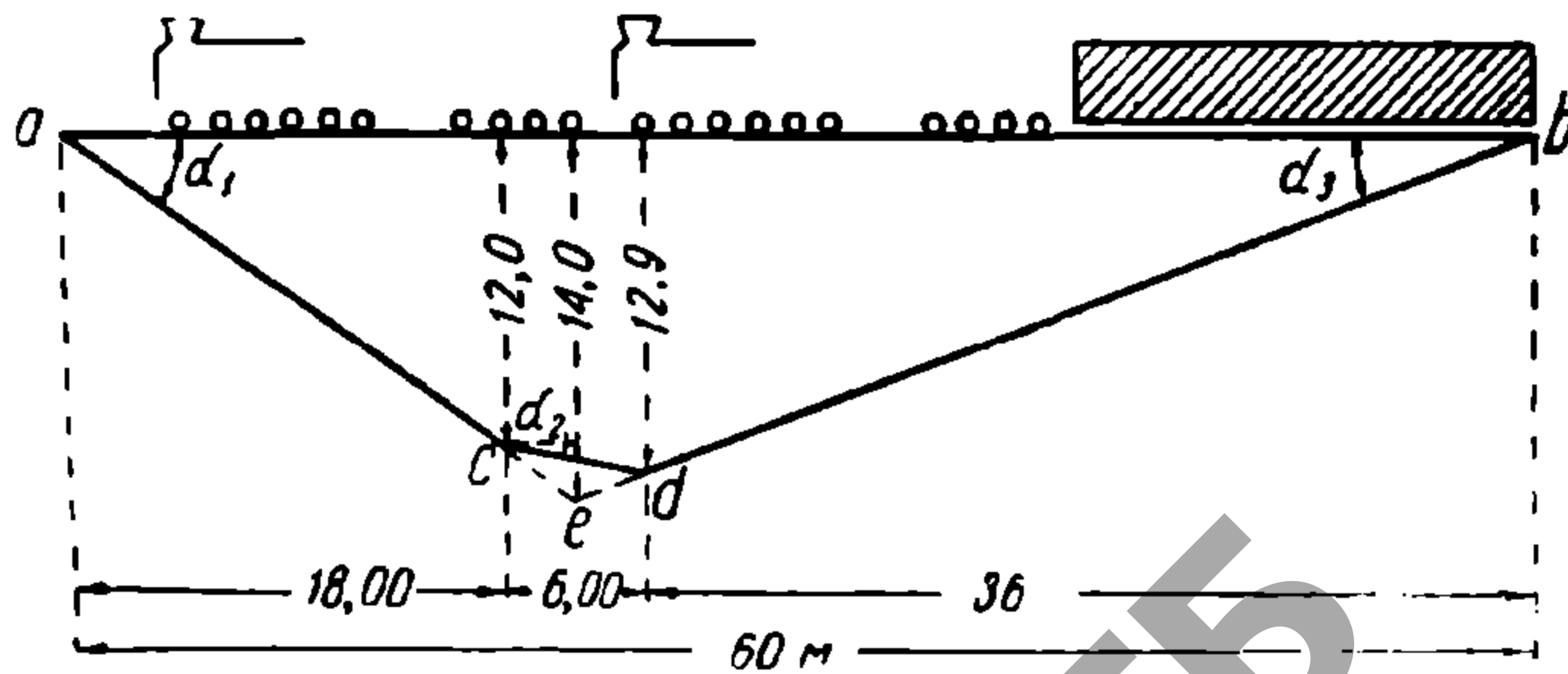
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{40} = \frac{24}{40} = 0,6$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{h}{60} = \frac{24}{60} = 0,4$$

$$\Sigma P_y = M_{50} \operatorname{tg} \alpha_1 - M_{13} (\operatorname{tg} \alpha_1 + \operatorname{tg} \alpha_2) = (46\,236 + 960 \cdot 0,55) \cdot 0,4 - 4512 (0,4 + 0,6) = 23546,4 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Пример 2-й. Для инфлюэнтной линии, имеющей вид четырехугольника и изображенной на фиг. 295, пользуясь таблицами поездов, установить поезд I схемы Н невыгоднейшим образом и подсчитать  $\Sigma P_y$ .

$$\text{Решение. } \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{12}{18}; \quad \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{12,9 - 12,0}{6} = \frac{0,9}{6}; \quad \operatorname{tg} \alpha_3 = -\frac{12,9}{36}.$$



Фиг. 295.

За критическое колесо принимаем путем ряда проб по таблицам поездов 11-е колесо, поместив над инфлюэнтной линией 32 колеса;  $l = 53,75 \text{ м}$ ,  $\Sigma P = 644 \text{ т}$ .

$$\text{На первую панель приходится } R_1 = 8 \cdot 25 = 200 \text{ т}.$$

$$\text{На среднюю панель приходится } R_2 = 50 + 25 \text{ т}.$$

$$\text{На третью панель приходится } R_3 = 369 + 25 \text{ т}.$$



Испытываем на критерий:

$$\begin{aligned} \rightarrow R \operatorname{tg} \alpha &= R_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + R_2 \operatorname{tg} \alpha_2 + R_3 \operatorname{tg} \alpha_3 = \\ &= 200 \cdot \frac{12}{18} + \frac{50 \cdot 0,9}{6} - 394 \cdot \frac{12,9}{36} = 133,5 + 7,3 - 141,8 = -1; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \leftarrow R \operatorname{tg} \alpha &= R_1 \operatorname{tg} \alpha_1 + R'_2 \operatorname{tg} \alpha_2 + R'_3 \operatorname{tg} \alpha_3 = \\ &= 200 \cdot \frac{12}{18} + \frac{75 \cdot 0,9}{6} - 369 \cdot \frac{12,9}{36} = 133,5 + 11,2 - 130,68 = +13,82. \end{aligned}$$

Критерий оправдывается:

$$M_{\max} = \Sigma P_y = M_b \operatorname{tg} \alpha_3 - m_a (\operatorname{tg} \alpha_3 + \operatorname{tg} \alpha_2) - m_c (\operatorname{tg} \alpha_1 - \operatorname{tg} \alpha_3).$$

$$M_b = M_{32} + \Sigma P c = 19\,438 + 644 \cdot 1,25 = 19\,438 + 805 = 20\,243 \text{ т} \cdot \text{м},$$

где  $c = (19 + 36) - 53,75 = 1,25 \text{ м}$ .

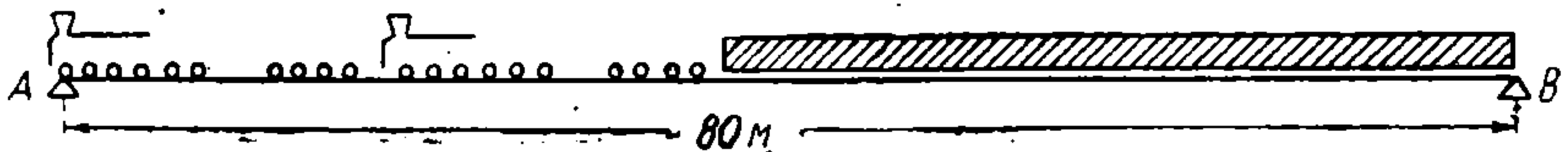
$$m_a = M_{11} = 2\,813 \text{ т} \cdot \text{м},$$

$$m_c = 1\,425 \text{ т} \cdot \text{м},$$

$$\begin{aligned} \Sigma P_y &= 20\,243 \cdot \frac{12,9}{36} - 2\,813 \cdot \left( \frac{12,9}{36} + \frac{0,9}{6} \right) - 1\,425 \cdot \left( \frac{12}{18} - \frac{0,9}{6} \right) = \\ &= 7\,254 - 1\,430 - 736,3 = 5\,088,7 \text{ т} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

## § 60. Пользование таблицей поездов без инфлюэнтных линий

Как выше было сказано, таблицами поездов можно воспользоваться для облегчения подсчета опорной реакции, поперечной силы и изгибающего момента.



Фиг. 296.

Подсчет опорной реакции. На фиг. 296 изображена балка с I поездом схемы Н, установленным невыгодным для опоры А образом, т. е. первая ось стоит на опоре А. Вычислить опорную реакцию А. Балка длиной 80 м.

$$\text{Решение. } A = \frac{M_b}{l} = \frac{M_n + \Sigma P c}{l}, \text{ где } c = 80 - 79,25 = 0,75 \text{ м}.$$

$M_b$  есть статический момент всех грузов поезда относительно опоры В и определяется по таблице поезда. Всего на балке установлено 49 грузов.

$$A = \frac{38\,308 + 848 \cdot 0,75}{80} = 486,9 \text{ т}, \text{ где } M_n = 38\,308 \text{ т} \cdot \text{м} \text{ берется по таблице поездов.}$$

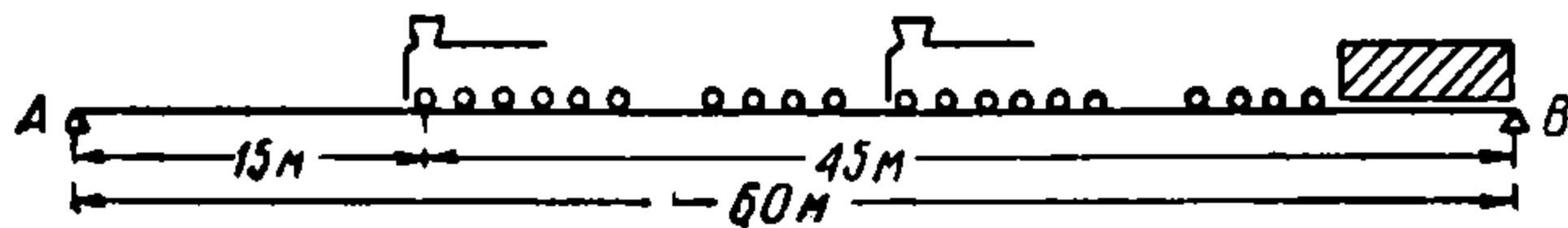
Опорное давление  $B = \Sigma P - A$ , где  $\Sigma P = 848 \text{ т}$  берется по таблице поездов:

$$B = \Sigma P - A = 848 - 486,9 = 361,1 \text{ т}.$$

Расчет поперечной силы. Рассчитать для балки пролетом 60 м наибольшую поперечную силу в сечении на расстоянии 15 м от опоры А. Поезд I схемы У (фиг. 297).

Решение. Установку произведем невыгоднейшим образом, т. е. загрузим наиболее длинную часть балки, установив над сечением первое колесо, как показано на фиг. 297. Поперечная сила равняется опорной реакции А:

$$Q = A = \frac{M_b}{l} = \frac{M_n + \Sigma P c}{l},$$



Фиг. 297.

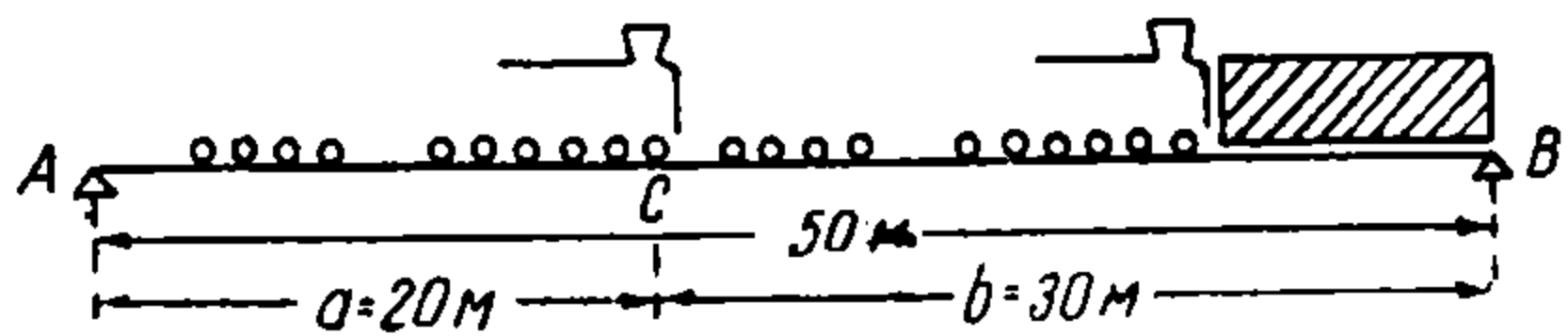
где:  $M_b$  есть статический момент всех установленных на балке грузов относительно опоры В. Всего установлено 24 груза;  $l_1 = 43,65$  м;  $c = 45 - 43,65 = 1,35$  м:

$$A = \frac{M_b}{l} = \frac{M_n + \Sigma P c}{l} = \frac{15402 + 648 \cdot 1,35}{60} = 271,2 \text{ т.}$$

### § 61. Расчет изгибающего момента

Для балки, изображенной на фиг. 298, рассчитать наибольший изгибающий момент от грузов поезда II схема Н, в сечении на расстоянии 20 м.

Решение. Сначала решим пример в буквенных выражениях. Пусть на балке установилось всего  $n$  грузов, а слева от сечения С —  $k$  грузов. Момент  $M$  сил слева от сечения относительно того же сечения составляет  $M = A \cdot a - m_k$ , где  $A$  есть опорная реакция,  $m_k$  — статический момент грузов, стоящих слева от сечения С относительно того же сечения, т. е. момент грузов  $k$  относительно точки С.



Фиг. 298.

$A = \frac{M_b}{l}$ , где  $M_b$  есть статический момент всех грузов относительно опоры  $b$  и равен  $M_b = M_n + \Sigma P c$ .

В результате  $M = \frac{M_n + \Sigma P c}{l} \cdot a - m_k$ , где величины  $M_n$ ,  $\Sigma P$  и  $m_k$  определяются помощью таблиц поездов.

В численных значениях.

При установке груза должен быть соблюден критерий, что  $\leftarrow R_1 + P > \frac{l_1}{l} \Sigma P$ , где  $l_1 = 20$  м;

$$\rightarrow R_1 < \frac{l_1}{l} \cdot \Sigma P.$$

После различных проб устанавливаем на пролет 26 колес:

$$l' = 44,75 \text{ м}; \quad \Sigma P = 572 \text{ т}; \quad M_{26} = 13769 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Критическое 10-е колесо. Действительно:

$$\frac{l_1}{l} \Sigma P = \frac{20}{50} \cdot 572 = 229 \text{ т};$$

$$R_1 + P = 225 + 25 > 229 \text{ т};$$

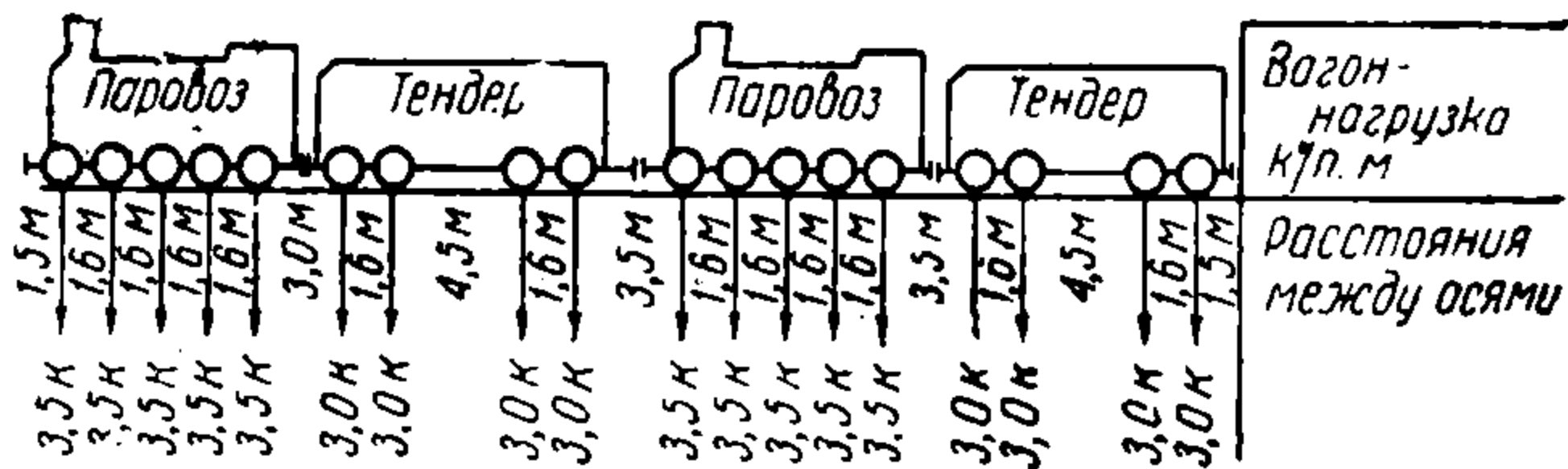
$$R_1 = 225 < 229 \text{ т}.$$

От критического колеса до последнего колеса  $3 + 25,75 = 28,75 \text{ м}$ .

$$c = 30 - 28,75 = 1,25 \text{ м};$$

$$M'_{max} = \frac{M_b}{l} \cdot a - m_k = \frac{a}{l} (M_n + \Sigma P c) - m_k = \\ = \frac{20}{50} (13769 + 572 : 1,25) - 1937 = 5793,6 - 1937 = 3856,6 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

На одну ферму  $M'_{max} = \frac{1}{2} M_{max} = \frac{3856,6}{2} = 1928,3 \text{ т} \cdot \text{м}.$



Фиг. 299.

## § 62. Нагрузка НКПС 1930 г.

Во всех примерах мы брали определенный тип поезда по схеме нагрузок 1925 г. По существу же, как выше отмечено, при расчете надо было сделать параллельно несколько расчетов для нескольких типов поездов, приведенных на фиг. 287, 288 и 289, сопоставить полученные результаты и для расчета применить невыгоднейший результат.

Произведенным исследованием в 1928/29 г. было обнаружено, что указанные схемы нагрузок давали крайне неэкономичные мосты, требуя больших затрат излишнего металла, не давая одновременно равнопрочных мостов, в связи с чем НКПС разработаны новые расчетные нагрузки 1930 г., которыми в настоящее время пользуются проектные организации на транспорте.

Эти нагрузки приведены на фиг. 299 и состоят из двух паровозов с пятью осями каждый, двух тендеров с четырьмя осями каждый и равномерно распределенной вагоно-нагрузкой. Последняя практикуется  $H_6$  — в шесть тонн на один пог. метр,  $H_7$  —  $7 \text{ т/п. м}$  и  $H_8$  —  $8 \text{ т/п. м}$ , в зависимости от грузового назначения и важности дороги. Для эксплуатируемых магистральных линий принимается  $H_7$ , для особо важных участков принимается  $H_8$ , а для

второстепенных линий  $H_6$ . Нагрузка на оси паровоза принимается в виде коэффициента 3,5, т. е. в 3,5 раза больше интенсивности вагоно-нагрузки, а на оси тендера нагрузка принимается с коэффициентом 3,0, т. е. в 3 раза больше интенсивности вагоно-нагрузки. На фиг. 299 под нагрузками надписано  $3,5k$  и  $3,0k$ , где  $k$  — обозначает коэффициент; например, для нагрузки  $H_7$  вагоно-нагрузка составляет  $7 \text{ т/п. м}$ , давление на ось паровоза составляет  $3,5 \cdot 7 = 24,5 \text{ т}$ , а давление на ось тендера —  $3,0 \cdot 7 = 21 \text{ т}$ . Для деревянных мостов принимается  $H_{5,5}$ . Нагрузка эта, как видим, снижена по сравнению с нагрузкой 1925 г.

Положительная сторона нагрузок „ $H-1930$ “, их стандартность, заключающаяся не только в постоянном соотношении давления осей паровоза и вагоно-нагрузки, но и в сохранении одинаковости расстояния между грузами во всех схемах (см. фигуру), позволяющая легко пересчитывать мосты при переходе от одной нагрузки к другой (при необходимости усиления или сравнения работы мостов).

При загрузке не допускается ни поворота паровоза головой к составу, ни разрыва состава, а в двухпутных мостах загрузка должна быть параллельное—в одну сторону.

Для линий влияния длиной, не превышающей длины паровоза и тендера, величины усилий в элементе фермы надлежит определять непосредственным нагружением и суммированием произведений сосредоточенных грузов на соответствующие ординаты инфлюэнтной линии.

При большей длине инфлюэнтной линии рекомендуется определять усилия в элементе фермы по эквивалентной, равномерно распределенной нагрузке, умножая ее на площадь линии влияния, где под эквивалентной равномерно-распределенной нагрузкой подразумевается такая равномерно-распределенная нагрузка, которая вызывает в элементе такое же усилие, как расчетный поезд.

Имеются выработанными специальные таблицы и графики величин эквивалентных нагрузок для различных видов линий влияния при разных пролетах по нормам нагрузок НКПС для железнодорожных мостов от 1925 г. и от 1930 г.<sup>1</sup>

## Глава IX

### ПРОГИБ ФЕРМ

#### § 63. Виды прогибов

Всякая ферма прогибается под действием собственного веса и временной нагрузки.

Различают прогиб остающийся и временный.

Остающийся прогиб получается: 1) от действия собственного веса в момент, когда с фермы удаляются подмости и 2) от дефектов сборки. Последний дефект сказывается в обжатии сты-

<sup>1</sup> См. Митропольский, Мосты, ч. II—приложение; Стрелецкий, Курс мостов, ч. 1—приложение.

ков, вследствие перемещения заклепочных соединений в стыках металлических ферм при неодинаковом натяжении раскосов, вследствие неточной пригонки деревянных частей во врубках в деревянных фермах и пр.

Со временем, с появлением остаточных деформаций и расстрой-ства соединений так называемый остающийся прогиб увеличивается.

Временный прогиб, иначе называемый упругим, проявляется во время действия временной нагрузки и исчезает с удалением последней. При испытании моста определяют величину временного прогиба и сличают таковую с ранее рассчитанным прогибом от такой же нагрузки.

Переоценивать, однако, значение испытания фермы на временный прогиб не следует, так как может случиться, что в ферме несколько стержней имеют недостаточное сечение, а остальные стержни имеют излишний запас прочности. Прогиб будет незначительный, а ферма все-таки слаба, или, наоборот, — ферма дает большой прогиб при равномерном и одинаковом напряжении всех стержней, а ферма в то же время надежнее, чем в первом случае.

Гораздо существеннее проверка остаточного прогиба, изобличающего качество работ по изготовлению и сборке фермы.

Расчетный прогиб нужно вычислить для того, чтобы знать, с каким подъемом надо собрать ферму, чтобы она не провисала.

Подъем, который назначается для сборки фермы, называется строительным и, конечно, превышает остающийся и временный прогиб.

#### § 64. Основная сущность диаграммы Виллио

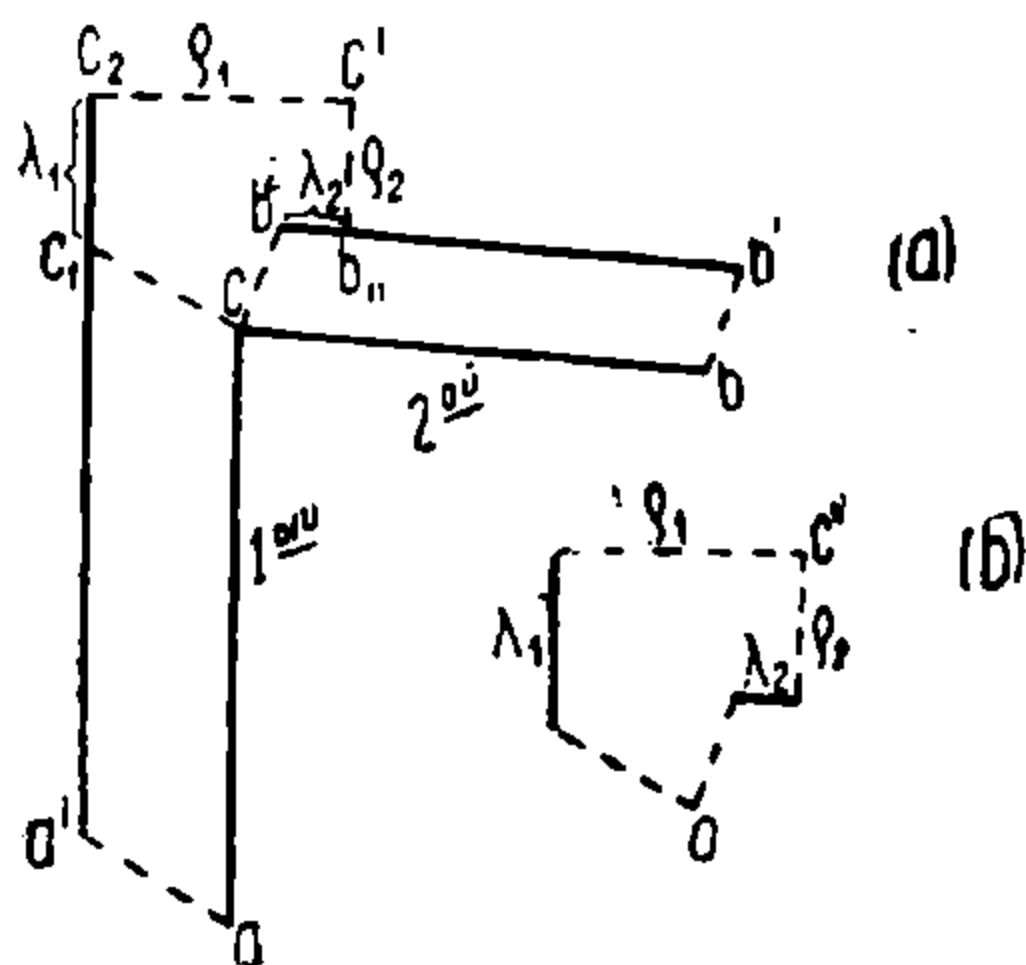
Ниже приводится графический расчет определения прогиба, заключающийся в построении диаграммы деформации всей фермы и перемещения всех узлов его по способу Виллио.

Предварительно на простом примере приведем сущность применения метода диаграммы Виллио.

Представим себе два стержня  $ac$  (1-й) и  $bc$  (2-й), соединенные шарнирно в точке  $c$  (фиг. 300).

Пусть точка  $a$  перемещена в точку  $a'$  и точка  $b$  перемещена в точку  $b'$ . Отрезок  $\lambda_1$  обозначает величину удлинения первого стержня, а  $\lambda_2$  — величина укорочения второго стержня (изменение длины стержней происходит под влиянием нагрузок и изменения температуры). Тогда точка  $c'$  измененной системы получится, как точка пересечения двух построенных окружностей, радиусом  $a's_2$  вокруг точки  $a'$  и радиусом  $b'b_2$  вокруг точки  $b'$ .

Так как удлинение и укорочение стержней незначительны по сравнению с их длинами, то дуги окружности могут быть заменены касательными, каковые представлены в виде отрезков  $\varrho_1$  и  $\varrho_2$ ,



Фиг. 300.

перпендикулярных к стержням в концевых точках  $c_2$  и  $b_2$ . Точка пересечения  $e_1$  и  $e_2$  и дает точку  $c'$ , в которую перейдет точка  $c$  после указанных перемещений.

Положение точки  $c$  примем за начало координат (точка  $O$  на фиг. 300), в отношении этой точки расположены в каком-либо масштабе перемещения и приращения стержней  $\lambda_1$  и  $\lambda_2$  (как показано на фигуре) по величине, положению и направлению.

В концах этих приращений восставим перпендикуляры (на фигуре перпендикуляры обозначены через  $e_1$  и  $e_2$ ). Точка пересечений этих перпендикуляров и определит положение  $c'$ . На полученной диаграмме отрезок  $Oc'$  (не нанесенный на фигуре) и определяет итоговое перемещение вершины  $c$  по величине и направлению.

Диаграмма Виллио перемещений целой фермы находится в результате суммирования ряда таких построений для каждого узла в отдельности.

Покажем в следующем параграфе эту диаграмму на примере целой фермы пролетом 33,6 м под ж.-д. мост, каковой пример заимствован у проф. Патона (Патон и Горбунов, „Стальные мосты“, стр. 497).

### § 65. Графическое определение прогиба ферм по диаграмме Виллио

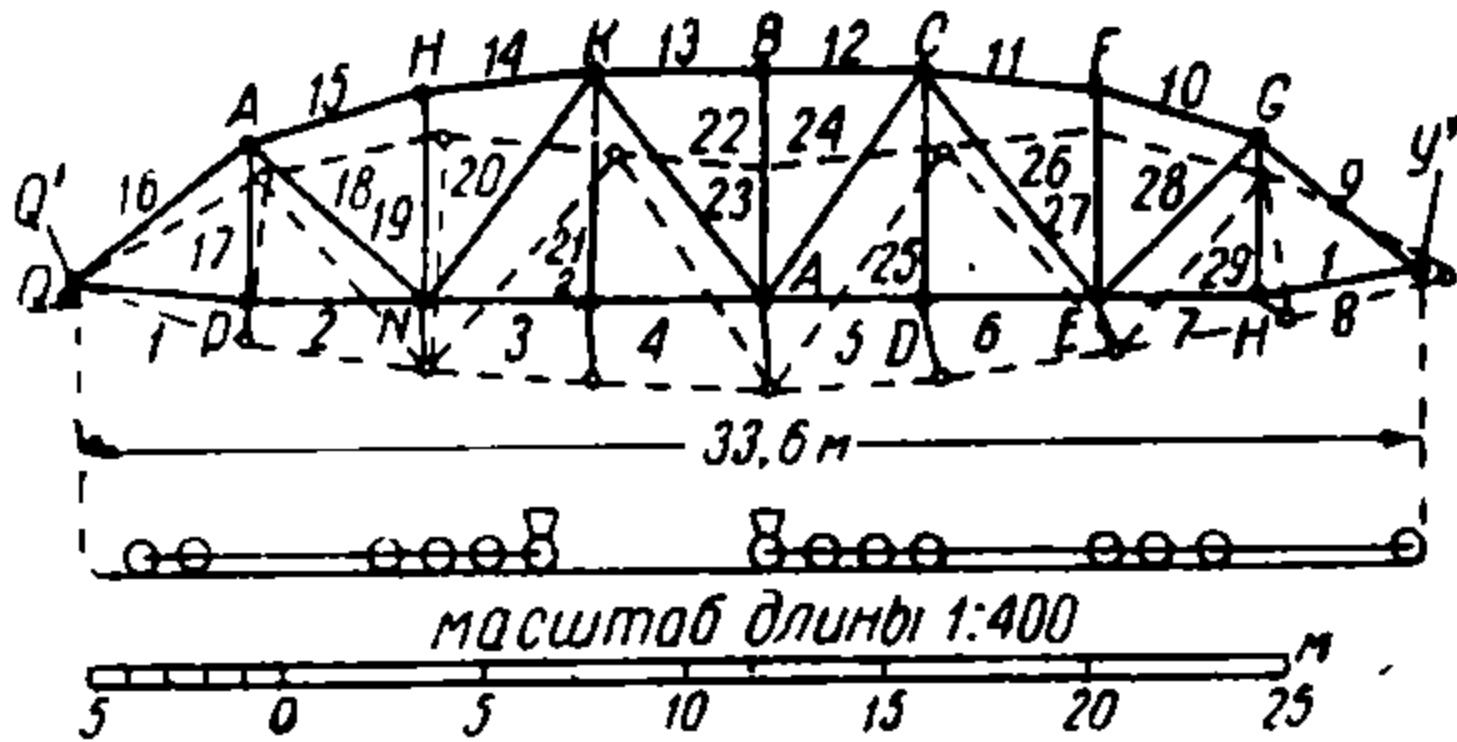
В нижеприведенной таблице помещены длины  $s$  стержней фермы в см, площади  $F$  их поперечного сечения (брутто) в см<sup>2</sup> и усилия  $S$  в кг от поезда; находящегося в положении, соответствующем наибольшему изгибающему моменту для середины пролета (фиг. 301). Изменения длины  $\lambda$  всех стержней, вызванные усилиями  $S$  и рассчитанные по формуле  $\lambda = \frac{S \cdot s}{E \cdot F}$  в мм выписаны в той же таблице.

	№ стержня	Длина $s$ см	Усилия $S$ кг	Сече- ние $F$ см <sup>2</sup>	Измене- ние длины $\lambda$ мм		№ стержня	Длина $s$ см	Усилия $S$ кг	Сече- ние $F$ см <sup>2</sup>	Измене- ние длины $\lambda$ мм
Нижний пояс	1	423	+ 65200	140	+ 0,91	Стойки	18	570	+ 29500	55	+ 1,43
	2	420	+ 64700	146	+ 0,86		20	693	— 23200	39	— 1,92
	3	420	+ 99100	201	+ 0,96		22	693	+ 12600	25	+ 1,54
	4	420	+ 99100	201	+ 0,96		24	693	+ 17700	25	+ 1,66
	5	420	+ 99100	201	+ 0,97		26	693	— 27800	39	— 2,31
	6	420	+ 99100	201	+ 0,97		28	570	+ 29900	55	+ 1,45
	7	420	+ 61900	146	+ 0,83						
	8	423	+ 62500	140	+ 0,88						
Верхний пояс	9	539	— 78300	180	— 1,09	Раскосы	17	385	+ 4960	56	+ 0,16
	10	443	— 84800	184	— 0,95		19	525	+ 22700	56	+ 0,99
	11	421	— 80600	184	— 0,86		21	550	+ 13300	56	+ 0,61
	12	420	— 106800	190	— 1,10		23	550	0	56	0
	13	420	— 106800	190	— 1,10		25	550	+ 18100	56	+ 0,82
	14	421	— 85300	184	— 0,91		27	525	+ 21500	56	+ 0,93
	15	443	— 89600	184	— 1,00		29	385	+ 7620	56	+ 0,24
	16	539	— 81600	180	— 1,14						

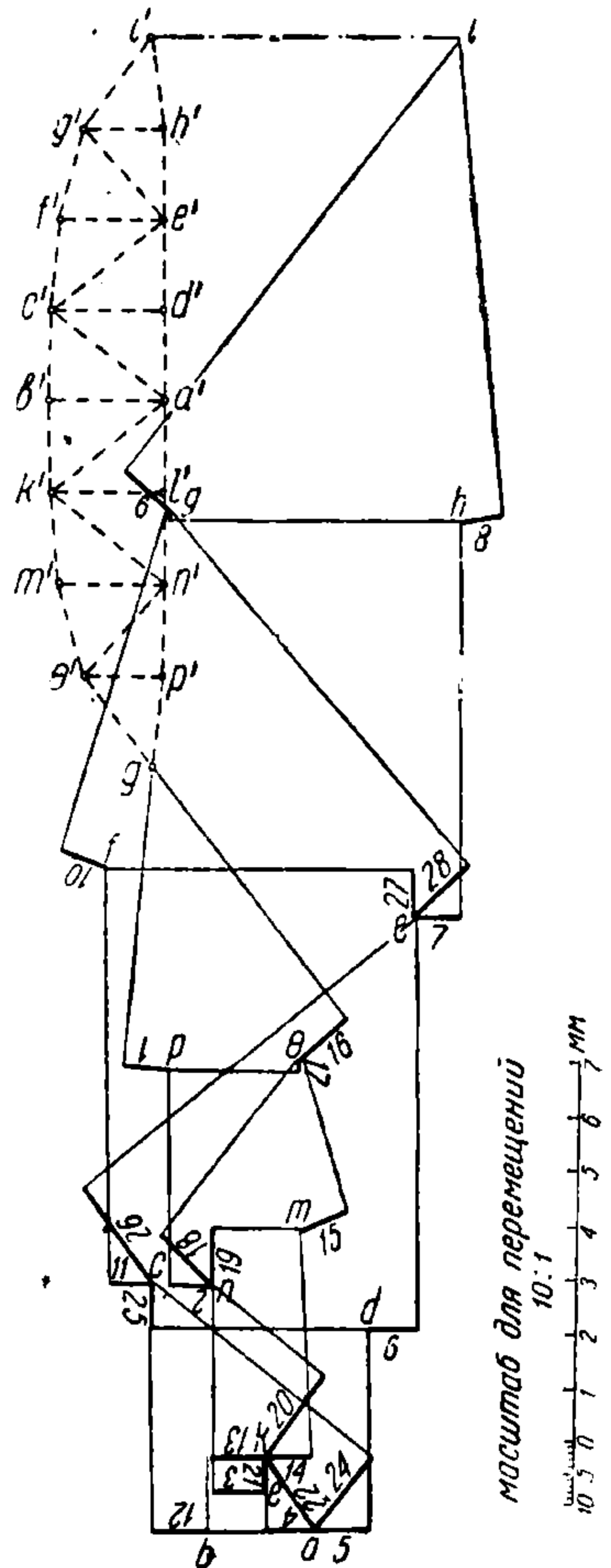
При построении диаграммы значения  $\lambda$  откладываем в 10 раз больше их действительной величины. Коэффициент упругости  $E = 2\,100\,000 \text{ кг/см}^2$ . Прежде всего строим диаграмму относительных перемещений узлов фермы, т. е. диаграмму, которая дает перемещение узлов  $k$  какому-нибудь одному из стержней фермы.

Пусть исходным стержнем будет раскос 22 (фиг. 301); его выбираем около середины пролета, чтобы получилась компактная диаграмма. Нижний конец  $A$  раскоса принимаем неподвижным, перемещение его равно нулю, поэтому на диаграмме (фиг. 302) точка  $a$  совпадает с полюсом  $O$ . Под действием поезда раскос 22 удлинится, благодаря чему узел  $K$  переместится вверх влево (фиг. 301); поэтому на диаграмме (фиг. 302) чертим от полюса  $O$ , т. е. от точки  $a$  вектор  $O-k$ , равный, параллельный и одинаково направленный с перемещением конца  $K$  раскоса 22, и получаем точку  $k$ , соответствующую узлу  $K$ .

Затем переходим к узлу  $L$ , положение которого определяется стержнями 4 и 21. Ввиду того, что узел  $L$  принадлежит растянутому поясу 4, он перемещается влево от  $A$ ; поэтому чертим вектор 4, идущий влево



Фиг. 301. \*



Фиг. 302.

от  $a$  (на диаграмме 4 перевернут для того, чтобы указать течение вектора). С другой стороны, узел  $L$ , как принадлежащий растянутой стойке 21, переместится вниз от имеющейся на диаграмме точки  $k$ ; поэтому чертим вектор 21 вниз от  $k$ ; узел  $L$  должен быть одновременно на стержнях 4 и 21, между тем лучи, идущие из пояса к концам начерченных векторов не совпадают; поэтому повернем стержни 4 и 21 вокруг перемещенных узлов  $A$  и  $K$  до взаимного пересечения. Это на диаграмме выразится перпендикулярами к вращающимся стержням, проведен-

\* На фиг. 301 нижний узел третий от левой опоры следует вместо 2 читать  $L$ .

ными через концы векторов 21 и 4. Пересечение перпендикуляров дает точку  $l$ , соответствующую узлу  $L$ , а луч  $Ol$  представляет результирующее перемещение узла  $L$ . Луч на диаграмме не показан. Переходим к узлу  $N$ . Придерживаясь тех же рассуждений, от точки  $l$  чертим вектор 3 и от точки  $k$  — вектор 20; в концах векторов восстанавливаем перпендикуляры до взаимного пересечения в точке  $n$ . Тогда перемещение узла  $N$  выразится лучом  $On$ .

Таким же образом получают на диаграмме точки  $m$ ,  $\theta$ ,  $p$  и  $q$ , соответствующие узлам  $M$ ,  $\theta$ ,  $P$  и  $Q$ .

Продолжая построение диаграммы для правой половины фермы, следует исходить из тех же узлов  $A$  и  $K$  и рассматривать по отношению к ним узел  $B$ . С одной стороны, узел  $B$ , как принадлежащий сжатому поясу 13, переместится влево (при неподвижном конце  $K$ ); поэтому вектор 13, соответствующий перемещению узла  $B$ , надо чертить влево от имеющейся на диаграмме точки  $k$  и восставить к нему перпендикуляр; с другой стороны, — узел  $B$ , как принадлежащий не напряженной стойке 23, не перемещается (при неподвижном  $A$ ), так что второй вектор для узла  $B$ , который должен быть начерчен от точки  $a$ , равен нулю. Восставляя, как и в предыдущих случаях, в конце вектора, т. е. через  $a$ , перпендикуляр к вращающемуся бруску  $AB$ , получаем точку  $b$ , соответствующую окончательному положению узла  $B$ , причем его перемещение выражается лучом  $Ob$ , не показанным на диаграмме.

Построение перемещений для последующих узлов правой половины фермы не представляет затруднений. Точки диаграммы, соответствующие узлам, обозначены малыми буквами, так что относительное перемещение всякого узла, например  $I$ , выражается лучом, идущим из полюса  $O$  до точки  $i$ ; перемещение узла  $Q$  выражается лучом  $Oq$ . Покончив с относительными перемещениями, строим те перемещения, которые необходимо дать ферме, чтобы она установилась на опоры. Если бы полученные выше относительные перемещения узлов нанести на чертеже фермы, то опорные узлы  $Q$  и  $I$  оказались бы приподнятыми с опор: поднятие  $QQ'$  узла  $Q$  было бы равно, параллельно и одинаково направлено с лучом  $Oq = 14,3$  мм, а поднятие узла  $I$  было бы  $II' = Oi = 27,4$  мм. Чтобы поставить деформированную ферму на опоры, необходимо сообщить ей сложное движение. Сперва надо дать ферме поступательное движение по направлению, величине и течению, равное  $Q'Q = 14,3$  мм (фиг. 302), а потом повернуть вокруг узла  $Q$  настолько, чтобы опорный узел  $I$  стал на одном уровне с узлом  $Q$ . При поступательном движении фермы все узлы перемещаются одинаково, так что для всех узлов и в том числе узла  $I$ , перемещение выразится лучом  $qO$ . Прибавляя геометрически к относительному перемещению  $Oi$  узла  $I$  поступательное перемещение  $qO$ , получим результирующее перемещение  $qi$ , показывающее, насколько приподнята опора  $I$  над горизонтальной плоскостью. Поступательное движение всей фермы эквивалентно переносу на диаграмме полюса из точки  $O$  в точку  $q$ . Чтобы теперь переместить узел  $I$  на опорную плоскость, надо повернуть ферму вокруг  $Q$  по часовой стрелке. При вращательном движении мы сообщаем всем узлам



фермы соответственные перемещения. Если на диаграмме их построить от одного какого-нибудь полюса  $q$ , то, соединяя концы<sup>1</sup>, получим фигуру, подобную вращающейся ферме, но с перпендикулярными к ней сторонами или так называемую картину вращения  $q\theta'p' \dots q'h'i'$ . Ее точка  $i'$  определена из следующих соображений: луч, идущий из полюса  $q$  к точке  $i'$ , представляет перемещение точки  $I$  при вращении фермы и перпендикулярен к вращающейся линии  $QI'$  фермы; следовательно, чтобы отыскать перемещение узла  $I$ , надо через  $q$  начертить перпендикуляр к  $QI'$ , т. е. прямую  $qi'$ . Этот луч идет сверху вниз ( $i'q$ ), ибо при указанном вращении фермы узел  $I$  опускается. Длина луча определяется из того условия, что при геометрическом сложении его с перемещением  $qi$  должно получиться действительное перемещение узла  $I$ , которое горизонтально, так как опора  $I$  подвижная. Иначе говоря, луч  $i'q$  начинается на горизонтальной прямой  $ii'$ . Только при этом условии геометрическая сумма всех трех перемещений узла  $I$ , а именно: 1) относительного  $Oi$ , 2) поступательного  $qo$  и 3)  $iq$  от вращения будет выражаться истинным горизонтальным перемещением  $i'i$ , которое противоположно замыкающему вектору для многоугольника  $i'qOi$ .

Благодаря картине вращения геометрическое сложение перемещений каждого узла производится на диаграмме само собою, причем действительное перемещение узла получается, как вектор, идущий от буквы со знаком (в картине) к одноименной букве без знака. Так, например, для узла  $A$ : 1) перемещение от вращения равно  $a'q$ ; 2) поступательное перемещение равно  $qo$ ; 3) относительное перемещение равно  $Oa = 0$ ; замыкающий вектор  $aa'$ ; следовательно, действительное перемещение узла  $A$  будет  $a'a = 20,8$  мм измеренное в масштабе для перемещений. Действительно, перемещение узла  $D$  есть  $d'd = 19$  мм. Чтобы получить вертикальный прогиб каждого узла, стоит только измерить вертикальную составляющую действительных перемещений  $a'a$   $d'd$  и т. д. Наибольший прогиб соответствует среднему узлу  $A$ , он равняется 20,7 мм, что составляет  $\frac{1}{1625}$  пролета. Действительные перемещения всех узлов, взятые из диаграммы, перенесены на фиг. 301 и показаны тонкими сплошными линиями в  $\frac{1}{4}$  натуральной величины; после этого вычерчена пунктиром деформированная ферма. При масштабе длины  $\frac{1}{400}$  — искажение деформации получается в 100 раз.

## § 66. Приближенный аналитический расчет прогиба балочно-разрезных ферм

Приводим приближенную формулу Кочуринна прогиба мостовых ферм (XVI сборник отд. инж. исслед., Москва, 1928 г.) для расчета прогиба посредине пролета при полном загрузении металлической фермы.

Для фермы с треугольной решеткой:

$$f = \left[ 1 + (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{ctg} \alpha) \frac{h_0}{L} \right] \left[ 1,61 - 0,335 \frac{h_0}{L} \right] \frac{5 g L^4}{384 E J_{cp}};$$

<sup>1</sup> Перемещение от вращения, подобно тому как и результирующие перемещения на диаграммах, обыкновенно не показывается.

для фермы с раскосной решеткой:

$$f = \left[ 1 + (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{ctg} \alpha) \frac{h_0}{L} 1,38 \right] \left[ 1,61 - 0,33 \frac{h_0}{H} \right] \frac{5g L^4}{384 E J_{cp}},$$

где:  $\alpha$  — угол наклона раскоса в середине пролета к вертикали,  
 $L$  — расчетный пролет ферм,  
 $H$  — высота ферм в середине пролета,  
 $h_0$  — высота ферм на опорах.

При наклонном портале высота опорной стойки  $h_0 = 0$ ,

$g$  — интенсивность нагрузки на пог. единицу фермы,  
 $E$  — модуль упругости материала,  
 $J_{cp}$  — момент инерции поясов ферм в середине пролета,

$J_{cp} = (F_0 + F_u) \frac{H^2}{4}$ , где  $F_0$  и  $F_u$  — площади сечения брутто верхнего и нижнего поясов.

Расчетный прогиб деревянных балочных ферм проф. Патон рекомендует определить простыми приближенными методами, рассматривая сквозные фермы как сплошные стенки, ослабленные отверстиями.

Прогиб сплошной разрезной балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой для середины пролета, выражается известной формулой:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{gl^4}{EJ}.$$

При одинаковых сечениях верхнего и нижнего поясов можно принять момент инерции этих сечений равным приближенно

$$J = 2F \left( \frac{h}{2} \right)^2 = F \frac{h^2}{2},$$

где:  $F$  — сечение поясов,

$h$  — высота в середине фермы, считая между центрами тяжести этих поясов.

Здесь пренебрегается моментом инерции сечения пояса относительно собственной нейтральной оси.

При разных сечениях поясов момент инерции  $J$  можно принять равным сумме моментов инерции сечений верхнего и нижнего поясов относительно середины высоты фермы.

## Глава X

### НЕКОТОРЫЕ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ УКАЗАНИЯ К РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФЕРМ

#### § 67. О расчетных нагрузках

Нагрузка, по коей рассчитывается ферма, разделяется на основную и на дополнительную, или случайную, нагрузку.

Под основной нагрузкой подразумевается собственный вес фермы, связи, проезжая часть (для мостов), кровля (для стропильной фермы)

и та временная (или полезная) нагрузка, для несения коей ферма строится. Например, для ж.-д. мостовой фермы временной нагрузкой явится состав поезда; для фермы моста под обыкновенную дорогу временной нагрузкой является толпа людей, ряд грузовых автомобилей, паровой или конный каток и т. д. Причем, если указанная временная нагрузка вызывает удары, сотрясения и пр., то эти последние также учитываются.

Например, действие паровозной, тепловозной или электровозной тяги на ферму моста учитывается с динамическим коэффициентом согласно условиям НКПС. При расчете ферм мостовых кранов наибольший коэффициент вертикального динамического воздействия груза — 1,4 и т. д.

Под дополнительной или случайной нагрузкой для фермы можно подразумевать, например, ветер, влияние температуры, а для ж.-д. мостов и торможение.

Для горизонтальных ферм, являющихся, например, продольными связями в мостовых сооружениях, ветер является также основной нагрузкой, по коей ферма и рассчитывается.

Если расчет ведется по основной нагрузке, то и допускаемые напряжения берутся основные. Если же расчет ведется по основной нагрузке плюс дополнительная нагрузка, то допускаемые напряжения увеличиваются (см. выше § 25)

Вес самой фермы можно условно распределить на узлы как верхнего, так и нижнего поясов.

Вспомним построенные на фиг. 189 и 192 инфлюэнтные линии, из коих видно, что если решетка фермы имеет вертикальные стойки (основные или дополнительные), то усилия в раскосах и поясе не меняются от того, будет ли нагрузка приложена в верхних или нижних узлах; усилия в этом случае меняются только в стойках.

Если решетка треугольная, то усилия меняются во всех элементах фермы, если перенесем нагрузку из верхних к нижним узлам или наоборот. Поэтому при треугольной решетке ферм полезно строить два раза инфлюэнтные линии: для веса ферм, приложенного один раз к верхним, а другой раз к нижним узлам и взять среднее арифметическое значение полученных усилий, или же распределить сначала вес ферм поровну между узлами верхнего и нижнего поясов.

На практике, однако, для небольших ферм (до 50—60 м) нет необходимости в таких точных вычислениях, так как влияние собственного веса ферм на усилия в элементах их незначительно. В больших же фермах приходится считаться с указанным фактором и считать вес фермы распределенным между всеми узлами (и верхними и нижними). Собственный вес ферм принимается как равномерно распределенная нагрузка. Но это не совсем верно, так как вес балочно-разрезных ферм возрастает от опор к середине, а вес ферм консольных, наоборот, — возрастает от середины к опорам. В малых фермах можно пренебречь неточностью расчета, вытекающей из того, что вес фермы принят как равномерная нагрузка; в фермах с большими пролетами этой неточностью пренебречь нельзя, и нужно учесть неравное распределение собственного веса ферм. Надо иметь в виду и еще одно обстоятельство: собственный

вес фермы, как сказано, принимается условно приложенным в узлах, а между тем в действительности нагрузка эта сплошная, которая вызывает в элементах, кроме стоек, изгиб от собственного веса. Если элементы фермы имеют большую длину, то надо учесть и напряжения изгиба от собственного веса.

### § 68. О подборе сечения

На этой теме будем кратко останавливаться, имея в виду дать лишь общее знакомство с подбором сечений элементов ферм, так как подробно этот вопрос освещается в соответствующих курсах инженерных сооружений. Зная усилие растянутого элемента, качество материала, устанавливают по специальным нормам допустимое напряжение на растяжение и сжатие данного элемента. При этом приходится учитывать динамическое действие сил (если оно имеет место), переменный знак усилий (если элемент сжато-вытянутый), а для сжатых элементов учесть также коэффициент уменьшения допустимых напряжений по формуле Эйлера, Тетмайера или др.

После этого надо задаться сечением, определить площадь его брутто, вычесть возможное ослабление отверстиями (для заклепок, болтов и пр.), получим площадь нетто. Необходимо, чтобы площадь сечения удовлетворяла условиям прочности на растяжение или на сжатие.

Обозначив усилие элемента через  $P$ , сечение брутто через  $F_{\text{брутто}}$ , площадь отверстий через  $f$ , получим площадь  $F_{\text{нетто}} = F_{\text{брутто}} - f$ . Условие прочности элемента выражается формулой:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} \leq [n]. \quad (\text{I})$$

Сжатые стержни кроме того проверяются на устойчивость по формуле:

$$\sigma = \frac{P}{E_{\text{бр}}} \leq \varphi [h], \quad (\text{II})$$

где  $[n]$  есть допустимое напряжение для данного элемента;  $\varphi$  коэффициенте см. следующий параграф. Можно идти иным путем:

определять по формуле  $F_{\text{нетто}} = \frac{P}{[n]}$ , прибавить к ней 15—20% на ослабление отверстиями (в металлических брусках)—получим предварительное  $F_{\text{брутто}}$ . По последней величине задаться сечением, после чего проверить точно по формулам (I) и (II).

Подобранные сечения могут отличаться от требуемых теоретически не более, чем  $\pm 2\%$  в металлических фермах и не более, чем  $\pm 5\%$  в деревянных фермах.

При подборе сечения надо стремиться к центрации, чтобы действующее усилие распределялось равномерно по всему сечению элемента. Стремиться надо также к тому, чтобы сечение было симметричным относительно плоскости фермы, иначе неизбежны дополнительные напряжения от внецентренности усилий. Особенно нежелательной по этой причине является односторонняя наклепка стержней решетки к вертикальным листам пояса.

## § 69. Продольный изгиб

В растянутых элементах фермы напряжения определяются делением усилий на площадь сечения элемента нетто. Сжатые элементы проверяются на продольный изгиб (выпучивание), причем расчетная площадь сечения  $F_{\text{брутто}}$  уменьшается умножением ее на коэффициент  $\varphi$  [см. приведенную в предыдущем параграфе формулу (II)].

Этот коэффициент берется в функции от гибкости элемента от  $\frac{l}{r}$ , где  $l$  — расчетная длина элемента, равная действительной длине его (так как бы оба конца шарнирны), и  $r$  — радиус инерции сечения относительно оси наименьшего момента инерции.

Согласно единым нормам строительного проектирования, для сжатых элементов из металла коэффициент  $\varphi$  берется из нижеследующей таблицы:

$\frac{l}{r}$	Чугун		Сталь-3		Сталь-5		Спец.-сталь	
	$\varphi$	$k_1 = \frac{1}{\varphi}$	$\varphi$	$k_1 = \frac{1}{\varphi}$	$\varphi$	$k_1 = \frac{1}{\varphi}$	$\varphi$	$k_1 = \frac{1}{\varphi}$
0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
10	0,97	1,03	0,99	1,01	0,99	1,01	0,99	0,01
20	0,91	1,10	0,97	1,03	0,97	1,03	0,97	1,08
30	0,81	1,23	0,935	1,07	0,935	1,07	0,935	1,07
40	0,69	1,45	0,893	1,12	0,893	1,12	0,893	1,12
50	0,57	1,75	0,840	1,19	0,840	1,19	0,840	1,19
60	0,44	2,27	0,798	1,25	0,798	1,25	0,798	1,25
70	0,34	2,94	0,741	1,35	0,730	1,37	0,730	1,37
80	0,26	3,84	0,683	1,47	0,652	1,53	0,630	1,59
90	0,20	5,00	0,626	1,60	0,572	1,75	0,542	1,84
100	0,16	6,25	0,568	1,76	0,489	2,04	0,439	2,28
110	—	—	0,511	1,96	0,430	2,32	0,363	2,75
120	—	—	0,453	2,20	0,358	2,79	0,305	3,27
130	—	—	0,396	2,52	0,317	3,15	0,261	3,82
140	—	—	0,355	2,82	0,289	3,46	0,240	4,16
150	—	—	0,316	3,16	0,256	3,90	0,214	4,68
160	—	—	0,289	3,46	0,237	4,22	0,193	5,16
170	—	—	0,270	3,70	0,216	4,62	0,180	5,55
180	—	—	0,236	4,23	0,200	5,00	0,154	6,46
190	—	—	0,218	4,57	0,191	5,24	0,145	6,90
200	—	—	0,191	5,24	0,175	5,78	0,136	7,35

### Сжатые элементы из дерева

Единые нормы строительного проектирования предписывают проверять их на продольный изгиб путем умножения расчетной площади на коэффициент  $\varphi_x$  (относительно оси наименьшего момента инерции).

Для составного сечения, как изображено, например, на фиг. 303, проверка на продольный изгиб на основе единых норм производится относительно оси  $x-x$  с умножением  $F$  на  $\varphi_x$  или относи-

тельно оси  $y-y$  с умножением  $F$  на  $\varphi_y \cdot \varphi_1$ , где коэффициенты  $\varphi_x$  и  $\varphi_y$  — определяются в функции от  $\frac{l}{r_x}$  и  $\frac{l}{r_y}$  (значение  $\varphi_1$  приведено ниже).

В этих выражениях  $l$  есть длина сжатого элемента, в коем оба конца считаем шарнирными, и  $r_x$  и  $r_y$  суть радиусы инерции составного сечения относительно осей  $x-x$  и  $y-y$ .

Расстояние между прокладками в сжатых элементах  $l_1$  проверяется умножением сечения одного бруса  $f$  на коэффициент  $\varphi_1$  в функции от  $\frac{l_1}{r_1}$ , где  $l_1$  — расстояние между прокладками,  $r_1$  — наименьший радиус инерции относительно оси  $y_1-y_1$  (одиночного бруса, входящего в составное соединение).

Очевидно, это удовлетворится тогда, когда длина  $l_1$  будет назначена так, чтобы гибкость  $\frac{l_1}{r_1}$  была меньше или равна наибольшей гибкости всего сечения относительно оси  $x-x$  или  $y-y$ .

Приведенные коэффициенты  $\varphi$  исчисляются по формулам:

$$\varphi = 1 - 0,0069 \frac{l}{r} \text{ при } \frac{l}{r} \text{ от } 5 \text{ до } 100 \quad (\text{III})$$

или

$$\varphi = \frac{E\pi^2}{k[n-] \left(\frac{l}{r}\right)^2} \text{ при } \frac{l}{r} > 100. \quad (\text{IV})$$

В этих формулах вместо  $\frac{l}{r}$  подставляются соответствующие  $\frac{l}{r_x}$ ;  $\frac{l}{r_y}$ ;  $\frac{l_1}{r_1}$ , которые характеризуют гибкость сжатой части относительно определенных осей.  $E$  — модуль упругости дерева на сжатие вдоль волокон — 110 000 кг/см<sup>2</sup> при сухом лесе, — 90 000 кг/см<sup>2</sup> при полусухом и 70 000 кг/см<sup>2</sup> при сыром лесе;

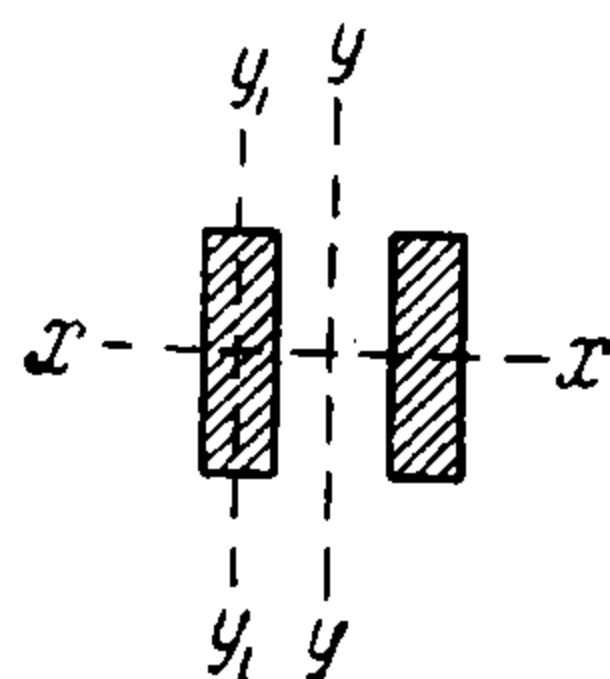
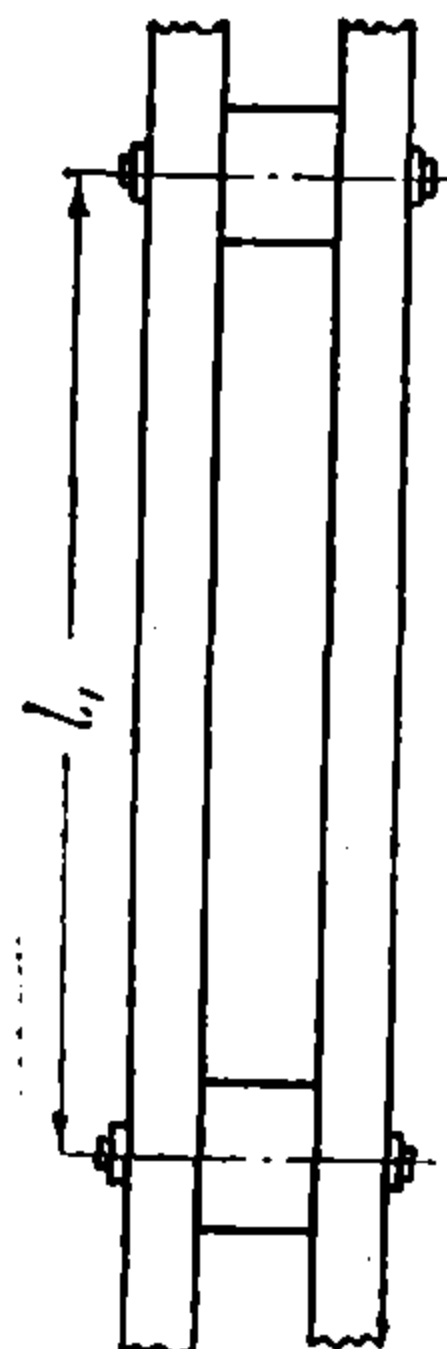
$[n]$  — допускаемое напряжение на сжатие вдоль волокон в  $\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ ;

$k$  коэффициент надежности — 4,5.

Длину  $l_1$  следует выбрать так, чтобы гибкость  $\frac{l_1}{r_1}$  была меньше или равна наибольшей гибкости всего сечения относительно оси  $x-x$  или  $y-y$ .

Радиус инерции:

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}}$$



Фиг. 303.

Заметим, что для прямоугольного сечения величину радиуса инерции можно проще вычислить:

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12} : bh} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,288 h.$$

Для круглых сечений радиус инерции можно тоже просто вычислить:

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{\pi r^4}{4} : \pi r^2} = \sqrt{\frac{r^2}{4}} = \frac{r}{2} = \frac{D}{4}$$

Как видно из приведенной формулы (III), коэффициент для гибкости до 100 не зависит от величины основного допускаемого напряжения и может приниматься одинаковым для всех случаев и для всех пород леса. Значения  $\varphi$  для этих случаев приведены в следующей таблице.

$\frac{l}{r}$	$\varphi$	$\frac{l}{r}$	$\varphi$	$\frac{l}{r}$	$\varphi$
5	0,966	40	0,724	80	0,448
10	0,931	50	0,655	90	0,379
20	0,862	60	0,586	100	0,310
30	0,793	70	0,517		

При гибкости более 100 допускаемое напряжение на сжатие при продольном изгибе зависит, как видно из формулы (IV), от величины основного допускаемого напряжения, от гибкости и модуля упругости. Ниже приводится таблица значений величин этих допускаемых напряжений при продольном изгибе для сосны воздушно-сухой при основном допускаемом напряжении на сжатие  $[n] = 100 \text{ кг/см}^2$ , в зависимости от гибкости сжатого элемента.

$\frac{l}{r}$	$\varphi [n-]$	$\frac{l}{r}$	$\varphi [n-]$	$\frac{l}{r}$	$\varphi [n-]$
101	24	120	17	140	12
110	20	130	14	150	11

За расчетную площадь при проверке на продольный изгиб дерева принимаются: 1)  $F_{\text{брутто}}$  всего сечения, если ослабления в месте наибольших напряжений при изгибе меньше 25% всего сечения, или 2)  $\frac{3}{4} F_{\text{брутто}}$  всего сечения при ослаблении в этом месте более 25%.

В случае несимметричного ослабления сечения обязательно учитывается изгибающий момент от внецентренности.

Независимо от расчета на устойчивость по коэффициентам  $\varphi$  должен быть произведен расчет на крепость по наименьшей  $F_{\text{нетр}}^o$  без  $\varphi$ .

## § 70. Заклепочные соединения

Диаметры заклепок металлических ферм берутся от 10 до 26 мм. Наибольшие диаметры берутся, конечно, для больших ферм при больших усилиях и сечениях элементов ферм. Задавшись диаметром заклепок, надо определить их число и размещение. Заклепки проверяют на срезывание и на смятие.

Проверка на срезывание. При диаметре заклепки  $d$ , допускаемом напряжении на перерезывание  $[t]$ , заклепка, подвергающаяся одиночному перерезыванию, имеет силу сопротивления, равную

$$\frac{\pi d^2}{4} [t].$$

Обозначив усилие приклепаемого элемента через  $P$ , число необходимых заклепок —  $m_1$ , получим:

$$m_1 = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4} [t]}.$$

Если заклепки подвергаются двойному перерезыванию, тогда число заклепок будет в два раза меньше.

Проверка на смятие. Обозначив толщину листа через  $\delta$ , имеем площадь смятия заклепки  $d\delta$ , и количество заклепок требуется  $m_2 = \frac{P}{d\delta [n_{с.и.}]} 1,27$ , где коэффициент 1,27 введен потому, что максимальное напряжение на смятие заклепок будет больше на 27%, чем среднее (что известно из курса сопротивления материалов).

Сопоставив потребное количество заклепок по срезыванию и по смятию, берут большее количество из полученных чисел:  $m_1$  или  $m_2$ .

Заметим, что при принятых для металлических ферм размерах заклепок при случае двойного срезывания обычно худшие результаты дает смятие (т. е.  $m_2$  больше, чем  $m_1$ ), а при односрезных заклепках  $m_1$  оказывается больше, чем  $m_2$ ; т. е. в последнем случае приходится подбирать заклепки по сопротивлению на срезывание.

Размещение заклепок. Как правило, надо стремиться к тому, чтобы заклепки были размещены симметрично относительно направления усилий, или линии центров тяжести сечений.

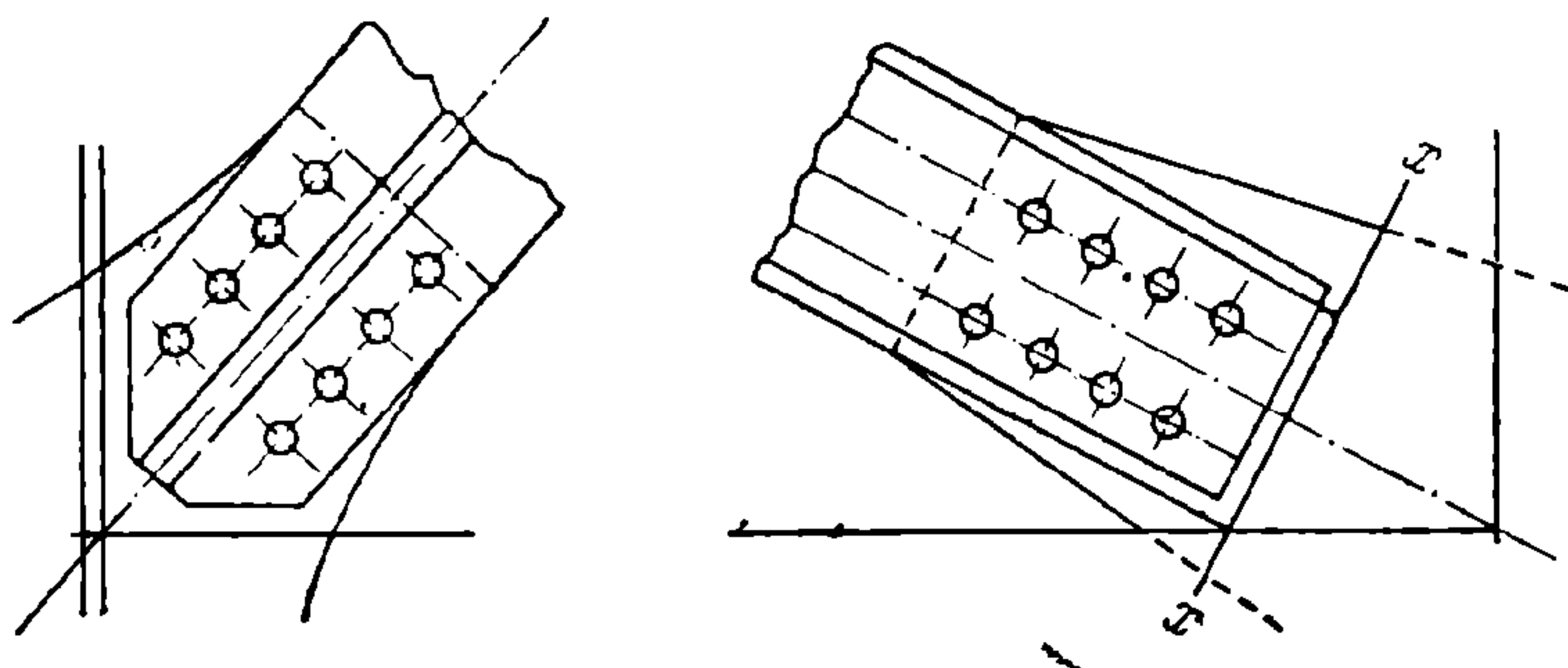
На фиг. 304 приведен пример такого размещения заклепок.

При одиночных уголках заклепки ставятся посредине линии полки (фиг. 305).

Если полка мала, то, ввиду затруднительности делать головку заклепки, последнюю ставят на расстояние  $w = \frac{b + \delta}{2}$  от края полки уголка (здесь  $b$  — ширина полки,  $\delta$  — толщина (фиг. 306). От края центра заклепки ставятся не ближе  $1,5d$  в направлении, перпендикулярном к усилию, и не ближе  $2d$  вдоль по направлению усилий. Шаг заклепок (расстояние центра от центра заклепки в одном ряду) берется от 3 до 6 диаметров заклепок. По направлению действующего усилия не рекомендуется ставить более 4—5 заклепок (во всяком случае в расчет принимать не более 4—5 заклепок, так как при большем их

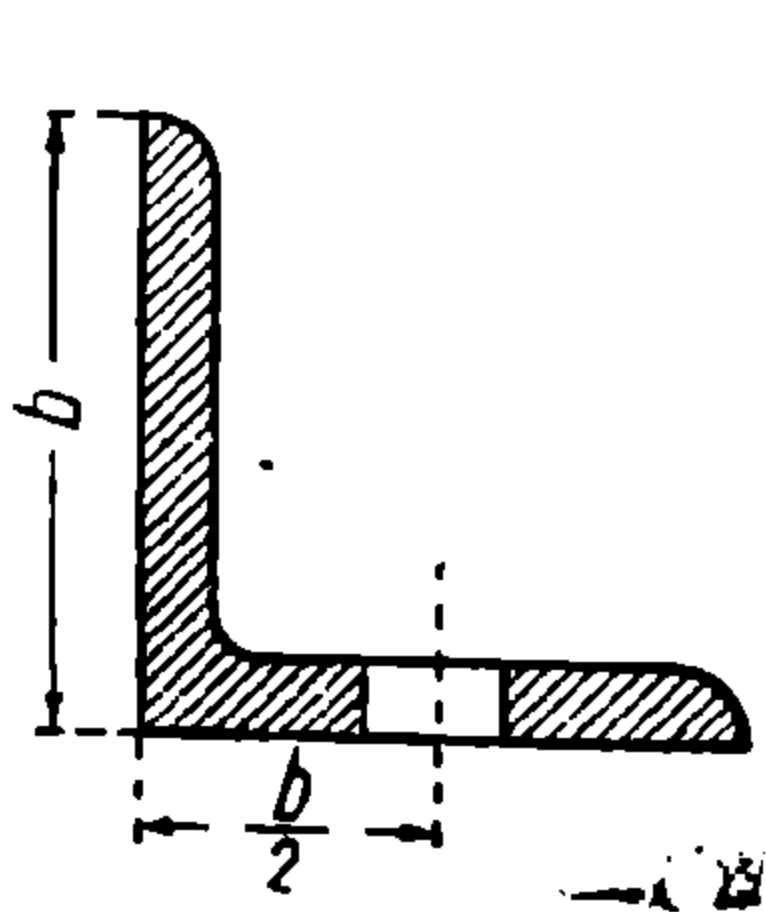


числе, ввиду возможной неравномерности их работы, могут быть перенапряжения одних за счет недоработы других). Если требуется по линии сил более 4—5 заклепок, рекомендуется прикрепление помощью уголка (фиг. 307). Меньше двух заклепок не ставят в клепа-

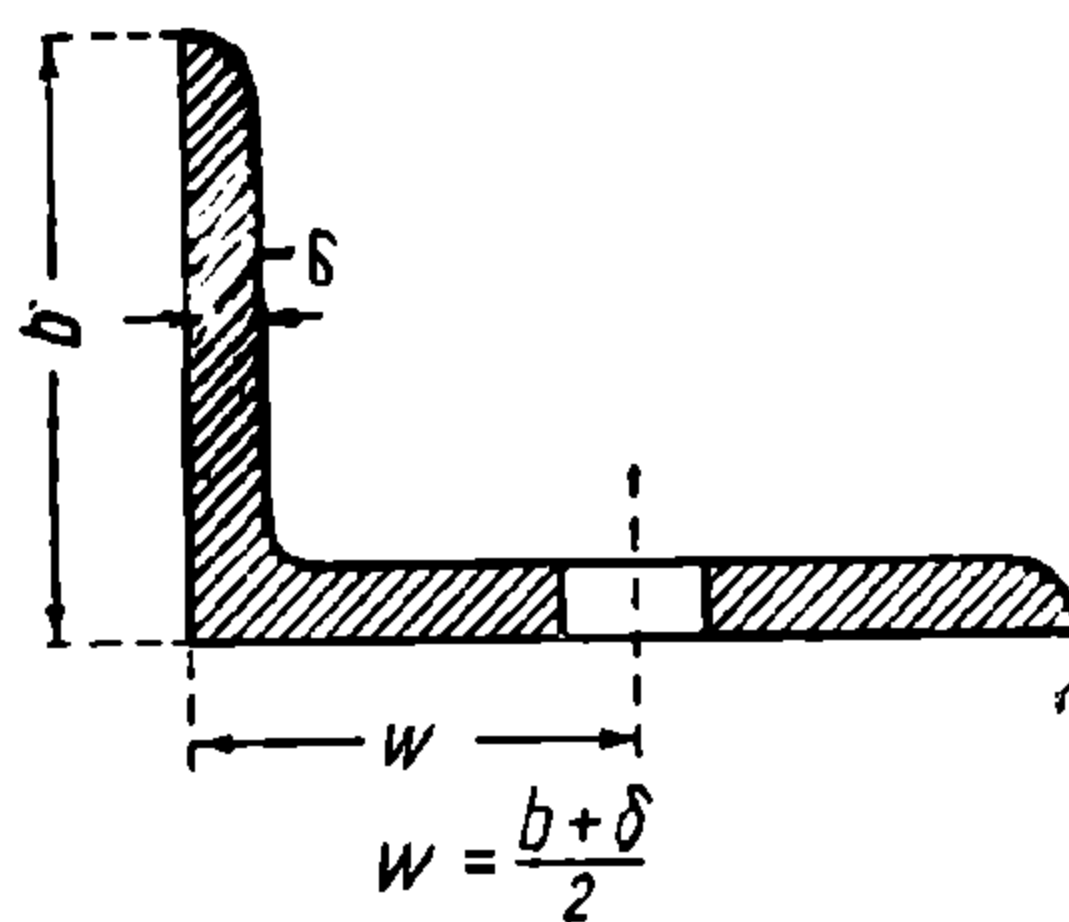


Фиг. 304.

ном элементе, хотя бы по расчету достаточно было бы одной заклепки. При шахматном расположении заклепок (фиг. 308) разрез может произойти не только по нормальному сечению, но и зигзагообразному сечению  $deba$ , если последняя площадь сечения будет меньше, чем нормальная. Поэтому надо не упускать из виду вы-



Фиг. 305.



Фиг. 306.

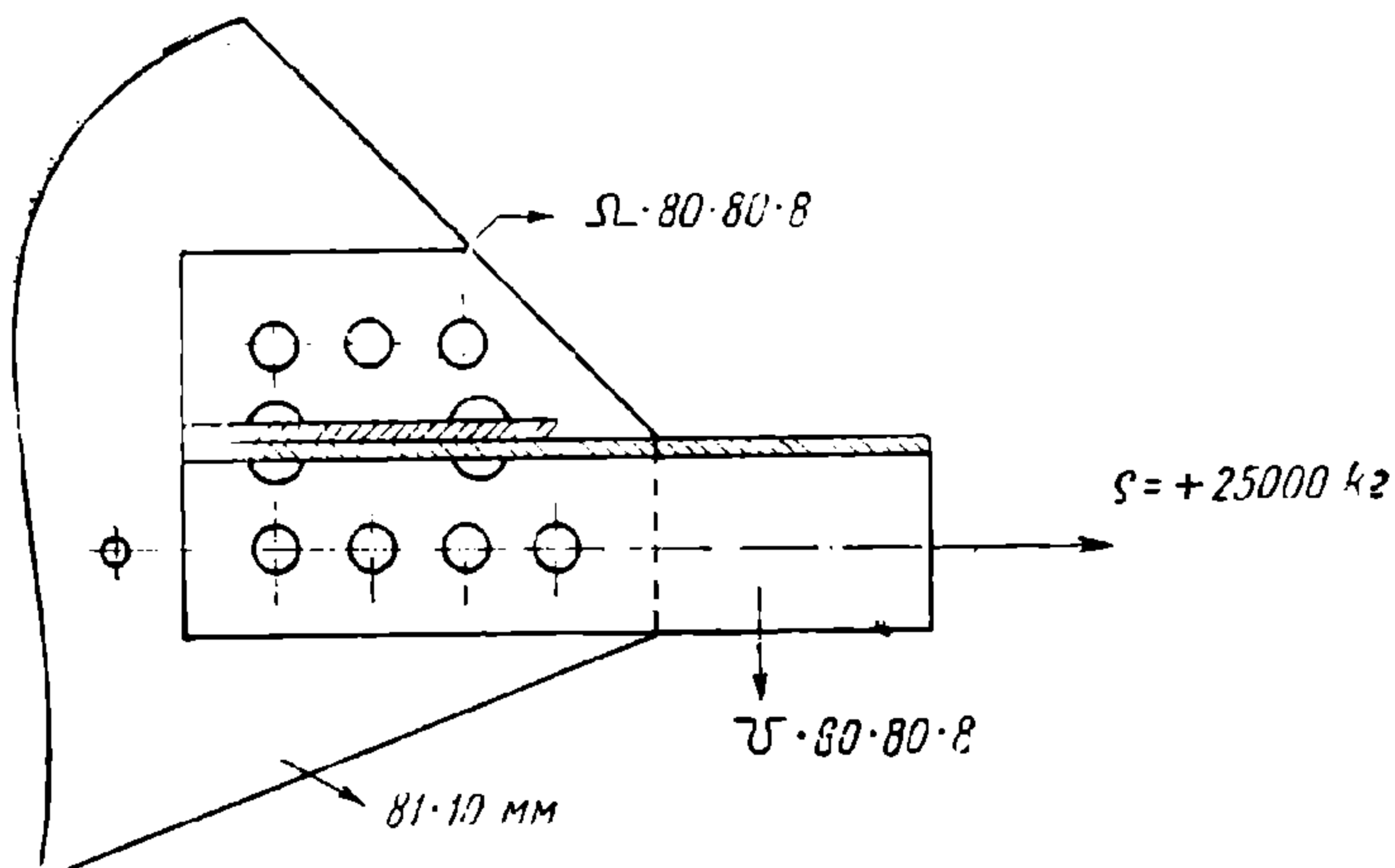
числения площади по зигзагу и сопоставить с нормальной площадью. Если площадь нетто по зигзагу окажется меньше нормальной площади нетто, то проверку напряжения надо произвести по этой меньшей площади.

## § 71. Сварные соединения

За последнее время клепаные металлические соединения стали уступать место электросваренным. Сварка имеет перед клепкой ряд преимуществ: в экономии металла на 20—30%, в упрощении, а, значит, и в удешевлении работ (не требуется разметки заклепочных дыр, сверловки, зачистки заусениц) и в упрощении конструкции. Экономия металла идет за счет головок заклепок, за счет уменьшения площади сечения растянутых элементов на величину заклепочных дыр и за счет удаления фасонки и накладок.

Все эти преимущества сварных соединений сопровождаются естественно выигрышем во времени, потребном на изготовление ферм.

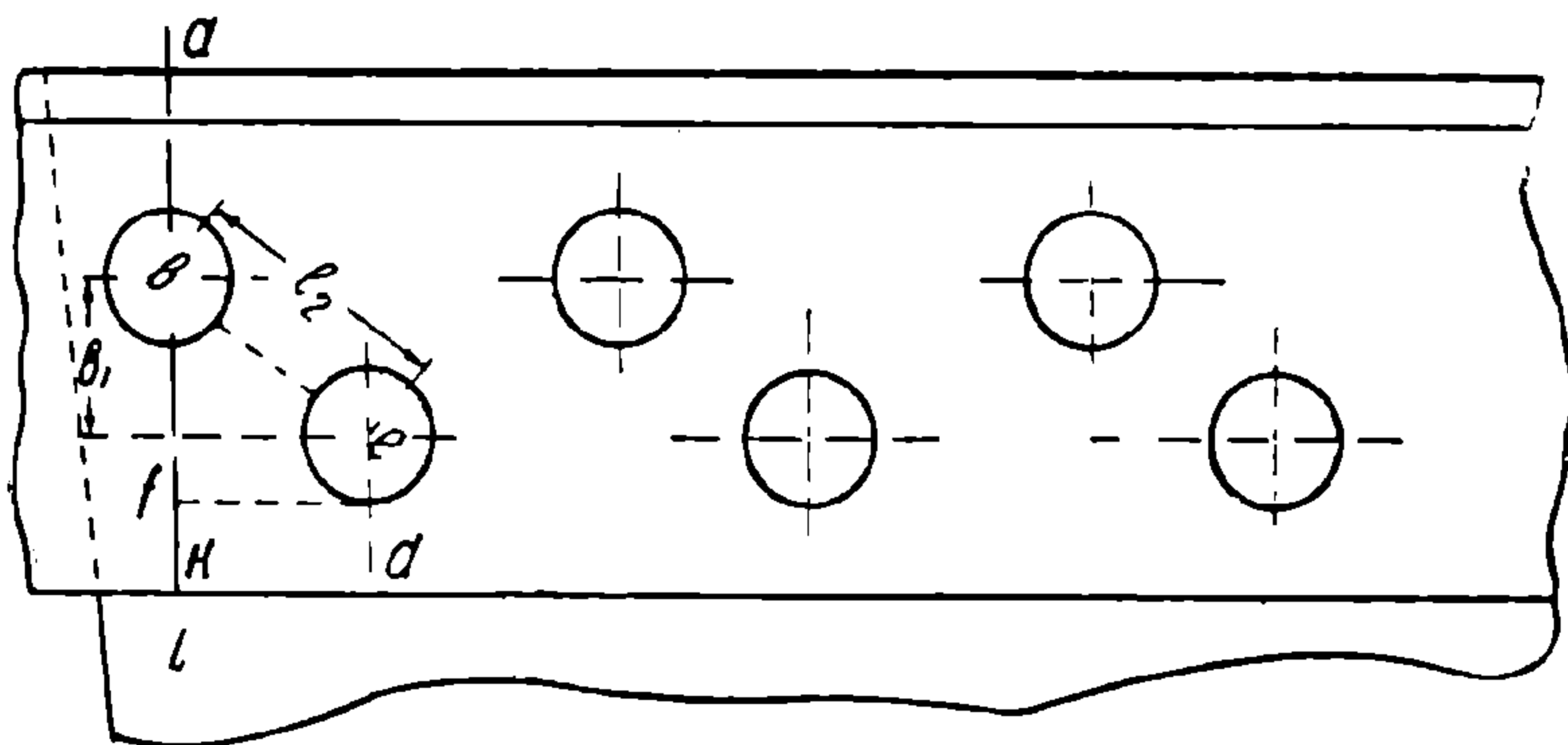
Помимо этого сварные соединения ценны еще тем, что позволяют создавать новые конструкции, свойственные только сварке, но непригодные при клепке или при болтовом соединении.



Фиг. 307.

На фиг. 309 показаны сварные конструкции узла, образованного двумя прокатными двутаврами из одного и того же профиля.

Концы двутавров разрезаются и разводятся; в середину вваривается лист, и концы обеих частей двутавров свариваются.



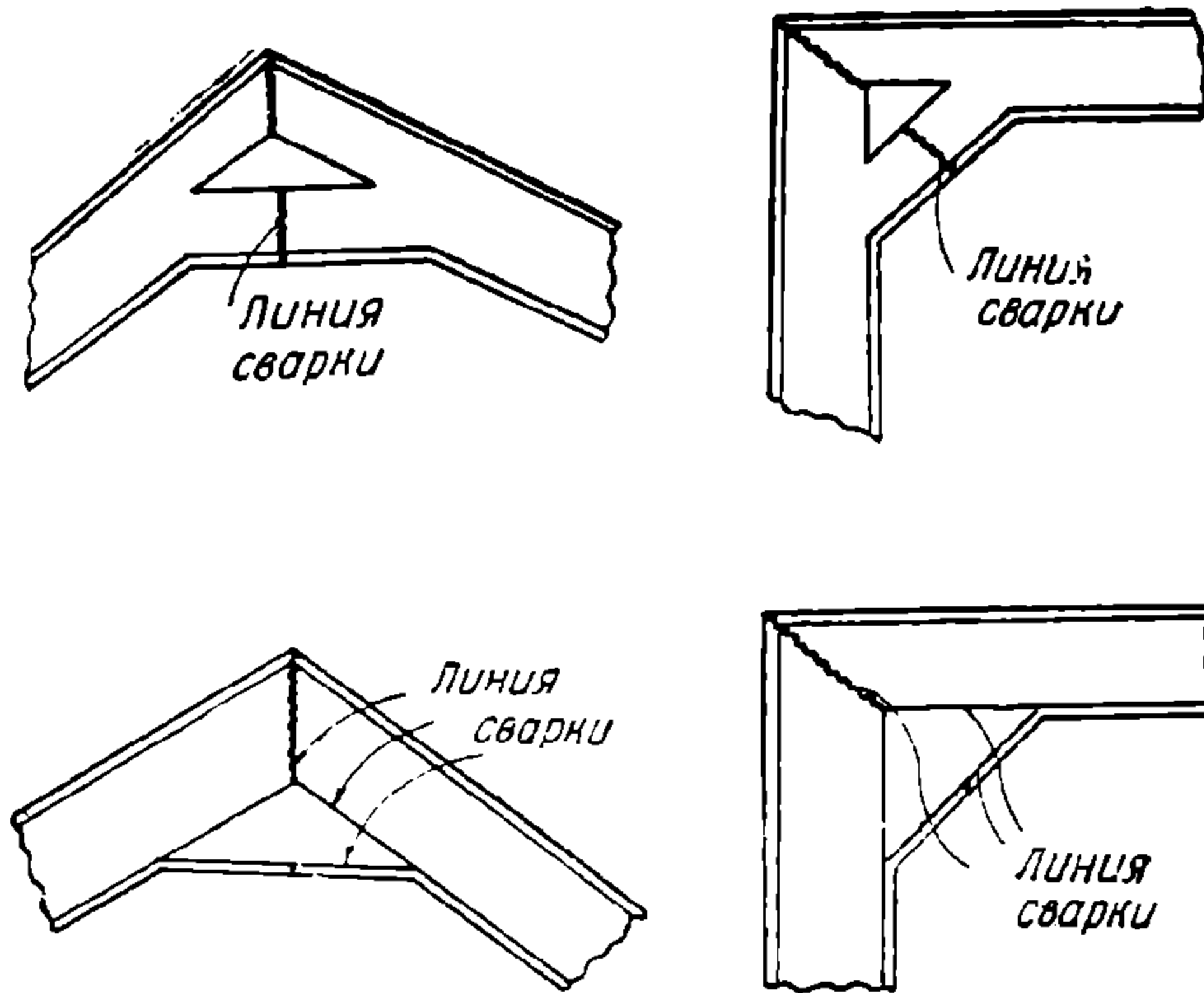
Фиг. 308.

Эти сварные конструкции узлов более легки и просты по сравнению с такими же узлами из прокатного профиля с заклепками и накладками, которые получаются весьма громоздкими.

На фиг. 310 изображен фасад сварной фермы шоссейного моста у Ловичан в Польше.

Пояса имеют коробчатое сечение, раскосы составлены из двух швеллеров и стойки из сваренного двутавра. Раскосы и стойки при-

варены к вертикальной стенке пояса непосредственно без всяких фасонок.

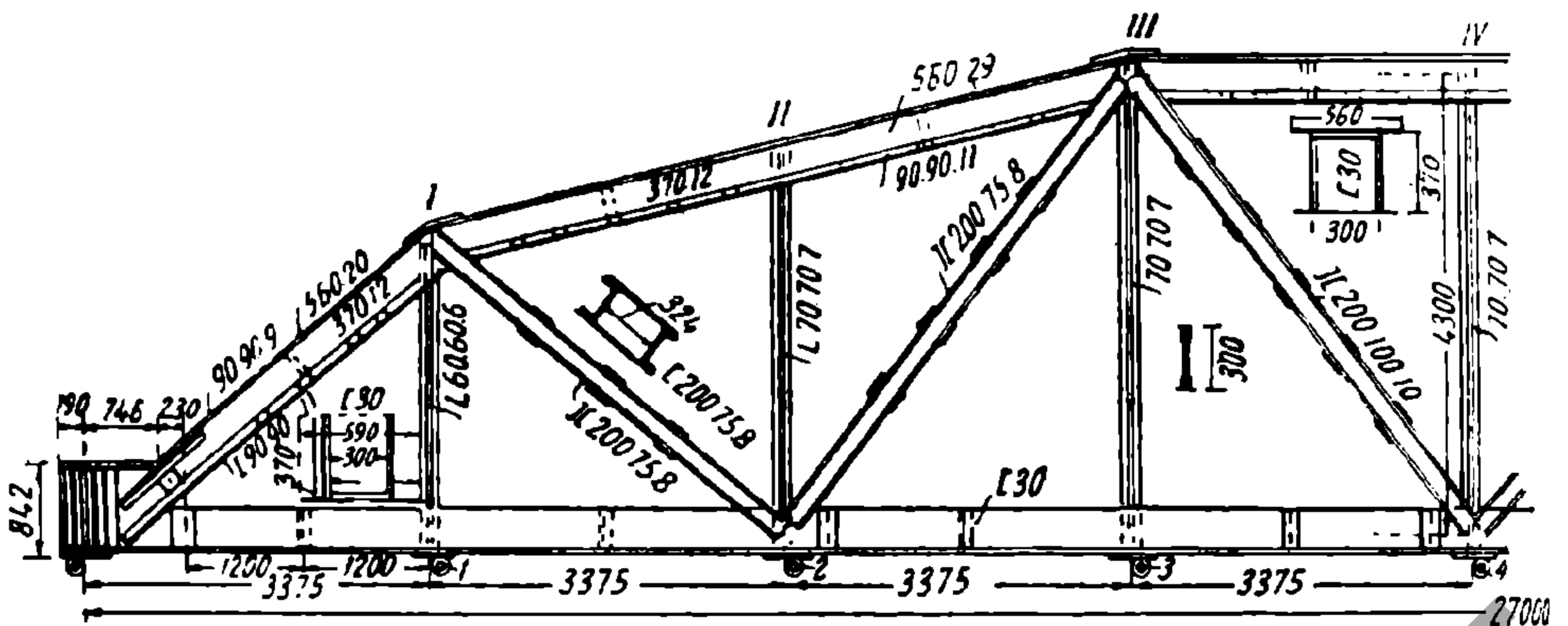


Фиг. 309.

Способы расчета сварных соединений ничем не отличаются от иного вида соединения. Например, стык внахлестку работает на разрыв (фиг. 311).

$$\text{Напряжение } \sigma = \frac{P}{bd} \leq [n].$$

То же в отношении стыка впритык (фиг. 312).



Фиг. 310.

Прочность шва и в этом случае проверяется по толщине  $\delta$  (без бугра)  $\sigma = \frac{P}{bd} \leq [n]$ .

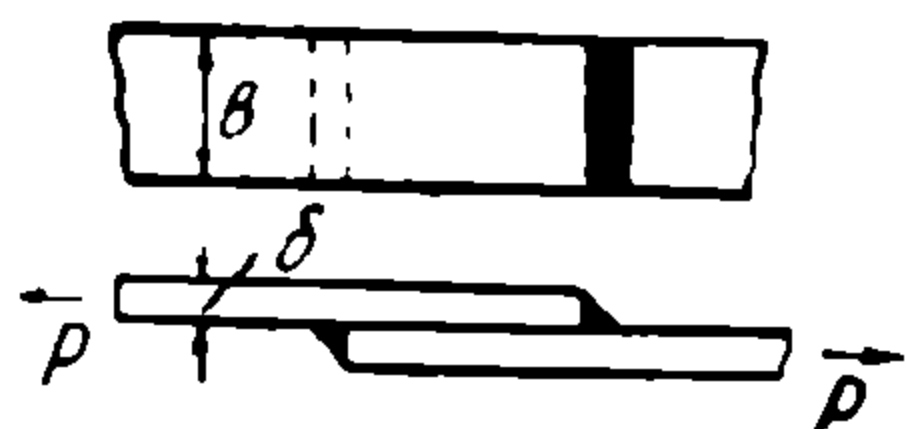
Расчет на срез производится по наименьшей толщине  $\delta_0$  (фиг. 313).

## Напряжение

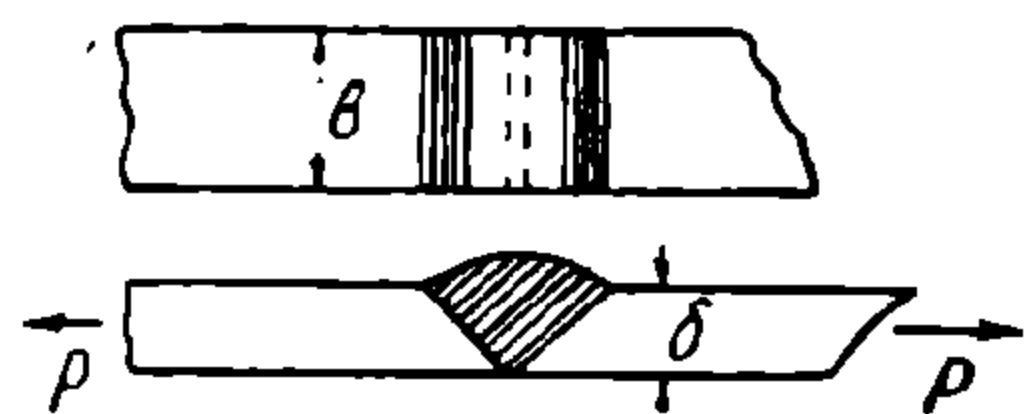
$$\sigma = \frac{P}{l \cdot \delta_0} \leq [n_{ср}],$$

где общая длина шва —  $l = 2l_0$ .

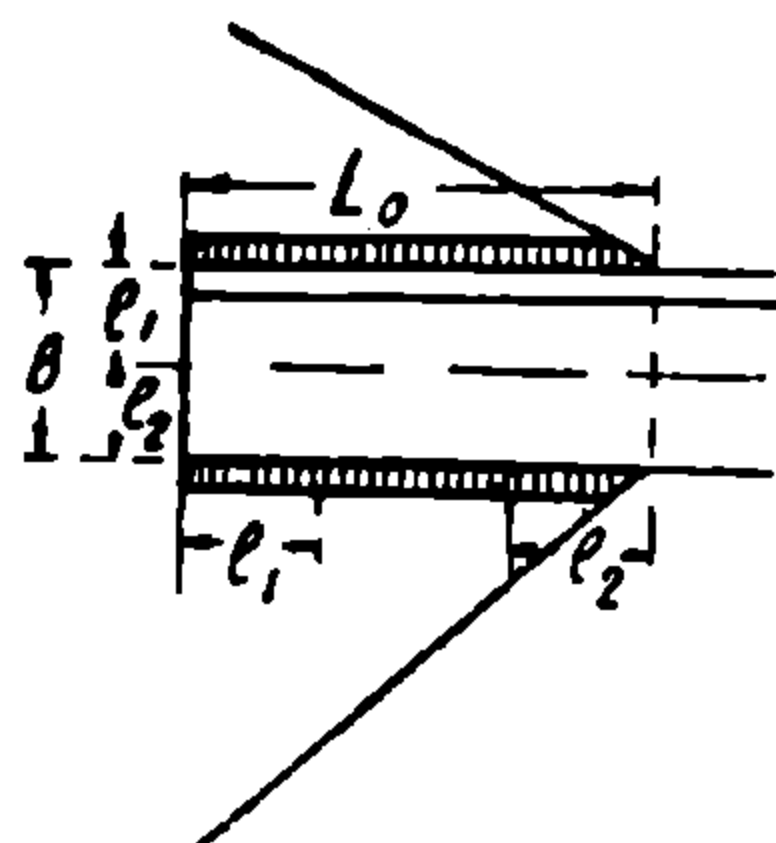
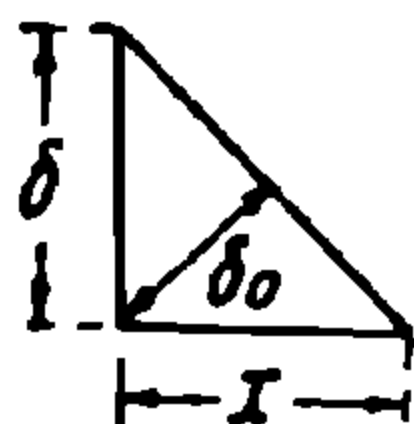
Наши технические условия (единые нормы) допускают применение электросварки для соединения частей металлических конструкций



Фиг. 311.



Фиг. 312.



Фиг. 313.

из стали-3 или из железа торгового качества, причем допускаемые напряжения установлены согласно следующей таблице:

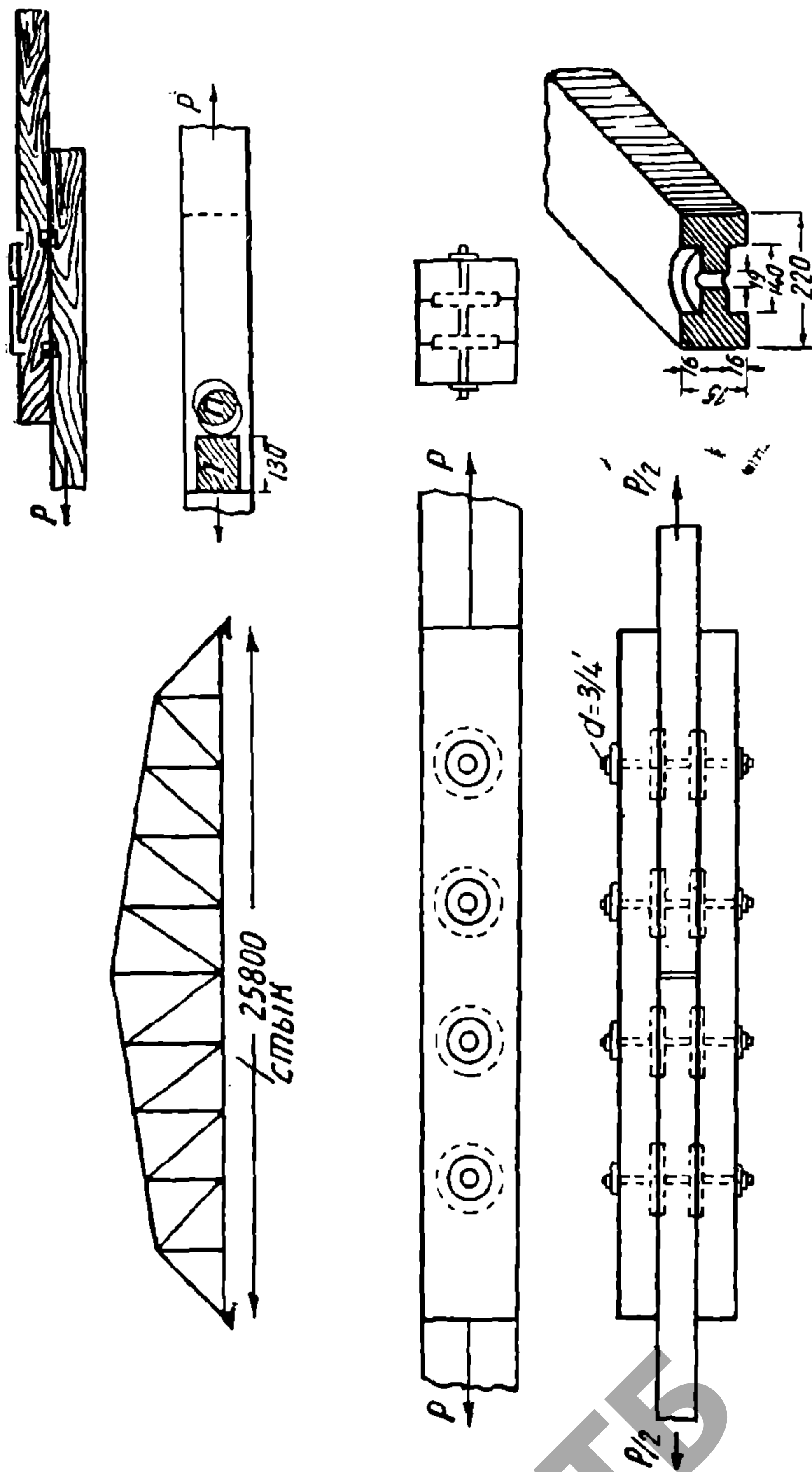
Род напряжения	При действии основ-ных нагрузок кг/см <sup>2</sup>	При совместном лей-ствии нагрузок кг/см <sup>2</sup>
1. Сжатие .	1 000	1 200
2. Растяжение	900	1 100
3. Срезывание	720	870

При действии на сооружение динамической (вибрационной) или знакопеременной нагрузки допускаемые напряжения в сваренных частях понижаются на  $\frac{1}{3}$ .

Надлежит, однако, заметить, что в области ж.-д. мостовых ферм, ввиду того, что они несут значительные динамические нагрузки (притом возрастающие из года в год), применение сварки требует большого практического наблюдения как в части производственной, так и в части эксплуатации. Влияние динамики на сварные соединения в мостовых ж.-д. фермах еще не изучено и требует экспериментальных наблюдений. В 1934 г. по проекту Госпроекттранса будут установлены четыре пролетных строения  $l = 45$  м, целиком сварные, которые будут изучаться в эксплуатации. Наряду с этим, в целях широкого изучения сварных соединений, в Госпроекттрансе запроектированы две опытные мостовые фермы под действительную нагрузку и наибольшие допускаемые напряжения: один сварный мост, а другой клепаный, которые затем будут испытываться в работе и сравниваться между собою.

## § 72. Новейшие узловые соединения в деревянных фермах

Кольцевые соединения Тухшерера (фиг. 314 и 315). Кольцо Тухшерера представляет собой железо, выгнутое по кольцу:



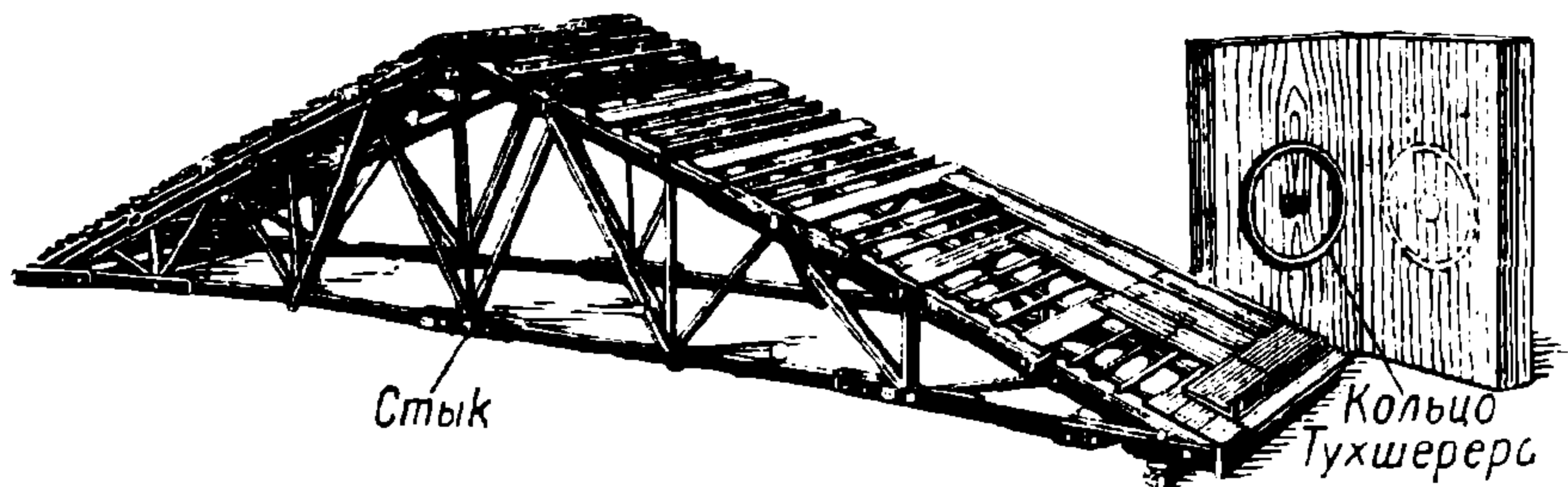
Фиг. 314.

и соединенное пазом или гребнем (фиг. 247). Кольцо врезается по половине в кольцевые углубления каждой из соединяемых частей (фиг. 247, 314 и 315).

Таким образом получаются замкнутые кольцевые вкладыши, удобно прижимающиеся к сердечнику и к наружной поверхности жолоба.

Соединяемые части крепко скрепляются болтом в середине кольца. Кольца Тухшерера удобны не только для соединения решетки к поясу, но и для скрепления стыков растянутого деревянного пояса, и в силу ряда конструктивных и расчетных преимуществ весьма распространены в больших деревянных сооружениях. Ими связываются деревянные фермы пролетом до 60—80 м.

Фермы на кольцах Тухшерера хорошо могут быть применимы в гражданских сооружениях на стропила и в других местах, не подверженных атмосферному влиянию. Для железнодорожных же мостов, не защищенных от атмосферных воздействий, они не приемлемы по следующим причинам: 1) невозможно следить за загниванием, происходящим в узлах, что для эксплуатации очень важно



Фиг. 315. Модель стропильной фермы на кольцах Тухшерера в строительном кабинете б. Брянского коммунального строительного института и техникума.

и 2) отсутствует взаимозаменяемость частей, что является вообще главным недостатком этих ферм так как первый недостаток может быть устранен, если закрыть узлы обшивкой.

Приводим пример расчета соединения на кольцах Тухшерера—стыка в растянутом нижнем поясе фермы, состоящего из одной доски  $8 \times 20$  см. Стык перекрыт накладками из досок тех же размеров, кольца имеют диаметр 13 см, высоту 30 мм и толщину 3,5 мм. С каждой стороны стыка поставлено по четыре кольца. В досках пояса и в накладках высверлены кольцевые жолоба на глубину 15 мм, т. е. на половину высоты кольца, куда и вставлены кольца Тухшерера. Стык скреплен болтами  $d=2$  см. Сооружение II класса, материал досок и накладок—сосна I сорта, воздушно-сухая. Сооружение защищено от вредных атмосферных действий.

Решение. Определим силу сопротивления доски пояса на разрыв. Площадь ослабленного сечения— $F_{\text{нетто}}$ ; неослабленное сечение обозначим через  $F_{\text{брутто}}$ .

$$F_{\text{нетто}} = 20 \cdot 8 - 13 \cdot 1,5 \cdot 2 - 2(8 - 2 \cdot 1,5) = 160 - 39 - 10 = 111 \text{ см}^2.$$

В рабочую площадь сечения ( $F_{\text{нетто}}$ ) сердечник не включен, из  $F_{\text{нетто}}$  исключено также отверстие для болта.

1. Сопротивление пояса разрыву  $F_1 = 110 \cdot 111 = 12210$  кг.

Определим силу сопротивления колец на смятие. Сминаются две поверхности: сердечника и наружной стороны жолоба. Сминаются

четыре кольца. Так же, как при расчете расклепок, за плоскость смятия берем проекцию сминаемых поверхностей, равную:

$$F_2 = 4 \cdot 2 \cdot 13 \cdot 1,5 = 156 \text{ см}^2.$$

2. Напряжение смятия  $\sigma_2 = \frac{P}{F_2} = \frac{12210}{156} = 78 \text{ кг/см}^2 < 85 \text{ кг/см}^2$ .

3. Сопротивление скалыванию: площадь скалывания—четыре сердечников:

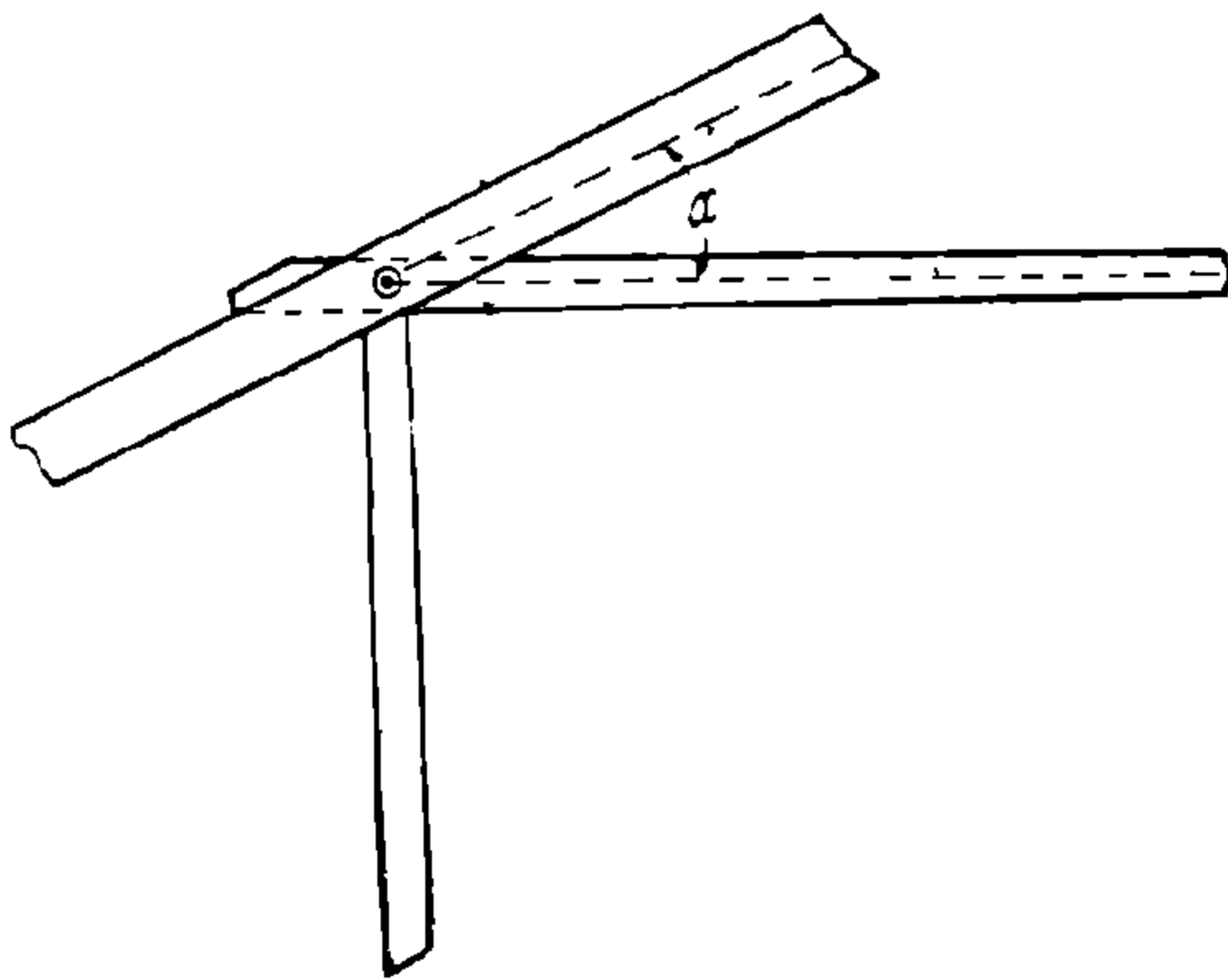
$$F_3' = 4 \frac{3,14 (12)^2}{4} = 530 \text{ см}^2.$$

Площадь скалывания краев досок:  $F_3'' = (13 \cdot 13 + 1,5 \cdot 13 \cdot 2) \cdot 2 = 416 \text{ см}^2$ .

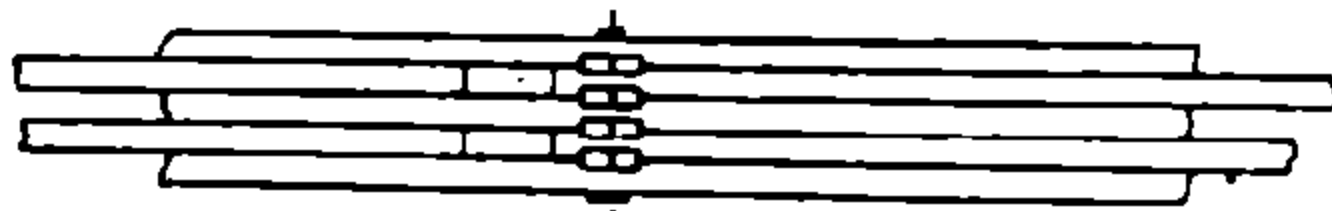
Площадь скалывания между кольцами:  $F_3''' = 2 (15 \cdot 13 \cdot 2 + 2 \cdot 1,5 \cdot 15) = 480 \text{ см}^2$ .

Всего площадь скалывания:  $F_3 = 530 + 416 + 480 = 1426 \text{ см}^2$ .

Напряжения скалывания:  $\tau = \frac{P}{F_3} = \frac{12210}{1426} = 8,62 \text{ кг/см}^2 < 12 \text{ кг/см}^2$ .



Вид сверху



Фиг. 316.

Запас оставляем ввиду того, что в соединениях, при дефектах изготовления их, возможно неравномерное распределение напряжений. Тип стыка, подобный рассчитанному сейчас, приведен на фиг. 314.

Единые нормы строительного проектирования дают следующие формулы для расчета допускаемого усилия на кольцо:

$P = 2d_0 b' [n_c]_{\text{сж}}$  — независимо от направления силы или

$P_0 = 12b' d_0 [t]$  — при усилии вдоль волокон и

$P_1 = 8b' d_0 [t +]$  — при усилии поперек волокон,

где:  $d_0$  — внутренний диаметр кольца,

$b'$  — глубина врезки кольца (нормально равная  $1/2$  ширины кольца),

$[n_c]_{\text{сж}}$  — основное допускаемое напряжение в зависимости от угла смятия.

Усилие  $P$  по скалыванию для промежуточных углов определяется по прямолинейной интерполяции между  $P_0$  и  $P_1$ .

На фиг. 316 приведено узловое соединение (верхнего пояса) в деревянной ферме на кольцах Тухшерера. Пояс состоит из трех досок, между коими положен вытянутый раскос из двух досок. Четыре кольцевых вкладыша в центре узла передают поясу действующее в растянутом раскосе усилие.

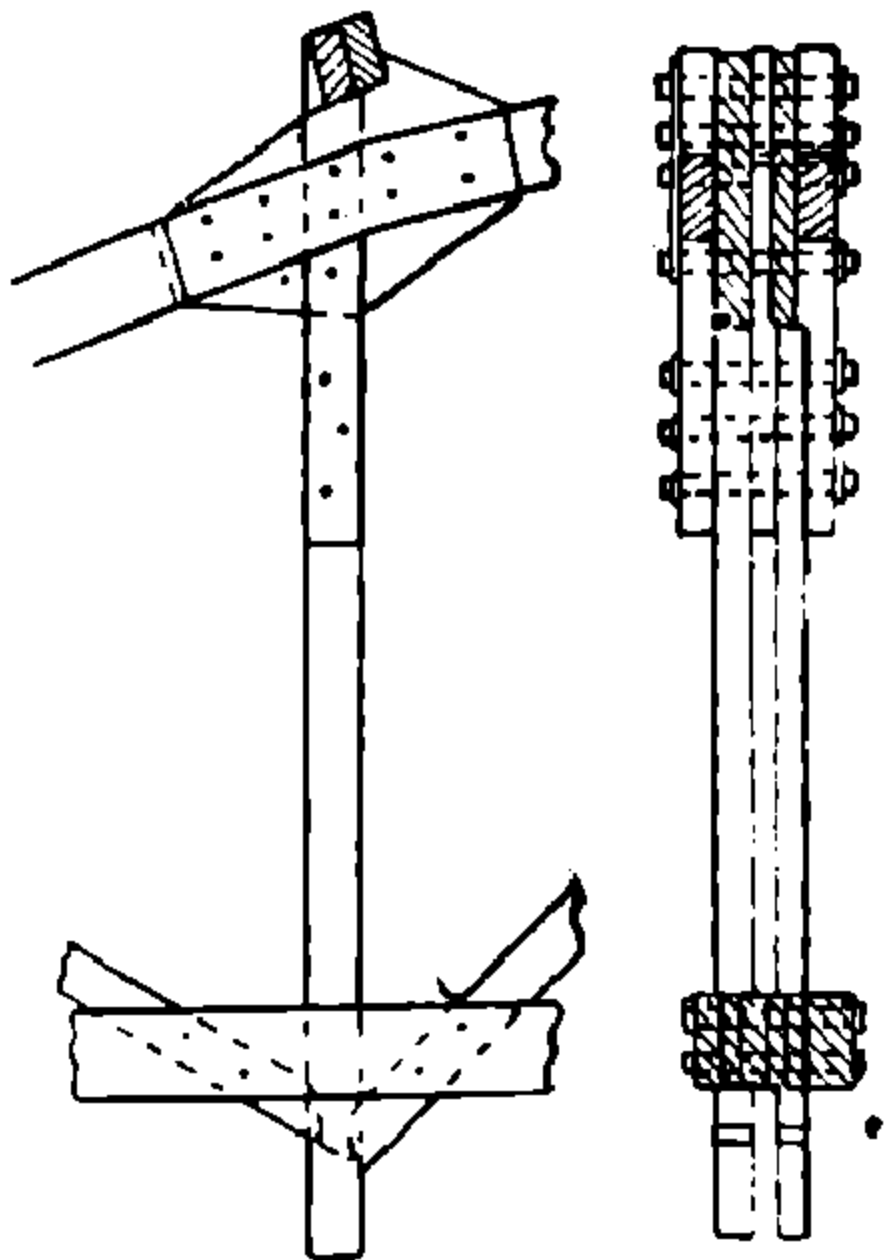
Предполагая усилие раскоса известным, надо установить угол  $\alpha$ , под которым вытянутый элемент решетки присоединен к поясу, т. е. тот угол, который составляют действующие в раскосе силы с направлением волокон в поясе, так как от этого зависят допускаемые напряжения на смятие и скалывание дерева в поясе, которые, вообще говоря, меньше, чем в случае, когда силы совпадают с направлением волокон.

Согласно единым нормам строительного проектирования, при действии сминающей силы под углом между  $0$  и  $90^\circ$  к направлению волокон, допускаемые напряжения на действительную площадку смятия  $[n_c]_{\text{сж}}$  определяются по формуле:

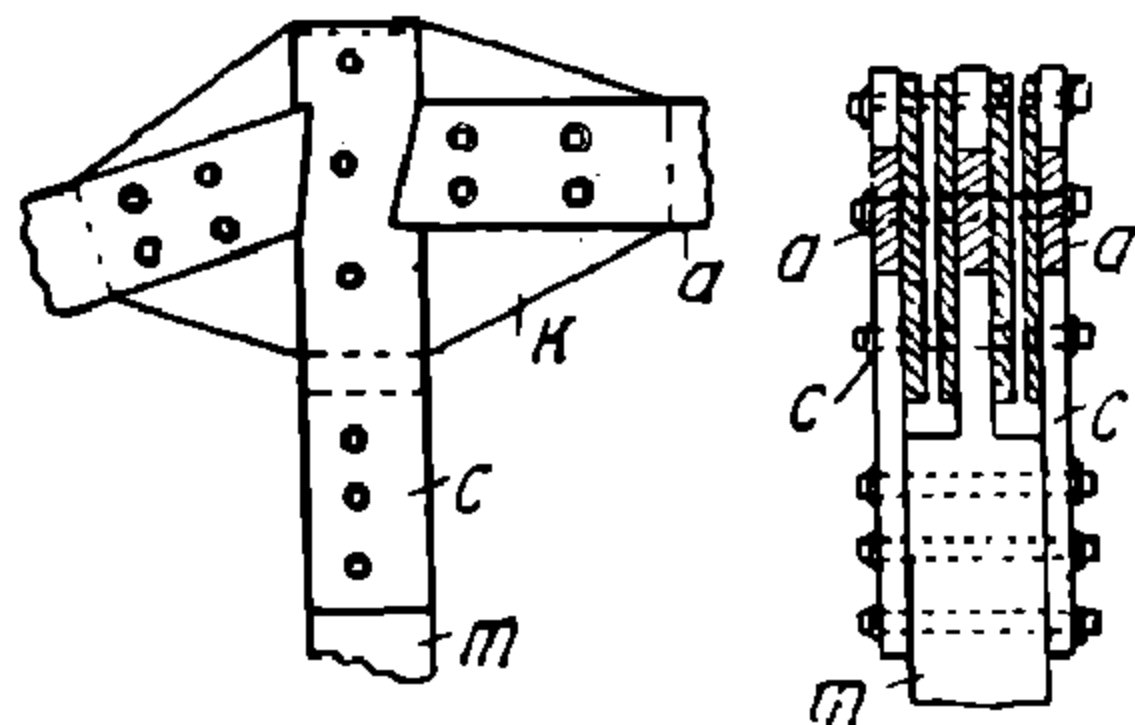
$$[n_c]_{\text{сж}} = \frac{[n_c]}{1 + \left[ \frac{[n_c]}{[n_c \perp]} - 1 \right] \cdot \sin^2 \alpha},$$

где:  $n_c$  и  $[n_c \perp]$  — соответствующие допускаемые напряжения на смятие при  $0$  и  $90^\circ$ , а  $\alpha$  — угол между направлением действия сминающей силы и направлением волокон. Числовые значения выражаются в килограммах на квадратный сантиметр и округляются до целых чисел.

Допускаемые напряжения на угловое скалывание (т. е. при действии скалываю-



Фиг. 317.



Фиг. 318.

щей силы в тангенциальной плоскости под углом  $\alpha$  к направлению волокон) определяются по такой же формуле:

$$[t]_y = \frac{[t]}{1 + \left( \frac{[t]}{[t \perp]} - 1 \right) \sin^2 \alpha},$$

численные значения округляются до  $0,5 \text{ кг/см}^2$ .

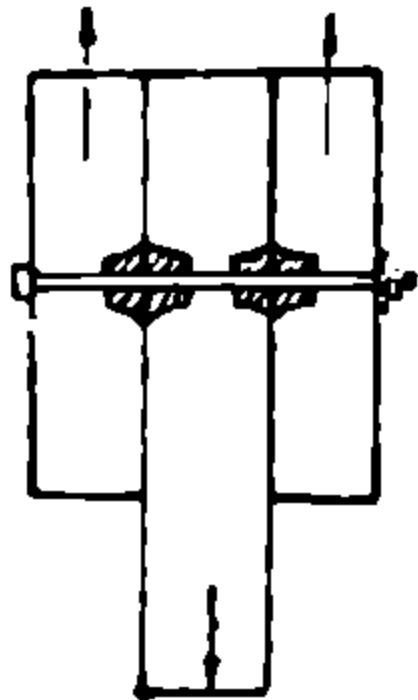
Деревянные фасонки. Деревянные фасонки иногда называют косынками. Они состоят из фанеры, склеенной из слоев числом до 15 и изготовленной из твердого дерева (фиг. 317 и 318). Общая толщина фасонки около  $3,5 \text{ см}$ . Фасонки отличаются большой прочностью. Они вделываются в пояс и к ним прикрепляются стержни помощью болтов, а иногда стальными штифтами или гвоздями.

На упомянутых фиг. 317 и 318 показаны разновидности узлов помощью фасонки. Узлы напоминают подобные узлы металлических ферм: те же фасонки (только из дерева), а вместо заклепок применены болты, штифты или гвозди. Расчет этого узла аналогичен такому же узлу (с фасонкой) в металлической ферме.

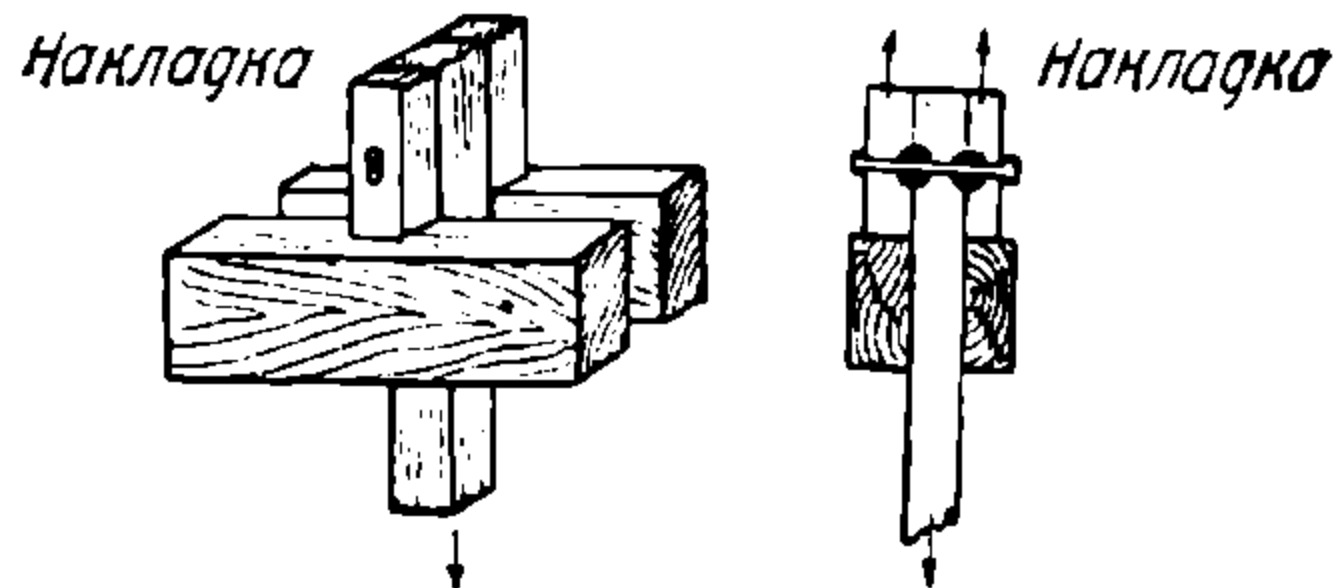


Конусообразные вкладыши Кюблера (фиг. 319). Изготавливаются из твердого дерева или чугуна. Они насаживаются на болты, стягивающие узлы. Конструкция эта может передавать растягивающие и сжимающие усилия.

На фиг. 320 показан верхний узел фермы, в коем растянутая стойка передает усилие на верхний пояс помощью двух накладок, скрепленных вкладышами Кюблера и болтом.



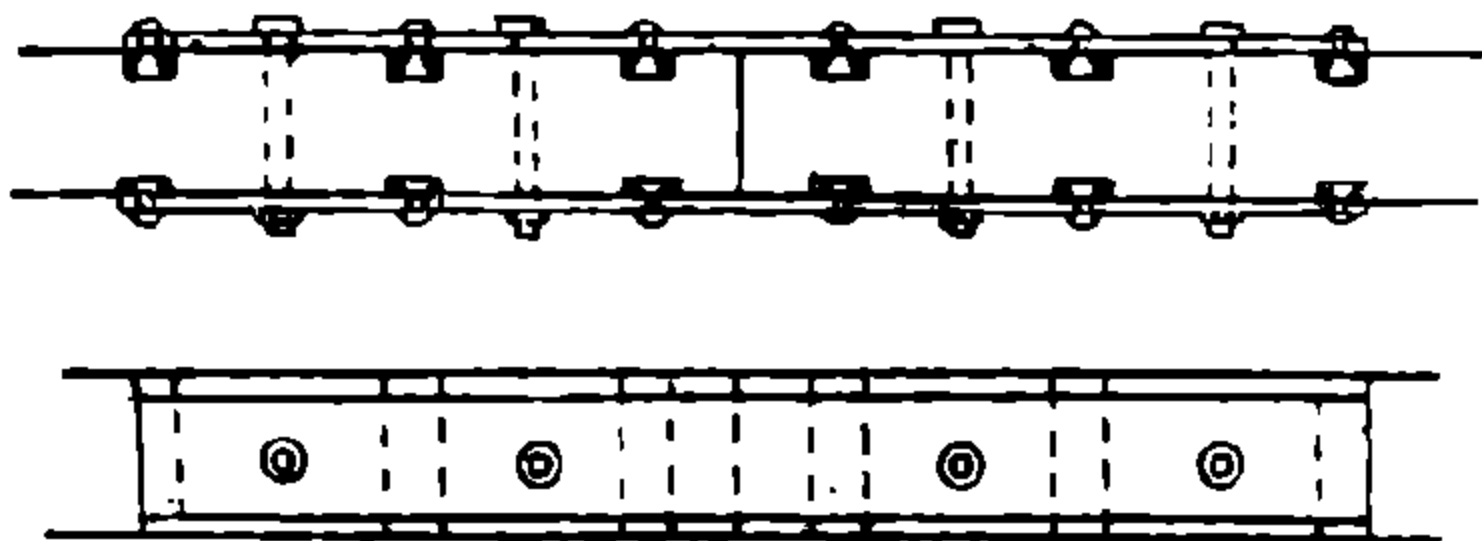
Фиг. 319.



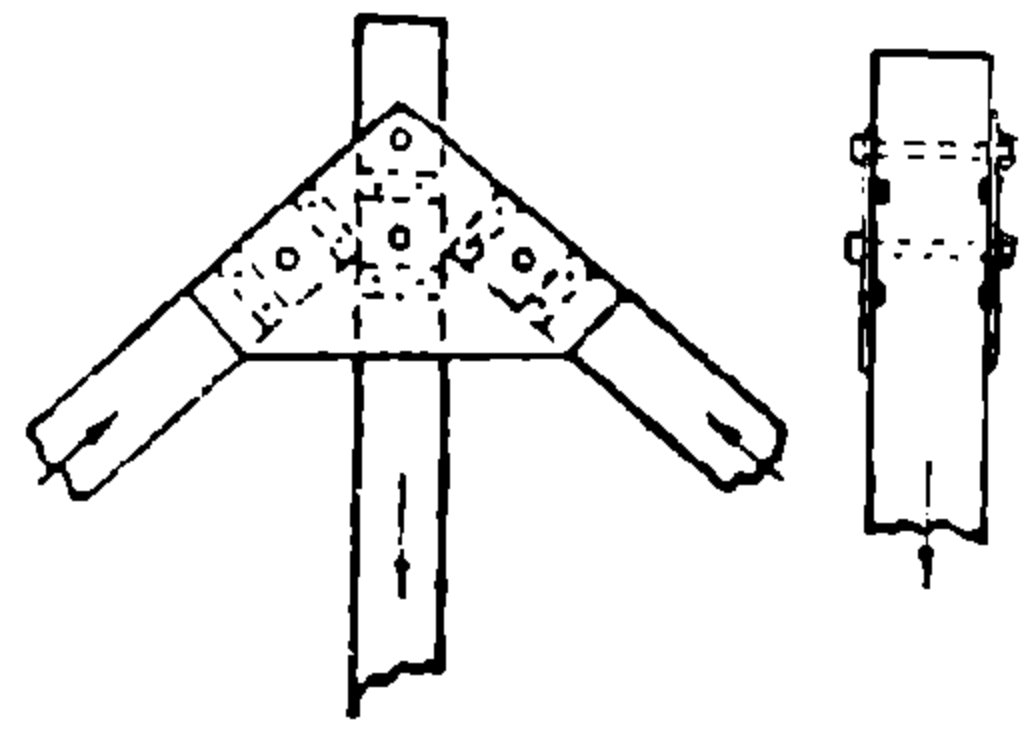
Фиг. 320.

Давление от вкладыша в накладках и в подвеске (или стойке) идет вдоль волокон. Это рационально потому, что, во-первых, допускаемое напряжение на сжатие дерева вдоль волокон больше, чем в ином направлении и, во-вторых, вдоль волокон в дереве усушка не вызовет деформации в конструкции.

Расчет этой конструкции сходен с расчетом шпонок или заклепок, а именно: количество и размеры вкладышей подбираются из соображений, чтобы напряжения на смятие (вкладышей поперек волокон, а соединенных брусков—в зависимости от направления сил) не превосходили допускаемых, а расстояние между вкладышами определяется условием прочности дерева на скалывание.



Фиг. 321.



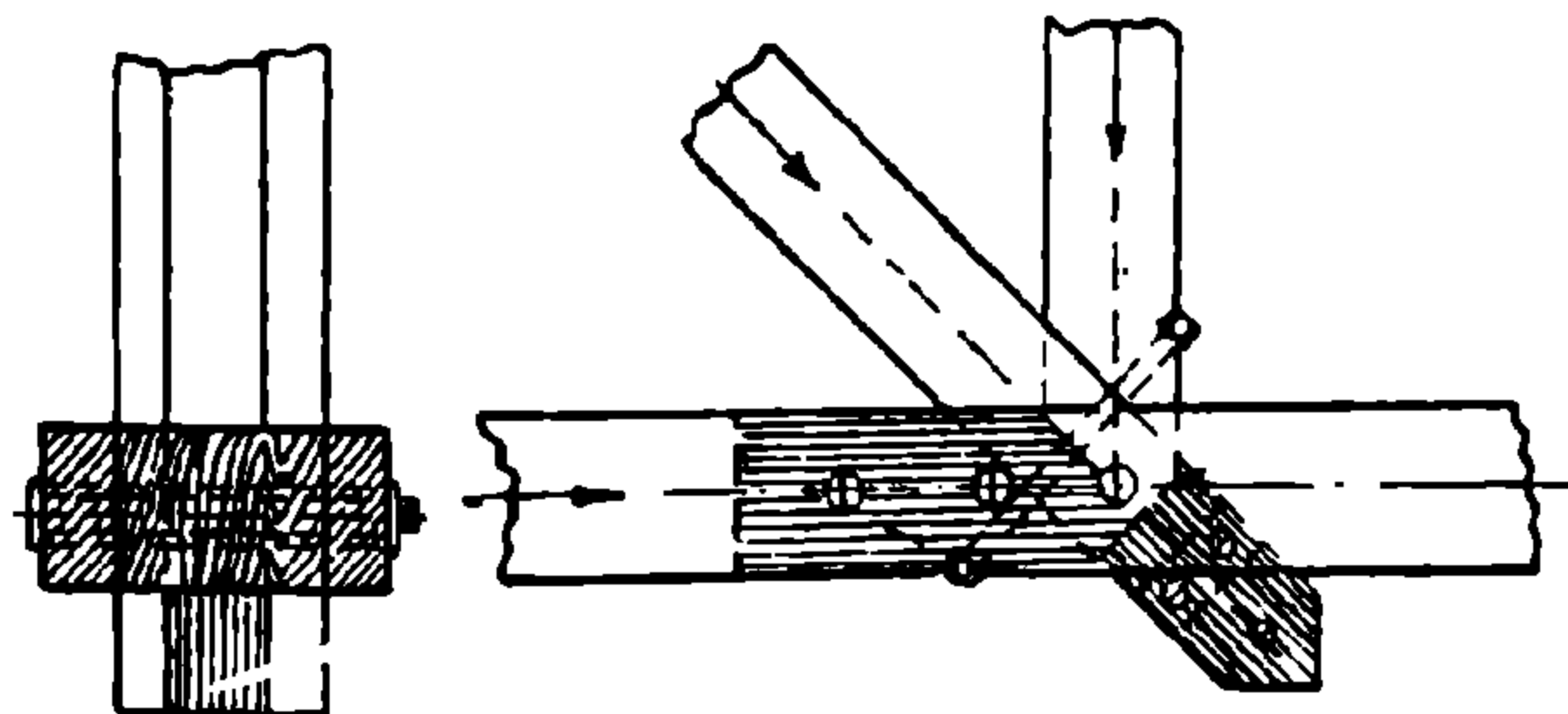
Фиг. 322.

Железные накладки. Они снабжены железными шпонками и служат для прямого стыкового сопряжения (фиг. 321) и для сопряжения узла; на фиг. 322 изображен верхний средний коньковый узел треугольной фермы с железными накладками.

Этой конструкцией можно передавать растягивающие и сжимающие усилия. Расчет такого узла ведется, как обычно при шпонках, а именно: размеры и количество шпонок подбираются так, чтобы напряжение на смятие дерева вдоль волокон не превосходило допускаемого, а расстояние между шпонками определяется сообра-

жениями прочности дерева на скалывание. Конструкция эта вообще-то рациональна. За недостаток ее надо признать применение дефицитного железа, удорожающего к тому же стоимость конструкции.

Трубчатые нагели системы „Кабрель“. Если вместо болта применить трубчатый нагель, то последний на изгиб будет более выгоден, так как момент инерции его больше, чем при сплошном сечении и, кроме того, он передаст усилие смятия на большую площадь, чем болт. При одних и тех же усилиях применение



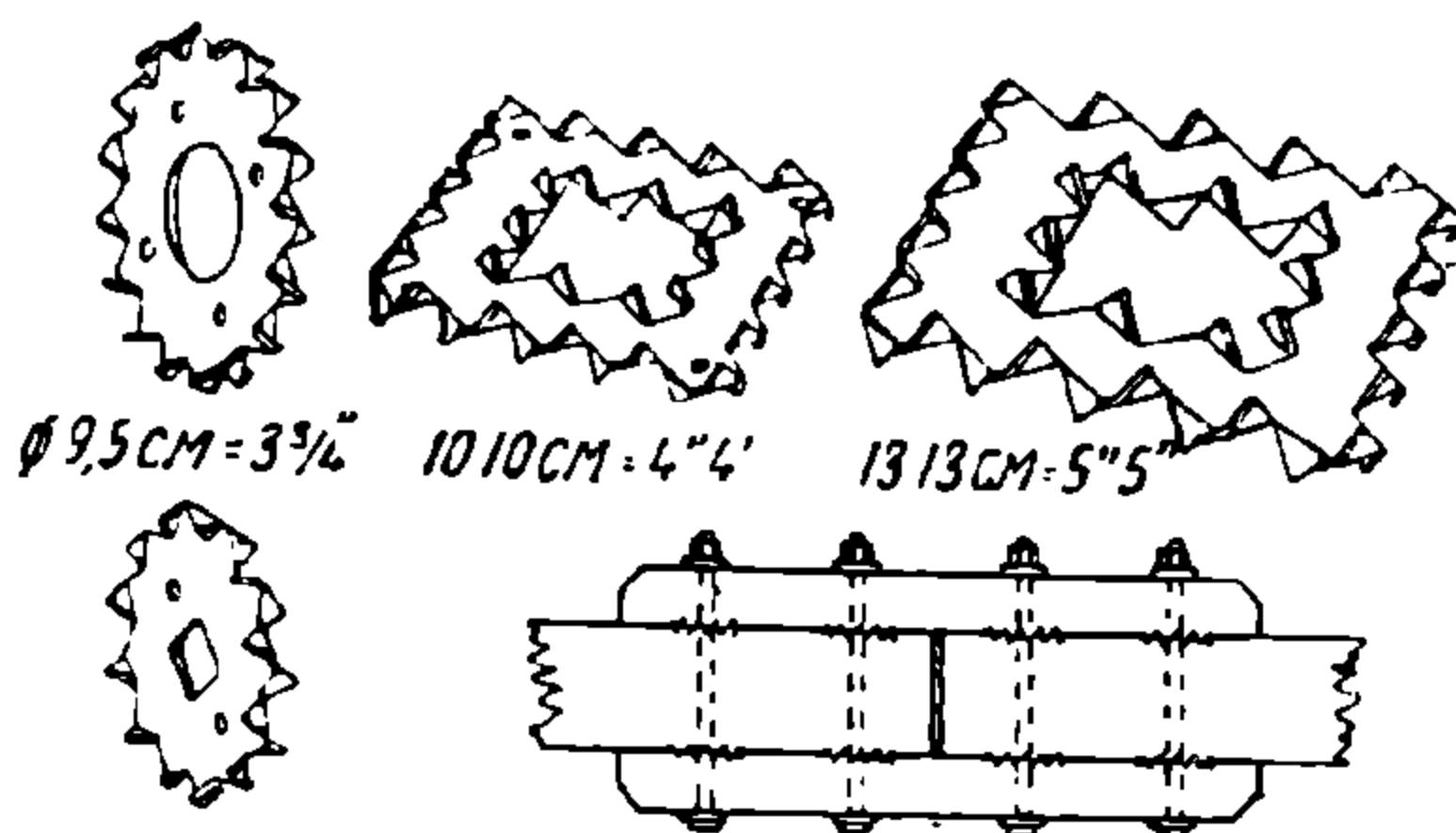
Фиг. 323.

трубчатого нагеля дает экономию в материале, чем удешевляется конструкция. На фиг. 323 приведен простейший узел, скрепленный железными трубчатыми нагелями. Конструкция указывает на ряд положительных ее сторон: усилия центрированы в узле, материал симметрично расположен относительно вертикальной оси фермы и, кроме того, элементы могут иметь взаимную подвижность при изменении размеров какого-либо из них (при усыхании, разбухании). Все это устраняет проявления добавочных усилий, крутящих моментов в элементах фермы. Расчет трубчатого нагеля ведется так же, как и болта, только с учетом того, что момент инерции сечения имеет выражение, как для кольца, т.е.

$$J = \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4}.$$

Из экономических соображений применяют и деревянные нагели, конечно, из твердого и годами выдержанного леса — дуба или ясеня. Деревянные нагели, изготовленные заводским способом, значительно дешевле железных. В них просверливаются отверстия диаметром от 16 до 20 мм для пропуска болтов.

Кольцевые прокладки „Бульдог“ (фиг. 324). Это стальные пластинки с острыми и крепкими зубьями по обе стороны, которые прессуются целиком из лучшей мартеновской стали и изготавливаются четырех размеров, приведенных на стр. 192. При натяжении стыка болтами зубья прокладки плотно врезаются в брус



Фиг. 324.

и тем создают жесткое скрепление. Допускаемые на эти прокладки нагрузки, по данным Гестеши, приведены в следующей таблице.

Нормальные размеры	Круглые	Круглые	4"×4"—	5"×5"—
	3"—7,5 см	3,75"—9,5 см	10×10 см	13×3 см
Бульдог				
Вес 100 шт. (нетто) округленный в кг . . . . .	4,2	6,7	9,0	20
Толщина железного листа	1,25	1,35	1,35	1,70
Число зубьев с каждой стороны . . . . .	12	16	28	28
Число прокладок «бульдог» в 1 пачке . . . . .	50 и 100	50 и 100	25, 100, 500	20 100 200
Вес 1 пачки (брутто) в кг	2,4 и 5,6	3,5 и 4,7	2,4 10,5 55	4,2 23 52
Минимальные размеры брусьев в см . . . . .	3×2,5	10×3	11×4	15×6
Расстояние от конца бруса до болта в см . . . . .	7	9	11	15
Диаметр болта . . . . .	10 12 16	12 16 20	12 16 20 26	20 22 28 32
Наибольшая нагрузка на один односрезный болт и один «бульдог» в т.	0,5 0,7 0,8	0,9 1,1 1,2	1,3 1,5 1,7 2,0	2,3 2,5 3,0 3,5

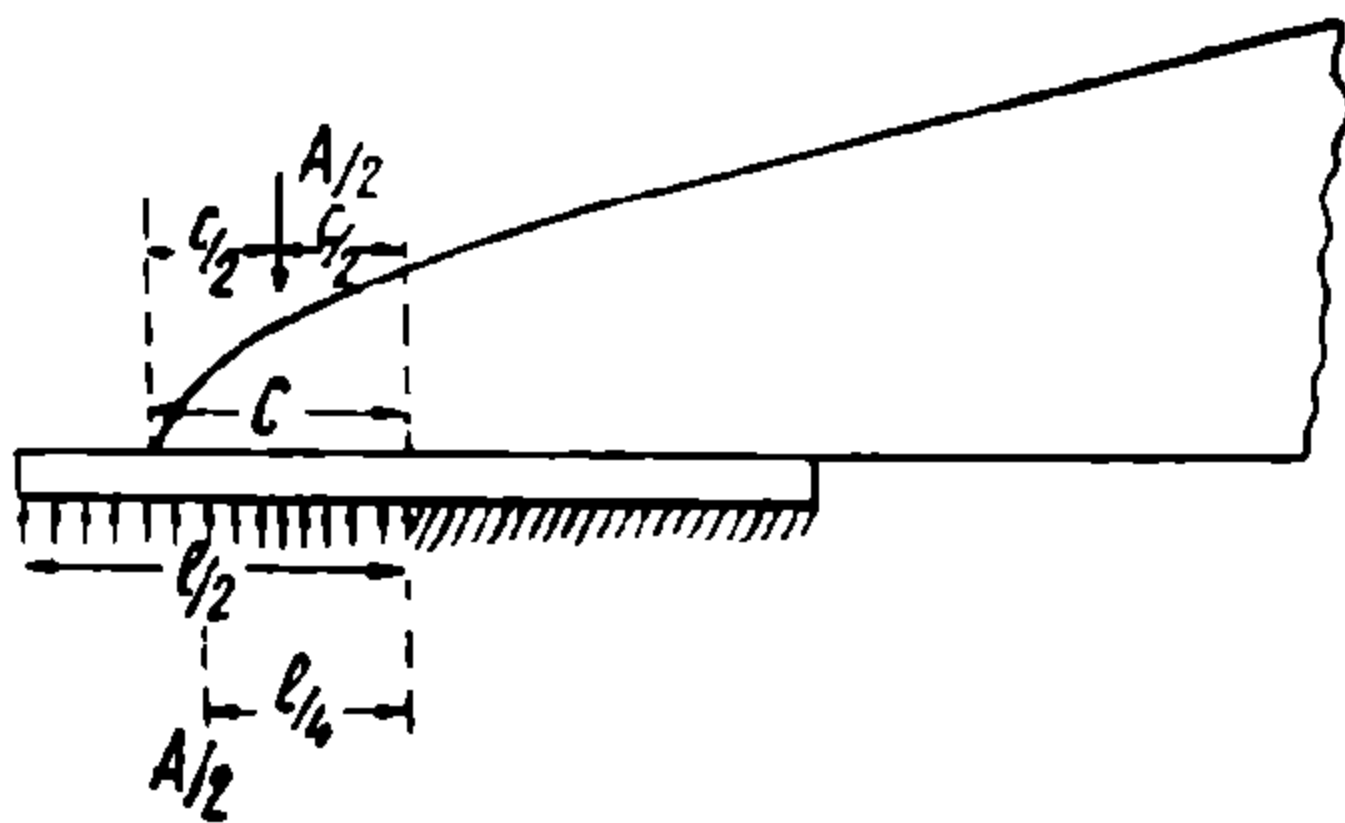
Имеются и другие способы сопряжений узлов и стыков в деревянных фермах, которые являются предметом изучения в специальных курсах по деревянным сооружениям.

## Глава XI

### РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ОПОР

#### § 73. Расчет подушки скользящей опоры

Такая опора изображена выше на фиг. 53. Обозначим (фиг. 325) длину подушки (вдоль направления фермы) через  $l$  и ширину подушки (в направлении перпендикулярном к плоскости фермы) через  $b$ . Считаем опорное давление равномерно-распределенным по нижней площади подушки. Последнюю рассчитываем как балку, заделанную одним концом (заделка в середине подушки), длиной, равной  $\frac{l}{2}$ , и подверженную дей-



Фиг. 325.

ствию силы  $\frac{A}{2}$  сверху и снизу, причем снизу равнодействующая  $\frac{A}{2}$  отстоит от середины (от заделки) на расстоянии  $\frac{l}{4}$  (фиг. 325), а сверху на расстоя-

нии  $\frac{C}{2}$  Наибольший изгибающий момент относительно середины:

$$M = \frac{A}{2} \left( \frac{l}{4} - \frac{C}{2} \right).$$

Обозначив искомую толщину подушки через  $\delta$ , имеем момент сопротивления подушки в середине:

$$W = \frac{b\delta^3}{6}$$

При допускаемом напряжении материала подушки на изгиб  $[n_u]$  имеем:

$$M = W [n_u] \text{ или } \frac{A}{2} \cdot \left( \frac{l}{4} - \frac{C}{2} \right) = \frac{b\delta^3}{6} [n_u],$$

откуда толщина подушки:

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{3A(l-2C)}{b[n_u]}}$$

В случае, если верхняя поверхность подушки имеет выпуклость, как изображено на фиг. 54, метод определения толщины подушки аналогичен предыдущему, с тем лишь отличием, что изгибающий момент относительно середины подушки равен:

$$M = \frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4} = \frac{Al}{8}$$

Из выражения  $M = W [n_u]$  следует:

$$\frac{Al}{8} = \frac{b\delta^3}{6} [n_u],$$

откуда

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt[3]{\frac{3Al}{b[n_u]}}$$

## § 74. Опоры балансирующие и на катках

Типы таких опор приведены выше (фиг. 57, 58 и 59). В них элементами расчета являются шарниры, катки, верхние и нижние подушки. При расчете шарнира мы исходим из общего условия смятия на поверхности двух соприкасающихся цилиндров—выпуклого и вогнутого, при одинаковой величине их радиусов. Обозначим величину опорного давления через  $A$ , длину шарнира через  $l$  и радиус его через  $r$ , диаметр через  $d$ , имеем среднее напряжение:

$$\sigma = \frac{A}{l \cdot d}.$$

Максимальное же напряжение

$$\sigma_{max} = 1,27 \frac{A}{ld} \leq [n],$$

где  $[n]$  есть величина допускаемого напряжения на смятие материала шарнира или подушки, откуда

$$d = \frac{1,27 A}{[n] \cdot l}.$$

При расчете катков можно пользоваться формулой (Тимошенко, „Сопротивление материалов“, изд. 1933 г., стр. 104):

$$\sigma_{max} = 0,418 \sqrt{\frac{AE}{lrm}} \leq [n_{cm}],$$

где  $E$  — модуль упругости катков,

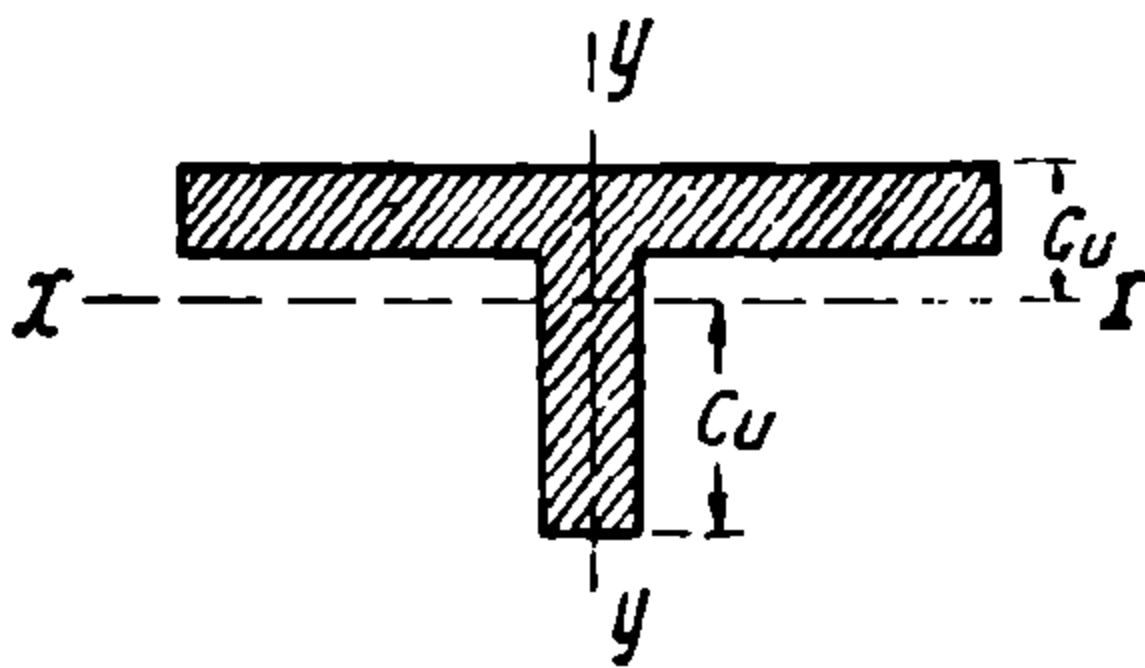
$[n_{cm}]$  — наибольшее допускаемое давление на единицу длины плоскости соприкасания цилиндра катка и подушки и

$m$  — число катков.

При одном катке формула примет вид:

$$\sigma_{max} = 0,418 \sqrt{\frac{AE}{lr}}$$

Пользуясь указанными формулами и задавшись величинами допускаемых напряжений на смятие (по единым нормам от 3500 до 10000 кг/см<sup>2</sup>, в зависимости от рода материала), количеством ( $m$ ) и длиной катков ( $l$ ), можно определить необходимый радиус катков.



Фиг. 326. \*

Толщина подушек рассчитывают по аналогии с предыдущим параграфом, рассматривая половину подушки, как балку, заделанную одним концом, подверженную действию нагрузки, равной  $\frac{A}{2}$ , причем для верх-

ней подушки нагрузка равномерно-распределенная, а для нижней подушки нагрузка приложена как сосредоточенная в местах соприкасания с катком.

Если подушки снабжены ребордами, то опасное сечение будет не посредине опоры (где реборды), а вблизи реборд. Для опоры, изображенной на фиг. 56, сечение, например, верхнего балансира вблизи реборд имеет вид тавра (фиг. 326). Для нахождения момента сопротивления такого сечения надо найти центр тяжести этой фигуры, момент инерции относительно оси  $x-x$ , проходящей через центр тяжести фигуры,  $J_x$  и моменты сопротивления:

$$W_u = \frac{J_x}{C_u} \text{ и } W_o = \frac{J_x}{C_o}$$

Напряжение материала будет:

$$+\sigma = \frac{M}{W_u} \text{ и } -\sigma = \frac{M}{W_o}$$

\* Расстояние от нейтральной оси (на фиг. 326) до верхнего отдаленного волокна считать  $C_o$ , а не  $C_u$ .

## ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ПО ИНФЛЮЭНТНЫМ ЛИНИЯМ РАЗРЕЗНЫХ БАЛОЧНЫХ ФЕРМ<sup>1</sup>

### § 75. Общие замечания. Формулы

Приведенные в настоящих таблицах формулы, упрощающие пользование инфлюэнтными линиями, соответствуют следующим данным, которые надо иметь в виду при пользовании таблицами.

1. Все панели в рассматриваемых фермах предполагаются равными.

2. Фермы симметричны относительно середины пролета.

3. Все элементы берутся из левой половины ферм.

4. Номерация узлов во всех случаях идет слева направо от 0 до  $n$ , где  $n$  число панелей и номер правого опорного узла.

При этом, кроме номеров, у узлов проставлены инициалы, указывающие положение узла в ферме:

$H$  — узлы нижнего пояса,

$B$  — узлы верхнего пояса,

$C$  — средние узлы в шпренгельных фермах.

5. Элементы именуется по узлам, к которым они примыкают, причем при их написании всегда идет сначала узел с меньшим номером, а затем с большим.

6. Формулы составлены применительно к определению усилий помощью эквивалентных нагрузок, при каковом способе необходимы и достаточны для каждой инфлюэнтной линии 3 величины:  $\lambda$ ,  $\xi$  и  $\omega$  (см. ниже условные обозначения).

В случае встретившейся необходимости загрузки поездом ординаты вершин инфлюэнтных линий легко получаются из соотношения:  $y = \omega : \frac{\lambda}{2}$ , а абсциссы  $= x$  из соотношения:  $x = \xi \lambda$ .

7. Все формулы выведены для элементов линии влияния ферм с треугольной решеткой.

8. Формулы для элементов линий влияния раскосов и поясов раскосных ферм, как простых, так и шпренгельных, совершенно тождественны с приведенными при условии той же системы обозначений (табл. 1).

9. Формулы для элементов линии влияния стоек раскосных ферм также могут быть выражены аналогично приведенным.

#### Условные обозначения

Для всех формул принято:

$l$  — длина пролета фермы,

$d$  — длина панели,

$n$  — число панелей в ферме,

$\lambda$  — длина участка линии влияния одного знака,

<sup>1</sup> Разработаны и применяются в секторе искусственных сооружений Госпроекттранса.

$\xi$  — положение вершины участка линии влияния одного знака по отношению к левому его концу в долях от его длины,

$\omega$  — площадь участка линии влияния;

знак — при  $\omega$  означает сжатие,

знак + при  $\omega$  означает растяжение,

$y$  — ордината линии влияния,

$C$  — расстояние от моментной точки раскоса до левой опоры при непараллельных поясах,

$r$  — плечо относительно моментной точки раскоса при непараллельных поясах,

$h_m$  — высота фермы по вертикали в узле с номером  $m$ ,

$h_w$  — высота шпренгеля по вертикали,

$\alpha$  — угол наклона элемента к горизонту.

Инициалы при указанных выше обозначениях

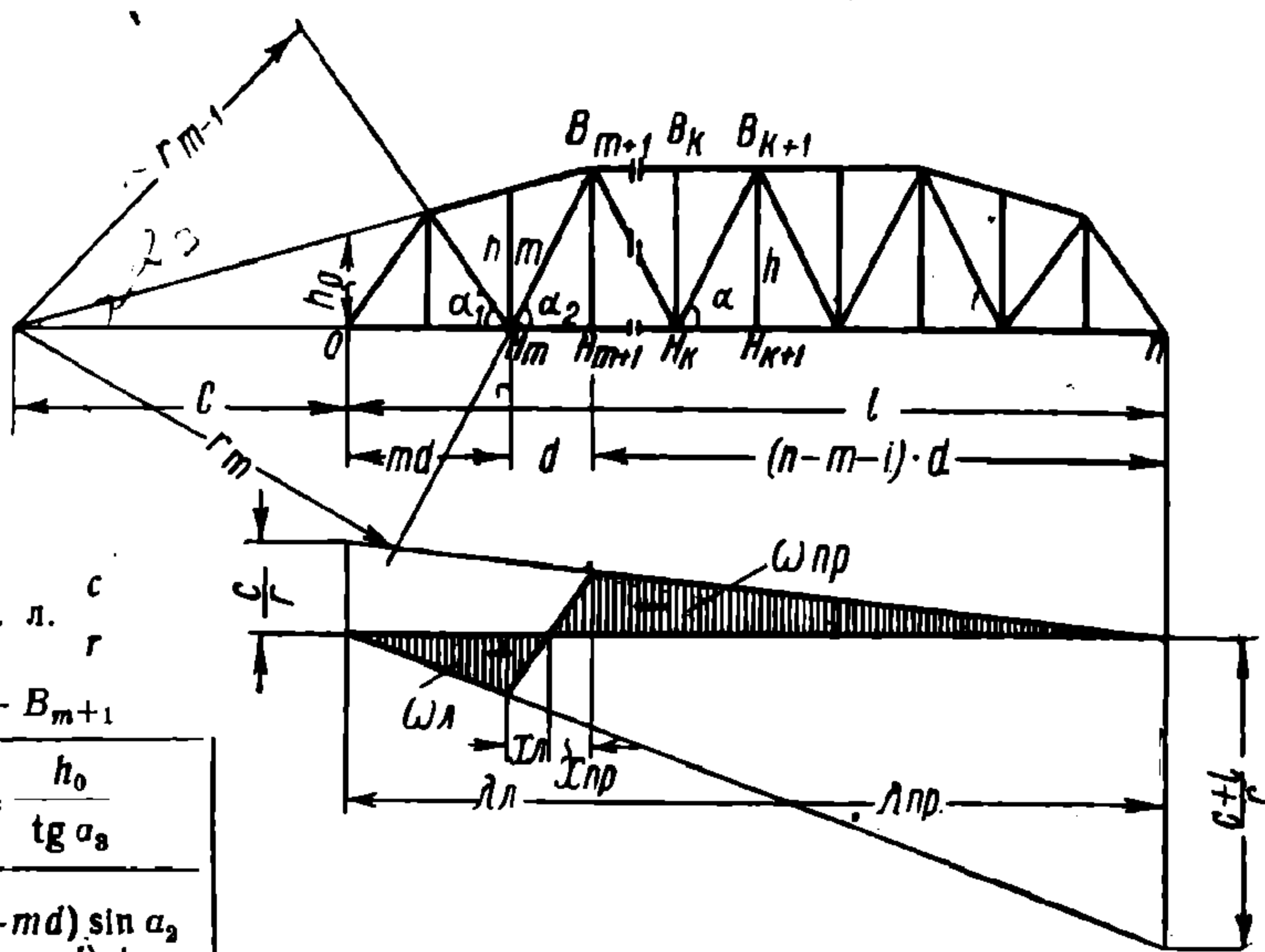
$P$  — пояса,  $l$  — левое,  $pr$  — правое.

Обозначения, не приведенные здесь, пояснены в самом тексте формул или на фигурах.

НТБ  
ДНУЖТ

Определение длин ( $\lambda$ ), положения вершины ( $\xi$ ) и площадей ( $\omega$ ) линий влияния

Простая треугольная решетка



Инфл. л.  $c$   
 $r$   
 $H_m - B_{m+1}$

$$c = \frac{h_0}{\operatorname{tg} \alpha_3}$$

$$r_m = (c + md) \sin \alpha_2$$

$$r_{m-1} = (c + md) \sin \alpha_1$$

Фиг. 327.

Для поясов с момент. точкой в узле  $m$

$$\lambda_{\Pi} = l \quad (Ia);$$

$$\xi_{\Pi} = \frac{m}{n} \quad (Iб);$$

$$\omega_{\Pi} = \frac{m(n-m)d^2}{2h_m \cos \alpha_3} \quad (Iв)$$

Для раскоса  $m-m+1$  Фиг. 327

Левый участок

$$\lambda_{\lambda} = md \left( 1 + \frac{c+l}{ml + (n-1) \cdot c} \right) \quad (IIa)$$

$$\xi = \frac{x_{\lambda}}{\lambda_{\lambda}} = \frac{c+l}{(m+1)l + nc} \quad (IIб)$$

$$\omega_{\lambda} = \pm \lambda_{\lambda} \cdot \frac{m(c+l)}{2r \cdot n} \quad (IIв)$$

Правый участок

$$\lambda_{np} = (n-m-1) \cdot a \left( 1 + \frac{c}{ml + (n-1)c} \right) \quad (IIг)$$

$$\xi_{np} = \frac{x_{np}}{\lambda_{np}} = \frac{c}{ml + nc} \quad (IIд)$$

$$\omega_{np} = \mp \lambda_{np} \cdot \frac{(n-m-1) \cdot c}{2rn} \quad (IIе)$$

Верхние значки при  $\omega$  для восходящих раскосов и нижние—для нисходящих

Для подвесок  $\lambda = 2d$ ;  $\xi = 0,5$ ;  $\omega = d$

Для ферм или частей ферм с параллельными поясами

Для поясов

Формула (I), причем  $\cos \alpha_3 = 1$

Для раскоса  $k-k+1$

Левый участок

$$\lambda_{\lambda} = k \cdot \frac{n}{n-1} \cdot a \quad (IIIa)$$

$$\xi_{\lambda} = \frac{1}{n} \quad (IIIб)$$

$$\omega_{\lambda} = \pm \frac{k^2}{2(n-1)} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} \quad (IIIв)$$

Правый участок

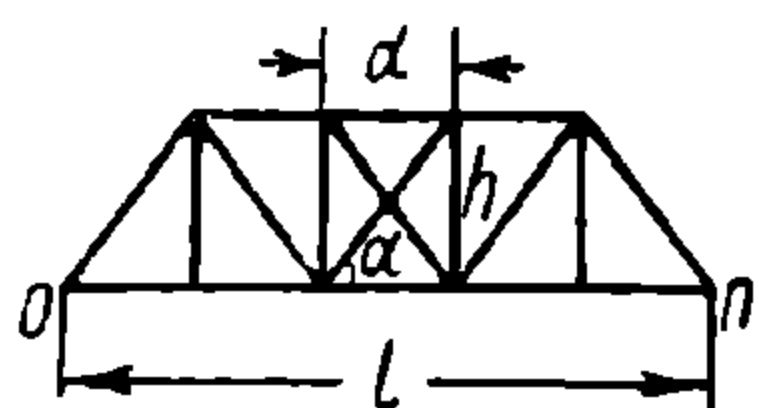
$$\lambda_{np} = (n-k-1) \cdot \frac{n}{n-1} \cdot d \quad (IIIг)$$

$$\xi_{np} = \frac{1}{n} \quad (IIIд)$$

$$\omega_{np} = \mp \frac{(n-k-1)^2}{2(n-1)} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} \quad (IIIе)$$



Простой крест посередине



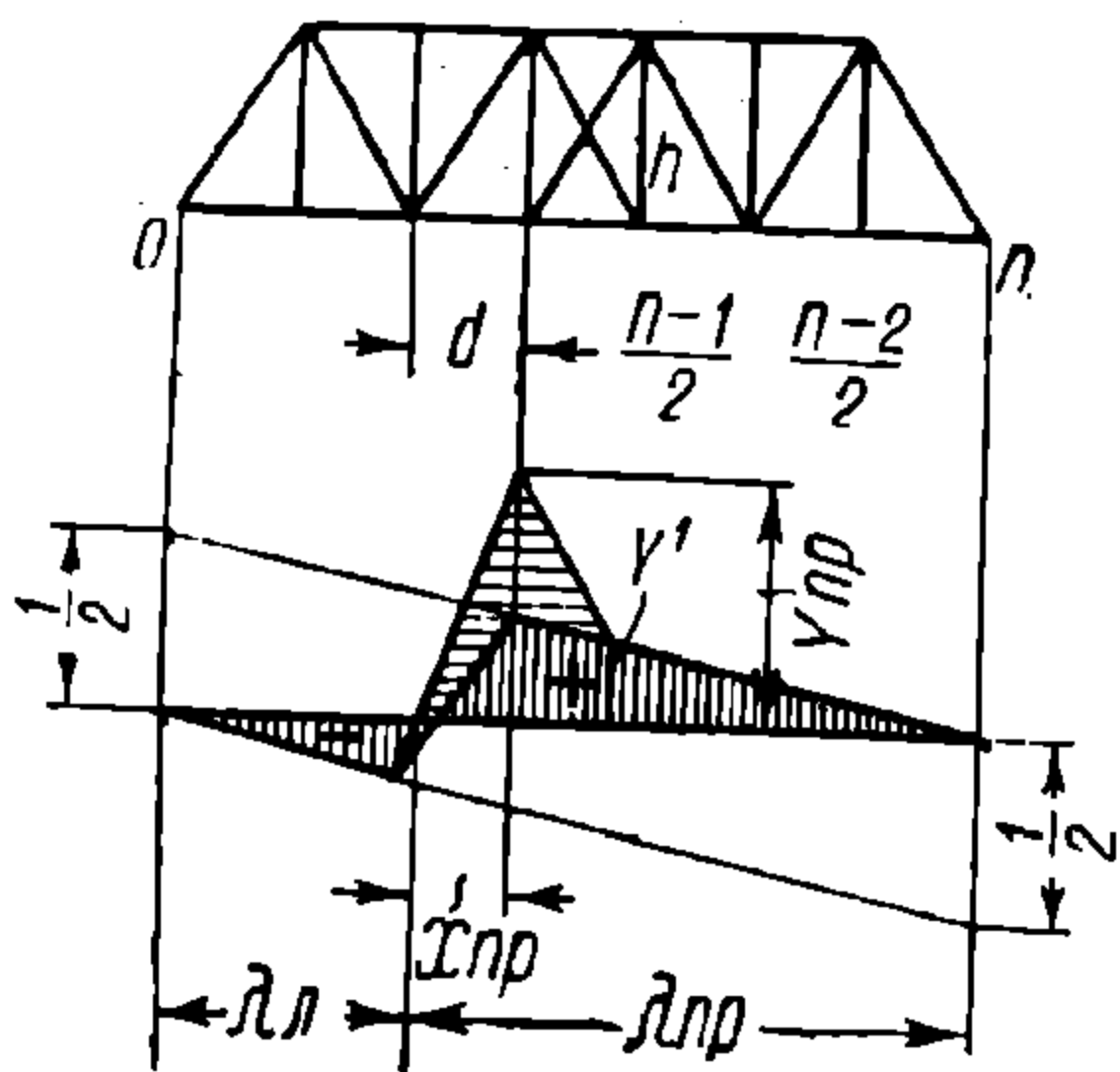
фиг. 328.

$h$  — высота фермы у креста

$$\text{Для поясов: } \lambda = l; \xi n = \frac{n-1}{2n}; \omega n = \pm \frac{(n^2-1)d^2}{8h} \quad (\text{IV})$$

Для стоек (езда понизу)	Для диагоналей
$\lambda_s = \lambda_{np} = \frac{l}{2} \quad (\text{Va})$	$(\text{Va})$
$\xi = \frac{1}{n} \quad (\text{Vб})$	$(\text{Vб})$
$\omega_s = \omega_{np} = \pm \frac{n-1}{16} \cdot d \quad (\text{Vв})$	$\omega_s = \omega_{np} = \mp \frac{n-1}{16} \cdot \frac{a}{\sin \alpha} \quad (\text{Vв})$

Для подвесок (езда понизу)



фиг. 329

Левый участок фиг. 329	$\lambda_s = \frac{(n-3)n}{2n-1} \cdot d \quad (\text{VIa})$
	$\xi_s = \frac{1}{2n} \quad (\text{VIб})$
	$\omega = -\frac{(n-3)^2}{8(2n-1)} \cdot d \quad (\text{VIв})$
Правый участок фиг. 329	$x_{np} = \frac{3n+1}{2(2n-1)} \cdot d \quad (\text{VIг})$
	$\lambda_{np} = \frac{n(n+2)}{2n-1} \cdot d \quad (\text{VIд})$
	$y_{np} = \frac{2n+1}{4n} \quad (\text{VIе})$
	$y' = \frac{n-1}{4n} \quad (\text{VIж})$

$$\omega_s + \omega_{np} + d \quad (\text{VIз})$$

Примечание 1. Усилие подвески у креста от времени нагрузки на правом участке надлежит определять непосредственным загрузением поездом.

Примечание 2. Формулы Va, б и в действительны для подвесок у креста, при езде поверху с обратн. знаком; формулы VI действительны для стоек у креста при езде поверху с обратным знаком.

## Шпренгельные фермы

Фермы или части ферм с непараллельн. поясами

а) Пояса свободные от шпренгелей

$$\lambda = l \quad (Ia)$$

$$\xi = \frac{m}{n} \quad (Iб)$$

$$\omega'_{\Pi} = \frac{m(n-m) \cdot d^2}{2h_m \cdot \cos \alpha} \quad (Iв)$$

где  $m$  — номер узла, служащего моментной точкой,  
 $\alpha$  — угол наклона элемента пояса к горизонту.

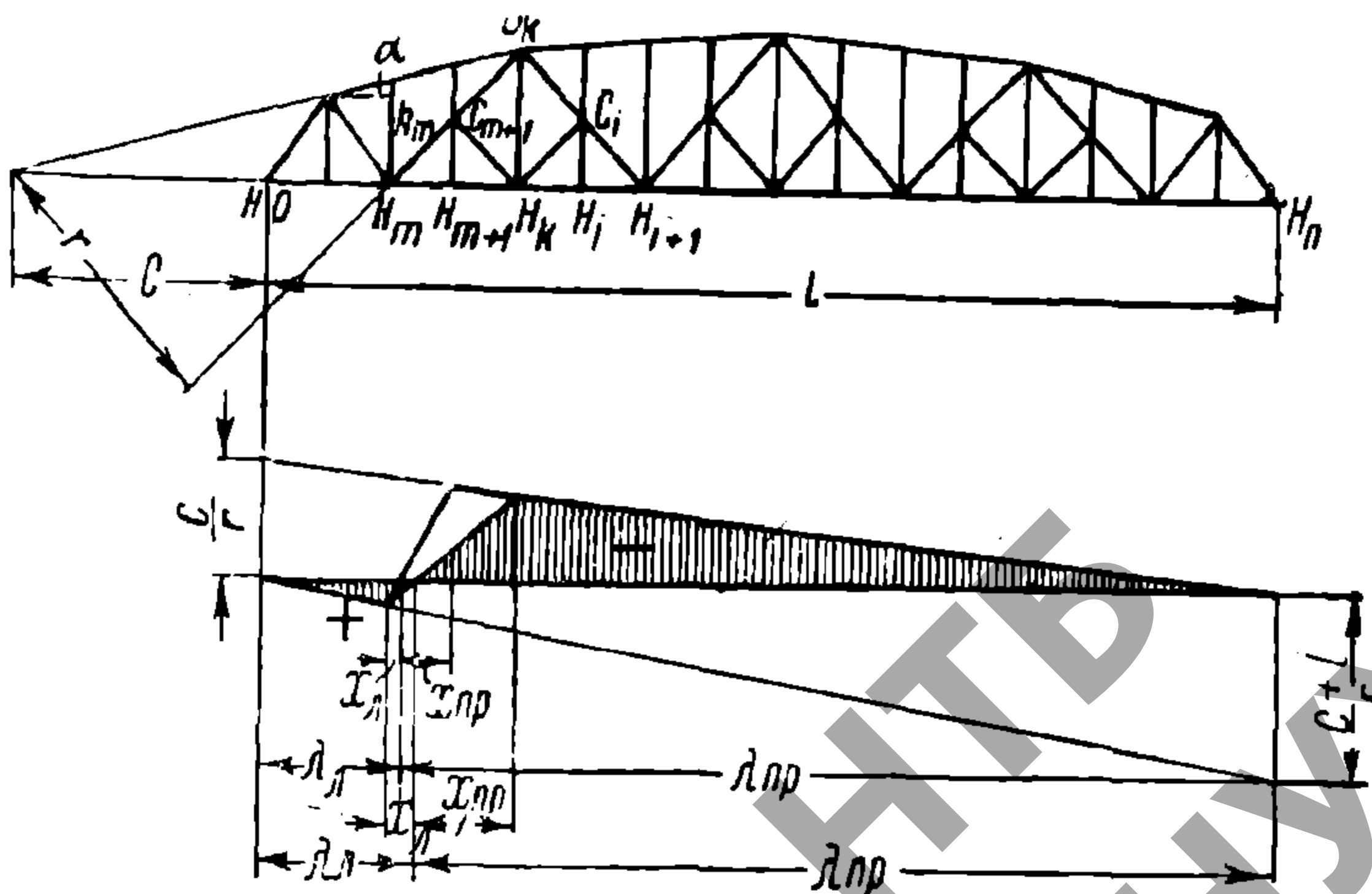
Пояса

б) Пояса с примыкающими шпренгелями

$$\lambda = l; \quad \xi = \frac{m}{n}; \quad \Omega = \omega'_{\Pi} + \frac{d^2}{2h_m \cdot \cos \alpha} \quad (Iг)$$

где  $\omega'_{\Pi}$  и  $\alpha$  — то же, что и в предыдущей формуле,  
 $h_m$  — высота шпренгеля по вертикали,  
 $\Omega$  — площадь линий влияния

Раскосы



для  $H_m - C_{m+1}$   
 для  $O_{m+1} - B_k$

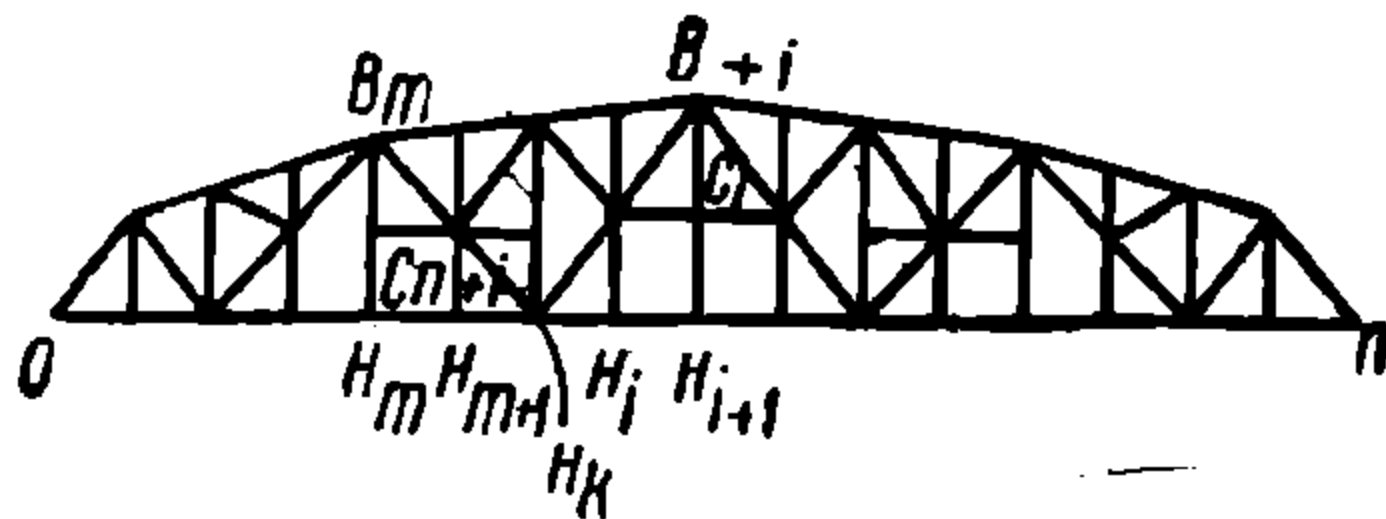
Фиг. 330.

## Шпренгельные фермы

### Фермы или части ферм с непараллельными поясами

#### I. Шпренгеля повизу фиг. 330

1. Восходящие раскосы, нижняя часть $H_m - C_{m+1}$	Формулы (II) Верхние знаки для $\omega$
2. Восходящие раскосы, верхняя часть— $C_{m+1} - B_k$	
<p style="text-align: center;">Левый участок</p> $\lambda_s = md \left[ 1 + \frac{2(c+l)}{ml + (n-2) \cdot c} \right] \quad (\text{VIIa})$ $\xi_s = \frac{2(c+l)}{(m+2)l + nc} \quad (\text{VIIб})$ $\omega_s = + \lambda_s \cdot \frac{c+l}{2r} \cdot \frac{m}{n} \quad (\text{VIIв})$	<p style="text-align: center;">Правый участок</p> $\lambda_{np} = (n-m-2) \frac{d}{2c} \left[ 1 + \frac{2c}{ml + (n-2)c} \right] \quad (\text{VIIa})$ $\xi = \frac{2c}{ml + nc} \quad (\text{VIIб})$ $\omega_{np} = \lambda_{np} \cdot \frac{c}{2r} \cdot \frac{n-m-2}{n} \quad (\text{VIIв})$
3. Нисходящие раскосы, верхняя часть— $B_k - C_i$	Формулы (VII), причем $m=k$ и знаки $\omega$ обратные
4. Нисходящие раскосы, нижняя часть $C_i - H_{i+1}$	Формулы (II), причем $m=i$ и нижние знаки для $\omega$



Фиг. 331.

#### II. Шпренгеля поверху

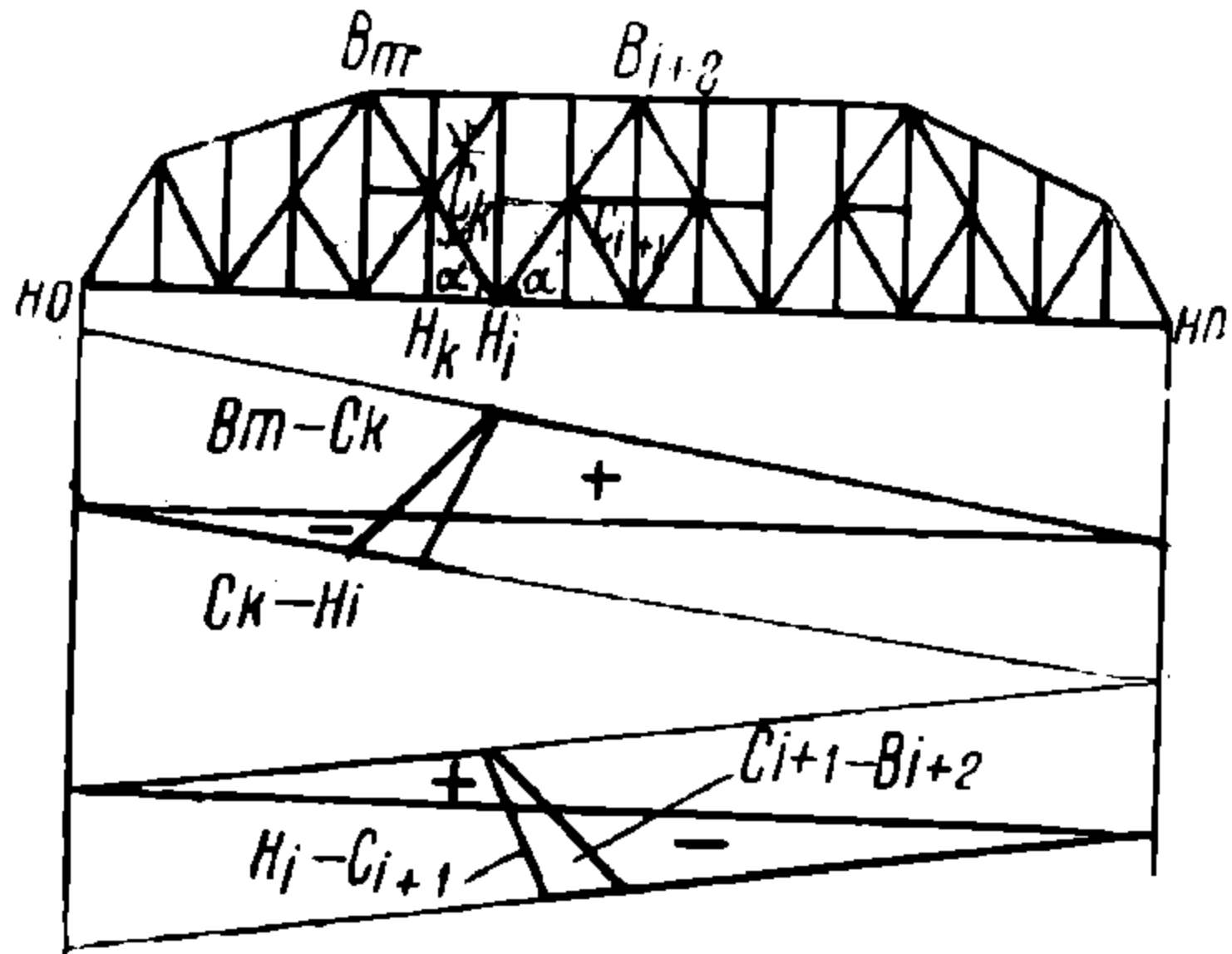
1. Нисходящие раскосы, верхняя часть— $B_m - C_{m+1}$	Формулы (II), нижние знаки для $\omega$
2. Нисходящие раскосы, нижняя часть $C_{m+1} - H_k$	Формулы (VII), с обратным знаком
3. Восходящие раскосы, нижняя часть $H_k - C_i$	Формулы (VII), причем $m=k$
4. Восходящие раскосы, верхняя часть $C_i - B_{i+1}$	Формулы (II), причем $m=i$ и верхние знаки для $\omega$

# Шпренгельные фермы

Фермы или части ферм с параллельными поясами

Пояса формулы Ia, б, в и Iг, причем  $\cos \alpha = 1$

Шпренгеля понижу



1. Нисходящие раскосы,

верхняя часть  $B_m - C_k$

Фиг. 332

Левый участок

$$\lambda_a = m \cdot \frac{n}{n-2} \cdot d \quad (\text{VIIIa})$$

$$\xi_a = \frac{2}{n} \quad (\text{VIIIб})$$

$$\omega_a = \frac{m^2}{2(n-2)} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} \quad (\text{VIIIв})$$

Правый участок

$$\lambda_{np} = (n - m - e) \cdot \frac{n}{n-2} \cdot d \quad (\text{VIIIг})$$

$$\xi_{np} = \frac{2}{n} \quad (\text{VIIIд})$$

$$\omega_{np} = + \frac{(n - m - 2)^2}{2(n-2)} \cdot \frac{d}{\sin \alpha} \quad (\text{VIIIе})$$

2. Нисходящие раскосы,  
нижняя часть  $C_k - H_i$

Формулы (III), знаки для  $\omega$  нижние

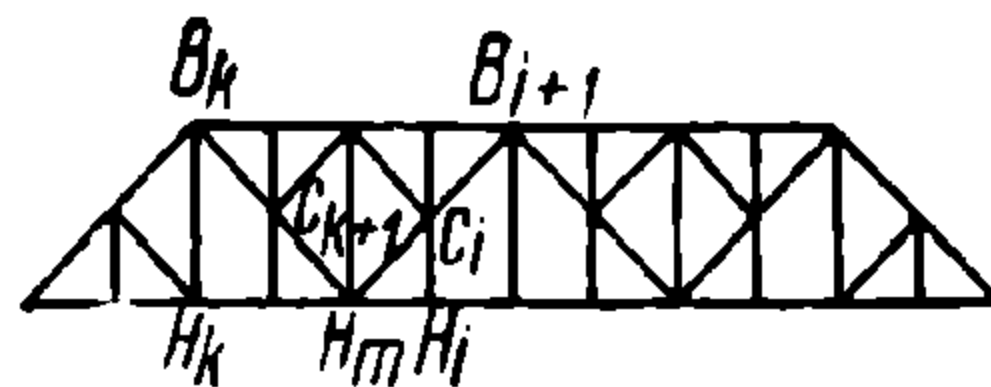
3. Восходящие раскосы,  
нижняя часть  $H_i - C_{i+1}$

Формулы (III), причем  $k = i$   
и знаки для  $\omega$  верхние

4. Восходящие раскосы,  
верхняя часть  $C_{i+1} - B_{i+2}$

Формулы (VIII), причем  $m = i$   
знаки  $\omega$  обратные

Шпренгели поверху



Фиг. 333

1. Нисходящие раскосы  
верхняя часть  $B_k - C_{k+1}$

Формулы (III) и знаки  $\omega$  нижние

2. Нисходящие раскосы  
нижняя часть  $C_{k+1} - H_m$

Формулы (VIII), причем  $m = k$

3. Восходящие раскосы  
нижняя часть  $H_m - C_i$

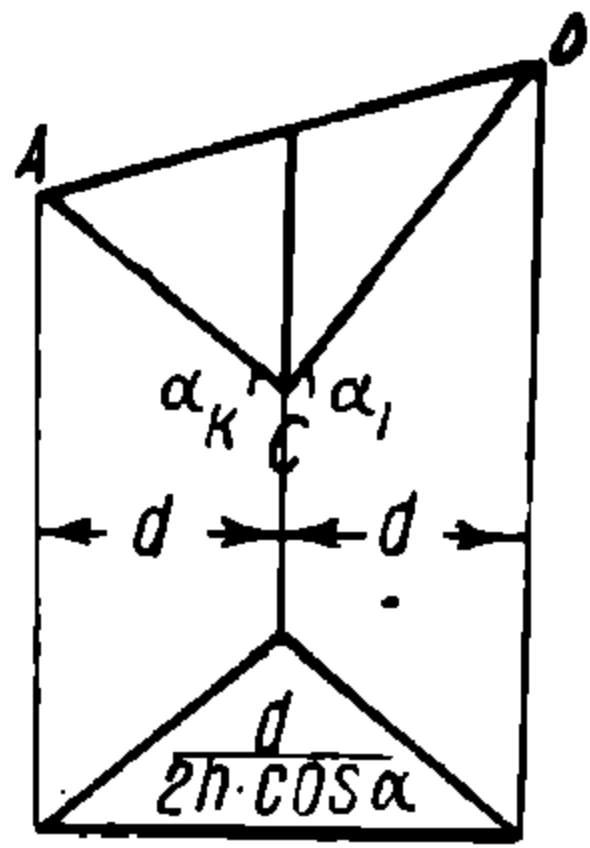
Формулы (VIII), знаки  $\omega$  обратные

4. Восходящие раскосы  
верхняя часть  $C_i - B_{i+1}$

Формулы (III), причем  $k = i$   
и знаки  $\omega$  верхние

Шпренгельные фермы

Элементы шпренгеля



Фиг. 334

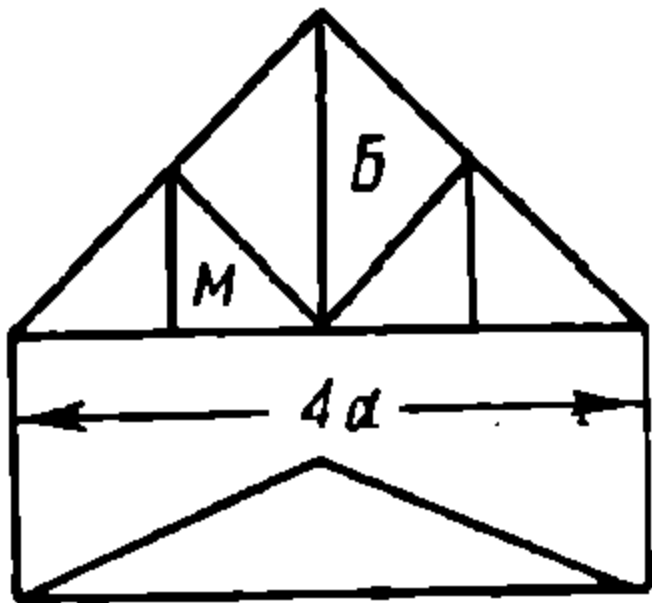
При наклонном примыкающем поясе

для A—C	для C—D
$\lambda = 2d$ (IXa)	(IXa)
$\xi = 0,5$ (IXб)	(IXб)
$\omega = \frac{d^2}{2h \cdot \cos \alpha_k}$	$\omega = \frac{d^2}{2h \cdot \cos \alpha_l}$ (IXв)

Знаки для растяжения +, а для сжатия —

При горизонтальном поясе ферм (IX), причем  $\alpha_l = \alpha_k$

Подвески

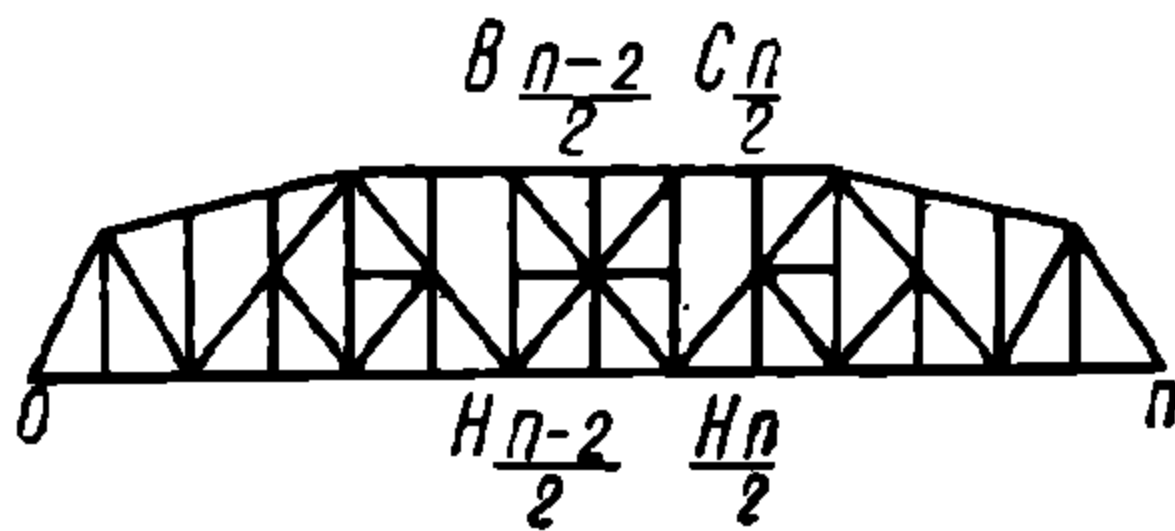


Фиг. 335

Большие (Б)

Малые (М)

$\lambda = 4d$ (Xa)	$\lambda = 2d$
$\xi = 0,5$ (Xб)	$\xi = 0,5$
$\omega = 2d$ (Xв)	$\omega = +d$



Фиг. 336

Крест посередине

Пояса

$\lambda = l; \xi = 0,5$
$\omega = \mp \frac{n^2 \cdot d^2}{8h}$ (XI)

Полураскосы

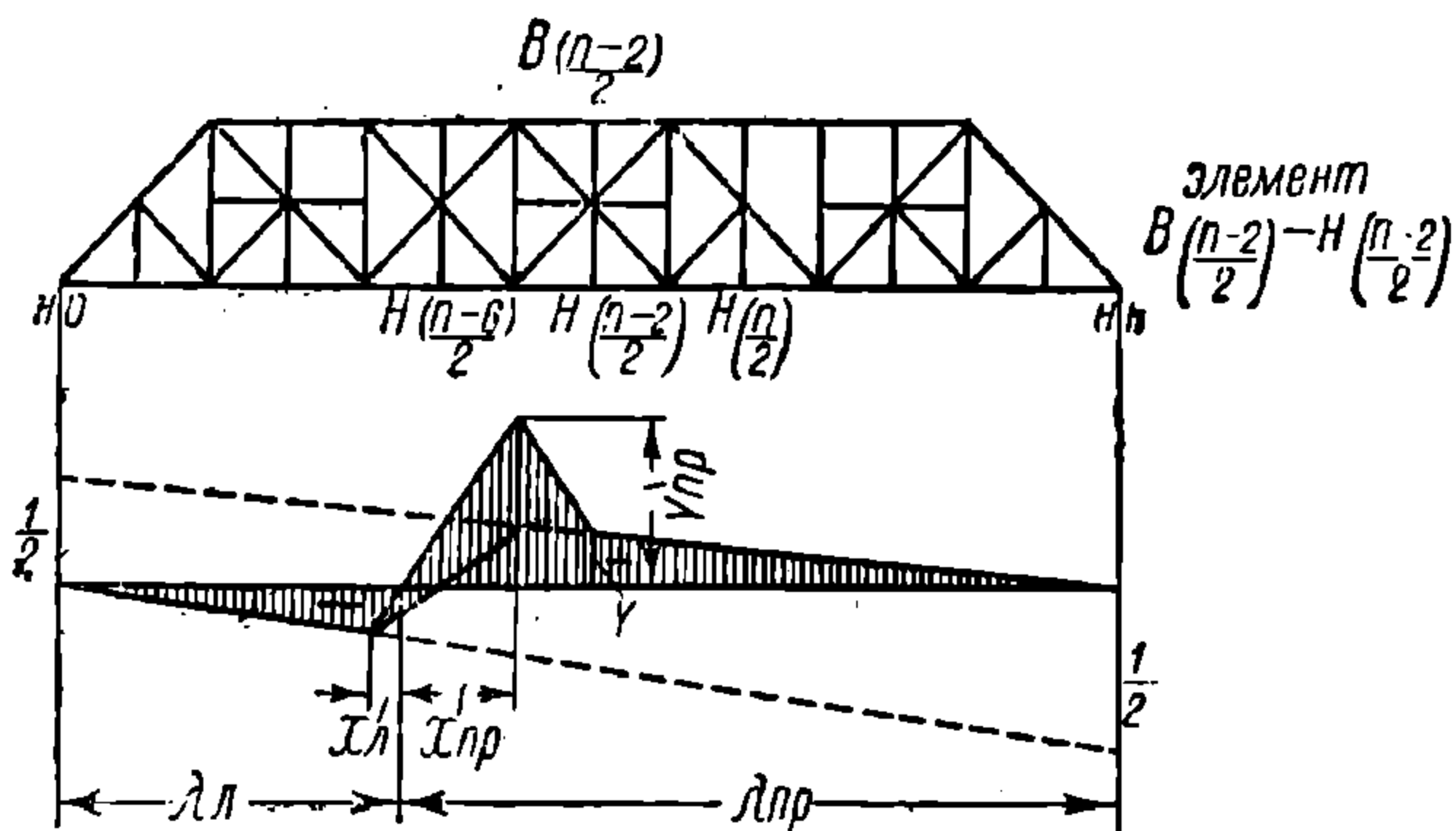
	Левый участок	Правый участок
Верхний полураскос $B \binom{n-2}{2} - C \binom{n}{2}$	$\lambda_A = \frac{(n-2)}{2} \cdot \frac{n}{n-1} \cdot d$ (XIIa)	$\lambda_{np} = \frac{n}{2} \cdot \frac{n}{n-1} \cdot d$ (XIIг)
	$\xi_A = \frac{1}{n}$ (XIIб)	$\xi_{np} = \frac{1}{n}$ (XIIд)
	$\omega_A =$	$\omega_{np} =$
	$= - \frac{(n-2)^2}{16(n-1)} \cdot \frac{d}{\sin \alpha}$ (XIIв)	$= + \frac{n^2}{16(n-1)} \cdot \frac{d}{\sin \alpha}$ (XIIе)
Нижний полураскос $H \binom{n-2}{2} - C \binom{n}{2}$	Формулы (XIII) с изменением знаков у $\omega_A$ и $\omega_{np}$ на обратные	

Стойка  $H \binom{n-2}{2} - B \binom{n-2}{2}$ ; при езде повизу

$\lambda_A$ и $\xi_A$ — форм. XIIa и б	$\lambda_{np}$ и $\xi_{np}$ — форм. XIIг и д
$\omega_A = + \frac{(n-2)}{16(n-1)} d$ (XIIIa)	$\omega_{np} = - \frac{\kappa^2}{16(n-1)} \cdot d$ (XIIIб)

## Шпренгельные фермы

Крест посередине. Подвеска у креста (езда понизу)



Фиг. 337.

Левый участок

$$\lambda_a = \frac{(n-6) \cdot n}{2(n-1)} \cdot d \quad (\text{XIVa})$$

$$\xi_a = \frac{1}{n} \quad (\text{XIVб})$$

$$\omega_a = \frac{(n-6)^2}{16(n-1)} \cdot d \quad (\text{XIVв})$$

Правый участок

$$X_{np} = \frac{3n+2}{2(n-1)} \cdot d \quad (\text{XIVг})$$

$$\lambda_{np} = \frac{n(n+4)}{2(n-1)} \cdot d \quad (\text{XIVд})$$

$$Y_{np} = \frac{3n+2}{4n} \quad (\text{XIVе})$$

$$Y' = \frac{1}{4} \quad (\text{XIVж})$$

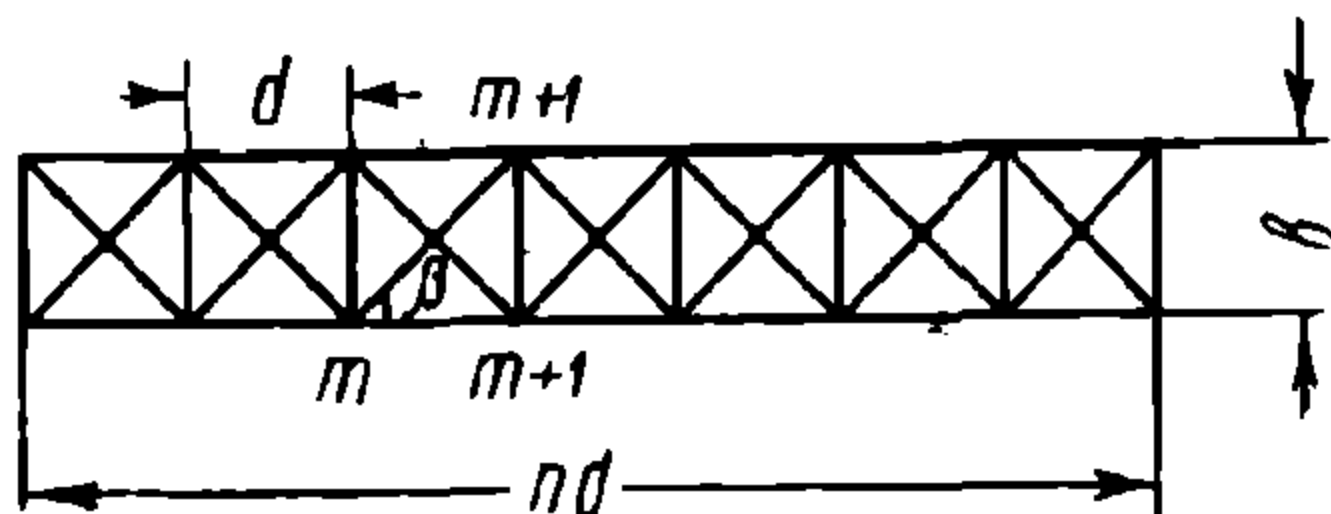
Примечание I. Усилие подвески у креста от временной нагрузки на правом участке надлежит определять непосредственным нагружением расчетным поездом.

Примечание II. а) Формулы XIIа, б, в, г, д и XIII действительны для подвесок у креста, при езде поверху, с обратным знаком для  $\omega$ .

б) Формулы XIV действительны для стоек у креста, при езде поверху, с обратным знаком  $\omega$ .

## Крестовые связи

Ветер равномерно распределен по длине всего пролета



Фиг. 338.

Усилия в поясах

$$S_{m-(m+1)}^{\Pi} = \frac{(m + 0,5) \cdot (n - m - 0,5) \cdot d^2}{2b \cos \alpha} \cdot W \quad (\text{XV})$$

Усилия в диагоналях от ветра

$$S_b^D = \frac{(n - 1 - 2m)}{4} \cdot \frac{d}{\sin \beta} \cdot W \quad (\text{XVI})$$

В формулах XV и XVI:

$W$  — ветровая нагрузка на пог.  $m$  горизонтальной проекции соответствующей системы связей,

$\alpha$  — угол наклона соответствующего элемента пояса к горизонтали,

$\beta$  — угол между диагональю и элементом пояса в натуре.

Усилия в диагоналях от деформации поясов под влиянием вертикальной нагрузки

$$S_{\partial}^D = \frac{S_{\Pi}}{F_{\partial p \Pi}} \cdot F_{\partial p D} \cdot \cos^2 \beta \quad (\text{XVII})$$

При чем усилие от вертикальной нагрузки

$$S_{\Pi} = S_p + (1 + \mu) \cdot S_x$$

$F_{\partial p \Pi}$  — площадь сечения брутто пояса,

$F_{\partial p D}$  — площадь сечения брутто диагонали (расчетная),

$\beta$  — указано выше.

## ОТДЕЛ ВТОРОЙ

### ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА ФЕРМ

#### Глава XIII

### РАСЧЕТНЫЕ НОРМЫ

#### § 76. Расчетные нормы нагрузок для конструкций и сооружений

##### Внешние силы

##### I. Определение

а) Внешними силами являются:

1. Собственный вес рассчитываемых элементов.
2. Вес поддерживаемых конструкций.
3. Полезная нагрузка, соответствующая целям и назначению сооружения — толпа людей, поезд, автомобиль, экипаж, механическое оборудование, товары, давление земли, давление воды и пр.
4. Инерционные силы, действующие на сооружение в связи с полезной нагрузкой — динамические воздействия подвижной нагрузки, сотрясение от работы машин, торможение движущейся нагрузки, центробежная сила при путях на кривой и пр.
5. Нагрузка, зависящая от погоды, — давление ветра, давление снега.
6. Прочая нагрузка — действие температуры при равномерном нагреве, осадка опор в подлежащих случаях и пр.

б) Величина нагрузок принимается согласно указаниям специальных технических условий и норм, за исключением нижеуказанных, являющихся общим для всех материалов, а именно: ветер, снег, торможение, центробежная сила и горизонтальные удары.

##### II. Ветровая нагрузка

а) Ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$p_e = k (p_e^0 + k_1 h),$$

где  $p_e$  — давление ветра (в килограммах на квадратный метр) на  $1 \text{ м}^2$  воспринимающей поверхности, считая давление нормальным к поверхности, а направление ветра горизонтальным; положительное давление ( $+p_e$ ) действует внутрь контура сооружения, отрицательное давление ( $-p_e$ ) действует наружу контура;

<sup>1</sup> Расчетные нормы в этой главе и в других местах книги приведены по Единым нормам строительного проектирования 1930 г. Во время печатания книги изданы ОСТ 4535/2 «ветровая нагрузка» и ОСТ 4535/3 «снеговая нагрузка»



$k$  — коэффициент обтекания, оценивающий форму поверхности и расположение ее к воздушному потоку; величина этого коэффициента принимается на основании специальных опытов или исследований; в случае отсутствия опытных данных, коэффициент принимается согласно указаниям табл. 1 и 2, разд. VII.

$p_s^0$  — давление ветра (в килограммах на кв. метр) на уровне земли, определяемое на основании метеорологических наблюдений в районе постройки сооружения за промежуток времени 15—30 лет, причем срок 15 лет принимается для сооружения III класса, срок 30 лет для сооружений II и I классов. В случае отсутствия метеорологических наблюдений величина  $p_s^0$  принимается согласно указаниям табл. 3;

$h$  — полная высота сооружения (в метрах) над обрезаем фундамента;

$k_1$  — расчетный коэффициент в том предположении, что давление ветра принимается постоянным, либо по всей высоте сооружения, либо по высоте данной зоны; величина коэффициента  $k_1$  принимается согласно указаниям табл. 4, разд. VII.

Величина  $(p_s^0 + k_1 h)$  принимается во всяком случае не более  $150 \text{ кг/м}^2$ .

б) Если подверженная действию ветра поверхность сквозная, например решетчатые фермы мостов, то при определении площади давления ветра принимается коэффициент сплошности, согласно указаниям специальных технических условий и норм.

в) Ветровая нагрузка прикладывается только к той части сооружения, которая возвышается над сплошным закрытием и подвержена непосредственному давлению ветра, причем под сплошным закрытием в этом случае подразумевается закрытие данного сооружения со всех сторон постройками, отстоящими от сооружения на расстоянии не более высоты этих построек.

г) При расчете давления ветра на ряд ферм, стоящих одна за другой по направлению ветра, или на зубчатую крышу, в расчет надлежит вводить не только давление на первую, открытую для ветра ферму, или первый зубец, но и на последующие, определяя загораживающее влияние опытным путем; при отсутствии же опытных данных допускается принимать пониженное давление на вторую ферму — 0,80, третью ферму — 0,40; на последующие фермы давление ветра не учитывается.

### III. Снеговая нагрузка

а) Снеговая нагрузка определяется по формуле:

$$p_s = p_s^0 (1 + 0,002 h) (45 - \alpha),$$

где  $p_s$  — вертикальное давление снега (в килограммах на кв. метр) на  $1 \text{ м}^2$  воспринимающей поверхности;

$p_s^0$  — эмпирическая величина (в килограммах на кв. метр), зависящая от географического положения местности (широта и долгота); значения  $p_s^0$  приведены в табл. 5, разд. VII;

$h$  — высота над уровнем моря (в метрах), см. табл. 6, разд. VII;

$\alpha$  — угол наклона в градусах к горизонту поверхности, воспринимающей нагрузку от снега.

б) Конструкция крыши должна облегчать возможно большее сдувание снега ветром и работу по очистке крыши от снега.

в) При наклоне кровли или другой какой-либо поверхности к горизонту под углом  $45^\circ$  и больше снеговая нагрузка не учитывается.

#### IV. Тормозная сила и горизонтальные удары

а) В мостах тормозная сила и горизонтальные удары определяются согласно специальным техническим условиям НКПС.

б) В кранах наибольшее тормозное усилие принимается равным  $1/10 P$ , где  $P$  — наибольшее давление на тормозные колеса крана, если нет специальных указаний для соответствующего типа крана.

в) Коэффициент наибольшего горизонтального поперечного удара одного колеса крана при быстрой остановке перемещающейся по крану тележки с грузом  $\frac{P+Q}{7n}$ , где  $P$  и  $Q$  — расчетные давления от веса тележки и поднимаемого груза на тормозные колеса тележки,  $n$  — полное число колес крана на одном рельсе подкранового пути.

г) Коэффициент наибольшего торможения тележки крана  $= \frac{P+Q}{7}$ , где  $P$  и  $Q$  — расчетные давления от веса тележки и поднимаемого груза на тормозные колеса тележки.

Примечание. Инерционные усилия, проявляющиеся при нормальной работе сооружения, определяются на основании эксплуатационных заданий работы сооружения, так, в частности, сила торможения кранов может быть принята по формуле:

$$T = \frac{P}{g} \cdot \frac{v}{t},$$

где  $\frac{P}{g}$  — величина перемещающихся масс,

$v$  — скорость перемещения

$t$  — время торможения.

#### V. Центробежная сила

Центробежная сила определяется по формуле:

$$C = \frac{P v^2}{g r},$$

где  $\frac{P}{g}$  — масса перемещающейся нагрузки,

$v$  — скорость движения нагрузки,

$r$  — радиус кривой.

#### VI. Расчетные комбинации внешних сил

а) При определении действительных напряжений в отдельных частях и элементах сооружения необходимо принимать во внимание наиболее невыгодную, возможную для данного сооружения и для каждой его ответственной части, комбинацию внешних сил.

Выбор внешних сил при расчете того или другого элемента обуславливается назначением его в сооружении, причем, как правило, рассматриваются особо две комбинации внешних сил.

1. Основные силы, регулярно проявляющиеся при работе того или другого элемента в виде обычных динамических воздействий подвижной нагрузки, горизонтальных ударов и торможения обычной при работе сооружения интенсивности, центробежной силы при путях на кривой, давления снега, собственного веса и т. п.

2. Основные + случайные силы, дающие совпадения основных и нерегулярно действующих дополнительных сил в виде давления ветра, случайных гидравлических ударов, инерционных усилий подвижной нагрузки наибольшей возможной интенсивности и т. п., а также в подлежащих случаях ветер слабой интенсивности.

б) При расчете на первую комбинацию сил принимаются основные допускаемые напряжения для материала, из которого состоит конструкция или элемент сооружения; при расчете на вторую комбинацию сил основные допускаемые напряжения увеличиваются. Численные значения допускаемых напряжений для обеих комбинаций расчета, а также нормы допусков напряжений при подборе сечений и при временных перегрузках во время постройки и эксплуатации, принимаются согласно указаниям специальных технических условий и норм, причем наибольшая величина допускаемых напряжений в самом невыгодном случае не должна превышать предела пропорциональности данного материала.

## VII. ПРИЛОЖЕНИЕ

Значения коэффициента обтекания  $k$  при расчете сооружений, не имеющих больших приемов

Таблица 1

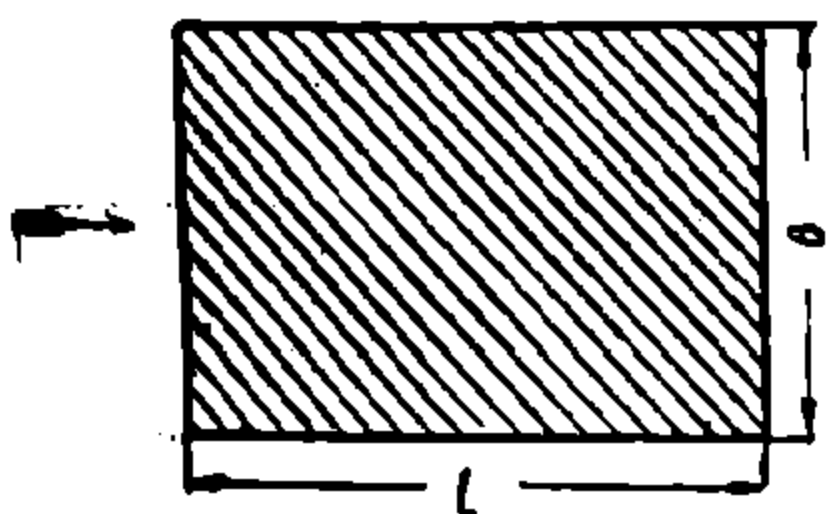
Характеристика частей сооружения	Коэффициент
а) Двускатные крыши, угол наклона крыши к горизонту $\alpha$	
1. Положительное давление на крышу:	
при $0 < \alpha \leq 30^\circ$ . . . . .	0,00
" $\alpha = 45^\circ$ . . . . .	0,50
" $\alpha \geq 60^\circ$ . . . . .	1,00
Для значений $\alpha = 30-45^\circ$ и $\alpha = 45-60^\circ$ величина коэффициента определяется по интерполяции.	
2. Отрицательное давление на крышу	
— независимо от величины угла $\alpha$ . . . . .	-0,50
б) Стены при двускатных крышах:	
1. Положительное давление на стены с наветренной стороны, т. е. обращенной в ту сторону, откуда дует ветер . . . . .	1,00
3. Отрицательное давление на стены с заветренной стороны, т. е. обращенной в ту сторону, куда дует ветер . . . . .	-0,20

Примечание 1. К таким сооружениям относятся: чердаки, не имеющие слуховых окон, многоквартирные жилые дома, внутренняя полость которых разделена стенами, перегородками и перекрытиями на значительное количество ячеек и т. п.

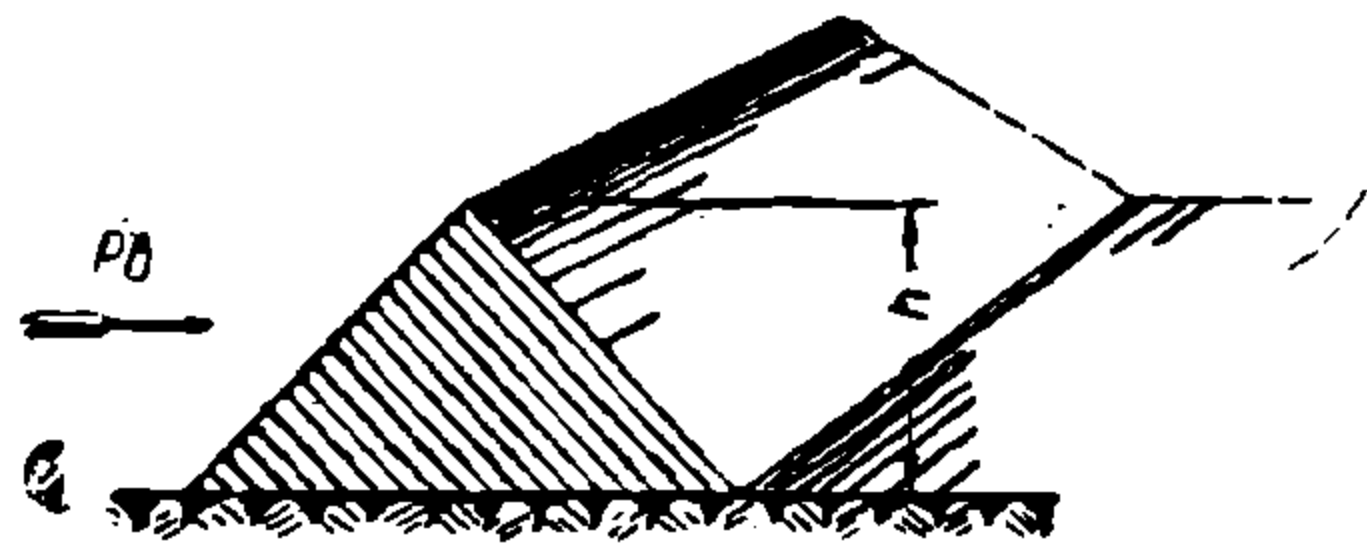
Примечание 2. В жилых домах и в больших гражданских зданиях расчет кровли на отрицательное давление не производится, если вес ее  $1 \text{ м}^2$  превышает 0,5  $p_s$  и кровля обеспечена от отрыва ее отдельных частей при помощи соответствующих конструктивных мероприятий.

Значения коэффициента обтекания  $k$  при расчете тех сооружений, где не учитывается отдельно положительное и отрицательное давление ветра

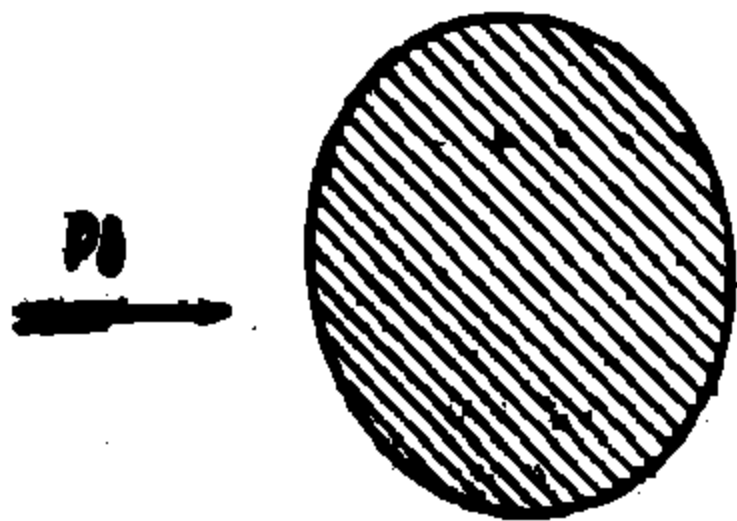
Характеристика сооружения	Коэффициент обтекания
а) Решетчатые или сплошные фермы мостов: обтекание сверху и снизу . . . . .	1,50
б) Башни, фабрично-заводские трубы, маяки: обтекание с боков и сверху:	
1. Прямоугольное сечение (длина сооружения $l$ , ширина сооружения $b$ , давление ветра нормально к стороне $b$ (фиг. 339).	
при $\frac{l}{b} \leq 1$ . . . . .	1,50
при $1 < \frac{l}{b} \leq 2$ . . . . .	1,25
при $\frac{l}{b} > 2$ . . . . .	1,00
2. Круглое сечение (фиг. 340) . . . . .	0,60
в) Перекрытия на земле, обтекаемые сверху (пролет $l$ , высота сооружения $h$ ):	
1. Двускатное перекрытие (фиг. 341)	
при $\frac{l}{h} = 2$ . . . . .	1,20
при $\frac{l}{h} = 4$ . . . . .	0,60
2. Круглое перекрытие (фиг. 342)	
при $\frac{l}{h} = 2$ . . . . .	0,60
при $\frac{l}{h} = 4$ . . . . .	0,25



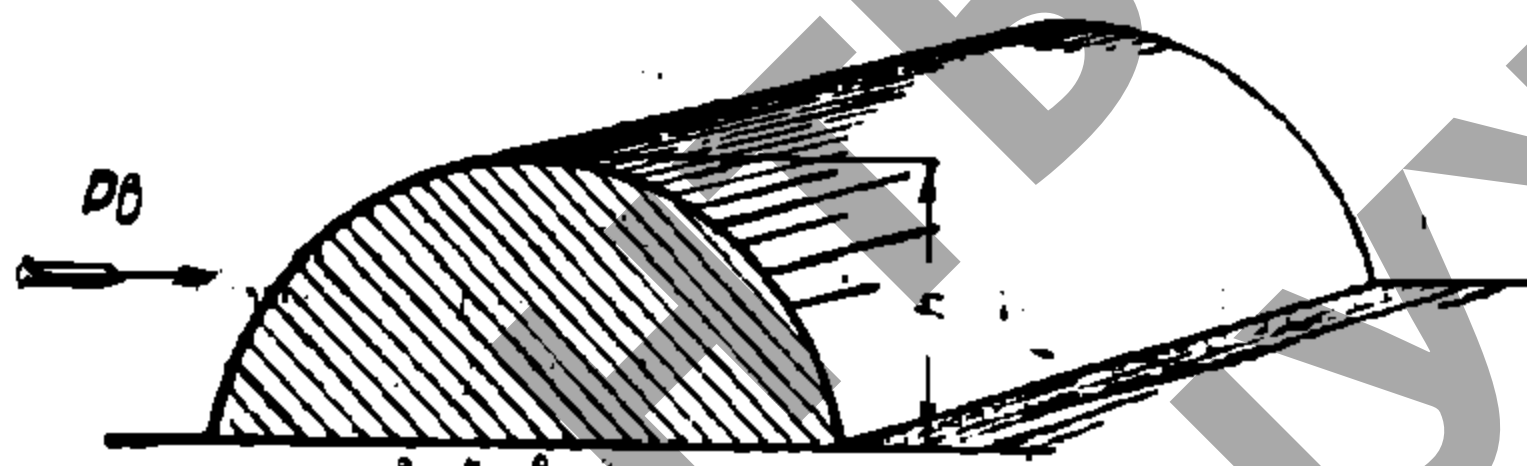
Фиг. 339. Горизонтальное сечение сооружения, обтекаемого с боков и сверху.



Фиг. 341. Поперечный разрез сооружения.



Фиг. 340. Горизонтальное сечение сооружения, обтекаемого с боков и сверху.



Фиг. 342. Поперечный разрез сооружения.

Примечание. К таким сооружениям относятся сооружения, не выделяющие из пространства замкнутых полостей, напр., фермы мостов, мосты или сооружения, хотя и ограждающие пространство, но при помощи оболочки, крепость которой заведомо обеспечена, например массивные фабричные трубы.

Таблица 3

Значение давления ветра  $p_0^0$  на уровне земли

Характеристика районов	Давление на уровне земли $kg/m^2$
а) Районы, защищенные от непосредственного воздействия сильных воздушных потоков, как-то: районы, покрытые от ветров горами, лесные районы, районы: с обширными другими древесными насаждениями, густо застроенные части городов и пр. . . . .	30
б) Районы, подверженные постоянным ветрам средней силы, как-то: степные, холмистые районы, районы с редкими лесными и другими древесными насаждениями, мелкие поселения окраины городов и пр. . . . .	70
в) Районы, подверженные постоянным сильным ветрам, как-то: гладкие степные районы, вершины гор, склоны гор со стороны господствующих ветров, береговая полоса у больших водных поверхностей (морей, озер, широких рек), места постройки сооружений (мостов, плотин, шлюзов) посреди широких водных потоков и пространств, открытые места, лишенные всяких построек и пр. . . .	110

Примечание 1. В тех случаях, когда местные условия являются особо неблагоприятными в смысле воздействия от ветров, допускается повышать приведенные нормы давления ветра на величину до 25% с разрешения инстанции, утверждающей проект.

Примечание 2. При составлении типовых проектов сооружений избираются значения величины  $p_0^0$  в пределах указанных цифр, согласно указаниям специальных технических условий и норм.

Таблица 4

Значение расчетного коэффициента  $k_1$

Характеристика сооружения	Расчетный коэффициент
а) Сооружения, обтекание которых происходит преимущественно сверху (например, сравнительно невысокие здания). Давление ветра принимается равномерным по всей высоте сооружения (фиг. 343) .	0,67
б) Сооружения, обтекание которых происходит сверху и снизу (например, фермы мостов). Давление ветра принимается равномерным по всей высоте фермы (фиг. 344) . . . . .	$1 - 0,50 \frac{h^2}{h}$
в) Сооружения, обтекание которых происходит преимущественно с боков (например, башни, маяки, трубы и т. п.). Если нет указаний в специальных технических условиях и нормах, то давление ветра принимается переменным по высоте сооружения, причем в целях упрощения расчета высота сооружения разбивается на зоны высотой не более 15 м и для каждой зоны принимается равномерное давление ветра (фиг. 345). . . . .	$1 - 0,33 \frac{h^2}{h}$

Значение эмпирической величины  $\rho_e^\circ$  для исчисления снеговой нагрузки

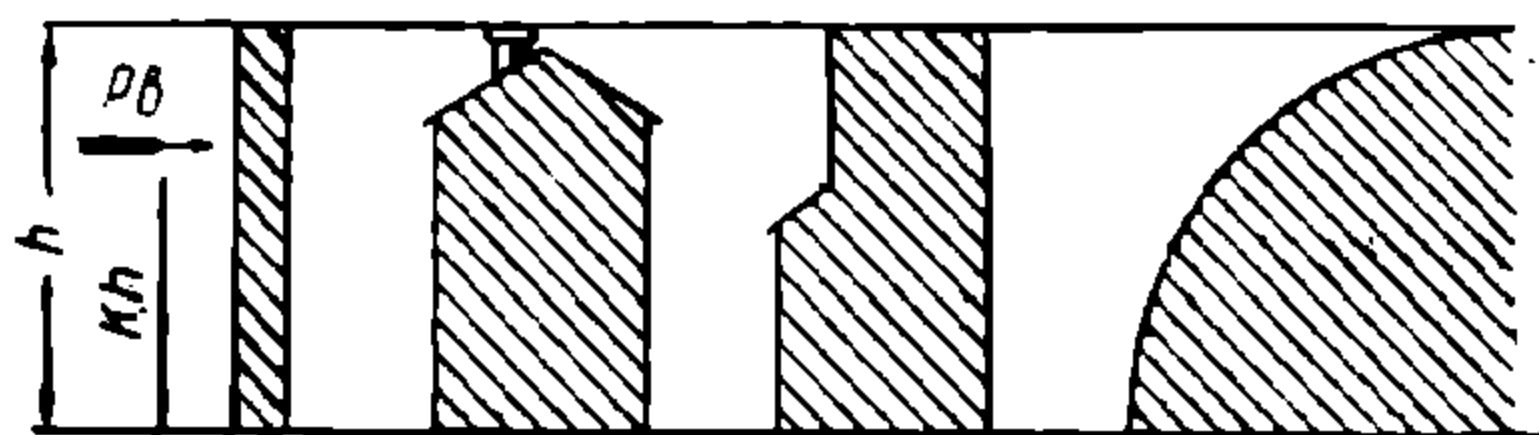
Градусы широты	Г р а д у с ы д о л г о т ы																	
	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°	150°	160°	170°	180°	190°
70°	1,92	2,12	2,30	2,72	2,92	3,15	3,38	3,46	3,54	3,60	3,68	3,68	3,68	3,60	3,54	3,42	3,31	3,15
65°	1,92	2,10	2,27	2,66	2,89	3,06	3,23	3,31	3,38	3,49	3,60	3,60	3,60	3,46	3,31	3,14	2,97	2,83
60°	1,92	2,07	2,23	2,61	2,86	2,97	3,08	3,15	3,23	3,38	3,51	3,51	3,51	3,31	3,08	2,86	2,53	2,30
55°	0,57	1,89	2,07	2,36	2,64	2,70	2,86	2,95	3,04	3,15	3,29	3,23	3,20	3,98	2,78	2,49	2,15	1,98
50°	—	0,94	1,93	2,12	2,30	2,41	2,53	2,74	2,86	3,92	3,04	2,92	2,86	2,61	2,23	2,01	1,33	0,37
45°	—	—	1,33	1,79	1,96	2,02	2,07	2,35	2,61	2,69	2,80	2,53	2,30	1,96	0,57	—	—	—
40°	—	—	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	1,93	2,23	2,30	2,38	2,01	0,57	—	—	—	—	—

## Географические данные для некоторых поселений

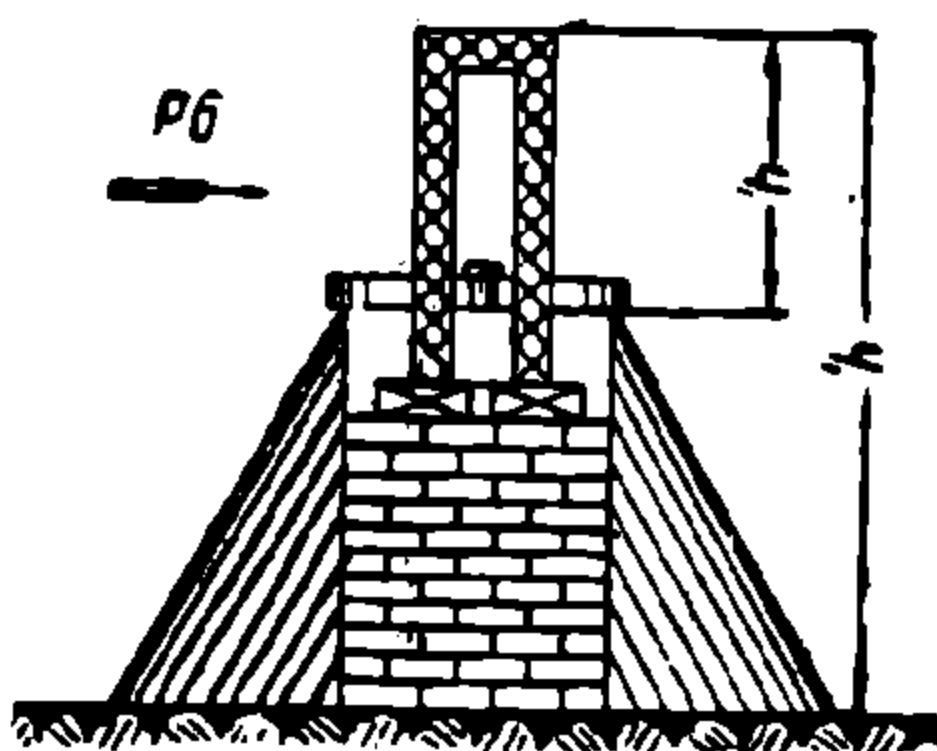
Наименование поселений	Ширина	Долгота	Высота над уровнем мо- ря м
Акмолинск . . . . .	51°12'	71°23'	307
Архангельск. . . . .	64°33'	40°32'	5
Астрахань. . . . .	46°21'	48°2'	21
Аулие-Ата . . . . .	42°53'	71°23'	800
Баку . . . . .	40°22'	49°50'	2
Батум. . . . .	41°40'	41°38'	3
Благовещенск. . . . .	50°15'	127°38'	110
Богословск . . . . .	59°45'	60°1'	194
Брянск . . . . .	53°15'	34°22°	200
Алма-Ата . . . . .	43°16'	76°53'	732
Витебск. . . . .	55°11'	30°12'	160
Владивосток. . . . .	43°7'	131°54'	18
Владикавказ. . . . .	43°2'	44°41'	684
Владимир . . . . .	56°8'	40°25'	170
Вологда . . . . .	59°14'	39°53'	114
Воронеж . . . . .	51°40'	39°13'	152
Вятка. . . . .	58°36'	49°41'	177
Грозный . . . . .	43°19'	45°44'	125
Дербент . . . . .	42°3'	48°16'	—5
Днепропетровск . . . . .	48°27'	35°4'	60
Ейск . . . . .	46°40'	38°16'	130
Зиньвьевск. . . . .	48°31'	32°17'	127
Ирбит. . . . .	57°41'	63°2'	68
Иргиз. . . . .	48°37'	61°16'	110
Иркутск. . . . .	52°16'	104°16'	468
Ишим . . . . .	56°6'	69°22'	100
Казалинск. . . . .	45°46'	62°7'	45
Казань . . . . .	55°47'	49°8'	76
Калуга . . . . .	54°31'	36°16'	160
Кемь . . . . .	64°57'	34°39'	13
Керчь. . . . .	45°21'	36°29'	6
Киев . . . . .	50°27'	30°30'	183
Коканд . . . . .	40°32'	70°57'	393
Кола . . . . .	68°59'	33°1'	9
Кострома. . . . .	57°47'	40°55'	110
Красноводск. . . . .	40°0'	52°59'	—20
Краснодар . . . . .	45°1'	38°58'	—90
Красноярск . . . . .	56°1'	92°53'	170
Кривой Рог. . . . .	47°54'	33°20'	44
Курган . . . . .	55°26'	65°23'	90
Курск . . . . .	51°45'	36°8'	210
Кутаис . . . . .	42°16'	42°44'	140
Ленинград . . . . .	59°56'	3°16'	5
Луганск . . . . .	48°35'	39°20'	57
Маргелан . . . . .	40°38'	71°43'	536
Минск . . . . .	53°54'	27°33'	210
Москва . . . . .	55°46'	37°40'	137
Наманган . . . . .	41°0'	71°41'	410
Нарым . . . . .	59°21'	80°16'	60

Наименование поселений	Ширина	Долгота	Высота над уровнем моря
Нерчинск . . . . .	51°19'	119°37'	660
Горький . . . . .	56°20'	44°00'	32
Николаев . . . . .	46°58'	31°58'	30
Николаевск-на-Амуре . . . . .	53°8'	140°45'	18
Новгород . . . . .	58°31'	31°18'	19
Новоросийск . . . . .	44°43'	37°47'	20
Новочеркасск . . . . .	47°25'	40°6'	3
Одесса . . . . .	46°29'	30°44'	70
Омск . . . . .	54°58'	73°20'	80
Орел . . . . .	52°57'	36°5'	170
Оренбург . . . . .	51°46'	55°7'	110
Пенза . . . . .	53°11'	45°1'	190
Пермь . . . . .	59°1'	56°16'	130
Петрозаводск . . . . .	61°47'	34°23'	67
Полтава . . . . .	44°35'	34°34'	146
Поти . . . . .	42°8'	41°39'	8
Псков . . . . .	57°49'	28°20'	45
Ростов-на-Дону . . . . .	47°13'	39°43'	10
Рязань . . . . .	54°38'	39°45'	111
Самара . . . . .	53°11'	50°5'	60
Самарканд . . . . .	39°39'	66°57'	725
Саратов . . . . .	51°32'	46°2'	60
Свердловск . . . . .	56°49'	60°38'	272
Севастополь . . . . .	44°37'	33°31'	60
Семипалатинск . . . . .	50°24'	80°13'	18
Симбирск . . . . .	54°19'	48°24'	145
Симферополь . . . . .	44°57'	34°6'	260
Смоленск . . . . .	54°47'	32°3'	220
Ставрополь . . . . .	45°3'	41°59'	595
Сталинград . . . . .	48°42'	44°31'	40
Таганрог . . . . .	47°12'	38°39'	35
Тамбов . . . . .	52°44'	41°26'	119
Ташкент . . . . .	41°19'	69°16'	455
Тифлис . . . . .	41°43'	44°47'	400
Тобольск . . . . .	58°12'	63°14'	109
Томск . . . . .	56°30'	34°58'	78
Тула . . . . .	54°12'	37°37'	—
Туркестан . . . . .	43°18'	68°17'	240
Тюмень . . . . .	57°10'	65°32'	70
Уральск . . . . .	51°11'	51°22'	50
Уфа . . . . .	54°43'	55°56'	170
Харьков . . . . .	50°4'	36°9'	126
Херсон . . . . .	46°38'	32°37'	30
Ходжент . . . . .	40°58'	69°38'	320
Чернигов . . . . .	51°29'	31°18'	96
Чита . . . . .	52°2'	113°20'	630
Эривань . . . . .	40°10'	44°30'	1 000
Якутск . . . . .	62°1'	129°42'	160
Ялта . . . . .	44°30'	34°11'	42
Ярославл . . . . .	57°38'	39°53'	102

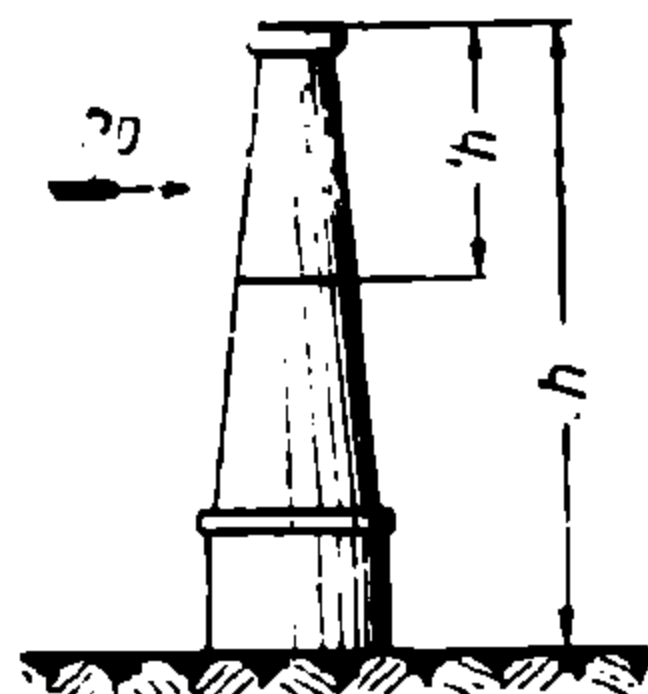




Фиг. 343.



Фиг. 344.



Фиг. 345.

#### Глава XIV

### ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННОЙ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

#### § 77. Расчетные данные

Данные (фиг. 346) следующие.

1) Крыша двухскатная теплая; железная кровля по тесовой 2,5 см обрешетке, настланной сплошь по ребрам досок 18×5 см, а последние уложены по прогонам через 1,00 м. Прогоны располагаются над узлами верхнего пояса фермы; снизу по ребровым доскам произведена подшивка 2,5-сантиметровыми досками; по подшивке уложен толь и по толю слой сфагнума толщиной 10 см.

2) Расчетный пролет фермы 18,08 м; расстояние между осями фермы 4,00 м; подъем верхнего пояса:

$$f = 3,00 \text{ м.}$$

3) В середине покрытия устроен световой фонарь пролетом 4,52 м с углом наклона ската 45°, с остеклением в плоскости ската.

4) Ферма сделана из сосновых досок.

5) Все узловые соединения произведены посредством болтов, соединение прокладок между элементами стержней—гвоздевые.

#### § 78. Допускаемое напряжение в материале ферм и покрытия

Здание отнесено ко II классу.

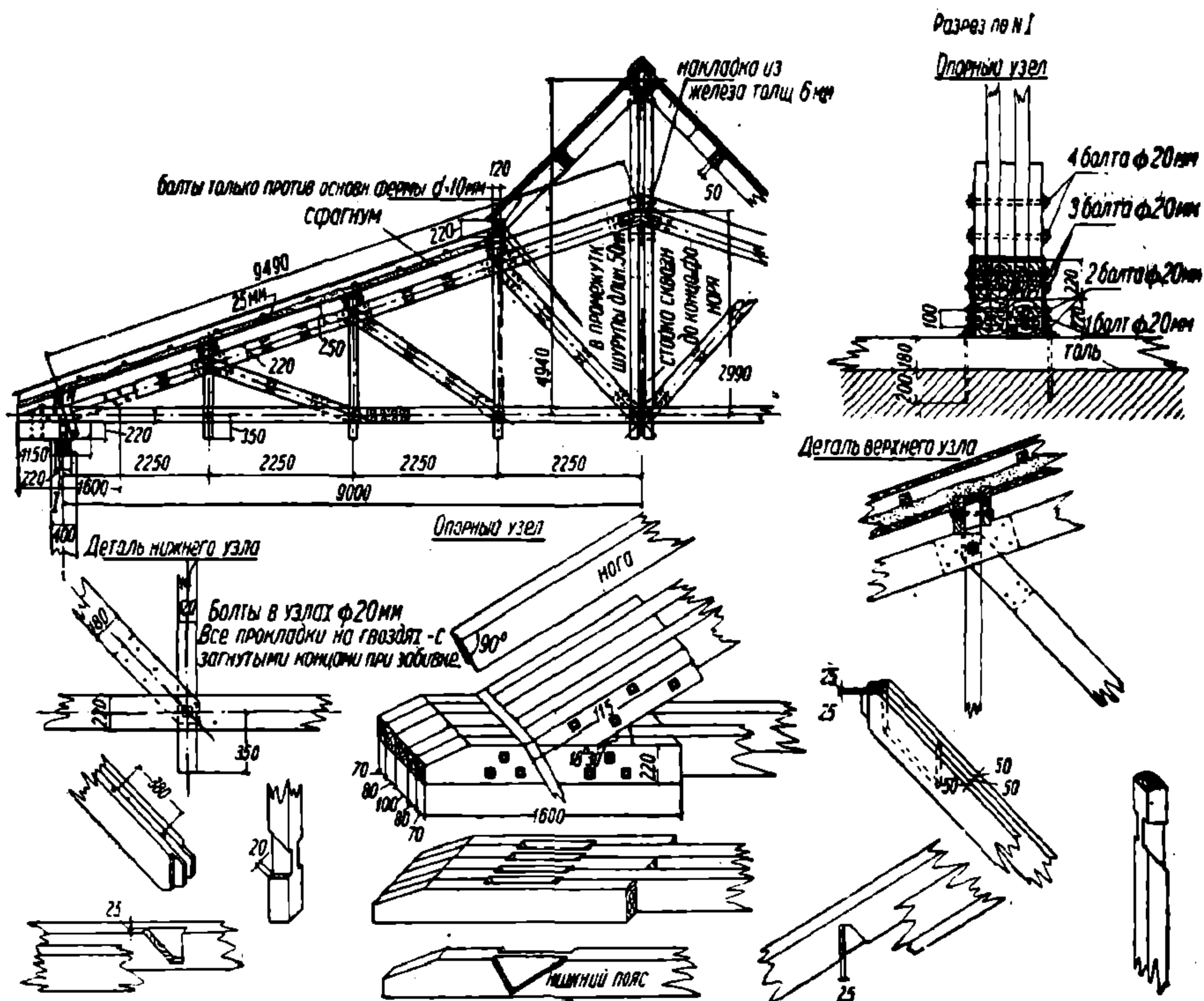
При определении допускаемых напряжений введен коэффициент 0,85 на первоначальную влажность лесоматериала.

Таким образом соответственно Единым нормам строительного проектирования, допускаемые напряжения получаются следующие:

Для сосны I сорта:

- |  |                                    |
|--|------------------------------------|
| а) Растяжение и сжатие при изгибе . . . . .            | 110 · 0,85 = 93 кг/см <sup>2</sup> |
| б) Непосредственное растяжение вдоль волокон . . . . . | 110 · 0,85 = 93 "                  |

в) Непосредственное сжатие вдоль волокон . . . . .	100 · 0,85 = 85 кг/см <sup>2</sup>
г) Смятие вдоль волокон дерева по дереву . . . . .	70 · 0,85 = 60 "
д) Смятие поперек волокон . . . . .	25 · 0,85 = 21 "
е) Скалывание вдоль волокон . . . . .	12 · 0,85 = 10 "
ж) Скалывание поперек волокон . . . . .	45 · 0,85 = 38 "
з) Смятие вдоль волокон через металл . . . . .	80 · 0,85 = 68 "
и) Бортовое смятие . . . . .	50 · 0,85 = 43 "
II Вес м <sup>3</sup> соснового материала . . . . .	650 кг
Вес сфагнума . . . . .	400 кг/м <sup>3</sup>



Фиг. 346.

**§ 79. Геометрические размеры элементов фермы. Расчетные нагрузки. Напряжения в элементах покрытия фермы (фиг. 347)**

Согласно данным размерам фермы имеем:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3,00}{9,04} = 0,332,$$

откуда

$$\alpha = 18^{\circ}30'; \quad \sin \alpha = 0,32; \quad \cos \alpha = 0,95.$$

Длина панели верхнего пояса:

$$l' = \frac{9,04}{4 \cos \alpha} = \frac{9,04}{4 \cdot 0,95} = 2,38 \text{ м.}$$

Длина ног фонаря:

$$l_0 = \frac{2,26}{\cos 45^\circ} = \frac{2,26}{0,707} = 3,20 \text{ м.}$$

Длина стоек.

Стойка 5—6 =  $l_1 = 2,26 \operatorname{tg} \alpha = 2,26 \cdot 0,332 = 0,75 \text{ м.}$

Стойка 7—8 =  $l_2 = 2l_1 = 1,50 \text{ м.}$

Стойка 9—10 =  $l_3 = 3l_1 = 2,25 \text{ м.}$

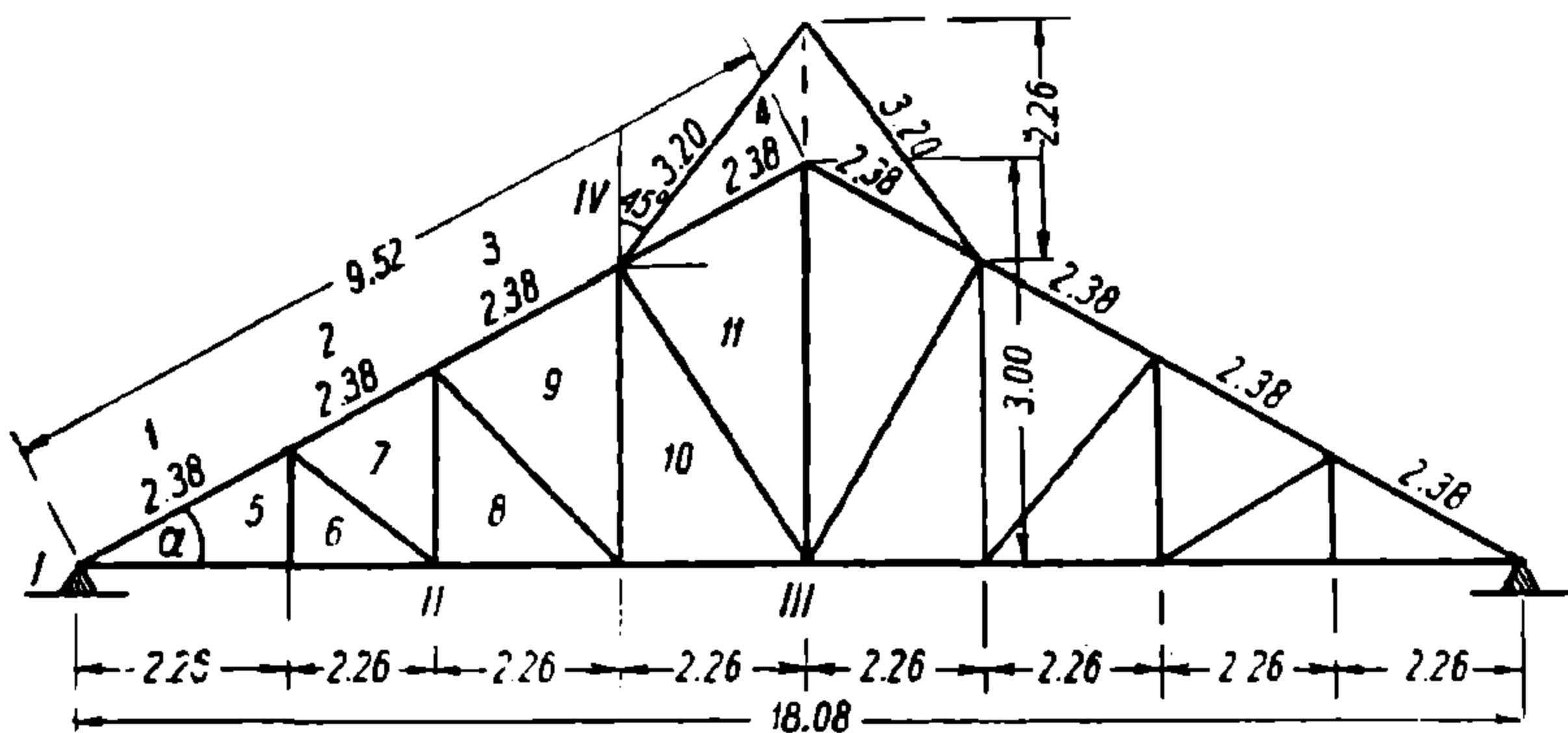
Средняя стойка  $l_4 = 4l_1 = 3,00 \text{ м.}$

Длина раскосов

Раскос 6—7 =  $d_1 = \sqrt{0,75^2 + 2,26^2} = 2,38 \text{ м.}$

Раскос 7—8 =  $d_2 = \sqrt{1,50^2 + 2,26^2} = 2,72 \text{ м.}$

Раскос 10—11 =  $d_3 = \sqrt{2,25^2 + 2,26^2} = 3,19 \text{ м.}$



Фиг. 347.

Нагрузки, принятые в проверочном расчете

а) Постоянная нагрузка

Собственный вес кровли . . . . .	6 кг/м <sup>2</sup>
Вес сплошной опалубки из 25-мм досок: $0,25 \cdot 650$ . . . . .	16 "
<hr/>	
Итого . . . . .	22 кг/м <sup>2</sup>

Нормальная к скату крыши составляющая будет равна  $g_n = 22 \cos 18^\circ 38' = 22 \cdot 0,95 = 21 \text{ кг/м}^2$ .

Собственный вес обрешетки под опалубку из досок  $50 \cdot 18 \text{ см}$ :  $0,5 \cdot 0,18 \cdot 650 = 6 \text{ кг/м}^2$ .

Вес засыпки из сфагнома  $0,10 \cdot 400 = 40 \text{ кг/м}^2$ .

Вес подшивки из 25-мм досок:  $0,025 \cdot 650 = 16 \text{ кг/м}^2$ .

Вес толя в 1 слой =  $1 \text{ кг/м}^2$ .

Вес прогонов из досок  $22 \cdot 6,2 \text{ см}$ :

$$(0,22 \cdot 0,062 \cdot 2 \cdot 650 \cdot 4) : 9,52 = 8 \text{ кг/м}^2.$$

Вес переплетов фонаря с остеклением с весом самой фермы фонаря исчисляется в соответствующих местах настоящего расчета.

Собственный вес фермы определен по формуле:  $1,5L = 1,5 \cdot 18,08 = 27 \text{ кг/м}^2$  (проф. Иванов „Расчет деревянной стропильной фермы“) что вообще является наивысшей нормой для данного типа деревянной фермы.

О. А. Ривош дает формулу для ферм с теплой крышей без подвесного потолка:  $1,2L$  (проф. О. А. Ривош „Быстрый и точный расчет стропильных ферм“).

#### б) Временная нагрузка

Давление снега исчислено по „Единым нормам строительного проектирования“ по формуле:

$$P_c = P_c^0 (1 + 0,002h) (45 - \alpha),$$

где  $h$ —высота над уровнем моря в метрах, равная 200 м;  $\alpha$ —угол наклона (в градусах) к горизонту поверхности, воспринимающей нагрузки от снега, равной  $18^\circ 30'$ ;  $P_c^0$ —эмпирическая величина в  $\text{кг/м}^2 = 1,76$  (для координат местности г. Брянска).

Величины  $h$  и  $P_c^0$  взяты из таблиц „Един. норм стр. проект“.

Таким образом вышеприведенная формула дает следующую нагрузку на  $1 \text{ м}^2$  поверхности, воспринимающей ее:

$$P_c = 1,76 (1 + 0,4) \cdot (45 - 18,63) = 65 \text{ кг/м}^2.$$

Нормальная к скату крыши составляющая:

$$g_c = 65 \cdot \cos \alpha = 65 \cdot 0,95 \cong 62 \text{ кг/м}^2.$$

Давление снега для фонаря, согласно единым нормам, не введено в расчет, так как  $\alpha = 45^\circ$ .

Нагрузка от веса человека с инструментом принята равной 100 кг. Нормальная к скату составляющая этого веса:

$$g_r = 100 \cdot \cos \alpha = 100 \cdot 0,95 = 95 \text{ кг}.$$

Давление ветра.

Единые нормы строительного проектирования для ветроусой нагрузки дают формулу:

$$P_b = K (P_b^0 + K_i h),$$

где  $K$ —коэффициент обтекания для главных ферм при  $\alpha = 18^\circ 30' < 30^\circ$  по табл. 1 норм входит множителем, равным нулю, и обращает всю формулу в нуль.

Принимая же во внимание наличие фонаря, создающего особые условия обтекания кровли, в настоящий расчет введена минимальная ветровая нагрузка на фермы по нормам для промышленного строительства (приказ ВСНХ за № 84 от 29/X—1928 г.).

Для главных ферм нормальная к скату составляющая

$$w_n = (65 + 2,5 \cdot 15) \sin^2 18^\circ 30' = 10,5 \text{ кг/м}^2.$$

Для фонаря

По Единым нормам строительного проектирования формула ветровой нагрузки для фонаря будет примерно та же:

$$w_n' = (65 + 2,5 \cdot 15) \sin^2 45^\circ = 51 \text{ кг/м}^2.$$

Проверка напряжений в досках опалубки, подшивки и обрешетки.

Опалубка (сечение доски  $2,5 \cdot 25$  см). Рассматривая три случая загрузки; имеем:

1) Постоянная нагрузка + полный снег:

$$g_k + g_c = 21 + 62 = 83 \text{ кг/м}^2.$$

2) Постоянная нагрузка + полный ветер:

$$g_k + w_{II} = 21 + 10,5 = 31,5 \text{ кг/м}^2.$$

3) Постоянная нагрузка +  $\frac{3}{4}$  полного снега +  $\frac{2}{3}$  полного ветра:

$$21 + 62 \cdot 0,75 + 10,5 \cdot 0,67 = 75 \text{ кг/м}^2.$$

Наиболее невыгодное загрузку имеем для первого случая—  $83 \text{ кг/м}^2$ .

Кроме того, учитываем при этом случае загрузки нагрузку от веса человека—  $95 \text{ кг}$ .

Касательные к скату составляющие при этом случае загрузки будут:

$$(22 + 65) \sin \alpha = 28 \text{ кг/м}^2;$$

$$100 \cdot \sin \alpha = 32 \text{ кг/м}^2.$$

При расстоянии между обрешетинами  $1,00 \text{ м}$ , равномерно распределенная нагрузка на одну доску опалубки размером

$$2,5 \text{ см} \cdot 25 \text{ см} \cdot 1,00 \text{ м}$$

составит:

$$\text{нормальная к скату } 83 \cdot 0,25 \cong 21 \text{ кг} \cdot \text{п.м};$$

$$\text{касательная } 28 \cdot 0,25 = 7 \text{ кг} \cdot \text{п.м}.$$

$$M_x = \frac{21 \cdot 100}{8} + \frac{95 \cdot 100}{4 \cdot 2} = 1450 \text{ кг} \cdot \text{см (фиг. 348);}$$

$$M_y = \frac{7 \cdot 100}{8} + \frac{32 \cdot 100}{4 \cdot 2} = 488 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Нагрузка от веса человека принята распределяющейся на две доски опалубки.

Момент сопротивления доски опалубки:

$$W_x = \frac{25 \cdot (2,5)^2}{6} = 26 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{(25)^2 \cdot 2,5}{6} = 261 \text{ см}^3.$$

Наибольшее напряжение

$$\sigma = \frac{1450}{26} + \frac{488}{261} \cong 58 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

Обрешетки (сечение  $5 \cdot 18$ ). Наиболее невыгодное загрузку определяем по-предыдущему:

1) Постоянная нагрузка + полный снег.

Постоянная нагрузка равна:

$$(22 + 6 + 40 + 16 + 1) \cdot 2,38 = 202 \text{ кг}.$$

Нормальная к скату составляющая этой нагрузки:

$$202 \cdot \cos \alpha = 202 \cdot 0,95 = 192 \text{ кг.}$$

$$192 + 62 \cdot 2,38 = 340 \text{ кг на длину } 2,38 \text{ м.}$$

2) Постоянная нагрузка и полный ветер:

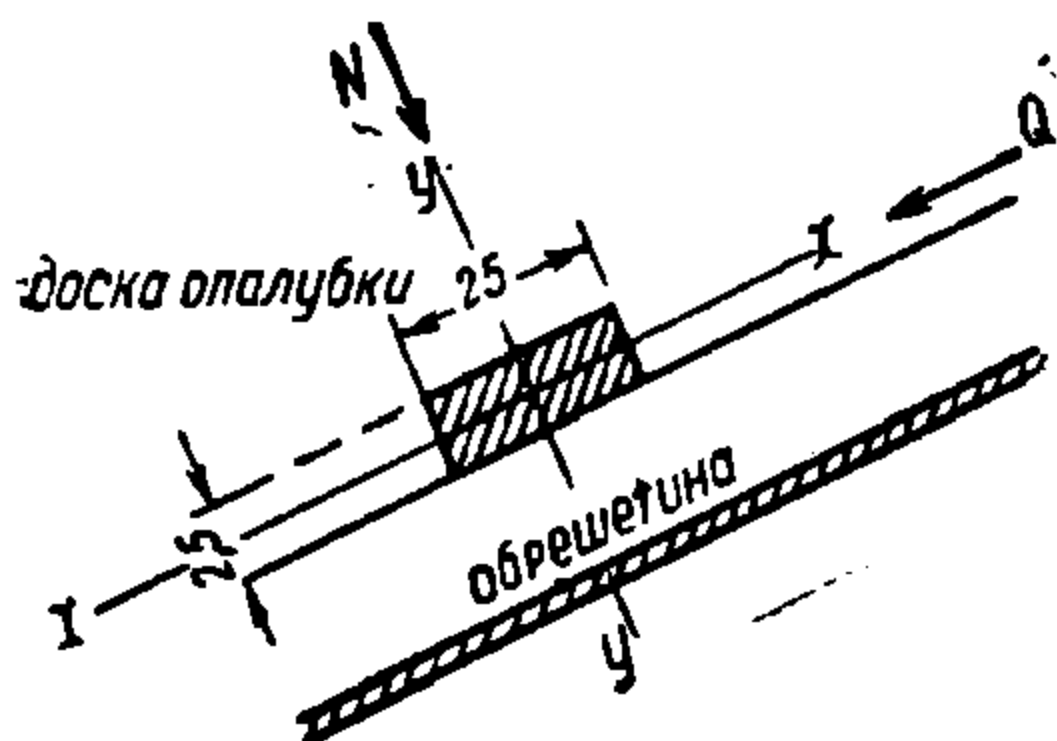
$$192 + 10,5 \cdot 2,38 = 217 \text{ кг.}$$

3) Постоянная нагрузка +  $\frac{3}{4}$  снега и  $\frac{2}{3}$  ветра:

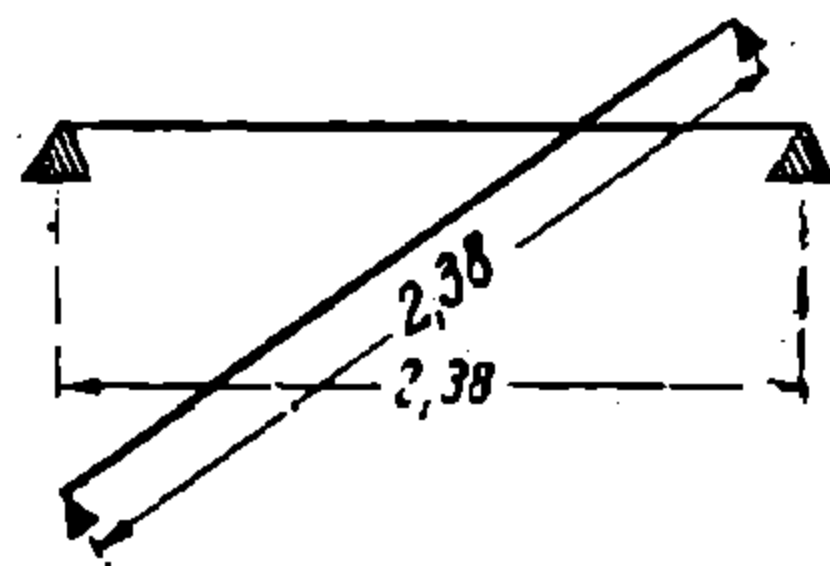
$$192 + (62 \cdot 0,75 + 10,5 \cdot 0,67) \cdot 2,38 = 321 \text{ кг.}$$

Наиболее невыгодный первый случай загрузки. Кроме того, вводим в расчет нагрузку от веса человека в 95 кг:

$$M = \frac{340 \cdot 2,38 \cdot 100}{8} + \frac{95 \cdot 2,38 \cdot 100}{4} = 15767 \text{ кг} \cdot \text{см (фиг. 349).}$$



Фиг. 348.



Фиг. 349.

Момент сопротивления обрешетины:

$$W = \frac{5 \cdot 18^2}{6} = 270 \text{ см}^3.$$

Напряжение материала:

$$\sigma = \frac{15767}{270} \cong 59 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

Доски подшивки (сечение  $2,5 \times 25 \text{ см}$ ).

Вес смазки и собственный вес подшивки и толя:

$$40 + 16 + 1 = 57 \text{ кг/м}^2.$$

Нормальная составляющая:

$$57 \cos \alpha = 57 \cdot 0,95 = 54 \text{ кг/м}^2.$$

Параллельная скату составляющая:<sup>1</sup>

$$57 \cdot \sin \alpha = 57 \cdot 0,32 = 18 \text{ кг/м}^2.$$

На одну доску подшивки нагрузка:

Нормальная

$$54 \cdot 0,25 = 14 \text{ кг.}$$

Параллельная скату

$$18 \cdot 0,25 \cong 5 \text{ кг (фиг. 350):}$$

$$M_x = \frac{14 \cdot 100}{8} = 175 \text{ кг.см};$$

$$M_y = \frac{5 \cdot 100}{8} = 63 \text{ кг.см};$$

$$W_x = 26 \text{ см}^3 \quad W_y = 621 \text{ см}^3 \text{ (выше вычислено);}$$

$$\sigma = \frac{175}{26} + \frac{63}{261} \cong 7 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2$$

Проверка напряжений в прогонах

Постоянная нагрузка на весь пролет:

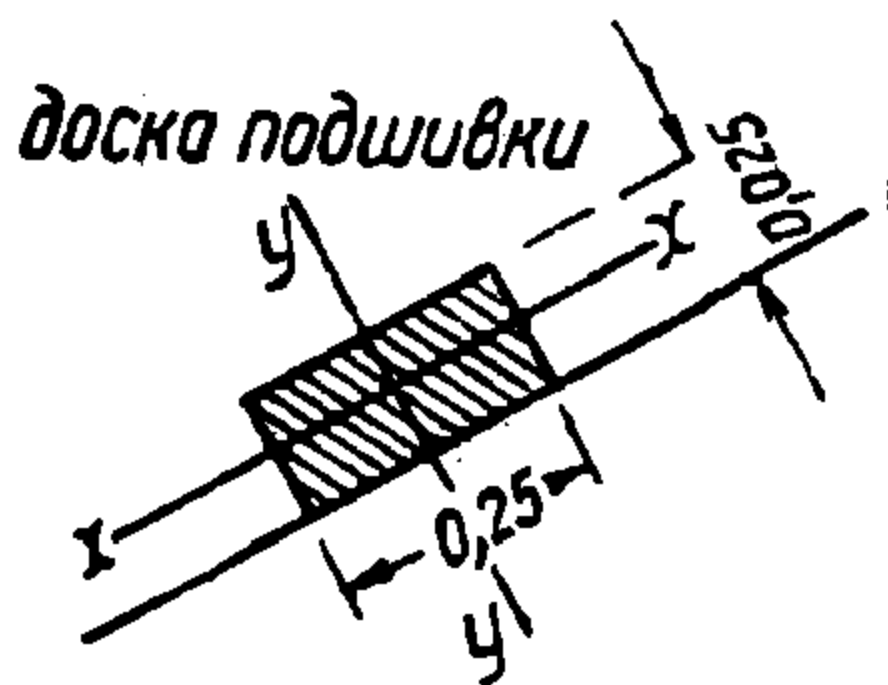
$$(22 + 6 + 40 + 16 + 1 + 8) \cdot 4,00 \cdot 2,38 = 885 \text{ кг.}$$

Снеговая нагрузка:

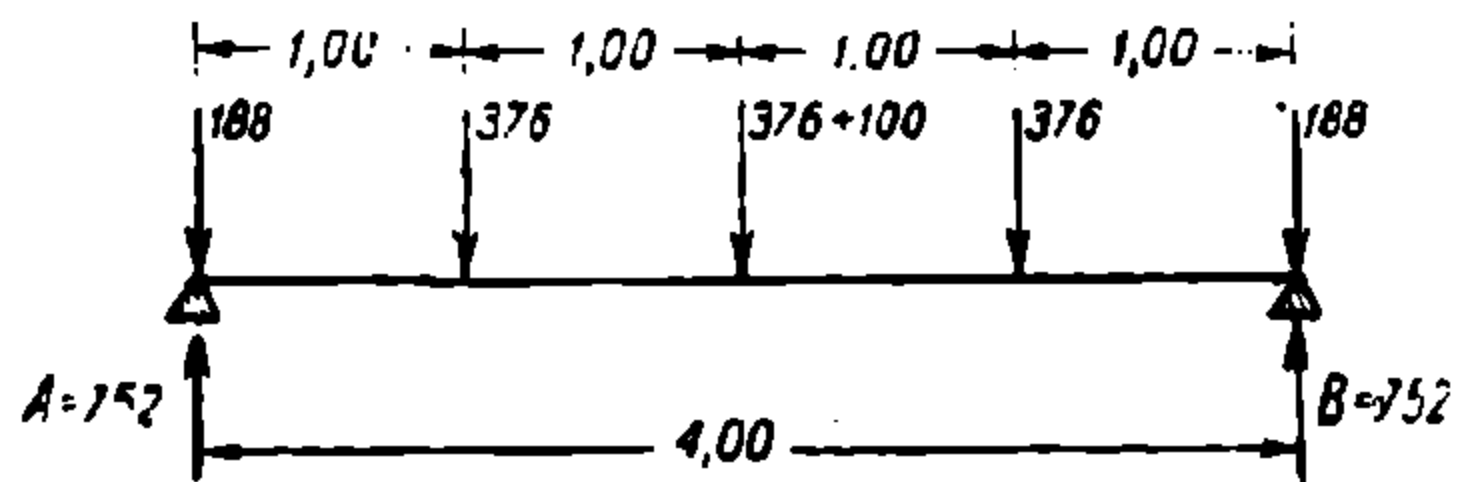
$$65 \cdot 4,00 \cdot 2,38 = 619 \text{ кг.}$$

Полная вертикальная нагрузка:

$$885 + 619 = 1504.$$



Фиг. 350.



Фиг. 351.

Сосредоточенная от веса человека 100 кг — приложенная в середине пролета (фиг. 351):

$$M = 376 \cdot 100 + \frac{476 \cdot 400}{4} = 85\,200 \text{ кг.см.}$$

Прогон состоит из двух досок на ребро сечением 22 · 6,2 см.

Момент сопротивления двойного прогона:

$$W = 2 \frac{6,2 \cdot 22^3}{6} \cong 1\,000 \text{ см}^3.$$

Напряжение материала:

$$\sigma = \frac{85\,200}{1\,000} = 85 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

Фонарь

Стекла фонаря уложены по горбылям, опирающимся на обрешетины фонаря.

Толщина стекла 6 мм.

Вес стекла толщиной 1 мм — 2,6 кг/м<sup>2</sup>.

Вес стекла толщиной 6 мм:  $2,6 \cdot 6 = 15,6 \text{ кг/м}^2$ .

Угол наклона плоскости фонаря к горизонту:

$$\gamma = 45^\circ; \quad \cos \gamma = 0,707; \quad \sin \gamma = 0,707.$$

Давление ветра нормальное к плоскости фонаря  $51 \text{ кг/м}^2$  (выше рассчитано).

Нормальное давление веса стекла:

$$15,6 \cos \gamma = 15,6 \cdot 0,707 = 11 \text{ кг/м}^2.$$

Стекло фонаря рассматриваем, как плиту, опирающуюся на две опоры, при расстоянии между последними в 40 см (расчетный пролет  $l = 40 \text{ см}$ ) и при ширине в 1 м:

$$M = \frac{gl^2}{8} = \frac{0,62 (10)^2}{8} = 124 \text{ кг/см};$$

$$W = \frac{100 \cdot (1,6)^2}{6} = 6 \text{ см}^3,$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{124}{6} \approx 20,7 \text{ кг/см}^2 < 85 \text{ кг/см}^2.$$

### Горбыли

Собственный вес горбыля сечения  $5 \cdot 5 \text{ см}$  ориентировочно =  $1,5 \text{ кг/п. м}$ .

Вес стекла шириною 0,40 м:  $15,6 \cdot 0,40 = 6,2 \text{ кг/п. м}$ .

Итого собственный вес  $1,5 + 6,2 = 7,7 \text{ кг/п. м}$ .

Нормальная составляющая  $N_1 = 7,7 \cdot 0,707 = 5,4 \text{ кг/п. м}$ .

Касательная  $Q_1 = 7,7 \cdot 0,707 = 5,4 \text{ кг/п. м}$ .

Нормальная составляющая от ветра:

$$g = 51 \cdot 0,40 = 20,4 \text{ кг/п. м}$$

Полная нормальная сила:

$$N = 5,4 + 20,4 = 25,8 \text{ кг/п. м}$$

Длина горбылей между обрешетинами:

$$\frac{3,20}{2} = 1,60 \text{ м}$$

Полная касательная сила:

$$Q = 5,4 \cdot 1,6 = 8,64 \text{ кг}$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{0,253 (160)^2}{8} = 826 \text{ кг} \cdot \text{см}$$

Момент сопротивления горбыля приближенно, как крестового сечения (фиг. 352):

$$W = \frac{3,4 (5)^2 + (0,8 + 0,8) \cdot 2,6^2}{6} \approx 15 \text{ см}^3.$$

Площадь сечения горбыля:

$$3,4 \cdot 1,2 + 2,6 \cdot 5 + \frac{5,0 + 3,4}{2} \cdot 1,2 = 22 \text{ см}^2.$$



Напряжение материала горбыля:

$$\sigma = \frac{826}{15} + \frac{8,64}{22} = 94 \text{ кг/см}^2 > 83,7 \text{ кг/см}^2 \text{ (значительное и недо-}$$

пустимое перенапряжение).

Допускаемые напряжения приняты с поправкой на незащищенность от атмосферных воздействий  $[n] = 110 \cdot 0,85 \cdot 0,9 = 87,7 \text{ кг/см}^2$ .

Обрешетка фонаря

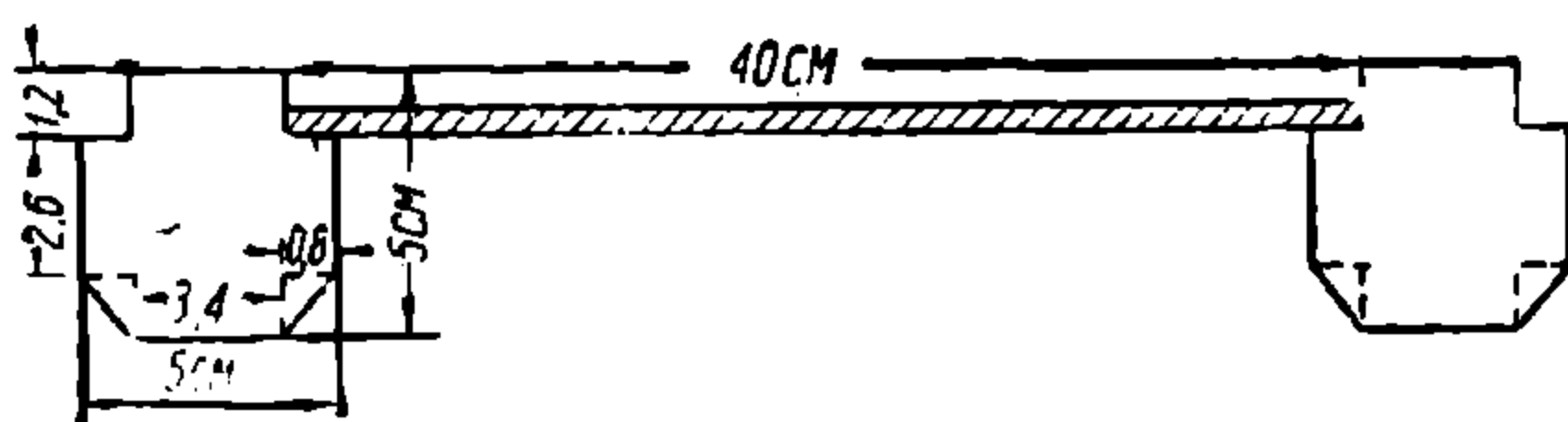
Пролет обрешетки 2,00 м. По ногам фонаря уложены по три обрешетки с каждой стороны.

Расчет средней обрешетки

Вертикальная нагрузка составляет из:

а) собственного веса обрешетки из сосновых досок:

$$5 \cdot 20 \text{ см} \cdot 0,05 \cdot 0,20 \cdot 650 = 6,5 \text{ кг/п. м.}$$



Фиг. 352.

Полный вес обрешетки между фермами  $6,5 \cdot 2 = 13 \text{ кг}$ ;

б) вес пяти горбылей:

$$1,5 \cdot 5 \cdot 1,60 = 12 \text{ кг};$$

в) вес стекла:

$$15,6 \cdot 1,60 \cdot 2,0 = 50 \text{ кг.}$$

Итого полная постоянная вертикальная нагрузка:

$$13 + 12 + 50 = 75 \text{ кг.}$$

Составляющая нормальному скату:

$$N = 75 \cdot 0,707 = 53 \text{ кг.}$$

Составляющая, параллельная скату:

$$Q = 75 \cdot 0,707 = 53 \text{ кг.}$$

Нормальная нагрузка обрешетки от ветра:

$$51 \cdot 2,00 \cdot 1,60 = 163,2 \text{ кг.}$$

Нагрузка от веса человека:

$$\text{Нормальная } 100 \cdot 0,707 = 71 \text{ кг.}$$

$$\text{Касательная } 100 \cdot 0,707 = 71 \text{ кг.}$$

Полная нормальная сила

$$\text{Равномерная } N_1 = 53 + 163,2 = 216,2 \text{ кг.}$$

$$\text{Сосредоточенная в середине } N_2 = 71 \text{ кг.}$$

Касательная сила

$$\text{Равномерная } Q_1 = 53 \text{ кг,}$$

$$\text{Сосредоточенная } Q_2 = 71 \text{ кг.}$$

Изгибающие моменты (фиг. 353):

$$M_N = \frac{216,2 \cdot 200}{8} + \frac{71 \cdot 200}{4} = 8955 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$M_t = \frac{53 \cdot 200}{8} + \frac{71 \cdot 200}{4} = 4875 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

Моменты сопротивления обрешетины:

$$W_x = \frac{5 \cdot 20^3}{6} = 333 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{20 \cdot 5^3}{6} = 83 \text{ см}^3.$$

Напряжение:

$$\sigma = \frac{8955}{333} + \frac{4875}{83} = 85 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

Нагрузка на крайние обрешетины будет меньше, чем на среднюю, но по конструктивным соображениям сечение их имеет такие же размеры  $5 \times 20 \text{ см}$ , почему проверка напряжений в них не требуется.

Ноги фонаря

Ноги состоят из парных досок  $50 \times 200 \text{ мм}$ .

Расстояние между осями ног  $2,00 \text{ м}$ .

Длина ноги фонаря  $3,20 \text{ м}$ .

Нога подвергается сжимающему усилию от груза, приложенного в ключе, и изгибающему моменту от давления средней обрешетины и от собственного веса

Давление обрешетины  $N_1 = 216,2 \text{ кг}$ .

От веса человека в середине ноги  $N_2 = 71 \text{ кг}$ .

Собственный вес ноги:

$$0,05 \cdot 0,20 \cdot 650 \cdot 3,20 \cdot 2 = 42,8 \text{ кг}.$$

Составляющая этого веса нормально плоскости ската:

$$N = 42,8 \cdot 0,707 = 30,25 \text{ кг}.$$

Касательная составляющая:

$$42,8 \sin \alpha = 42,8 \cdot 0,707 = 30,25 \text{ кг}.$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{(216,2 + 71) \cdot 320}{4} + \frac{30,25 \cdot 320}{8} = 24186 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

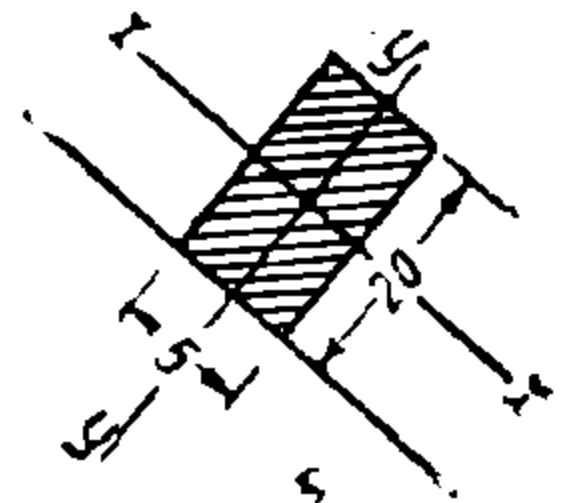
Нагрузка в верхнем узле составляется из:

а) давления коньковой обрешетины

$$P_1 = 13 + \frac{12 + 50}{2} = 44 \text{ кг};$$

б) половины давления средней обрешетины

$$P_2 = \frac{75}{2} = 37,5 \text{ кг};$$



Фиг. 353.

в) веса ноги фонаря:

$$P_3 = \frac{42,8}{2} = 21,4 \text{ кг.}$$

Итого вертикальная нагрузка:

$$44 + 37,5 + 21,4 = 103 \text{ кг.}$$

Давление это дает сжимающее усилие в ноге:

$$Q_1 = \frac{103}{\sin \gamma} = \frac{103}{0,707} = 146 \text{ кг.}$$

Сжимающее усилие от ветра

$$Q_2 = \frac{(51 \cdot 2,00 \cdot 3,20)}{\cos \alpha} \sin \alpha = \frac{326,4 \cdot 0,707}{0,707} = 326,4 \text{ кг}$$

Полное сжимающее усилие в ноге:

$$Q = 146 + 326,4 = 472,2 \text{ кг.}$$

Ноги фонаря ослаблены врубкой обрешетины фонаря, глубиной 1,5 см.

Момент сопротивления ослабленного сечения парной ноги равен:

$$W_2 = \frac{3,5 \cdot 20^3 \cdot 2}{6} = 467 \text{ см}^3.$$

Площадь поперечного сечения  $3,5 \times 20 \times 2 = 150 \text{ см}^2$ .

Произведя проверку от сжатия и продольного изгиба при нем в вертикальной плоскости (в плоскости ската фонаря ноги распираются обрешетинами), имеем для ослабленного врубкой сечения:

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}}; \quad J = \frac{3,5 \cdot 20^3}{12} = 4667 \text{ см}^2;$$

$$r = \sqrt{\frac{4667}{150}} = 5,8 \text{ см};$$

$$\frac{l}{r} = \frac{320}{5,8} = 55 \dots \varphi = 0,664.$$

Напряжение:

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{Q}{F\varphi} = \frac{24186}{467} + \frac{472,4}{150 \cdot 0,664} \cong 58 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка напряжений прогона под нижними концами ног фонаря (сечение  $12,4 \times 22 \text{ см} \dots W = 1000 \text{ см}^3$ ).

Нагрузка на прогон от основной крыши:

$$P_1 = \frac{1504}{2} = 752 \text{ кг.}$$

Сосредоточенная от веса человека 100 кг.

Нагрузка от средней между основными фермами ноги фонаря равна:

$$P_2 = 75 + 21,2 = 96,2 \text{ кг.}$$

Вертикальная нагрузка от ветра:

$$P_3 = \frac{163,2}{\cos \alpha} = \frac{163,2}{0,707} = 231 \text{ кг.}$$

Полная сосредоточенная нагрузка:

$$P = 100 + 96,2 + 231 = 427,2 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{752 \cdot 400}{8} + \frac{427 \cdot 400}{4} = 79300 \text{ кг. см.}$$

Напряжение:

$$\sigma = \frac{79300}{1000} = 79,3 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

Прогон под верхними концами ног фонаря (фиг. 354)

Прогон загружен в середине средними ногами фонаря (между смежными стойками).

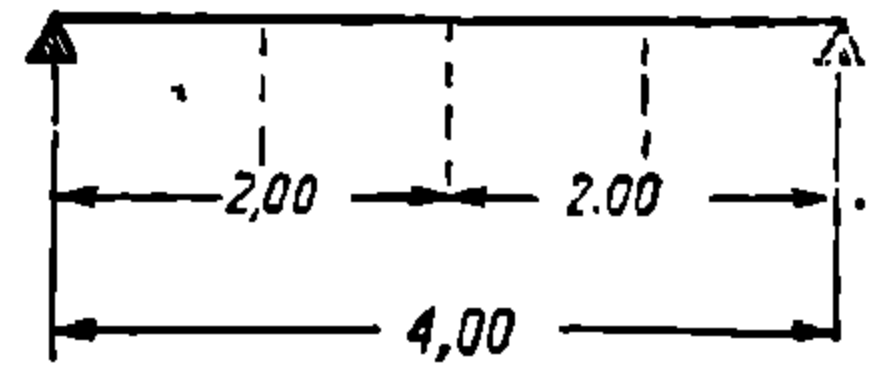
Нагрузка от ног фонаря:

Постоянная вертикальная:

$$(75 + 21,2) \cdot 2 = 192,4 \text{ кг.}$$

Вертикальная нагрузка от ветра:

$$\frac{163,2 \cdot 2}{\cos \gamma} = \frac{326 \cdot 4}{0,707} = 462 \text{ кг.}$$



Фиг. 354.

От веса человека в середине прогона—100 кг.

Полная вертикальная сосредоточенная нагрузка:

$$P = 192,4 + 462 + 100 = 754,4 \text{ кг.}$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{754,4 \cdot 400}{4} = 75440 \text{ кг. см.}$$

Момент этот воспринимается двумя досками  $6,2 \times 22 \text{ см}$  (верхней и нижней), общий момент сопротивления которых равен (фиг. 355):

$$W = \frac{6,2 \cdot 22^2 \cdot 2}{6} = 1000 \text{ см}^3.$$

Напряжение материала:

$$\sigma = \frac{75440}{1000} = 75,4 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

Верхние прогоны соединяются со стойками врубками на 1 см и стягиваются болтами; ниже прогоны опираются на стропильные ноги главной фермы и со стойками соединяются также врубками и болтами.

Ввиду очевидно достаточной прочности таких соединений под нагрузку в 712 кг от ног фонаря, проверка напряжения в соединениях не производится.

## § 80. Определение узловых нагрузок и опорных реакций фермы

Общее распределение узловых нагрузок фермы показано на фиг. 356.

Горизонтальная проекция грузовой площади одного из средних узлов фермы равна:

$$\omega_{np} = 4,00 \cdot 2,26 = 8,96 \text{ м}^2.$$

Площадь узловой нагрузки для тех же узлов по скату крыши равна:

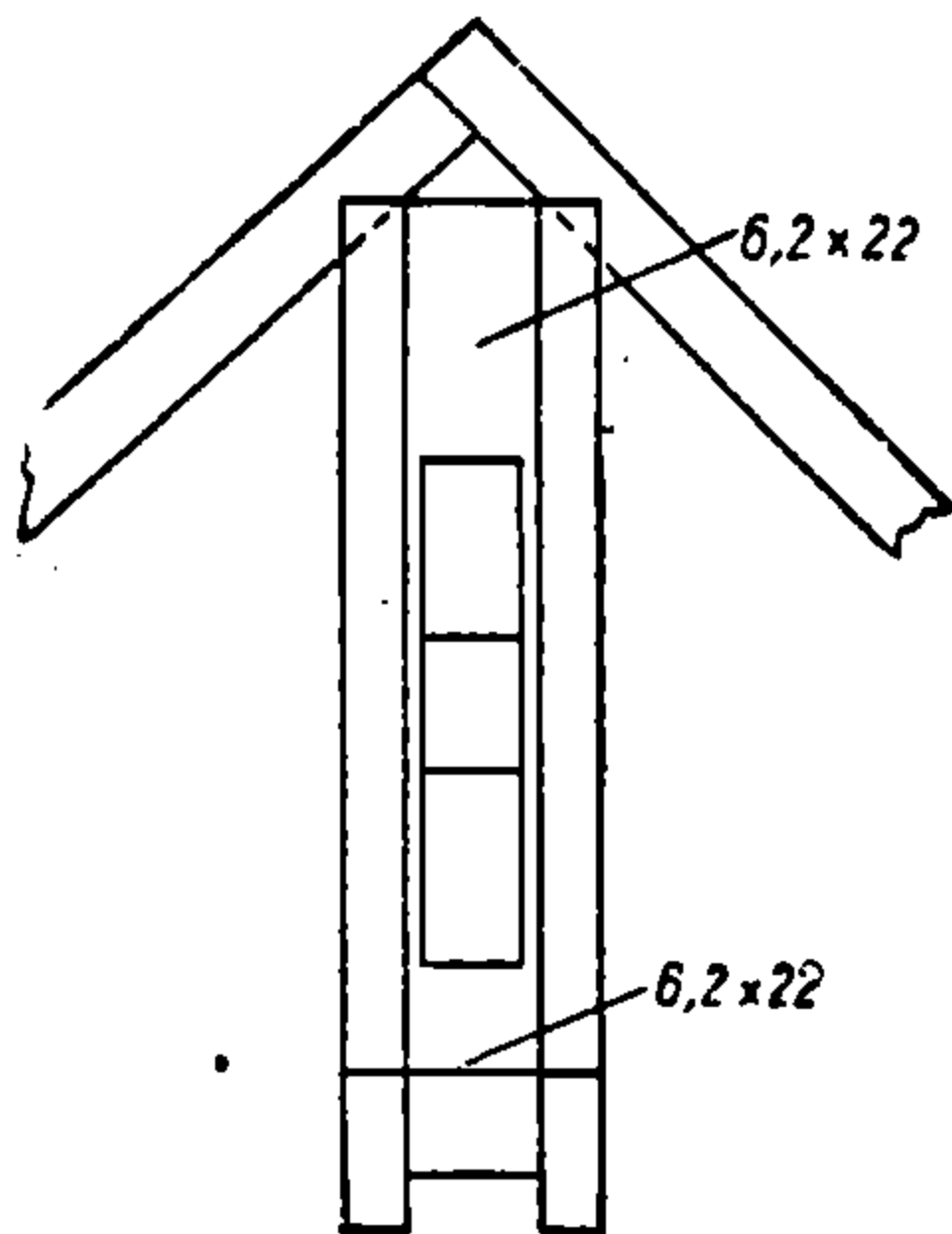
$$\omega = 4,00 \cdot 2,38 = 9,52 \text{ м}^2.$$

### а) Постоянная нагрузка

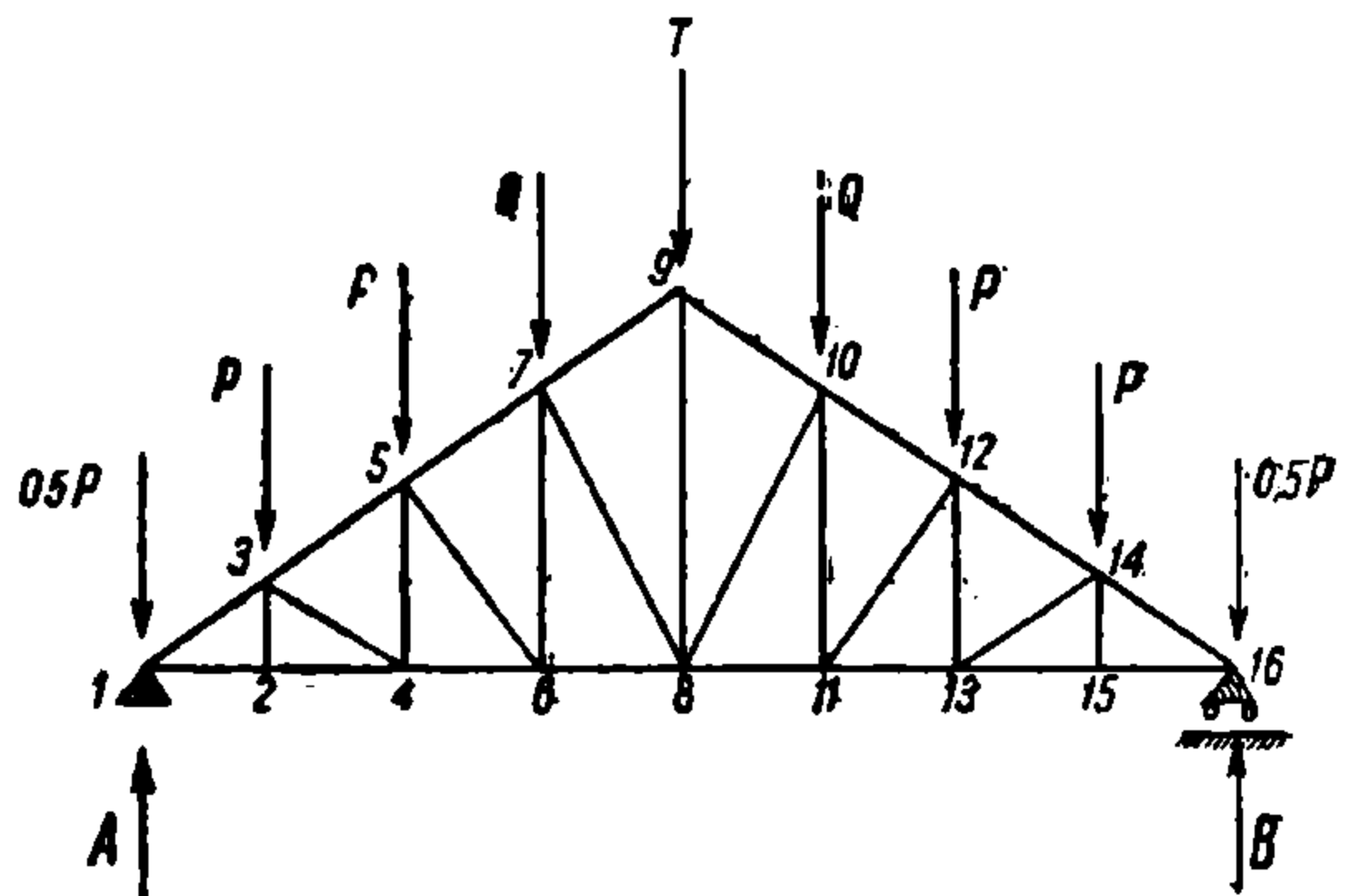
В случае постоянной нагрузки, каждая сила, указанная на схеме (фиг. 356) складывается из нижеследующих частных нагрузок.

Сила  $P$

Собственный вес фермы  $27 \cdot 8,96 = 241,92 \text{ кг}$ .



Фиг. 355.



Фиг. 356.

Вес узловой обрешетки  $0,22 \cdot 0,062 \cdot 4,00 \cdot 650 \cdot 2 = 71,5 \text{ кг}$ .

Собственный вес кровли с опалубкой, засыпкой и подшивкой

$$(22 + 6 + 40 + 16 + 1) 9,52 = 809,20 \text{ кг}.$$

Итого  $P = 1122 \text{ кг} = 1,13 \text{ т}$ ;  $0,5 P = 0,57 \text{ т}$ .

Сила  $Q$  (в узлах 7 и 10 по схеме фиг. 356)

Собственный вес кровли с опалубкой, засыпкой и подшивкой

$$(22 + 6 + 40 + 16 + 1) = 85. \quad \frac{85 \cdot 9,52}{2} = 404,6 \text{ кг}$$

$$\text{Собственный вес фермы} \quad 27 \cdot 8,96 = 241,92 \text{ кг}$$

$$\text{Вес узловой обрешетки} \quad 715 \text{ кг}$$

$$\text{Вес узлового прогона под крайними опорами фонарных ферм} \quad 0,065 \cdot 0,20 \cdot 4,00 \cdot 650 \quad 34 \text{ кг}$$

$$\text{Давление двух ферм фонаря} \quad 96,4 \cdot 2 \quad 192,8 \text{ кг}$$

---


$$\text{Итого} \quad Q = 944 \text{ кг} \cong 0,95 \text{ т}$$

Давления от одной фермы фонаря получены из следующих исчислений.

Полная вертикальная постоянная нагрузка на половину длины ноги фонаря  $75 + 21,4 = 96,4$  кг.

Так как ноги фонаря наклонного типа, то, пренебрегая горизонтальной составляющей от собственного веса по ее незначительности, получим опорную реакцию одной ноги фонаря внизу, равную  $96,4$  кг.

Сила  $T$  (в верхнем коньковом узле 9 по схеме фиг. 356)

Собственный вес фермы  $27 \cdot 8,96 \dots \dots \dots 241,92$  кг

Давление двух ферм фонаря:  $192,8 \cdot 2 \dots \dots \dots 385,6$  кг

Вес узлового прогона под средней стойкой фонарных

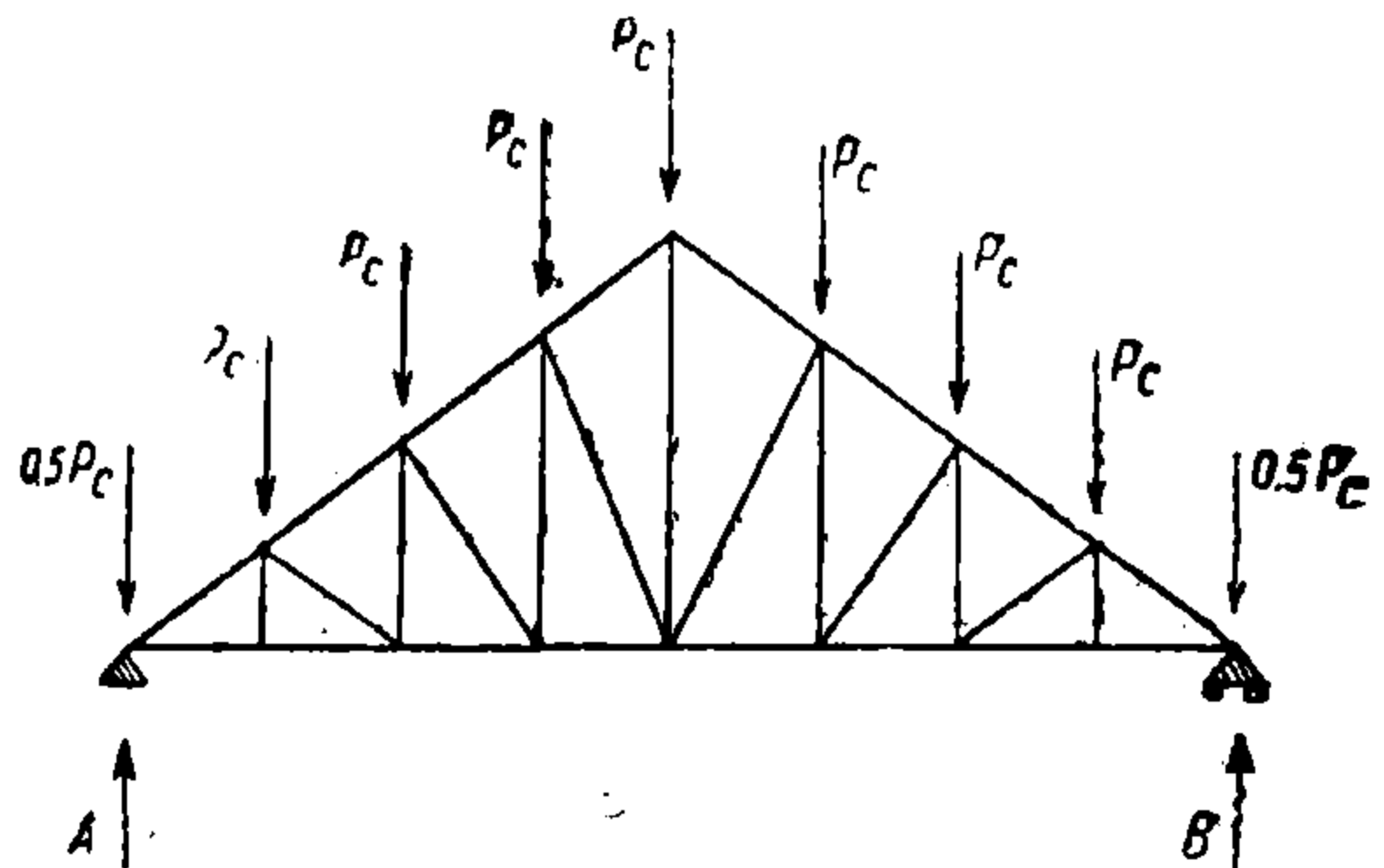
ферм и вес стоек:  $0,062 \cdot 0,22 \cdot 650 \cdot 4 + 0,05 \cdot 0,22 \cdot 2 \cdot$

$\cdot 2 \cdot 2 \cdot 650 \dots \dots \dots 91$  кг

Итого сила  $T = 713$  кг  $\dots \dots \approx 0,72$  т

Так как фонарь устраивается не по всей длине крыши, и в местах сплошной кровли без фонаря узловые нагрузки будут равны  $P = 1,13$  т  $> 0,95$  т и  $> 0,72$  т, то в расчет усилий главной фермы вводим узловые нагрузки для всех ферм по всем средним узлам:

$$P = 1,13 \text{ т.}$$



Фиг. 357.

Опорные реакции главной фермы от постоянной нагрузки равны.

$$A = B = 1,13 \cdot 4,0 = 4,52 \text{ т.}$$

Давление снега

На  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции крыши давление снега будет равно:

$$p = \frac{6,5}{\cos \alpha} = \frac{6,5}{0,95} = 68 \text{ кг.}$$

Таким образом узловую нагрузку от снега имеем:

$$P_s = 68 \cdot 8,96 = 609,28 \approx 0,61 \text{ т (фиг. 357);}$$

$$0,5 P_s \approx 0,31 \text{ т.}$$

Опорные реакции главной фермы от полного давления снега:

$$A = B = 0,61 \cdot 4 = 2,44 \text{ т.}$$

Давление ветра

Нормальная узловая нагрузка от ветра (фиг. 358):

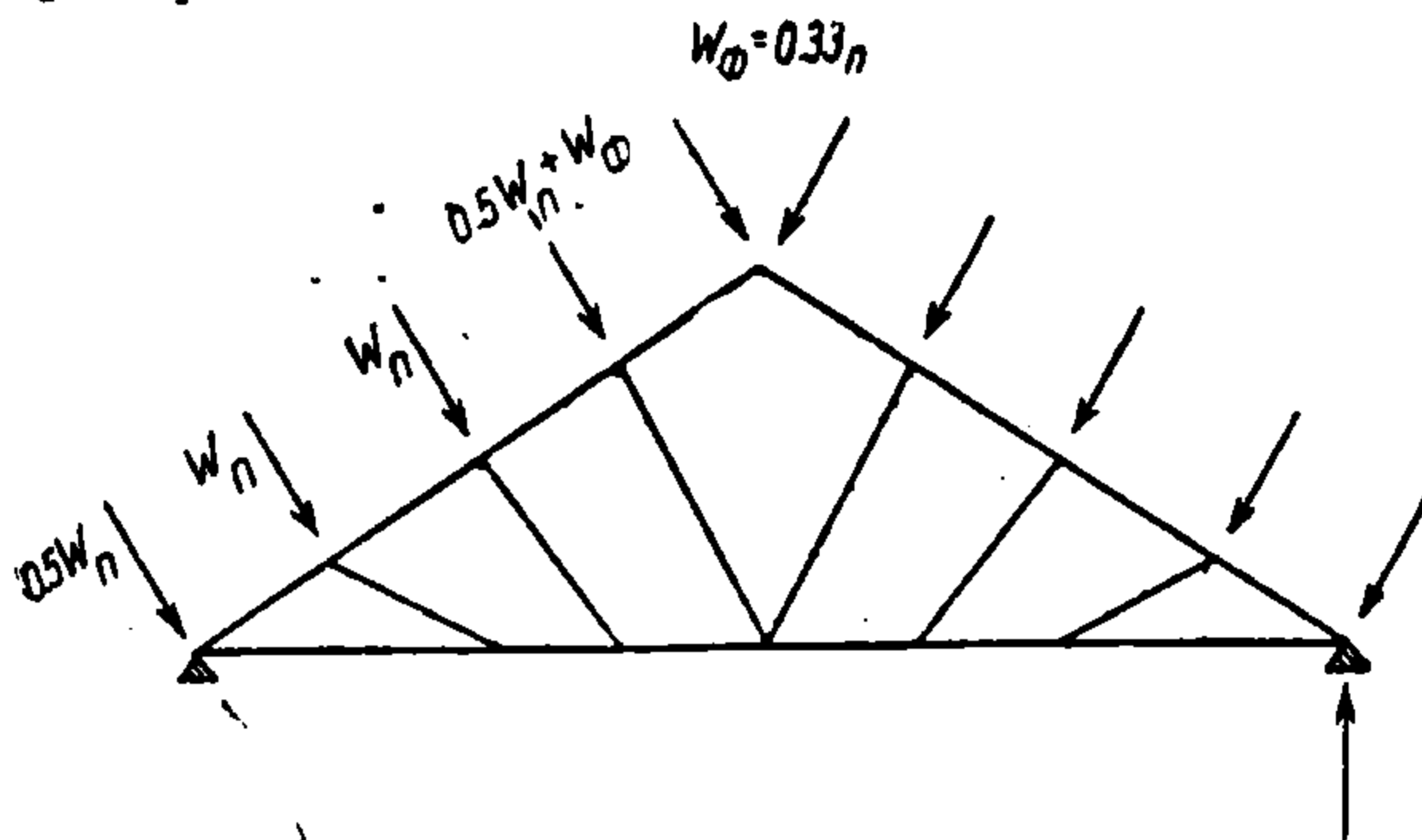
$$W_n = 10,5 \cdot 9,52 = 100 \text{ кг} = 0,1 \text{ т;}$$

$$0,5 W_n = 0,05 \text{ т.}$$

Нормальное к скату фонаря давление ветра в узлах фонаря на одну основную ферму равно (фиг. 359):

$$W_{\phi} = 3,20 \cdot 4,00 \cdot 51 : 2 = 326 \text{ кг} \approx 0,33 \text{ т.}$$

По этой нагрузке определяем усилия в стержнях узлов основной фермы под фонарем.

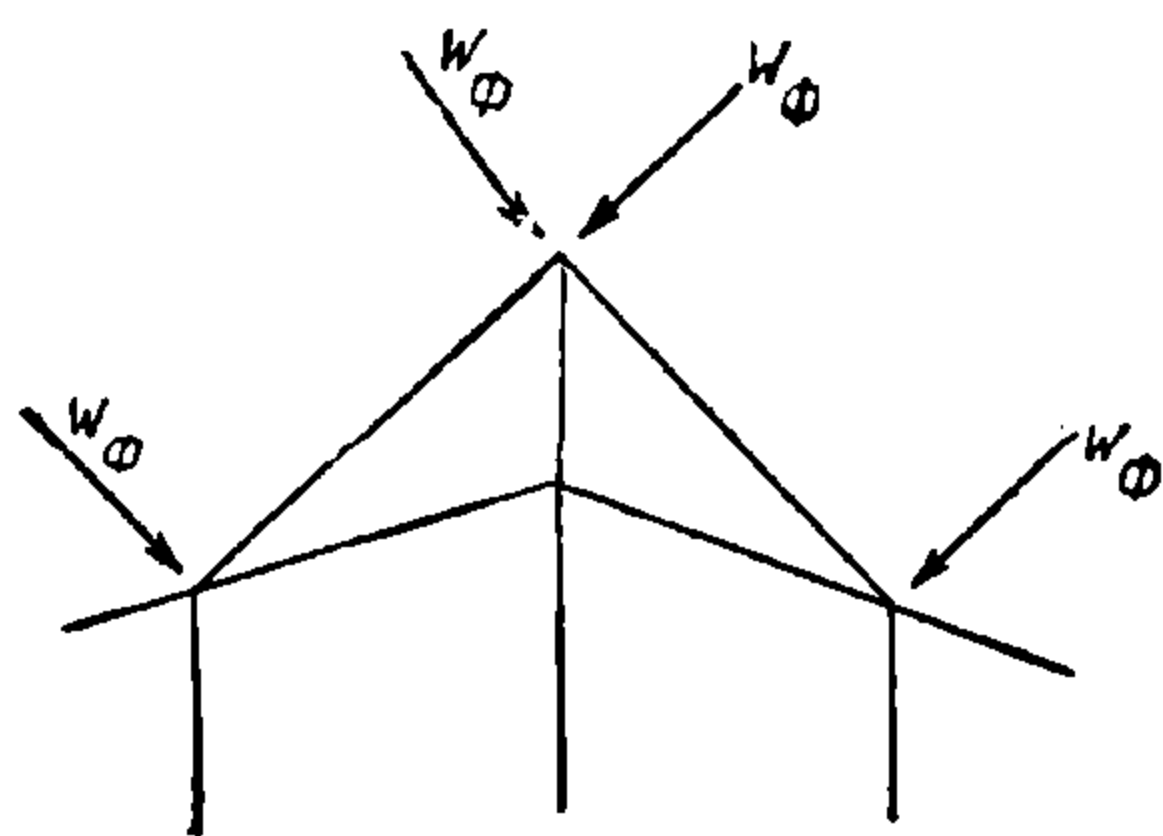


Фиг. 358.

Опорные реакции от давления ветра слева или справа определены графически силовым и веревочным многоугольниками. При ветре справа  $A = 0,66 \text{ т}$ , при ветре слева  $A = 0,69 \text{ т}$  (фиг. 360).

### § 81. Определение расчетных усилий в элементах фермы

Определение усилий в элементах фермы от постоянной нагрузки, нагрузки снега произведены по способу Риттера аналитически, а для ветровой нагрузки—графически на фиг. 360.



Фиг. 359.

Обозначения см. также фиг. 360, на которой в особой таблице приведены полученные по диаграммам Кремоны величины усилий в стержнях фермы от действия ветра.

Усилия от постоянной нагрузки

Опорные реакции  $A = B = 4,52 \text{ т}$ .

Стержень 1—5 ( $O_1$ ) (центр вращения  $a$ )

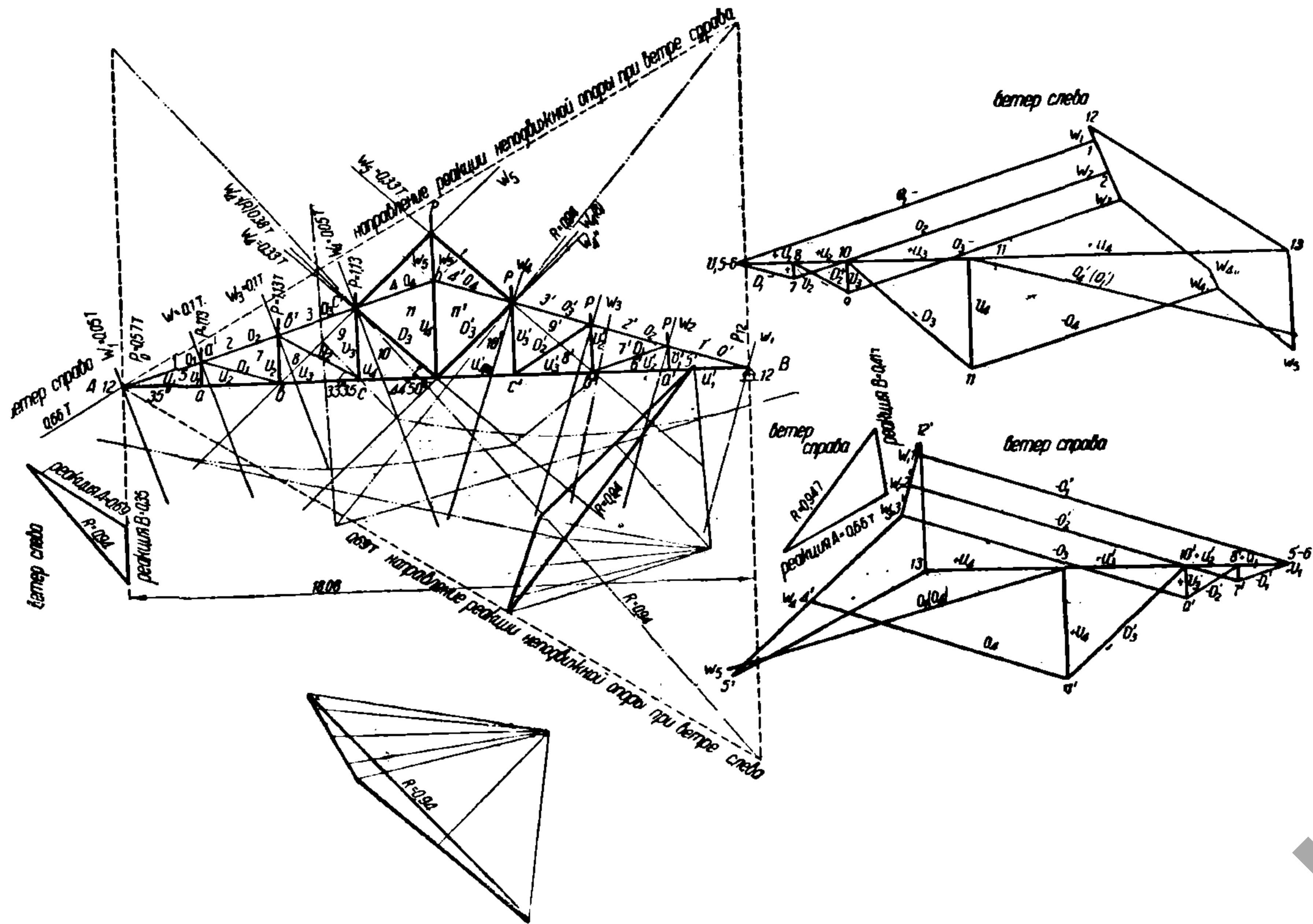
Усилие  $O_1$  определяется из выражения:

$$A \cdot 2,26 - 0,5 \cdot P \cdot 2,26 + O_1 \cdot 2,26 \cdot \sin 18^\circ 30' = 0;$$

$$4,52 \cdot 2,26 - 0,57 \cdot 2,26 + O_1 \cdot 2,26 \cdot 0,32 = 0,$$

откуда

$$O_1 = \frac{4,52 \cdot 2,26 + 0,57 \cdot 2,26}{2,26 \cdot 0,32} = 12,40 \text{ т (сжатие).}$$



Фиг. 360.

Стержни	Усилия	Усилия
$O_1$	-1,130 тонн	-1,130 тонн
$O_2$	-0,995 "	-1,030 "
$O_3$	-0,860 "	-0,870 "
$O_4$	-0,750 "	-0,767 "
$U_1$	+0,160 "	+0,150 "
$U_2$	+0,160 "	+0,150 "
$U_3$	+1,10 "	+0,160 "
$U_4$	+0,355 "	+0,350 "
$V_1$	0 "	0 "
$V_2$	+0,055 "	+0,052 "
$V_3$	+0,108 "	+0,107 "
$V_4$	+0,350 "	+0,350 "
$D_1$	-0,170 "	-0,160 "
$D_2$	-0,167 "	-0,190 "
$D_3$	-0,497 "	-0,495 "

НТБ  
ДНУЖТ



### Проверка

Если обозначить число панелей через  $n$ , то для  $m$ -й панели верхнего пояса по формуле:

$$O_1 = \frac{P(n-m)}{2 \sin \alpha} = \frac{1,15(8-1)}{2 \cdot 0,30} \approx 12,4 \text{ т},$$

где  $m$ —номер узла, служащего центром моментов.

**Стержень 2—7 ( $O_2$ ).** (Центр вращения  $b$ )

Искомое усилие  $O_2$  определится из уравнения:

$$(4,52 - 0,57) \cdot 4,52 - 1,13 \cdot 2,26 + O_2 \cdot 4,52 \cdot 0,32 = 0;$$

$$O_2 = \frac{-3,95 \cdot 4,52 + 1,13 \cdot 2,26}{4,50 \cdot 0,32} = -10,6 \text{ (сжат)}.$$

**Стержень 3—9 ( $O_3$ )** (центр вращения  $C$ ).

Искомое усилие  $O_3$  определится из уравнения:

$$(4,52 - 0,57) 6,78 - 1,13 \cdot 2,26 - 1,13 \cdot 4,52 + O_3 \cdot 6,79 \cdot 0,32 = 0;$$

$$O_3 = \frac{-3,95 \cdot 6,78 + 1,13 \cdot 2,26 + 1,13 \cdot 4,52}{6,78 \cdot 0,32} = -8,8 \text{ т (сжат)}.$$

**Стержень 4—11 ( $O_4$ )** (центр вращения  $d$ )

Искомое усилие  $O_4$  определяется так:

$$(4,52 - 0,57) \cdot 9,04 - 1,13 \cdot 6,78 - 1,13 \cdot 4,52 - 1,13 \cdot 2,26 + \\ + O_4 \cdot 9,04 \cdot 0,32 = 0;$$

$$O_4 = \frac{-3,95 \cdot 9,04 + 1,13 \cdot 6,78 + 1,13 \cdot 4,52 + 1,13 \cdot 2,26}{9,04 \cdot 0,32} \approx 7,00 \text{ т (сжат)}.$$

Так как ферма симметрична, то определение усилий стержней от постоянной нагрузки производим для одной только половины фермы.

Усилие в первой панели нижнего пояса  $U_1$  (Центр вращения  $a'$  ( $A-0,5 P$ )  $\cdot 2,26 - U, 2,26 \operatorname{tg} \alpha = 0$ )

$$U_1 = \frac{(4,52 - 0,57) \cdot 2,26}{2,26 \cdot 0,332} = 11,9 \text{ т}.$$

Тот же результат получится при определении усилия  $U_1$  по формуле:

$$U_1 = \frac{P(n-1)}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{1,13(8-1)}{2 \cdot 0,332} = 11,9 \text{ т}.$$

Усилие во второй панели нижнего пояса

Центр вращения  $a'$ . Искомое усилие  $U_2$ :

$$(4,52 - 0,57) 2,26 - U_2 0,75 = 0;$$

$$U_2 = \frac{3,95 \cdot 2,26}{0,75} = 11,9 \text{ т}.$$

Значит, усилия первой и второй панели нижнего пояса равны между собою, как и надо было ожидать ввиду общего у них центра моментов.

Усилие в третьей панели нижнего пояса

Центр вращения  $b'$ . Искомое усилие  $U_3$ :

$$(4,52 - 0,57) \cdot 4,52 - 1,13 \cdot 2,26 - U_3 \cdot 1,50 = 0;$$

$$U_3 = \frac{3,95 \cdot 4,52 - 1,13 \cdot 2,26}{1,50} = 10,2 \text{ т.}$$

По вышеприведенной формуле:

$$U_3 = \frac{P(n-m+1)}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{1,13(8-3+1)}{0,664} = 10,2 \text{ т.}$$

Усилие в 4-й панели нижнего пояса  $U_4$

Центр вращения  $C'$ :

$$(4,52 + 0,57) \cdot 6,78 - 1,13 \cdot 2,26 - 1,13 \cdot 4,52 - U_4 \cdot 2,25 = 0;$$

$$U_4 = \frac{3,95 \cdot 6,78 - 1,13 \cdot 2,26 - 1,13 \cdot 4,52}{2,25} = 8,50 \text{ т.}$$

По формуле

$$U_4 = \frac{P(n-m+1)}{2 \operatorname{tg} \alpha} = \frac{1,13(8-4+1)}{2 \cdot 0,332} = 8,50 \text{ т.}$$

Усилие в первом раскосе  $D_1$  (центр вращения  $A$ )

$$1,13 \cdot 2,26 + D_1 \cdot 4,52 \cdot 0,32 = 0;$$

$$D_1 = -\frac{1,13 \cdot 2,26}{4,52 \cdot 0,32} = -1,77 \text{ т (сжатие).}$$

Усилие в стержне  $D_2$  (центр вращения  $A$ )

$$1,13 \cdot 2,26 + 1,13 \cdot 4,52 + D_2 \cdot 6,78 \sin 33^\circ 35' = 0;$$

$$D_2 = -\frac{1,13 \cdot 2,26 + 1,13 \cdot 4,52}{6,78 \cdot 0,553} = -2,04 \text{ т (сжатие).}$$

Усилие в стержне  $D_3$  (центр вращения  $A$ )

$$1,13 \cdot 2,26 + 1,13 \cdot 4,52 + 1,13 \cdot 6,78 + D_3 \cdot 9,04 \sin 44^\circ 50';$$

$$D_3 = -\frac{1,13 \cdot 2,26 + 1,13 \cdot 4,52 + 1,13 \cdot 6,78}{9,04 \cdot 0,705} = -2,4 \text{ т (сжатие).}$$

Усилие в стойке  $V_1$

Из вырезания узла  $a$  и уравнения  $\Sigma Y = 0$  следует, что  $V_1 = 0$ .  
Можно было бы первой стойки и не ставить.

Усилие в стержне  $V_2$  (центром вращения служит точка  $A$ )

$$P \cdot 2,26 - V_2 \cdot 2 \cdot 2,26 = 0;$$

$$V_2 = \frac{P}{2} = 0,57 \text{ т.}$$

Усилие в стержне  $V_3$  (центр вращения  $A$ )

$$P \cdot 2,26 + P \cdot 2,26 \cdot 2 - V_3 \cdot 3 \cdot 2,26 = 0;$$

$$V_3 = \frac{P \cdot 3 \cdot 2,26}{3 \cdot 2,26} = P = 1,13 \text{ т.}$$

### Стержень II—II (усилие $V_4$ )

Общая принятая здесь формула для определения усилий стоек неприменима к средней стойке.

(Сечение I—I перерезало бы в этом случае четыре стержня и узловая точка А не была бы центром вращения, как для всех прочих случаев.)

Усилие средней стойки  $V_4$  определим из условия вырезания верхнего узла и уравнения  $\Sigma Y = 0$ :

$$-V_4 - P + 2 \cdot O_4 \sin \alpha = 0;$$

$$V_4 = -1,13 + 2 \cdot 7,0 \cdot 0,32 = 3,35 \text{ т (растянут)}$$

### Снеговая нагрузка

Усилия в стержнях от снеговой нагрузки для сокращения и упрощения расчета исчисляем по отношению усилий в стержнях от собственного веса к узловой нагрузке  $P$ , т. е. по формуле:

$$\text{Усилие от снега} = \text{усилию от постоянной нагрузки} \times \frac{P_{\text{сн}}}{P_{\text{пост}}},$$

где

$$P_{\text{сн}} = 0,61 \text{ т};$$

$$P_{\text{пост}} = 1,13 \text{ т}.$$

Таким образом усилия в стержнях от снеговой нагрузки получаются умножением соответственных усилий от постоянной нагрузки на коэффициент  $\frac{0,61}{1,13} = 0,54$ .

Стержень	1—5;	$O_1 = -12 \cdot 40 \cdot 0,54 = -6,7 \text{ т};$
"	2—7;	$O = -10,6 \cdot 0,54 = -5,72 \text{ т};$
"	3—9;	$O_3 = -8 \cdot 8 \cdot 0,54 = -4,75 \text{ т};$
"	4—11;	$O_4 = -7,0 \cdot 0,54 = -3,78 \text{ т};$
"	5—а;	$U_1 = 11,9 \cdot 0,54 = 6,43 \text{ т};$
"	6—b;	$U_2 = 11,9 \cdot 0,54 = 6,43 \text{ т};$
"	8—с;	$U_3 = 10,2 \cdot 0,54 = 5,51 \text{ т};$
"	10—d;	$U_4 = 8,5 \cdot 0,54 = 4,59 \text{ т};$
"	6—7;	$D_1 = -1,77 \cdot 0,54 = -0,96 \text{ т};$
"	8—9;	$D_2 = -2,04 \cdot 0,54 = -1,10 \text{ т};$
"	10—11;	$D_3 = -2,40 \cdot 0,54 = -1,30 \text{ т};$
"	5—6;	$V_1 = 0;$
"	7—8;	$V_2 = 0,57 \cdot 0,54 = 0,31 \text{ т};$
"	9—10;	$V_3 = 1,13 \cdot 0,54 = 0,61 \text{ т};$
"	11—11;	$V_4 = 3,35 \cdot 0,54 = 1,81 \text{ т}.$

Усилия в стержнях фермы от ветровой нагрузки, как выше сказано, определены графически (см. диаграммы Кремены и таблицу усилий на фиг. 360), причем для упрощения расчета ветровую нагрузку на скат фонаря считаем приложенной в основных узлах фермы.

Таблица усилия стержней в т

Стержни	От собствен. веса крыши	От полного давления снега	От максимального давления ветра со стороны		При трех случаях загрузки		
			подвижной опоры	неподвижной опоры	от постоянной нагрузки и полного снега	от постоянной нагрузки и от полного ветра	от постоян. нагрузки и $\frac{3}{4}$ полной снега и от $\frac{2}{3}$ полн. ветра
$O_1$	-12,40	-6,70	-1,13	-1,130	-19,100	-13,53	-18,178
$O_2$	-10,60	-5,72	-0,995	-1,030	-16,32	-11,595	-15,577
$O_3$	-8,80	-4,75	-0,86	-0,87	-13,55	-9,460	-12,943
$O_4$	-7,00	-3,78	-0,750	-0,767	-10,78	-7,750	-10,346
$U_1$	+11,90	+6,43	+0,160	+0,150	+18,33	+12,060	+16,830
$U_2$	+11,90	+6,43	+0,160	+0,150	+18,33	+12,060	+16,830
$U_3$	+10,20	+5,51	+0,160	+1,160	+15,71	+10,360	+14,440
$U_4$	+8,50	+4,59	+0,355	+0,350	+13,09	+8,855	+12,180
$V_1$	0	0	0	0	0	0	0
$V_2$	+0,57	+0,31	+0,055	+0,052	+0,88	+0,625	+0,847
$V_3$	+1,13	+0,61	+0,108	+0,107	+1,74	+1,238	+1,660
$V_4$	+3,35	+1,81	+0,350	+0,35	+5,16	+3,700	+4,941
$D_1$	-1,77	-0,96	-0,170	-0,160	-2,73	1,940	-2,603
$D_2$	-2,04	-1,10	-0,167	-0,190	-3,14	-2,207	-2,992
$D_3$	-2,40	-1,30	-0,497	-0,495	-3,70	-3,897	-3,706

### § 82. Проверка напряжений в элементах фермы

а) Все элементы верхнего пояса одинакового сечения и состоят из двух досок сечения  $22 \times 8$  см (фиг. 361).

Наибольшее усилие  $O_1 = -19,100$  т;

$$l = 2,38 \text{ мт} \quad F_{\text{брутто}} = 2 \cdot 22 \cdot 8 = 352 \text{ см}^2;$$

$$J_x = \frac{16 \cdot 22^3}{12} = 14\,197 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{14\,097}{352}} = 6,35 \text{ см};$$

$$\frac{l}{r_x} = \frac{2,38}{6,35} = 37,47; \quad \varphi_x = 0,74;$$

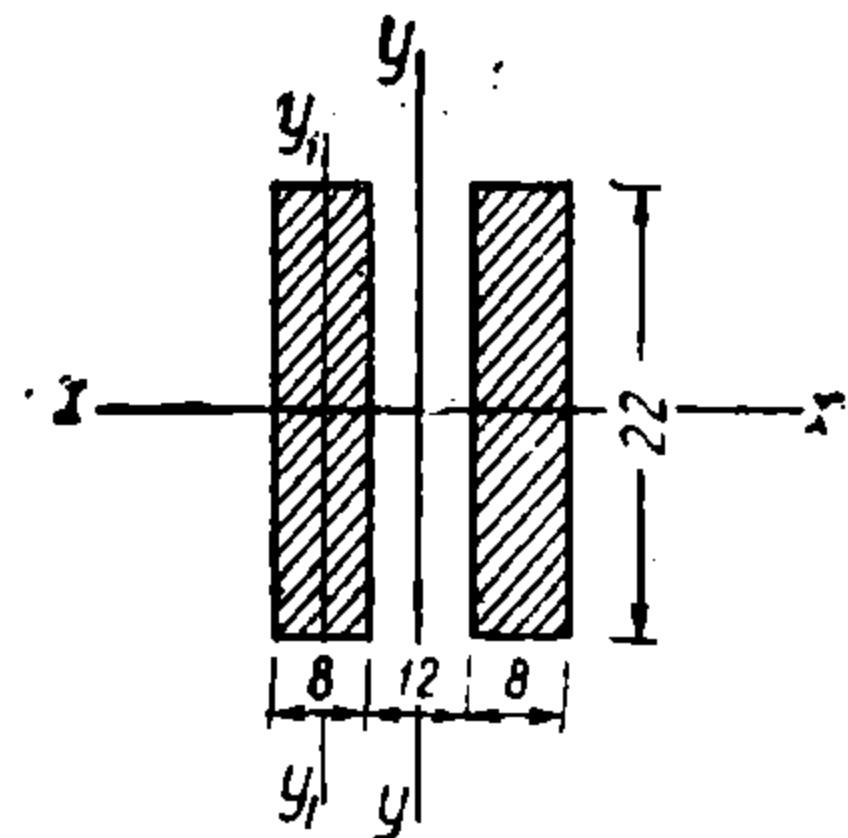
$$\varphi [n_x] = 0,74 \cdot 100 \cdot 0,85 = 63 \text{ кг/см}^2.$$

Коэффициент 0,85—на первоначальную влажность:

$$\sigma = \frac{O_1}{F_{\text{брутто}}} = \frac{19\,100}{352} = 54,3 \text{ кг/см}^2 < 63 \text{ кг/см}^2,$$

Проверка по оси Y и на одну доску

Между досками проложены две прокладки в третях панели.



Фиг. 361.

Расчетная длина для одной доски

$$l_1 = \frac{l}{3} = \frac{238}{3} \cong 0,80 \text{ м};$$

$$F_{\text{брутто}} = 22 \cdot 8 = 176 \text{ см}^2; J_{y'} = \frac{22 \cdot 8^3}{12} = 939 \text{ см}^4;$$

$$r_{y'} = \sqrt{\frac{J_{y'}}{F_{\text{брутто}}}} = \sqrt{\frac{939}{176}} = 5,33 \text{ см};$$

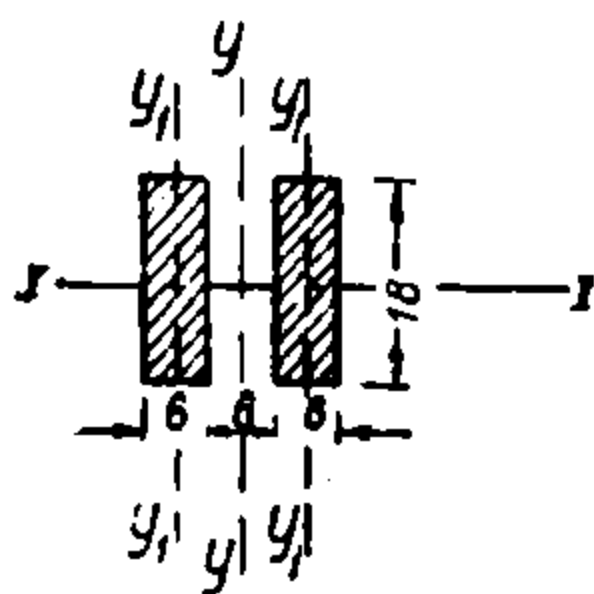
$$\frac{l_1}{r_{y'}} = \frac{80}{5,33} = 15 \text{ (гибкость одной доски).}$$

$$\varphi_1 = 0,90$$

$$J_y = \frac{22(28)^3}{12} - \frac{22(12)^3}{12} = 55\,410 \text{ см}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{55\,410}{352}} \cong 12,6 \text{ см}; \quad \frac{l}{r_y} = \frac{238}{12,6} = 19; \quad \varphi_y = 0,87;$$

$$\varphi_1 \varphi_y k = 0,90 \cdot 0,87 \cdot 100 \cdot 0,85 = 66 \text{ кг/см}^2 > 63 \text{ кг/см}^2,$$



Фиг. 362.

т. е.  $[n_y -] > [n_x -]$ . Гибкость сечения одной доски  $= 15 < 19 < 37,48$ , т. е. меньше гибкости сечения относительно оси  $xx$  и  $yy$ .

б) Все элементы нижнего пояса имеют одинаковое сечение с элементами верхнего пояса, т. е. состоят из двух досок сечением  $22 \times 8 \text{ см}$ .

Наибольшее усилие  $U_1 = +18,33 \text{ т}$ :

$$F_{\text{брутто}} = 22 \cdot 8 \cdot 2 = 352 \text{ см}^2.$$

Ослабление сечения от болтовых и гвоздевых соединений принимаем 30%, что создает достаточный запас прочности:

$$F_{\text{нетто}} = 0,70 \cdot 352 = 246 \text{ см}^2.$$

$$\sigma = \frac{18\,330}{246} = 74,5 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

в) Раскосы состоят из двух досок сечением  $6 \times 18 \text{ см}$  (фиг. 362). Наибольшее усилие  $D_3 = -3\,897 \text{ кг}$ ;  $l_3 = -3,20 \text{ м}$ .

$$F_{\text{срутно}} = 2 \cdot 18 \cdot 6 = 216 \text{ см}^2; J_x = \frac{12 \cdot 18^3}{12} = 5\,832 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{5\,832}{216}} = 5,196 \text{ см}; \quad \frac{l}{r_x} = \frac{320}{5,196} = 61,6; \quad \varphi_x = 0,57;$$

$$[n_x] = \varphi_x [n-] = 100 \cdot 0,57 \cdot 0,85 = 48 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{3\,897}{216} = 17,7 \text{ кг/см}^2 < 48 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка по оси  $V$  и на одну доску

$$l_1 = \frac{l}{3} = \frac{320}{3} = 1,07 \text{ м}; \quad F_{\text{брутто}} = 18 \cdot 6 = 108 \text{ см}^2;$$

$$J_y' = \frac{18 \cdot 6^3}{12} = 324 \text{ см}^4.$$

$$r_y' = \sqrt{\frac{J_y'}{F_{\text{брутто}}}} = \sqrt{\frac{324}{108}} = 1,73 \text{ см}; \quad \frac{l_1}{r_y'} = \frac{107}{1,73} = 62; \quad \varphi_1 = 0,57,$$

$$J_y = \frac{18(18^3 - 6^3)}{12} = 8424 \text{ см}^4; \quad r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{8424}{216}} = 6,37 \text{ см};$$

$$\frac{l}{r_y} = \frac{320}{6,37} = 50; \quad \varphi_y = 0,66;$$

$$[n_y -] = \varphi_1 \varphi_y \cdot [n -] = 0,57 \cdot 0,66 \cdot 100 \cdot 0,85 = 28,2 \text{ кг/см}^2;$$

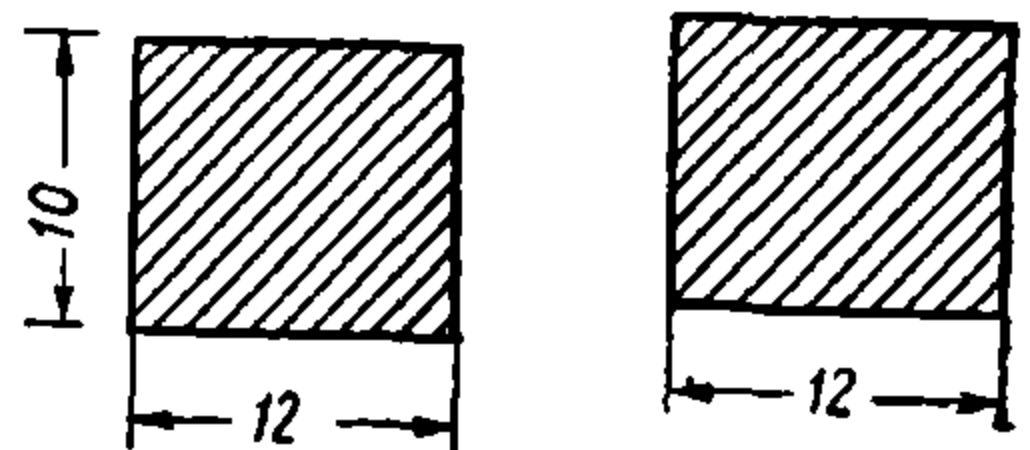
$$\sigma = \frac{3897}{216} = 17,7 \text{ кг/см}^2 < 28,2 \text{ кг/см}^2.$$

Гибкость одной доски  $\frac{l_1}{r_{y1}} = 62 > \frac{l}{r_{y1}} = 50 > \frac{l}{r_x} = 61,6$ , т. е. гибкость сечения одной доски значительно превышает гибкость сечения относительно оси  $y-y$ ; значит, расстояние между прокладками увеличено.

г) Растянутые стойки состоят из брусьев сечением  $12 \times 10$ .

Наибольшее усилие  $V_3 = 1740 \text{ кг}$ .

$$F_{\text{брутто}} = 10 \cdot 12 = 120 \text{ см}^2.$$



Фиг. 363.

Ослабление сечения в узлах принимаем 30%:

$$F_{\text{нетто}} = 120 \cdot 0,70 = 84 \text{ см}^2;$$

$$[n] = 110 \cdot 0,85 = 93 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{1740}{84} = 20,76 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

д) Средняя стойка состоит из двух брусьев сечением  $12 \times 10 \text{ см}$  (фиг. 363).

Наибольшее усилие  $V_4 = 5160 \text{ кг}$ .

Ослабление сечения в узлах принимаем 30%:

$$F_{\text{брутто}} = 12 \cdot 10 \cdot 2 = 240 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{нетто}} = 240 \cdot 0,70 = 168 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{5160}{168} = 30,41 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет узлов и стыков.

Узел 1 (опорный) (фиг. 364).

Узел и стыки устроены с помощью болтовых соединений и врубок. Прокладка укреплена на гвоздях.

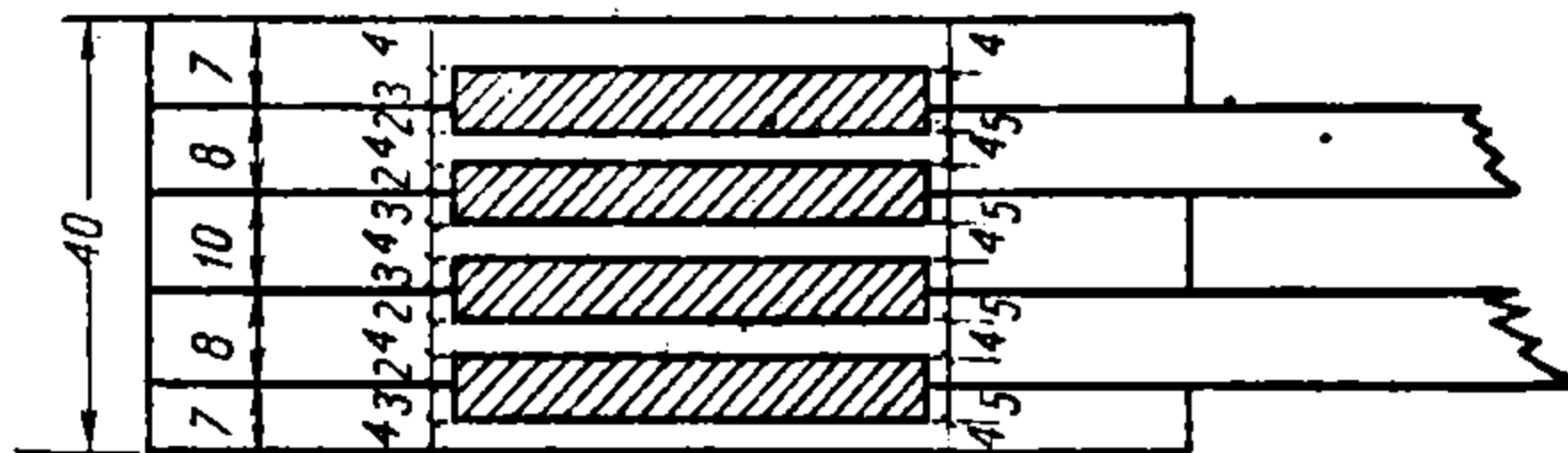
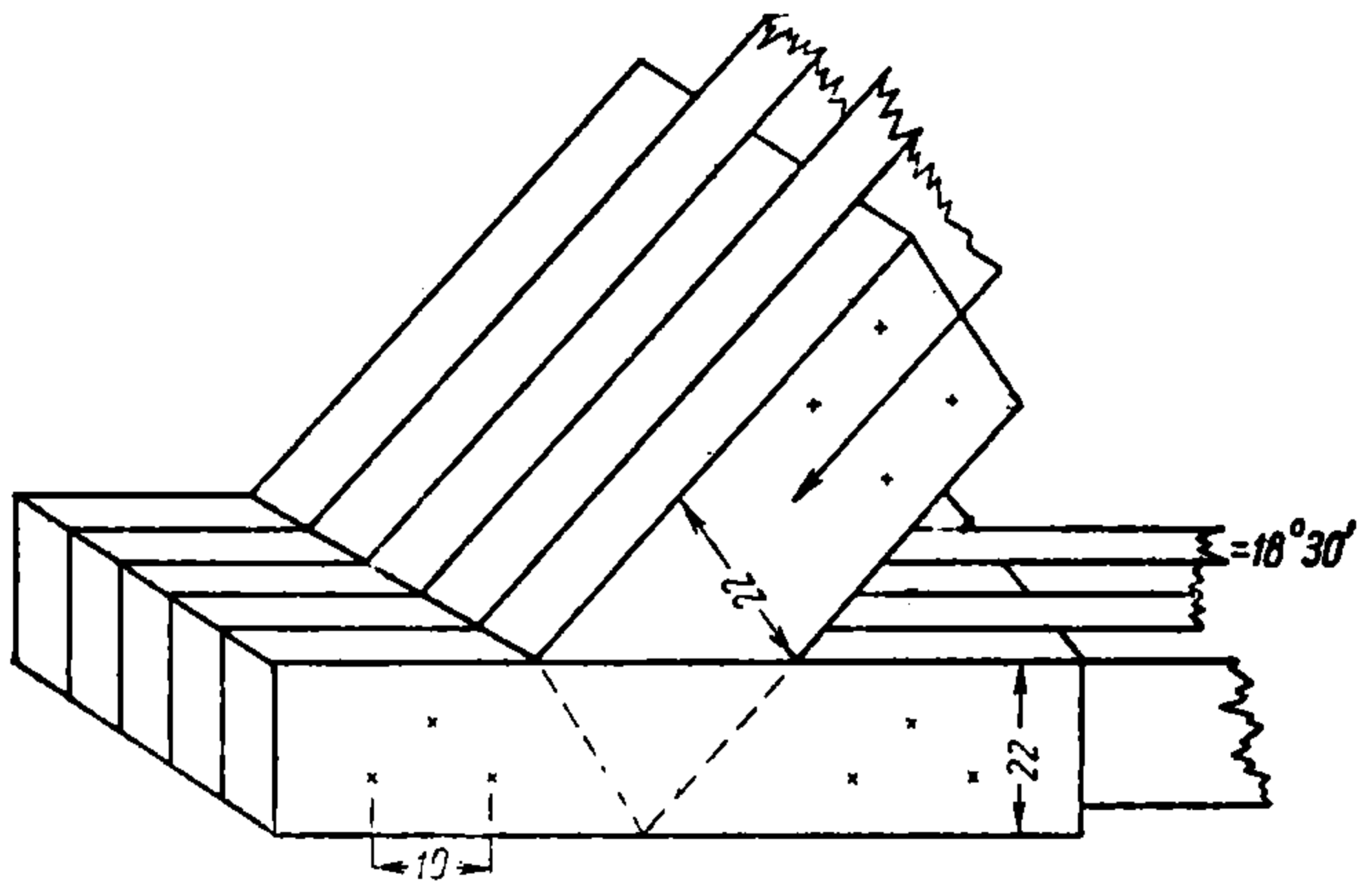
$$O_1 = 19100 \text{ кг}.$$

## Проверка на смятие

Площадь смятия  $22 \cdot 5 \cdot 4 = 440 \text{ см}^2$ .

Допускаемое напряжение на смятие при угле  $\alpha = 18^\circ 30'$  через металлические прокладки по формуле Ед. норм. стр. проект:

$$(n_c)_\alpha = \frac{80}{1 + \left(\frac{80}{25} - 1\right) \sin^2 18^\circ 30'} = \frac{80}{1 + 2,2 \cdot 0,1} = 65,6 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 364.

Вводим коэффициент на первоначальную влажность:

$$[n_c] = 65,6 \cdot 0,85 = 55,8 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{O_1}{F} = \frac{19100}{440} = 43,6 \text{ кг/см}^2 < 55,8 \text{ кг/см}^2.$$

## Проверка на скалывание

Скалывающая сила  $O_1 = 19100 \text{ кг}$ .

Допускаемое напряжение на скалывание по формуле Ед. норм. стр. проект:

$$[t]_y = \frac{12}{1 + \left(\frac{12}{6} - 1\right) \sin^2 \alpha} = \frac{12}{1 + 1 \cdot 0,1} = 10,9 \text{ кг/см}^2.$$

Расчетная площадь скалывания:

$$F = 8 \cdot 22 \cdot 15 = 1\,640 \text{ см}^2;$$

$$t + \frac{19\,100}{2\,640} = 7,3 < 10,9 \text{ кг/см}^2.$$

Расчет болтов.

Усилие, приходящееся на болты:

$$T' = 6 \cdot 22 \cdot 43,6 = 5\,755 \text{ кг.}$$

Усилие, допускаемое на один срез болта, определится наименьшим значением из нижеприводимых формул (Ед. нормы стр. проект.):

$$P = \kappa d^2 \sqrt{[n_{\text{ж}}][n_c]_{\text{бы}}} = 0,4 \cdot (2,0)^2 \sqrt{1\,400 \cdot 72} = 508 \text{ кг};$$

$$P = 0,4ad [n_c]_{\text{бы}} = 0,4 \cdot 10 \cdot 2,0 \cdot 72 = 576 \text{ кг};$$

$$P = 0,6bd [n_c]_{\text{бы}} = 0,6 \cdot 8 \cdot 20 \cdot 72 = 691 \text{ кг};$$

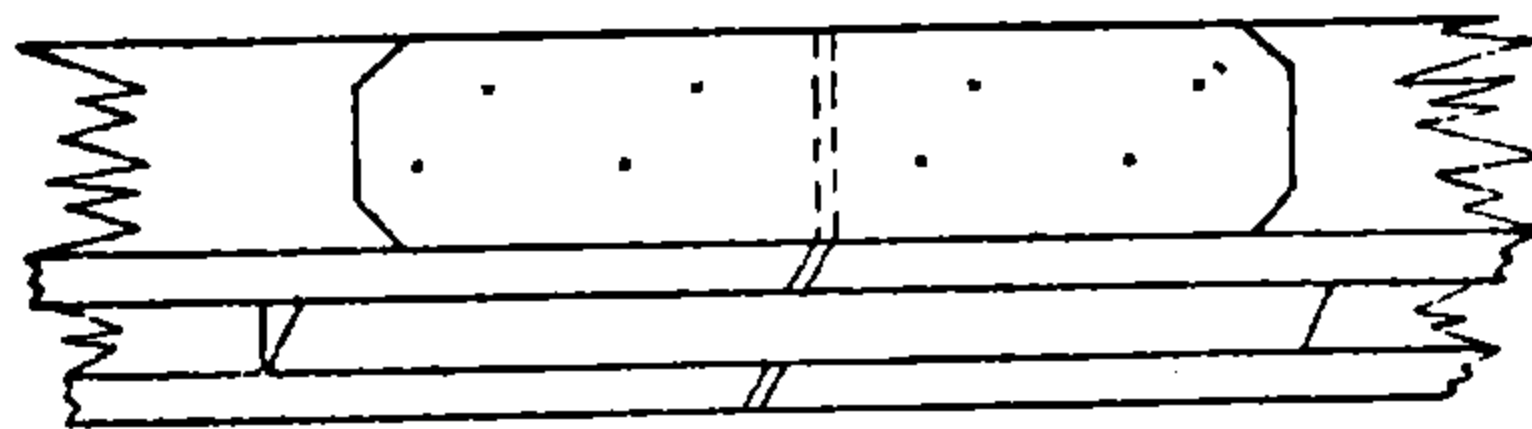
$$[n_c]_{\text{ты}} = 85 \cdot 0,85 = 72 \text{ кг}$$

(допускаемая норма на смятие с коэффициентом на первоначальную влажность);

$b = 8 \text{ см}$  (толщина накладок);

$a = 10 \text{ см}$  (толщина внутреннего бруса);

$[n_{\text{ж}}] = 1\,400 \text{ кг/см}^2$  (допуск. напряжение на изгиб болта).



Фиг. 365.

Болт имеет 2 среза: отсюда каждый болт может воспринять нагрузку:

$$P_{\sigma} = 2 \cdot 508 = 1\,016 \text{ кг.}$$

Необходимое количество болтов в узле

$$n = \frac{T'}{P_{\sigma}} = \frac{5\,755}{1\,016} = 6 \text{ болтов (столько и имеется).}$$

Необходимое расстояние между болтами определяется из формулы (Ед. нормы, стр. проект.):

$$c = d \left( \frac{[n_c]b}{2[t]} + 1 \right) = 2,0 \left( \frac{72}{12 \cdot 2} + 1 \right) = 8 \text{ см при фактическом расстоянии } c = 10 \text{ см.}$$

Расчет стыка в нижнем поясе (фиг. 365).

Стык устроен с помощью железных накладок и болтов.

Наибольшее усилие  $U_s = 15\,710 \text{ кг}$ .

Болты = 20 мм.

Болты работают на четыре среза.



По вышеприведенным формулам Ед. норм стр. проект.

$$P = kd^2 \sqrt{[n_{\text{мол}}][n_c]_{\text{бу}}} = 0,4 \cdot 2,0^2 \cdot \sqrt{1400 \cdot 72} = 508 \text{ кг};$$

$$P = 0,4ad [n_c]_{\text{бу}} = 0,4 \cdot 10 \cdot 2,0 \cdot 72 = 576 \text{ кг};$$

$$P = 0,6b \cdot d [n_c]_{\text{бу}} = 0,6 \cdot 8 \cdot 2,0 \cdot 72 = 691 \text{ кг}.$$

$$P_{\text{мин}} = 508 \cdot 4 = 2032 \text{ кг}.$$

Необходимое количество болтов:

$$n = \frac{U_a}{P_{\text{мин}}} = \frac{15710}{2032} = 8 \text{ болтов.}^1$$

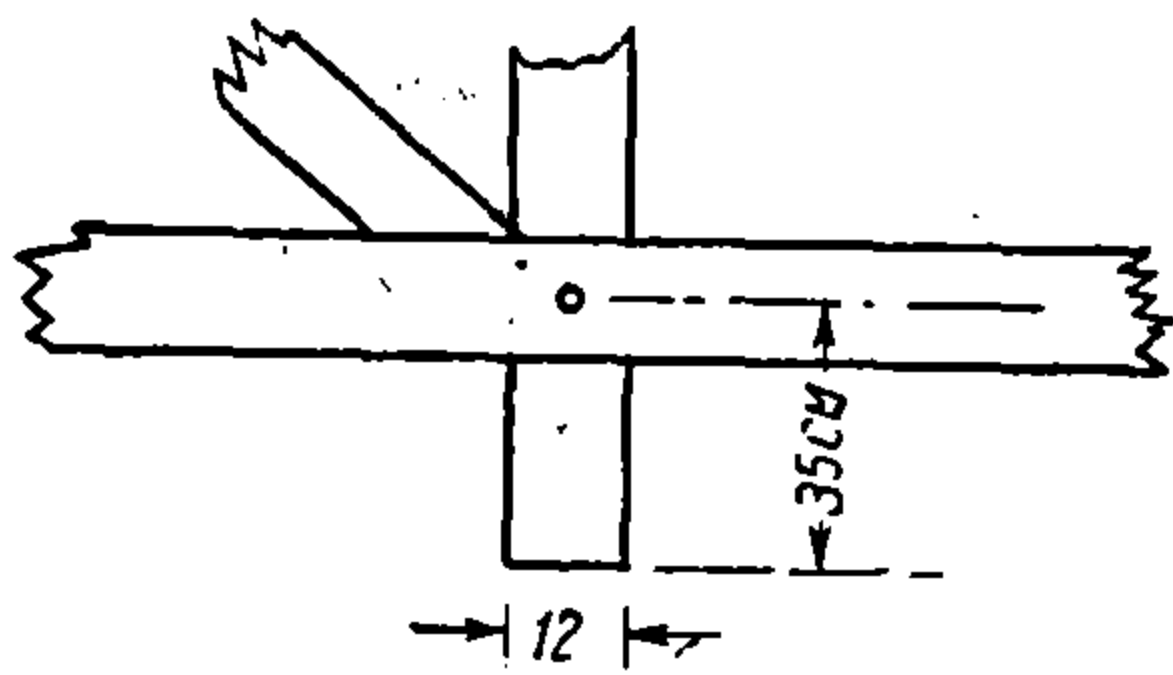
### § 83. Расчет среднего нижнего узла

Расчет болта

Усилие  $V_4 = 5160 \text{ кг}$ .

Приходящееся усилие на один брус  $\frac{V_4}{2} = 2580 \text{ кг}$ . Врубка воспринимает на себя усилие:

$$P = 2 \cdot 2,5 \cdot 12 \cdot 60 = 3600 \text{ кг},$$



Фиг. 366.

где  $60 \text{ кг/см}^2 = 70 \cdot 0,85 = [n_c]$ ;

2,5 см—глубина врубки; 12 см—ширина; 2—две площади смятия.

Значит, болт не работает, а служит для конструктивных соображений.

Проверка на скалывание (фиг. 366)

Площадь скалывания:

$$F = 12 \cdot 2 \cdot 35 = 840 \text{ см}^2.$$

Напряжение, допускаемое на скалывание:

$$[t] = 12 \cdot 0,85 = 9,9 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{V_4}{F} = \frac{2880}{840} = 3,64 \text{ кг/см}^2 < 9,9 \text{ кг/см}^2.$$

### § 84. Расчет опорного узла

Вертикальная нагрузка на опору:

$$A = 7,650 \text{ т}.$$

Опорная площадь передачи давления от нижнего пояса через подушку на мауэрлат принимается равной при ширине мауэрлата в 22 см:

$$F = 40 \cdot 22 = 880 \text{ см}^2.$$

<sup>1</sup> Приведенный расчет фермы является проверочным по готовому проекту, на котором показан рассчитанный стык с четырьмя болтами, что, как видно из расчета, является неудовлетворительным.

Напряжение смятия в мауэрлате:

$$\sigma = \frac{7650}{880} = 8,69 \text{ гк/см}^2 < 25 \cdot 0,85, \text{ т. е. меньше } 21,25 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение от мауэрлата на кладку.

Мауэрлат сплошной:

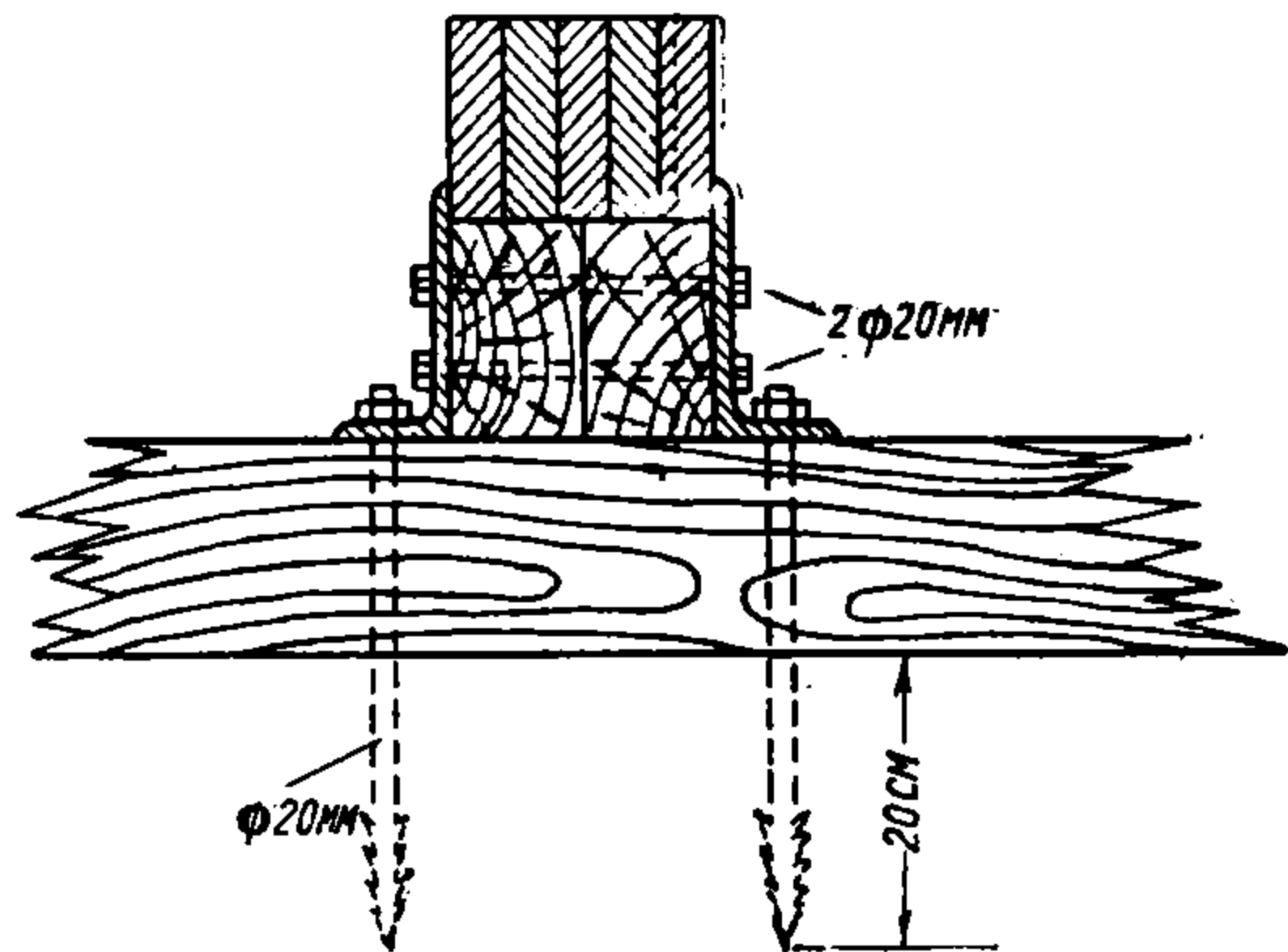
$$F = 22 \cdot 40 = 8800 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{7650}{8800} = 0,88 \text{ кг/см}^2 < 8,00 \text{ кг/см}^2.$$

Можно бы мауэрлат делать и не сплошным.

Скрепление опорных узлов фермы с мауэрлатом осуществлено для каждой опоры двумя угольниками № 6 и 5 толщиной 10 мм и длиной 26 см (фиг. 367).

Уголки посредством болтов притянуты к опорному узлу и к мауэрлату. Болты диаметром 20 мм с заершенными концами и с заделкой в бетон на 20 см. Для осуществления возможной подвижности одной опоры болтовые отверстия в угольниках выполнены продолговатой формы.



Фиг. 367.

Ввиду незначительной величины горизонтальной составляющей ветра, действующей на болты и угольники, проверки последних расчетом не требуется производить.

## Глава XV

### ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ ДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ НА ФАБРИКЕ

#### § 85. Проверочный расчет деревянной фермы междуэтажного перекрытия на фабрике

Деревянная ферма с параллельными поясами типа Гау поддерживает балки междуэтажного перекрытия, расположенные, как указано на фиг. 368.

Давление каждой балки на ферму от собственного веса перекрытия и полезной нагрузки составляет по заданию 625 кг.

Определение геометрических очертаний (фиг. 369):

$$l = 15,0 \text{ м};$$

$$d = \frac{l}{6} = 2,5 \text{ м};$$

$$h = 1,25 \text{ м}.$$

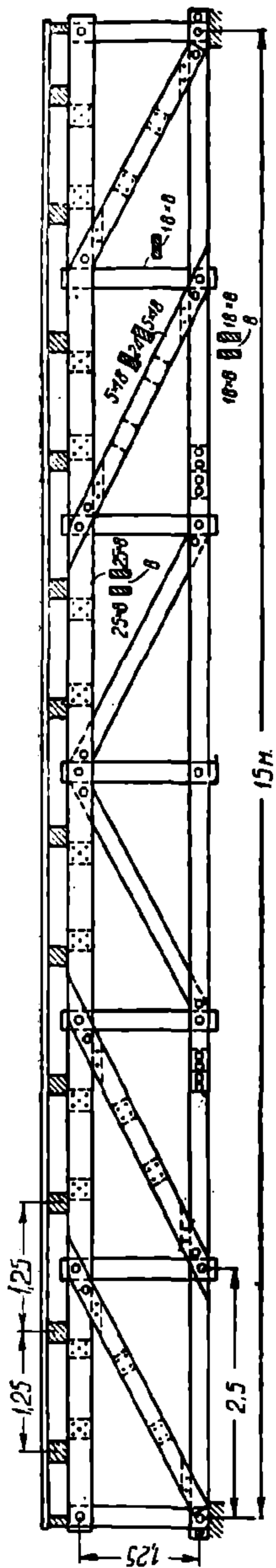
$$\text{Длина раскоса} = \sqrt{d^2 + h^2} = 2,795 \text{ м};$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{d} = 0,500;$$

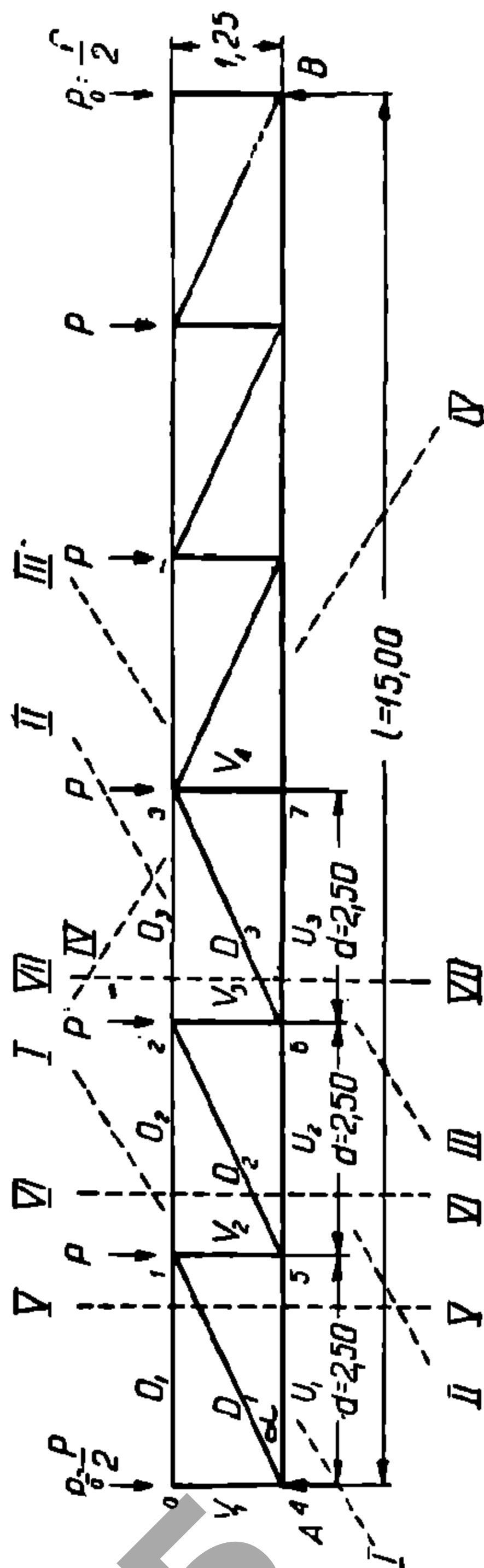
$$\alpha = \approx 26^\circ, 50';$$

$$\sin \alpha = \approx 0,44.$$

Материал: сосна I сорта, воздушносухая.



Фиг. 368.



Фиг. 369.

Определение узловых нагрузок и реакций опор  
Узловые нагрузки складываются из:

1) веса поддерживаемого фермой перекрытия:

$$P' = 625 \cdot 2 = 1250 \text{ кг.}$$

2) веса фермы. Длина всех стержней —  $\Sigma l = 60,35$  м с весом  $p = 15$  кг/п. м; коэффициент увеличения на разные крепления  $k = 1,20$ .

Всю эту нагрузку примем приложенной, как узловую к шести верхним узлам ( $n = 6$ ):

$$P'' = \frac{\Sigma l p \cdot k}{n} = \frac{15 \cdot 60,35}{6} \cdot 1,20 = \approx 180 \text{ кг.}$$

Полные узловые нагрузки:

$$P = P' + P'' = 1250 + 180 = 1430 \text{ кг.}$$

Нагрузка на крайний узел:

$$P_0 = \frac{1}{2} P = 715 \text{ кг;}$$

$$A_0 = B_0 = P_0 + 2,5 P = 4290 \text{ кг.}$$

Определение усилий в элементах фермы (фиг. 369).

Длина панели  $d = 2,50$  м.

Высота фермы  $h = 1,25$  м.

Для упрощения расчета силы  $P_0$  не учитываем, как не действующие непосредственно на усилия в стержнях ферм:

$$P = 1430 \text{ кг;}$$

$$A = B = \frac{5P}{2} = 3575 \text{ кг.}$$

1) Усилие  $U_1$  (растяжение).

Проводим сечение  $I-I$ , рассматриваем левую часть фермы и берем сумму моментов относительно точки 1:

$$\Sigma M_1 = Ad - U_1 h = 0.$$

$$U_1 = \frac{Ad}{h} = \frac{3575 \cdot 2,50}{1,25} = 7150 \text{ кг.}$$

2) Усилие  $O_2$  (сжатие) определяем из того же сечения и тем же методом.

$\Sigma M$  берем относительно точки 5:

$$\Sigma M_5 = Ad - O_2 h = 0;$$

$$O_2 = \frac{Ad}{h} = 7150 \text{ кг.}$$

3) Усилие  $U_2$  (растяжение).

Проводим сечение  $II-II$ , рассматриваем левую часть фермы;  $\Sigma M$  берем относительно точки 2:

$$\Sigma M_2 = A2d - Pd - U_2 h = 0;$$

$$U_2 = \frac{3575 \cdot 5,00 - 1430 \cdot 2,50}{1,25} = +11440 \text{ кг;}$$

4) Усилие  $O_3$  (сжатие) определяем из того же сечения и тем же методом, но  $\Sigma M$  берем относительно точки б:

$$\Sigma M_b = A2d - Pd - O_3h = 0;$$

$$O_3 = 11440 \text{ кг.}$$

5) Усилие  $U_3$  (растяжение).

Сечение III—III— $\Sigma M_3$ :

$$\Sigma M_3 = A3d - P(2d + d) - U_3 \cdot h = 0;$$

$$U_3 = \frac{3575 \cdot 7,50 - 1430 \cdot 7,50}{1,25} = 12870 \text{ кг.}$$

6) Усилие  $V_2$  (растяжение).

Сечение I—I. Рассматриваем левую часть фермы и берем  $\Sigma Y = 0$ :

$$\Sigma Y = A - P - V_2 = 0;$$

$$V_2 = A - P = 3575 - 1430 = 2145 \text{ кг.}$$

7) Усилие  $V_3$  (растяжение).

Рассчитываем тем же методом. Сечение II—II:

$$\Sigma Y = A - 2P - V_3 = 0;$$

$$V_3 = A - 2P = 3575 - 2 \cdot 1430 = 714 \text{ кг.}$$

8) Усилие  $V_4$  (усилие = 0).

Определяем вырезанием узла 7:

$$\Sigma Y = 0; \quad V_4 = 0.$$

9) Усилие  $D_1$  (сжатие).

Сечение V—V. Рассматриваем левую часть фермы и берем  $\Sigma Y = 0$ :

$$\Sigma A = A - D_1 \cdot \sin \alpha = 0;$$

$$D_1 = \frac{A}{\sin \alpha} = \frac{3575}{0,44} = 8120 \text{ кг.}$$

10) Усилие  $D_2$  (сжатие).

Рассматриваем тем же методом. Сечение VI—VI.

$$\Sigma y = A - P - D_2 \sin \alpha = 0;$$

$$D_2 = \frac{A - P}{\sin \alpha} = \frac{3575 - 1430}{0,44} \cong 4870 \text{ кг.}$$

11) Усилие  $D_3$  (сжатие). Сечение VII—VII:

$$\Sigma Y = A - 2P - D_3 \sin \alpha = 0;$$

$$D_3 = \frac{A - 2P}{\sin \alpha} = \frac{715}{0,44} \cong 160 \text{ кг.}$$

12) Усилие  $O_1 = 0$  (из вырезания узла 0.б)

13) Усилие  $V_1 = P_0 = -715 \text{ кг}$  (из вырезания узла 0).

Проверка сечений элементов фермы:

I. Сжатый пояс. Все панели верхнего пояса состоят из двух досок одного сечения (25×8).

Наибольшее усилие  $O_3 = -11440$  кг;  $d = 2,50$  м. Кроме того на панель действуют два сосредоточенных груза, из коих каждый  $= P = 625$  кг, которые создают так называемый местный изгибающий момент (фиг. 370):

$$A = B = P = 625 \text{ кг};$$

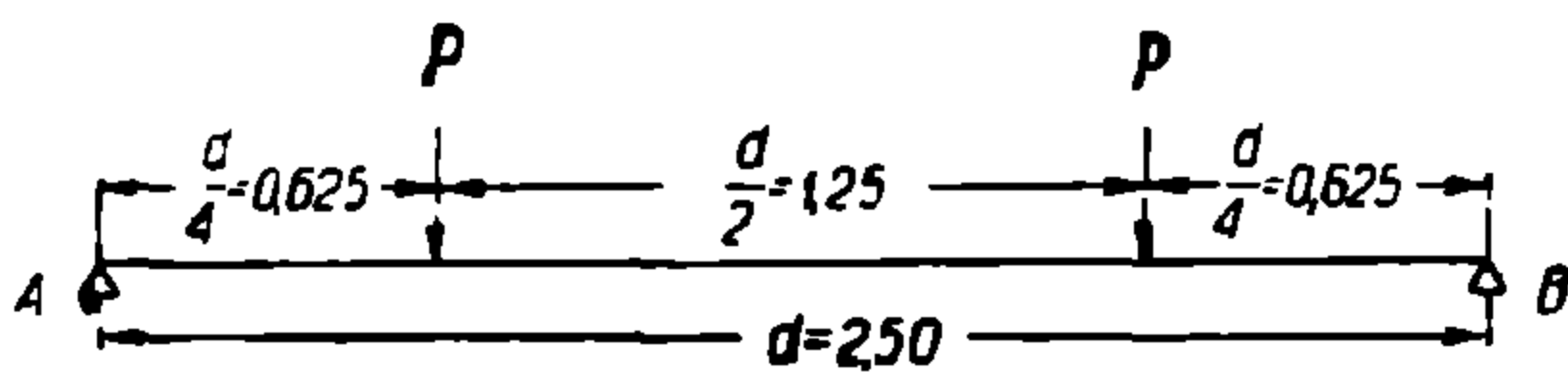
$$M = A \frac{d}{4} = 625 \cdot 62,5 = 39060 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$d = 2,50 \text{ м}; \quad F_{\text{брутто}} = 2 \cdot 25 \cdot 8 = 400 \text{ см}^2 \text{ (фиг. 371)};$$

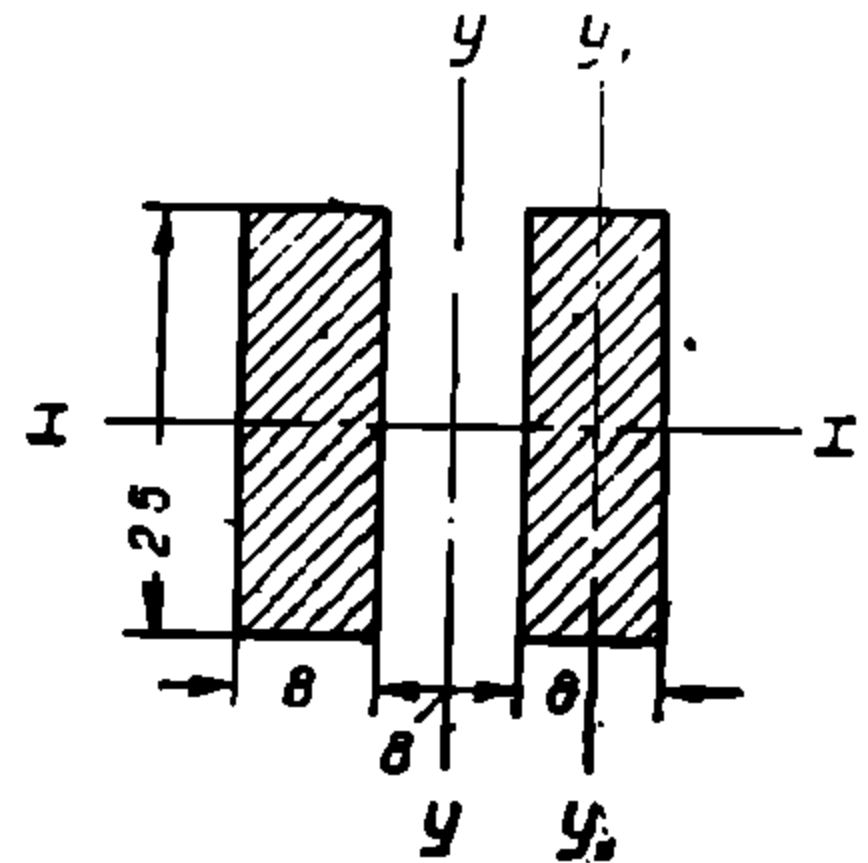
$$W_x = 2 \frac{8 \cdot 25^2}{6} = 1666 \text{ см}^3;$$

$$Y_x = \frac{2 \cdot 8 \cdot 25^3}{12} = 20800 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{20800}{400}} = 7,2 \text{ см.}$$



Фиг. 370.



Фиг. 371.

Проверка  $r_x = 0,288 \cdot 25 = 7,20$ :

$$\frac{d}{r_x} = \frac{250}{7,20} = \infty 35;$$

$$\varphi_x = 0,76;$$

$$\sigma_x = \frac{O_3}{F_{\text{брутто}} \cdot \varphi_x} + \frac{M}{W_x} = \frac{11440}{400 \cdot 0,76} + \frac{39060}{1666} = 30,8 + 23,4 =$$

$$= 54,2 \text{ кг/см}^2 < 100 \text{ кг/см}^2,$$

где  $100 = [n]$  — допускаемое напряжение на равномерное сжатие воздушно-сухой сосны I сорта.

Проверка по оси Y и на одну доску.

В панели проложены две прокладки:

$$d_1 = \frac{d}{3} = \infty 0,80 \text{ м};$$

$$J_y = \frac{25 \cdot 24^3}{12} - \frac{25 \cdot 8^3}{12} = \frac{25}{12} (13824 - 512) = 27750 \text{ см}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_{\text{брутто}}}} = \sqrt{\frac{27750}{400}} = 8,36 \text{ см};$$

$$\frac{d}{r_y} = \frac{250}{8,36} \approx 30; \quad \varphi_y = 0,793;$$

$$J_{y1} = \frac{25,8^3}{12} = 1075 \text{ см}^4;$$

$$F = 25 \cdot 8 = 200 \text{ см}^2;$$

$$r_{y1} = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{1075}{200}} = 2,5 \text{ см};$$

$$\frac{d_1}{r_{y1}} = \frac{80}{2,50} = 32;$$

$$\varphi_1 = 0,779.$$

Допускаем напряжение  $= [n] \varphi_1 \varphi_y = 100 \cdot 0,793 \cdot 0,779 = 62,4 \text{ кг/см}^2$ ;

$$\sigma_y = \frac{O_3}{F_{\text{брутто}}} = \frac{11440}{400} = 28,6 \text{ кг/см}^2 < 62,4 \text{ кг/см}^2.$$

Гибкость сечения одной доски  $\frac{d_1}{r_1} = 32$  меньше гибкости сечения относительно оси  $x-x$ , где  $\frac{d}{r_x} = 35$ , но больше гибкости сечения относительно оси  $y-y$ , где  $\frac{d}{r_y} = 30$ . Но ввиду больших запасов прочности в этом элементе гибкость сечения одной доски тоже безопасна.

II. Растянутый пояс. Все панели нижнего пояса состоят из двух досок одного сечения (18×8).

Наибольшее усилие  $U_3 = +12870 \text{ кг}$ ;

$$F_{\text{брутто}} = 2 \cdot 18 \cdot 8 = 288 \text{ см}^2.$$

Ослабление сечения в узлах и стыках примем 30%, что создает вполне достаточный запас прочности:

$$F_{\text{нетто}} = 0,70 \cdot F_{\text{брутто}} = 0,70 \cdot 288 = 201 \text{ см}^2.$$

Напряжение в материале:

$$\sigma = \frac{U_3}{F_{\text{нетто}}} = \frac{12870}{201} = 64,03 \text{ кг/см}^2 < 110 \text{ кг/см}^2.$$

III. Растянутые стойки. Все стойки имеют одинаковое сечение и состоят из одной доски (18×8).

Наибольшее усилие  $V_2 = +2145 \text{ кг}$ ;

$$F_{\text{брутто}} = 18 \cdot 8 = 144 \text{ см}^2.$$

Ослабление сечения считаем 30%:

$$F_{\text{нетто}} = 0,70 F_{\text{брутто}} = 0,70 \cdot 144 = 100 \text{ см}^2.$$

Напряжение в материале:

$$\sigma = \frac{V_2}{F_{\text{нетто}}} = \frac{2145}{100} = 21,45 \text{ кг/см}^2 < 110 \text{ кг/см}^2.$$

Все стойки приняты одинакового сечения 18×8 ввиду конструктивных соображений в изготовлении вкладышей и устройства узловых соединений.

IV. Сжатые раскосы. Раскосы  $D_1$  и  $D_2$  имеют одинаковое сечение из двух досок 18 × 5 см (фиг. 372).

Наибольшее усилие  $D_1 = 8120$  кг;  $l = 280$  см;

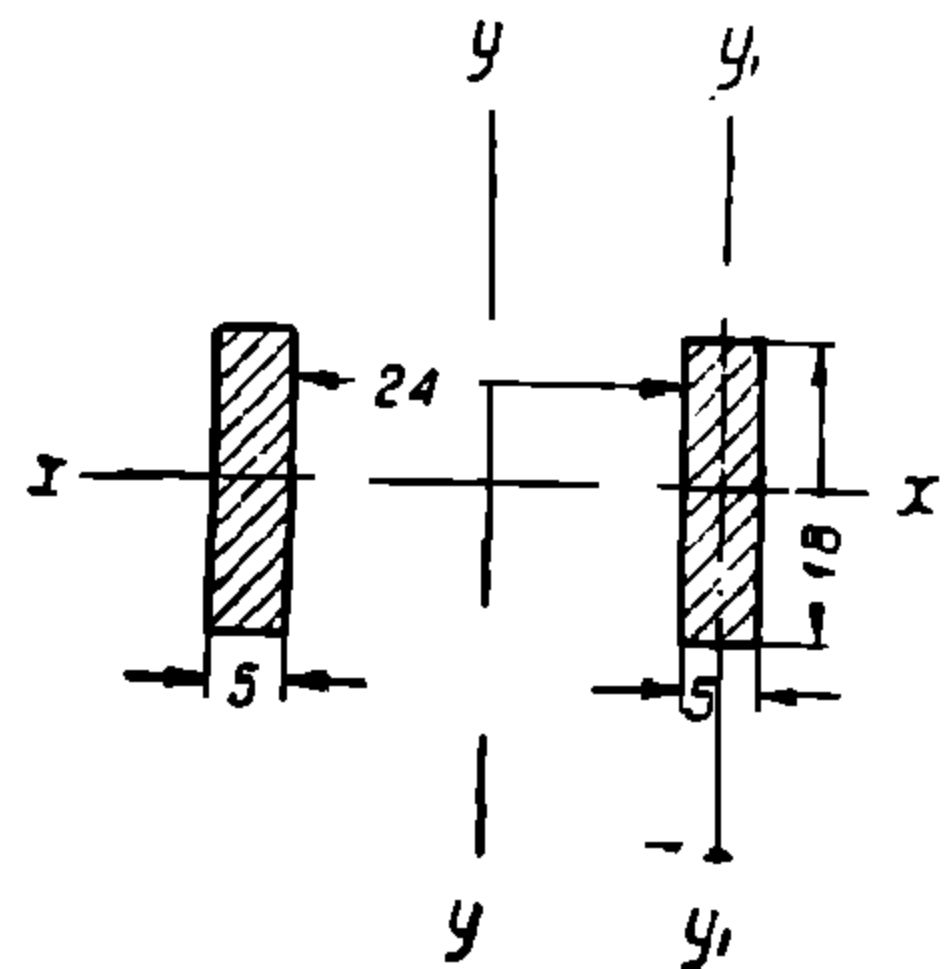
$$F = 2 \cdot 18 \cdot 5 = 180 \text{ см}^2; \quad J_x = \frac{2 \cdot 5 \cdot 18^3}{12} = 4860 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{4860}{180}} = 5,2;$$

$$\frac{l}{r_x} = \frac{280}{5,20} \approx 54; \quad \varphi_x = 0,627;$$

$$\varphi_x [n] = 0,627 \cdot 100 = 62,7 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{D_1}{F} = \frac{8120}{180} = 45,2 \text{ кг/см} < 62,7 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 372.

Проверка по оси  $Y$  и на одну доску.

Имеется две прокладки;

$$l_1 = \frac{l}{3} \approx 0,93 \text{ м}; \quad F_1 = \frac{F}{2} = 90 \text{ см}^2;$$

$$J_y = \frac{18}{12} (34^3 - 24^3) = 38220 \text{ см}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{38220}{180}} = 14,50 \text{ см}; \quad \frac{l}{r_y} = \frac{280}{14,5} \approx 20;$$

$$\varphi_y = 0,862; \quad J_{y1} = \frac{18 \cdot 5^3}{12} = 187 \text{ см}^4; \quad r_{y1} = \sqrt{\frac{187}{90}} = 1,44 \text{ см};$$

$$\frac{l_1}{r_{y1}} = \frac{93}{1,44} \approx 65; \quad \varphi_1 = 0,551;$$

$$\varphi_y \varphi_1 [n] = 0,862 \cdot 0,551 \cdot 100 = 47,5 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{8120}{180} = 45,2 \text{ кг/см}^2 < 47,5 \text{ кг/см}^2.$$

Гибкость сечения одной доски ( $\frac{l_1}{r_{y1}} = 65$ ) значительно больше гибкости сечения относительно оси  $y-y$ , где  $\frac{l}{r_y} = 20$  и больше гибкости сечения относительно оси  $x-x$ , где  $\frac{l}{r_x} = 54$ . Это неудовлетворительно и противоречит указаниям Ед. норм стр. проект.; число прокладок следовало бы увеличить, чтобы уменьшить расстояние между ними.



Проверка связей жесткости (прокладок) в сжатых раскосах.

Сдвигающая сила в середине стержня определяется по нижеприведенной из Ед. норм строит. проект формуле:

$$T_{0,2}^i = \frac{S}{h_1} \frac{[n_u]}{[n_-]} \left( \frac{1}{\varphi_y} - 1 \right) \frac{N}{F},$$

где  $S$  — статический момент сечения одной доски относительно оси  $y-y$  (фиг. 373);

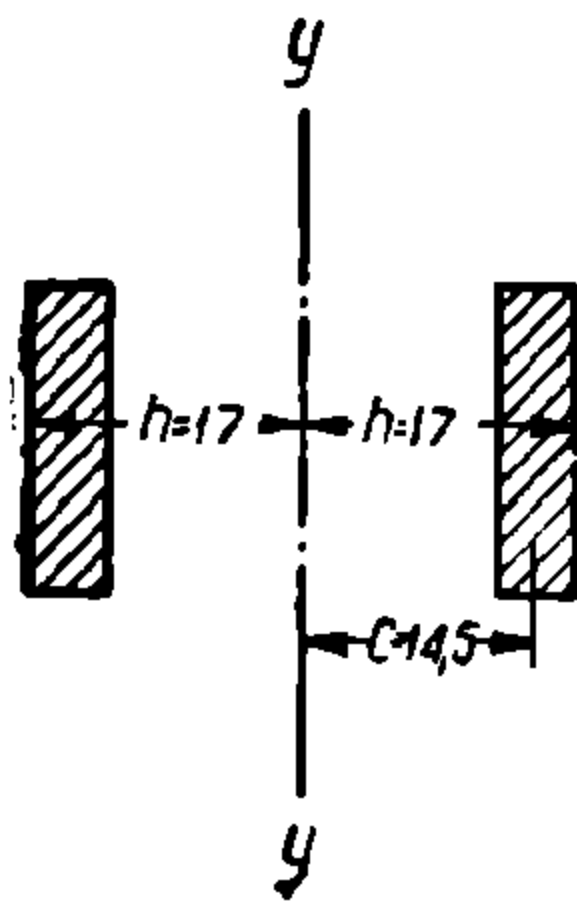
$$S = F_{1y} \cdot C = 90 \cdot 14,5 = 1305 \text{ см}^3;$$

$h_1$  — расстояние крайней фибры сечения от оси  $y-y$ :

$$h_1 = 17 \text{ см}; \quad [n_u] = 110 \text{ кг/см}^2; \quad [n_-] = 100 \text{ кг/см}^2;$$

$$\varphi_y = 0,862; \quad N = 8120 \text{ кг}; \quad F = 180 \text{ см}^2;$$

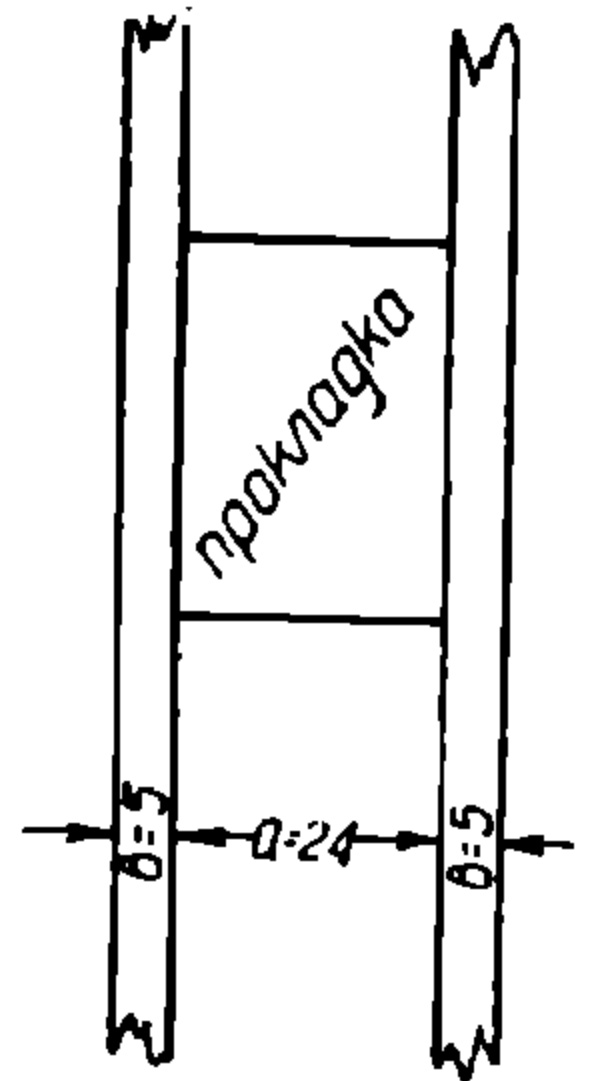
$$T_{0,2}^i = \frac{1305}{17} \frac{110}{100} \left( \frac{1}{0,862} - 1 \right) \frac{8120}{180} \cong 600 \text{ кг}.$$



Фиг. 373.

Для прикрепления прокладки (фиг. 374) применены гвозди диаметром  $d = 0,6 \text{ см}$ .

Усилие, допускаемое на один срез гвоздя, определено по наименьшему из значений получаемых по нижеприведенным из Ед. норм строит. проект. формулам расчета соединений нагельного типа, т. е. гвоздевых, болтовых, нагельных и пр.



Фиг. 374.

В этих формулах:

$k$  — коэффициент, зависящий от типа нагельного соединения, и для гвоздей равный 0,7;

$[n_u]$  — допускаемое напряжение на изгиб нагеля. Для гвоздя  $[n_u]$  примем  $1600 \text{ кг/см}^2$ ;

$[n_o]_b$  — допускаемое напряжение на смятие дерева в нагельном соединении. Для гвоздя  $[n_o]_b = 85 \text{ кг/см}^2$ .

$$P = kd^2 \sqrt{[n_u] [n_o]_b} = 0,7 \cdot (0,6)^2 \sqrt{1600 \cdot 85} = 93 \text{ кг};$$

$$P = 0,4 \cdot a \cdot d [n_o]_b = 0,4 \cdot 24 \cdot 0,6 \cdot 85 = 489 \text{ кг};$$

$$P = 0,6 \cdot b \cdot d [n_o]_b = 0,6 \cdot 5 \cdot 0,6 \cdot 85 = 153 \text{ кг}.$$

Количество необходимых гвоздей с каждой стороны:

$$n = \frac{T_{0,2}^i}{P_{\min}} = \frac{600}{93} = 7 \text{ шт.},$$

каковое число гвоздей имеется.

Расстояние между гвоздями определяется по нижеприведенной из Ед. норм стрит. проект. формуле, в коей  $[n_c]_b$  имеет предыдущее значение —  $85 \text{ кг/см}^2$ .  $[t]$  — допускаемое напряжение на равномерное скалывание —  $12 \text{ кг/см}^2$ :

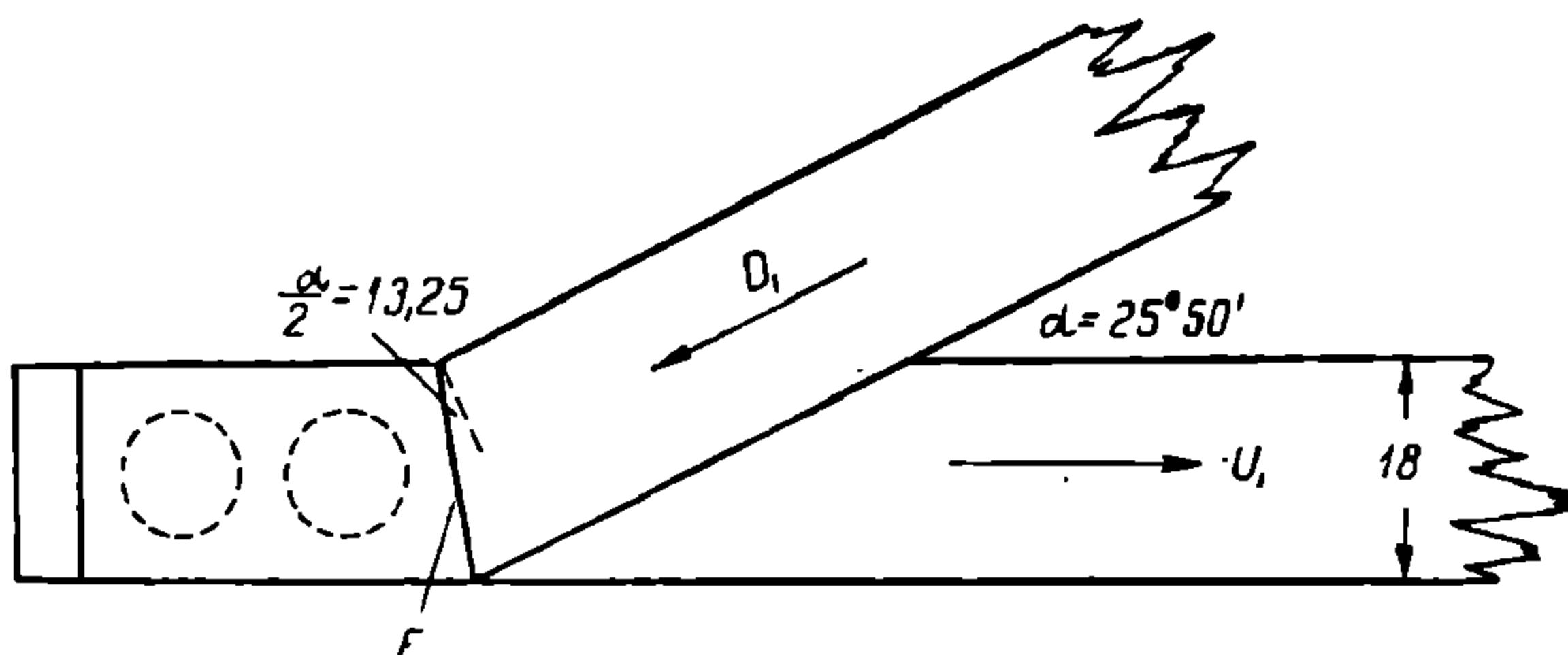
$$C = 3D \left( \frac{[n_c]_b}{2[t]} + 1 \right) = 3 \cdot 0,6 \left( \frac{85}{24} + 1 \right) = 9 \text{ см.}$$

На проекте расстояние это не выдержано.

Расстояние от торца доски по единым нормам должно составлять:

$$C_1 = 2d \left( \frac{[n_c]_b}{2t} + 1 \right) \cong 6 \text{ см.}$$

V Сжатый раскос состоит из одной доски ( $18 \times 8 \text{ см}$ ). Усилие  $D_3 = 150 \text{ кг}$  — не значительно.



Фиг. 375.

#### VI. Расчет узловых соединений и стыков

1) Опорный узел  $D_1 = 8120 \text{ кг}$  (фиг. 375);  $U_1 = 7150 \text{ кг}$ .

$$\text{Площадь смятия } F = 2 \cdot 18 \frac{1}{\cos \frac{\alpha}{2}} \cdot 5 = 185,20 \text{ см}^2.$$

Допускаемое напряжение на смятие под углом  $\alpha = 26^\circ 50'$  по Ед. норм. стрит. проект.

$$[n_c]_\alpha = \frac{[n_c]}{1 + \left( \frac{[n_c]}{[n_{c\perp}]} - 1 \right) \sin^2 \alpha},$$

где  $[n_c]$  и  $[n_{c\perp}]$  — соответствующие допускаемые напряжения на смятие при  $0^\circ$  и  $90^\circ$ , а  $\alpha$  — угол между направлением действия сминающей силы и направлением волокон;

$$[n_c]_\alpha = \frac{70}{1 + \left( \frac{70}{25} - 1 \right) \cdot 0,20} = 51,50 \text{ кг/см}^2.$$

$$\text{Напряжение смятия } \sigma = \frac{D_1}{F} = \frac{8010}{185,20} = 43,3 \text{ кг/см}^2 < 51,5 \text{ кг/см}^2.$$

Каждая накладка присоединена к нижнему поясу двумя кольцами Тухшерера:

$$d = 14 \text{ см}; \quad b = 3,0 \text{ см}; \quad \delta = 0,65 \text{ см},$$

а всего, значит, имеется четыре кольца.

Допускаемую нагрузку на одно кольцо определим наименьшим значением из приведенных ниже двух формул Ед. норм. строит. проект.:

$$P = 2 d b' [n_c] = 2 \cdot 14 \cdot 1,5 \cdot 70 = 2940 \text{ кг};$$

$$P = 12 b' d [t] = 12 \cdot 1,5 \cdot 14 \cdot 12 = 3024 \text{ кг},$$

где  $d$  — внутренний диаметр кольца:

$b'$  — половина ширины кольца =  $\frac{b}{2}$  — (глубина врезки кольца);

$$[n_c] = 70 \text{ кг/см}^2; \quad [t] = 12 \text{ кг/см}^2.$$

Необходимое количество колец:

$$n = \frac{U_1}{P_{\min}} = \frac{7150}{2940} = 4 \text{ кольца, каковые и имеются в конструкции.}$$

2) Узлы раскоса  $D_2$ ;  $D_2 = 4870 \text{ кг}$ .

Кольца диаметром  $d = 14 \text{ см}$ ;  $b = 3,0 \text{ см}$ ;  $\delta = 0,65 \text{ см}$ ;

$$P_{\text{см}} = 2d b' [n_c]_{\alpha^\circ} = 2 \cdot 14 \cdot 1,5 \cdot 51,5 = 2163 \text{ кг}.$$

Для  $\alpha = 26^\circ 50'$  берем по интерполяции усилие на скалывание;

$$P_{\text{ск}} 0^\circ = 12 b' d [t] = 12 \cdot 1,5 \cdot 14 \cdot 12 = 3024 \text{ кг};$$

$$P_{\text{ск}} 90^\circ = 8 b' d [t_\perp] = 8 \cdot 1,5 \cdot 14 \cdot 6 = 1008 \text{ кг};$$

$$P_{\text{ск}} = P_{\text{ск}} 90^\circ + \frac{P_{\text{ск}} 0^\circ - P_{\text{ск}} 90^\circ}{90} (90^\circ - 26^\circ 50') = 1008 + 1422 = 2430 \text{ кг}.$$

В конструкции имеются два кольца:

$$2 P_{\min} = 2 \cdot 2163 = 4326 \text{ кг} < 4870 \text{ кг}.$$

Но на пояса непосредственно опираются прокладки раскоса, которые работают на смятие, так что огромным запасом покрывается разность:

$$D_2 - 2P_{\min} = 584 \text{ кг}.$$

3) Узлы раскоса  $D_3$ ;  $D_3 = 160 \text{ кг}$ .

Имеется одно кольцо  $d = 14 \text{ см}$ ;  $b = 3 \text{ см}$ ;  $\delta = 0,65 \text{ см}$ ;  $P_{\min} = 2163 \text{ кг} > 160 \text{ кг}$ :

4) Узлы растянутых стоек.

$$V_2 = 2145 \text{ кг}.$$

Имеются два кольца  $D = 14 \text{ см}$ ;  $b = 3,60 \text{ см}$ ;  $\delta = 0,65 \text{ см}$ .

Сила  $V_2$  действует к поясам под углом  $90^\circ$  (поперек волокон):

$$P = 2d b' [n_c] = 2 \cdot 14 \cdot 1,80 \cdot 25 = 1260 \text{ кг};$$

$$P = 8db' [t_\perp] = 8 \cdot 14 \cdot 1,8 \cdot 6 = 1220 \text{ кг}$$

(формулы по Ед. норм.строит. проект при усилении поперек волокон).

Требуются два кольца, которые в конструкции и имеются.

$$2P_{min} = 2 \cdot 1210 = 2420 \text{ кг} > 2145 \text{ кг.}$$

5) Стык в нижнем поясе  $U_2 = 11440 \text{ кг}$ .

Стык находится во второй панели и соединен кольцами Тухшерера:  $d = 14 \text{ см}$ ;  $b = 3,00 \text{ см}$ ;  $\delta = 0,65 \text{ см}$ ;  $P_{min} = 2940 \text{ кг}$  (см. выше расчет опорного узла  $D_1$ ).

Необходимое количество колец:

$$n = \frac{U_2}{P_{min}} = \frac{11440}{2940} = 4 \text{ кольца,}$$

каковые в конструкции имеются.

6) В верхнем поясе стыки работают на сжатие и в кольцах Тухшерера не нуждаются.

## Глава XVI

### ПРОЕКТ МОСТОВОЙ ДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ ГАУ СО ШПРЕНГЕЛЯМИ

Две фермы Гау для моста под шоссеюную дорогу запроектированы по габариту  $\Gamma_4$ , классу нагрузки  $H_6$  и рассчитаны по техническим условиям 1931 г.

#### § 86. Общее описание фермы (фиг. 376)

Расчетный пролет фермы 32,04 м. Теоретическая высота между осями поясов фермы 6,5. Расстояние между осями фермы 6,97 м.

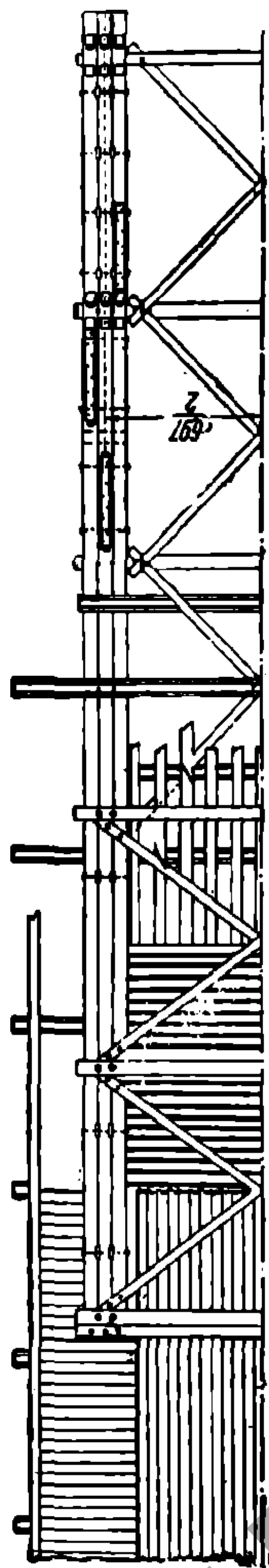
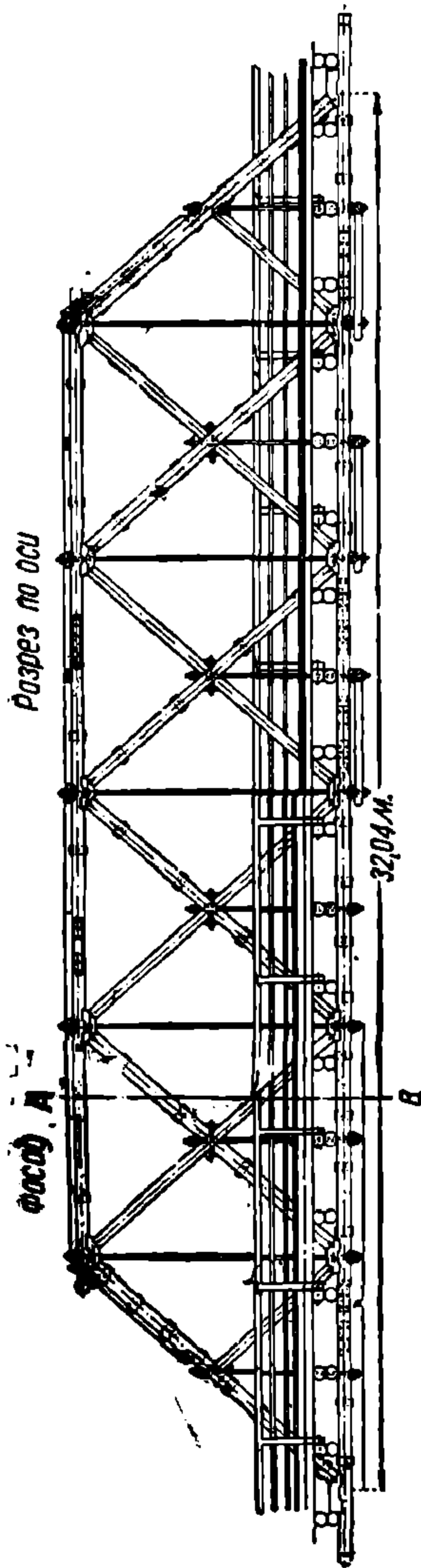
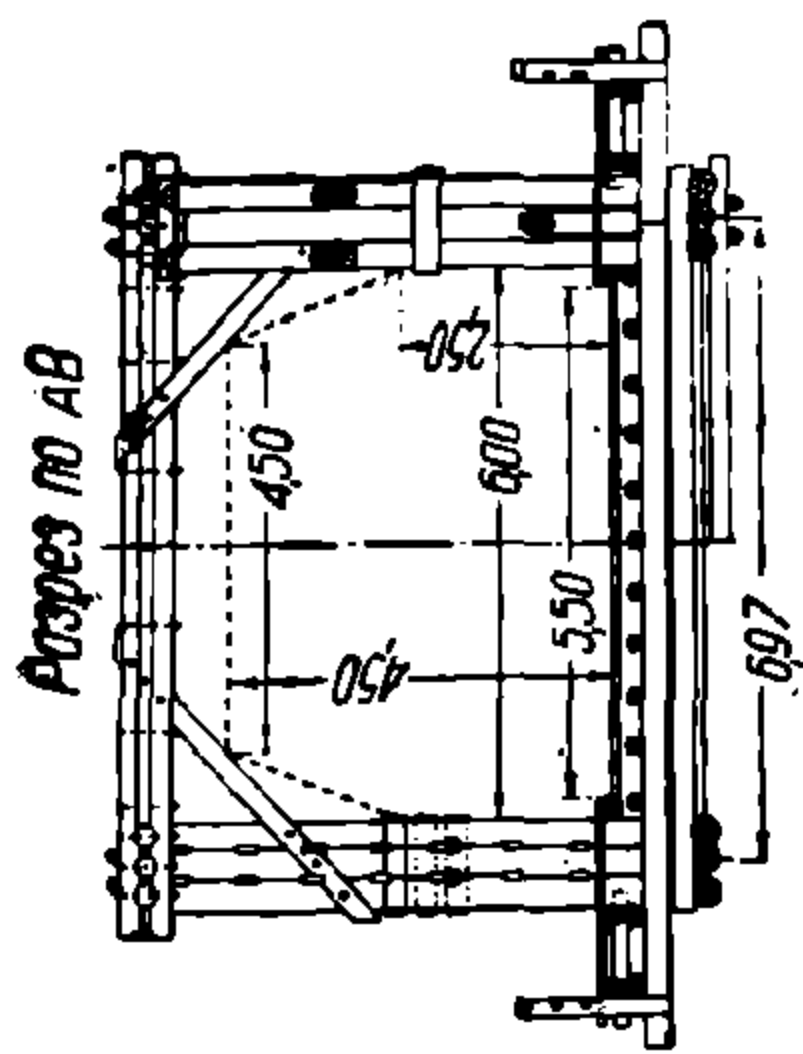
Фермы разделены на 12 полупанелей по 2,67 м каждая. Расстояние между колесоотбоями 5,5 м; между фермами в свету—6,0 м.

Полотно проезжей части состоит из двойного настила (верхнего из досок  $6 \times 24 \text{ см}$ , расположенных вдоль моста, и нижнего— из досок  $9 \times 22 \text{ см}$ , расположенных с зазорами в 2 см поперек моста), уложенного по продольным балкам, запроектированным из бревен  $d = 24 \text{ см}$ , со стесанной верхней постелью в 6 см и расположенными на расстоянии между их осями 0,57 м.

Продольные балки лежат на поперечных балках, каковые представляют собою составные балки из двух бревен диаметром 34 см каждая, стесанных на два канта, уложенных с зазором в 2 см и соединенных шпонками и болтами. Длина нижнего бревна равна 8 м; длина верхнего—9,0 м. Бревна расположены так, чтобы образовали консоль для тротуара шириною 1,0 м. На консолях положены продольные балки из бревен  $d = 24 \text{ см}$ , кои перекрыты досками сечения  $6 \times 24 \text{ см}$ , расположенными поперек моста. Стойки перил прикреплены болтами к консоли поперечной балки и к продольным балкам; во всем остальном перила делаются по типовым проектам.

Поперечные балки расположены на расстоянии между осями 1,78 м.

Нижний пояс, на котором лежат поперечные балки, состоит из трех рядом положенных бревен диаметром 30 см с зазором 2 см и прокладками между ними и скрепленных болтами.



Верхний пояс тоже состоит из трех бревен, но диаметра 28 см; между бревнами пояса положены прокладки, скрепленные с бревнами болтами.

Стыки бревен как верхнего, так и нижнего поясов расположены так, чтобы в одной полупанели не было более одного стыка.

Стыки нижнего пояса перекрываются двумя горизонтальными железными накладками сечения  $240 \times 10$  мм каждая, снабженные шестью шпонками сечения  $50 \times 40$  мм и соединены 8 болтами  $d = 2$  см.

Стык верхнего пояса перекрывается двумя вертикальными железными накладками сечения  $225 \times 10$  мм, снабженными каждая четырьмя шпонками сечения  $50 \times 40$  мм и соединенными 4 болтами  $d = 2$  см.

Нога ферм представляет собою составную балку из трех бревен  $a = 33$  см, расположенных зазором в 1 см так, чтобы их оси лежали в одних вертикальных плоскостях с соответствующими осями нижнего и верхнего поясов.

Прямые раскосы запроектированы двойные; обратные и полураскосы — одиночные. Обратные раскосы пропущены между бревнами прямых.

Раскосы, полураскосы и ноги сопрягаются с поясами при помощи подушек, сделанных из дуба I сорта. Опорные подушки расположены так, что волокна параллельны оси пояса. Остальные подушки состав-

ные, с направлением волокон их перпендикулярно продольной оси поясов. Составные части подушек соединены штырями и скрепляются между собою болтами.

Раскосы, полураскосы и ноги соединены с подушками также при помощи штырей.

Оси верхних и нижних поясов и раскосов лежат в одних соответствующих вертикальных плоскостях.

Все тяжи запроектированы парными и пропущены между бревнами поясов. Чтобы гайки тяжей не вдавливались в пояс, под ними помещены деревянные подгаечники, усиленные железными подкладками, кои расположены между гайками и деревянной частью подгаечника на всю ширину пояса.

Ветровые связи запроектированы раскосной системы; распорками для них служат деревянные части подгаечников, а раскосы нижних и верхних связей состоят из бревен диаметра 20 см.

Опорная рама состоит из двух ног, сечение коих указано выше, распорки из трех бревен диаметра 27 см и подкосов диаметра 24 см.

## § 87. Расчет проезжей части

а) Дощатый настил. Верхний настил запроектирован из досок сечения  $6 \times 24$  см, расположенных вдоль моста; нижний настил—из досок сечения  $9 \times 22$  см, расположенных поперек моста.

Верхний настил не рассчитывается, так как служит для предохранения нижнего от изнашивания и для распределения давления от сосредоточенных грузов на доски нижнего настила. Давление колеса считается, согласно техническим условиям, распределенным для поперечного настила на две доски поровну.

Наибольшее давление на одну доску нижнего настила от заднего колеса грузовика  $H_6$  (повыш.) будет:

$$p = \frac{2850}{2} = 1425 \text{ кг.}$$

Постоянная нагрузка от собственного веса настила на 1 п. м доски нижнего настила  $g$ :

$$g = 0,06 \cdot 0,24 \cdot 900 + 0,09 \cdot 0,22 \cdot 750 = 27,8 \text{ кг,}$$

вес верхнего настила, как постоянно смачиваемого, принят в  $900 \text{ кг/м}^2$ , нижнего— $750 \text{ кг/м}^2$ .

Максимальный изгибающий момент от временной нагрузки и собственного веса:

$$M_{\max} = \frac{Pl}{4} + \frac{gl^3}{8},$$

где  $l$ —расчетный пролет доски нижнего настила = 63 см:

$$M_{\max} = \frac{1425 \cdot 63}{4} + \frac{0,278 \cdot 63^3}{8} = 22582 \text{ кг/см.}$$

Момент сопротивления доски:

$$W = \frac{22 \cdot 9^3}{6} = 297 \text{ см}^3;$$

напряжение на изгиб доски:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{22582}{29,7} = 76 \text{ кг/см}^2 < 84 \text{ кг/см}^2.$$

Расстояние между осями продольных балок, исходя из конструктивных соображений и расчета настила, принято 0,57 м.

б) Продольные балки. Согласно Техн. услов. продольные балки рассчитывают, учитывая упругое распределение нагрузки настила.

Диаметр продольной балки  $d = 24 \text{ см}$  со стесанной верхней посылкой в  $1/4 d = 6 \text{ см}$ .

Расчетный пролет продольных балок, равный расстоянию между осями поперечных балок,  $l = 1,78 \text{ м}$ .

Расстояние между осями продольных балок  $a = 57 \text{ см}$ .

Постоянная нагрузка на  $n$ : м продольной балки состоит:

из веса настила $0,06 \cdot 0,57 \cdot 900 + 0,09 \cdot 0,57 \cdot 750$	69,2 кг
веса 1 пог. м продольной балки $0,783 \cdot 0,24^2 \cdot 750, . .$	33,8

---

Итого 103 кг

Временная нагрузка дает максимальный изгибающий момент при нахождении заднего колеса грузовика  $H_6$  (повыш.) над серединой пролета.

Доски нижнего настила по отношению к продольным балкам будут служить распределителями давления.

Рассчитываем это давление по теории неразрезных балок. Коэффициент упругой передачи:

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{8a^3}{l^3};$$

где:

$J_1$  — момент инерции доски нижнего настила  $= \frac{22 \cdot 9^3}{12} = 1337 \text{ см}^4$ ;

$J_2$  — момент инерции продольной балки  $= 0,048 d^4 = 0,048 \cdot 24^4 = 15925 \text{ см}^4$ ;

$a$  — расстояние между осями продольных балок  $= 57 \text{ см}$ ;

$l$  — расчетный пролет продольной балки  $= 178 \text{ см}$ .

$$k = \frac{15925}{1337} \cdot \frac{8 \cdot 57^3}{178^3} = 3,13 > 1/3,$$

следовательно, давление сосредоточенного груза передается на три продольные балки.

Наибольшее давление на середину пролета одной продольной балки от давления колеса задней оси грузовика  $H_6$  (повыш.):

$$P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} P = \frac{1 + 6,26}{3 + 6,26} \cdot 2850 = 0,784 \cdot 2850 \approx 2235 \text{ кг}.$$

Максимальный изгибающий момент от временной и постоянной нагрузки:

$$M_{max} = \frac{2235 \cdot 178}{4} + \frac{103,0 \cdot 178^2}{8 \cdot 100} = 99458 + 4069 = 103527 \text{ кг/см.}$$

Момент сопротивления продольной балки:

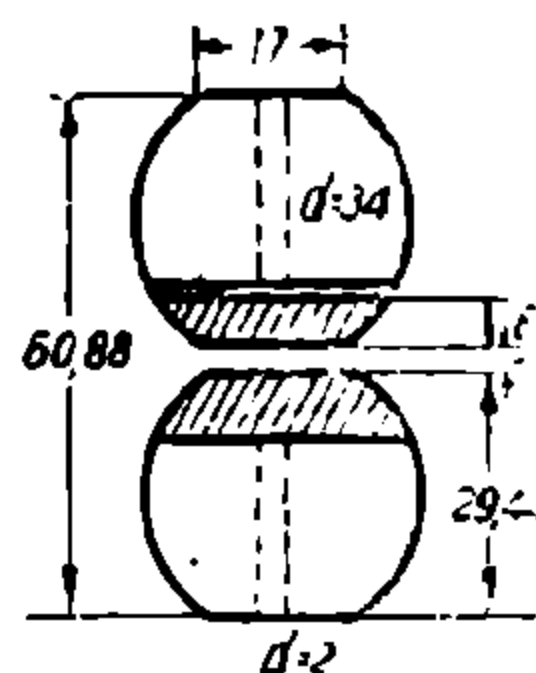
$$W = 0,096 \cdot 24^3 = 1327 \text{ см}^3 \text{ (где } 0,096 = \frac{\pi}{32}\text{)}.$$

Напряжение в середине продольной балки от изгиба:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{103527}{1327} = 78 \text{ кг/см}^2 < 84 \text{ кг/см}^2.$$

в) Поперечные балки. Расчетный пролет поперечной балки равен расстоянию между осями ферм  $l = 7,0 \text{ м}$ , расстояние между осями балок  $a = 1,78 \text{ м}$ .

Поперечная балка состоит из двух бревен  $d = 34 \text{ см}$ , стесанных на два канта в  $17,0 \text{ см}$ , уложенных одно над другим с зазором в  $2 \text{ см}$  и соединенных шпонками и болтами (фиг. 376 и 377).



Фиг. 377.

Момент инерции сечения балки относительно нейтральной оси:

$$J_2 = 2 \cdot (0,039 d^4 + 0,74 d^2 \cdot 15,22^2) = 2 \cdot (0,039 \cdot 34^4 + 0,74 \cdot 34^2 \cdot 15,22^2) = 527130 \text{ см}^4.$$

Продольные балки по отношению к поперечным служат распределителями давления.

Рассчитываем это давление по теории неразрезных балок на упругих опорах.

Рассмотрим два случая.

Первый случай. Поперек моста установлены два грузовика  $H_6$  (повыш.) так, что их задние оси лежат на поперечной балке.

Коэффициент упругой передачи:

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{a^3}{c^2(3l-4c)},$$

где:  $J_2$  — момент инерции поперечной балки —  $527130 \text{ см}^4$ ;

$J_1$  — момент инерции четырех продольных —  $4 \cdot 15925 = 63700 \text{ см}^4$ ;

$a$  — расстояние между осями поперечных балок —  $1,78 \text{ м}$ ;

$l$  — расчетный пролет поперечной балки —  $7,0 \text{ м}$ ;

$c$  — среднее расстояние от оси фермы до центра ближайшего колеса грузовика, равное  $\frac{1}{2} \cdot (7,0 - 2,8) \dots = 2,1 \text{ м}$ ;

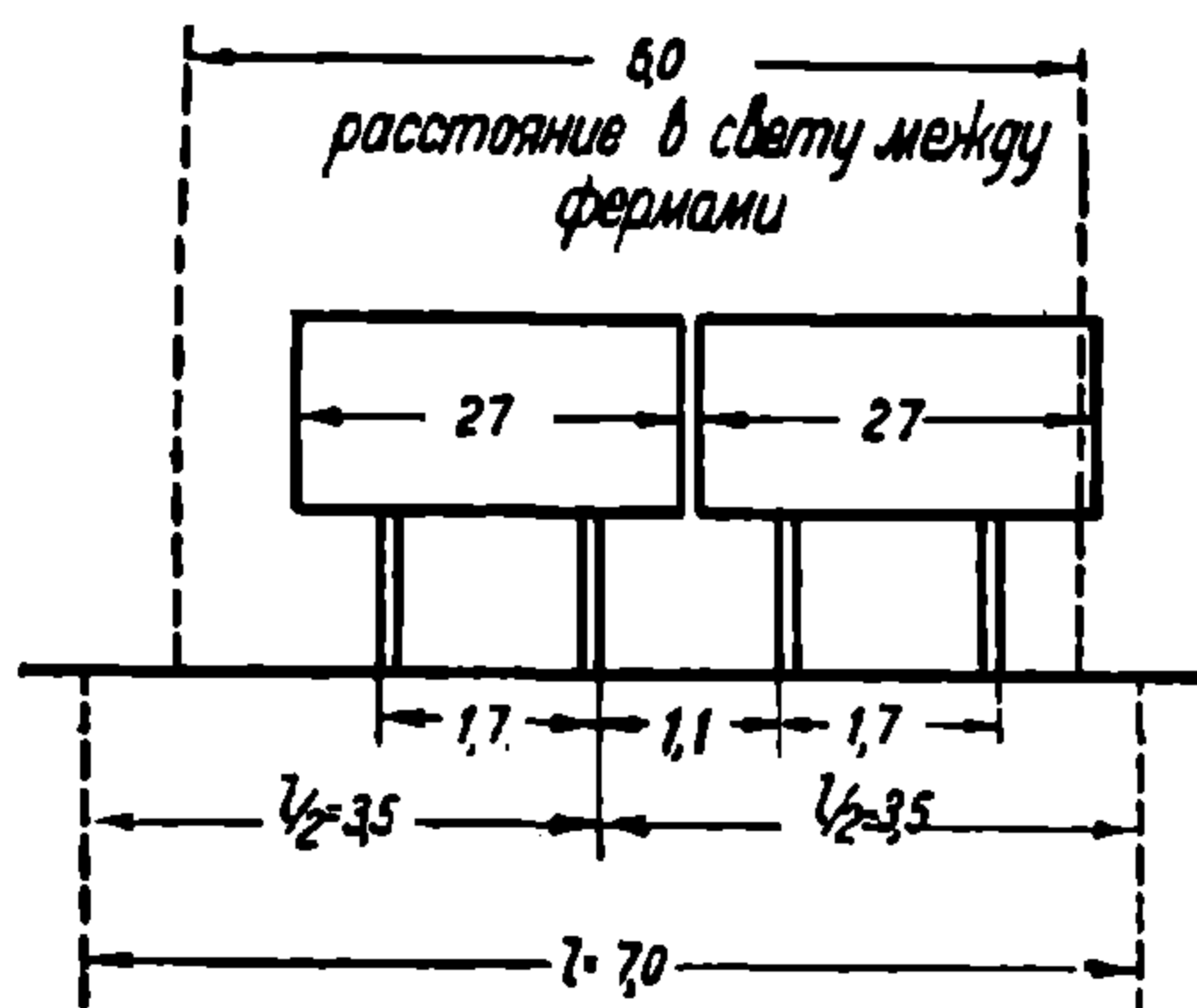
$$k = \frac{527130}{63700} \cdot \frac{1,78^3}{2,1^2(3 \cdot 7,0 - 4,0 \cdot 2,1)} = 0,84 > \frac{1}{3},$$

следовательно, давление колеса грузовика передается на три поперечные балки.



Наибольшее давление от одного заднего колеса грузовика  $H_6$  (повыш.) на поперечную балку:

$$P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} \cdot P = \frac{1 + 1,68}{3 + 1,68} \cdot 2850 = 1630 \text{ кг.}$$



Фиг. 378.

Второй случай. На мосту находится грузовик  $H_6$  (повыш.) и его задние оси лежат на поперечной балке.

Коэффициент упругой передачи:

$$k = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{a^3}{C^3(3l - 4C)},$$

где значение букв то же, что в предыдущем случае, кроме  $J_1 = 2 \cdot 15\,925 = 31\,850 \text{ см}^4$ ;

$C$  — среднее расстояние от оси фермы до ближайшего колеса грузовика  $= \frac{1}{2} \cdot (7,0 - 1,7) = 2,65 \text{ м.}$

$$k = \frac{527\,130}{31\,850} \cdot \frac{1,78^3}{2,65^2 \cdot (3 \cdot 7,0 - 4 \cdot 2,65)} = 1,28 > \frac{1}{3},$$

следовательно, давление колеса грузовика передается на три поперечные балки.

Наибольшее давление от одного заднего колеса грузовика  $H_6$  (повыш.) на поперечную балку:

$$P_1 = \frac{1 + 2k}{3 + 2k} \cdot P = \frac{1 + 3,56}{3 + 3,56} \cdot 2850 = 0,640 \cdot 2850 = 1824 \text{ кг.}$$

Определим наименее выгодное положение грузовиков поперек моста, при котором поперечная балка имеет наибольший изгибающий момент.

При установке всех задних колес двух грузовиков  $H_6$  (повыш.) на одной поперечной балке для получения наибольшего изгибающегося момента, согласно теории Винклера, следует их расположить так, чтобы середина пролета поперечной балки находилась посредине между равнодействующей и критическим грузом (каковым в рассматриваемом случае является треть от оси ферм колесо).

При расчетном пролете поперечной балки 7,0 м, опасное сечение балки, как видно из фиг. 378, будет лежать на расстоянии  $C = \frac{1,1}{2} : 2 = 0,275 \text{ м}$  от середины пролета поперечной балки (фиг. 378).

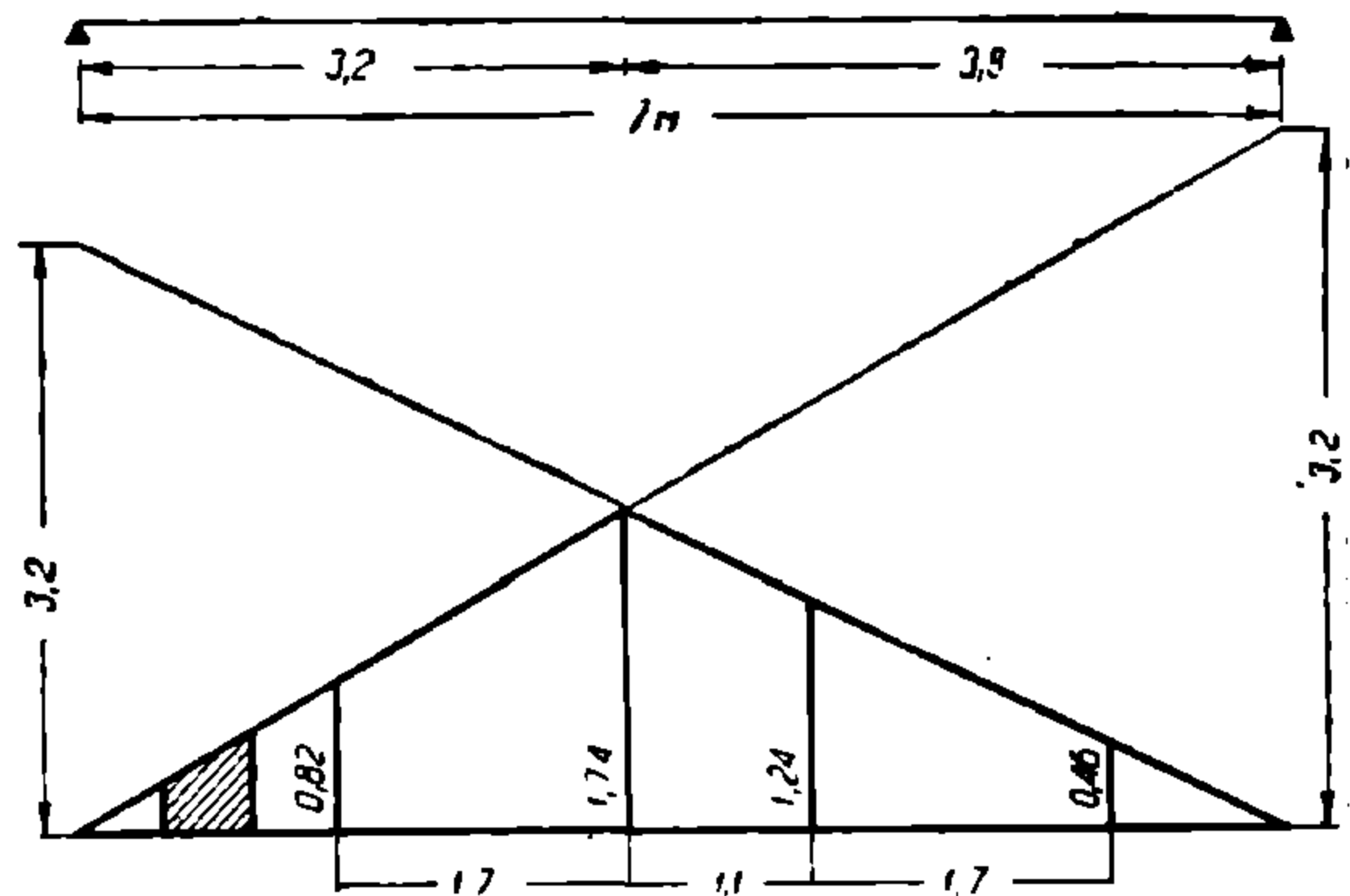
В этом случае расстояние от опасного сечения до внутренней грани фермы должно быть не менее  $B = 1,1 + 1,7 + 0,5 = 3,3 \text{ м}$ , между тем это расстояние (большее) равно лишь

$$B = \frac{6,0}{3} + 0,275 = 3,275 \text{ м,}$$

так как расстояние между осями ферм в свету равно 6,0 м.

Поскольку по способу Винклера нельзя определять опасное сечение поперечной балки от наименее выгодного расположения задних осей грузовиков для определения самого опасного сечения балки, рассмотрим следующие случаи.

**Первый случай.** Поперек моста установлены два грузовика  $H_8$  (повыш.), так что их задние оси лежат на поперечной балке, а критический груз находится на расстоянии 0,3 м от середины поперечной балки.



Фиг. 379.

Максимальный изгибающий момент от грузовиков, подсчитанный по инфлюэнтной линии на фиг. 379:

$$M_{гр} = 1630 \cdot (0,82 + 1,74 + 1,24 + 0,46) = 1630 \cdot 4,26 = 6943,8 \text{ кг} \cdot \text{м} = 694380 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Изгибающий момент в опасном сечении от загрузки толпой, свободной от грузовиков площадки шириною 0,6 м между фермами в свету:

$$M_m = 0,24 \cdot 1,78 \cdot 0,203 = 0,0867 \text{ т/м} = 8670 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Постоянная нагрузка на 1 п. м поперечной балки состоит:

- а) из веса верхнего настила .  $0,06 \cdot 1,78 \cdot 900 = 96,12 \text{ кг}$
- б) из веса нижнего настила .  $0,09 \cdot 1,78 \cdot 750 = 120,15 \text{ „}$
- в) из веса продольных балок

$$\frac{0,783 \cdot 0,24^2 \cdot 1,78 \cdot 750 \cdot 11}{6,0} = 110,4 \text{ „}$$

- г) из веса 1 п. м поперечной составной балки . . . . .  $0,74 \cdot 0,34^2 \cdot 2 \cdot 750 = 128,32 \text{ „}$

Итого . . . . . 455,0 кг

Изгибающий момент от собственного веса в опасном сечении:

$$M_{соб} = \frac{455,0 \cdot 7 \cdot 3,2}{2} \cdot \left(1 - \frac{3,2}{7,0}\right) = 2766,4 \text{ кг} \cdot \text{м} = 276640 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Полный изгибающий момент:

$$M_{max} = M_{гр} + M_m + M_{соб} = 694380 + 8670 + 276640 = 979700 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

**Второй случай.** Поперек моста установлены два грузовика  $H_8$  (повыш.) так, что их задние оси лежат на поперечной балке симметрично по отношению к продольной оси моста (фиг. 380).

Максимальный изгибающий момент от грузовиков, подсчитанный по инфлюэнтной линии по фиг. 380:

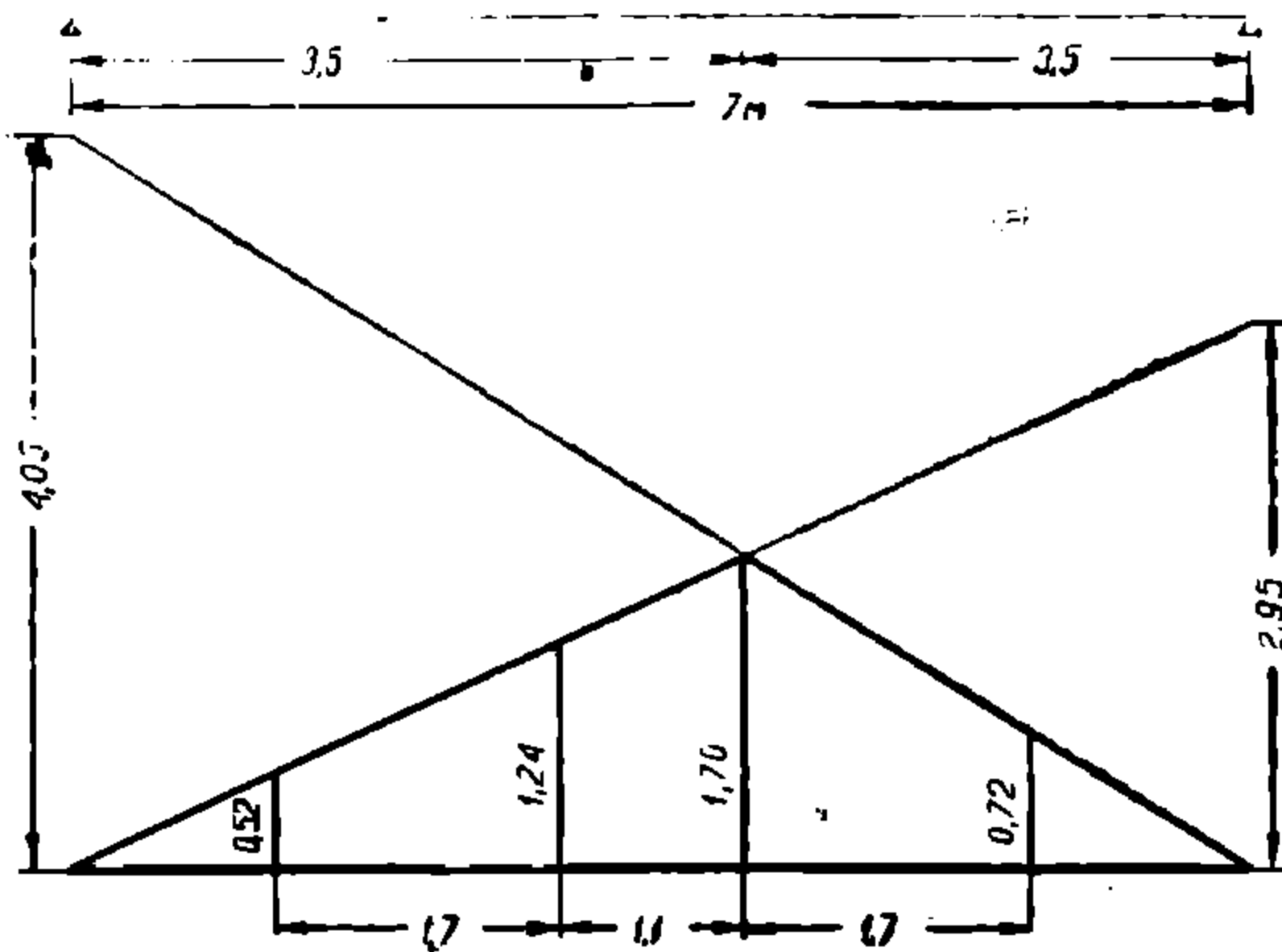
$$M_{гр} = 1630 \cdot (0,52 + 1,24 + 1,70 + 0,72) = 1630 \cdot 4,18 = 6813,4 \text{ кг} \cdot \text{м} = 681340 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Изгибающий момент от собственного веса в опасном сечении:

$$M_{\text{соб}} = \frac{455,0 \cdot 7,0}{8} = 27\,860 \text{ кг} \cdot \text{м} = 278\,600 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Полный изгибающий момент:

$$M_{\text{max}} = M_{\text{вр}} + M_{\text{соб}} = 681\,340 + 278\,600 = 959\,940 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$



Фиг. 38.

Третий случай. На поперечной балке установлена задняя ось грузовика  $H_6$  (повыш.) так, что одно колесо ее находится на 0,425 м от середины пролета поперечной балки (в опасном сечении согласно теории Винклера) (фиг. 381).

Изгибающий момент от грузовика в опасном сечении, вычисленный по инфлюэнтной линии по фиг. 381:

$$M_{\text{вр}} = 1\,824 \cdot (1,72 + 0,97) = 4\,906,6 \text{ кг} \cdot \text{м} = 490\,660 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в опасном сечении от загрузки толпой свободных от грузовика площадок шириною  $2,075 + 1,225 = 3,3$  м между фермами в свету. Площадь инфлюэнтной линии  $1,78 + 0,60 = 2,38$ :

$$M_m = 0,24 \cdot 1,78 \cdot 2,38 = 1,016 \text{ т} \cdot \text{м} = 101\,600 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

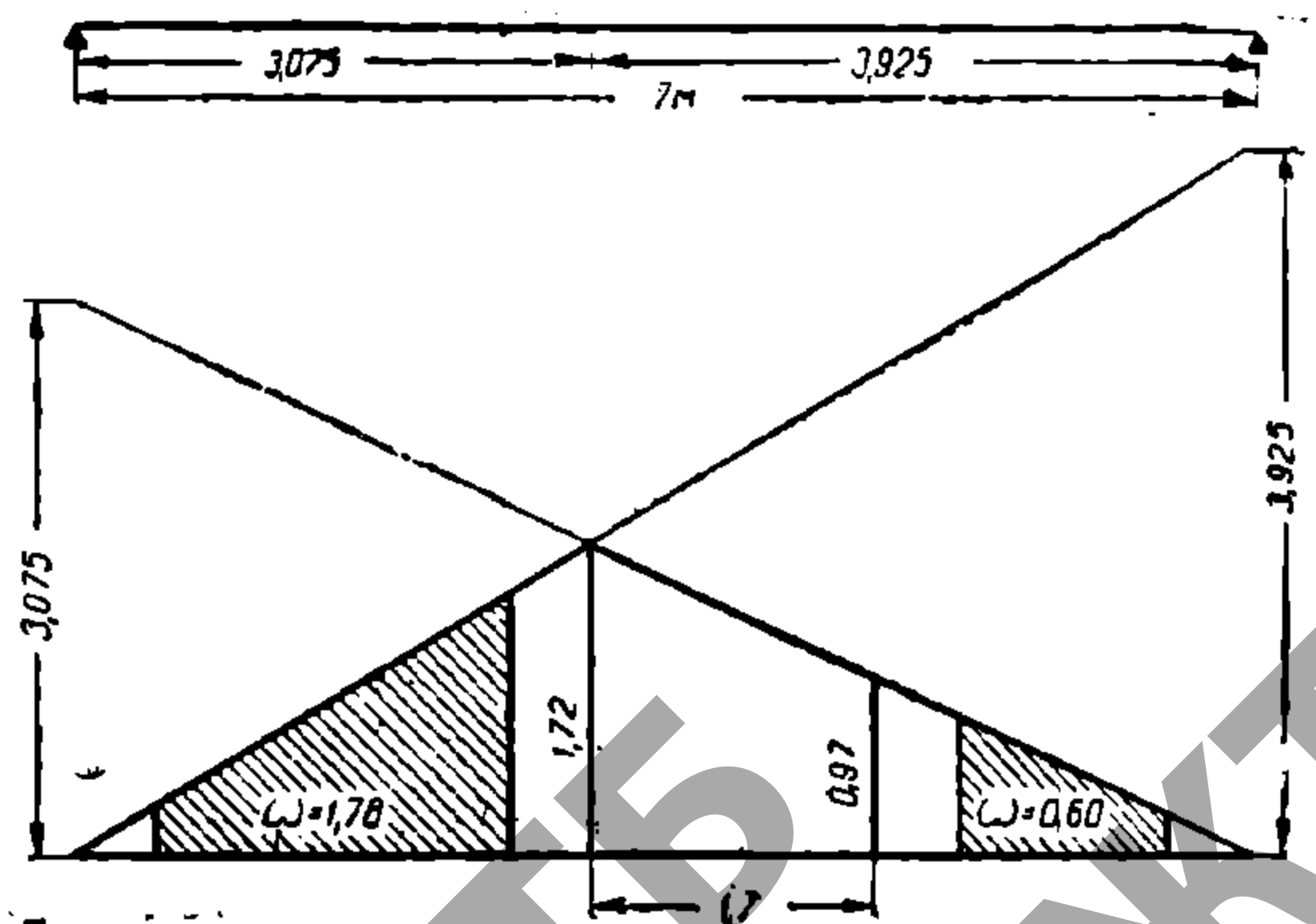
Изгибающий момент от собственно веса в опасном сечении:

$$M_{\text{соб}} = \frac{455,0 \cdot 7,0 \cdot 3,075}{2} \cdot \left(1 - \frac{3,075}{7,0}\right) = 2\,745,8 \text{ кг} \cdot \text{м} = 274\,580 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Полный изгибающий момент:

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= M_{\text{вр}} + M_m + M_{\text{соб}} = \\ &= 490\,660 + 101\,600 + \\ &+ 274\,580 = 866\,840 \text{ кг} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Четвертый случай. На поперечной балке установлена задняя ось грузовика  $H_6$  (повыш.) так, что одно колесо находится в середине пролета поперечной балки.



Фиг. 381.

Изгибающий момент от грузовика в середине балки, вычисленный по инфлюэнтной линии (фиг. 382).

$$M_{\text{вр}} = 1\,824 \cdot (1,75 + 0,90) = 4\,833,6 \text{ кг} \cdot \text{м} = 483\,360 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент в середине пролета от загрузки толпой с свободных от грузовика площадок шириною  $2,5 + 0,8 = 3,3$  м между фермами в свету. Площадь инфлюэнтной линии  $2,19 + 0,36 = 2,55$ :

$$M_m = 0,24 \cdot 1,78 \cdot 2,55 = 1,082 \text{ т} \cdot \text{м} = 108\,900 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

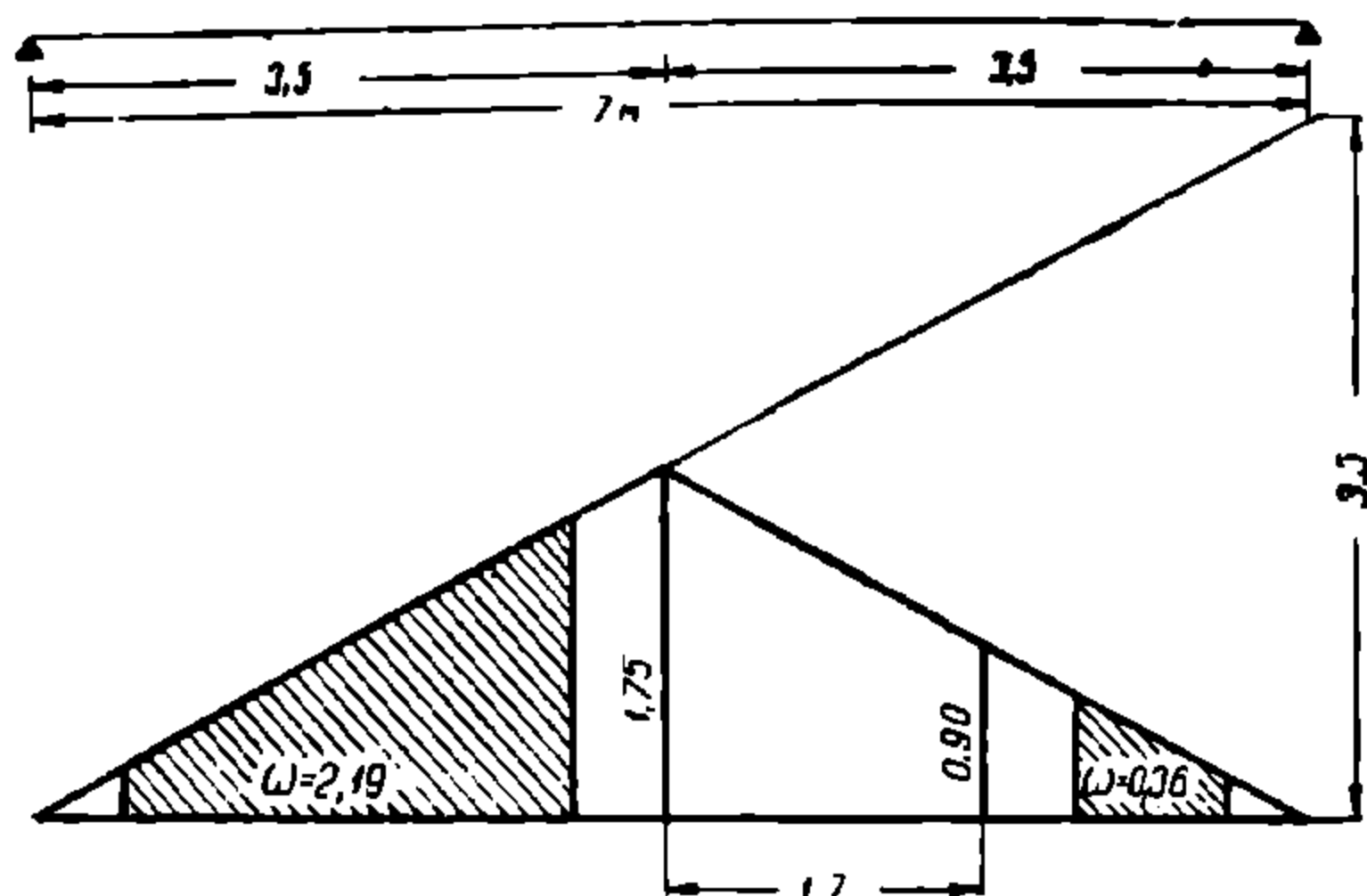
Изгибающий момент от собственного веса в середине балки:

$$M_{\text{соб}} = 278\,600 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

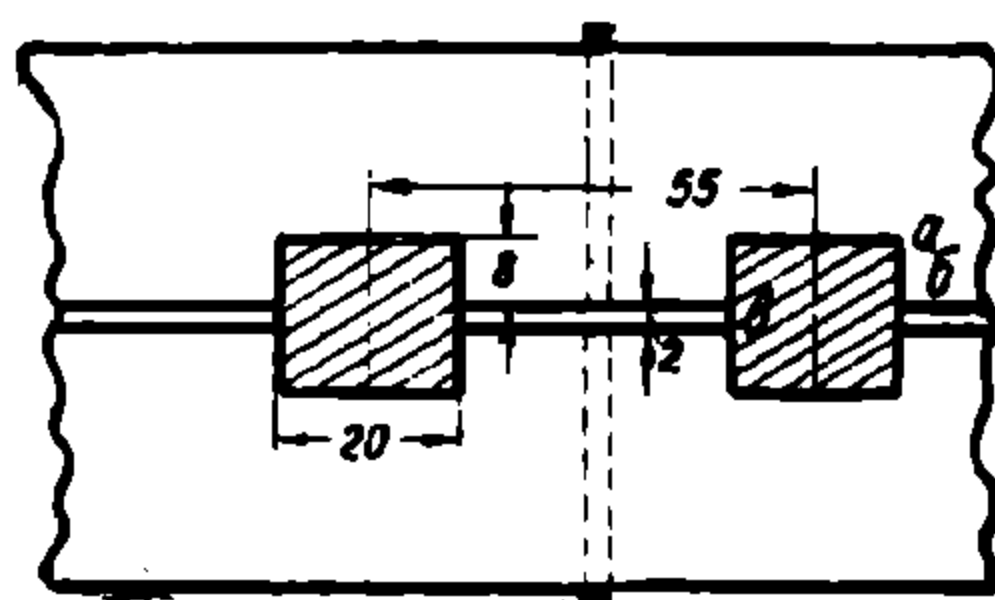
Полный изгибающий момент:

$$M_{\text{max}} = M_{\text{вр}} + M_m + M_{\text{соб}} = 483\,360 + 108\,900 + 278\,600 = 870\,860 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Наибольший полный изгибающий момент получится при первом случае, т. е. когда на поперечной балке установлены задние оси двух грузовиков  $H_6$  (повыш.) и притом так, что третье колесо (считая от оси фермы) находится на  $0,3$  м от середины поперечной балки.



Фиг. 382.



Фиг. 383.

Наибольшее ослабление балки получится от болта  $d = 2,0$  см (фиг. 383):

$$J_{\text{нетто}} = 527\,130 - \frac{1}{12}(60,88^3 - 2^3) = 489\,524 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления балки в ослабленном сечении:

$$W_{\text{нетто}} = \frac{489\,524}{30,44} = 16\,081 \text{ см}^3.$$

Напряжение:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{нетто}}} = \frac{979\,700}{16\,081} = 61 \text{ кг/см}^2 < 0,8 \cdot 84 = 67 \text{ кг/см}^2.$$

Примечание. Допускаемое напряжение составных балок из двух бревен принято 80% допускаемого напряжения цельной балки.

## § 88. Расчеты шпонок

Расчет шпонок поперечных балок производим по наибольшей поперечной силе на опоре:

$$Q_{\text{max}} = A_{\text{max}}.$$

Опорное давление от собственного веса:

$$A_{\text{соб}} = 455 \cdot 5,65 = 2570 \text{ кг}.$$

Наибольшее опорное давление от двух грузовиков  $H_6$  (повыш.) при наименеевыгоднейшем их положении (см. инфлюэнтную линию фиг. 384):

$$A_{op} = 1630 \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) = 3492 \text{ кг.}$$

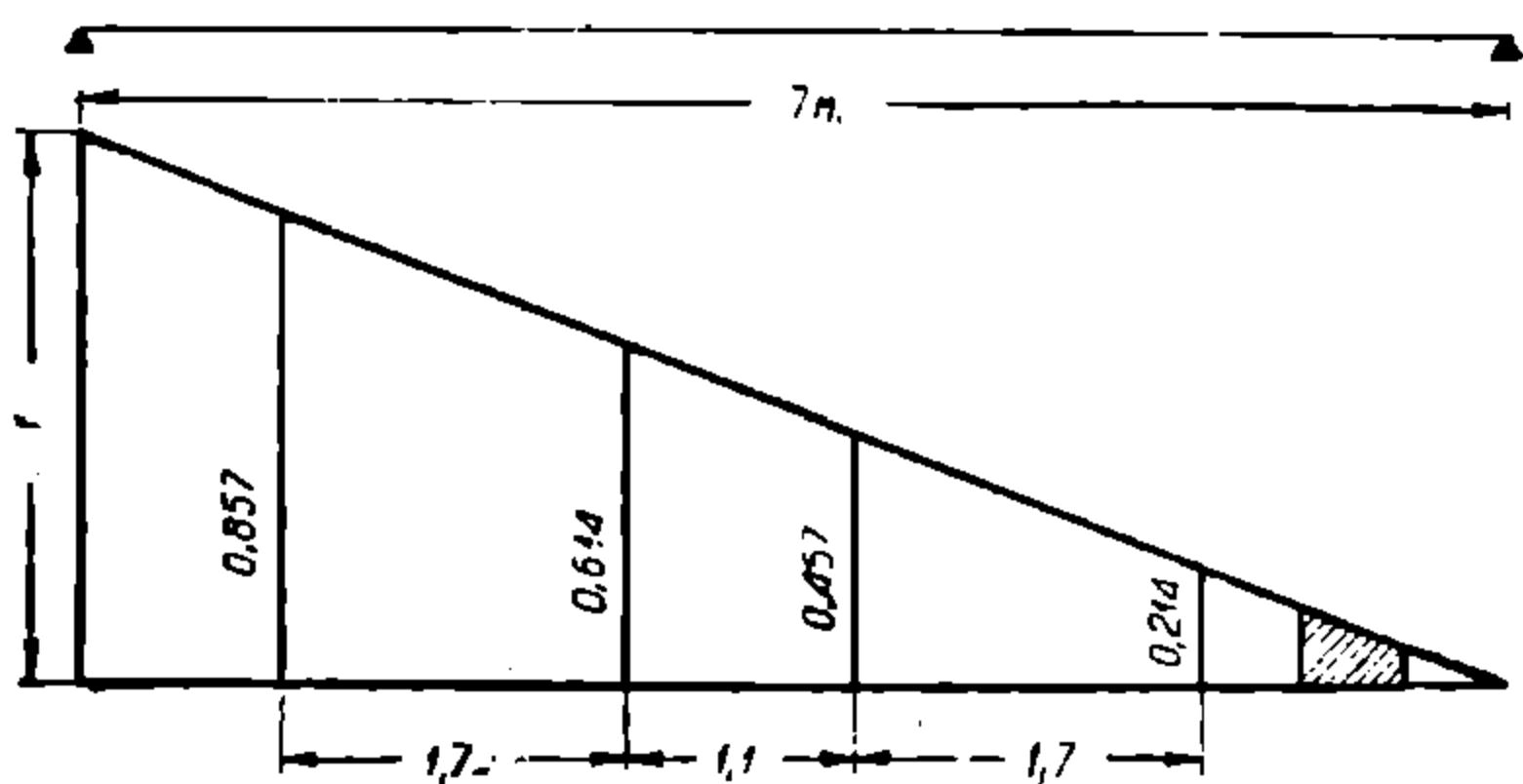
Опорное давление от толпы:

$$A = 240 \cdot 1,78 \cdot 0,053 = 23 \text{ кг,}$$

где 0,053 есть площадь инфлюэнтной линии, занятой толпой.

Полное опорное давление:

$$A = A_{cob} + A_{op} + A_m = 2570 = 3492 + 23 = 6085 \text{ кг.}$$



Фиг. 384.

Шпонки располагаются так, чтобы их волокна были перпендикулярны волокнам балки (фиг. 383). Глубина врубki шпонки равна 8 см.

Скалывающая сила на единицу длины балки по нейтральной оси вблизи опоры:

$$T = \frac{QS}{J},$$

где:  $S$  — статический момент полусечения относительно нейтральной оси —  $855 \cdot 15,72 = 13440 \text{ см}^3$ ;

$J$  — момент инерции составной поперечной балки —  $527130 \text{ см}^4$ ;

$Q$  — наибольшая поперечная сила на опоре —  $A = 6085 \text{ кг}$ ;

$$T = \frac{6085 \cdot 13440}{527130} = 155 \text{ кг.}$$

Наибольший шаг шпонок определяем по условию прочности на смятие в месте соприкосновения шпонки с бревном (по  $\sigma_s$ ), т. е.  $TC \leq \sigma_s F$ ,

где:  $\sigma_s$  — допускаемое напряжение на смятие дуба I сорта —  $46 \text{ кг/см}^2$ ;

$\omega$  — площадь смятия —  $\frac{31,5 + 17}{2} \cdot 8 = 194 \text{ см}^2$ ;

$C$  — шаг шпонки;

$$C \leq \frac{\sigma_s \omega}{T} = \frac{46 \cdot 194}{155} \leq 58 \text{ см.}$$

Принято  $C = 55 \text{ см}$ .

Ширину шпонки  $\beta$  определим из условия прочности шпонки на скалывании по линии  $a-b$ :

$$\beta \lambda [t] \geq TC,$$

где:

$\lambda$  — длина шпонки — 31,5 см;  
 $[t]$  — допускаемое напряжение на скалывание — 16,5 кг/см<sup>2</sup>;

$$\beta \geq \frac{T \cdot C}{\lambda [t]} = \frac{155 \cdot 55}{16,5 \cdot 31,5} = 16,4 \text{ см.}$$

Принято  $\beta$  — 20 см.

Минимум шага определяем из условий прочности на скалывание бревна между шпонками:

$$T \leq (C - \beta) \lambda [t'],$$

где  $[t']$  — допускаемое напряжение на скалывание сосны при изгибе — 17,0 кг/см<sup>2</sup>.

$$C \geq \frac{\beta \lambda [t']}{\lambda [t'] - T} = \frac{20 \cdot 31,5 \cdot 17,0}{31,5 \cdot 17,0 - 155} = 28,2 \text{ см.}$$

Принято же  $C = 55$  см.

### § 89. Расчет тротуаров

а) Расчет продольных балок. Настил тротуаров состоит из досок сечения 6 × 24 см; доски не рассчитываем, так как они безусловно выдержат нагрузку в 400 кг на 1 м<sup>2</sup> при расчетном пролете 0,76 м.

Продольные балки тротуаров состоят из бревен — 24 см со стесанной нижней постелью в  $\frac{1}{4}d = 6$  см; такое сечение будет самым минимальным по конструктивным соображениям (фиг. 376 и 385).

Расчетный пролет продольных балок равен двойному расстоянию между осями поперечных балок моста:

$$l = 1,78 \cdot 2 = 3,56 \text{ м.}$$

Временная нагрузка состоит из толпы в 400 кг на 1 м<sup>2</sup>:

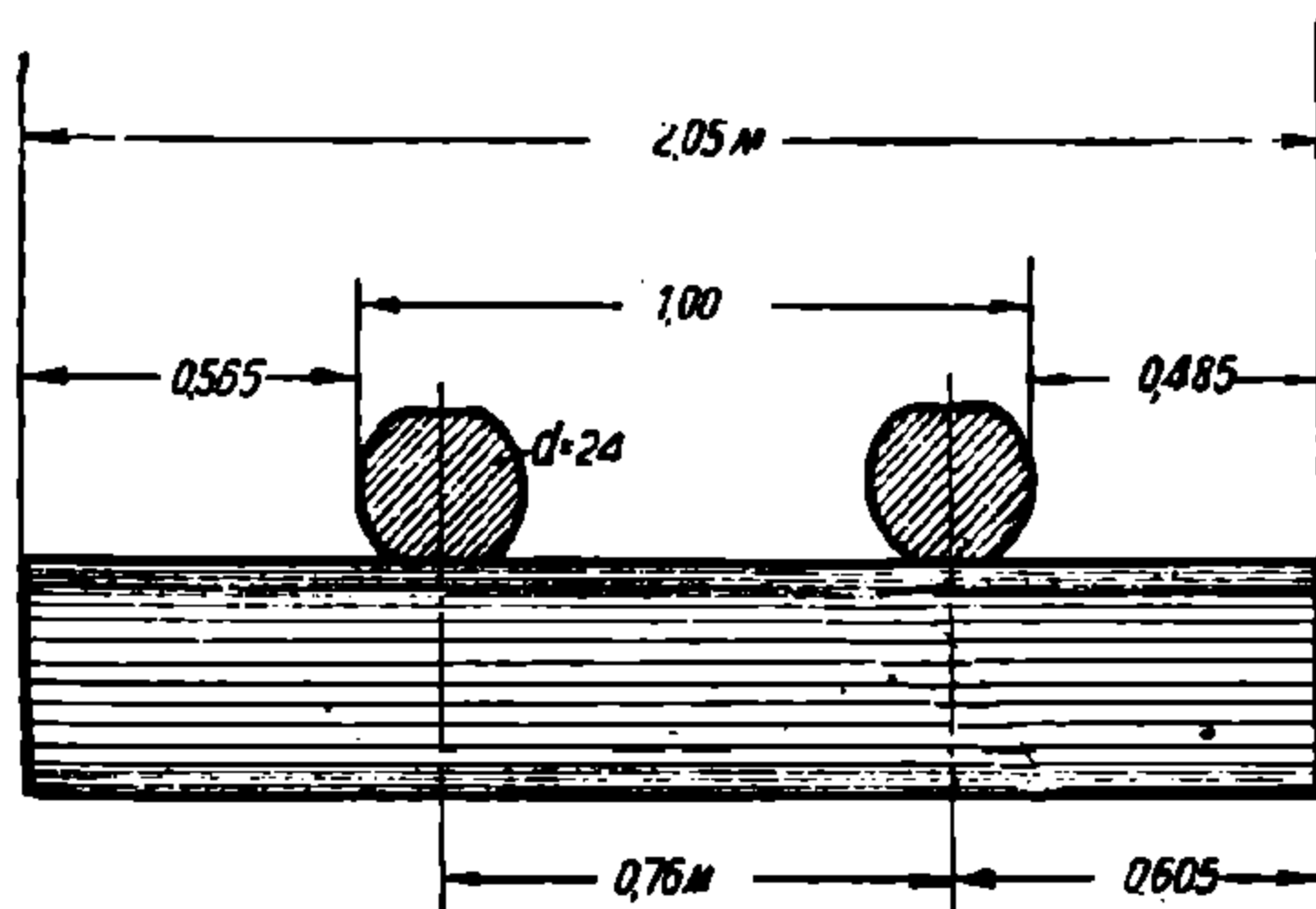
$$g = \frac{1,0 \cdot 400}{2} = 200 \text{ кг/п. м одной балки.}$$

Постоянная нагрузка на одну балку состоит из досок настила и веса самих продольных балок, подбалок и анкеров:

$$q = \frac{0,06 \cdot 1,0 \cdot 1,0}{2} \cdot 900 + 0,783 \cdot 0,24^2 \cdot 1 \cdot 750 = 60,8 \text{ кг/п. м.}$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{(p + q) l^2}{8} = \frac{(200 + 60,8) \cdot 3,56^2}{8} = 413,2 \text{ кг} \cdot \text{м} = 41\,320 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$



Фиг. 385.

Напряжение балки при изгибе:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{41\,320}{0,096 \cdot 24^3} = \frac{41\,320}{1\,327} = 31 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ кг/см}^2:$$

б) Расчет консолей. Временная нагрузка на консоль:

$$P = 400 \cdot 3,56 \cdot 1,0 = 1\,424 \text{ кг.}$$

Вес консоли  $Q_1 = 0,740 \cdot 0,34^2 \cdot 2,05 \cdot 750 = 131,5 \text{ кг.}$

Вес настила на 1 консоль:

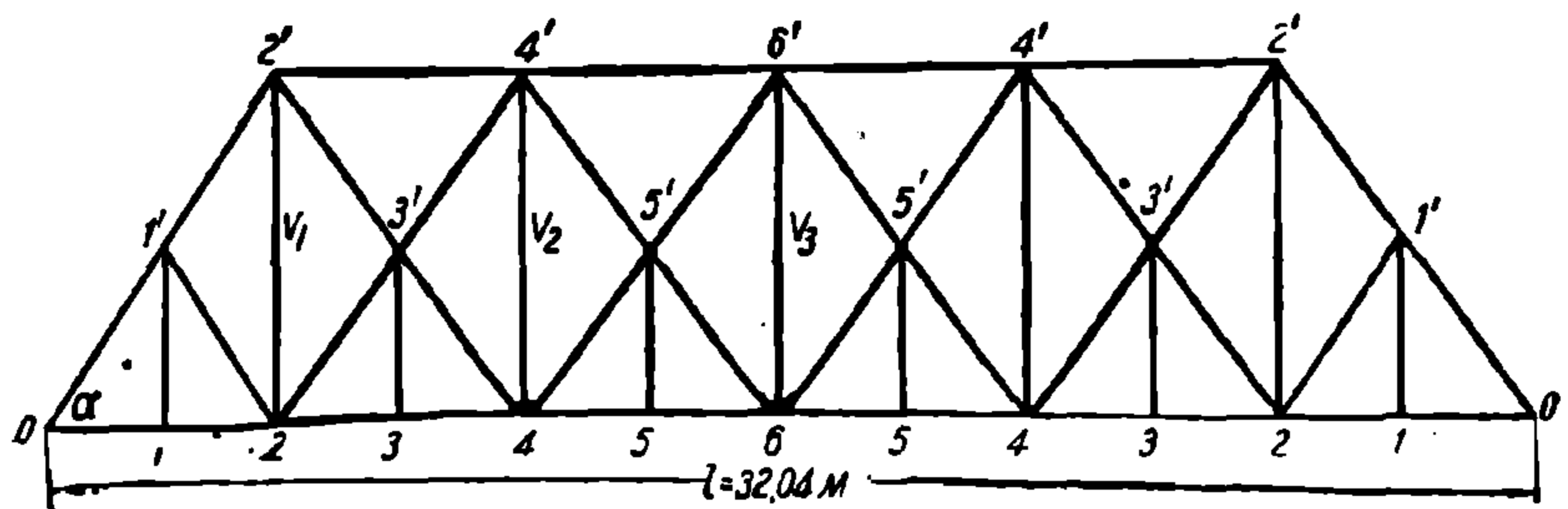
$$Q_2 = 0,06 \cdot 1,0 \cdot 3,56 \cdot 900 = 192 \text{ кг.}$$

Вес перил на 1 консоль:

$$Q_3 = [0,1 \cdot 0,08 + 0,15 \cdot 0,20 \cdot (1,65 + 3,56)] \cdot 900 = 148 \text{ кг.}$$

Вес продольных балок и подбалок и анкера на 1 консоль:

$$Q_4 = [0,783 \cdot 0,24^2 \cdot 2 \cdot 3,56 + 0,763 \cdot 0,26^2 \cdot 1,0 \cdot 2 + 0,785 \cdot 0,18^2 \cdot 1,5] \cdot 750 = 347 \text{ кг.}$$



Фиг. 386.

Изгибающий момент:

$$\begin{aligned} M &= \frac{(P + Q_1 + Q_2) \cdot l}{2} + \left(Q_3 + \frac{Q_4}{2}\right) \cdot l = \\ &= \frac{(1424 + 131,5 + 192) \cdot 105}{2} + (148 + 173,5) \cdot 1,05 = \\ &= 233\,500 \text{ кг} \cdot \text{см.} \end{aligned}$$

Момент сопротивления консоля:

$$W = 0,090 \cdot 34^3 = 3\,537 \text{ см}^3.$$

Напряжение при изгибе:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{233\,500}{3\,537} = 66 \text{ кг/см}^2 < 93 \text{ см}^2.$$

## § 90. Основные размеры и расчетные нагрузки

а) Основные размеры ферм (фиг. 386)

Расчетный пролет . . . . .	$l$ — 32,04 м
Число полупанелей . . . . .	$n$ — 12
Длина полупанелей . . . . .	$d$ — 2,67 м
Высота ферм . . . . .	$h$ — 6,5 »
Расстояние в свету между фермами . . . . .	$a$ — 6,0 »

Длина раскоса  $D = \sqrt{5,34^2 + 6,5^2} = \dots \dots \dots 8,412 \text{ м}$   
 Длина полураскоса  $\frac{D}{2} = \dots \dots \dots 4,206 \text{ ,}$   
 $\operatorname{tg} \alpha = \frac{6,5}{5,34} = \dots \dots \dots 1,217 \text{ ,}$   
 $\sin \alpha = \frac{6,5}{8,412} = \dots \dots \dots 0,7727 \text{ ,}$   
 $\cos \alpha = \frac{5,34}{8,412} = \dots \dots \dots 0,635 \text{ ,}$

б) Расчетные нагрузки. Постоянная нагрузка на 1 п. м фермы состоит из:

- а) веса 1 п. м перил  
 $0,1 \cdot 0,08 \frac{0,15 \cdot 0,20 \cdot (1,65 + 3,56)}{356} \cdot 900 \dots \dots \dots \cong 470 \text{ кг}$
- б) веса подбалок и анкеров на 1 п. м  
 $(0,73 \cdot 0,26^2 \cdot 2 + 0,785 \cdot 0,18^2 \cdot 1,5) : 3,56 \cdot 750 \dots \dots \dots \cong 300 \text{ кг}$
- в) веса 1 п. м колесоотбойного бруса  
 $0,767 \cdot 0,25^2 \cdot 900 \dots \dots \dots 430 \text{ ,}$
- г) веса верхнего настила  $0,06 \cdot (3 + 1,0 + 1,0) \cdot 900 \dots \dots \dots 270 \text{ ,}$
- д) веса нижнего настила  $0,09 \cdot 3,0 \cdot 750 \dots \dots \dots 203 \text{ ,}$
- е) веса продольных балок  $0,0451 \cdot 7,5 \cdot 750 \dots \dots \dots 254 \text{ ,}$
- ж) веса поперечных балок  
 $\frac{0,74 \cdot 0,34^2 \cdot 750 \cdot 17,5}{2 \cdot 1,78} \dots \dots \dots 316,0 \text{ ,}$
- з) веса ферм и связей, каковой по соображению с весом ферм существующих мостов принимаем на 1 п. м фермы . 840

Итого постоянная нагрузка на 1 п. м фермы  $\cong \dots \dots \dots 2000 \text{ кг}$

Временная нагрузка по заданию состоит из двух рядов грузовиков  $H_0$  и толпы, расположенных наименее выгоднейшим образом.

Наименее выгоднейшая поперечная установка грузовиков определяется по инфлюэнтной линии опорной реакции поперечной балки (фиг. 384). Наименее выгоднейшая продольная установка определяется по инфлюэнтной линии рассчитываемых элементов ферм.

При расчете фермы полагается, что работают лишь восходящие раскосы (сжатые).

### § 91. Усилие в нижнем поясе фермы.

По конструктивным соображениям сечения поясов делаются одинаковыми во всех панелях.

Поэтому рассчитываем усилие наиболее напряженного элемента пояса одной из средних панелей.

Нижний пояс работает, как элемент фермы на растягивающее усилие и на местный изгиб, так как поперечные балки расположены не в узлах.

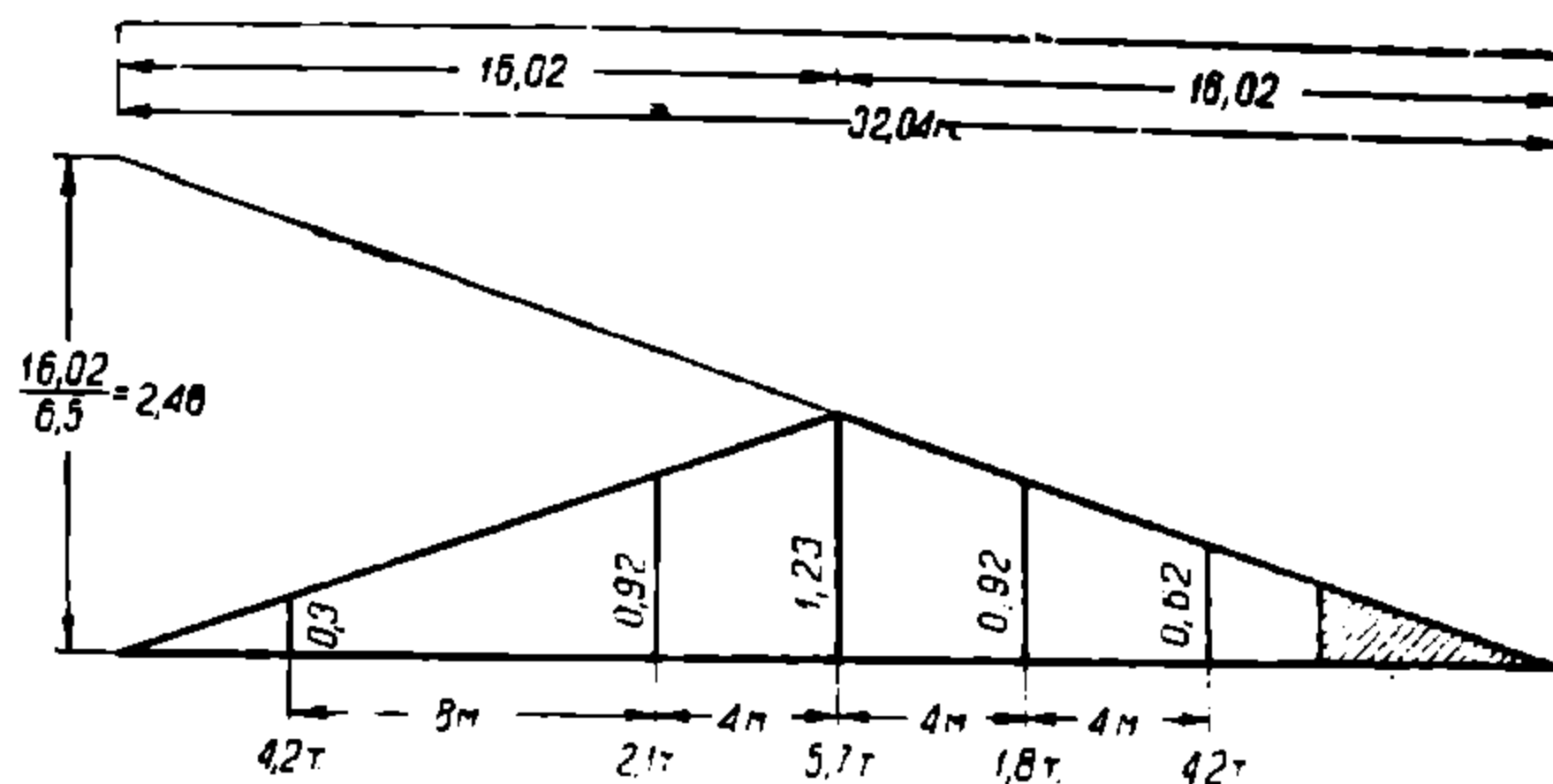
Наибольшее усилие в нижнем поясе в средней панели от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем положении, как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части (фиг. 387):



$$U_{max} = (2,1 \cdot 0,3 + 1,05 \cdot 0,92 + 2,85 \cdot 1,23 + 0,9 \cdot 0,92 + 2,1 \cdot 0,62) \cdot (0,851 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + 0,13 \cdot 0,053 \cdot \left( \frac{32,04 \cdot 1,23}{2} - \frac{0,43 \cdot 5,6}{2} \right) 0,18 \cdot \frac{0,43 \cdot 5,6}{2} \cdot 3 = 16,32 \text{ т} = 16\,320 \text{ кг.}$$

Наибольшее усилие в нижнем поясе в средней панели от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем его положении как в продольном, так и в поперечном направлениях и от толпы при загрузке его свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_{max} = (2,1 \cdot 0,3 + 1,05 \cdot 0,92 + 2,85 \cdot 1,23 + 0,90 \cdot 0,92 + 2,1 \cdot 0,62) \cdot (0,857 + 0,614) + 0,18 \cdot \frac{(0,542 + 0,07)}{2} \cdot 3,3 \cdot \frac{(32,04 \cdot 1,23)}{2} - \frac{0,43 \cdot 5,6}{2} + 0,18 \cdot \frac{(0,43 \cdot 5,6)}{2} \cdot 3 = 14,64 \text{ т} = 14\,640 \text{ кг.}$$



Фиг. 387.

Наибольшее усилие в нижнем поясе в средней панели от загрузки проезжей части толпой:

$$U_{max} = 0,18 \cdot \frac{32,04 \cdot 1,23}{2} \cdot 3 = 10,64 \text{ т} = 10\,640 \text{ кг.}$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего усилия для нижнего пояса средней панели.

Усилие в нижнем поясе средней панели от загрузки толпой ближайшего к нему тротуара:

$$U_1 = \frac{0,4 \cdot 32,04 \cdot 1,23}{2} = 7,88 \text{ т} = 7\,880 \text{ кг.}$$

Усилие в нижнем поясе средней панели от собственного веса:

$$U_2 = 2\,000 \cdot \frac{3\,204 \cdot 1,23}{2} = 38\,410 \text{ кг.}$$

Полное усилие в нижнем поясе средней панели от собственного веса и временной нагрузки:

$$U_{cp} = U_{max} + U_1 + U_2 = 16\,320 + 7\,880 + 38\,410 = 62\,610 \text{ кг.}$$

Усилие в нижнем поясе средней панели от действия ветра.\* Давление ветра на 1 п. м фермы в присутствии временной нагрузки:

$$p_b = 100 \cdot (0,5 \cdot 0,6 \cdot 6,5 + 0,90) = 285 \text{ кг.}$$

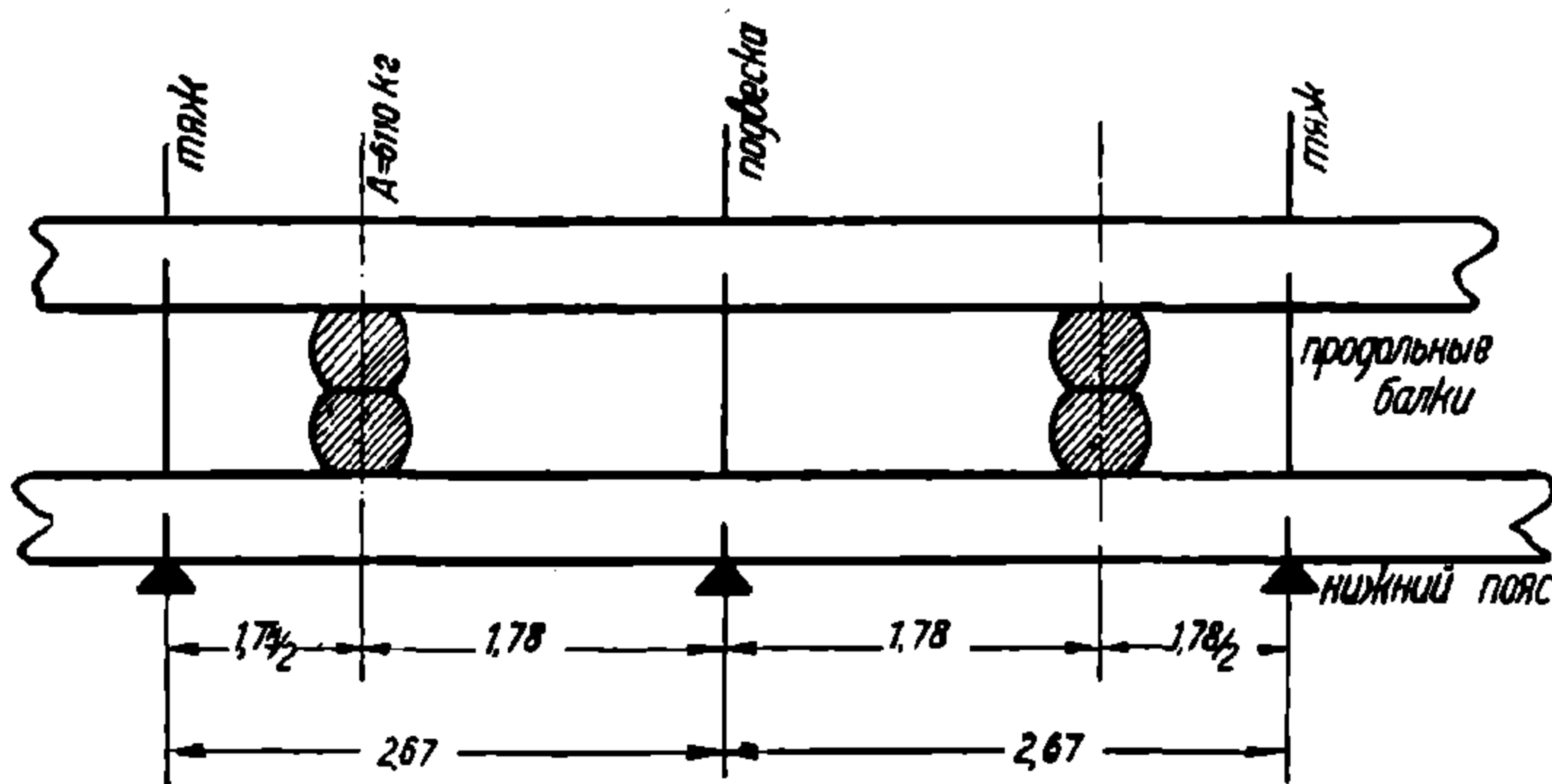
Усилие средней панели нижнего настила от действия ветра:

$$U_3 = \frac{32,04}{3 \cdot 7,0} \cdot 285 = 5224 \text{ кг.}$$

Усилие в нижнем поясе средней панели от собственного веса, временной нагрузки и ветра:

$$U = U_{cp} + U_3 = 62610 + 5224 \cong 67835 \text{ кг.}$$

Местный изгиб нижнего пояса. Полное опорное давление поперечной балки от собственного веса, толпы и временной нагрузки (двух грузовиков) при наименее выгоднейшем их положении равно  $A = 5400 + 400 \cdot 1,78 \cong 6110 \text{ кг.}$



Фиг. 388.

На каждую полупанель приходится две поперечных балки: из них одна в пределах полупанели на расстоянии  $\frac{1,78}{2}$  м от ближайшего узла, через другую балку проходит подвеска (фиг. 388).

При расчете местного изгиба нижнего пояса считаем полупанель за полузаделанную балку.

Расчетный изгибающий момент в узле равен 0,8 от наибольшего момента, полученного от давления поперечной балки для полупанели пояса, как простой балки.

Наибольший изгибающий момент, как простой балки:

$$M_0 = \frac{6110 \cdot 1,78}{2,67} \cdot \frac{1,78}{2} = 3625,2 \text{ кг} \cdot \text{м} = 362520 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

\* По формуле:  $P_b = k(P_b^0 + k_1 h)$ , где по местным условиям при нагрузке на мосту

$$k = 1,5; \quad P_b^0 = 60; \quad k_1 = \frac{6}{10} \text{ и } h = 10;$$

$$P_b = 1,5 \left( 60 + \frac{6}{10} \cdot 6 \right) = 100 \text{ кг/м}^2.$$

При отсутствии нагрузки на мосту при сильном ветре  $P_b$  принят вдвое больше, а потому в последнем случае  $P_b = 200 \text{ кг/м}^2$ .

Расчетный изгибающий момент в узле:

$$M_1 = 362\,520 \cdot 0,8 = 290\,000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Определим изгибающие моменты в нижнем поясе в сечениях: посредине панели и в расстоянии  $\frac{1}{3}$  длины панели от узла.

Площадь эпюры моментов для простой балки (фиг. 389):

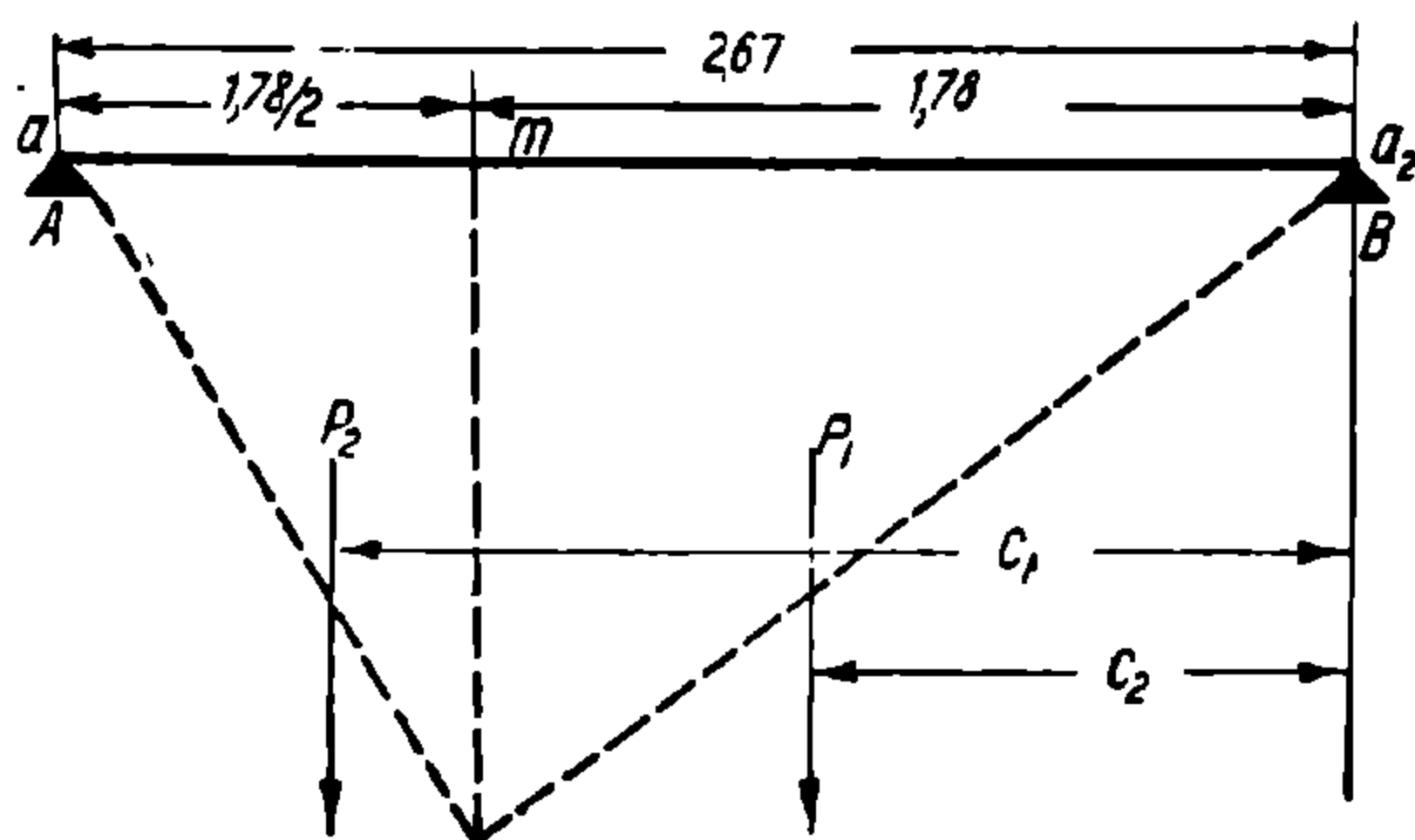
$$\omega = \frac{1}{2} \cdot M_0 \cdot 2,67 = \frac{1}{2} \cdot 3\,625,2 \cdot 2,67 = 4\,840 \text{ кг} \cdot \text{м}^2;$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot M_0 \cdot \frac{1,78}{2} = \frac{1}{2} \cdot 3\,652,2 \cdot \frac{1,78}{2} \cong 1\,610 \text{ кг} \cdot \text{м}^2;$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot M_0 \cdot 1,78 \cong 3\,220 \text{ кг} \cdot \text{м}^2;$$

$$C_1 = 1,78 + \frac{1,78}{2} : 3 = 2,05 \text{ м};$$

$$C_2 = 1,78 \cdot \frac{2}{3} \cong 1,19 \text{ м}.$$



Фиг. 389.

Реакции опор от фиктивной нагрузки представленной площадью линии моментов:

$$a_1 = \frac{1}{2,67} \cdot (P_2 C_1 + P_1 C_2) = \frac{1}{2,67} \cdot (1\,610 \cdot 2,05 + 3\,220 \cdot 1,19) = 2\,864 \text{ кг} \cdot \text{м}^2;$$

$$a_2 = \omega - a_1 = 4\,840 - 2\,864 = 1\,976 \text{ кг} \cdot \text{м}^2;$$

Показатели балочных моментов:

$$m_1 = \frac{a_1}{2,67} = \frac{2\,864}{2,67} \cong 1\,072 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$m_2 = \frac{a_2}{2,67} = \frac{1\,976}{2,67} \cong 740 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Значение опорных моментов:

$$M_a = 2 \cdot (2m_1 - m_2) \cong 2\,810 \text{ кг} \cdot \text{м};$$

$$M_b = 2 \cdot (2m_2 - m_1) \cong 815 \text{ кг} \cdot \text{м}.$$

Наибольший момент в расстоянии  $\frac{1}{3}$  длины панели от узла, т. е. в точке  $m$ :

$$M_m = M_0 - M_a \frac{(M_a - M_b) \cdot \frac{1,78}{2}}{2,67} = 3625,2 - 2810 \frac{(2810 - 815) \cdot 0,89}{2,67} \cong \cong 1480 \text{ кг} \cdot \text{м} = 148000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Наибольший момент по середине панели:

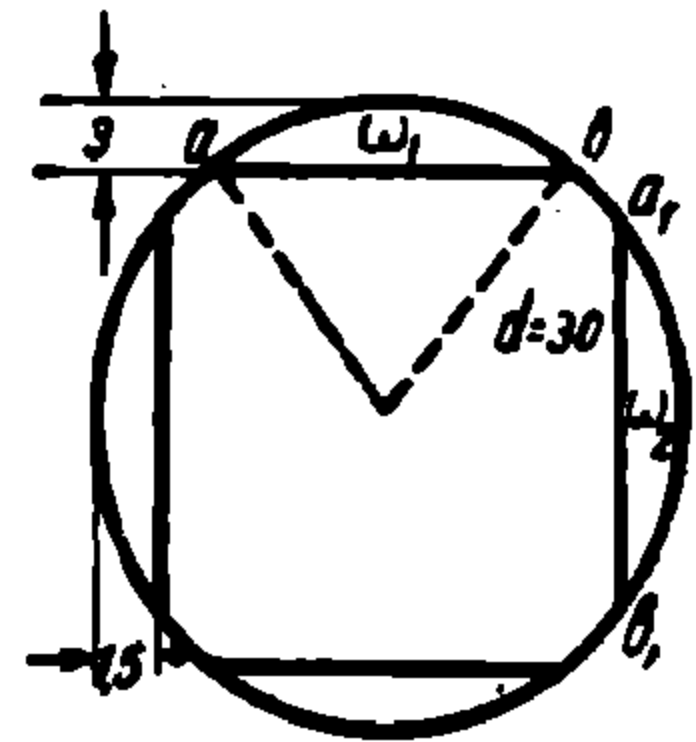
$$M_n = M_0 \cdot \frac{2,67}{1,78} - \frac{1}{2} \cdot (M_a + M_b) \cong 906 \text{ кг} \cdot \text{м} = 90600 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Подбор сечения нижнего пояса. Нижний пояс запроектирован из трех бревен диаметра 30 см с зазором в 2,0 см.

Считаем, что осевое усилие, а также изгибающий момент распределяется поровну между всеми тремя бревнами пояса.

1) Проверка сечения пояса в узле. В узле каждое из бревен пояса ослабляется

- а) врубкой подушки раскосов,
  - б) врубкой подгаечника тяжей,
  - в) стеской боковой поверхности бревен для пропуска тяжей.
- Ослабление в узле б (фиг. 390):



Фиг. 390.

$$ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 12^2} = 2 \cdot \sqrt{81} = 18,0 \text{ см};$$

$$a_1 b_1 = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 13,5^2} \cong 2 \cdot 6,5 = 11,0 \text{ см}.$$

$$\omega_1 = \frac{2}{3} \cdot 18,0 \cdot 3,0 = 36,0 \text{ см}^2;$$

$$\omega_2 = \frac{2}{3} \cdot 11,0 \cdot 1,5 = 11,0 \text{ см}^2;$$

$$\omega_{\text{брутто}} = \frac{3,14}{4} \cdot 30^2 = 707 \text{ см}^2;$$

$$\omega_{\text{нетто}} = 707 - (36,0 + 11,0) \cdot 2 = 613 \text{ см}^2.$$

$$J_{\text{нетто}} = 0,039 d^4 - \frac{1}{12} \cdot 1,5 \cdot \frac{11,0^3}{8} \cdot 2 \cdot 2 - \frac{2}{3} \cdot 18 \cdot 3 \cdot 13,5^2 \cdot 2 = 31507 \text{ см}^4.$$

$$e_{\text{max}} = \frac{30 - 3 \cdot 2}{2} = 12 \text{ см}.$$

$$W_{\text{нетто}} = \frac{J_{\text{нетто}}}{e_{\text{max}}} = \frac{31507}{12} = 2625 \text{ см}^3.$$

Наибольшее напряжение от действия продольной силы и изгибающего момента для сечения в узле:

$$\sigma = \frac{U}{3\omega_{\text{нетто}}} + \frac{M_1}{3W_{\text{нетто}}} = \frac{67835}{3 \cdot 613} + \frac{290000}{3 \cdot 2625} \cong 74 \text{ кг/см}^2 < 84 \text{ кг/см}^2.$$

2) Проверка сечения нижнего пояса в полупанели. Проверим сечение нижнего пояса в полупанели в месте наибольшего ослабления сечения шпонками стыковых накладок и болтами (фиг. 391).

Наиболее невыгодным сечением является сечение, совпадающее с мостом наибольшего значения момента в пределах полупанели, т. е. момента под поперечной балкой, каковой, как мы нашли, равен  $M_m = 148\,000 \text{ кг/см}$ :

$$ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 9^2} - 2 \cdot 12 = 24 \text{ см.}$$

$$\omega_{\text{нетто}} = 707 - \frac{2}{3} \cdot 24,0 \cdot 6 \cdot 2 - 2 \cdot 18 = 479 \text{ см}^2.$$

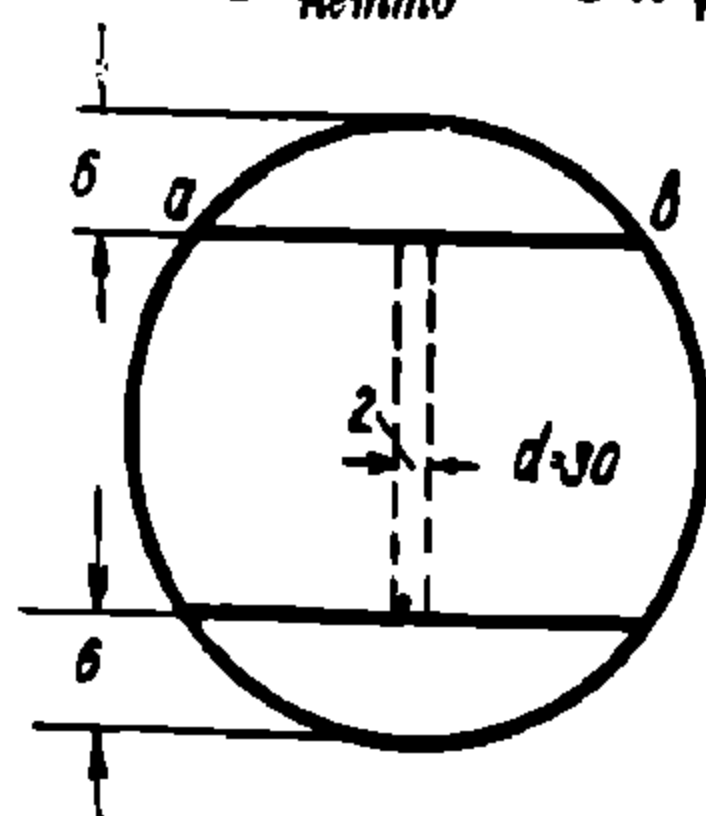
$$J_{\text{брутто}} = 0,049 d^4 - \frac{2}{3} \cdot 24 \cdot 6 \cdot 11^2 \cdot 2 = 39\,740 - 23\,232 = 16\,508 \text{ см}^4;$$

$$J_{\text{нетто}} = 16\,508 - \frac{1}{12} \cdot 2 \cdot 18^3 = 16\,508 - 972 = 15\,536 \text{ см}^4.$$

$$e_{\text{max}} = \frac{30 - 6 \cdot 2}{2} = 9 \text{ см.}$$

$$W_{\text{нетто}} = \frac{15\,536}{9} = 1\,726 \text{ см}^3.$$

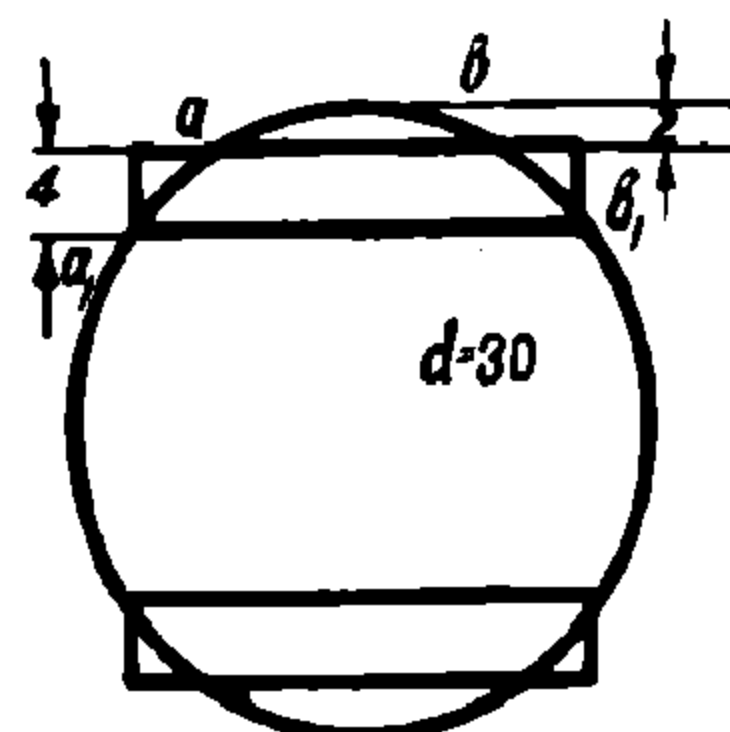
$$\sigma = \frac{U}{3\omega_{\text{нетто}}} + \frac{M_m}{3W_{\text{нетто}}} = \frac{67\,835}{3 \cdot 479} + \frac{148\,000}{3 \cdot 1\,726} \approx 76 \text{ кг/см}^2 < 84 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 391.

Стык нижнего пояса. Стык нижнего пояса перекрываем двумя металлическими накладками, расположенными горизонтально (фиг. 376 и 392).

Помощью накладок передаются как осевое продольное усилие, так и изгибающий момент.



Фиг. 392.

Обе накладки сечением  $240 \times 10 \text{ мм}$  снабжены шестью шпонками сечением  $50 \times 40 \text{ мм}$ .

Через горизонтальные накладки пропущены 8 штук вертикальных болтов диаметром 20 мм.

Прочность стыка проверяем:

- на смятие дерева шпонками,
- на скалывание дерева между шпонками.

При указанном расчете болты не учитываются:

$$ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 13^2} = 14,96 \text{ см.}$$

$$a_1 b_1 = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 9^2} = 24,0.$$

Площадь смятия одной шпонкой и накладкой:

$$\omega = \frac{2}{3} \cdot 24,0 \cdot 6 - \frac{2}{3} \cdot 14,96 \cdot 2 \approx 76,0 \text{ см}^2$$

Наибольшее продольное усилие при совместном действии вертикальной и ветровой нагрузок для нижнего пояса:

$$U = 67\,835 \text{ кг.}$$

Усилие, приходящееся на одно бревно, равно:

$$\frac{U}{3} = \frac{67\,835}{3} = 22\,612 \text{ кг.}$$

Усилие, приходящееся на одну шпонку, равно:

$$\frac{22\,612}{6} = 3\,769 \text{ кг.}$$

Наибольшее напряжение на смятие сосны вдоль волокон от действия продольной силы:

$$\sigma_1 = \frac{3\,769}{76,0} = 49,6 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольший изгибающий момент в панели:

$$M_n = 148\,000 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

На одно бревно  $\frac{1}{3} M_n = 49\,330 \text{ кг} \cdot \text{см.}$

Горизонтальное усилие, передающееся одной шпонке, определяем, исходя из предположения, что каждая верхняя шпонка связи с нижней представляет пару с плечом  $l = 22 \text{ см.}$  Следовательно, при наличии трех пар шпонок горизонтальная сила, приходящаяся на одну пару:

$$U_0 = \frac{49\,330}{3 \cdot 22} = 748 \text{ кг.}$$

Наибольшее действие напряжения на смятие вдоль волокон от одной шпонки:

$$\sigma = \frac{748}{76} = 9,8 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарное наибольшее напряжение при действии продольного усилия и изгибающего момента:

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 49,6 + 9,8 = 59,4 \text{ кг/см}^2 < 61 \text{ кг/см}^2.$$

Расстояние между шпонками в свету равно  $22 \text{ см.}$

Полное усилие на одну шпонку:

$$U_n = 3\,769 + 748 = 4\,517 \text{ кг.}$$

Площадь скалывания:

$$\omega = 22 \cdot 24 = 528 \text{ см}^2.$$

Наибольшее напряжение на скалывание вдоль волокон:

$$\tau = \frac{4\,517}{528} = 8,5 \text{ кг/см}^2 < 9 \text{ кг/см}^2.$$

Длина накладок равна  $190 \text{ см.}$

Расчет заклепок в шпонках и накладках. Диаметр заклепок 1,5 см.

Каждая шпонка прикрепляется к накладке тремя заклепками. Напряжение в заклепках на одиночное срезывание:

$$\tau = \frac{4517}{3 \cdot \pi \cdot 1,5^2} = \frac{4517}{3 \cdot 0,785 \cdot 2,25} \cong 850 \text{ кг/см}^2 < 1000 \text{ кг/см}^2.$$

Толщина накладок  $\delta = 1$  см.

Площадь сечения накладки:

$$\omega = 24 \cdot 1 = 24 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения двух накладок:

$$2\omega = 24 \cdot 2 = 48 \text{ см}^2.$$

Наибольшее усилие, приходящееся на накладки:

$$U = 22\,612 + 748 = 23\,360 \text{ кг.}$$

Накладки ослаблены отверстием болта  $d = 2$  см.

Площадь сечения двух накладок, ослабленных болтами:

$$2\omega_{\text{нетто}} = 48 - 2 \cdot 1 \cdot 2 = 44 \text{ см}^2.$$

Напряжение накладок:

$$\sigma = \frac{23\,360}{44} = 530 < 1\,400 \text{ кг/см}^2.$$

## § 92. Усилие в верхнем поясе

Верхний пояс на всем своем протяжении запроектирован так же, как и нижний пояс, одинакового сечения.

Из панелей пояса наибольшее усилие испытывают средние панели у узла  $b'$ .

Инфлюэнтная линия для расчета максимального усилия от собственного веса и временной нагрузки средней панели верхнего и нижнего пояса одна и та же.

Поэтому максимальное усилие в средней панели верхнего пояса у узла  $b'$  будет то же, что и для средней панели нижнего пояса у узла  $b$ , с той только разницей, что это усилие для нижнего пояса будет растягивающее, а для верхнего пояса—сжимающее:

$$O' = 62\,610 \text{ кг.}$$

Давление ветра на 1 п. м верхнего пояса в присутствии временной нагрузки:

$$g = 100 \cdot (0,5 \cdot 0,6 \cdot 6,5) = 195 \text{ кг.}$$

Усилие в средней панели верхнего пояса от действия ветра:

$$O'' = \frac{195 \cdot 5,34 \cdot 4}{8 \cdot 7} \left( \text{по формуле } \frac{M}{h} \right) \cong 2010 \text{ кг.}$$

Расчетное усилие в средней панели верхнего пояса от собственного веса, временной нагрузки и ветра:

$$O = O' + O'' = 62\,610 + 2010 = 64\,620 \text{ кг.}$$

Подбор сечения верхнего пояса (фиг. 376, 393, 394). Верхний пояс запроектирован из трех бревен диаметра 28 см. Считаем, что осевое продольное усилие пояса распределяется поровну между бревнами пояса.

Проверку сечения верхнего пояса производим:

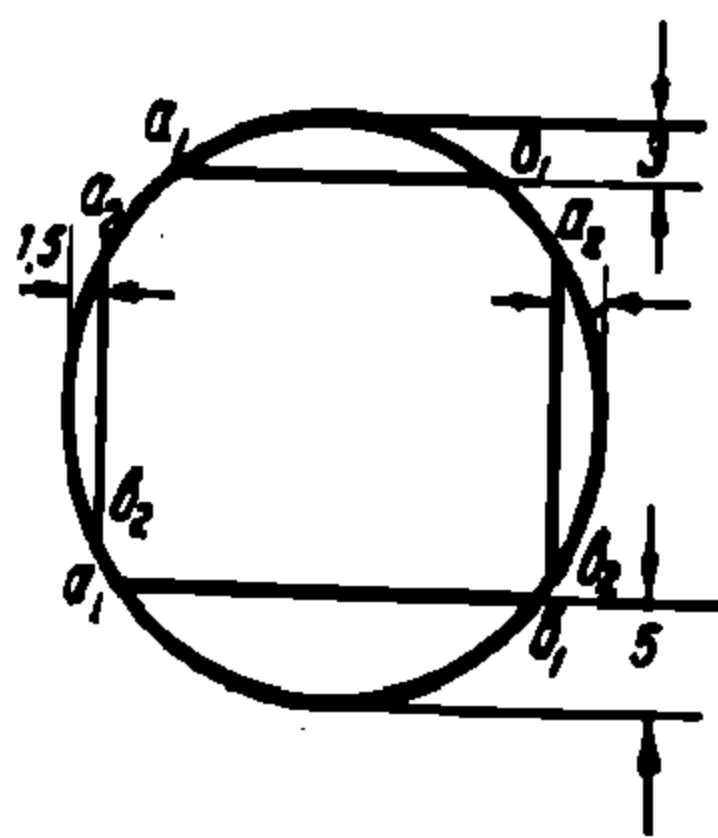
1) в узле на простое сжатие по площади сечения и 2) посередине панели на устойчивость при продольном изгибе.

В узле каждое бревно пояса ослабляется (фиг. 393):

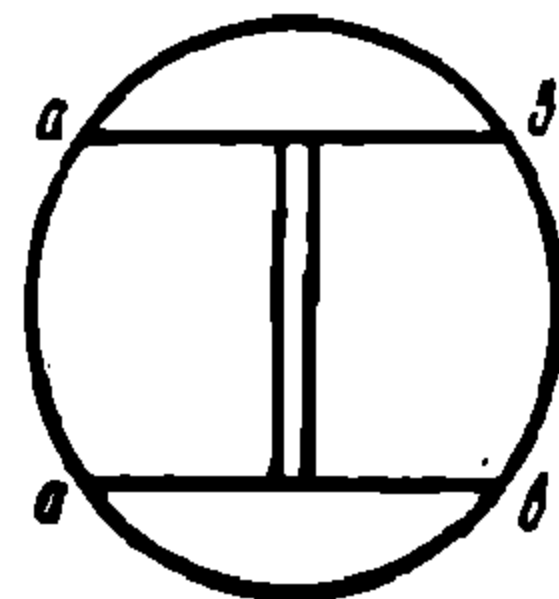
а) врубкой подушки раскосов глубиной 5 см;

б) врубкой бруса подгаечника на глубину 3 см;

в) стеской боковой поверхности бревна для пропуска тяжа глубиной 15 см.



Фиг. 393.



Фиг. 394.

$$a_1 b_1 \text{ (внизу фиг. 393)} = 2 \cdot \sqrt{14^2 - 9^2} = 21,46 \text{ см};$$

$$a_1 b_1 \text{ (вверху фиг. 393)} = 2 \cdot \sqrt{14^2 - 11^2} = 17,32 \text{ см};$$

$$a_2 b_2 = 2 \cdot \sqrt{14^2 - 12,5^2} = 12,61 \text{ см};$$

$$\omega_{\text{брутто}} = \frac{3,14}{4} \cdot 28^2 = 615 \text{ см}^2;$$

$$\omega_{\text{нетто}} = \omega_{\text{брутто}} - \frac{2}{3} a_1 b_1 \cdot 5 - \frac{2}{3} a_1 b_1 \cdot 3 - \frac{2}{3} a_2 b_2 \cdot 1,5 \cdot 2 =$$

$$= 615 - \frac{2}{3} \cdot 17,32 \cdot 3 - \frac{2}{3} \cdot 21,46 \cdot 5 - \frac{2}{3} \cdot 12,61 \cdot 1,5 \cdot 2 =$$

$$= 615 - 131,36 = 483,64 \text{ см}^2.$$

Наибольшее напряжение при расчете на прочность:

$$\sigma = \frac{64\,620}{483,64 \cdot 3} = 44,5 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка прочности верхнего пояса в полупанели. Ослабление двумя шпонками накладок при глубине в рубки по 5,0 см и одним болтом диаметра 2 см:

$$ab = 2 \cdot \sqrt{14^2 - 9^2} = 21,46 \text{ см (фиг. 394);}$$

$$\omega_{\text{сегм}} = \frac{2}{3} \cdot 21,46 \cdot 5 = 71,5 \text{ см}^2.$$



Площадь ослаблений:

$$\omega_{ослаб} = 71,5 \cdot 2 + 18,0 \cdot 2 = 179,0 \text{ см}^2;$$

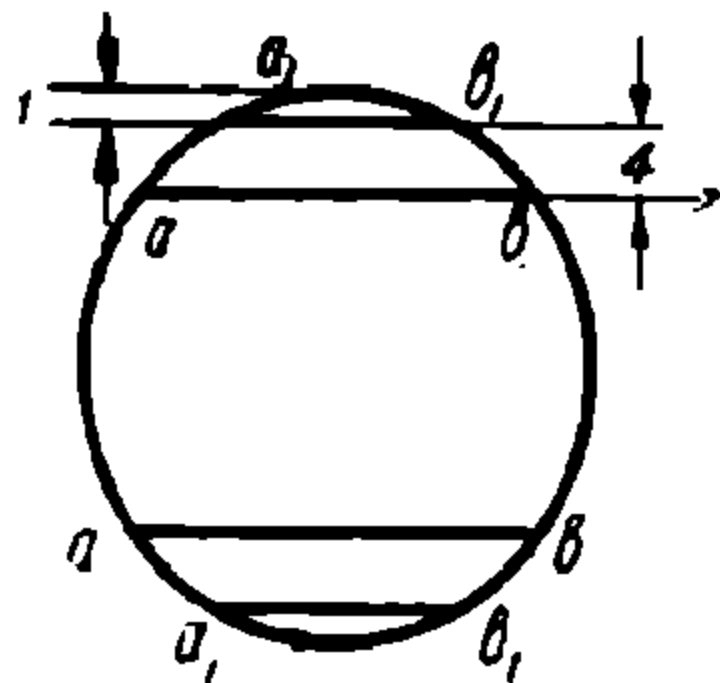
$$\frac{\omega_{ослаб}}{\omega_{брутто}} = \frac{179,0}{615} = 0,29 > 0,25 \text{ см},$$

следовательно, проверка напряжения на устойчивость определится по формуле:

$$\sigma = \frac{0}{\varphi \omega_{нетто} \cdot 3 \cdot \frac{4}{3}},$$

где:  $\omega_{нетто} = 615 - 179 = 436 \text{ см}^2$ ,

$\varphi$  — коэффициент уменьшения напряжений при продольном изгибе.



Фиг. 395.

$$\text{При } \frac{l}{d} = \frac{534}{0,28} = 19; \quad \varphi = 0,52.$$

$$\sigma = \frac{64620}{0,52 \cdot 436 \cdot 3 \cdot \frac{4}{3}} = 71 < 77 \text{ кг/см}^2$$

(при диаметре бревен верхнего пояса 27 см получилось бы перенапряжение).

Стык верхнего пояса. Стык верхнего пояса перекрыт двумя металлическими накладками, расположенными вертикально. Обе накладки снабжены четырьмя шпонками сечения 50 · 40 мм (фиг. 376 и 395).

Через накладки пропущены четыре горизонтальные болта  $\odot = 20$  мм.

Прочность стыка проверяем:

- 1) на смятие дерева шпонками,
- 2) на скалывание дерева между шпонками.

При расчете болты не учитываются:

$$a_1 b_1 = 2 \cdot \sqrt{14^2 - 13^2} = 10,4 \text{ см};$$

$$ab = 2 \cdot \sqrt{14^2 - 9^2} = 21,46 \text{ см}.$$

Площадь смятия одной шпонкой:

$$\omega = \frac{2}{3} \cdot 21,46 \cdot 5 - \frac{2}{3} \cdot 10,4 \cdot 1 = 64,6 \text{ см}^2.$$

Усилие в верхнем поясе в одном бревне будет:

$$\frac{64620}{3} = 21540 \text{ кг}.$$

Согласно § 42 технических условий проектирования и сооружения деревянных мостов под обыкновенную дорогу стыки сжатых поясов рассчитываются, исходя из предположения, что половина

сжимающего усилия передается непосредственно с торца на торец; другая половина усилия передается через шпонки накладок.

Усилие, приходящееся на одну шпонку, равно:

$$\frac{21\,540}{2 \cdot 4} = 2\,692,5 \text{ кг.}$$

Наибольшее напряжение на смятие сосны вдоль волокон от действия продольной силы:

$$\sigma = \frac{2\,692,5}{64,6} = 41,7 \text{ кг/см}^2 < 61 \text{ кг/см}^2.$$

Расстояние между шпонками в свету равно 16 см.

Площадь скалывания:

$$\omega = 16 \cdot 21,46 = 343,4 \text{ см}^2.$$

Напряжение на скалывание вдоль волокон:

$$\tau = \frac{2\,692,5}{343,4} = 7,8 \text{ кг/см}^2 < 9 \text{ кг/см}^2.$$

Каждая шпонка прикрепляется тремя заклепками  $\varnothing = 1,5$  см.

Толщина накладок принята  $\delta = 1$  см.

Исходя из расчета заклепок и накладок нижнего пояса, таковые для верхнего пояса не рассчитываются.

Длина накладок равна 110 см.

### § 93. Определение усилий в раскосах

Благодаря наличию шпренгелей, усилия в нижних половинах раскосов больше, чем в верхних. Поэтому для подбора сечений определяем усилия в нижних половинах раскосов.

Усилия от постоянной и временной нагрузок определяем по инфлюэнтным линиям (фиг. 396 *a, b, c, d, e, f, g, m* и *n* и фиг. 384).

Раскос  $D_1$  (фиг. 396 *b* и фиг. 384)

Наибольшее сжимающее усилие в раскосе  $D_1$  от двух рядов грузовиков при наименеевыгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 1,186 + 0,9 \cdot 1,025 + 2,1 \cdot 0,863 + 0,9 \cdot 0,540 + 2,1 \cdot 0,378) \cdot \\ \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + 0,18 \cdot 0,053 \cdot \\ \left( \frac{32,04 \cdot 1,186}{2} - \frac{0,291 \cdot 6,97}{2} \right) + 0,18 \cdot \frac{0,281 \cdot 6,97}{2} \cdot 3 = 17,61 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в раскосе  $D_1$  от одного ряда грузовиков при наименеевыгоднейшем его положении как в продольном,

так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 1,186 + 0,9 \cdot 1,025 + 2,1 \cdot 0,863 + 0,9 \cdot 0,540 + 2,1 \cdot 0,378) \cdot (0,857 + 0,614) + 0,18 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3$$

$$\left( \frac{32,04 \cdot 1,186}{2} - \frac{0,281 \cdot 6,97}{2} \right) + 0,18 \cdot \frac{0,281 \cdot 6,97}{2} \cdot 3 = 14,21 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в раскосе  $D_1$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,18 \cdot \frac{32,04 \cdot 1,186}{2} \cdot 3 = 10,26 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего усилия для раскоса  $D_1$ .

Сжимающее усилие в раскосе  $D_1$  от загрузки толпой ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{32,04 \cdot 1,186}{2} = 7,6 \text{ т.}$$

Сжимающее усилие в раскосе  $D_1$  от собственного веса:

$$U'' = 2,0 \cdot \frac{32,04 \cdot 1,186}{2} = 38 \text{ т.}$$

Полное усилие в раскосе  $D_1$  от собственного веса и временной нагрузки:

$$U = U_0 + U' + U'' = 17,61 + 7,6 + 38,0 = 63,21 \text{ т} = 63\,210 \text{ кг.}$$

Раскос  $D_2$  (фиг. 396 с—инфлюэнтные линии).

Наибольшее сжимающее усилие в раскосе  $D_2$  от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как и в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,97 + 0,9 \cdot 0,809 + 2,1 \cdot 0,647 + 0,9 \cdot 0,324 + 2,1 \cdot 0,162) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + 0,24 \cdot 0,053 \cdot \left( \frac{26,21 \cdot 0,97}{2} - \frac{0,065 \cdot 1,63}{2} \right) + 0,24 \cdot \frac{0,065 \cdot 1,63}{2} \cdot 3 = 11,944 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в раскосе  $D_2$  от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем его положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,97 + 0,9 \cdot 0,809 + 2,1 \cdot 0,647 + 0,9 \cdot 0,324 + 2,1 \cdot 0,162) \cdot (0,857 + 0,614) + 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \left( \frac{26,21 \cdot 0,97}{2} - \frac{0,065 \cdot 1,63}{2} \right) + 0,24 \cdot \frac{0,065 \cdot 1,63}{2} = 11,096 \text{ т.}$$

Наибольшее усилие в раскосе  $D_2$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,24 \cdot \frac{26,21 \cdot 0,97}{2} \cdot 3 = 9,15 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего сжимающего усилия для раскоса  $D_2$ .

Сжимающее усилие в раскосе  $D_2$  от загрузки толпой части ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{26,21 \cdot 0,97}{2} = 5,085 \text{ т.}$$

Сжимающее усилие в раскосе  $D_2$  от собственного веса:

$$U'' = 2,0 \cdot \left( \frac{26,21 \cdot 0,97}{2} - \frac{5,83 \cdot 0,216}{2} \right) = 24,164 \text{ т.}$$

Максимальное сжимающее усилие в раскосе  $D_2$  от собственного веса и временной нагрузки:

$$U = U_0 + U' + U'' = 11,944 + 5,085 + 24,164 = 41,193 \text{ т} \cong 41\ 200 \text{ кг.}$$

Наибольшее растягивающее усилие в раскосе  $D_2$  от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,216 + 1,05 \cdot 0,054) (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + 0,24 \cdot 0,053 \cdot \left( \frac{5,83 \cdot 0,216}{2} \right) = 1,448 \text{ т.}$$

Наибольшее растягивающее усилие в раскосе  $D_2$  от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,216 + 1,05 \cdot 0,054) \cdot (0,857 + 0,614) + 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \left( \frac{5,83 \cdot 0,216}{2} \right) = 1,142 \text{ т.}$$

Наибольшее растягивающее усилие в раскосе  $D_2$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_{max} = 0,24 \cdot \frac{5,83 \cdot 0,216}{2} \cdot 3 = 0,453 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных растягивающих усилий наибольшим получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего растягивающего усилия для раскоса  $D_2$ .

Растягивающее усилие в раскосе  $D_2$  от загрузки толпой части ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{5,83 \cdot 0,216}{2} = 0,252 \text{ т.}$$

Максимальное растягивающее усилие в раскосе  $D_3$  от временных нагрузок:

$$U = U_0 + U' = 1,448 + 0,252 = 1,7 \text{ т.}$$

Раскос  $D_3$  (фиг. 396 *d*, фиг. 384—инфлюэнтные линии).

Наибольшее сжимающее усилие в раскосе  $D_3$  от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,755 + 0,9 \cdot 0,593 + 2,1 \cdot 0,431) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + 0,24 \cdot 0,053 \cdot \left( \frac{20,39 \cdot 0,755}{2} - \frac{8,29 \cdot 0,335}{2} \right) + 0,24 \cdot \frac{8,29 \cdot 0,335}{2} \cdot 3 = 8,772 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в раскосе  $D_3$  от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении, и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,755 + 0,9 \cdot 0,593 + 2,1 \cdot 0,431) \cdot (0,857 + 0,614) + 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \left( \frac{20,39 \cdot 0,755}{2} - \frac{8,29 \cdot 0,335}{2} \right) + 0,24 \cdot \frac{8,29 \cdot 0,335}{2} \cdot 3,0 = 7,818 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в раскосе  $D_3$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,24 \cdot \frac{20,39 \cdot 0,755}{2} \cdot 3,0 = 5,542 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего сжимающего усилия для раскоса  $D_3$ .

Сжимающее усилие в раскосе  $D_3$  от загрузки полной части ближайшего к нему тротуара:

$$U^1 = 0,4 \cdot \frac{20,39 \cdot 0,755}{2} = 3,079 \text{ т.}$$

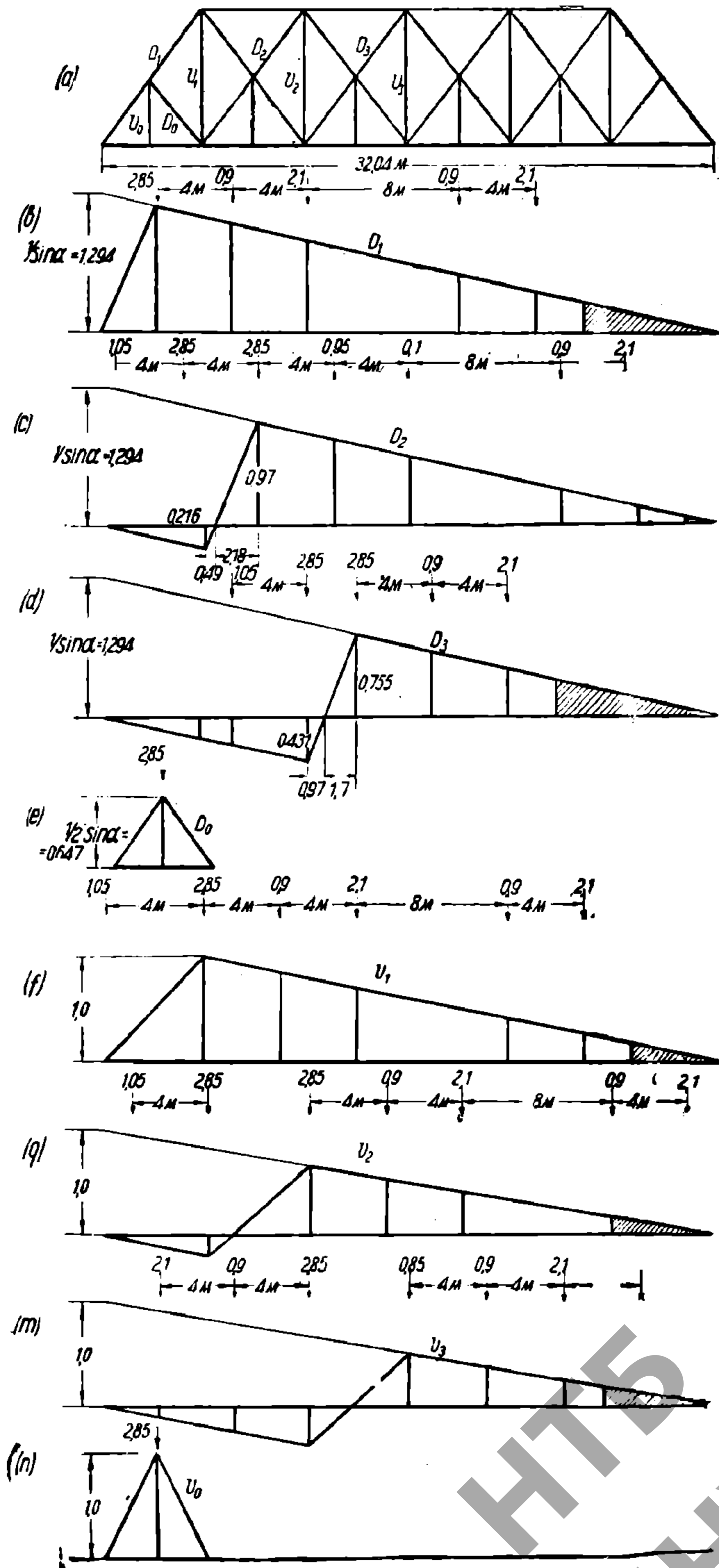
Сжимающее усилие в раскосе  $D_3$  от собственного веса:

$$U'' = 2,0 \cdot \left( \frac{20,39 \cdot 0,755}{2} - \frac{8,29 \cdot 0,335}{2} \right) = 12,716 \text{ т.}$$

Максимальное сжимающее усилие в раскосе  $D_3$  от временной нагрузки и собственного веса:

$$U = U_0 + U' + U'' = 8,772 + 3,079 + 12,716 = 24,57 \text{ т} = 24\,570 \text{ кг.}$$

Наибольшее растягивающее усилие в раскосе  $D_3$  от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном,



Фиг. 396. Инфлюэнтные линии усилий в стержнях решетки фермы.

так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,431 + 1,05 \cdot 0,270) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + \\ + 0,24 \cdot 0,053 \cdot \left( \frac{11,65 \cdot 0,431}{2} - \frac{5,08 \cdot 0,21}{2} \right) + \\ + 0,24 \cdot \frac{5,08 \cdot 0,21}{2} \cdot 3 = 3,64 \text{ т.}$$

Наибольшее растягивающее усилие в раскосе  $D_3$  от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,431 + 1,05 \cdot 0,270) \cdot (0,857 + 0,614) + \\ + 0,24 \cdot \frac{0,54 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \left( \frac{11,65 \cdot 0,431}{2} - \frac{5,08 \cdot 0,21}{2} \right) + \\ + 0,24 \cdot \frac{5,08 \cdot 0,21}{2} \cdot 3,0 = 2,90 \text{ т.}$$

Наибольшее усилие в раскосе  $D_3$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,24 \cdot \frac{11,65 \cdot 0,431}{2} \cdot 3,0 = 0,181 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных растягивающих усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего растягивающего усилия в раскосе  $D_3$ .

Растягивающее усилие в раскосе  $D_3$  от загрузки толпой части ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{11,65 \cdot 0,431}{2} = 1,00 \text{ т.}$$

Максимальное растягивающее усилие в раскосе  $D_3$  от временных нагрузок:

$$U = U_0 + U' = 3,64 + 1,00 = 4,64 \text{ т} = 4640 \text{ кг.}$$

Итак, получаем:

Расчетные усилия в раскосах от действия вертикальной нагрузки.

1) Для прямых раскосов:

$$\max D_1 = -63210 \text{ кг;}$$

$$\max D_2 = -41200 \text{ кг;}$$

$$\max D_3 = -24570 \text{ кг.}$$

2) Для обратных раскосов:

Обратные раскосы рассчитываем по максимальному растягивающему усилию для раскоса  $D_3$  от временных нагрузок:

$$U = 4,64 \text{ т} = 4640 \text{ кг.}$$

3) Полураскос  $D_0$  (фиг. 396 *e* и фиг. 384—инфлюэнтные линии)  
 Линия влияния полураскоса крайней панели представляет собою  
 треугольник с основанием, равным длине большой панели  $d =$   
 $= 5,34$  м и ординатой, равной  $\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = \frac{1}{2} \cdot 1,294 = 0,647$ .

Наибольшее сжимающее усилие в полураскосе  $D_0$  от двух рядов  
 грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном,  
 так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею  
 свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = 2,85 \cdot 0,647 \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + \\ + 0,24 \cdot 0,053 \cdot \frac{5,34 \cdot 0,647}{2} = 3,972 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в полураскосе  $D_0$  от одного ряда  
 грузовиков при наименее выгоднейшем его положении как в продоль-  
 ном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке  
 ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = 2,85 \cdot 0,647 \cdot (0,857 + 0,614) + \\ + 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \frac{5,34 \cdot 0,647}{2} = 3,131 \text{ т.}$$

Наибольшее усилие в полураскосе  $D_0$  от загрузки проезжей  
 части толпой:

$$U_0 = 0,24 \cdot \frac{5,34 \cdot 0,647}{2} \cdot 3,0 = 1,243 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при пер-  
 вом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наи-  
 большего усилия в полураскосе  $D_0$ .

Усилие в полураскосе  $D_0$  от загрузки толпой части ближай-  
 шего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{5,34 \cdot 0,647}{2} = 0,691 \text{ т.}$$

Усилие в полураскосе  $D_0$  от собственного веса:

$$U'' = 2,0 \cdot \frac{5,34 \cdot 0,647}{2} = 3,455 \text{ т.}$$

Наибольшее усилие в полураскосе от временной и постоянной  
 нагрузок:

$$D_0 = U_0 + U' + U'' = 3,972 + 0,691 + 3,455 = 8,118 \text{ т} \cong 8\,120 \text{ кг.}$$

Подбор сечений раскосов

1) Раскос  $D_1$ .

Кроме усилия от вертикальной нагрузки раскос  $D_1$  испытывает  
 еще усилие при действии ветра, как нога опорной рамы, а потому  
 расчет раскоса  $D_1$  произведен ниже особо.

2) Раскос  $D_2$ .

Расчетное усилие прямого раскоса равно 41 200 кг.

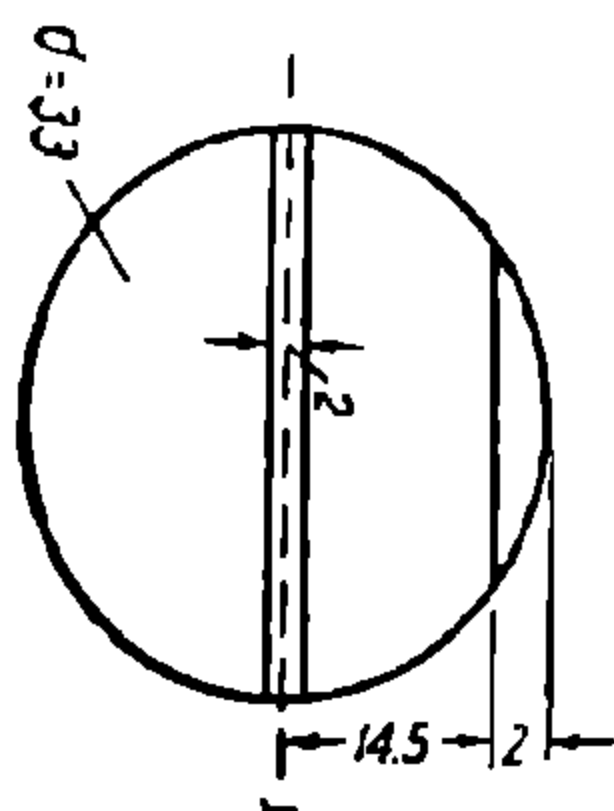
Расчетное усилие обратного раскоса равно 4 670 кг.



Прямой раскос запроектирован из двух круглых бревен диаметром 33 см.

Обратный раскос из одного круглого бревна диаметром 24 см.

Проверка сечения прямого раскоса



Фиг. 397.

В месте взаимного пересечения с обратным раскосом бревна прямого раскоса ослаблены врубкой на глубину 2 см и болтом диаметром 2 см (фиг. 376 и 397).

Основание сегмента:

$$ab = 2\sqrt{16,5^2 - 14,5^2} = 15,75 \text{ см.}$$

Площадь сегмента:

$$\frac{2}{3}ab \cdot f = \frac{2}{3} \cdot 15,75 \cdot 2 = 21,0 \text{ см}^2;$$

$$\omega_{\text{брутто}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 33^2}{4} = 855 \text{ см}^2$$

Площадь ослабления болтом  $\omega = 2 \cdot 32 = 64 \text{ см}^2$ .

Ослабление сечения как в плоскости ферм, так и из плоскости ферм менее 25%.

Радиус инерции  $r = \frac{d}{4} = \frac{33}{4} = 8,25 \text{ см.}$

Расчетная длина раскоса  $l = 8,412 \text{ м.}$

Свободная длина при изгибе в плоскости ферм равна:

$$l_1 = \frac{1}{2}l = \frac{1}{2} \cdot 8,412 = 4,206 \text{ м.}$$

Свободная длина при изгибе из плоскости ферм:

$$l_2 = \frac{8,412}{\sqrt{1 + \frac{J_{\text{обр}}}{J_{\text{пр}} \cdot 2}}} = \frac{8,412}{\sqrt{1 + \frac{24^4}{33^4 \cdot 2}}} = \frac{8,412}{1,07} = 7,86 \text{ м} = 786 \text{ см.}$$

Невыгоднее изгиб из плоскости ферм:

$$\frac{l_2}{r} = \frac{786}{8,25} = 95,2; \quad \varphi = 0,343.$$

Наибольшее напряжение при проверке на устойчивость:

$$\sigma_1 = \frac{U}{\varphi \omega \cdot 2} = \frac{41\,200}{0,343 \cdot 855 \cdot 2} = 70,25 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

При проверке на прочность:

$$\sigma_2 = \frac{41\,200}{(855 - 64) \cdot 2} \cong 26 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

## § 94. Проверка сечения обратного раскоса $D_2$ . Расчет врубок подушек

В месте пересечения с прямым раскосом бревно обратного раскоса ослаблено болтом диаметром 2 см (фиг. 376 и 398).

Ослабление болтом  $2 \cdot 24 = 48$  см:

$$\omega_{\text{брутто}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 24^2}{4} = 452 \text{ см}^2.$$

Ослабление составляет  $\cong 10\%$  от площади брутто.

$$\text{Радиус инерции } r = \frac{d}{4} = \frac{24}{4} = 6 \text{ см.}$$

Свободная длина при изгибе в плоскости ферм равна:

$$l_1 = \frac{1}{2} \cdot 8,412 = 4,206 \text{ м.}$$

Свободная длина при изгибе из плоскости ферм:

$$l_2 = \frac{8,412}{\sqrt{1 + \frac{J_{\text{пр}} \cdot 2}{J_{\text{обр}}}}} = \frac{8,412}{\sqrt{1 + \frac{33^4 \cdot 2}{24^4}}} = 2,95 \text{ м} < 4,206 \text{ м.}$$

Невыгоднее изгиб в плоскости ферм:

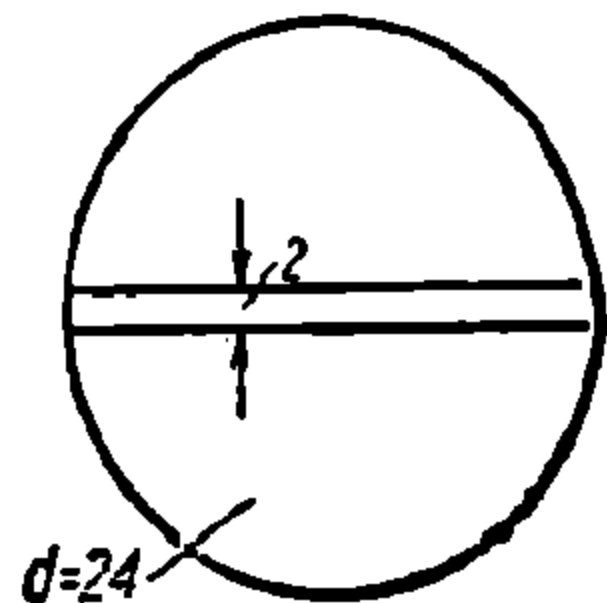
$$\frac{l_1}{r} = \frac{420,6}{6} = 70,1; \quad \varphi = 1 - 0,0069 \cdot 70,1 = 0,516.$$

Наибольшее напряжение при расчете на устойчивость:

$$\sigma_1 = \frac{4640}{0,516 \cdot 452} = 20 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

При проверке на прочность:

$$\sigma_2 = \frac{4640}{452 - 48} \cong 12 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 398.

Принимая во внимание, что момент инерции обратного раскоса влияет на величину коэффициента уменьшения допускаемого напряжения прямого раскоса, обратные раскосы запроектированы из бревен диаметром 24 см.

### 3) Раскос $D_3$

Расчетное усилие прямого раскоса равно 24 570 кг.

Расчетное усилие обратного раскоса равно 4 670 кг.

Прямой раскос запроектирован из двух бревен  $\odot = 29$  см; обратный раскос из одного бревна  $\odot = 24$  см.

Проверка сечения прямого раскоса.

В месте взаимного пересечения с обратным раскосом бревна прямого раскоса ослаблены болтом  $d = 2$  см.

Ослабление болтом  $29 \cdot 2 = 58$  см<sup>2</sup>.

Площадь сечения:

$$\omega_{\text{брутто}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 29^2}{4} = 660 \text{ см}^2.$$

Ослабление составляет по отношению к площади брутто:

$$\frac{58,0}{660} \cdot 100 \cong 9\% < 25\%.$$

Радиус инерции  $r = \frac{d}{4} = \frac{29}{4} = 7,25 \text{ см.}$

Свободная длина при изгибе в плоскости ферм равна:

$$l_1 = \frac{1}{2}l = \frac{1}{2} \cdot 8,412 = 4,206 \text{ см.}$$

Свободная длина при изгибе из плоскости ферм:

$$l_2 = \frac{8,412}{\sqrt{1 + \frac{J_{обр}}{J_{пр} \cdot 2}}} = \frac{8,412}{\sqrt{1 + \frac{24^4}{29^4 \cdot 2}}} = \frac{8,412}{1,11} = 7,58 \text{ см.}$$

Невыгоднее изгиб из плоскости ферм:

$$\frac{l_2}{r} = \frac{758}{7,25} = 104,55; \quad \varphi = 0,265.$$

Наибольшее напряжение при проверке на устойчивость:

$$\sigma_1 = \frac{24\,570}{0,265 \cdot 660 \cdot 2} = 70,2 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

При проверке на прочность:

$$\sigma_2 = \frac{24\,576}{2 \cdot (660 - 58)} \cong 20 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка сечения обратного раскоса уже произведена выше.

#### 4) Полураскос $D_0$

Расчетное усилие полураскоса  $D_0 = 8\,120 \text{ кг.}$

Раскос спроектирован из одного бревна  $\odot = 24 \text{ см.}$

Расчетная длина полураскоса  $l_2 = 4,206 \text{ м.}$

Площадь сечения:  $\omega = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 24^2}{4} = 452 \text{ см}^2.$

Радиус инерции:  $r = \frac{d}{4} = \frac{24}{4} = 6,0 \text{ см;}$

$$\frac{l}{r} = \frac{420,6}{6,0} = 7,0; \quad \varphi = 0,517.$$

Наибольшее напряжение при проверке на устойчивость.

$$\sigma_1 = \frac{8\,120}{0,517 \cdot 452} \cong 35 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

При проверке напряжения на прочность:

$$\sigma_2 = \frac{8\,120}{452} \cong 18 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

а) Расчет врубок подушек для раскосов

Врубки подушек в пояса рассчитываются по горизонтальной слагающей усилия прямого раскоса, уменьшенной на силу трения между подушкой и поясами, причем коэффициент трения принят  $f = 0,3$ .

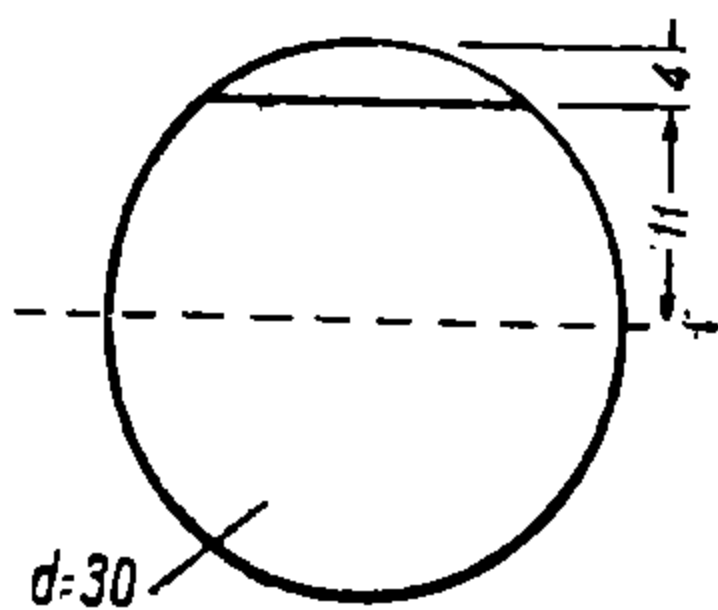
$$H = D_0 (\cos \alpha - f \sin \alpha) = D \cdot (0,635 - 0,3 \cdot 0,7727) = 0,409.$$

Полезный для устойчивости подушек отпор обратных раскосов в расчет не принимается.

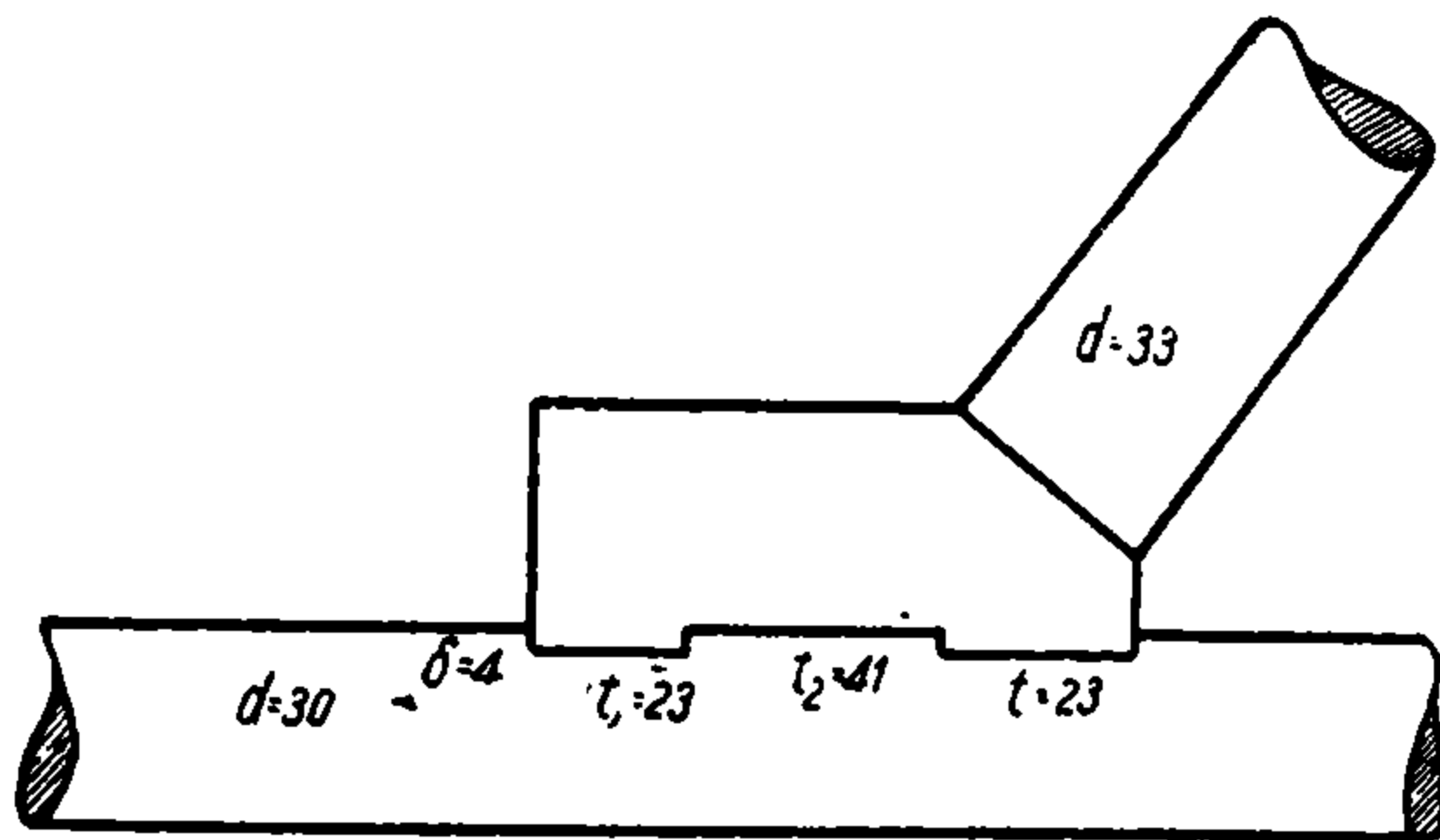
1) Узел О

Все подушки запроектированы из дуба I сорта, причем подушка для сопряжения ноги с нижним поясом располагается с направлением волокон вдоль оси пояса; такое устройство подушки позволяет назначить ей достаточную длину в предупреждение выворачивания ее.

В прочих панелях, где имеются обратные раскосы, предупреждающие возможность выворачивания подушек, таковые располагаются с направлением волокон перпендикулярно оси пояса.



Фиг. 399.



Фиг. 400.

Все подушки, за исключением опорных, запроектированы составными.

Раскос  $D_1$  состоит из трех бревен  $\odot = 33$  см.

Усилие в одном бревне раскоса составляет  $\frac{63\ 210}{3} = 21\ 070$  кг.

Наибольшее смятие подушки под торцом раскоса:

$$\sigma = \frac{63\ 210}{3 \cdot 854,87 - 4 \cdot 7,7 - 3 \cdot 0,785 \cdot 33^2} \cong 26 \text{ кг/см}^2 < 40 \text{ кг/см}^2;$$

$$H = 0,403 \cdot D = 0,403 \cdot 21\ 070 = 8\ 490 \text{ кг.}$$

Подушка имеет два зуба глубиной врубки 4,0 см (фиг. 376, 399 и 400).

Основание сегмента  $ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 11^2} = 20,4$  см.

Площадь сегмента:

$$\omega = \frac{2}{3} \cdot 20,4 \cdot 4,0 = 54,3 \text{ см}^2.$$

При двух зубьях.

$$2\omega = 2 \cdot 54,3 = 108,6 \text{ см}^2.$$

Наибольшее напряжение на смятие вдоль волокон сосны:

$$\sigma = \frac{8490}{108,6} = 78 \text{ кг/см} < 92 \text{ кг/см}.$$

Размеры зубьев  $t_1$  и  $t_2$  находятся из соотношения:

$$t_1 = \frac{92}{16,5} \delta; \quad t_2 = \frac{92}{9} \delta,$$

где: 92 — наибольшее допускаемое напряжение на смятие дуба I сорта вдоль волокон;

16,5 — наибольшее допускаемое напряжение на скалывание дуба I сорта вдоль волокон;

9 — наибольшее допускаемое напряжение на скалывание сосны среднего качества вдоль волокон;

$\delta$  — глубина врубки.

$$t_1 = \frac{92}{16,5} \cdot \delta = \frac{92}{16,5} \cdot 4 \cong 23 \text{ см};$$

$$t_2 = \frac{92}{9,0} \cdot 4 \cong 41 \text{ см}.$$

## 2) Узел 2

Подушка дубовая; направление волокон перпендикулярно продольной оси пояса. Следовательно, по своей длине подушка соответствует ширине всех трех бревен пояса.

Наибольшее смятие раскоса в месте примыкания его к подушке:

$$\sigma = \frac{41200}{2 \cdot \left( 855 - \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4} \right)} = 24 \text{ кг/см}^2 < 54 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее смятие подушки под торцом раскоса:

$$\sigma = \frac{41200}{2 \cdot \left( 855 - \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4} \right)} = 24 \text{ кг/см}^2 < 46 \text{ кг/см}^2.$$

Подушка имеет два зуба глубиной по 4,5 см (фиг. 401).

$$\text{Основание сегмента } ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 10,5^2} = 21,4 \text{ см}.$$

Площадь сегмента:

$$\omega = \frac{2}{3} \cdot ab \cdot f = \frac{2}{3} \cdot 21,4 \cdot 4,5 = 64,2 \text{ см}^2.$$

Так как подушка врубается в три бревна пояса, то при двух зубьях будем иметь  $3 \cdot 2 = 6$  плоскостей смятия площадью по  $64,2 \text{ см}^2$  каждая.

$$H = 0,403 D_2 = 0,403 \cdot 21400 \cong 16600 \text{ кг}.$$

Наибольшее напряжение в подушке на смятие поясом:

$$\sigma = \frac{16600}{64,2 \cdot 6} \cong 43,0 \text{ кг/см}^2 < 46 \text{ кг/см}^2.$$

Наименьшие размеры зубьев:

$$t_1 = \frac{46}{8,25} \delta,$$

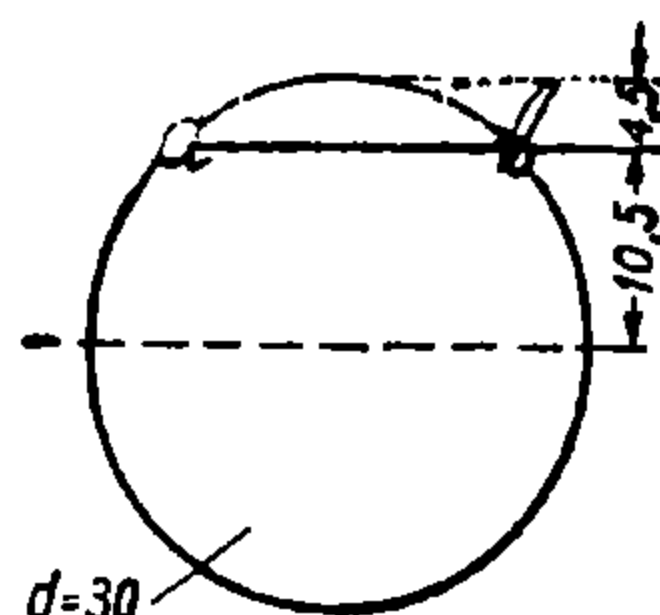
где 8,25—наибольшее допускаемое напряжение на тангенциальное скалывание дуба I сорта.

$$t_1 = \frac{46}{8,25} \cdot \delta = \frac{46}{8,25} \cdot 4,5 = 25 \text{ см};$$

$$t_2 = \frac{46}{9} \cdot \delta,$$

где 9—наибольшее допускаемое напряжение на скалывание сосны среднего качества вдоль волокон:

$$t_2 = \frac{46}{9} \cdot 4,5 = 23 \text{ см}.$$



Фиг. 401.

### 3) Узел 2'

При действии одной вертикальной нагрузки:

$$D_1 = 63\,210 \text{ кг}; \quad H = 0,403 \cdot 63\,210 \cong 25\,470 \text{ кг}.$$

Подушка имеет два зуба при глубине врубки в пояс по 6,0 см (фиг. 402).

$$\text{Основание сегмента } ab = 2 \cdot \sqrt{14^2 - 8,0^2} = 23,0 \text{ см}.$$

Площадь сегмента:

$$\omega = \frac{2}{3} \cdot ab \cdot f = \frac{2}{3} \cdot 23 \cdot 6,0 = 92 \text{ см}^2.$$

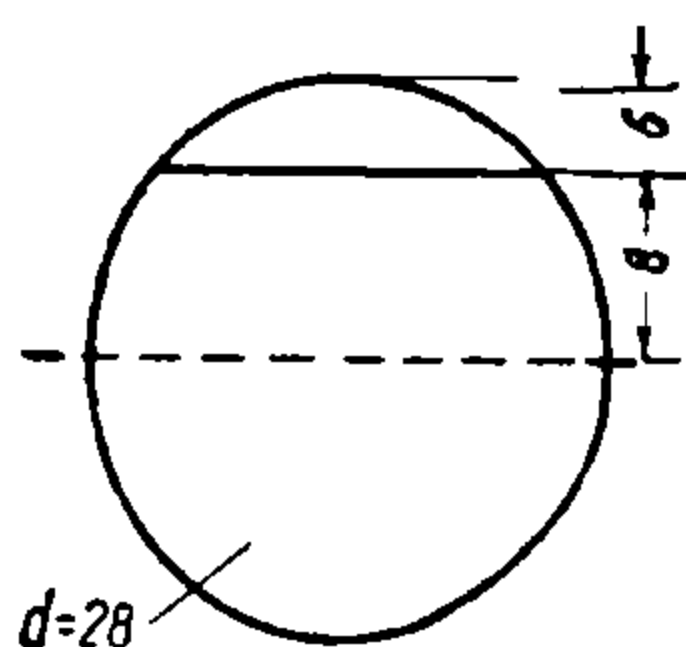
Наибольшее напряжение на смятие в подушке поясом:

$$\sigma = \frac{25\,470}{92 \cdot 6} \cong 46 \text{ кг/см}^2 = \text{допускаемому напряжению}.$$

Наименьшие размеры зубьев:

$$t_1 = \frac{46}{8,25} \cdot 6,0 = 34 \text{ см};$$

$$t_2 = \frac{46}{9} \cdot 6,0 = 31 \text{ см}.$$



Фиг. 402.

### 4) Узел 4

В узле 4 сходятся:

Обратный раскос  $D_2'$ , усилие коего = 1 590 кг.

Прямой раскос  $D_3$ , усилие коего = 24 570 кг.

Следовательно,  $H_{max} = 0,403 \cdot 24\,570 = 9\,900 \text{ кг}$ .

Подушка имеет два зуба при глубине врубки в пояс 3,0 см (фиг 403).

$$\text{Основание сегмента } ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 12^2} = 18,0 \text{ см};$$

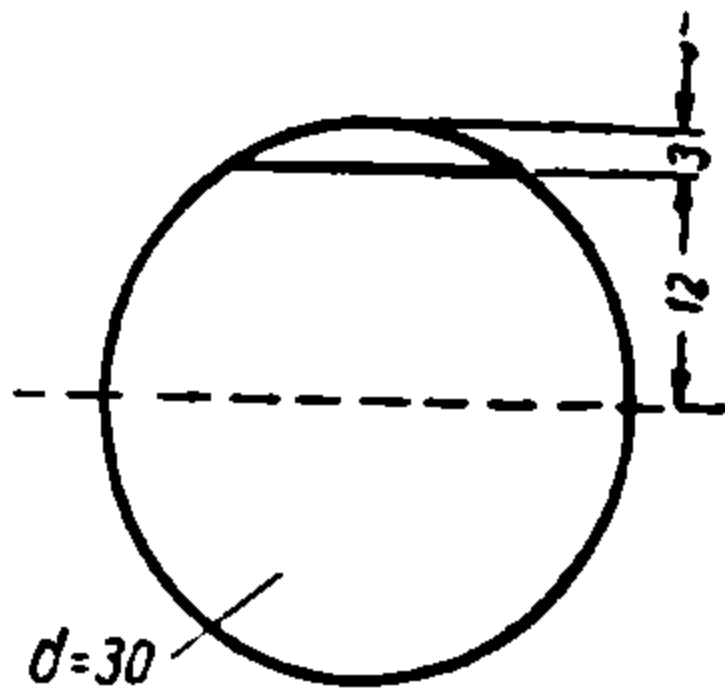
$$\omega = \frac{2}{3} ab \quad f = \frac{2}{3} \cdot 18,0 \cdot 3,0 = 36 \text{ см}^2.$$

Наибольшее смятие раскоса  $D_3$  в месте примыкания его к подушке:

$$\sigma = \frac{24\,570}{2 \cdot \left( 660 - \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4} \right)} \cong 19 \text{ кг/см}^2 < 54 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее смятие подушки под торцом раскоса:

$$\sigma = \frac{24\,570}{2 \cdot \left( 660 - \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4} \right)} \cong 19 \text{ кг/см}^2 < 46 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 403.

Так как подушка врубается в три бревна пояса, то при двух зубьях будем иметь  $3 \cdot 2 = 6$  плоскостей смятия площадью по  $36,0 \text{ см}^2$  каждая.

Наибольшее напряжение в подушке на смятие поясом:

$$\sigma = \frac{9\,900}{36 \cdot 6} \cong 45,8 \text{ кг/см}^2 < 46 \text{ кг/см}^2.$$

Наименьший размер зуба:

$$t_1 = \frac{46}{8,25} \cdot 3,0 = 17 \text{ см};$$

$$t_2 = \frac{46}{9} \cdot 3,0 \cong 16 \text{ см}.$$

5) Узел 4'

В узле 4' сходятся:

Прямой раскос  $D_2$ , усилие коего равно  $41\,200 \text{ кг}$ .

Обратный раскос  $D_3$ , усилие коего равно  $24\,570 \text{ кг}$ .

Следовательно,

$$N_{max} = 0,403 \cdot 41\,200 = 16\,600 \text{ кг}.$$

Наибольшее смятие раскоса  $D_3$  в месте примыкания его к подушке

$$\sigma = \frac{41\,200}{2 \cdot \left( 855 - \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4} \right)} = 24 \text{ кг/см}^2 < 54 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее смятие подушки под торцом раскоса:

$$\sigma = \frac{41\,200}{2 \cdot \left( 855 - \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4} \right)} = 24 \text{ кг/см}^2 < 46 \text{ кг/см}^2.$$

Подушка имеет два зуба глубиной по  $4,5 \text{ см}$ .

Основание сегмента:

$$ab = 2 \cdot \sqrt{14^2 - 9,5^2} = 20,5 \text{ см}.$$

Площадь сегмента:

$$\omega = \frac{2}{3} \cdot ab \cdot f = \frac{2}{3} \cdot 20,5 \cdot 4,5 = 61,5 \text{ см}^2 \text{ (фиг. 404).}$$

Так как подушка врубается в три бруса пояса, то при двух зубьях будем иметь  $3 \cdot 2 = 6$  плоскостей смятия площадью по  $61,5 \text{ см}^2$  каждая.

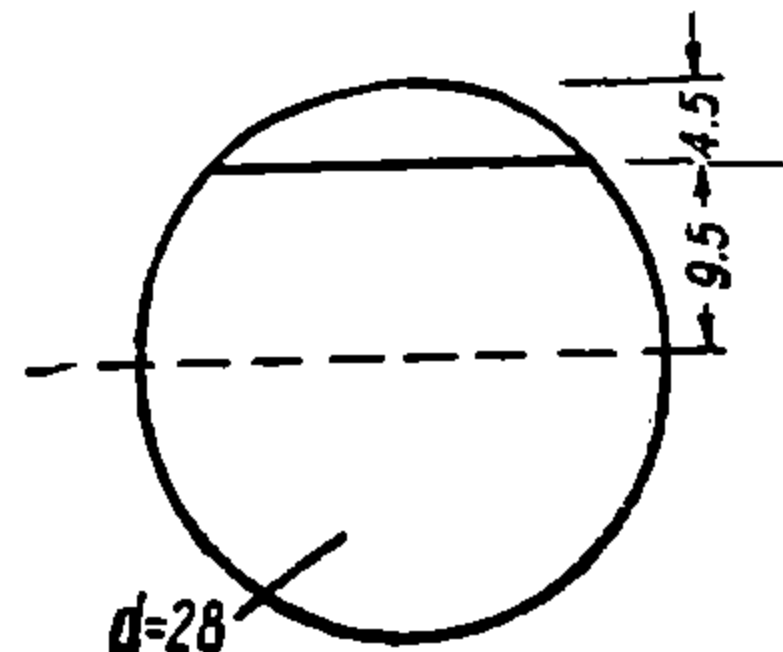
Наибольшее напряжение в подушке на смятие поясом:

$$\sigma = \frac{16600}{61,5 \cdot 6} = 4,5 \text{ кг/см}^2 < 46 \text{ кг/см}^2.$$

Наименьшие размеры зубьев:

$$t_1 = \frac{46}{8,25} \cdot \delta = \frac{46}{8,25} \cdot 4,5 = 25 \text{ см};$$

$$t_2 = \frac{46}{9} \cdot \delta = \frac{46}{9} \cdot 4,5 = 23 \text{ см}.$$



Фиг. 404.

6) Узел б

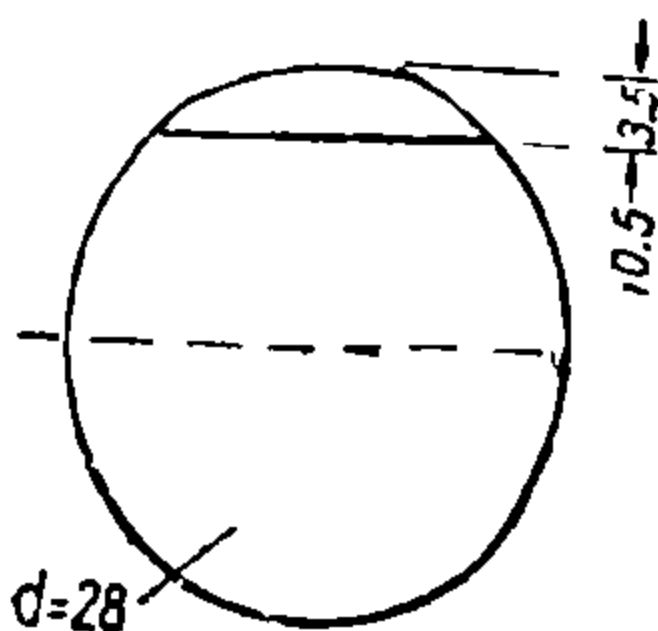
В узле б сходятся обратные раскосы  $D_3'$ . Поскольку усилие в подушке узла б значительно меньше, чем в подушке узла 4, то, принимая во внимание, что при наименьших размерах подушки таковая получается больше, чем требуется по расчету для подушки 4, расчета подушки б не делаем.

7) Узел б'

В узле б' сходятся прямые раскосы  $D_3$ ; усилие каждого из них равно 24 570 кг.

$$N_{max} = 0,403 \cdot 24\,570 \cong 9\,900 \text{ кг}.$$

Подушка имеет один зуб при глубине врубки в поясе 3,5 см (фиг. 405).



Фиг. 405.

Основание сегмента:

$$ab = \cdot 2\sqrt{14^2 - 10,5^2} = 18,5 \text{ см}.$$

Площадь сегмента:

$$\omega = \frac{3}{3} \cdot ab \cdot f = \frac{2}{3} \cdot 18,5 \cdot 3,5 = 43 \text{ см}^2.$$

Так как подушка врубается в три бруса пояса, то при двух зубьях будем иметь 6 плоскостей смятия площадью по  $43 \text{ см}^2$  каждая.

Наибольшее смятие раскоса  $D_3$  в месте примыкания его к подушке:

$$\sigma = \frac{24\,570}{2 \cdot \left(660 - \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4}\right)} \cong 19 \text{ кг/см}^2 < 54 \text{ кг/см}^2.$$

Наибольшее смятие подушки под торцом раскоса:

$$\sigma = \frac{24\,570}{2 \cdot \left(660 - \frac{3,14 \cdot 2,5^2}{4}\right)} \cong 19 \text{ кг/см}^2 < 38 \text{ кг/см}^2.$$



Наибольшее смятие в подушке поясом:

$$\sigma = \frac{9900}{43 \cdot 6} = 33 \text{ кг/см}^2 < 46 \text{ кг/см}^2:$$

Наименьший размер зуба:

$$t_1 = \frac{46}{8,25} \cdot 3,5 = 20 \text{ см};$$

$$t_2 = \frac{46}{9} \cdot 3,5 = 18 \text{ см}.$$

### § 95. Усилие в тросах

1) Тяга  $V_1$  (фиг. 396 *f* и фиг. 384 инфлюэнтные линии).

Наибольшее усилие в тяге  $V_1$  от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,833 + 0,9 \cdot 0,708 + 2,1 \cdot 0,584 + 0,9 \cdot 0,334 + 2,1 \cdot 0,209) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + 0,18 \cdot 0,053 \cdot \left( \frac{32,04 \cdot 0,833}{2} - \frac{4,3 \cdot 0,134}{2} \right) + 0,18 \cdot \frac{4,3 \cdot 0,134}{2} \cdot 3,0 = 10,94 \text{ т}.$$

Наибольшее усилие в тяге  $V_1$  от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,833 + 0,9 \cdot 0,708 + 2,1 \cdot 0,584 + 0,9 \cdot 0,334 + 2,1 \cdot 0,209) \cdot (0,857 + 0,614) + 0,18 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \left( \frac{32,04 \cdot 0,833}{2} - \frac{4,3 \cdot 0,134}{2} \right) + 0,18 \cdot \frac{4,3 \cdot 0,134}{2} \cdot 3,0 = 9,75 \text{ т}.$$

Наибольшее усилие в тяге  $V_1$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,18 \cdot \frac{32,04 \cdot 0,833}{2} \cdot 3 = 7,21 \text{ т}.$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего усилия для троса  $V_1$ .

Растягивающие усилия в тросе  $V_1$  от загрузки толпой ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{32,04 \cdot 0,833}{2} = 5,338 \text{ т}.$$

Растягивающее усилие в тросе от собственного веса:

$$U'' = 2 \cdot \frac{32,04 \cdot 0,833}{2} = 26,689 \text{ т}.$$

Максимальное растягивающее усилие в тяге  $V_1$  от временной нагрузки и собственного веса:

$$U = U_0 + U' + U'' = 10,94 + 5,338 + 26,689 = 42,97 \text{ т.}$$

2) Тяж  $V_2$  (фиг. 396g и фиг. 384—инфлюэнтные линии)

Наибольшее растягивающее усилие в тяге  $V_2$  от двух рядов грузовиков при наименеевыгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,667 + 0,9 \cdot 0,542 + 2,1 \cdot 0,417 + 0,9 \cdot 0,167 + 2,1 \cdot 0,04) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + 0,24 \cdot 0,53 \cdot \frac{25,63 \cdot 0,667}{2} = 7,603 \text{ т.}$$

Наибольшее растягивающее усилие в тяге  $V_2$  от одного ряда грузовиков при наименеевыгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,667 + 0,9 \cdot 0,542 + 2,1 \cdot 0,417 + 0,9 \cdot 0,167 + 2,1 \cdot 0,04) \cdot (0,857 + 0,614) + 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \frac{25,63 \cdot 0,667}{2} = 7,217 \text{ т.}$$

Наибольшее растягивающее усилие в тяге  $V_2$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,24 \cdot \frac{25,63 \cdot 0,667}{2} \cdot 3 = 6,154 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего усилия для тяга  $V_2$ .

Растягивающие усилия в тяге  $V_2$  от загрузки толпой ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{25,63 \cdot 0,667}{2} = 3,419 \text{ т.}$$

Растягивающее усилие в тяге  $V_2$  от собственного веса:

$$U'' = 2,0 \cdot \left( \frac{25,63 \cdot 0,667}{2} - \frac{6,41 \cdot 0,167}{2} \right) = 16,025 \text{ т.}$$

Максимальное растягивающее усилие в тяге  $V_2$  от временной нагрузки и собственного веса:

$$U_1 = U_0 + U' + U'' = 7\,603 + 3\,419 + 16\,025 = 27\,047 \text{ кг} = 27,05 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в тяге  $V_2$  от двух рядов грузовиков при наименеевыгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,167 + 1,05 \cdot 0,04) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,45 + 0,214) + (0,24 \cdot 0,53) \cdot 0,5 \cdot \frac{6,41 \cdot 0,167}{2} = 1,116 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в тяге  $V_2$  от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,167 + 1,05 \cdot 0,04) \cdot (0,857 + 0,614) \cdot 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \frac{6,41 \cdot 0,167}{2} = 0,892 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в тяге  $V_2$  от загрузки проезжей части:

$$U' = 0,24 \cdot \frac{6,41 \cdot 0,167}{2} \cdot 3 = 0,385 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных сжимающих усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего сжимающего усилия для тяга  $V_2$ .

Сжимающее усилие в тяге  $V_2$  от загрузки толпой части ближайшего к нему тротуара:

$$U_1 = 0,4 \cdot \frac{6,41 \cdot 0,167}{2} = 0,244 \text{ т.}$$

Максимальное сжимающее усилие в тяге  $V_2$  от временных нагрузок:

$$U = U_0 + U' = 1,33 \text{ т.}$$

3) Тяга  $V_3$  (фиг. 396т, фиг. 384—инфлюэнтные линии)

Наибольшее растягивающее усилие в тяге  $V_3$  от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном их направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 0,375 + 2,1 \cdot 0,25) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + 0,24 \cdot 0,053 \cdot \left( \frac{19,22 \cdot 0,5}{2} - \frac{5,62 \cdot 0,175}{2} \right) + 0,24 \cdot \frac{5,62 \cdot 0,175}{2} \cdot 3,0 = 5,309 \text{ т.}$$

Наибольшее растягивающее усилие в тяге  $V_3$  от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем его положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 0,375 + 2,1 \cdot 0,25) \cdot (0,857 + 0,614) + 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \left( \frac{19,22 \cdot 0,5}{2} - \frac{5,62 \cdot 0,175}{2} \right) + 0,24 \cdot \frac{5,62 \cdot 0,175}{2} \cdot 3,0 = 4,765 \text{ т.}$$

Наибольшее растягивающее усилие тяга  $V_3$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,24 \cdot \frac{19,22 \cdot 0,5}{2} \cdot 3,0 = 3,46 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении наибольшего усилия для тяжа  $V_3$ .

Растягивающее усилие в тяже  $V_3$  от загрузки толпой ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{19,22 \cdot 0,5}{2} = 1,922 \text{ т.}$$

Растягивающее усилие в тяже от собственного веса:

$$U'' = 2,0 \cdot \left( \frac{19,22 \cdot 0,5}{2} - \frac{12,82 \cdot 0,334}{2} \right) = 5,328 \text{ т.}$$

Максимальное растягивающее усилие в тяже  $V_3$  от временной нагрузки и собственного веса:

$$U = U_0 + U' + U'' = 5,309 + 1,922 + 5,328 \cong 12,56 \text{ т.}$$

Наибольшее сжимающее усилие в тяже  $V_3$  от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем их положении, как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$\begin{aligned} U_0 &= (2,85 \cdot 0,334 + 1,05 \cdot 0,21) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + \\ &+ 0,24 \cdot 0,053 \cdot \left( \frac{12,82 \cdot 0,334}{2} - \frac{5,08 \cdot 0,158}{2} \right) + \\ &+ 0,24 \cdot \frac{5,08 \cdot 0,158}{2} \cdot 3,0 \cong 2,82 \text{ т.} \end{aligned}$$

Наибольшее сжимающее усилие в тяже  $V_3$  от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем его положении как в продольном, так и в поперечном направлении и толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части

$$\begin{aligned} U_0 &= (2,85 \cdot 0,334 + 1,05 \cdot 0,21) \cdot (0,857 + 0,614) + \\ &+ 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \left( \frac{12,82 \cdot 0,334}{2} - \frac{5,08 \cdot 0,158}{2} \right) + \\ &+ 0,24 \cdot \frac{5,08 \cdot 0,158}{2} \cdot 3,0 = 2,435 \text{ т.} \end{aligned}$$

Наибольшее сжимающее усилие в тяже  $V_3$  от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,24 \cdot \frac{12,82 \cdot 0,334}{2} \cdot 3,0 = 1,541 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных сжимающих усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего сжимающего усилия для тяжа  $V_3$ .

Сжимающее усилие в тяже  $V_3$  от загрузки толпой части ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{12,82 \cdot 0,334}{2} = 0,856 \text{ т.}$$

Максимальное сжимающее усилие в тяже  $V_3$  от временных нагрузок:

$$U = U_0 + U' = 2,82 + 0,856 \cong 3,68 \text{ т.}$$

4) Подвеска  $V_0$  (фиг. 396л и фиг. 384—инфлюэнтные линии)

Наибольшее усилие в подвеске от двух рядов грузовиков при наименее выгоднейшем их положении как в продольном, так и в поперечном направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 1,0) \cdot (0,857 + 0,614 + 0,457 + 0,214) + \\ + 0,24 \cdot 0,053 \cdot \frac{5,34 \cdot 1}{2} = 6,139 \text{ т.}$$

Наибольшее усилие в подвеске от одного ряда грузовиков при наименее выгоднейшем его положении как в продольном, так и в поперечном его направлении и от толпы при загрузке ею свободной от грузовиков проезжей части:

$$U_0 = (2,85 \cdot 1,0) \cdot (0,857 + 0,614) + \\ + 0,24 \cdot \frac{0,542 + 0,07}{2} \cdot 3,3 \cdot \frac{5,34 \cdot 1}{2} \cong 4,840 \text{ т.}$$

Наибольшее усилие в подвеске от загрузки проезжей части толпой:

$$U_0 = 0,24 \cdot \frac{5,34}{2} \cdot 3,0 = 1,922 \text{ т.}$$

Из всех рассмотренных усилий наибольшее получается при первом случае, каковое усилие и примем при выявлении полного наибольшего усилия для подвески.

Растягивающее усилие в подвеске от загрузки толпой ближайшего к нему тротуара:

$$U' = 0,4 \cdot \frac{5,34 \cdot 1}{2} = 1,07 \text{ т.}$$

Растягивающее усилие в подвеске от собственного веса:

$$U'' = 2,0 \cdot \frac{5,34 \cdot 1}{2} = 5,34 \text{ т.}$$

Максимальное растягивающее усилие в подвеске от временной нагрузки и собственного веса:

$$U = U_0 + U' + U'' = 6,139 + 1,07 + 5,34 \cong 12,55 \text{ т.}$$

#### Сечение тяжей и подвесок

Все тяжи и подвески запроектированы парными.

Расчетная площадь тяжей принята по диаметру их в нарезке.

Диаметр в нарезке принят по Витворту. Допускаемое напряжение на растяжение при двойных тяжах принято  $1100 \text{ кг/см}^2$ .

1) Тяж  $V_1$

Усилие равно 42970 кг.

Наружный диаметр нарезки тяжа равен 65 мм (2,5").

Внутренний диаметр нарезки тяга равен 55,37 мм.

Площадь сечения одного тяга  $F_1 = \frac{3,14 \cdot 55,37^2}{4} = 24,08 \text{ см}^2$ .

Площадь сечения двух тяжей  $F_2 = 24,08 \cdot 2 = 48,16 \text{ см}^2$ .

Напряжение:

$$\sigma = \frac{42\,970}{48,16} \cong 892 \text{ кг/см}^2 < 1\,100 \text{ кг/см}^2.$$

2) Тяж  $V_2$

Усилие равно 27 050 кг.

Наружный диаметр нарезки тяга равен 51 мм (2").

Внутренний диаметр нарезки тяга равен 43,57 мм.

Площадь сечения одного тяга  $F_1 = \frac{3,14 \cdot 43,57^2}{4} = 14,91 \text{ см}^2$ .

Площадь сечения двух тяжей  $F_2 = 14,92 \cdot 2 = 29,84 \text{ см}^2$ .

Напряжение:

$$\sigma = \frac{27\,050}{2\,984} = 906 \text{ кг/см}^2 < 1\,100 \text{ кг/см}^2.$$

3) Тяж  $V_3$

Усилие равно 12 560 кг.

Наружный диаметр нарезки тяга равен 32 мм (1 $\frac{1}{4}$ ").

Внутренний диаметр нарезки тяга равен 27,10 мм.

Площадь сечения одного тяга  $F_1 = \frac{3,14 \cdot 2,710^2}{4} = 5,768 \text{ см}^2$ .

Площадь сечения двух тяжей  $F_2 = 5,768 \cdot 2 = 11,536 \text{ см}^2$ .

Напряжение:

$$\sigma = \frac{12,560}{11,536} = 1\,088 \text{ кг/см}^2 < 1\,100 \text{ кг/см}^2.$$

4) Подвеска  $V_0$

Усилие равно 12 550 кг.

Наружный диаметр нарезки подвески равен 32 мм (1 $\frac{1}{4}$ ").

Внутренний диаметр нарезки подвески равен 27,10 мм.

Площадь сечения одной подвески равна 5,768 см<sup>2</sup>.

Площадь сечения двух подвесок равна 11,536 см<sup>2</sup>.

Напряжение:

$$\sigma = \frac{12\,550}{11,536} = 1\,088 \text{ кг/см}^2 < 1\,100 \text{ кг/см}^2.$$

## § 96. Расчет подгаечников в тяжах и подвесках

1) Подгаечники для тяга  $V_1$  (фиг. 376, 406 и 407)

Усилие тяга  $\frac{1}{2} \cdot 42\,970 = 21\,485 \text{ кг}$ .

При величине усилия, приходящегося на один тяж в 21 485 кг, и расстоянии между осями смежных бревен пояса равным  $(30 + 2,0) \text{ см} = 32,0 \text{ см}$ , наименьший изгибающий момент равен:

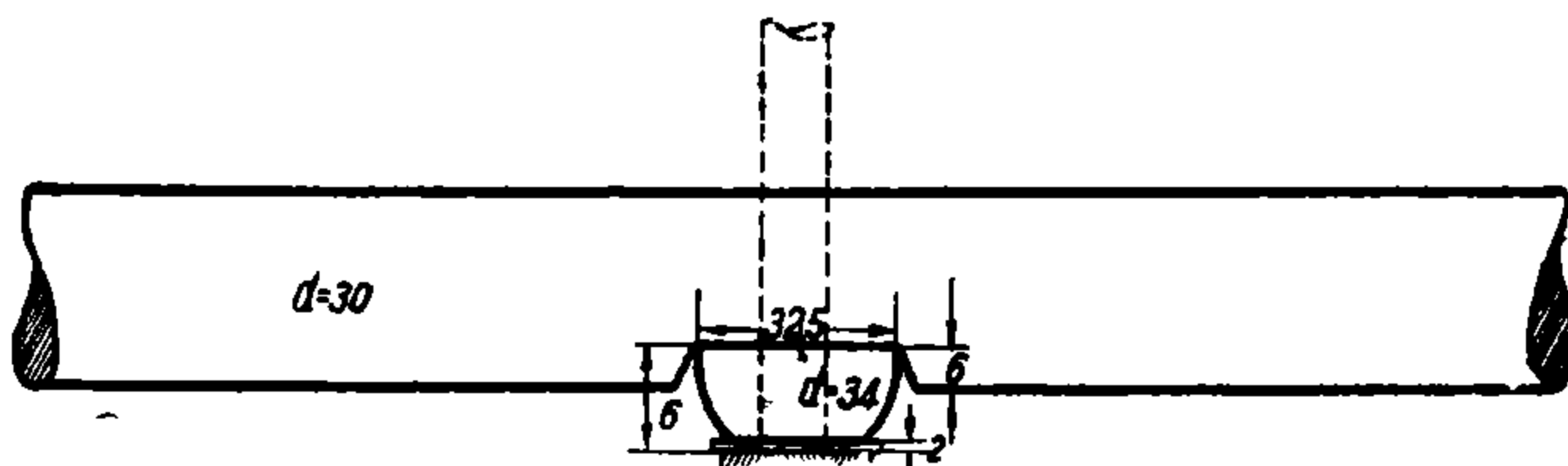
$$M = \frac{1}{4} p c = \frac{1}{4} \cdot 21\,485 \cdot 32,0 \cong 171\,880 \text{ кг. см.}$$

Подгаечник запроектирован из круглого бревна  $\varnothing 34$  см, усиленного железной подкладкой размером  $2,0 \cdot 28 \cdot 94$  см.

$$ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 9,0^2} = 2 \cdot 12,0 = 24,0 \text{ см};$$

$$a_1b_1 = 2 \cdot \sqrt{17^2 - 5^2} = 32,48 = 32,5 \text{ см};$$

$$a_2b_2 = 2 \cdot \sqrt{17^2 - 11^2} = 25,92 = 25,9 \text{ см}.$$



Фиг. 406.

Площадь смятия в месте соприкосновения подгаечника с поясом:

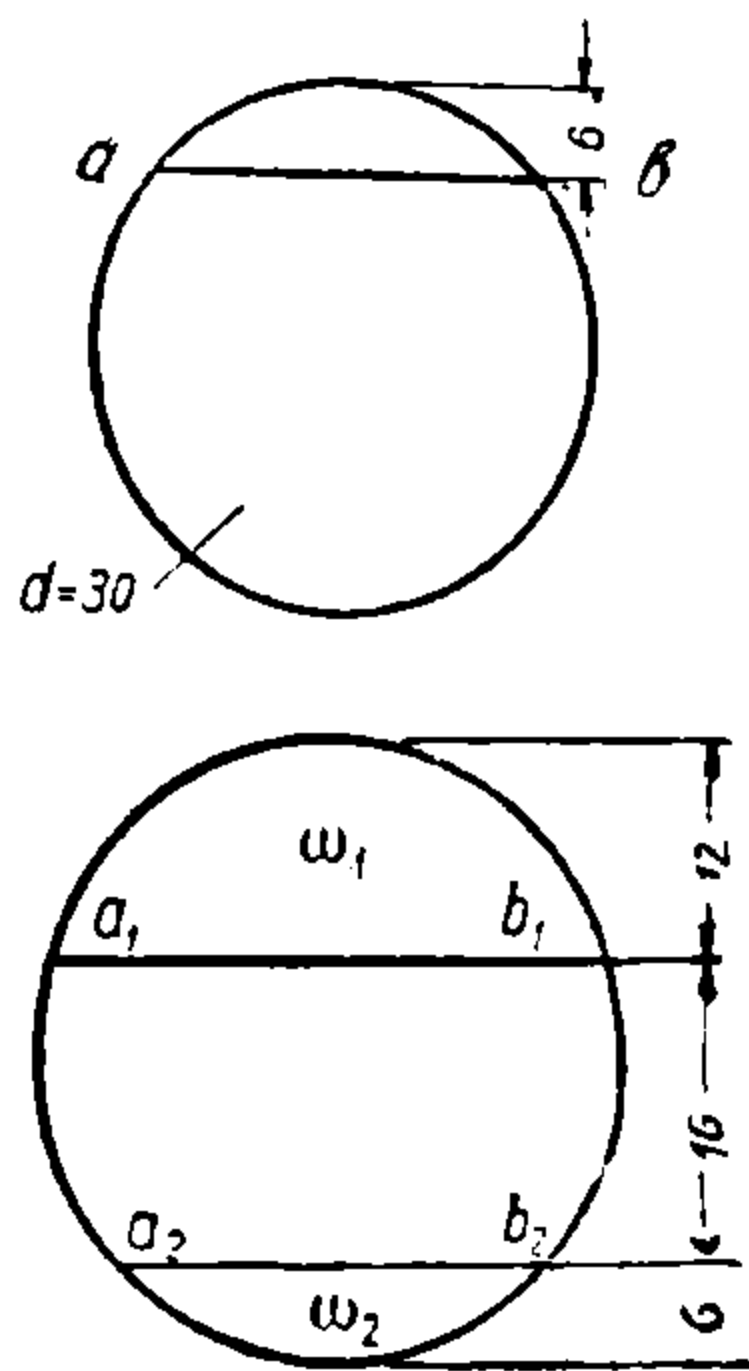
$$\omega_0 = 24 \cdot 32,5 \cdot 3 = 2340 \text{ см}^2.$$

Напряжение на смятие:

$$\sigma = \frac{42970}{2340} = 18,36 < 19 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь смятия подгаечника в месте соприкосновения его с железной подкладкой:

$$\omega'_0 = 25,9 \cdot 94 - \frac{3,14 \cdot 6,5^2}{4} \cdot 2 \cong 2370 > \omega_0.$$



Фиг. 407.

### Проверка подгаечника на изгиб

Величину изгибающего момента  $M = 171\,880$  кг. см распределяем между деревянной частью подгаечника и железной подкладкой пропорционально жесткости ( $EJ$ ) этих составных частей. Для деревянной части

$$J_1 = 0,049d^4 + \omega \cdot C^2 - \omega_1 C_1^2 - \omega_2 C_2^2,$$

где  $\omega$ ,  $\omega_1$  и  $\omega_2$  — площади сегментов;

$C$  — расстояние от центра тяжести бревна  $\varnothing = 34$  см до центра тяжести деревянной части подгаечника;

$C_1$  и  $C_2$  — расстояние от центров тяжести сегментов до центра тяжести деревянной части подгаечника.

$$\omega_1 = \frac{2}{3} \cdot 32,5 \cdot 12 = 260 \text{ см}^2; \quad \omega_2 = \frac{2}{3} \cdot 25,9 \cdot 6 = 103,6 \text{ см}^2;$$

$$\omega = 0,785 \cdot 34^2 - 260,0 - 103,6 = 543,86 \text{ см}^2;$$

$$C = 2,5 \text{ см};$$

$$C_1 = \frac{12}{3} + 7,5 = 11,5 \text{ см};$$

$$C_2 = \frac{6}{3} + 8,5 = 10,5 \text{ см}.$$

Момент инерции:

$$J_1 = 0,049d^4 + \omega \cdot C^2 - \omega_1 C_1^2 - \omega_2 C_2^2 =$$

$$= 0,049 \cdot 34^4 + 543,86 \cdot 2,5^2 - 260 \cdot 11,5^2 - 103,6 \cdot 10,5^2 = 23072,7 \text{ см}^4;$$

$$E_1 = 90\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Для железной подкладки

Площадь сечения:

$$\omega = 28 \cdot 2,0 = 56 \text{ см}^2.$$

Момент инерции:

$$J_2 = \frac{28 \cdot 2,0^3}{12} = 18,7 \text{ см}^4;$$

$$E_2 = 2\,100\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Изгибающий момент, приходящийся на деревянную часть:

$$M_1 = M \cdot \frac{J_1 E_1}{J_1 E_1 + J_2 E_2} =$$

$$= 171\,880 \cdot \frac{23072,7 \cdot 90\,000}{23072,7 \cdot 90\,000 + 18,7 \cdot 2\,100\,000} = 171\,880 \cdot 0,981 = 168\,614 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Изгибающий момент, приходящийся на железную подкладку:

$$M_2 = M - M_1 = 171\,880 - 168\,614 = 3\,266 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления деревянной части подгаечника, ослабленной тяжем  $\Phi = 6,5 \text{ см}$ :

$$W_{\text{нетто}} = \frac{J_1 - \left( \frac{dh^3}{12} + d \cdot h \cdot C^2 \right)}{8,5} = \frac{J_1 - dh \left( \frac{h^2}{12} + C^2 \right)}{8,5} =$$

$$= \frac{23072,7 - 6,5 \cdot 16 \cdot \left( \frac{16^2}{12} + 2,5^2 \right)}{8,5} = 2\,377 \text{ см}^3.$$

Наибольшее напряжение при изгибе:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_{\text{нетто}}} = \frac{168\,614}{2\,377} \cong 71 \text{ кг/см}^2 < 84 \text{ кг} \cdot \text{см}^2.$$

Момент сопротивления нетто железной подкладки:

$$W_{\text{нетто}} = \frac{J_2 - \frac{dh_0^3}{12}}{1} = \frac{18,7 - \frac{6,5 \cdot 2,0^3}{12}}{1} = 7,2 \text{ см}^3.$$



Наибольшее напряжение при изгибе:

$$\sigma_1 = \frac{M_2}{W_{\text{нетто}}} = \frac{3266}{7,2} = 454 \text{ кг/см}^2 < 1400 \text{ кг/см}^2.$$

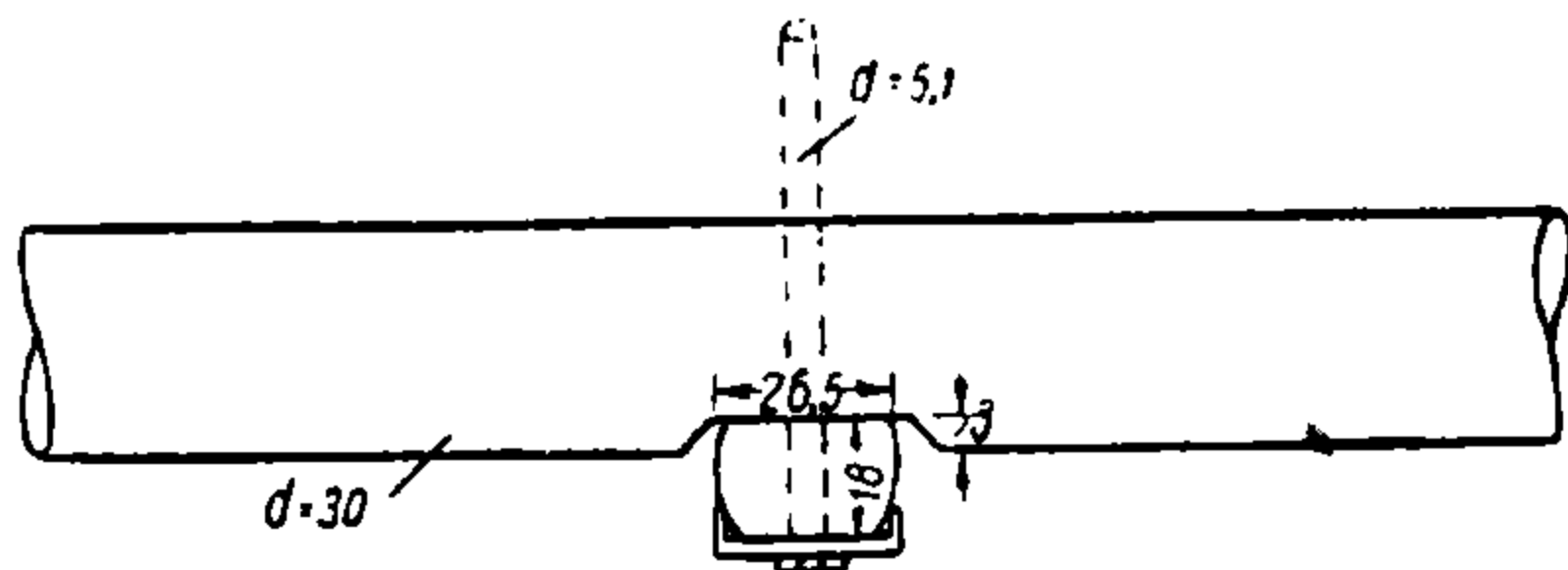
1) Подгаечники для тяга  $V_2$  (фиг. 376, 408 и 409)

Усилие тяга равно  $\frac{1}{2} \cdot 27050 = 13525 \text{ кг}$ .

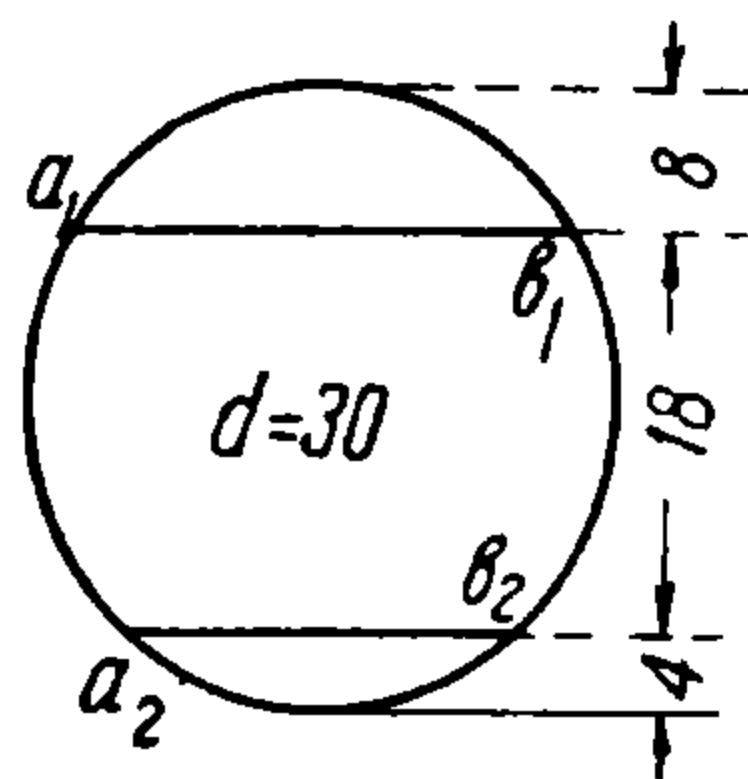
Наибольший изгибающий момент подгаечника:

$$M = \frac{1}{4} p c = \frac{1}{4} 13525 \cdot 32,0 \cong 108200 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Подгаечник запроектирован из круглого бревна  $\Phi = 30 \text{ см}$ , усиленного швеллером № 30.



Фиг. 408.



Фиг. 409.

Проверка на смятие поперек волокон в месте соприкосновения подгаечника с поясом

$$\text{Основание сегмента } ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 12^2} = 2 \cdot 9 = 18,0 \text{ см}.$$

$$\text{Основание сегмента } a_1b_1 = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 7^2} = 2 \cdot 13,27 = 26,5 \text{ см}.$$

$$\text{Основание сегмента } a_2b_2 = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 11^2} = 2 \cdot 10,2 = 20,4 \text{ см}.$$

Площадь смятия:

$$\omega = 18 \cdot 26,5 \cdot 3 = 1431 \text{ см}^2.$$

Напряжение на смятие:

$$\sigma = \frac{27050}{1431} = 18,9 \text{ кг/см}^2 < 19 \text{ кг/см}^2.$$

Площадь смятия подгаечника в месте соприкосновения его с железной частью:

$$\omega_0 = 20,4 \cdot 94 - \frac{3,14 \cdot 5,1^2}{4} \cong 1876 > \omega.$$

Проверка подгаечника на изгиб

Для деревянной части:

$$J_1 = \frac{\pi d^4}{64} - \omega_1 C_1 - \omega_2 C_2^2 + \left( \frac{\pi d^2}{4} - \omega_1 - \omega_2 \right) \cdot 1,5^2;$$

$$C_1 = 8,5 + \frac{8}{3} = 11,2 \text{ см};$$

$$C_2 = 9,5 + \frac{4}{3} = 10,8 \text{ см};$$

$$J_1 = \frac{3,14 \cdot 30^4}{64} - \frac{2}{3} \cdot 26,5 \cdot 8,0 \cdot 11,2^2 - \frac{2}{3} \cdot 20,4 \cdot 4,0 \cdot 10,8^2 +$$

$$+ \left( \frac{3 \cdot 14 \cdot 30^2}{4} - \frac{2}{3} \cdot 26,5 \cdot 8 - \frac{2}{3} \cdot 20,4 \cdot 4 \right) \cdot 1,5^2 = 16\,816 \text{ см}^4;$$

$$E_1 = 90\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Для швеллера:

$$J_2 = 510 \text{ см}^4; \quad E_2 = 2\,100\,000 \text{ кг/см}^2.$$

Момент, приходящийся на деревянную часть:

$$M_1 = M \cdot \frac{J_1 E_1}{J_1 E_1 + J_2 E_2} \cong 108\,200 \cdot \frac{16\,816 \cdot 90\,000}{16\,816 \cdot 90\,000 + 510 \cdot 2\,100\,000} =$$

$$= 108\,200 \cdot 0,586 \cong 63\,400 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$M_2 = M - M_1 = 108\,200 - 63\,400 = 44\,800 \text{ кг} \cdot \text{см},$$

Момент сопротивления деревянной части, ослабленной тяжем  $\Phi = 5,1 \text{ см}$ :

$$W_{\text{нетто}} = \frac{J_1 - \left( \frac{d \cdot h^3}{12} + dh \cdot 1,5^2 \right)}{9,5} = \frac{J_1 - dh \left( \frac{h^2}{12} + 1,5^2 \right)}{9,5} =$$

$$= \frac{16\,816 - 5,1 \cdot 18 \cdot \left( \frac{18^2}{12} + 1,5^2 \right)}{9,5} = 1\,488 \text{ см}^3.$$

Наибольшее напряжение при изгибе:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_{\text{нетто}}} = \frac{63\,400}{1\,488} \cong 43 \text{ кг/см}^2 < 84 \text{ кг/см}^2.$$

Для швеллера № 30:

$$J_{\text{брутто}} = 510 \text{ см}^4;$$

$$J_{\text{нетто}} = 510 - 5,1 \cdot 1,1 \cdot (2,68 - 0,55)^2 = 484,5 \text{ см}^4;$$

$$W_{\text{нетто}} = \frac{J_{\text{нетто}}}{7,32} = \frac{484,5}{7,32} = 66,2 \text{ см}^3;$$

$$\sigma = \frac{M_2}{W_{\text{нетто}}} = \frac{44\,800}{66,2} = 677 \text{ кг/см}^2 < 1\,400 \text{ кг.см}^2.$$

2) Подгаечники для тяжа  $V_3$  (фиг. 376, 410 и 411)

Усилие тяжа равно  $= \frac{1}{2} \cdot 12\,560 = 6\,280 \text{ кг}$ .

Наибольший изгибающий момент подгаечника:

$$M = \frac{1}{4} p c = \frac{1}{4} \cdot 6\,280 \cdot 32,0 = 50\,240 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Подгаечник запроектирован из круглого бревна  $\Phi = 30 \text{ см}$  с железной подкладкой размером  $18 \cdot 1,0 \cdot 94 \text{ см}$ .

Проверка на смятие поперек волокон в месте соприкосновения подгаечника с поясом

$$\text{Основание сегмента } ab = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 13^2} = 2 \cdot 7,5 = 15 \text{ см};$$

$$\text{Основание сегмента } a_1b_1 = 2 \cdot \sqrt{15^2 - 10^2} = 2 \cdot 8,3 = 16,6 \text{ см.}$$

Площадь смятия:

$$\omega = 15 \cdot 16,6 \cdot 3 = 747 \text{ см}^2.$$

Напряжение на смятие:

$$\sigma = \frac{12\,560}{747} = 16,8 \text{ кг/см}^2 < 19 \text{ кг/см}^2.$$

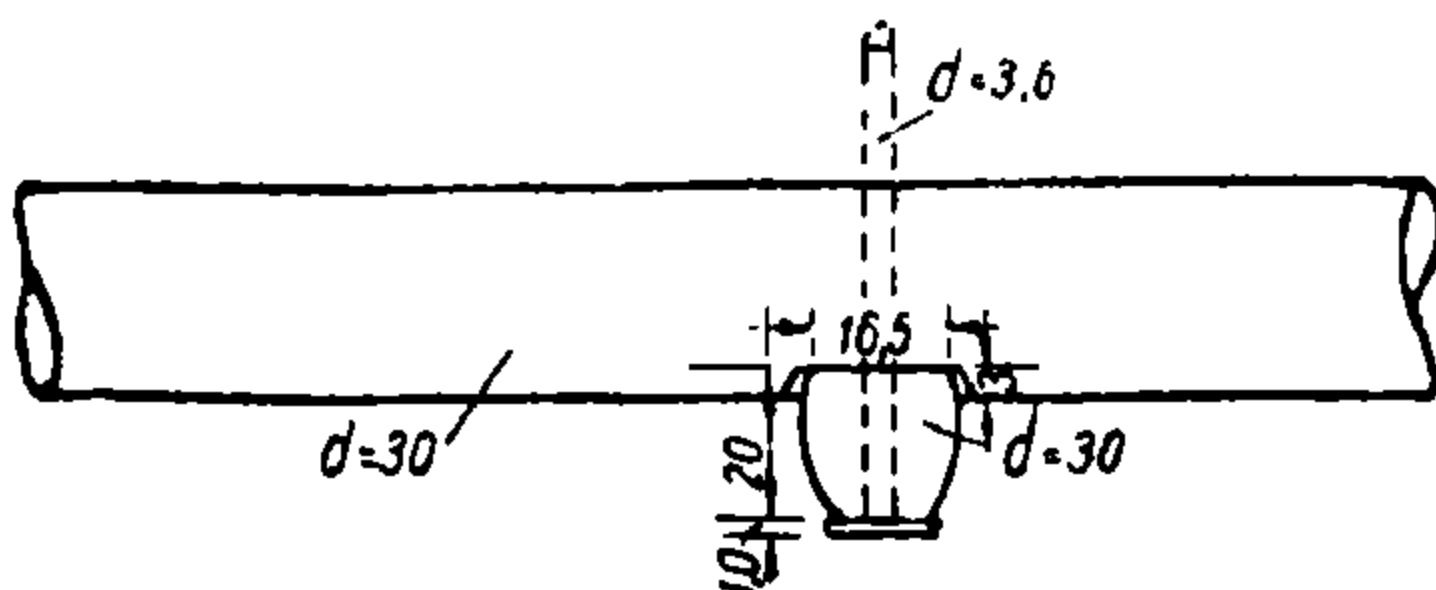
Проверка подгаечника на изгиб

Момент сопротивления деревянного подгаечника, ослабленного тяжем диаметром 3,2 см:

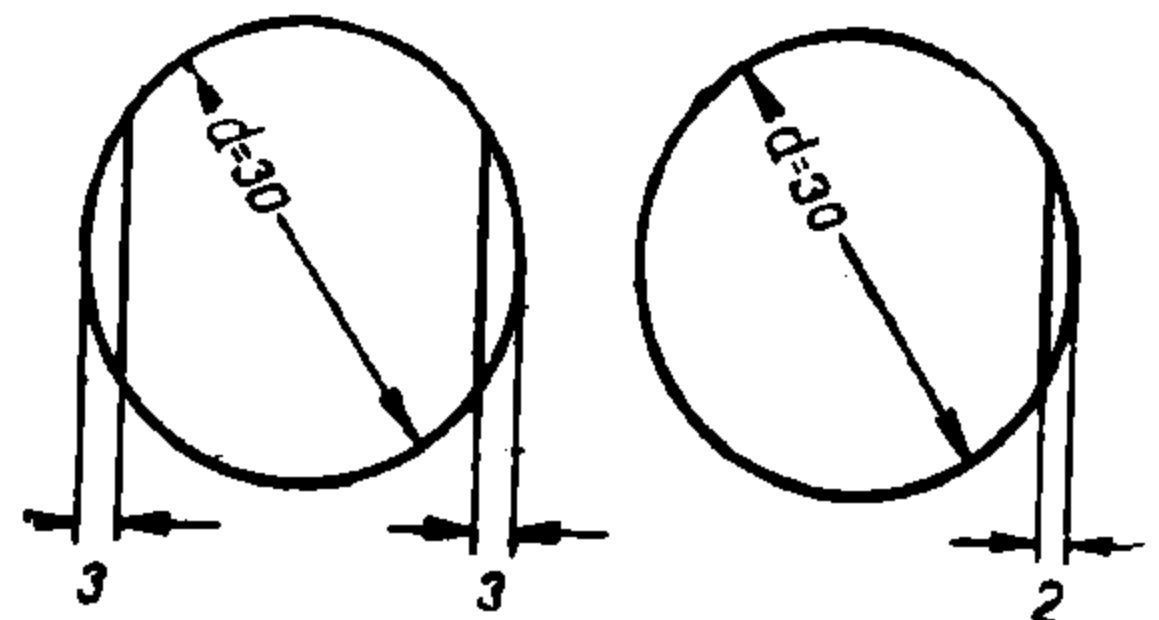
$$W_{\text{нетто}} = \frac{J - \frac{d \cdot h^3}{12}}{10} = \frac{14\,386 - \frac{3,2 \cdot 20^3}{12}}{10} = 1\,225 \text{ см}^3.$$

Напряжение:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{50\,240}{1\,225} = 41 \text{ кг/см}^2 < 84 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 410



Фиг. 411.

При ширине железных подкладок 10 см длина подкладки:

$$l = \frac{12\,550}{19 \cdot 10} \cong 66 \text{ см.}$$

Принята  $l = 70$  см.

3) Подгаечники для подвески

Усилие в подвеске  $= \frac{1}{2} \cdot 12\,550 = 6\,275$  кг почти равно усилию в тяже  $V_3$ .

Поэтому подгаечники для подвески приняты такие же, как для тяжа  $V_3$ .

### § 97. Верхние связи

Схема связей приведена на фиг. 412; см. также фиг. 376.

Длина диагонали:

$$D_0 = \sqrt{5,34^2 + 7,64^2} = 9,32 \text{ см.}$$

Расчетная длина диагоналей:

$$D_0 = 9,32 - 2 \cdot 9,32 \cdot \frac{0,64}{5,34} = 9,32 - 2,23 \cong 7,10 \text{ м}$$

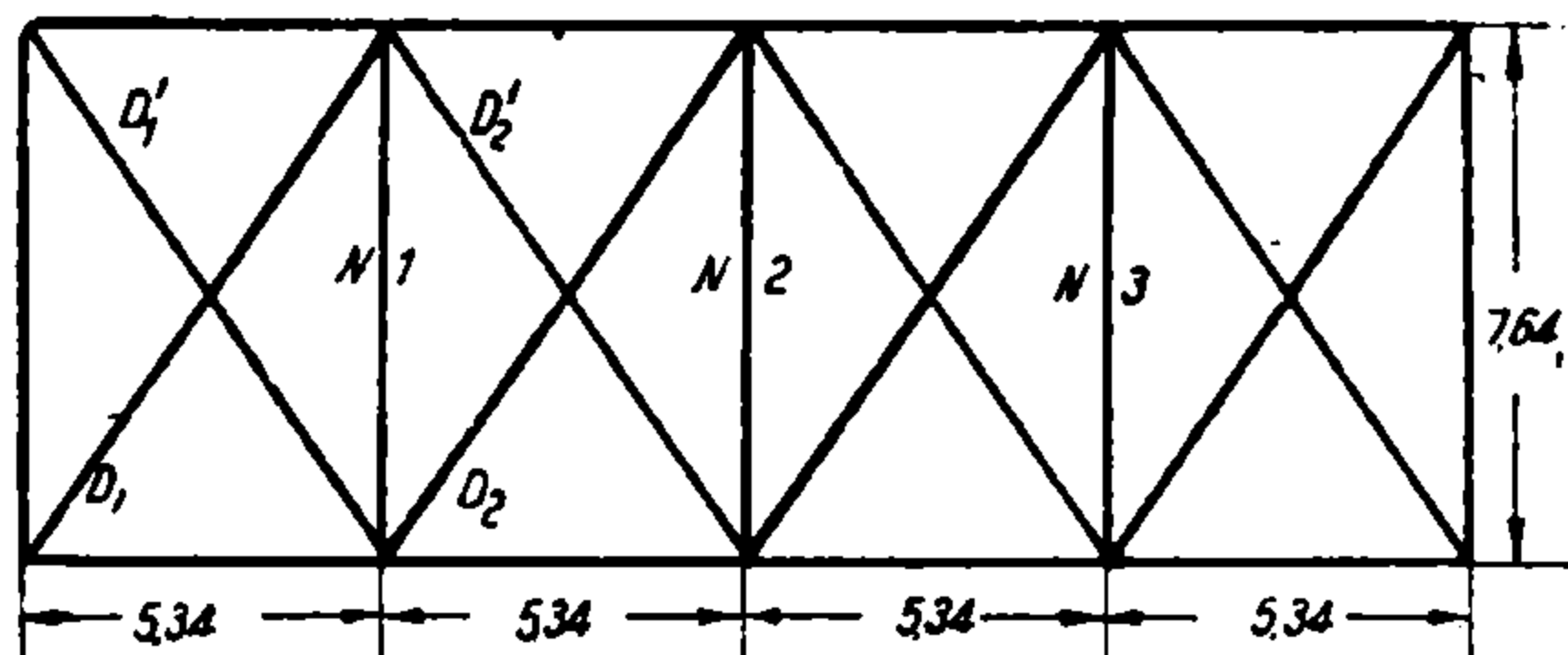
$$\sin \alpha = \frac{7,64}{9,32} = 0,82.$$

1) Определение усилий в диагоналях и распорках

Так как диагонали по условиям прикрепления могут работать как на сжатие, так и на растяжение, то при расчете диагоналей учитываем наличие обеих систем диагоналей (как восходящих, так и нисходящих), ввиду чего ветровая нагрузка считается распределенной поровну между обеими системами раскосов.

Усилие в диагоналях будет:

$$D_1 = \frac{Q_1}{2 \sin \alpha} = \frac{Q_1}{2 \cdot 0,82} = 0,61 Q_1.$$



Фиг. 412.

Значение поперечной силы определим по формуле:

$$Q = w_b \left( \frac{l}{2} - x \right),$$

где:  $w_b$  — давление на 1 п. м верхних связей —  $200 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 6,5 = 395 \text{ кг/ п. м}$ ;

$l$  — расчетная длина всех панелей, равная  $5,34 \cdot 4 = 21,36 \text{ м}$ ;

$x$  — расстояние от середины рассматриваемой панели до ближайшей опоры, равное  $= \frac{5,34}{2} = 2,67 \text{ м}$ .

Следовательно,

$$Q = 395 \cdot \left( \frac{21,36}{2} - 2,67 \right) = 395 \cdot 8,01 = 3164 \text{ кг};$$

$$D_1 = -0,61 \cdot 3164 = -1930 \text{ кг};$$

$$D_1' = +1930 \text{ кг}.$$

$$\begin{aligned} \text{Усилие в распорке } N_1 &= 395 \cdot \left( \frac{21,36}{2} - 2,67 - 5,34 \right) = \\ &= 395 \cdot 2,67 = 1054 \text{ кг}. \end{aligned}$$

Усилие в диагонали  $D_2$ , как видно из формулы

$$Q = w_b \left( \frac{l}{x} - x \right), \text{ меньше } D_1.$$

## 2) Подбор сечений

Наибольшее усилие в диагонали будет равно 1284 кг, расчетная длина ее  $l = 7,10$  м.

По конструктивным соображениям диагонали запроектированы  $\Phi = 20$  см.

$$J = 0,049 \cdot 20^4 = 7840 \text{ см}^4;$$

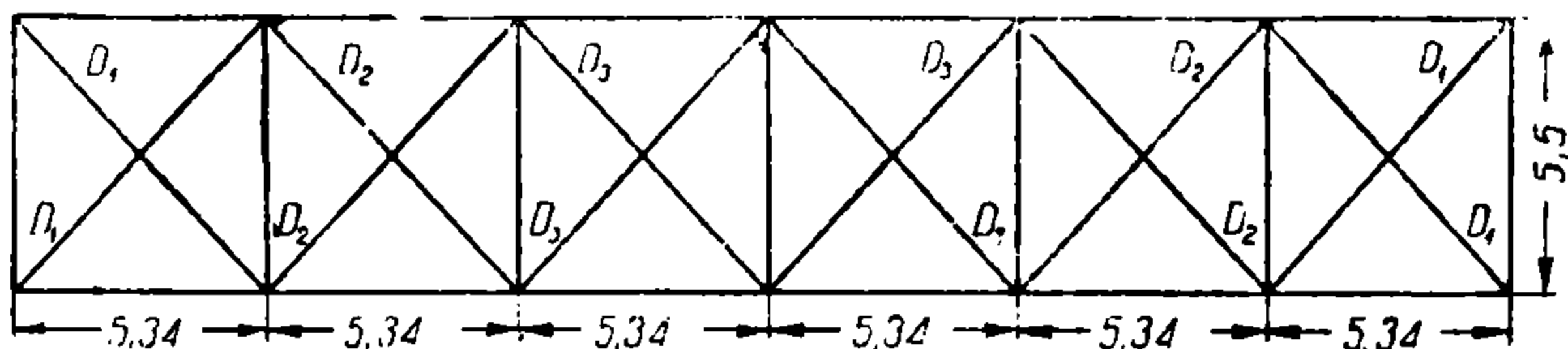
$$\omega_{\text{брутто}} = 0,785 \cdot 20^2 = 314 \text{ см}^2;$$

$$r = \sqrt{\frac{7840}{314}} = \sqrt{24,96} = 5 \text{ см.}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{710}{5} = 142; \quad \varphi = 0,136$$

Напряжение:

$$\sigma = \frac{1930}{0,136 \cdot 314} \cong 46 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$



Фиг. 413.

Распорками служит продолжение деревянных частей подгаечника. Проверки на прочность не делаем, так как их сечения, очевидно, более чем достаточны для усилий, которые испытываются ими.

## § 98. Нижние связи

Схему нижней связи см. фиг. 413 и 376.

Расчетная длина диагонали:

$$D = \sqrt{5,34^2 + 5,5^2} = 7,67 \text{ см.}$$

$$\sin \alpha = \frac{5,5}{7,67} = 0,718.$$

Определение усилий в диагоналях и распорках

Усилие в диагоналях будет:

$$D_1 = \frac{Q}{2 \sin \alpha} = \frac{Q}{2 \cdot 0,718} = 0,696 Q_1.$$

$$D'_2 = -0,61 Q_2.$$

Значение  $Q$  определяется по формуле:

$$Q = w_b \left( \frac{l}{x} - x \right),$$

где  $w_b = 200 \cdot (0,5 \cdot 0,6 \cdot 6,5 + 0,90) = 570$  кг.

Следовательно,

$$Q_1 = 570 \cdot \left( \frac{5,24 \cdot 6}{2} - 2,67 \right) = 7\,610 \text{ кг};$$

$$Q_2 = 570 \cdot \left( \frac{5,34 \cdot 6}{2} - 2,67 - 5,34 \right) = 4\,565 \text{ кг};$$

$$Q_3 = 570 \cdot \left( \frac{5,34 \cdot 6}{2} - 2,67 - 5,34 - 5,34 \right) = 1\,520 \text{ кг};$$

$$D_1 = -0,61 \cdot 7\,610 = -5\,297 \text{ кг}; \quad D_1' = 5\,297 \text{ кг};$$

$$D_2 = -0,61 \cdot 4\,565 = -3\,177 \text{ кг}; \quad D_2' = 3\,177 \text{ кг};$$

$$D_3 = -0,61 \cdot 1\,520 = -1\,058 \text{ кг}; \quad D_3' = 1\,058 \text{ кг}.$$

Усилие в распорках:

$$N_1 = 7\,610 \text{ кг}; \quad N_2 = 4\,565 \text{ кг}; \quad N_3 = 1\,520 \text{ кг}.$$

Подбор сечений

Наибольшее усилие в диагоналях будет 5 297 кг; расчетная длина 5,5 м.

Диагонали запроектированы из бревен  $\Phi = 20 \text{ см}$ .

$$J = 0,049 \cdot 20^4 = 7\,840 \text{ см}^4;$$

$$\omega_{\text{нетто}} = 0,785 \cdot 20^2 = 314 \text{ см}^2;$$

$$r = \sqrt{\frac{7\,840}{314}} = \sqrt{24,96} \cong 5,0 \text{ см};$$

$$\frac{l}{r} = \frac{550}{5} = 110;$$

$$\varphi = 0,234.$$

Напряжение:

$$\sigma = \frac{5\,297}{314 \cdot 0,234} = 72 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Распорками служит продолжение деревянных частей подгаечника. Проверки на прочность для распорок не делаем, так как их сечения очевидно, более чем достаточны для усилий, которые испытываются ими.

### § 99. Усилия в элементах опорной рамы

1) Схему опорной рамы см. на фиг. 414 и 376.

2) Давление ветра

При расчете опорных ног давление ветра принято:

1) при совместном действии вертикальной нагрузки и ветра давление 100 кг/м<sup>2</sup> (для опорных ног);

2) при одном действии ветра давление принято 200 кг/м<sup>2</sup> (для распорки и подкосов).

Давление ветра на 1 п. м верхних связей:

$$w_0 = 100 \cdot (0,5 \cdot 0,6 \cdot 6,5) = 195 \text{ кг/п. м}.$$

Равнодействующие горизонтальных сил ветра, приложенные в крайних верхних узлах:

$$w = \frac{195 \cdot (5,34 \cdot 4 + 2,67)}{2} = 2343 \text{ кг.}$$

$$H = H' = \frac{w}{2} = 1172 \text{ кг.}$$

$$V = -V' = \frac{wh}{b} = \frac{2343 \cdot 8,41}{7,0} = 2815 \text{ кг.}$$

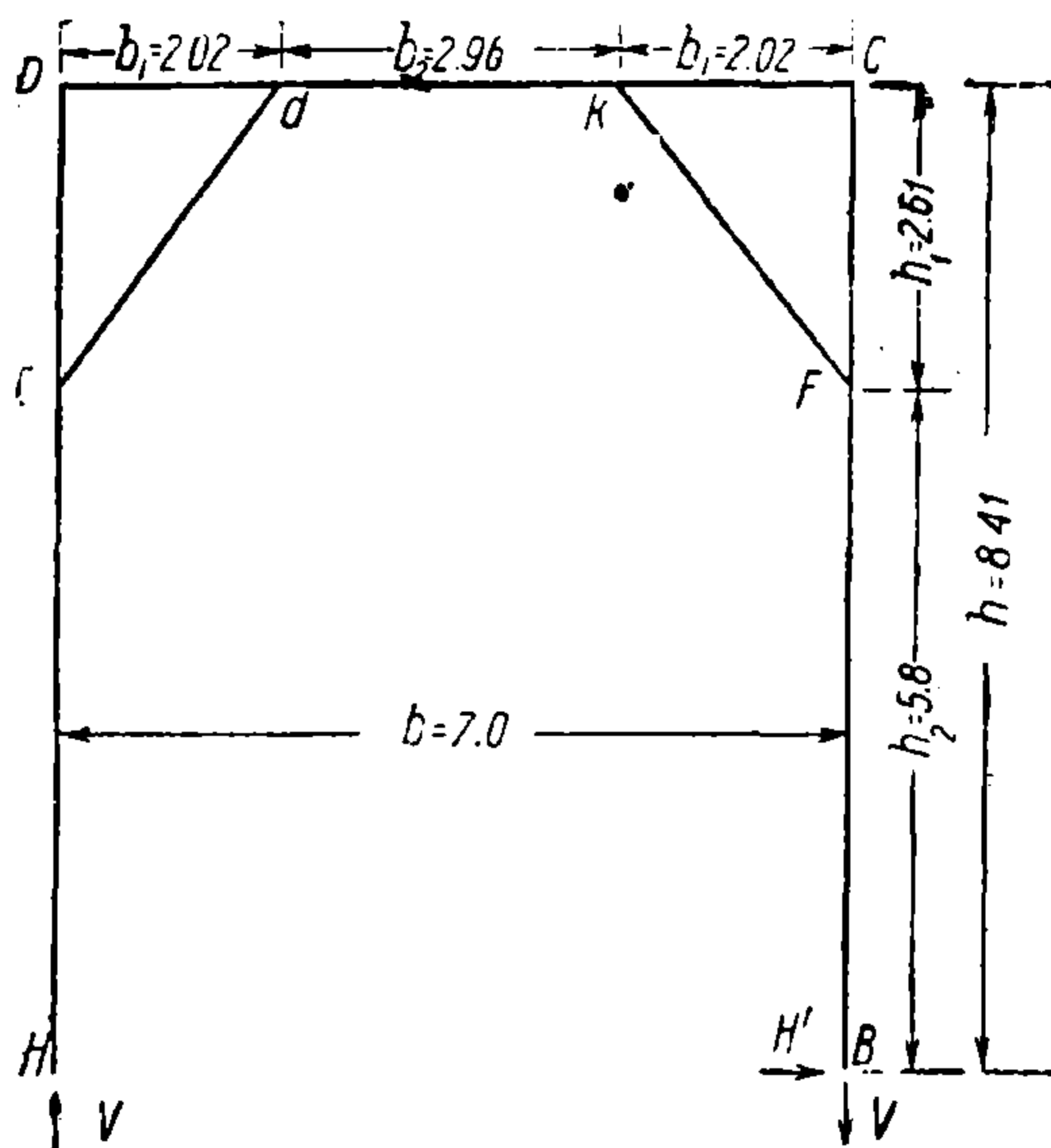
3) Продольные усилия от действия ветра в ногах  
а) Правой. Нижняя часть  $BF$  растянута усилием:

$$V = 2815 \text{ кг}$$

(определяется способом моментов с центром моментов в точке  $k$ ).

Верхняя часть  $FC$  сжата усилием

$$O' = -w \left( \frac{h}{b} - \frac{h}{2b_1} \right) = -2343 \cdot \left( \frac{8,41}{7,0} - \frac{8,41}{2 \cdot 2,02} \right) = -2060 \text{ кг.}$$



Фиг. 414. \*

б)левой. Нижняя часть  $AE$  сжата усилием

$$V = -2815 \text{ кг.}$$

Верхняя часть  $DE$  испытывает такое же усилие, как верхняя часть правой ноги, но с обратным знаком:

$$O = 2060 \text{ кг.}$$

4) Наибольший изгибающий момент в ноге

Наибольший изгибающий момент в ногах имеет место в узлах  $E$  и  $F$  и составляет:

$$M_E = M_F = Hh_2 = 1172 \cdot 5,8 = 6798 \text{ кг} \cdot \text{м} = 679800 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

В верхнем и нижнем конце ног  $M = 0$ .

5) Расчетные усилия в ноге и максимальный изгибающий момент

Продольное осевое усилие в ноге от действия вертикальной нагрузки равно 63 210 кг (рассчитанное выше усилие  $D_1$ ).

Расчетное усилие в ноге:

$$D'_1 = 63210 + 2815 = 66025 \text{ кг.}$$

Наибольший изгибающий момент:

$$M = 679800 \text{ кг/см.}$$

\* На фиг. 414 в опоре  $A$  ошибочно не показана стрелкой горизонтальная сила  $H$ .

### 6) Усилие в подкосах

Так как верхняя распорка рамы, а также подкосы работают лишь от действия ветровой нагрузки, то расчет ведется на ветер интенсивностью  $200 \text{ кг/м}^2$ .

Давление ветра на 1 п. м верхней связи при интенсивности  $200 \text{ кг/м}^2$ :

$$w_b = 200 \cdot (0,5 \cdot 0,6 \cdot 6,5) = 390 \text{ кг.}$$

Равнодействующая горизонтальных сил ветра, приложенных в крайних узлах:

$$w = 390 \cdot \left( \frac{5 \cdot 34 \cdot 4 + 2,67}{2} \right) = 4685 \text{ кг;}$$

$$H = H' = \frac{w}{2} = \frac{4685}{2} = 2343 \text{ кг;}$$

$$V = V' = \frac{wh}{b} = \frac{4685 \cdot 8,41}{7,0} \cong 5630 \text{ кг.}$$

Продольное усилие правого подкоса:

$$S = \frac{H'h}{h_1 \sin \alpha} = \frac{w}{2} \frac{h}{h_1 \sin \alpha};$$

$$\sin \alpha = \frac{b_1}{s} = \frac{2,02}{3,3} = 0,612;$$

$$S = \frac{w}{2} \cdot \frac{h}{h_1 \sin \alpha} = \frac{4685}{2} \cdot \frac{8,41}{2,61 \cdot 0,612} \cong 12330 \text{ кг.}$$

Продольное усилие левого подкоса:

$$S = -12330 \text{ кг.}$$

### 7) Продольное усилие в распорке

В среднем участке  $dk$ :

$$N'' = -(w - H') = -\frac{w}{2} = -2343 \text{ кг.}$$

В правом участке  $kc$  (за центр моментов принять точку  $F$ ):

$$\begin{aligned} N &= -\left(1 + \frac{h_2}{2h_1}\right) \cdot w = -\left(1 + \frac{5,80}{2 \cdot 2,61}\right) \cdot 4685 = \\ &= -2,111 \cdot 4685 \cong 9890 \text{ кг.} \end{aligned}$$

В левом участке:

$$N = \frac{h_2}{2h} \cdot w = \frac{5,80}{2 \cdot 2,62} \cdot 4685 = 5205 \text{ кг.}$$

### 8) Изгибающий момент распорки

Наибольший момент соответствует точкам  $d$  и  $k$ :

$$Hh - Vb_1 = \frac{W}{2} h - \frac{Wh'b_1}{b} = w \cdot h \cdot$$

$$\left(\frac{1}{2} - \frac{b_1}{b}\right) = 4685 \cdot 8,41 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{2,02}{7,0}\right) = -3034 \text{ кг} \cdot \text{м} = -303400 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

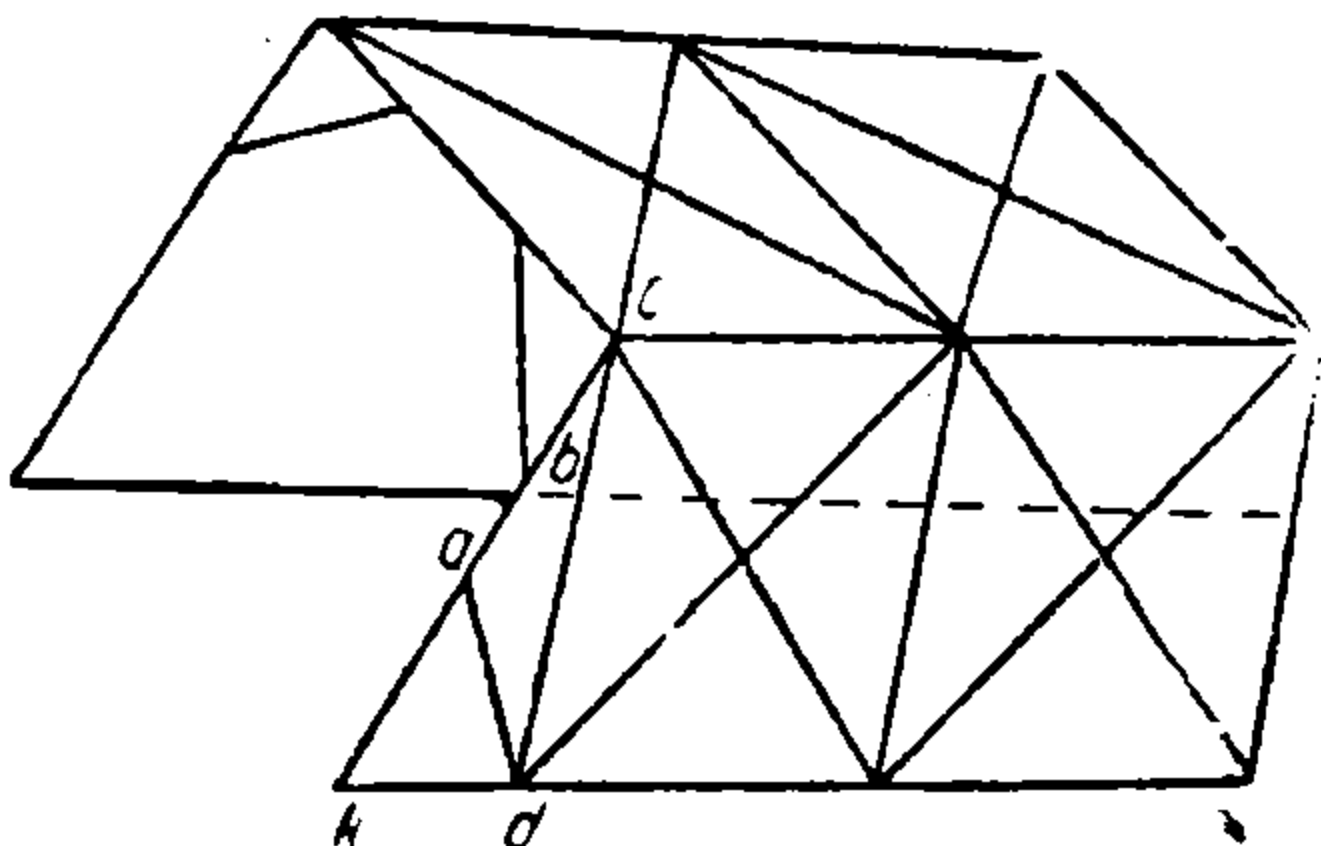


## § 100. Сечение ноги

Опорная нога запроектирована из трех бревен диаметром 33 см (фиг. 376, 415 и 416).

Проверку прочности ноги делаем в сечении  $b$  в месте наибольшего момента от действия ветровой нагрузки по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{нетто}}} + \frac{N}{F_{\text{брутто}}};$$



Фиг. 415.

$M$  — момент в ноге от действия ветровой нагрузки, соответствующий сечению  $b$ . Бревна, составляющие ногу, связаны шпонками, вследствие чего при изгибе из плоскости ферм считаем работу бревен совместной.

$$ab = 2\sqrt{16,5^2 - 15,5^2} = 11,3 \text{ см};$$

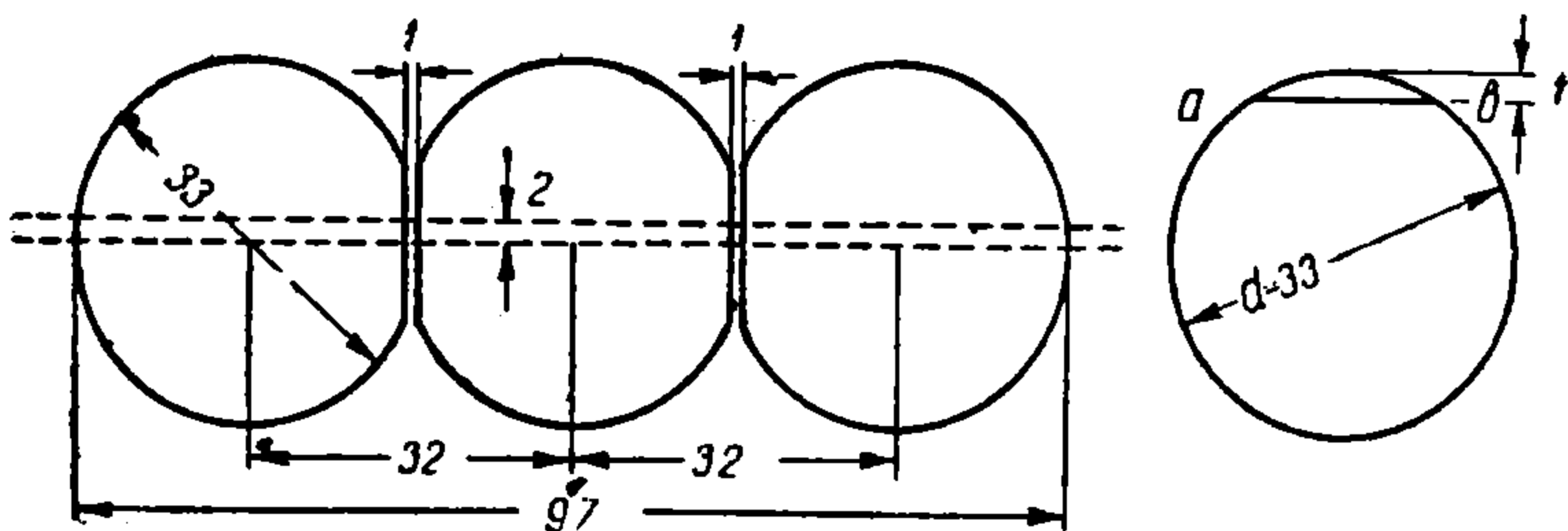
$$\omega = \frac{2}{3} \cdot ab \cdot 1,0 = \frac{2}{3} \cdot 11,3 = 7,5 \text{ см}^2$$

Площадь сечения одного бревна, стесанного с двух сторон:

$$\begin{aligned} \omega &= 0,785 d^2 - 2 \omega = 0,785 d^2 - 2 \cdot 7,5 = 0,785 d^2 - 15,0 = \\ &= 854,87 - 15,0 = 840 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Момент инерции одного бревна, стесанного с двух сторон:

$$J_0 = \frac{\pi d^4}{64} - 2 \omega \cdot C^2,$$



Фиг. 416.

где

$$C = \frac{1}{3} + 15,5 = 15,83 \text{ см};$$

$$J_0 = \frac{3,14 \cdot 33^4}{64} - 2 \cdot 7,5 \cdot 15,83^2 = \frac{3,14 \cdot 33^4}{64} - 15,0 \cdot 15,83^2 = 44\,425 \text{ см}^4;$$

$$J = J_0 + (J_0 + \omega \cdot C_0^2) \cdot 2,$$

где  $C_0$  — расстояние от нейтральной оси крайнего бревна до нейтральной оси промежуточного бревна, равное 33 см.

$$J = 44\,425 + (44\,425 + 840 \cdot 33^2) \cdot 2 \cong 1\,962\,800 \text{ см}^4;$$

$$J_{\text{ослаб}} = \frac{2}{12} \cdot 31^3 + \left( \frac{2}{12} \cdot 32^3 + 2 \cdot 31 \cdot 32^2 \right) \cdot 2 =$$

$$= 4\,965,16 + (5\,461,3 + 63\,488) \cdot 2 \cong 142\,864 \text{ см}^4;$$

$$J_{\text{нетто}} = J - J_{\text{ослаб}} = 1\,962\,800 - 142\,864 = 1\,819\,936 \text{ см}^4;$$

$$W_{\text{нетто}} = \frac{J_{\text{нетто}}}{\frac{97}{2}} = \frac{1\,819\,936}{48,5} = 37\,525 \text{ см}^4.$$

Наибольшее напряжение от изгиба в сечении  $b$ :

$$\sigma_1 = \frac{M}{W_{\text{нетто}}} = \frac{679\,800}{37\,525 \cdot 0,5} = 36,2 \text{ кг/см}^2.$$

**Примечание.** Момент сопротивления составных балок, состоящих по высоте из трех бревен, принимаем равным 50% их общего момента сопротивления.

### § 101. Расчет шпонок ноги

Расчет шпонок ноги производим по наибольшей поперечной силе. Шпонки располагаем так, чтобы волокна их были перпендикулярны волокнам балки (фиг. 417):

$$Q_{\text{max}} = 1\,172 \text{ кг.}$$

Глубина врубки шпонок  $\delta = 4,5 \text{ см}$ . Скалывающая сила на единицу длины балки по нейтральной оси вблизи узла:

$$T = \frac{QS \cdot 2}{J},$$

где  $S$  — статический момент бревна относительно нейтральной оси между бревнами  $h = 32,5 \text{ см}$ ;

$$S = 0,779 \cdot d^2 \cdot \left( h - \frac{d}{2} \right) = 0,779 \cdot 33^2 \cdot (32,5 - 16,5) = 13\,570 \text{ см}^2;$$

$J$  — момент инерции составной поперечной балки, равный  $1\,962\,800 \text{ см}^4$ ;

$Q$  — наибольшая расчетная поперечная сила равная  $1\,172 \text{ кг}$ ;

$$T = \frac{QS \cdot 2}{J} = \frac{1\,172 \cdot 13\,570 \cdot 2}{1\,962\,800} = 16,2 \text{ кг.}$$

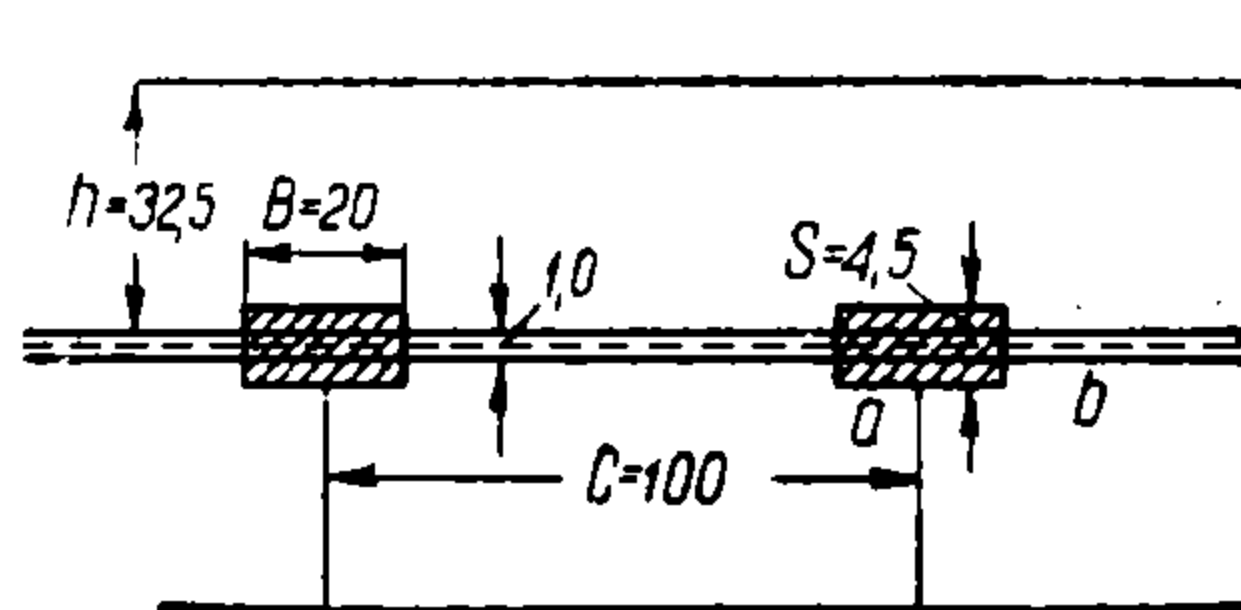
Наибольший шаг шпонки определяем по условию прочности на смятие в месте соприкосновения шпонки с бревном (по  $ab$ ), т. е.

$$TC \leq [n_\theta - ] \omega,$$

где:  $[n_\theta]$  — допускаемое напряжение на смятие дуба —  $38 \text{ кг/см}^2$ ;

$\omega$  — площадь смятия:

$$\omega = \frac{27,5 + 11,3}{2} \cdot 4,5 = 87 \text{ см}^2;$$



Фиг. 417.

$C$  — шаг шпонки;

$$C \leq \frac{[n_{\partial}] \omega}{T} = \frac{38 \cdot 87}{16,2} = 204 \text{ см.}$$

Принят  $C = 100$  см.

Ширину шпонки  $\beta$  определим из условия прочности шпонки на скалывание:

$$\beta \lambda [t_{\partial}] \geq TC,$$

где:  $\lambda$  — длина шпонки = 27,5 см;

$[t_{\partial}]$  — допускаемое напряжение на срез дуба, равное 14 кг/см<sup>2</sup>;

$$\beta \geq \frac{TC}{\lambda [t_{\partial}]} = \frac{16,2 \cdot 100}{27,5 \cdot 14} = 4,2 \text{ см.}$$

Принят  $\beta = 20$  см.

Минимум шага определяем из условия прочности на скалывание бревна между шпонками:

$$TC \leq (C - \beta) \lambda [t_c],$$

где  $[t_c]$  — допускаемое напряжение на скалывание сосны — 17 кг/см<sup>2</sup>;

$$C \geq \frac{\beta \lambda [t_c]}{\lambda [t_c] - T} = \frac{20 \cdot 27,5 \cdot 17}{27,5 \cdot 17 - 16,2} \cong 24,0 \text{ см.}$$

Принят же  $C = 100$  см.

а) Определение напряжения в сечении  $b$  от осевой силы

Наибольшее напряжение в сечении в ноге  $b$  от действия осевой силы получим, рассматривая изгиб ноги на протяжении  $ac$  (фиг 415) — из плоскости ферм и, следовательно, считая в данном случае работу бревен независимой.

При  $\Phi = 33$  см, радиус инерции  $r = \frac{d}{4} = 8,25$  см.

Длина  $ac$  равна  $\frac{8,41}{2} \cong 4,2$  м;

$$\frac{l}{r} = \frac{420}{8,25} \cong 51; \quad \varphi = 0,66;$$

$$\omega_{\text{брутто}} = 3\omega = 3 \cdot 840 = 2520 \text{ см}^2.$$

Наибольшее напряжение от осевой силы:

$$\sigma_2 = \frac{D_1}{\varphi \omega_{\text{брутто}}} = \frac{66025}{0,66 \cdot 2520} = \frac{66025}{1663,2} = 39,6 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарное напряжение:

$$\sigma = 36,2 \cdot \frac{77}{84} + 39,6 = 73 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

Проверим напряжение в сечении  $b$  от действия изгибающего момента и осевой силы при расчете на простое сжатие:

$$\sigma_1 = 36,2 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{D_1}{\omega_{\text{нетто}}},$$

где  $\omega_{\text{нетто}} = \omega_{\text{брутто}} - 2 \cdot 31 \cdot 3 = 2520 - 186 = 2334 \text{ см}^2$ ;

$$\sigma_2 = \frac{D_1}{\omega_{\text{нетто}}} = \frac{66025}{2334} = 28,2 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарное напряжение:

$$\sigma = 36,2 \cdot \frac{77}{84} + 28,2 \cong 62 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

б) Проверка прочности сечения  $e$

Сечение  $e$  находится от нижнего узла  $k$  в расстоянии:

$$\frac{h_2}{2} = \frac{5,8}{2} = 2,9 \text{ м.}$$

Наибольший изгибающий момент, соответствующий сечению  $l$  от действия ветра, равен:

$$M_e = H \cdot \frac{h_2}{2} = 1172 \cdot 2,9 \cong 3400 \text{ кг} \cdot \text{м} = 340000 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

Наибольшее напряжение:

$$\sigma_1 = \frac{M_e}{W_{\text{нетто}}} = \frac{340000}{37525 \cdot 0,5} = 18,1 \text{ кг/см}^2.$$

От действия осевой силы  $D_1 = 66025 \text{ кг}$  наибольшее напряжение в сечении  $e$ :

1) При изгибе в плоскости ферм (фиг. 415)

Длина  $ak = \frac{8,41}{2} \cong 4,20 \text{ м.}$

Радиус инерции:

$$r = \frac{1}{4} d = \frac{33}{4} = 8,25 \text{ см;}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{420}{8,25} \cong 51; \varphi = 0,66;$$

$$\omega_{\text{брутто}} = 2520 \text{ см}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{66025}{2520 \cdot 0,66} = 39,6 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарное напряжение:

$$\sigma = 18,1 \cdot \frac{77}{84} + 39,6 \cong 56 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

2) При изгибе из плоскости ферм. Считая работу трех бревен ноги совместной, имеем радиус инерции:

$$r = \sqrt{\frac{1962800}{2520}} = 27,9 \text{ см;}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{580}{27,9} = 21; \varphi = 0,855.$$

При расстоянии между шпонками  $l = 100 \text{ см}$  имеем:

$$\frac{l_0}{r} = \frac{100}{8,25} = 12; \varphi = 0,92;$$

$$\sigma_2 = \frac{6025}{2520 \cdot 0,855 \cdot 0,92} = 33,3 \text{ кг/см}^2.$$

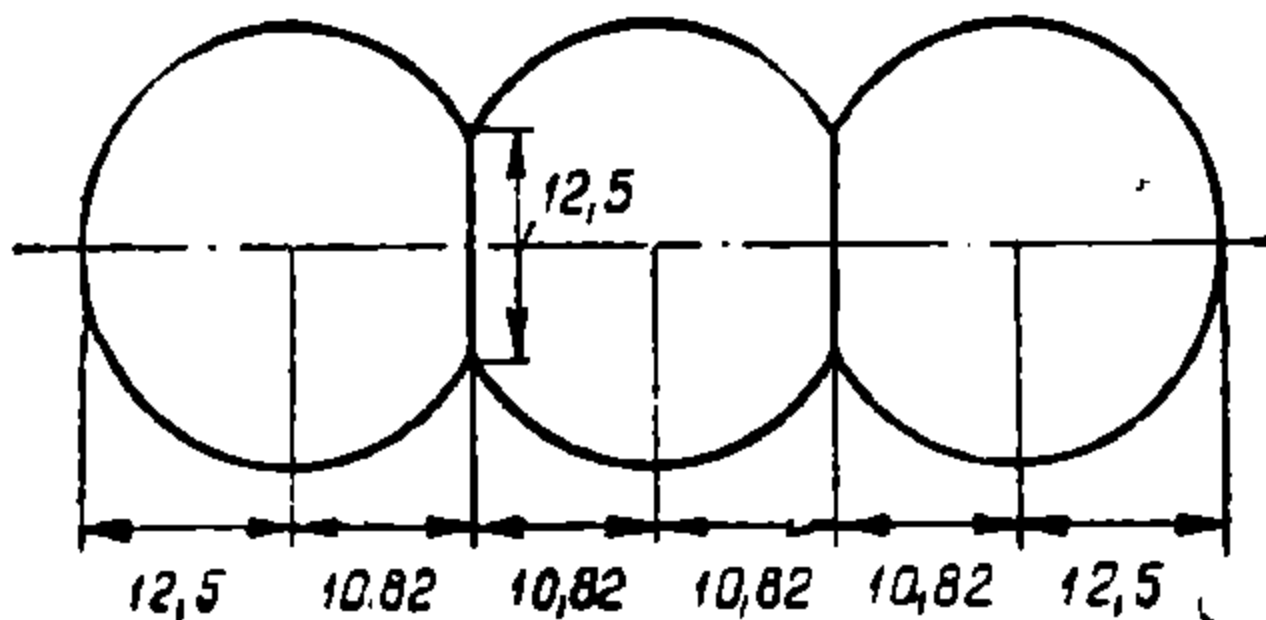
Суммарное напряжение:

$$\sigma = 18,1 \cdot \frac{77}{84} + 33,3 \cong 50 \text{ кг/см}^2 < 77 \text{ кг/см}^2.$$

## § 102. Сечение распорок

Распорки проектированы из трех бревен  $\phi = 25 \text{ см}$  (фиг. 418)

$$h = \sqrt{12,5^2 - 6,25^2} = 10,82 \text{ м.}$$



Фиг. 418.

$d_k = 2343 \text{ кг}$ ,  $M_k$  — наибольший  
 $k = -303400 \text{ кг/см}$ .

Момент сопротивления:

$$W = (0,088 \cdot 2 + 0,09) \cdot d^3 = 0,266 \cdot 25^3 = 4156,25 \text{ см}^3.$$

Наибольшее напряжение от действия изгибающего момента:

$$\sigma_1 = \frac{M_k}{W} = \frac{303400}{4156,25} = 83,4 \text{ кг/см}^2.$$

Наименьший момент инерции:

$$J_{\text{брутто}} = 0,044 \cdot d^4 \cdot 2 + 0,039 \cdot d^4 = 0,127 \cdot 25^4 = 49600 \text{ см}^4;$$

$$F = 0,763 \cdot d^2 \cdot 2 + 0,74 \cdot d^2 = 1354 \text{ см}^2.$$

Радиус инерции:

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{49600}{1354}} \cong 6,05.$$

Расчетная длина:

$$l = 2,96 \text{ м} = 296 \text{ см}; \quad \frac{l}{r} = \frac{296}{6,05} = 49; \quad \varphi = 0,66.$$

Напряжение:

$$\sigma_2 = \frac{N''}{F\varphi} = \frac{2343}{1354 \cdot 0,66} = 2,6 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарное напряжение:

$$\sigma = 83,4 + 2,6 \cdot \frac{84}{77} \cong 86 \text{ кг/см}^2 > 84 \text{ кг/см}^2.$$

Перенапряжение меньше 5%.

## § 103. Сечение подкоса

Наибольшее сжимающее усилие подкоса:

$$S = 12330 \text{ кг.}$$

Подкос запроектирован из круглого леса  $\odot = 24 \text{ см.}$

Расчетная длина подкоса:

$$L = 3,49 \text{ м} = 349 \text{ см.}$$

Радиус инерции:

$$r = \frac{24}{4} = 6,0;$$

$$\frac{l}{r} = \frac{349}{6} = 58; \quad \varphi = 0,60.$$

Площадь сечения брутто:

$$\omega_{\text{брутто}} = 0,785 d^2 = 0,785 \cdot 24^2 = 452 \text{ см}^2.$$

Наибольшее напряжение при сжатии:

$$\sigma = \frac{S}{\varphi \omega_{\text{брутто}}} = \frac{12330}{0,60 \cdot 452} \cong 43 \text{ кг/см}^2 < 84 \text{ кг/см}^2.$$

## Глава XVII

### ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ РЕШЕТЧАТОЙ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ КОЛОННЫ ПОДВЕСНОГО ПУТИ

#### § 104. Общее описание сооружения (фиг. 419)

Ряд колонн предназначен для поддержания подвесного пути грейферной тележки углепередачи. Тележка  $C$  имеет три пары бегунов (колес), катящихся по полкам двутавра  $H$ , подвешенного к нижнему поясу фермы  $E$ .

Из разреза  $rg$  видно, что главная ферма  $E$  связана при помощи горизонтальных связей  $A$  и  $B$  с боковой решеткой или вспомогательной фермой  $F$ .

Вся система, состоящая из главной фермы  $E$  горизонтальных связей  $A$  и  $B$ , вспомогательной фермы  $F$  и двутавра  $H$  подвешивается одной стороной своими концами к колоннам, передавая давление последним, как в разрезной системе.

Расстояние между колоннами равно 24 м.

Нагрузка на ферму  $E$  складывается из собственного веса  $+ \frac{1}{2}$  веса  $A$  и  $B$   $+ \text{вес } H$ . Кроме того, на ферму передается подвижная нагрузка от давления катков тележки.

Вспомогательная ферма  $F$  несет только постоянную нагрузку: от собственного веса  $+ \frac{1}{2}$  веса  $(A + B)$ .

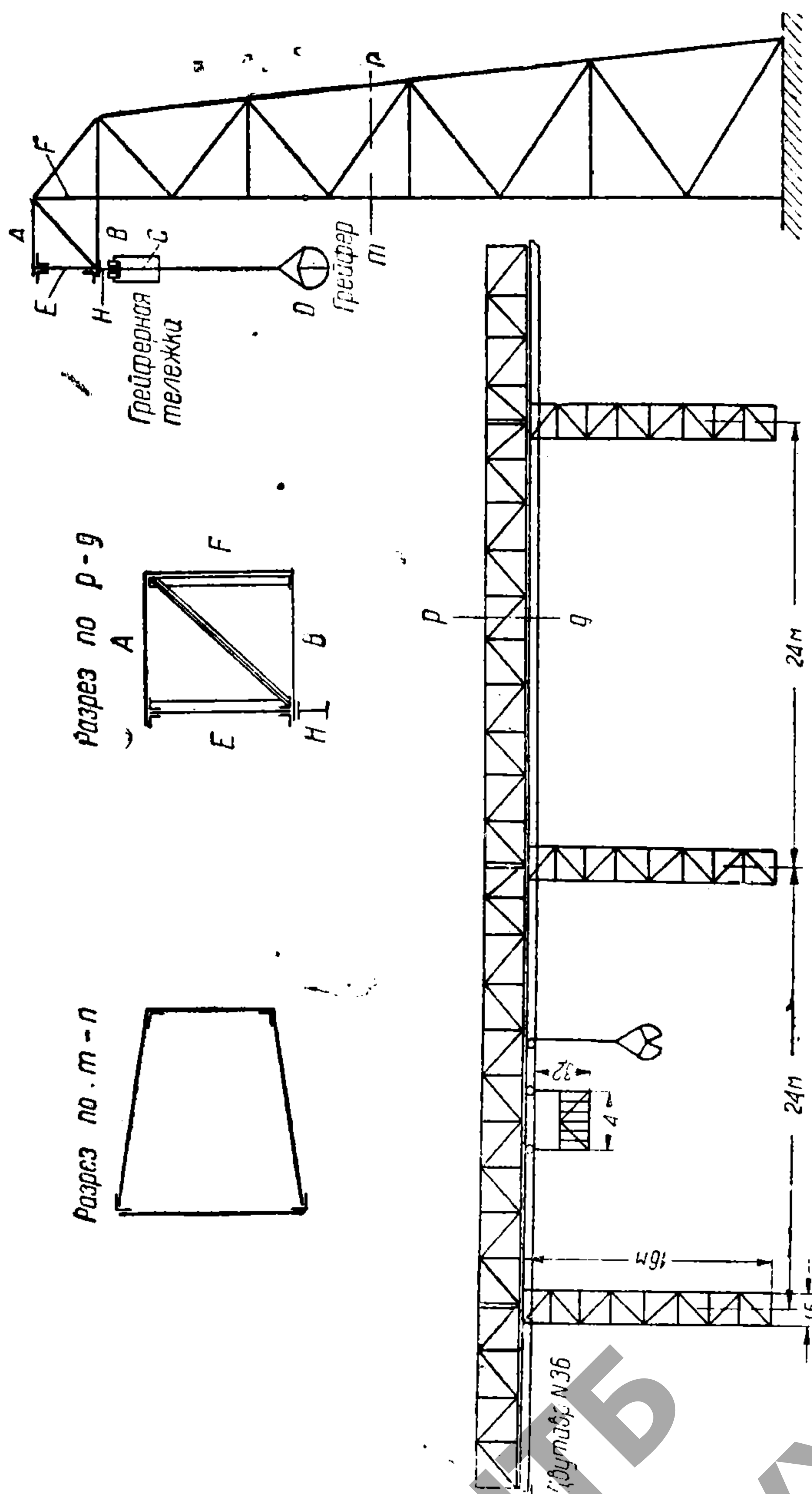
Колонна же принимает на себя нагрузку, равную весу целой системы  $A-B-F-E-H$  с подвижной нагрузкой.

Вертикальная нагрузка на колонну

1) Собственный вес колонны 5,5 т.

2) Нагрузка от фермы с балкой 7,2 т.

3) Нагрузка от тележки с грейфером 12 т, которая передается через три колеса по 4 т на колесо.



фиг. 419.

Давление тележки на колонну вычисляется по формуле (фиг. 420):

$$A = P + \frac{P \cdot (l - a_1)}{l} + \frac{P(l - a)}{l} = 4 + \frac{4 \cdot 21,8}{24} + \frac{4 \cdot 21,6}{24} = 11,23 \text{ т,}$$

где  $A$  — давление тележки на колонну при невыгоднейшей установке тележки на балке (фиг. 420).

Общее давление на колонну от фермы с балкой и грейфером

$$7,2 + 11,23 = 18,43 \text{ т.}$$

Горизонтальные нагрузки на колонну

Давление ветра на конструкцию при работе грейфера, согласно Един. норм. стр. проект.:

$$p = k(p_b^\circ + k_1 h),$$

где по местным условиям

$$k = 1,50; p_b^\circ = 30; k_1 = 1; h = 18,$$

откуда

$$p_b = 1,50(30 + 18) \cong 75 \text{ кг/м}^2;$$

$$w = 75 \text{ кг/м}^2.$$

Когда грейфер не работает, при этом давление ветра вдвое больше, т. е.  $150 \text{ кг/м}^2$ .

#### 1. Давление ветра на тележку

$$w'_T = 3,24 \cdot 4 \cdot 0,7 \cdot 0,15 = 1,35 \text{ т};$$

$$w''_T = 3,2 \cdot 4 \cdot 0,7 \cdot 0,075 = 0,68 \text{ т.}$$

#### 2. Давление ветра на балку

$$w'_g = 1,85 \cdot 24 \cdot 0,25 \cdot 0,15 = 1,67 \text{ т};$$

$$w''_g = 1,85 \cdot 24 \cdot 0,25 \cdot 0,075 = 0,88 \text{ т.}$$

#### 3. Давление ветра на двутавровую балку

$$w'_I = 0,36 \cdot 24 \cdot 0,15 = 1,29 \text{ т};$$

$$w''_I = 0,36 \cdot 24 \cdot 0,075 = 0,65 \text{ т.}$$

#### 4. Давление ветра на колонну

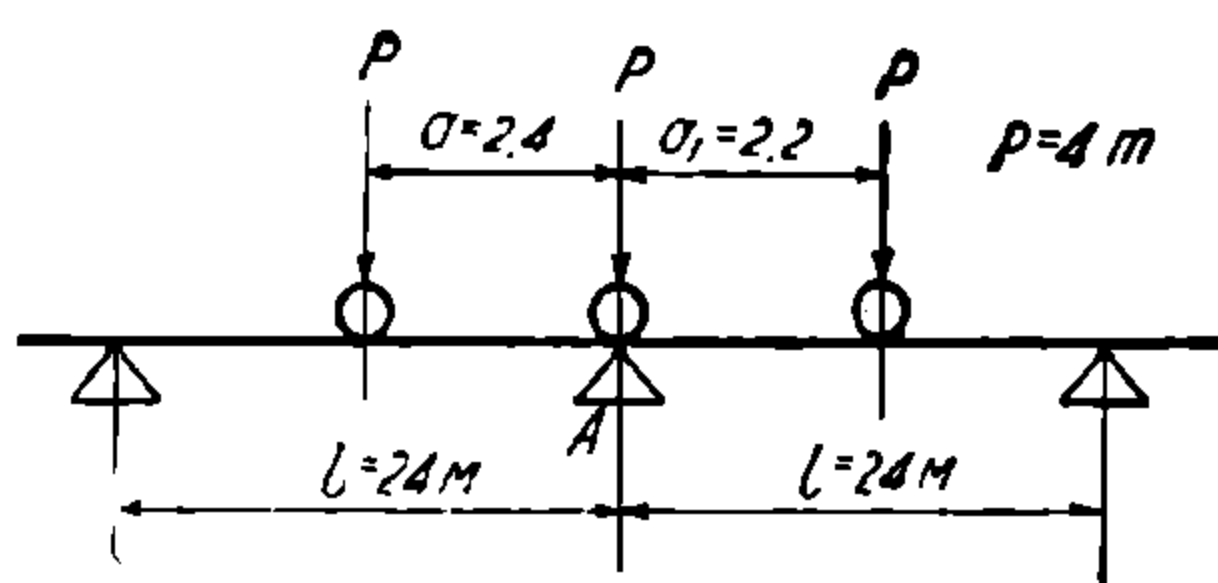
$$w'_k = 1,6 \cdot 16 \cdot 0,25 \cdot 0,15 = 0,96 \text{ т};$$

$$w''_k = 1,6 \cdot 16 \cdot 0,25 \cdot 0,075 = 0,48 \text{ т.}$$

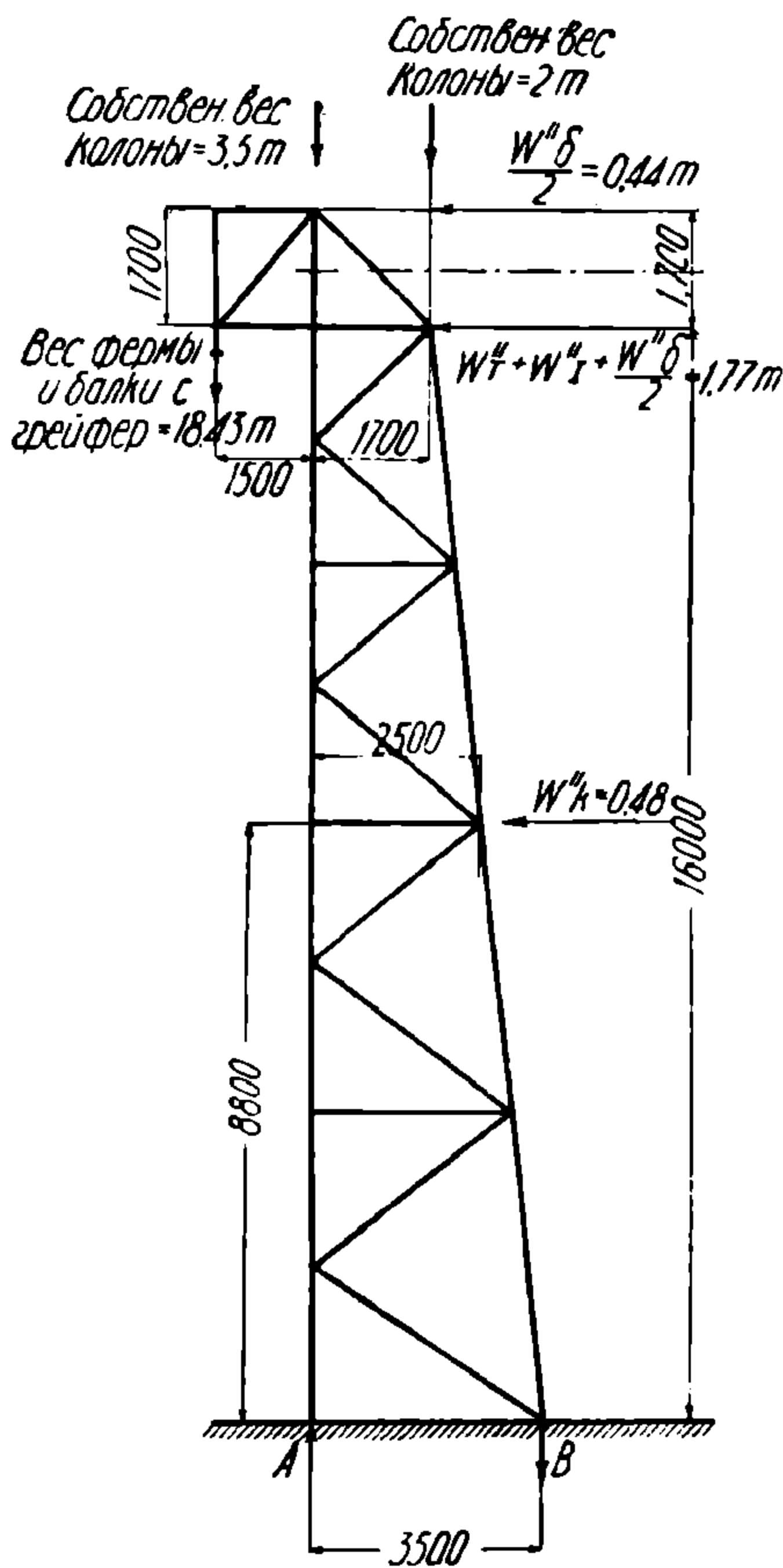
**Примечание.** В приведенные подсчеты давления ветра входят: первые два множителя — площадь вертикальной проекции сооружений, на которую действует ветер; третий множитель — коэффициент уменьшения поверхности за счет пустот (сквозные поверхности), а четвертый множитель — давление ветра в точках на  $\text{м}^2$  вертикальной поверхности. В третьем же подсчете отсутствует третий множитель.

#### Опорные реакции колонны $A$ и $B$

1-й случай Полная нагрузка и давление ветра  $75 \text{ кг/м}^2$  справа



Фиг. 420.



Фиг. 421.



Из условия  $\Sigma M_B = 0$  (фиг. 421):

$$A = \frac{18,43 \cdot 5 + 3,5 \cdot 3,5 + 2 \cdot 1,8 + 0,44 \cdot 17,7 + 1,77 \cdot 16 + 0,48 \cdot 8,8}{3,5} \text{ т};$$

$$A = +42,38 \text{ т}; \quad B = -18,45 \text{ (из условия } \Sigma Y = 0).$$

Примечание. В точке  $A$  колонна имеет большую ширину, чем в точке  $B$ , поэтому собственный вес колонны распределен не поровну, а  $3,5\text{ т}$  и  $2\text{ т}$ .

2-й случай. Полная нагрузка и давление ветра  $75 \text{ кг/м}^2$  слева

$$A = \frac{18,43 \cdot 5 + 3,5 \cdot 3,5 + 2 \cdot 1,8 - 0,44 \cdot 17,7 - 1,77 \cdot 16 - 0,48 \cdot 8,8}{3,5};$$

$$A = +19,33 \text{ т}; \quad B = +4,6 \text{ т}.$$

3-й случай. Без нагрузки давление ветра  $150 \text{ кг/м}^2$  справа

$$A = \frac{7,2 \cdot 5 + 3,5 \cdot 3,5 + 2 \cdot 1,8 + 0,88 \cdot 17,7 + 2,17 \cdot 16 + 0,96 \cdot 8,8}{3,5} = 31,5 \text{ т};$$

$$B = -18,8 \text{ т}.$$

4-й случай. Без нагрузки давление ветра  $150 \text{ кг/м}^2$  слева

$$A = \frac{7,2 \cdot 5 + 3,5 \cdot 3,5 + 2 \cdot 1,8 - 0,88 \cdot 17,7 - 2,17 \cdot 16 - 0,93 \cdot 8,8}{3,5};$$

$$A = -1,97 \text{ т}; \quad B = +14,67 \text{ т}.$$

5-й случай. Полная нагрузка без ветра

$$A = \frac{18,43 \cdot 5 + 3,5 \cdot 3,5 + 2 \cdot 1,8}{3,5};$$

$$A = 30,85 \text{ т}; \quad B = -6,92 \text{ т}.$$

Определение усилий в стержнях колонны  
(одной ее фермы)

1-й случай. Полная нагрузка и давление ветра  $75 \text{ кг/м}^2$  справа  
(фиг. 422)

Реакции опор на одну ферму колонны

$$A = +\frac{42,38}{2} = +21,19 \text{ т}; \quad B = -\frac{18,45}{2} = -9,23 \text{ т}.$$

Усилия в стержнях определены диаграммой Кремоны (фиг. 422). Построение (и чтение) ее следует начать с узла усилий, в котором сходятся не более двух неизвестных.

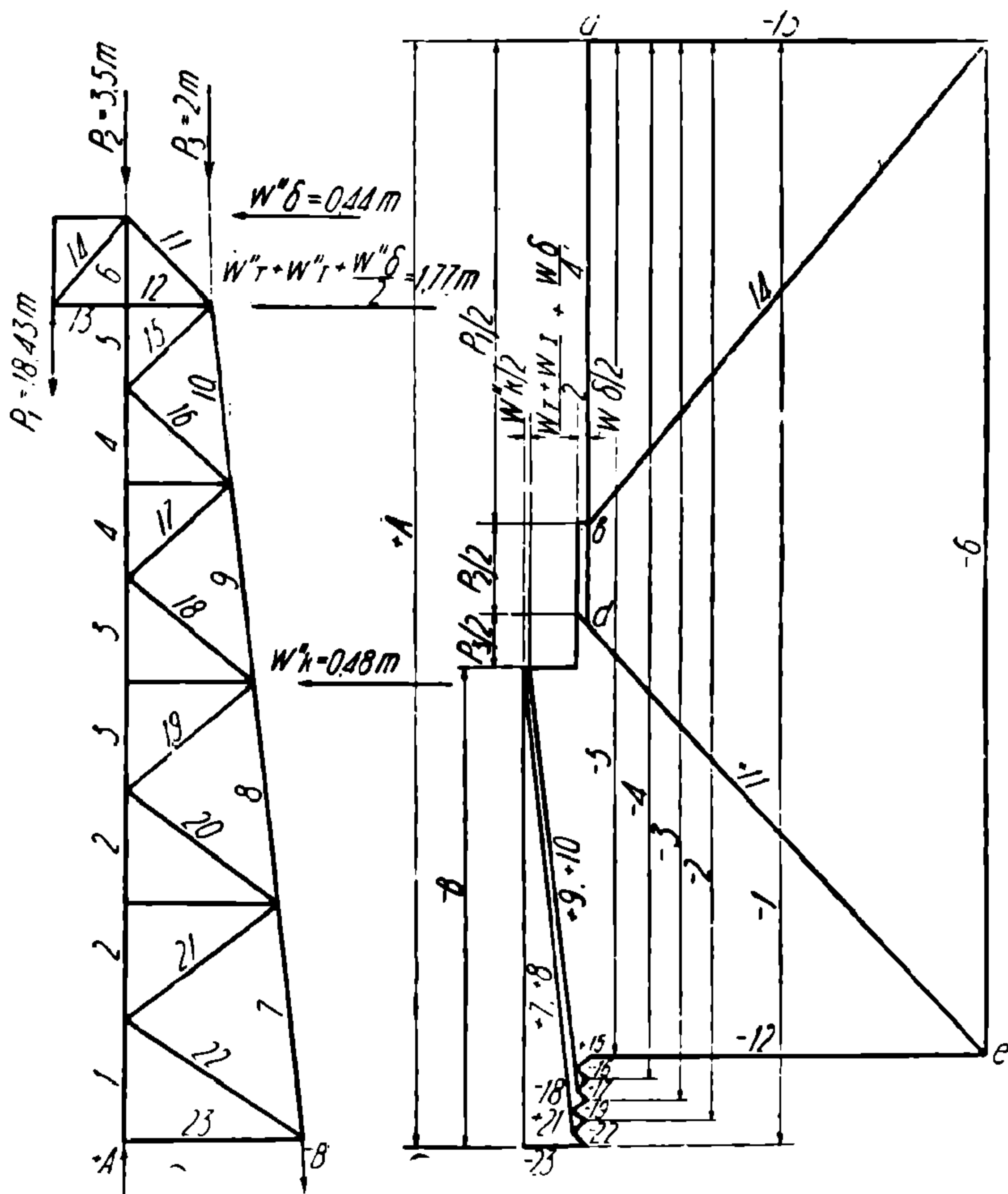
Например, начнем построение (и чтение) диаграммы с узла, где приложена сила  $P_1$  и где сходятся два рабочих стержня № 14 и № 13.

На диаграмме  $\Delta abc$  и есть силовой для данного узла: отрезок  $ab$  есть сила  $\frac{P_1}{2} = 9,215\text{ т}$ ,  $bc$  есть усилие стержня № 14 (от узла—растянут, а потому обозначен с плюсом). Величина усилия этого стержня в масштабе сил равняется  $12,200 \text{ т}$ ,  $ca$ —есть усилие стержня № 13 (к узлу—сжат, а потому на диаграмме обозначен с минусом). По масштабу сил усилие это равняется  $8,000 \text{ т}$ .

Следующим узлом будем строить (и читать) узел, где сходятся стержни № 14, 6 и 11 (последние два—с неизвестными усилиями) и где приложена сила

$$\frac{P_2}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ т.}$$

На диаграмме замкнутый многоугольник сил, сходящихся в этот узел, читается в следующем порядке:  $cb$ —известное усилие стержня № 14;  $bd$ —усилие  $\frac{P_2}{2}$ ;  $de$ —усилие стержня № 11 (растяжение, равное по масштабу сил 11,800 т);  $ec$ —усилие стержня № 6 к узлу—сжатие, равное по масштабу сил 19,300 т, и т. д.



Фиг. 422.

Измеренные по этой диаграмме в масштабе сил усилия всех стержней приведены ниже в особой таблице усилий стержней, вычисленных при разных случаях нагрузки.

2-й случай. Полная нагрузка и давление ветра 75 кг/м<sup>2</sup> слева.

Реакции опор:

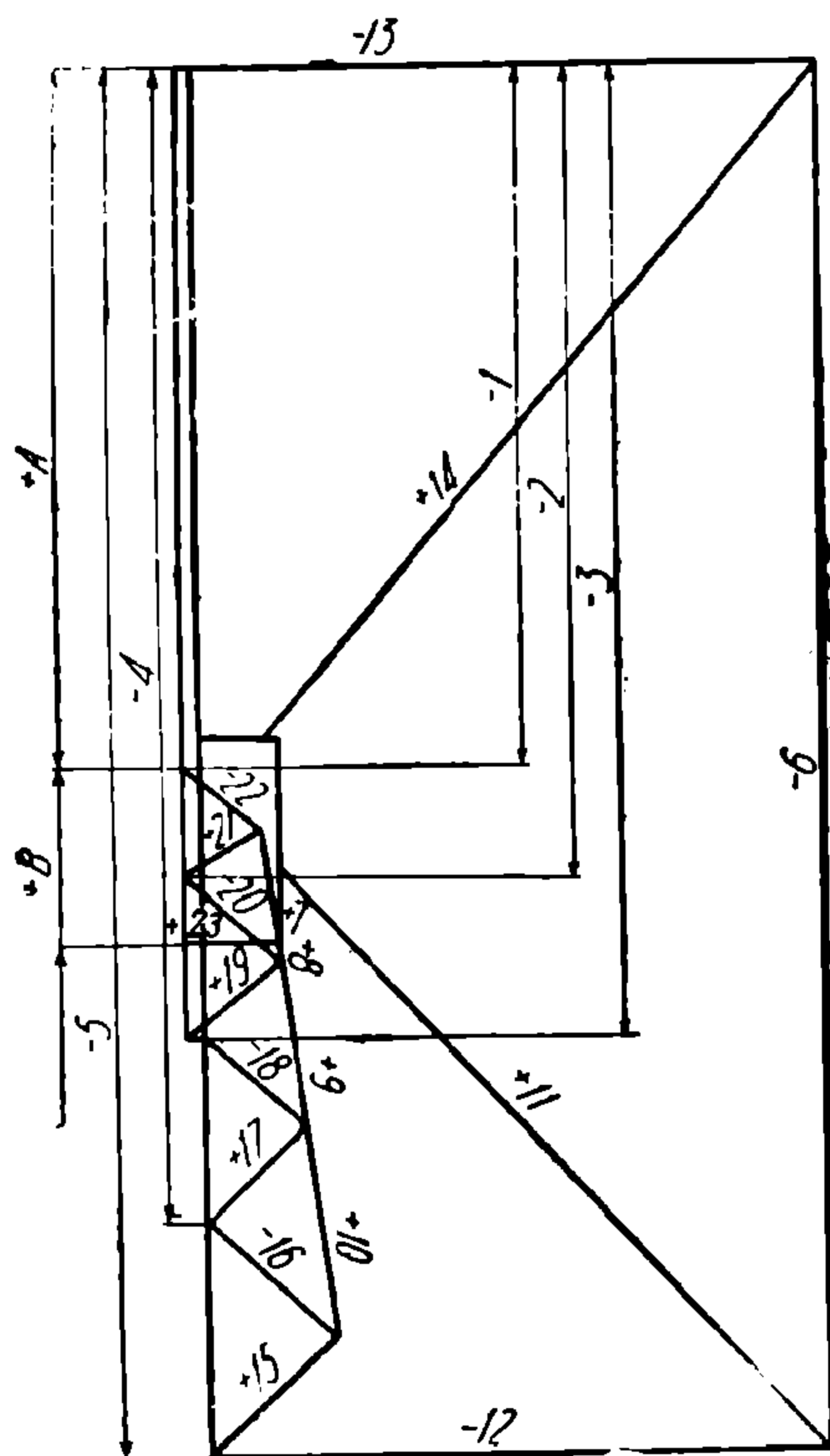
$$A = + \frac{19,33}{2} = 9,66 \text{ т; } B = + \frac{4,6}{2} = 2,3 \text{ т.}$$

Усилия в стержнях фермы вычислены по диаграмме Кремоны совершенно аналогично с 1-м случаем. Диаграмма приведена на фиг. 423, измеренные по масштабу усилия приведены ниже в особой сводной таблице.

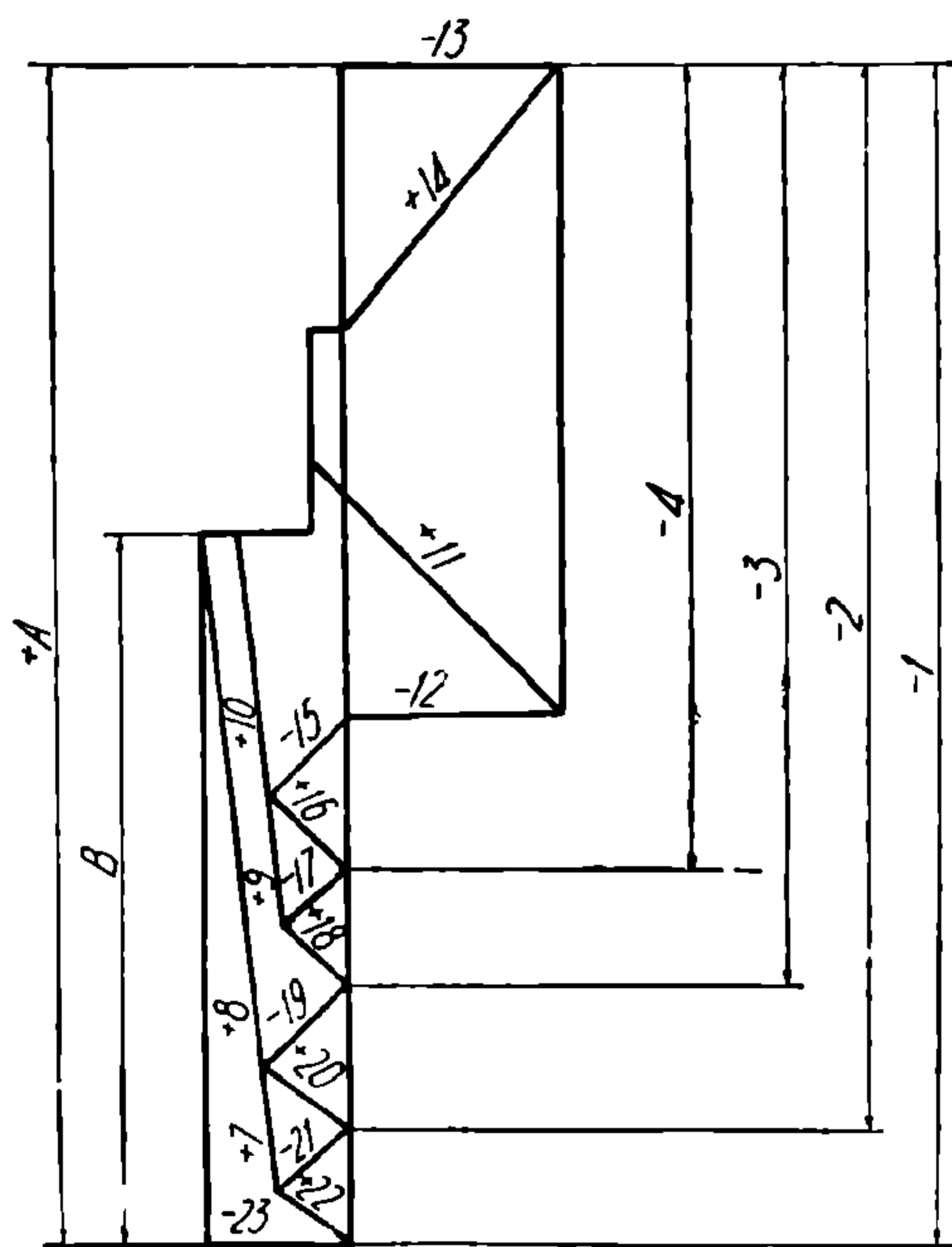
3-й случай. Без нагрузки. Давление ветра  $150 \text{ кг/м}^2$  справа.  
Реакции опор:

$$A = +\frac{31,5}{2} = +15,75 \text{ т}; \quad B = -\frac{18,8}{2} = -9,4 \text{ т}.$$

Усилия в стержнях фермы, как в 1-м и 2-м случаях, вычислены по диаграмме Кремоны (фиг. 424). Измеренные по масштабу усилия приведены ниже в особой сводной таблице.



Фиг. 423.



Фиг. 424.

4-й случай. Без нагрузки давление ветра  $150 \text{ кг/м}^2$  слева.  
Реакции опор:

$$A = -\frac{1,97}{2} = -0,98 \text{ т}; \quad B = +\frac{14,67}{2} = +7,34 \text{ т}.$$

Усилия в стержнях фермы (колонны) при 4-м случае нагрузки вычислены по диаграмме Кремоны, как и в предыдущих случаях нагрузки (фиг. 425).

Результаты приведены ниже в особой сводной таблице.

5-й случай. Полная нагрузка без ветра.

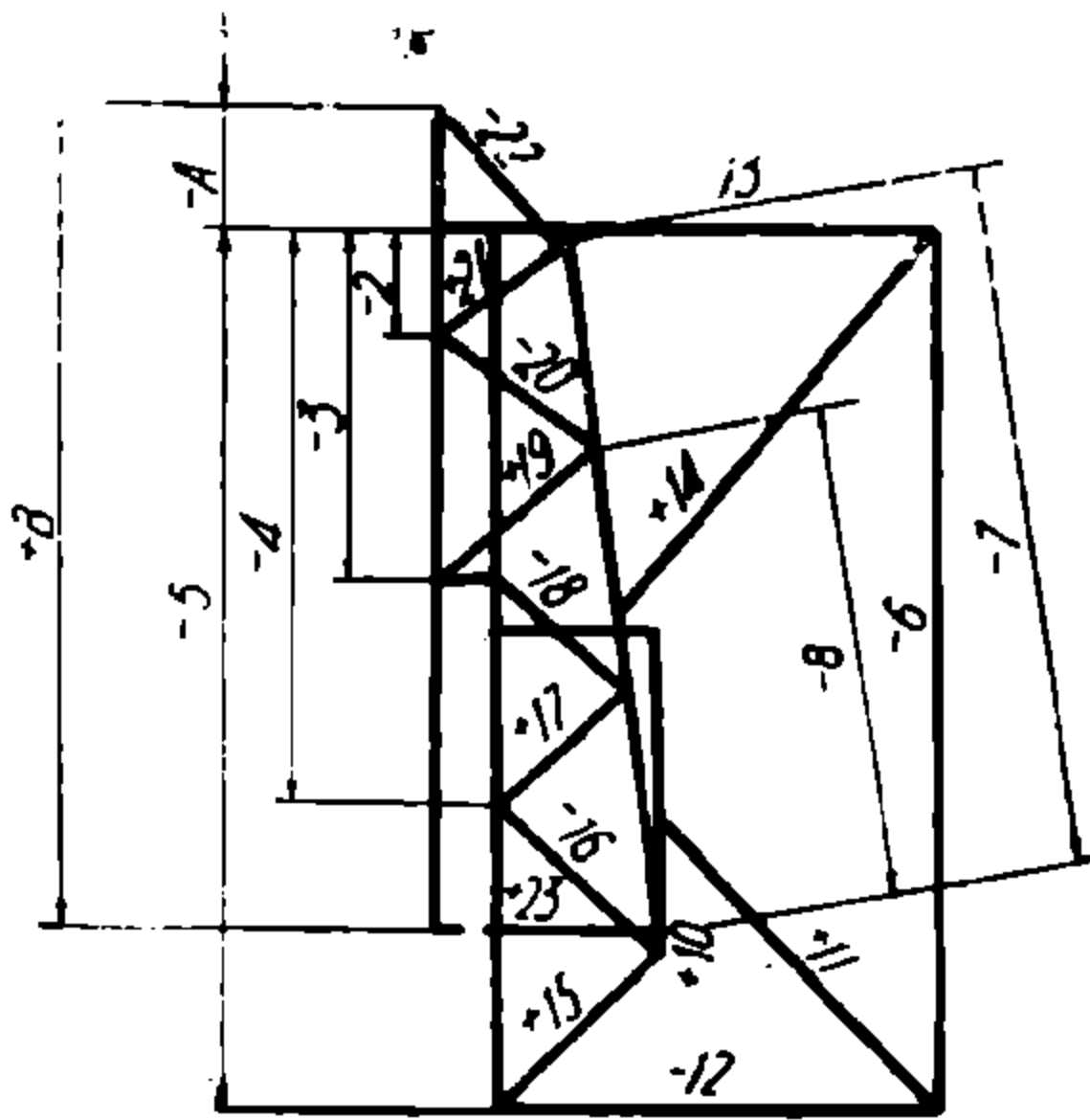
Реакции опор:

$$A = + \frac{30,85}{2} = + 15,43 \text{ т}; \quad B = - \frac{6,92}{2} = - 3,46 \text{ т}.$$

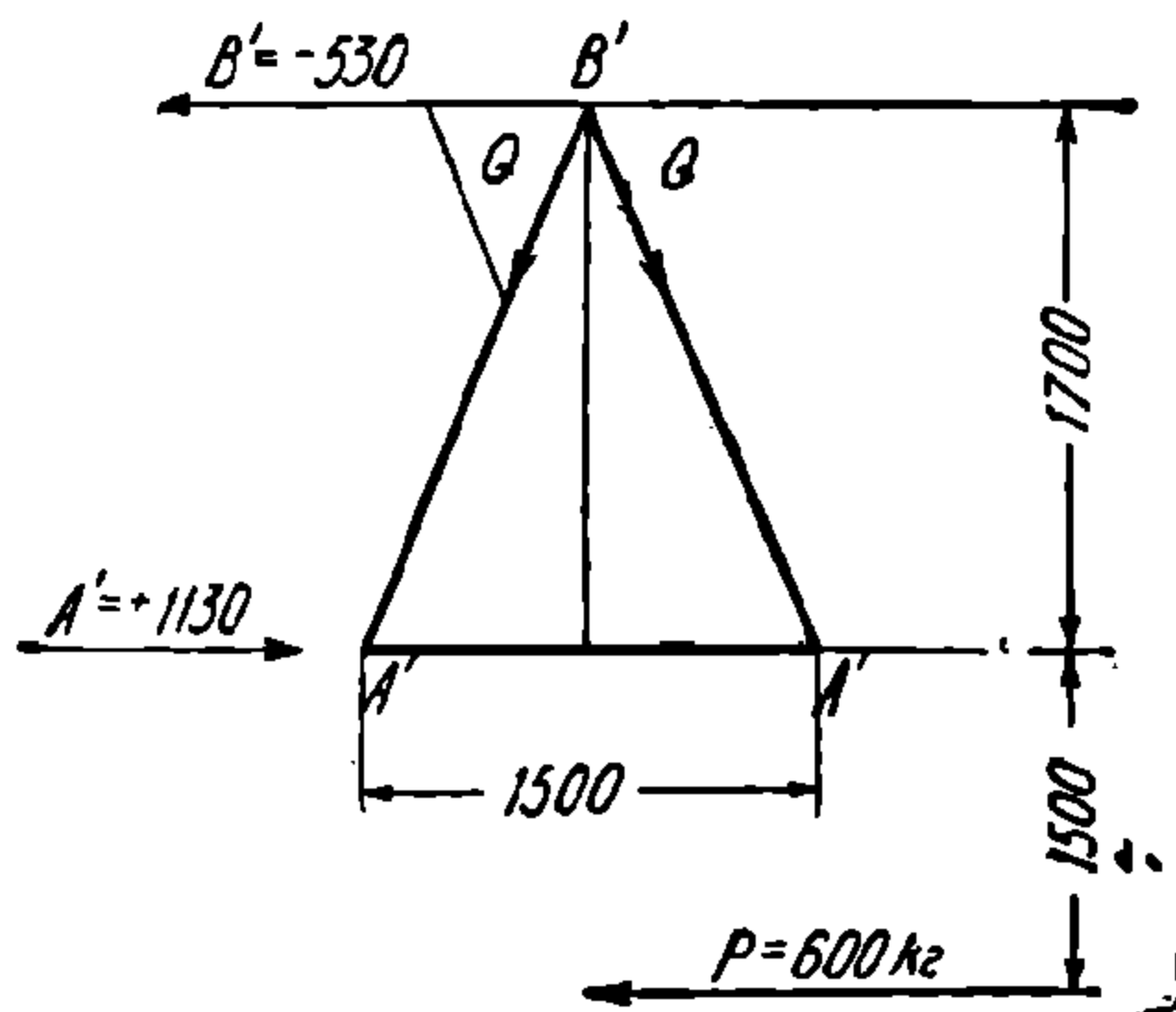
При этом случае нагрузки усилия также вычислены по диаграмме Кремоны (фиг. 426). Полученные результаты приведены также в сводной ведомости усилий стержней.

Определение усилий в стержнях колонны при торможении грейфера

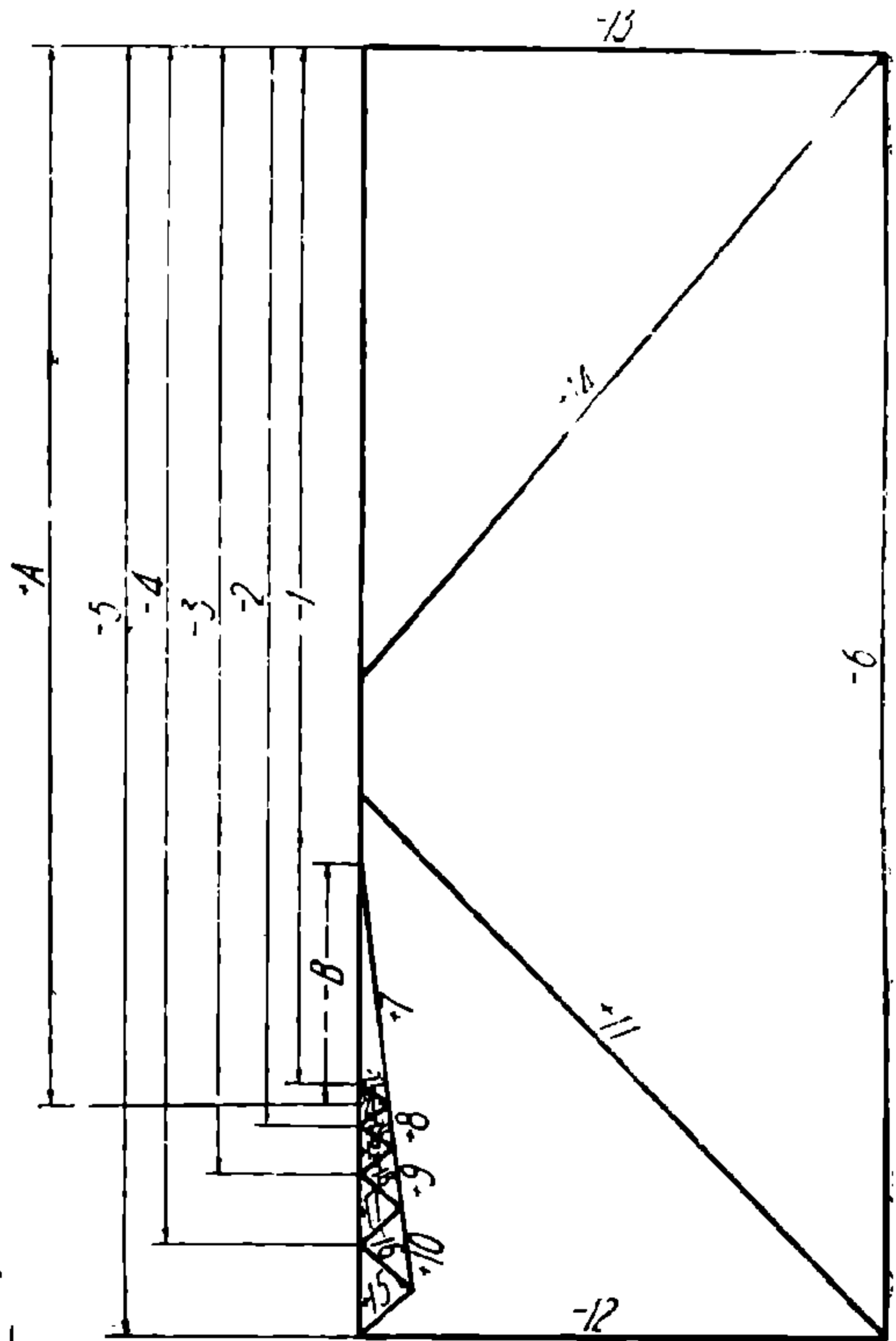
Усилие, передающееся на колонну при торможении  $P = \frac{1200}{2} = 600 \text{ кг}.$



Фиг. 425.



Фиг. 427.



Фиг. 426.

Из фиг. 421 видно, что грейферная тележка находится от колонны на расстоянии 1,5 м при ширине колонны поверху в 1,7 м.

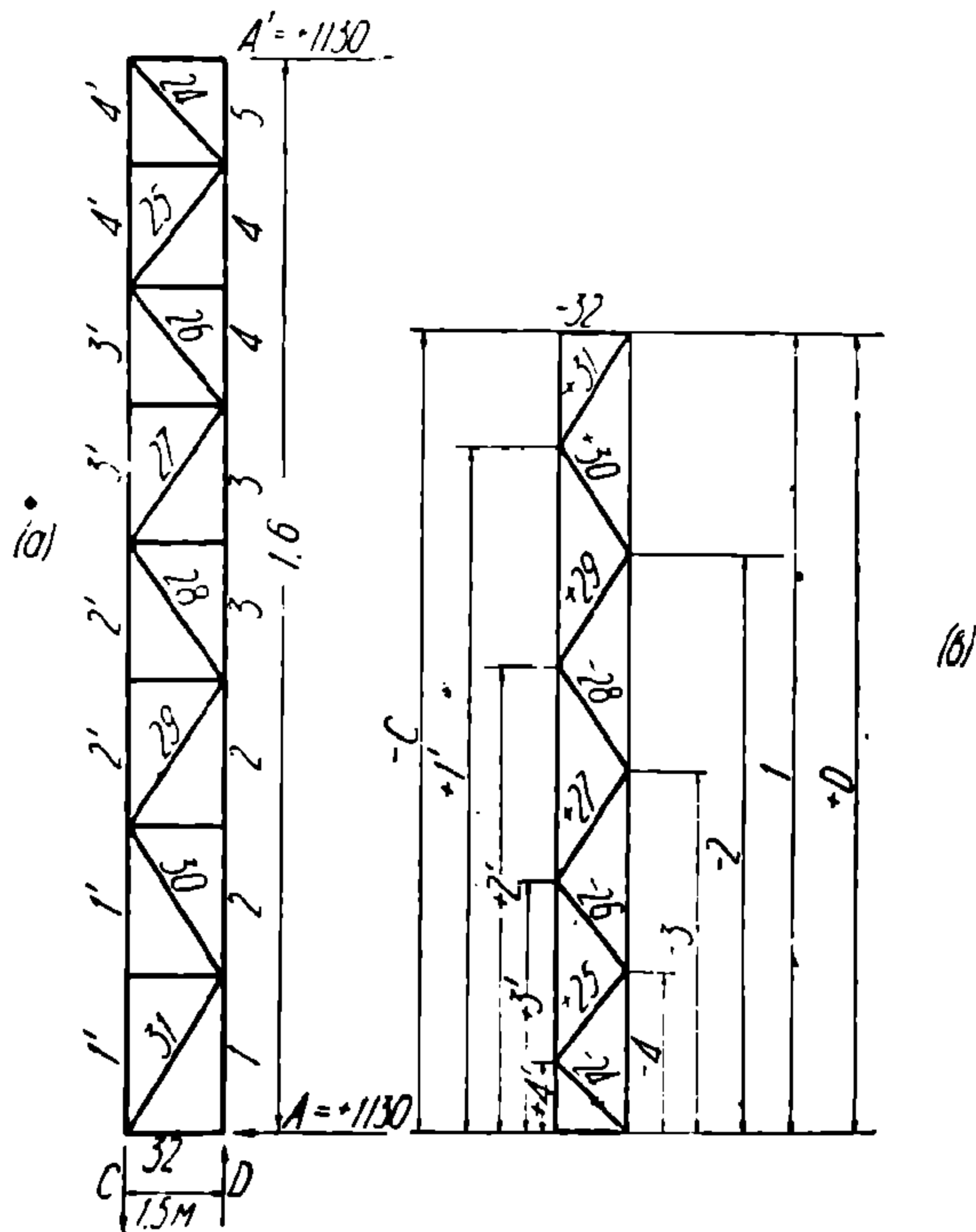
Передачу на вершину колонны давления от торможения грейфера (план верхней части колонны приведен на фиг. 427) можно рассчитать, исходя из условия разложения силы ( $P$ ) на две параллельные, в противоположную сторону направленные силы  $A'$  и  $B'$  на фиг. 427;

$$P(1,5 + 1,7) = A' \cdot 1,7;$$

$$A' = \frac{P \cdot 3,2}{1,7} = \frac{600 \cdot 3,2}{1,7} \cong 1130 \text{ кг};$$

$$B' = P - A' = - 530 \text{ кг}.$$

На фиг. 428 показана колонна со стороны фасада главного пути, т. е. показаны решетчатые связи между двумя основными фермами колонны. Стержни решетки связи имеют номера от 24 по 31. Пояса решетки являются одновременно и поясами основной рассчитываемой фермы (общие элементы 1, 2, 3, 4 и 5).



Фиг. 428.

Опорные давления связей  $C$  и  $D$  (общие и основным фермам колонны) определяются из условия:

$$\sum M_c = A' \cdot 16 - D \cdot 1,5 = 0,$$

откуда

$$D = \frac{A' \cdot 16}{1,5} = \frac{1300 \cdot 16}{1,5} = +12,05 \text{ т.}$$

Из условия  $\sum Y = 0$  следует, что  $C = -D = -12,05 \text{ т.}$

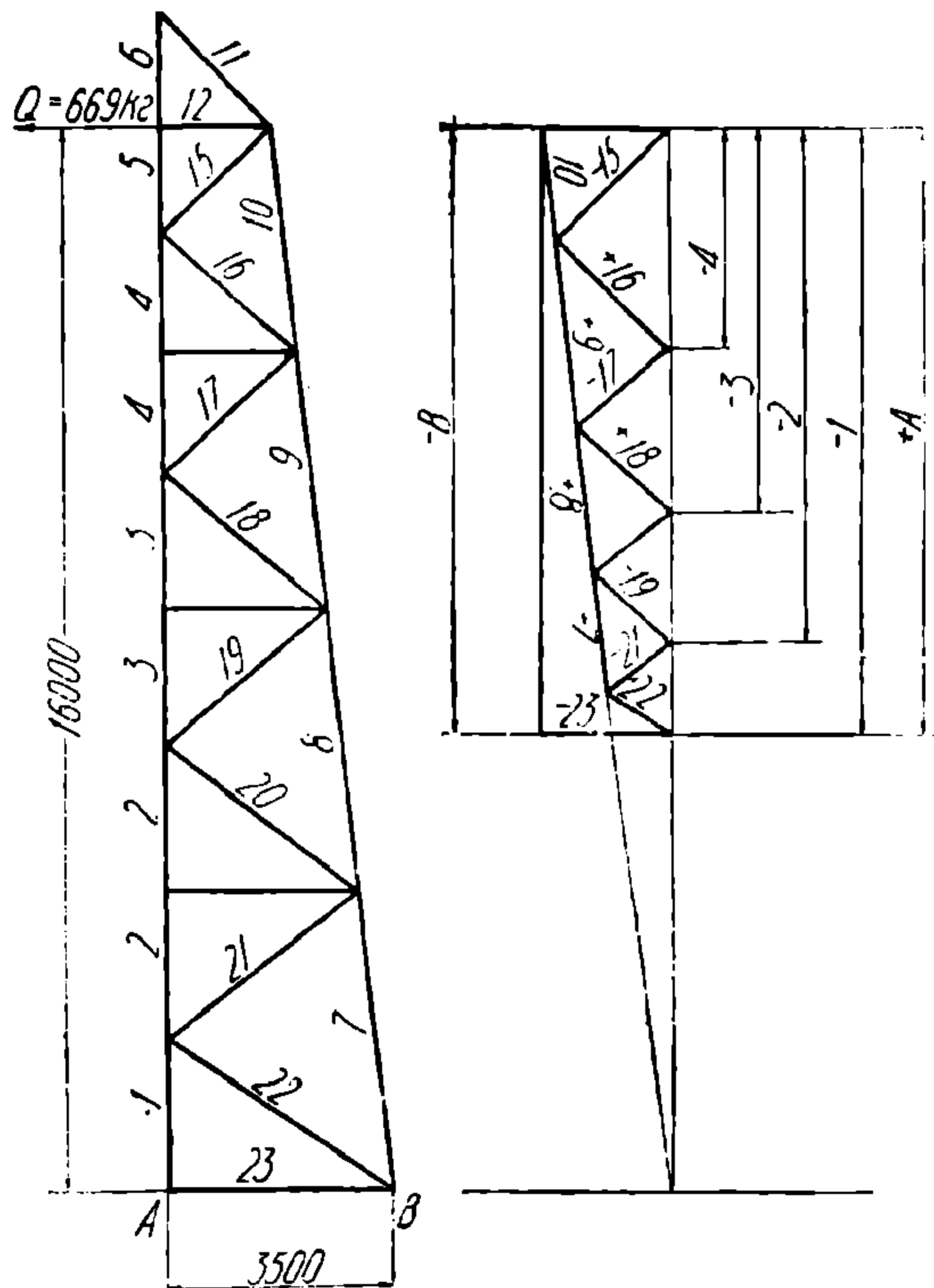
Усилия в элементах решетчатой связи и пояса фермы под действием силы  $A'$  рассчитаны диаграммой Кремоны (фиг. 428b). Величины усилий приведены ниже в общей сводной таблице.

Вычисленное выше давление  $B'$  разлагается на две составляющие  $Q$ , равные по 669 кг (фиг. 427), которые передаются основным рассчитываемым фермам колонны. Сила  $Q$  вызывает реакции  $A$  и  $B$  (фиг. 429):

$$Q \cdot 16 - A \cdot 3,5 = 0; \quad A = \frac{0,669 \cdot 16}{3,5} = 3,01 \text{ т.}$$

$$B = -A = -3,01 \text{ т.}$$

От действия силы  $Q$  рассчитываем усилия в стержнях фермы по диаграмме Кремоны (фиг. 429). Результаты приведены ниже в сводной таблице.



Фиг. 429.

### § 105. Проверка сечений в стержнях колонны

Стержень 1. Расчетное усилие в стержне  $P = -36\,000$  кг (см. ниже сводную таблицу усилий в стержнях колонны, из каковой таблицы приведены в дальнейшем усилия всех проверяемых расчетом стержней).

Стержень состоит из двух уголков  $130 \cdot 85 \cdot 10$ .

Площадь сечения  $F = 20,65 \cdot 2 = 41,30$  см<sup>2</sup>.

Наименьший момент инерции (фиг. 430):

$$J_x = 2(119,1 + 20,65 \cdot 2,02^2) = 2 \cdot 240 = 480 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{480}{41,3}} = 3,4 \text{ см.}$$

Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r_x} = \frac{240}{3,4} = 73,5 \sim 74;$$

$$\varphi = 0,671.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \cdot \varphi = 1400 \cdot 0,671 = 940 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{36000}{41,3} = 870 \text{ кг/см}^2 < 940 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 2. Расчетное усилие в стержне  $P = -31700$  кг.

Стержень состоит из двух уголков  $130 \cdot 85 \cdot 10$ .

Площадь сечения  $F = 41,3 \text{ см}^2$ .

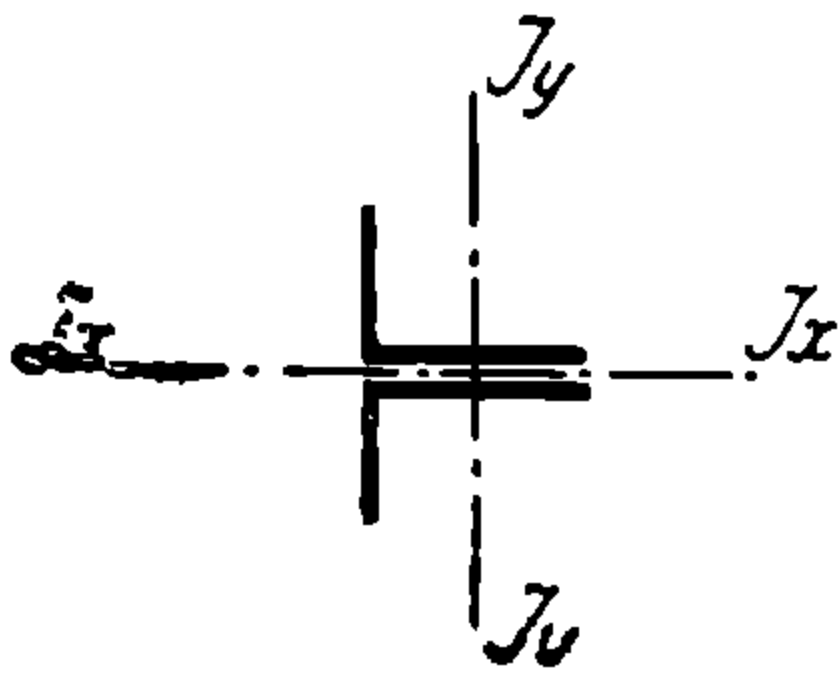
Наименьший момент инерции  $J_x = 480 \text{ см}^4$ .

Радиус инерции  $r_x = 3,4 \text{ см}$ .

Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r_x} = \frac{220}{3,4} = 65;$$

$$\varphi = 0,707.$$



Фиг. 430.

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,707 = 980 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в поясе:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{31700}{41,3} = 770 \text{ кг/см}^2 < 980 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 3. Расчетное усилие в стержне  $P = -27500$  кг.

Стержень состоит из двух уголков  $130 \cdot 85 \cdot 10$ .

Площадь сечения:

$$F = 41,3 \text{ см}^2.$$

Наименьший момент инерции:

$$J_x = 480 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_x = 3,4 \text{ см}.$$

Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r_x} = \frac{200}{3,4} = 5,9; \quad \varphi = 0,724.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,724 = 1015 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{27500}{41,3} = 665 \text{ кг/см}^2 < 1015 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 4. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -23400 \text{ кг}.$$

Стержень состоит из двух уголков  $130 \cdot 85 \cdot 10$ .

Площадь сечения:

$$F = 41,3 \text{ см}^2.$$

Наименьший момент инерции:

$$J_x = 480 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_x = 3,4 \text{ см.}$$

Гибкость стержня:

$$\lambda = \frac{l}{r_x} = \frac{180}{3,4} = 53;$$

$$\varphi = 0,739.$$

Допускаемое напряжение:

$$[\sigma] \varphi = 1400 \cdot 0,739 = 1035 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{23400}{41,3} = 567 \text{ кг/см}^2 < 1035 \text{ кг/см}^2.$$

Стержни 5 и 6. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -19300 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков 130 · 85 · 10.

Площадь сечения:

$$F = 41,3 \text{ см}^2.$$

Наименьший момент инерции:

$$J_x = 480 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_x = 3,4 \text{ см.}$$

Гибкость стержня:

$$\lambda = \frac{l}{r_x} = \frac{170}{3,4} = 50;$$

$$\varphi = 0,746.$$

Допускаемое напряжение:

$$[\sigma] \varphi = 1400 \cdot 0,746 = 1045 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{19300}{41,3} = 477 \text{ кг/см}^2 < 1045 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 7. Расчетное усилие в стержне:

$$P = +11800 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного уголка 130 · 85 · 10.

Площадь уголка:

$$F = 20,65 \text{ см}^2.$$

Площадь заклепок:

$$F_1 = 3,20 \text{ см}^2.$$

$$F_{\text{нетто}} = 17,45 \text{ см}^2.$$



Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} = \frac{11\,800}{17,45} = 675 \text{ кг/см}^2 < 1\,400 \text{ кг/см}^2.$$

По 4-му случаю стержень сжат силой, равной 6 400 кг.  
Наименьший момент инерции:

$$J_x = 240 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{240}{20,65}} = 3,4;$$

$$\frac{l}{r_x} = \frac{463}{3,4} = 133,5;$$

$$\varphi = 0,37;$$

$$[n] \varphi = 1\,400 \cdot 0,37 = 518 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{брутто}}} = \frac{6\,400}{20,65} \cong 310 \text{ кг/см}^2 < 518 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 8. Расчетное усилие в стержне:

$$P = + 10\,700 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного уголка 130 · 85 · 10.  
Площадь сечения:

$$F_{\text{нетто}} = 17,45 \text{ см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} = \frac{10\,700}{17,45} = 615 \text{ кг/см}^2 < 1\,400 \text{ кг/см}^2.$$

По 4-му случаю стержень сжат силой, равной 4 400 кг/см<sup>2</sup>.  
Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r} = \frac{422,6}{3,4} = 125,$$

$$\varphi = 0,42;$$

$$[n] \varphi = 1\,400 \cdot 0,42 = 588 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{бр}}} = \frac{4\,400}{20,65} = 21,3 \text{ кг/см}^2 < 588 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 9. Расчетное усилие в стержне:

$$P = + 9\,600 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного уголка 130 · 85 · 10.  
Площадь сечения:

$$F_{\text{нетто}} = 17,45 \text{ см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} = \frac{9\,600}{17,45} = 550 \text{ кг/см}^2 < 1\,400 \text{ кг/см}^2.$$

По 4-му случаю стержень сжат силой, равной 2 200 кг.  
Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r} = \frac{380}{3,4} = 112;$$

$$\varphi = 0,58.$$

Запас прочности очевиден.

Стержень 10. Усилие в стержне:

$$P = + 8 200 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного уголка 130 · 85 · 10.

Площадь сечения:

$$F_{\text{нетто}} = 17,45 \text{ см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} = \frac{8 200}{17,45} = 470 \text{ кг/см}^2 < 1 400 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень имеет тормозное усилие, равное — 600 кг.

Гибкость стержня:

$$\frac{e}{r} = \frac{342,8}{3,4} = 101;$$

$$\varphi = 0,57.$$

Запас прочности очевиден.

Стержень 11. Расчетное усилие в стержне:

$$P = + 11 800 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного уголка 130 · 85 · 10.

Площадь сечения:

$$F_{\text{нетто}} = 17,45 \text{ см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} = \frac{11 800}{17,45} = 678 \text{ кг. см}^2 < 1400 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 12. Расчетное усилие в стержне:

$$P = - 8 900 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков 65 · 65 · 8.

Площадь сечения

$$F = 15,02 \text{ см}^2.$$

Наименьший момент инерции (фиг. 431):

$$J_x = 58,72 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{58,72}{15,02}} = 1,98 \text{ см.}$$

Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r} = \frac{185}{1,98} = 93,5;$$

$$\varphi = 0,557.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,557 = 780 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{8900}{15,02} = 590 \text{ кг/см}^2 < 780 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 13. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -8900 \text{ кг.}$$



Фиг. 431.

Стержень состоит из двух уголков 65 · 65 · 8 (фиг. 431).

Площадь сечения:

$$F = 15,02 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 58,72 \text{ см}^4;$$

$$r_x = 1,98 \text{ см.}$$

Гибкость стержня

$$\frac{l}{r_x} = \frac{144,9}{1,98} = 73;$$

$$\varphi = 0,675.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,675 = 945 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{8900}{15,02} = -590 \text{ кг/см}^2 < 945 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 14. Расчетное усилие в стержне:

$$P = 12200 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков 65 · 65 · 8.

Площадь уголков:

$$F = 15,02 \text{ см}^2.$$

Площадь заклепок:

$$F_1 = 2,56 \text{ см}^2.$$

$$F_{\text{нетто}} = 12,46 \text{ см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} = \frac{12200}{12,46} = 980 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 15. Расчетное усилие в стержне:

$$P = +3300 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков 75 · 50 · 8 (фиг. 432).  
Площадь сечения:

$$F_{\text{брутто}} = 18,86 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{нетто}} = 16,38 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} = \frac{3300}{16,38} = 201 \text{ кг/см}^2 < 1400 \text{ кг/см}^2.$$

По 3-му случаю стержень сжат силой, равной 1600 кг.  
Наименьший момент инерции:

$$J_y = 84,14 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{84,14}{18,86}} = 2,1 \text{ см.}$$

Гибкость инерции:

$$\frac{l}{r} = \frac{231}{2,1} = 110;$$

$$\varphi = 0,437.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,437 = 320 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{брутто}}} = \frac{1600}{18,86} = 85 \text{ кг/см}^2 < 320 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 16. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -3200 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков 75 · 50 · 8.

Площадь сечения

$$F = 18,86 \text{ см}^2.$$

Наименьший момент инерции (фиг. № 432)

$$J_y = 84,14 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_y = 2,1 \text{ см.}$$

Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r_y} = \frac{270}{2,1} = 128,5; \varphi = 0,293.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,293 = 410 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{3200}{18,86} = 170 \text{ кг/см}^2 < 410 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 17. Расчетное усилие в стержне:

$$P = +2500 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков  $75 \cdot 50 \cdot 8$  (фиг. 432).  
Площадь сечения уголков:

$$F_{\text{брутто}} = 18,86 \text{ см}^2.$$

Площадь сечения заклепок:

$$F = 2,48 \text{ см}^2.$$

$$F_{\text{нетто}} = 16,38 \text{ см}^2.$$

Напряжение в стержне:

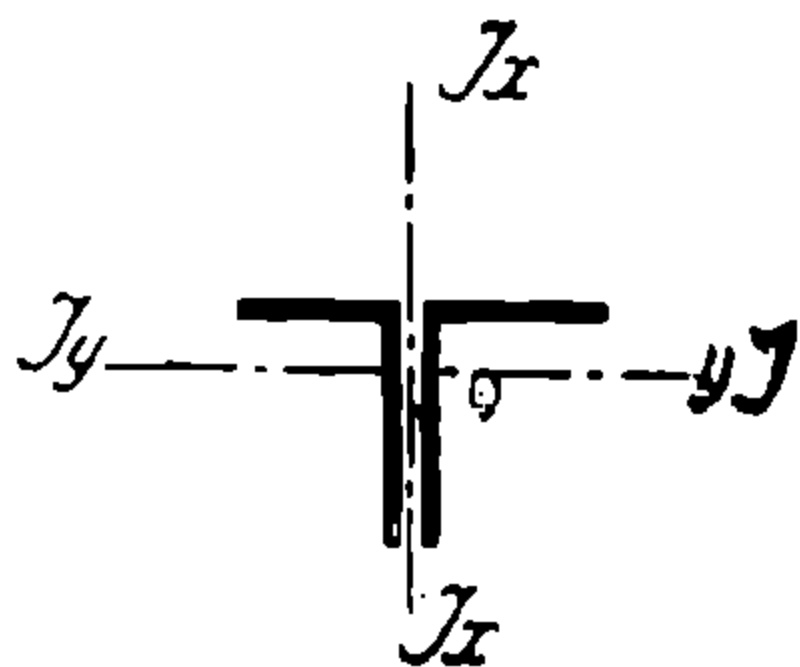
$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{нетто}}} = \frac{2500}{16,38} = 152,5 \text{ кг/см}^2 < 1400 \text{ кг/см}^2.$$

По 3-му случаю стержень сжат силой, равной 1300 кг.  
Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r_y} = + \frac{270}{2,1} = 128,5;$$

$$\varphi = 0,41.$$

Запас прочности по 3-му случаю очевиден.



Фиг. 432.

Стержень 18. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -2400 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков  $75 \cdot 50 \cdot 8$  (фиг. 432).  
Площадь сечения:

$$F = 18,86 \text{ см}^2;$$

$$J_y = 84,14 \text{ см}^4;$$

$$r_y = 2,1 \text{ см.}$$

Гибкость стержня;

$$\frac{l}{r_y} = \frac{315}{2,1} = 150;$$

$$\varphi = 0,196.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \cdot \varphi = 1400 \cdot 0,196 = 275 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{2400}{18,86} = 127,5 \text{ кг/см}^2 < 275 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 19. Расчетное усилие в стержне:

$$P = +2250 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков  $75 \cdot 50 \cdot 8$  (фиг. 432).  
Площадь сечения:

$$F = 18,86 \text{ см}^2;$$

$$F_{\text{нетто}} = 16,38 \text{ см}^2.$$

По 3-му случаю стержень сжат силой, равной 1 600 кг.

$$J_y = 84,14 \text{ см}^4;$$
$$r_y = 2,1 \text{ см.}$$

Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r_y} = \frac{315}{2,1} = 150;$$
$$\varphi = 0,196.$$

Допускаемое напряжение на сжатие:

$$[n] \varphi = 1\,400 \cdot 0,196 = 274 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{2\,250}{16,38} = 138 \text{ кг/см}^2 < 1\,400 \text{ кг/см}^2;$$
$$\sigma = \frac{1\,600}{18,86} = 85 \text{ кг/см}^2 < 274 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 20. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -2\,100 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков 90 · 60 · 8 (фиг. 432).

Площадь сечения:

$$F = 22,9 \text{ см}^2.$$

Наименьший момент инерции:

$$J_y = 146,7 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{146,7}{22,9}} = 2,54.$$

Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r_y} = \frac{363}{2,54} = 140;$$
$$\varphi = 0,536.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1\,400 \cdot 0,536 = 592 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{2\,100}{22,9} = 92 \text{ кг/см}^2 < 592 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 21. Усилие в стержне:

$$P = -1\,400 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков  $90 \cdot 60 \cdot 8$  (фиг. 432).

Площадь сечения:

$$\begin{aligned} F &= 22,9 \text{ см}^2; \\ F_{\text{нетто}} &= 20,42 \text{ см}^2; \\ J_y &= 146,7 \text{ см}^4; \\ r_y &= 2,54 \text{ см}. \end{aligned}$$

Гибкость стержня:

$$\begin{aligned} \frac{l}{r} &= \frac{363}{2,54} = 140; \\ \varphi &= 0,237. \end{aligned}$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,237 = 332 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = -\frac{1400}{22,9} = 89 \text{ кг/см}^2 < 332 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 22. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -1700 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков  $90 \cdot 60 \cdot 8$  (фиг. 432).

Площадь сечения:

$$\begin{aligned} F &= 22,9 \text{ см}^2; \\ J_y &= 146,7 \text{ см}^4; \\ r_y &= 2,54 \text{ см}. \end{aligned}$$

Гибкость стержня:

$$\begin{aligned} \frac{l}{r_y} &= \frac{422,5}{2,54} = 166,5; \\ \varphi &= 0,167. \end{aligned}$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,167 = 234 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{1700}{22,9} = 78 \text{ кг/см}^2 < 234 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 23. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -2100 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного швеллера 16 (фиг. 433).

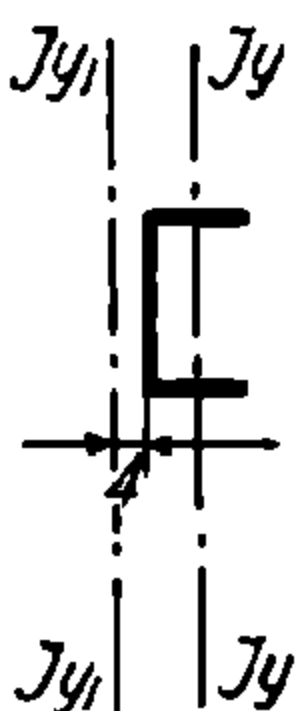
Площадь сечения:

$$\begin{aligned} F_{\text{брутто}} &= 24,92 \text{ см}^2; \\ F_{\text{нетто}} &= 22,36 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Фиг. 433.

Наименьший момент инерции:

$$J_y = 179,4 \text{ см}^4.$$



Радиус инерции:

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{179,4}{24,92}} = 2,68 \text{ см.}$$

Гибкость стержня:

$$\frac{l}{r} = \frac{350}{2,65} = 130,5;$$
$$\varphi = 0,287.$$

Допускаемое напряжение:

$$[\sigma] \varphi = 1400 \cdot 0,287 = 402 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F_{\text{брутто}}} = \frac{2100}{24,92} = 84 \text{ кг/см}^2 < 402 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 24. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -1500 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного уголка 80 · 80 · 10.

Площадь сечения:

$$F = 15,11 \text{ см}^2.$$

Момент инерции:

$$J_x = 87,2 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{87,2}{15,11}} = 2,4 \text{ см.}$$

Гибкость стержня

$$\frac{l}{r_x} = \frac{218}{2,4} = 90,5;$$
$$\varphi = 0,576.$$

Допускаемое напряжение:

$$[\sigma] \varphi = 1400 \cdot 0,576 = 805 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{P}{F} = \frac{1500}{15,11} = 99 \text{ кг/см}^2 < 805 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 25. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -1700 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного уголка 80 · 80 · 10

$$F = 15,11 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 87,2 \text{ см}^4;$$

$$r_x = 2,4 \text{ см};$$

$$\frac{l}{r_x} = \frac{232}{2,4} = 97;$$

$$\varphi = 0,536.$$



Таблица усилий в стержнях колонны

№ стержней	Усилия в стержнях кг						Расчетное усилие кг	Профиль	Момент инерции см <sup>4</sup>	Радиус инерции см	l длина стержня	γ	Площадь сечения стержня см <sup>2</sup>	Допускаемые напряжения кг/см <sup>2</sup>	Напряжение в стержнях кг/см <sup>2</sup>
	1-й случай	2-й случай	3-й случай	4-й случай	5-й случай	Тормозные усилия									
1	-21000	-9500	-16000	-1100	-15200	+15000	-36000	130.85.10	480	3,4	240	74	41,30	940	-870
2	-20600	-11000	-14500	-900	-15800	+11100	-31700		480	3,4	220	65	41,30	980	-770
3	-20200	-13200	-12500	-3200	-16500	+7300	-27500		480	3,4	200	59	41,30	1015	-665
4	-19800	-15700	-11000	-5200	-17500	+3600	-23400		480	3,4	180	53	41,30	1035	-567
5	-19300	-19000	-8800	-8100	-18900	-	-19300		480	3,4	170	50	41,30	1045	-477
6	-19300	-19000	-8800	-8100	-18900	-	-19300		480	3,4	170	50	41,30	1045	-477
7	+9000	+1600	+9000	-6400	+3500	+2800	+11800		240	3,4	463	133,5	17,45	1400	+675
8	+8500	+300	+7200	-4400	+4200	+2200	+1070		240	3,4	422	125	17,45	1400	+615
9	+8100	+2300	+5400	-2200	+5100	+1500	+9600		240	3,4	380	112	17,45	1400	+550
10	+7600	+5400	+3500	+300	+6200	+600	+8200		240	3,4	342	101	17,45	1400	+470
11	+11800	+11100	+5000	+3800	+11300	-	+11800	240	3,4	241	70	17,45	1400	-678	
12	-8000	-8900	-3000	-4300	-8000	-	-8900	65.65.8	58,7	1,98	185	93,5	15,02	7802	-590
13	-8000	-8900	-3000	-4300	-8000	-	-8900	65.65.8	58,7	1,98	144,9	73	15,02	945	-590
14	+12200	+12200	+4800	+4800	+12200	-	+12200	65.65.8	58,7	1,98	230	116	12,46	1400	+980
15	+400	+2500	-1600	-2100	+1000	+800	+3300	75.50.8	84,14	2,1	331	110	16,38	1400	+202
16	-300	-2400	+1500	-2100	-1000	+800	-3200	75.50.8	84,14	2,1	270	128,5	16,38	410	-170
17	+200	+1900	-1300	+1600	+800	+600	+2500	75.50.8	84,14	2,1	270	128,5	16,38	1400	+152

- 1800	+ 1200	-1600	- 800	+ 600	- 2400	75.50.8	84,14	2,1	315	150	18,1
+ 1750	- 1600	+2000	+ 600	+ 500	+ 2250	75.50.8	84,14	2,1	315	150	16,1
- 1700	+ 1600	-1800	- 600	+ 400	- 2100	90.60.8	146,7	2,54	363	140	22,1
+ 1400	- 1400	+1500	+ 500	+ 400	- 1400	90.60.8	146,7	2,54	363	140	22,1
- 1400	+ 1300	-1700	- 500	+ 400	- 1700	90.60.8	146,7	2,54	422,5	166,5	22,1
+ 1300	- 2100	-2100	- 400	+ 1900	- 2100	№ 16	179,4	2,68	350	130,5	24,1
-	-	-	-	+ 1500	± 1500	80.80.10	87,2	2,4	218	90,5	15,1
-	-	-	-	+ 1500	± 1700	80.80.10	87,2	2,4	232	97	15,1
-	-	-	-	+ 1700	± 1700	80.80.10	87,2	2,4	232	97	15,1
-	-	-	-	+ 1800	± 1800	80.80.10	87,2	2,4	232	97	15,1
-	-	-	-	+ 1800	± 1800	80.80.10	87,2	2,4	248	103	15,1
-	-	-	-	+ 2000	± 2000	80.80.10	87,2	2,4	248	103	15,1
-	-	-	-	+ 2000	± 2000	80.80.10	87,2	2,4	248	103	15,1
-	-	-	-	+ 2000	± 2000	80.80.10	87,2	2,4	268	112	15,1
-	-	-	-	+ 2000	± 2000	80.80.10	87,2	2,4	268	112	15,1
-	-	-	-	+ 2000	± 2000	80.80.10	87,2	2,4	268	112	15,1
-	-	-	-	+ 2100	± 2100	80.80.10	87,2	2,4	276	115	15,1
-	-	-	-	+ 2100	± 2100	80.80.10	87,2	2,4	276	115	15,1
-	-	-	-	+ 1130	± 1130	65.65.8	75,32	1,97	160	81,2	19,1
-	-	-	-	- 1130							

ч а н и е. Как видно, сечения всех стержней взяты с чрезмерным запасом прочности.

НТБ  
ДНУЖТ

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1\,400 \cdot 0,536 = 750 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{1\,700}{15,11} = 113 \text{ кг/см}^2 < 750 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 26. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -1\,800 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из одного уголка 80 · 80 · 10.

$$F = 5,11 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 87,2 \text{ см}^4;$$

$$r_x = 2,4 \text{ см.}$$

$$\frac{l}{r_x} = \frac{232}{2,4} = 97; \varphi = 0,536.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 750 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{1\,800}{15,11} = 119 \text{ кг/см}^2 < 750 \text{ кг/см}^2.$$

Стержни 27 и 28. Расчетное усилие в стержне

$$P = -2\,000 \text{ кг.}$$

Каждый стержень состоит из одного уголка 80 · 80 · 10.

$$F = 15,11 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 87,2 \text{ см}^4;$$

$$r_x = 2,4 \text{ см;}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{248}{2,4} = 103; \varphi = 0,492.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1\,400 \cdot 0,492 = 690 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{2\,000}{15,11} = 133 \text{ кг/см}^2 < 690 \text{ кг/см}^2.$$

Стержни 29 и 30. Расчетное усилие в стержне:

$$P = -2\,000 \text{ кг.}$$

Каждый стержень состоит из одного уголка 80 · 80 · 10.

$$F = 15,11 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 87,2 \text{ см}^4;$$

$$r_x = 2,4 \text{ см;}$$

$$\frac{l}{r_x} = \frac{268}{2,4} = 112;$$

$$\varphi = 0,421.$$

Допускаемое напряжение

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,421 = 590 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{2000}{15,11} = 133 \text{ кг/см}^2 < 590 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 31. Расчетное усилие в стержне

$$P = -2100 \text{ кг.}$$

Стержень составлен из одного уголка 80 · 80 · 10.

$$F = 15,11 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 87,2 \text{ см}^4;$$

$$r_x = 2,4 \text{ см};$$

$$l = \frac{276}{2,4} = 115;$$

$$\varphi = 0,396.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,396 = 555 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{2100}{15,11} = 139 \text{ кг/см}^2 < 555 \text{ кг/см}^2.$$

Стержень 32. Усилие в стержне:

$$P = -1130 \text{ кг.}$$

Стержень состоит из двух уголков 65 · 65 · 8.

$$F = 19,66 \text{ см}^2;$$

$$J_x = 75,32 \text{ см}^4;$$

$$r_x = 1,97 \text{ см};$$

$$l = \frac{160}{1,97} = 31,2;$$

$$\varphi = 0,63.$$

Допускаемое напряжение:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,63 = 882 \text{ кг/см}^2.$$

Напряжение в стержне:

$$\sigma = \frac{1130}{19,66} = 58 \text{ кг/см}^2 < 882 \text{ кг/см}^2.$$

## Г л а в а XVIII

### ПОВЕРОЧНЫЙ РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ ГЛАВНОЙ ФЕРМЫ МОСТОВОГО ЭЛЕКТРИЧЕСКОГО КРАНА

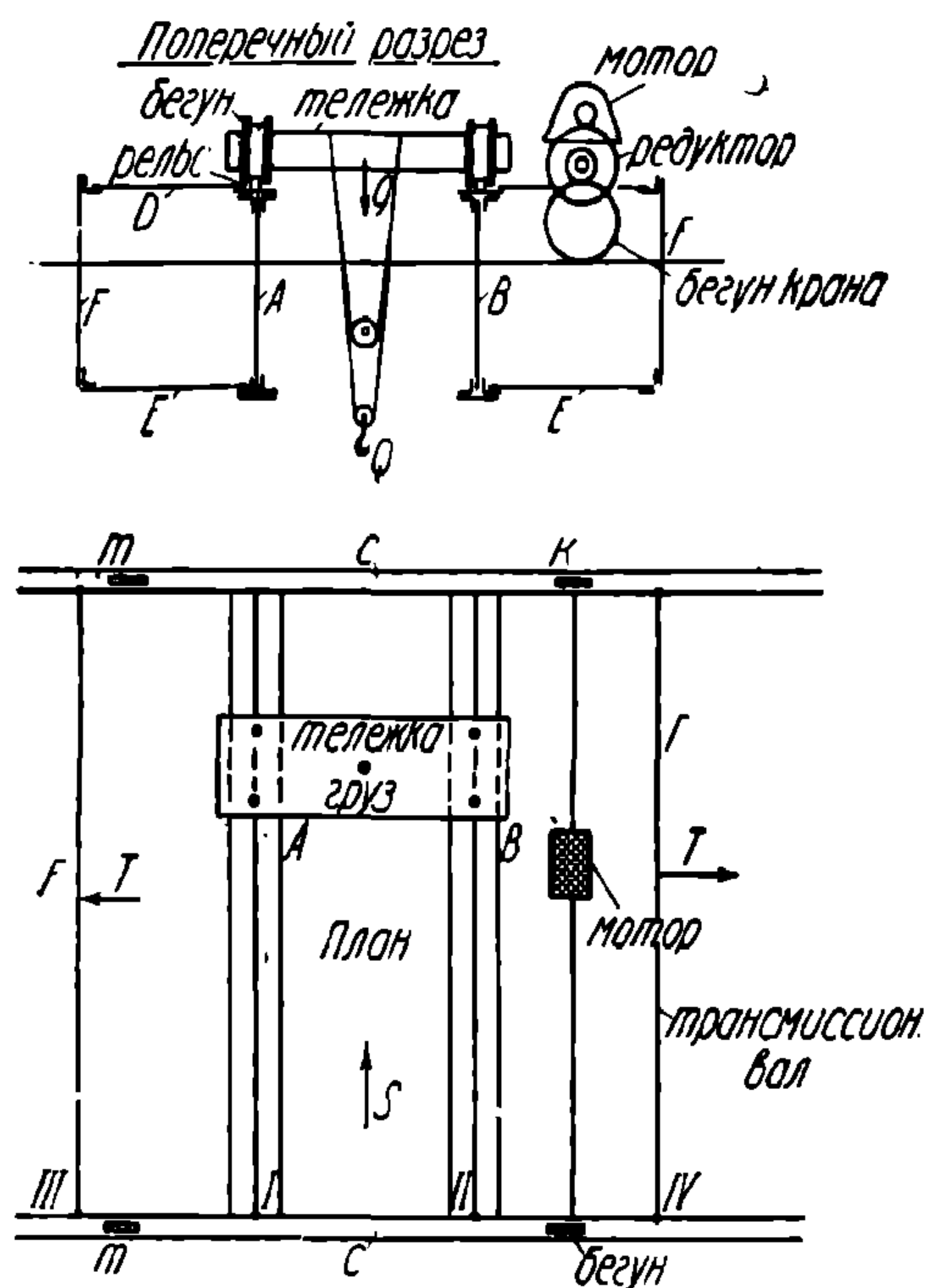
#### § 106. Общее описание сооружения (фиг. 434 и 435)

Мостовой электрический кран состоит из двух ферм А и В, соединенных между собой при помощи двух концевых балок (или ферм) С.

Фермы А и В называются главными фермами и несут постоянную нагрузку от собственного веса + подвижную нагрузку от давления

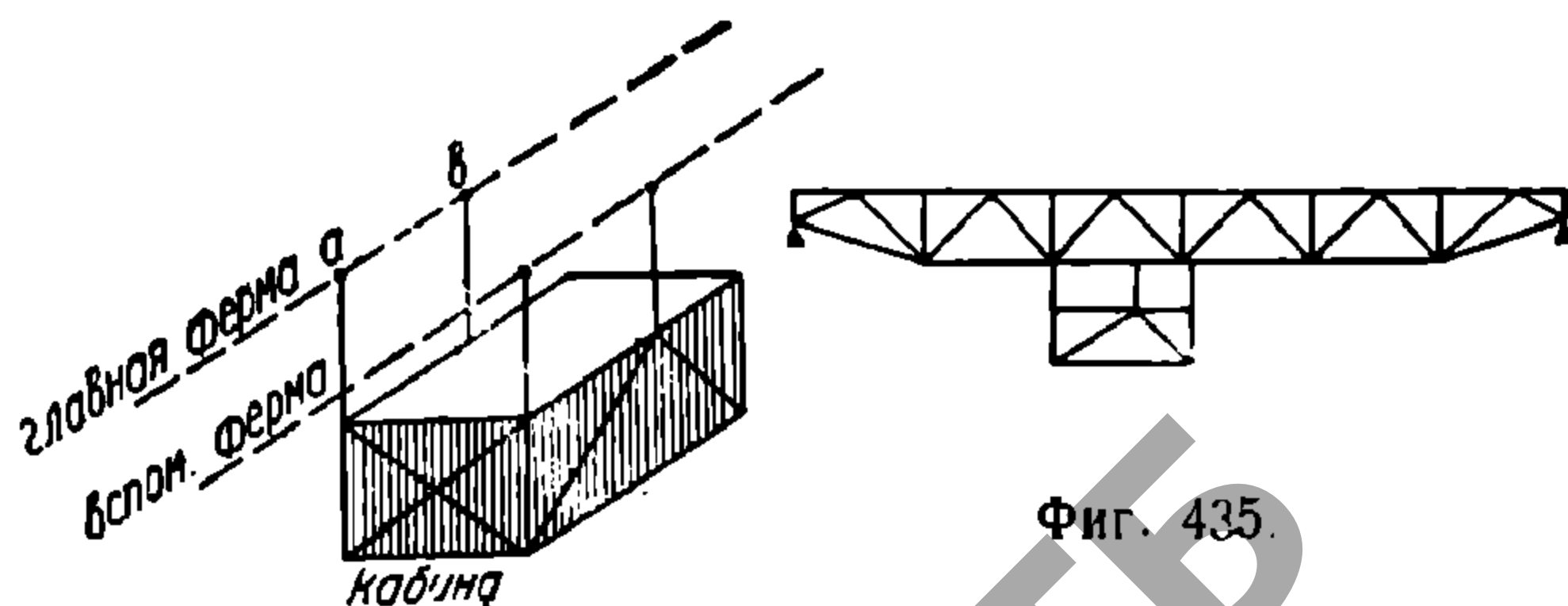
бегунов (колес) тележки. Тележка движется по фермам А и В в направлении стрелки S и в противоположном направлении.

Давление на каток тележки (P) складывается из  $\frac{1}{4}$  веса поднимаемого груза Q и  $\frac{1}{4}$  собственного веса тележки q.



Фиг. 434.

На одной из верхних горизонтальных площадок D размещается механизм для передвижения крана. Мотор механизма передвижения крана устанавливается на середине пролета на площадке и приводит



Фиг. 435.

во вращение трансмиссионный вал. Последний при помощи зубчатой передачи приводит в движение одновременно два бегуна крана k—k; два другие бегуна m—m поддерживают другую часть крана и следуют при движении за краном.

Для управления к крану подвешивается кабина (фиг. 435), в которой размещается электрическая аппаратура: контроллеры, сопротивления, реостаты и т. д., а также и машинист.

Кабина подвешивается (сбоку крана или посередине в зависимости от удобств при эксплуатации) к обеим фермам крана, главной и вспомогательной.

### § 107. Нагрузка на фермы крана

С трансмиссионной стороны на главную ферму *B* действует, как указано выше, подвижная нагрузка от бегунов тележки + собственный вес фермы *B* +  $\frac{1}{2}$  веса горизонтальных связей *D* и *E* +  $\frac{1}{2}$  веса трансмиссии +  $\frac{1}{2}$  веса кабины +  $\frac{1}{2}$  веса мотора, причем последние нагрузки следует приложить как сосредоточенные.

С противоположной стороны трансмиссии на ферму *A* действуют такие же силы, кроме веса трансмиссии, мотора и кабины.

Следовательно, ферма *B* находится в худших условиях, чем *A*, и обычно рассчитывают одну из них (т. е. *B*) и делают обе фермы одинаковыми.

Вспомогательная ферма *F* со стороны трансмиссии несет нагрузку = собственный вес +  $\frac{1}{2}$  веса горизонтальных связей +  $\frac{1}{2}$  веса трансмиссии +  $\frac{1}{2}$  веса мотора +  $\frac{1}{2}$  веса кабины.

Со стороны противоположной трансмиссии ферма *F* несет нагрузку только от собственного веса +  $\frac{1}{2}$  веса горизонтальных связей.

Концевые балки (или фермы *C*) испытывают давление от реакции главных ферм *A* и *B* в точках *I* и *II*, а также вспомогательных ферм *F* в точках *III* и *IV* при крайнем положении тележки на кране.

### § 108. Статический расчет главной фермы

#### Заданная нагрузка

Подъемная сила крана.	150	кг
Пролет фермы.	18 000	мм
База крана . . . . .	2 340	"
База тележки . . . . .	735	"
Вес тележки с электрооборудованием	3 000	кг
Вес главных ферм . . . . .	3 125	кг
Вес вспомогательных ферм	1 332	"
Вес концевых балок . . . . .	728	"
Вес связей и настила . . . . .	1 544	"
Вес фундаментов под мотор . . . . .	164	"
Вес кабины с электрооборудованием .	600	"
Вес трансмиссии без бегунов .	900	"
Вес бегунов с зубчатым ободом .	380	"
Вес бегунов без зубчатого обода.	230	"
Вес мотора для трансмиссии.	230	"
	<hr/>	
Итого вес моста.	9 233	кг

Постоянная нагрузка главной фермы составляется из собственного веса фермы  $\frac{3\ 125}{2} = 1\ 562,5 + \frac{1}{4}$  веса настила и связей

$$\frac{1544}{4} = 386 \text{ кг} + \frac{1}{2} \text{ веса фундаментов} \quad \frac{164}{2} = 82 \text{ кг} + \frac{1}{2} \text{ веса транс}$$

$$\text{миссии} = \frac{900}{2} = 450 \text{ кг.}$$

$$Q = 1562,5 + 386 + 82 + 450 = 2480,5 \text{ кг.}$$

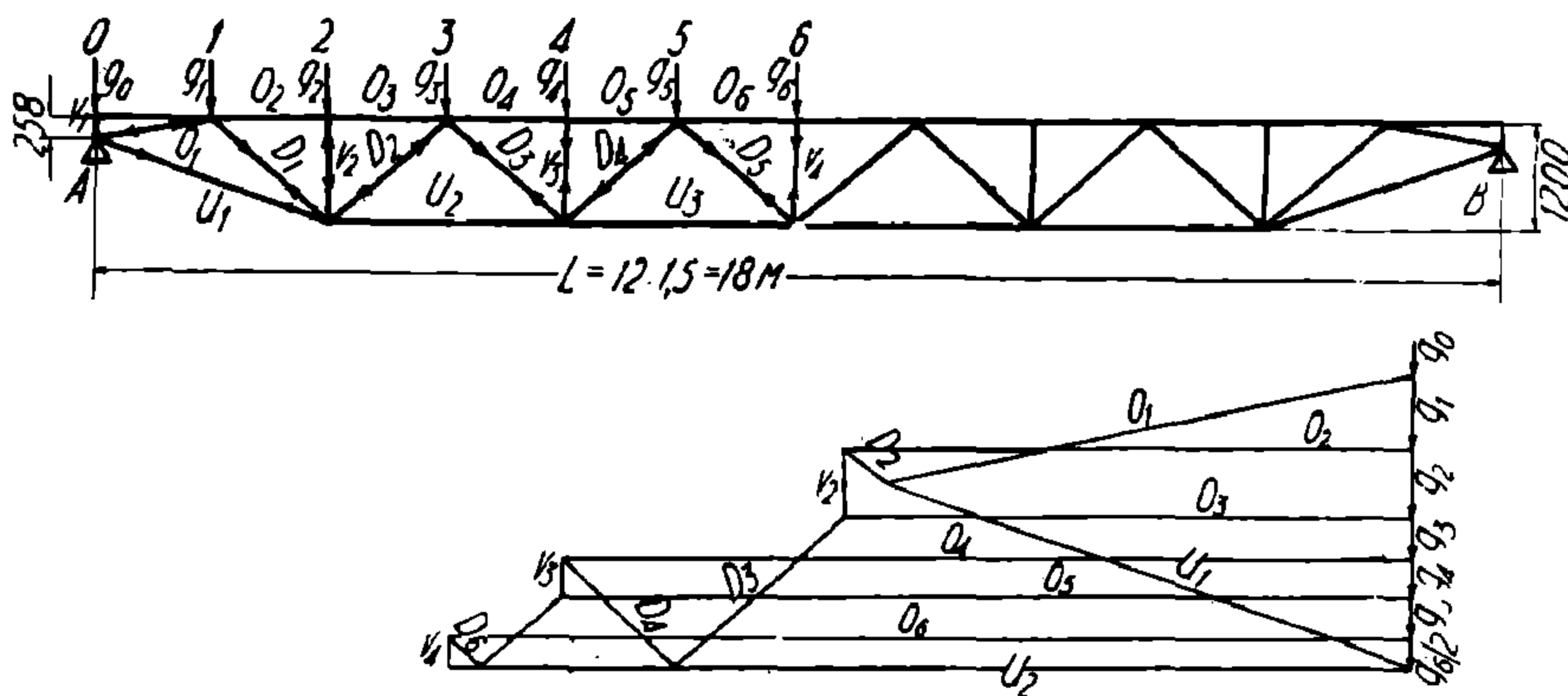
$$\text{Нагрузка на узел } g = \frac{Q}{12} = \frac{2480,5}{12} = 206,6 \sim 210 \text{ кг (фиг. 436).}$$

Кроме того, к узлам 1 и 2 приложено по  $\frac{1}{2}$  веса кабины  $\frac{600}{4} = 150 \text{ кг}$  и к узлу 6 половина веса мотора  $\frac{230}{2} = 115 \text{ кг}$ .

Нагрузка в узлах 1 и 2:  $g_1$  и  $g_2 = 210 + 150 = 360 \text{ кг}$ .

Нагрузка в узле 6:  $g_6 = 210 + 115 = 325 \text{ кг}$ .

Реакция опоры А (фиг. 436).



Фиг. 436.

Нагрузки в узлах:  $g_0 = 105 \text{ кг}$ ;  $g_1 = g_2 = 360 \text{ кг}$ ;  $g_3 = g_4 = g_5 = 210 \text{ кг}$ ;  $g_6 = 325 \text{ кг}$ .

Вес корзины, условимся считать, влияет только на опору А ввиду незначительной ее части, приходящейся на опору В:

$$A = 2g_1 + 3g_3 + \frac{g_6}{2} = 720 + 630 + 162,5 = 1512,5 \text{ кг.}$$

Определение усилий в элементах главной фермы от постоянной нагрузки произведено диаграммой Кремоны (фиг. 436). Ввиду симметрии рассчитана лишь половина ферм. Получены следующие величины усилий:

Верхний пояс:

$$\begin{aligned} O_1 &= -2,89 \text{ т} \\ O_2 &= -3,08 \text{ „} \\ O_3 &= -3,08 \text{ „} \\ O_4 &= -4,62 \text{ „} \\ O_5 &= -4,62 \text{ „} \\ O_6 &= -5,2 \text{ „} \end{aligned}$$

Нижний пояс:

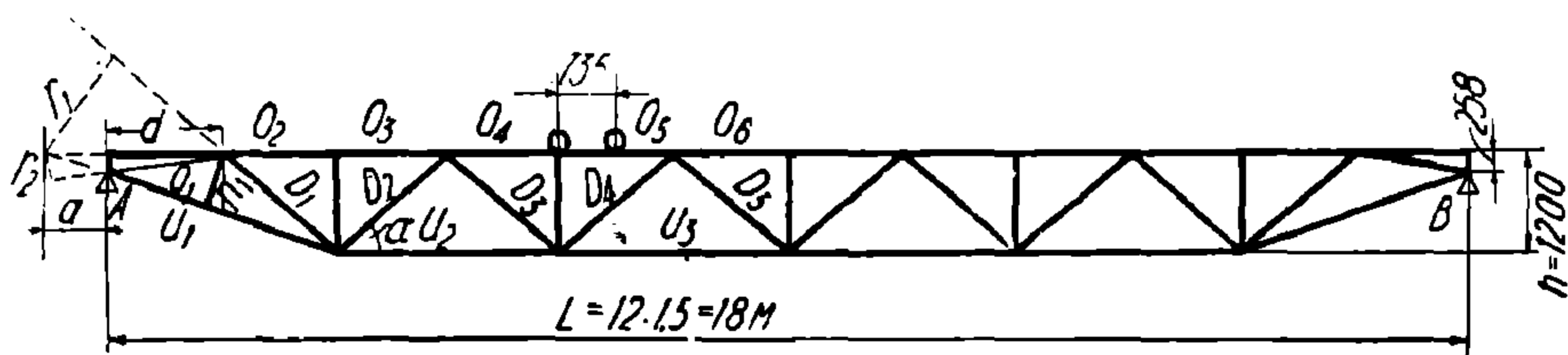
$$\begin{aligned} U_1 &= +3,02 \text{ т} \\ U_2 &= +3,99 \text{ „} \\ U_3 &= +5,04 \text{ „} \end{aligned}$$

Раскосы:	Стойки:
$D_1 = +0,33 \text{ м}$	$V_1 = -0,1 \text{ м}$
$D_2 = -1,21 \text{ „}$	$V_2 = -0,36 \text{ „}$
$D_3 = +0,84 \text{ „}$	$V_3 = -0,21 \text{ „}$
$D_4 = -0,54 \text{ „}$	$V_4 = -0,32 \text{ „}$
$D_5 = +0,25 \text{ „}$	

### § 109. Определение усилий в элементах главной фермы от подвижной загрузки

Определение этих усилий произведено помощью инфлюэнтных линий. Длина фермы:

$$L = 12 \cdot 1,5 = 18 \text{ м (фиг. 437).}$$



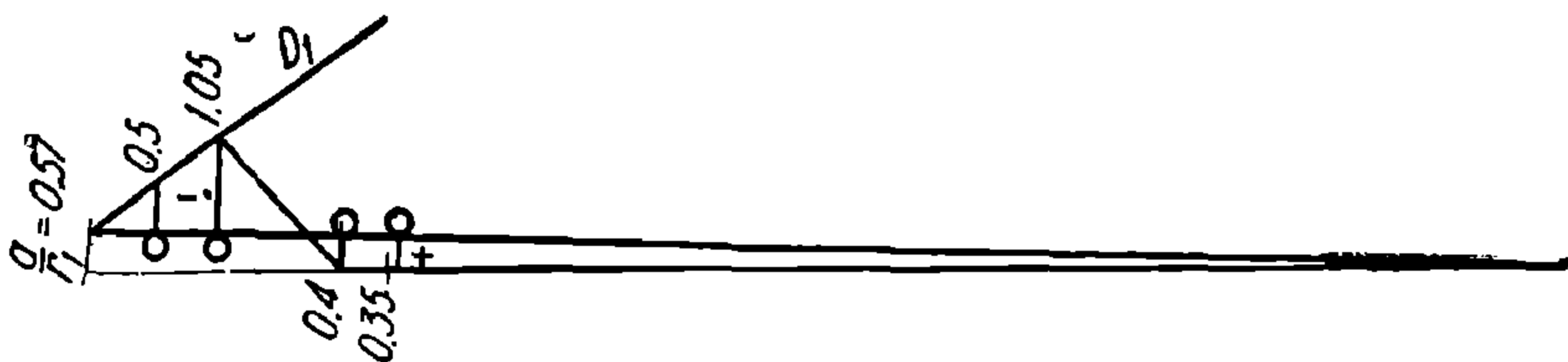
Фиг. 437.

Основные нагрузки (подвижные)

Вес тележки с электрооборудованием  $P = 3000 \text{ кг}$ .

Полезная нагрузка  $Q = 3150 \text{ кг}$ .

$$\begin{aligned} \text{Давление на бегун тележки } P_1 &= \frac{Q + P}{4} = \frac{3150 + 3000}{4} = \frac{6150}{4} = \\ &= 1537,5 \text{ кг. } P_1 \cong 1540 \text{ кг.} \end{aligned}$$



Фиг. 438.

Геометрические элементы фермы (фиг. 437)

$$a = 821 \text{ см; } r = 1440 \text{ см; } \sin \alpha = 0,638; \frac{1}{\sin \alpha} = 1,56; \frac{a}{r_1} = 0,57;$$

$$\frac{a+l}{r} = 13,00; \quad d = \frac{18}{12} = 1,5 \text{ см; } h_1 = 691 \text{ см; } r_2 = 492 \text{ см.}$$

Усилия в раскосах

Инфлюэнтные линии имеют два знака в зависимости от того, находится ли груз справа или слева от сечения (фиг. 438 — 442).

$$D_1 = -1,54(1,05 + 0,5) = -1,54 \cdot 1,55 = -2,36 \text{ т}$$

(когда грузы находятся над левой частью инфлюэнтной линии).

$D_1 = 1,54(0,4 + 0,35) = 1,54 \cdot 0,75 = +1,15 \text{ т}$  (когда грузы находятся над правой частью инфлюэнтной линии) (фиг. 438).



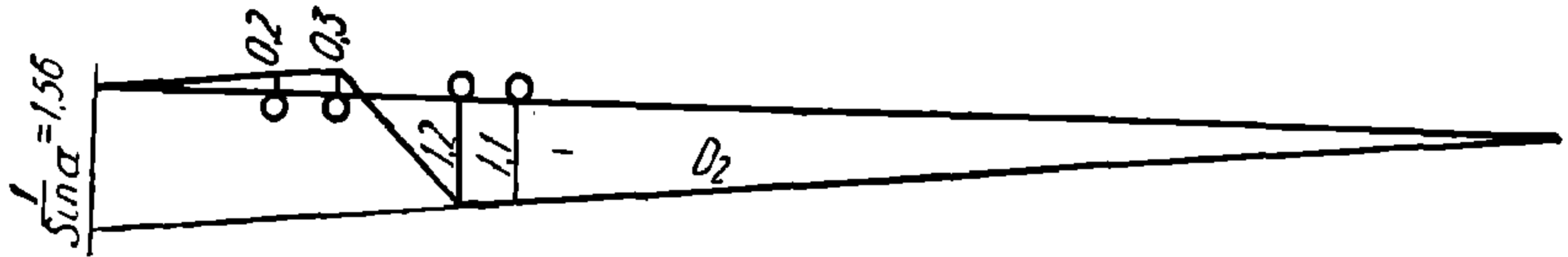
Число перед скобкой есть нагрузка ( $P = 1,54$ ), а в скобке — ординаты инфлюэнтной линии.

$$D_2 = 1,54(0,2 + 0,3) = 1,54 \cdot 0,5 = +0,77 \text{ т};$$

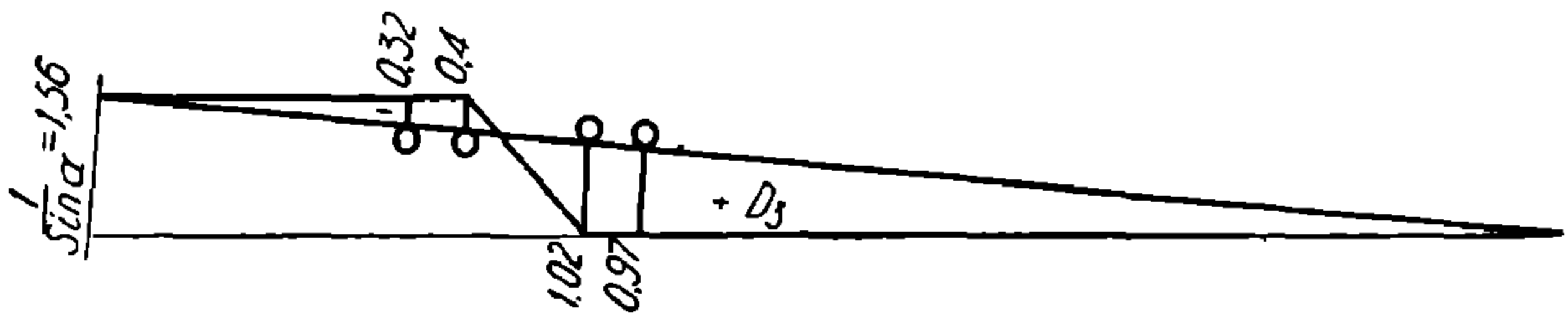
$$D_2 = -1,54(1,2 + 1,1) = -1,54 \cdot 2,3 = -3,53 \text{ т}; \text{ (фиг. 439);}$$

$$D_3 = -1,54(0,32 + 0,4) = -1,54 \cdot 0,72 = -1,09 \text{ т};$$

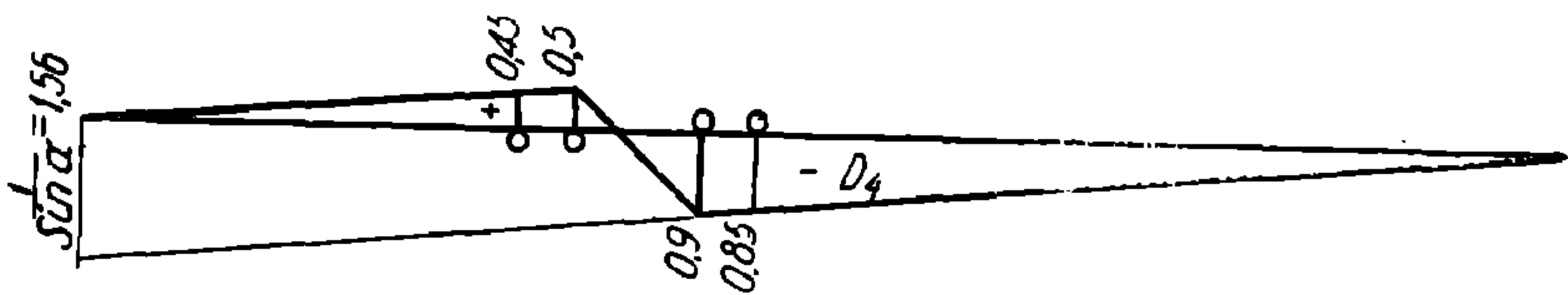
$$D_3 = +1,54(1,02 + 0,97) = +1,54 \cdot 1,99 = +3,07 \text{ т}; \text{ (см. фиг. 440);}$$



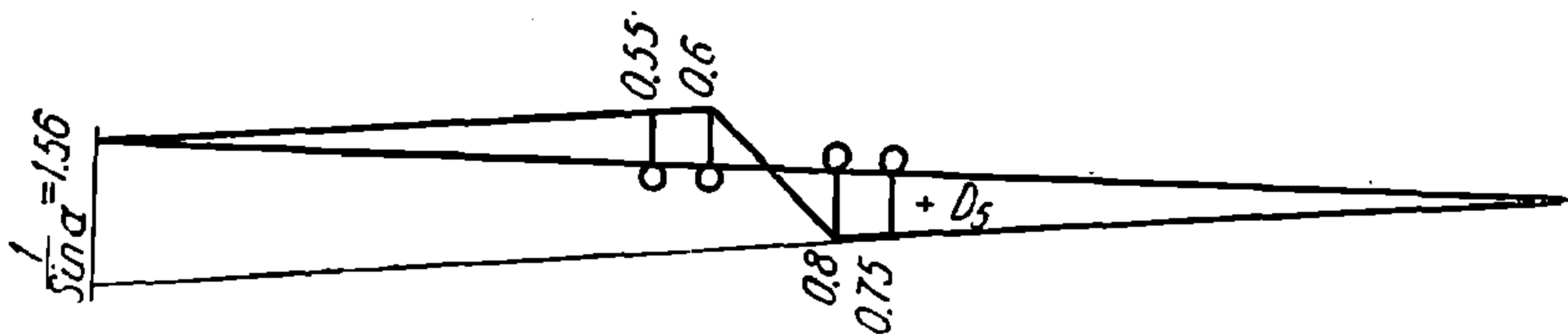
Фиг. 439.



Фиг. 440.



Фиг. 441.



Фиг. 442.

$$D_4 = 1,54(0,45 + 0,5) = +1,54 \cdot 0,95 = +1,49 \text{ т};$$

$$D_4 = -1,54(0,9 + 0,85) = -1,54 \cdot 1,75 = -2,69 \text{ т (см фиг. 441);}$$

$$D_5 = -1,54(0,55 + 0,6) = -1,55 \cdot 1,15 = -1,74 \text{ т};$$

$$D_5 = +1,54(0,8 + 0,75) = +1,54 \cdot 1,55 = +2,36 \text{ т (фиг. 442);}$$

Определие усилий в поясах фермы по инфлюэнт-ным линиям

$$O_1 = -1,54(1,52 + 1,45) = 1,54 \cdot 2,97 = -4,54 \text{ т (фиг. 443);}$$

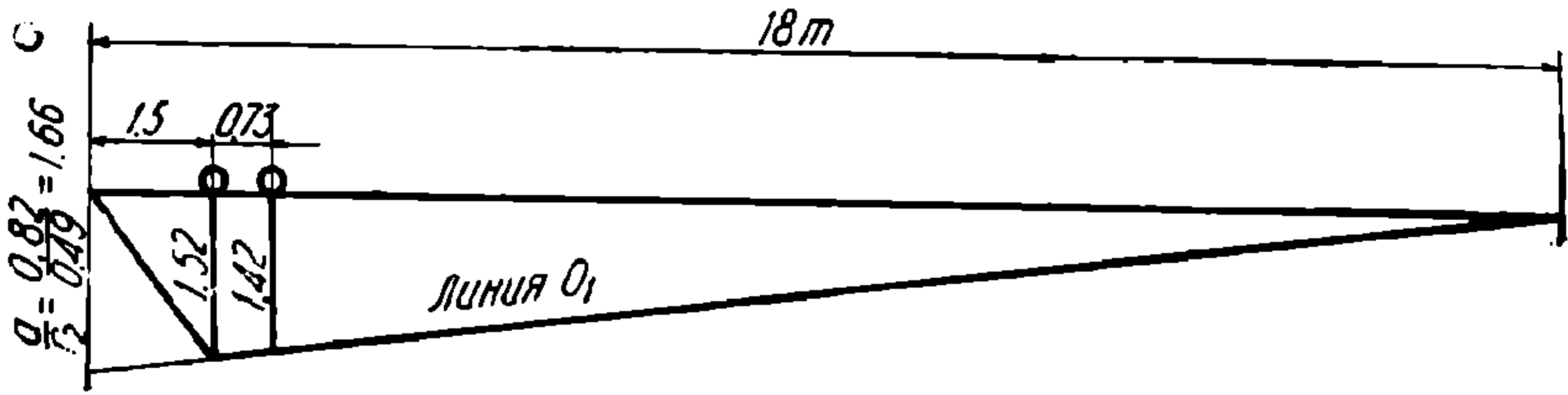
$$O_2 = -1,54(2,08 + 1,98) = 1,54 \cdot 4,06 = -6,22 \text{ т (фиг. 444);}$$

$$O_3 = O_2;$$

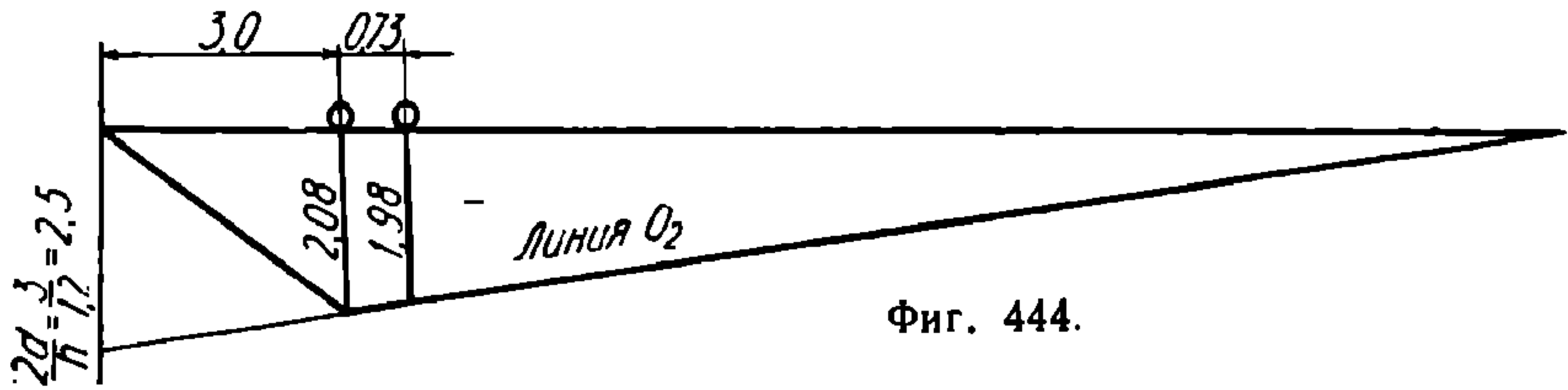
$$U_2 = 1,54(2,81 + 2,66) = 1,54 \cdot 5,47 = 8,37 \text{ т (фиг. 445);}$$

$$O_4 = -1,54(3,33 + 3,24) = -1,54 \cdot 6,57 = -10,66 \text{ т (фиг. 446);}$$

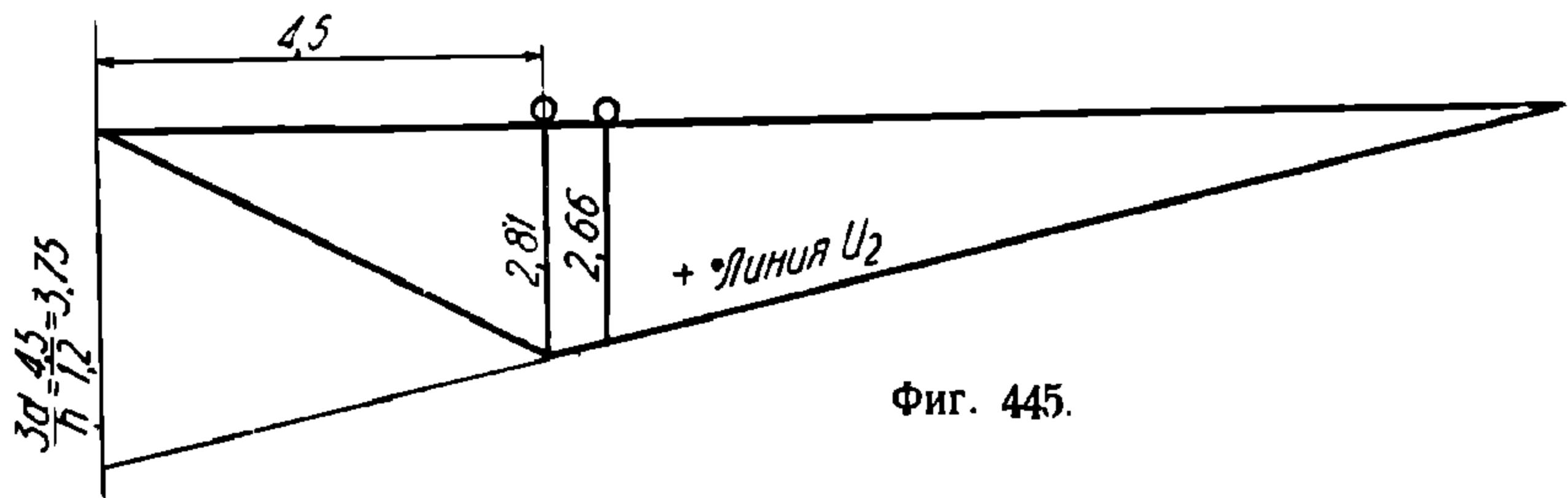
$$O_5 = O_4;$$



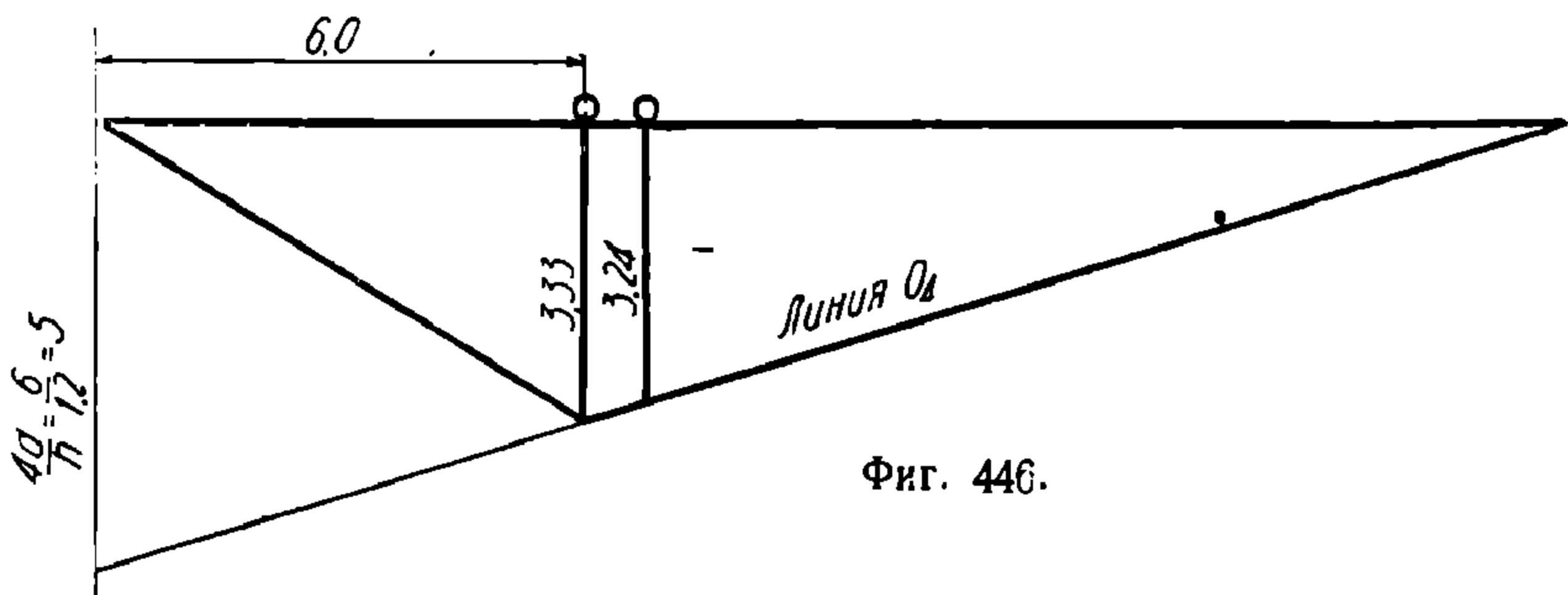
Фиг. 443.



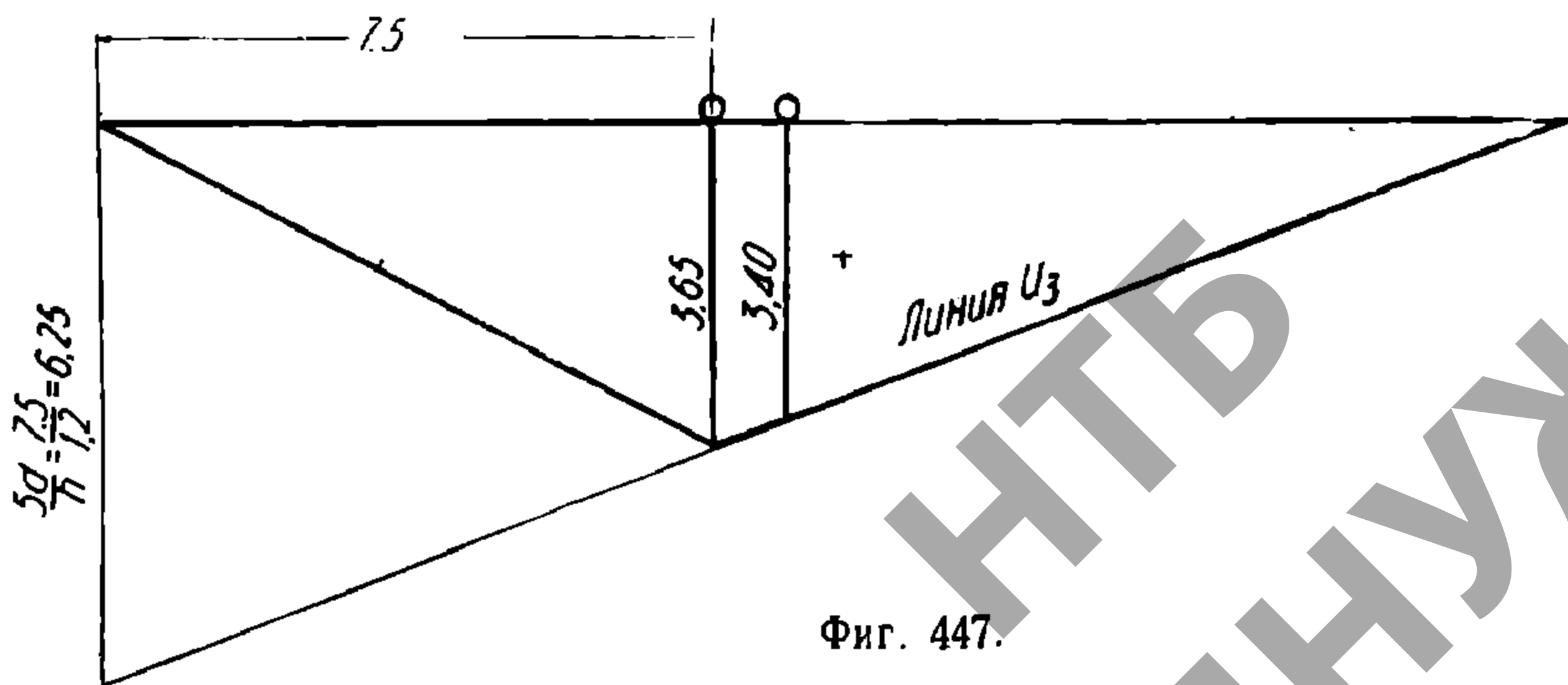
Фиг. 444.



Фиг. 445.



Фиг. 446.

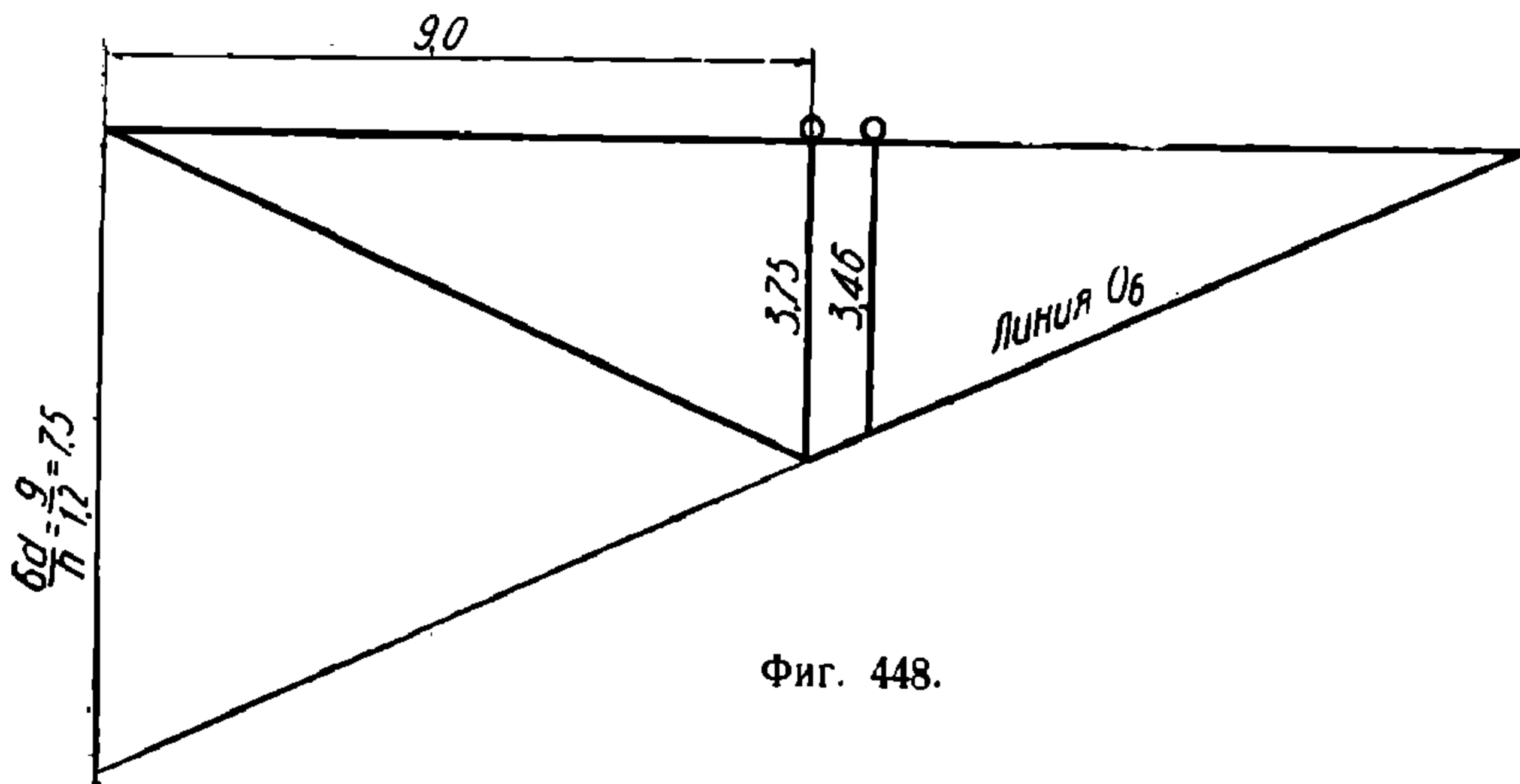


Фиг. 447.

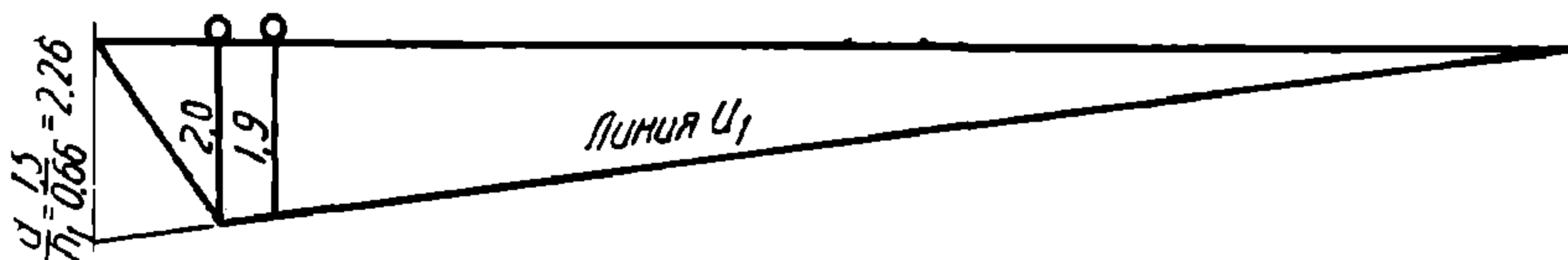
$$U_3 = 1,54(3,65 + 3,4) = 1,54 \cdot 7,05 = 10,85 \text{ т (фиг. 447);}$$

$$O_6 = -1,54(3,75 + 3,46) = 1,54 \cdot 7,21 = -11,1 \text{ т (фиг. 448);}$$

$$U_1 = +1,54(2,0 + 1,9) = 1,54 \cdot 3,9 = 6,01 \text{ т (фиг. 449).}$$



Фиг. 448.



Фиг. 449.

### § 110. Инерционные усилия, действующие на ферму крана по специальным указаниям для данного типа крана

1. Вертикальные:  $P_1 = 0,20Q_1$ , где  $Q_1$  — вес груза.
2. Горизонтальные: 1) Поперечные при торможении кранового моста:

$$P_2 = (Q + Q_1 + q) \cdot 0,07,$$

где  $Q$  — вес моста;  $Q_1$  — вес груза;  $q$  — вес тележки.

- 2) Продольные при торможении тележки  $P_3 = 0,1(Q_1 + q) \frac{n}{n_0}$

где  $n$  — число тормозных колес тележки;

$n_0$  — число колес тележки;

$Q_1$  — вес груза;

$q$  — вес тележки.

Вертикальные инерционные усилия учитываем, как сказано, повышением на 20% напряжения в элементах фермы от подвижной вертикальной нагрузки.

Определение усилия в верхнем поясе фермы от поперечных горизонтальных инерционных сил.

Горизонтальные поперечные усилия, будем считать, воспринимаются верхней горизонтальной фермой жесткости (на фиг. 423 обозначенной через  $D$ ), состоящей из верхних поясов главной и

вспомогательных ферм (на фиг. 434 обозначенных через  $A, B$  и  $F$ ) и настила. Означенную горизонтальную ферму, состоящую из железного листа со сквозными дырами, будем считать как сплошную балку, высота балки  $h = 1179$  мм; пролет  $L = 1800$  мм.

Вычислим момент инерции сечения балки—горизонтальных связей, обозначенной на фиг. 434 через  $D$ .

Расстояния от нейтральной оси балки (фиг. 450):

до верхнего волокна  $b = 57,9$  см,

до нижнего волокна  $a = 60$  см,

Момент инерции относительно нейтральной оси вертикального уголка

$$J_1 = 58,9 + 11,47 \cdot 36,92^2 = 15\,658 \text{ см}^4.$$

Момент инерции вертикального листа:

$$J_2 = \frac{0,4 \cdot 105,5^3}{12} + 0,4 \cdot 105,5 \cdot 3 \cdot 17^2 = 4\,285 \text{ см}^4;$$

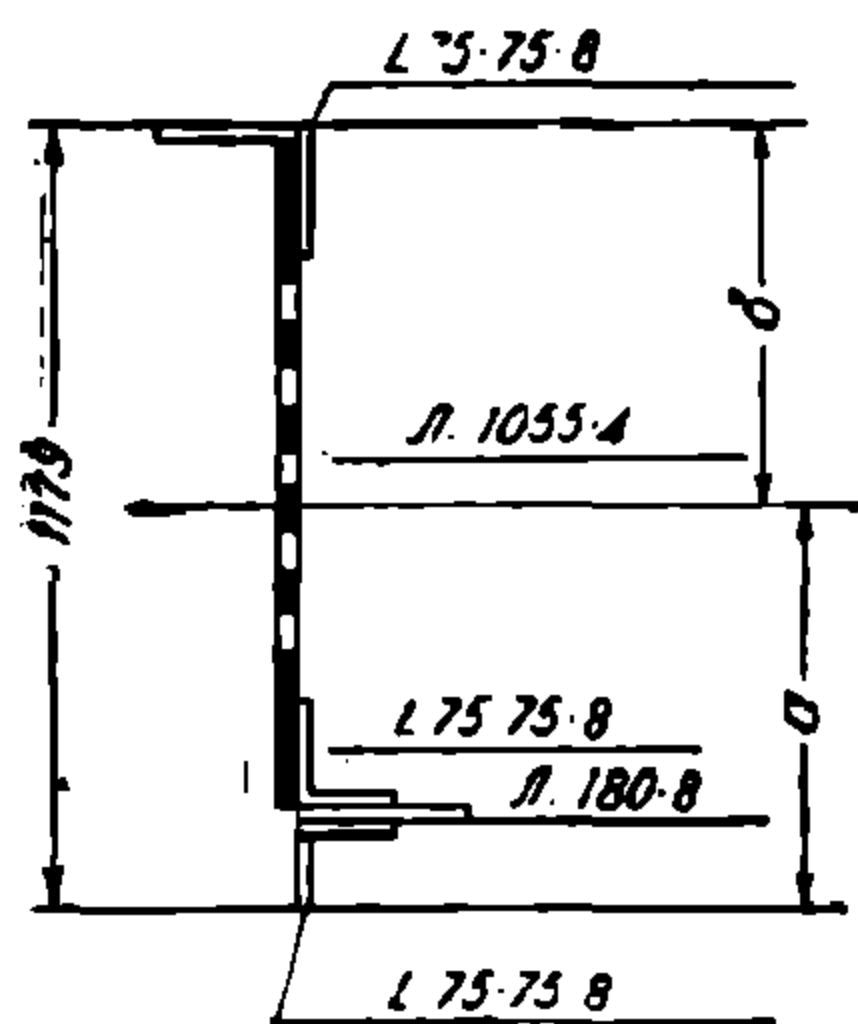
момент инерции горизонтального листа  $J_3 = 18,5 \cdot 0,8 \cdot 52,1^2 = 4\,050 \text{ см}^4$ ;

момент инерции второго уголка  $J_4 = 589 + 11,47 \cdot 49,6^2 = 28\,158 \text{ см}^4$ ;

момент инерции третьего уголка  $J_5 = 58,9 + 11,47 \cdot 54,62^2 = 34\,258 \text{ см}^4$ .

Момент инерции дыр в настиле считаем равным 30% от момента инерции всего листа  $J_6 = 1\,285 \text{ см}^4$ ;

$$J = J_1 + J_2 + J_3 + J_4 + J_5 - J_6 = 85\,087 \text{ см}^4 \approx 85\,000 \text{ см}^4.$$

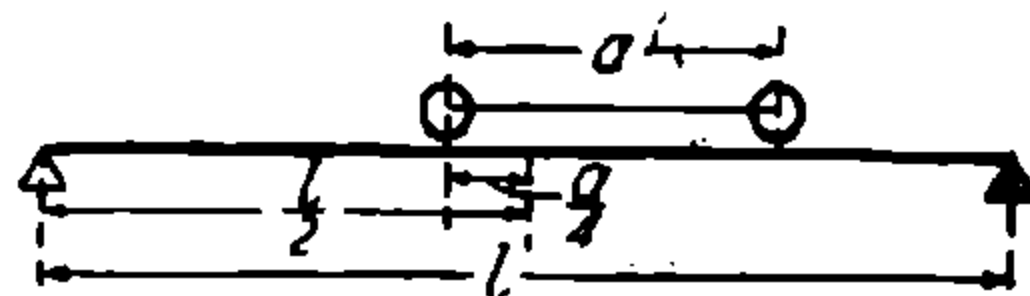


Фиг. 450.

Момент сопротивления:

$$W_b = \frac{J}{b} = \frac{85\,000}{57,9} = 1\,465 \text{ см}^3;$$

$$W_a = \frac{J}{a} = \frac{85\,000}{60} = 1\,415 \text{ см}^3.$$



Фиг. 451.

Определение  $M_{max}$

$$P_2 = (9\,283 + 3\,000 + 3\,150) \cdot 0,07 = 15\,283 \cdot 0,07 = 1\,069,81 \text{ кг.}$$

Давление на бегун тележки:

$$P = \frac{P_2}{4} = \frac{1\,069,81}{4} = 267,45 \approx 270 \text{ кг.}$$

$$M_{max} = Ax;$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{a}{4} = \frac{18}{2} - \frac{0,73}{4} = 9 - 0,18 = 8,82 \text{ м}$$

(невыгодная установка двух колес на балке по фиг. 451)

$$A = \frac{0,27(l-x) + 0,27(l-x-a)}{l} = \frac{0,27 \cdot 9,18 + 0,27 \cdot 8,09}{18};$$

$$A = \frac{0,27 \cdot 17,27}{18} = 0,25 \text{ м};$$

$$M_{\max} = 0,25 \cdot 8,82 = 2,2 \text{ тм} = 220\,000 \text{ кг.см.}$$

Напряжение в поясе главной фермы  $\sigma_1 = \frac{M_{\max}}{w_a} = \frac{220\,000}{1\,415} = 155,4 \text{ кг/см}^2$

Напряжение в поясе вспомогательной фермы  $\sigma_2 = \frac{M_{\max}}{w_b} = \frac{220\,000}{1\,465} \cong 152 \text{ кг/см}^2$ .

Горизонтальные продольные усилия (при торможении):

$$P_3 = \frac{0,1(Q_1 + q) \cdot \frac{n}{n_0}}{2} = \frac{0,1(3150 + 3000) \cdot \frac{2}{4}}{2} \cong 150 \text{ кг.}$$

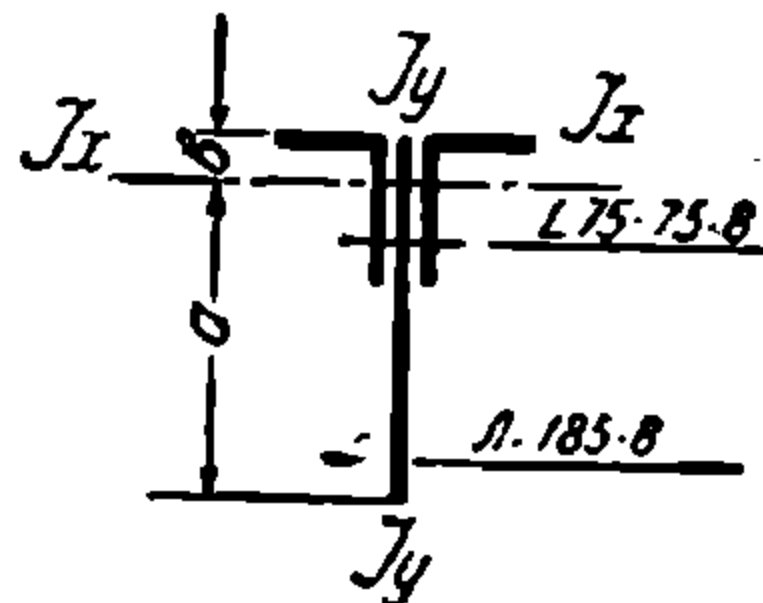
Ввиду незначительных усилий  $P_3$  в расчет их не вводим.

### § 111. Проверка сечений в элементах фермы

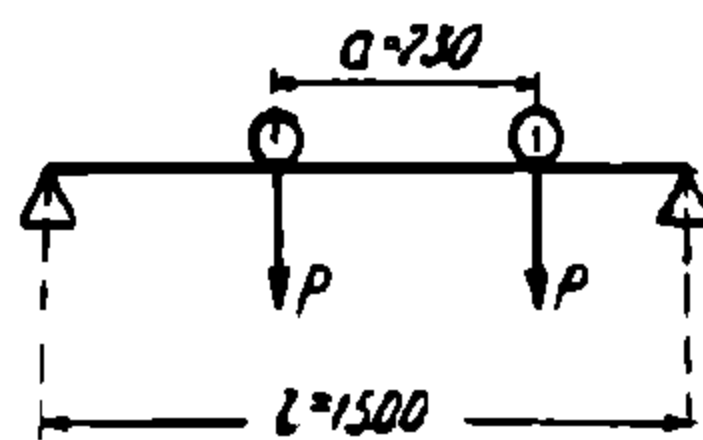
Допускаемые напряжения:

1) для основных нагрузок — сталь 3 с растяжением или сжатием  $1\,400 \text{ кг/см}^2$ ;

2) для основных и случайных нагрузок сталь 3 — растяжение или сжатие  $1\,700 \text{ кг/см}^2$ .



Фиг. 452.



Фиг. 453.

Верхний пояс

Наибольшее усилие в поясе от основных нагрузок вычислено выше  $O_6$ , равное:  $-5,2 - 11,1$ ;  $P_1 = -16,3 \text{ т.}$

Усилие в поясе от основных и инерционных вертикальных сил (с прибавлением 20%):

$$P_2 = -18,52 \text{ т.}$$

Пояс состоит из двух уголков  $75 \cdot 75 \cdot 8$  и одного вертикального листа  $185 \cdot 8$  (фиг. 452).

Площадь сечения пояса:

Вертикальный лист  $F_1 = 14,8 \text{ см}^2$ .

Уголки  $F_2 = 11,47 \cdot 2 = 22,94 \text{ см}^2$ ;  $F_{\text{брутто}} = 37,74 \text{ см}^2$ .

Заклепки  $F_3 = 3,84 \text{ см}^2$ ;  $F_{\text{нетто}} = 33,9 \text{ см}^2$ .

Центр тяжести сечения пояса:

$$a = \frac{F_1 \cdot 9,25 + F_2 \cdot 16,37}{F_{\text{брутто}}} = \frac{14,8 \cdot 9,25 + 22,94 \cdot 16,37}{37,74} = \frac{136,86 + 325,48}{37,74}$$

$$a = \frac{426,34}{37,74} = 12,25 \text{ см}; \quad b = 6,25 \text{ см}.$$

Момент инерции сечения  $J_x$ .

Момент инерции вертикального листа  $J_1 = 466 \text{ см}^4$ .

Момент инерции уголков  $J_2 = 507,12 \text{ см}^4$ .

Момент инерции отверстий для заклепок в расчет не вводим ввиду их незначительной величины:

$$J_x = J_1 + J_2 = 466 + 507,12 = 973,12 \text{ см}^4 \sim 973 \text{ см}^4.$$

Момент инерции сечения  $J_y$ .

Момент инерции уголков  $J_1 = 264,6 \text{ см}^4$ .

Момент инерции вертикального листа и отверстий для заклепок ввиду их незначительной величины в расчет не вводим.

Радиус инерции сечения пояса  $r_x$ :

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F_{\text{нетто}}}} = \sqrt{\frac{973}{33,9}} = 5,36 \text{ см}.$$

Гибкость пояса  $\frac{l}{r_x} = \frac{150}{5,36} = 27,9$ ; коэффициент уменьшения  $\varphi = 0,8$

Допускаемое напряжение:

1) для основных нагрузок  $[n_1] \varphi_x = 1400 \cdot 0,8 = 1120 \text{ кг/см}^2$ ;

2) для всех нагрузок  $[n_2] \varphi_x = 1700 \cdot 0,8 = 1360 \text{ кг/см}^2$ .

Радиус инерции сечения пояса  $r_y$ :

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_{\text{нетто}}}} = \sqrt{\frac{264,6}{33,9}} = 2,8.$$

Гибкость пояса  $\frac{l}{r_y} = \frac{150}{2,8} = 53,5$ ; коэффициент уменьшения  $\varphi_y = 0,736$ .

Допускаемые напряжения:

1) для основных нагрузок  $[n_1] \varphi_y = 1400 \cdot 0,73 = 1022 \text{ кг/см}^2$ ;

2) для всех нагрузок  $[n_2] \varphi_y = 1700 \cdot 0,73 = 1241 \text{ кг/см}^2$ .

Напряжения сжатия в поясе:

1) от основных вертикальных нагрузок  $\sigma_1 = \frac{-P_1}{F_{\text{нетто}}} = -\frac{16300}{33,9} = -408 \text{ кг/см}^2$ ;

2) от всех нагрузок  $\sigma_2 = \frac{-P_2}{F_{\text{нетто}}} = -\frac{18520}{33,9} = 545 \text{ кг/см}^2$ .

### Местный изгиб

Кроме нормальных напряжений в верхнем поясе имеются напряжения изгиба от подвижной нагрузки (фиг. 453):

$$P = 1,54 \text{ т};$$

$$M_{max} = \frac{P}{2l} \left( l - \frac{a}{2} \right)^2 = \frac{1,54}{3} (1,5 - 0,36)^2;$$

$$M_{max} = \frac{1,54 \cdot 1,14^2}{3} = \frac{1,54 \cdot 1,29}{3} = 0,66 \text{ т м} = 66\,000 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Моменты сопротивления сечения пояса:

$$W_1 = \frac{J_x}{b} = \frac{973}{6,25} \cong 155 \text{ см}^3;$$

$$W_2 = \frac{J_x}{a} = \frac{973}{12,25} \cong 79 \text{ см}^3.$$

Напряжения изгиба:

$$\sigma_1 = \frac{-M_{max}}{W_1} = \frac{66\,000}{155} \cong 425 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{+M_{max}}{W_2} = \frac{66\,000}{79} \cong 835 \text{ кг/см}^2.$$

Суммарное напряжение в поясе

1) от основных нагрузок

— 408 — напряжения нормальные;

— 425 — от местного изгиба напряжения;

— 408 — нормальные напряжения;

+ 835 — от местного изгиба напряжения;

$$\sigma_1 = -408 - 425 = -833 \text{ кг/см}^2 < 1\,120;$$

$$\sigma_2 = -408 + 835 = +427 \text{ кг/см}^2 < 1\,400.$$

2) от всех нагрузок:

— 545 — напряжения нормальные;

— 425 — напряжения от местного изгиба;

— 155 — напряжения от поперечных горизонтальных сил;

— 545 — напряжения нормальные;

+ 835 — напряжения от местного изгиба;

+ 155 — напряжения от поперечных горизонтальных сил.

$$\sigma_1 = -545 - 425 - 155 = -1\,125 \text{ кг/см}^2 < 1\,360 \text{ кг/см}^2;$$

$$\sigma_2 = -545 + 835 + 155 = +445 \text{ кг/см}^2 < 1\,700 \text{ кг/см}^2.$$

Усилия в остальных элементах нижнего пояса значительно меньше, чем  $O_6$  (например, усилие  $O_1$  от основных нагрузок равно— 7,42 т, а от всех нагрузок равно— 9,40 т), а потому целесообразно было бы сечения таковых (а в особенности более близких к опорам) взять меньше, чем  $O_6$ .

### Нижний пояс

Усилие в поясе  $U_3$ :

1) от основных вертикальных сил  $P_1 = 15850$  кг,

2) от всех вертикальных сил  $P_2 = 18060$  кг.

Пояс составлен из двух уголков  $60 \cdot 60 \cdot 8$ .

Площадь сечения пояса:

Угольн.	$2 \cdot 9,03 = 18,06$ см <sup>2</sup>
Заклепки	$1,6 \cdot 1,6 = 2,56$ см <sup>2</sup>
	<hr/>
	$F_{\text{нетто}} = 15,50$ см <sup>2</sup>

Напряжние в поясе

1) от основных нагрузок:

$$\sigma_1 = \frac{P_1}{F_{\text{нетто}}} = + \frac{15850}{15,5} = + 1022 \text{ кг/см}^2 < 1400 \text{ кг/см};$$

2) от всех нагрузок:

$$\sigma_2 = + \frac{P_2}{F_{\text{нетто}}} = + \frac{18060}{15,5} = 1165 \text{ кг/см}^2 < 1700 \text{ кг/см}.$$

$U_1$  и  $U_2$  при меньших нагрузках имеют то же сечение.

Раскос  $D_1$

Усилия в раскосе:

1) от основных нагрузок  $P_1 = -2,03$  т;

2) от всех нагрузок  $P_2 = -2,50$  т.

Пояс состоит из двух уголков  $50 \cdot 50 \cdot 6$ .

Площадь сечения  $F = 5,69 \cdot 2 = 11,38$  см<sup>2</sup>.

Напряжение в раскосе

1) от основных нагрузок:

$$\sigma_1 = - \frac{2030}{11,38} \cong 179 \text{ кг/см}^2;$$

2) от всех нагрузок:

$$\sigma_2 = - \frac{2500}{11,38} \cong 220 \text{ кг/см}^2$$

с очевидным и значительным запасом прочности.

Раскос  $D_2$

Усилия в раскосе:

1) от основных нагрузок  $P_1 = -4,74$  т;

2) от всех нагрузок  $P_2 = -5,44$  т.

Пояс состоит из двух уголков  $60 \cdot 60 \cdot 6$ .

Площадь сечения  $F = 13,82$  см<sup>2</sup>.

Момент инерции сечения:

$$J_x = 45,68 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции  $r_x = 1,9$  см.

Гибкость раскоса:

$$\frac{l}{r_x} = \frac{192}{1,9} = 101,1.$$

Коэффициент уменьшения  $\varphi = 0,499$ .



Допускаемое напряжение  $[n] \varphi$ :

для основных нагрузок  $1400 \cdot 0,499 = 698 \text{ кг/см}^2$ ;

для всех нагрузок  $1700 \cdot 0,499 = 848 \text{ кг/см}^2$ .

Напряжения в раскосе

1) от основных нагрузок:

$$\sigma_1 = \frac{4740}{13,82} = 351 \text{ кг/см}^2 < 698 \text{ кг/см}^2;$$

2) от всех нагрузок:

$$\sigma_2 = \frac{5440}{13,82} = 394 \text{ кг/см}^2 < 848 \text{ кг/см}^2.$$

Раскос  $D_3$

Усилия в раскосе:

1) от основных нагрузок  $P_1 = +3,91 \text{ т}$ ;

2) от всех нагрузок  $P_2 = +4,52 \text{ т}$ .

Пояс состоит из двух уголков  $50 \cdot 50 \cdot 6$ .

Площадь сечения  $F = 5,69 \cdot 2 = 11,38 \text{ см}^2$ .

Напряжение в раскосе

1) от основных нагрузок:

$$\sigma_1 = \frac{3910}{11,38} \cong 344 \text{ кг/см}^2;$$

2) от всех нагрузок:

$$\sigma_2 = \frac{4520}{11,38} \cong 398 \text{ кг/см}^2$$

с очевидным запасом прочности.

Раскос  $D_4$

Усилие в раскосе:

1) от основных нагрузок  $P_1 = -3,23 \text{ т}$ ;

2) от всех нагрузок  $P_2 = -3,76 \text{ т}$ .

Пояс состоит из двух уголков  $50 \cdot 50 \cdot 6$ .

Площадь сечения  $F = 2 \cdot 5,19 = 11,38 \text{ см}^2$ .

Момент инерции сечения:

$$J_x = 12,85 \cdot 2 = 25,70 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции:

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{25,7}{11,33}} = 1,51 \text{ см}.$$

Гибкость раскоса:

$$\frac{l}{r_x} = \frac{152,1}{1,51} \cong 128.$$

Коэффициент уменьшения  $\varphi = 0,239$

Напряжение в раскосе

1) от основных нагрузок:

$$\sigma_1 = \frac{3230}{11,33} \cong 284 \text{ кг/см}^2 < 419 \text{ кг/см}^2;$$

2) от всех нагрузок:

$$\sigma_2 = \frac{3760}{11,38} \cong 331 \text{ кг/см}^2 < 509 \text{ кг/см}^2.$$

Допускаемые напряжения:

$$[n] \varphi = 1400 \cdot 0,299 \cong 419 \text{ кг/см}^2;$$

$$[n] \varphi = 1700 \cdot 0,299 \cong 509 \text{ кг/см}^2.$$

Раскос  $D_5$

Усилие в раскосе:

1) от основных нагрузок  $P_1 = + 2,61$ ;

2) от всех нагрузок  $P_2 = + 3,08$ .

Пояс состоит из двух уголков  $50 \cdot 50 \cdot 6$ .

Площадь сечения  $F = 11,38 \text{ см}^2$ .

Напряжение в раскосе

1) от основных нагрузок:

$$\sigma_1 = + \frac{2610}{11,38} \cong 221 \text{ кг/см}^2;$$

2) от всех нагрузок:

$$\sigma_2 = + \frac{3080}{11,38} \cong 271 \text{ кг/см}^2$$

с очевидным и значительным запасом прочности.

Стойка  $V_2$

Усилие в стойке:

1) от основных нагрузок  $P_1 = - 1,90 \text{ т}$ ;

2) от всех нагрузок  $P_2 = - 2,2 \text{ т}$ .

Пояс состоит из двух уголков  $50 \cdot 50 \cdot 6$ .

Площадь сечения  $F = 11,38 \text{ см}^2$ .

Напряжение в стойке

1) от основных нагрузок:

$$\sigma_1 = \frac{1900}{11,38} = 167 \text{ кг/см}^2;$$

2) от всех нагрузок:

$$\sigma_2 = \frac{2200}{11,38} = 195 \text{ кг/см}^2$$

с очевидным и значительным запасом прочности.

Прочие стойки при меньших усилиях имеют те же сечения, а потому проверке на прочность не подлежат.

§ 112. Таблица усилий в стержнях фермы

Элементы фермы	Основные нагрузки		Инерцион. верт. усилия 20% от подвижн. нагру- зок т	Сумма всех вер- тикальных сил т	Сечение	Момент инерции см <sup>4</sup>	F, площадь сечения см <sup>2</sup>	Напряже- ния от основн. нагрузок кг/см <sup>2</sup>	Напряже- ния от всех нагрузок кг/см <sup>2</sup>	Допускаемые напряжения	
	собств. вес т	подвижн. нагруз. т								для основных	для всех нагрузок
O <sub>1</sub>	- 2,89	- 4,54	- 0,90	- 8,33	два уголка 75 · 75 · 8 и 1 лист. 185 · 8	264,6	33,9	905 225	- 1 125 + 445	- 1120 + 1400	- 1360 + 1700
O <sub>2</sub>	- 3,08	- 6,22	- 1,24	- 10,54							
O <sub>3</sub>	- 3,08	- 6,22	- 1,24	- 10,54							
O <sub>4</sub>	- 4,62	- 10,66	- 2,13	- 17,41							
O <sub>5</sub>	- 4,62	- 10,66	- 2,13	- 17,41							
O <sub>6</sub>	- 5,2	- 11,1	- 2,22	- 18,52							
U <sub>1</sub>	+ 3,02	+ 6,01	+ 1,20	+ 10,23	┌ 60 · 60 · 8	58,32	15,5	+ 1022	+ 1165	1400	1700
U <sub>2</sub>	+ 3,99	+ 8,37	+ 1,67	+ 14,03							
U <sub>3</sub>	+ 5,04	+ 10,85	+ 2,17	+ 18,06	┌ 50 · 50 · 6	25,7	11,38	- 179	- 220	698	849
D <sub>1</sub>	+ 0,33	+ 2,36	+ 0,47	+ 2,50	┌ 60 · 60 · 6	45,68	13,82	- 351	- 394		
D <sub>2</sub>	- 1,21	+ 0,77	+ 0,15	+ 0,28	┌ 50 · 50 · 6	25,7	11,38	+ 344	+ 398	419	509
D <sub>3</sub>	+ 0,84	+ 3,07	+ 0,61	+ 4,52	┌ 50 · 50 · 6	25,7	11,38	- 284	- 331		
D <sub>4</sub>	- 0,54	+ 1,49	+ 0,29	+ 2,32	┌ 50 · 50 · 6	25,7	11,38	+ 221	+ 271		
D <sub>5</sub>	+ 0,25	+ 2,30	+ 0,47	+ 3,03	┌ 50 · 50 · 6	25,7	11,39	- 167	- 194		
V <sub>1</sub>	- 0,10	+ 1,74	- 0,34	+ 1,83	┌ 50 · 50 · 6	25,7	11,38	- 167	- 194		
V <sub>2</sub>	- 0,36	+ 1,4	- 0,30	+ 1,94							
V <sub>3</sub>	- 0,36	+ 1,54	- 0,30	+ 2,2							
V <sub>4</sub>	- 0,21	+ 1,54	- 0,30	+ 2,05							
V <sub>5</sub>	- 0,32	+ 1,54	- 0,30	+ 2,16							

Примечание. Сечения всех стержней подобраны с избыточным запасом прочности.

Статические моменты грузов нормального поезда 1925 г. Схема У (см. выше фиг. 287)

Значения  $\Sigma P$  и  $M_n$  относятся к давлению осей, а не колес.

Погонный вес вагонов заменен сосредоточенными грузами по 12 т, отстоящими один от другого на 1,5 м

I поезд				II поезд				III поезд				IV поезд			
<i>n</i>	<i>l</i> м	$\Sigma^np$ т	$M_n$ т · м	<i>n</i>	<i>l</i> м	$\Sigma^np$ т	$M_n$ т · м	<i>n</i>	<i>l</i> м	$\Sigma^np$ т	$M_n$ т · м	<i>n</i>	<i>l</i> м	$\Sigma^np$ т	$M_n$ т · м
1	0	30	0	1	0	30	0	1	0	30	0	1	0	30	0
2	1,6	60	48	2	1,6	60	48	2	1,6	60	48	2	1,6	60	48
3	3,2	90	144	3	3,2	90	144	3	3,2	90	144	3	3,2	90	144
4	4,8	120	288	4	4,8	120	288	4	4,8	120	288	4	4,8	120	288
5	6,4	150	480	5	8,8	150	768	5	6,4	150	480	5	8,8	150	768
6	8,0	180	720	6	10,4	180	1 008	6	8,0	180	720	6	10,4	180	1 008
7	12,0	210	1 440	7	12,0	210	1 296	7	12,0	210	1 440	7	12,0	210	1 296
8	13,6	240	1 776	8	13,6	240	1 632	8	13,6	240	1 776	8	13,6	240	1 632
9	15,2	270	2 160	9	15,2	270	2 016	9	15,2	270	2 160	9	15,2	270	2 016
10	16,8	300	2 592	10	16,8	300	2 448	10	16,8	300	2 592	10	16,8	300	2 448
11	20,0	330	3 552	11	20,0	330	3 408	11	19,5	312	3 268	11	19,15	312	3 153
12	21,6	360	4 080	12	21,6	360	3 936	12	20,65	324	3 765	12	20,65	324	3 621
13	23,2	390	4 656	13	23,2	390	4 512	13	22,15	336	4 251	13	22,15	336	4 107
14	24,8	420	5 280	14	24,8	420	5 136	14	23,65	348	4 755	14	23,65	348	4 611
15	26,4	450	5 952	15	28,8	450	6 816	15	25,15	360	5 257	15	25,15	360	5 113
16	28,0	480	6 672	16	30,4	480	7 536	16	26,65	372	5 817	16	26,65	372	5 673
17	32,0	510	8 592	17	32,0	510	8 304	17	28,15	384	6 375	17	28,15	384	6 231
18	33,6	540	9 498	18	33,6	540	9 120	18	29,65	396	6 951	18	29,65	396	6 807
19	35,2	570	10 272	19	35,2	570	9 984	19	31,15	408	7 545	19	31,15	408	7 401
20	36,8	600	11 184	20	36,8	600	10 896	20	32,65	420	8 457	20	32,65	420	8 013
21	39,18	612	12 594	21	39,15	612	12 306	21	34,15	432	8 787	21	34,15	432	8 643
22	40,65	624	13 512	22	40,65	624	13 224	22	35,65	444	9 435	22	35,65	444	9 291
23	42,15	636	14 448	23	42,15	636	14 160	23	37,15	456	10 101	23	37,15	456	9 957
24	43,65	648	15 402	24	43,65	648	15 114	24	38,65	468	10 785	24	38,65	468	10 641
25	45,15	660	16 374	25	45,15	660	16 086	25	40,15	480	11 487	25	40,15	480	11 343
26	46,65	672	17 364	26	46,65	672	17 076	26	41,65	492	12 207	26	41,65	492	12 063
27	48,15	684	18 372	27	48,15	684	18 084	27	43,15	504	12 945	27	43,15	504	12 801
28	49,65	696	19 398	28	49,65	696	19 110	28	44,65	516	13 701	28	44,65	516	13 557
29	51,15	708	20 442	29	51,15	708	20 154	29	46,15	528	14 475	29	46,15	528	14 331

I поезд				II поезд				III поезд				IV поезд			
<i>n</i>	<i>l</i> <i>м</i>	$\Sigma^{\text{нр}}$ <i>т</i>	<i>M</i> <i>м · т</i>	<i>n</i>	<i>l</i> <i>м</i>	$M_n$ <i>м · т</i>	<i>n</i>	<i>l</i> <i>м</i>	$\Sigma^{\text{нр}}$ <i>т</i>	$M_n$ <i>т · м</i>	<i>n</i>	<i>l</i> <i>м</i>	$\Sigma^{\text{нр}}$ <i>т</i>	$M_n$ <i>т · м</i>	
30	52,65	720	21 504	30	52,65	720	21 216	30	47,65	540	15 267	30	47,65	554	15 123
31	54,15	732	22 584	31	54,15	732	22 296	31	49,15	552	16 077	31	49,15	550	15 933
32	55,65	744	23 682	32	55,65	744	23 394	32	50,65	564	16 905	32	50,65	662	16 761
33	57,15	756	24 798	33	57,15	756	24 510	33	52,15	576	17 761	33	52,15	574	17 607
34	58,65	768	25 932	34	58,65	768	25 644	34	53,65	588	18 615	34	53,65	588	18 471
35	60,15	780	27 084	35	60,15	780	26 796	35	55,15	600	19 497	35	55,15	600	19 353
36	61,65	792	28 254	36	61,65	792	27 966	36	56,65	612	20 397	36	56,65	612	20 253
37	63,15	804	29 442	37	63,15	804	29 154	37	58,15	624	21 315	37	58,15	624	21 171
38	64,95	816	30 648	38	64,65	816	30 360	38	59,65	636	22 251	38	52,65	636	22 107
39	66,15	823	31 872	39	66,15	828	31 594	39	61,15	648	23 205	39	61,15	648	23 061
40	67,65	840	33 114	40	67,65	840	32 826	40	62,65	660	24 177	40	62,65	660	24 033
41	69,15	852	34 374	41	69,15	852	34 086	41	64,15	672	25 167	41	64,15	672	25 023
42	70,65	864	35 652	42	70,65	864	35 364	42	65,55	684	26 175	42	65,65	684	26 031
43	72,15	873	36 948	43	72,15	876	36 660	43	67,15	696	27 201	43	67,15	696	27 057
44	73,65	888	38 262	44	73,65	888	37 974	44	68,65	706	28 245	44	68,65	708	28 101
45	75,15	900	39 594	45	75,15	900	39 306	45	70,15	720	29 307	45	70,15	720	29 163
46	76,65	912	40 944	46	76,65	912	40 656	46	71,65	732	30 387	46	71,65	732	30 243
47	78,15	924	42 312	47	78,15	924	42 924	47	73,15	744	31 485	47	73,15	744	31 341
48	79,65	936	43 698	48	79,65	936	43 410	48	74,65	756	32 601	48	74,65	756	32 457
49	81,15	948	45 102	49	81,15	948	44 814	49	76,15	768	33 735	49	76,15	768	28 101
50	82,65	960	46 524	50	82,65	960	46 236	50	77,65	780	34 887	50	77,65	780	29 163
51	84,15	972	47 964	51	84,15	972	47 676	51	79,15	792	36 057	51	79,15	782	35 913
52	85,65	984	49 422	52	85,65	984	49 134	52	80,65	804	37 245	52	80,65	804	37 101
53	87,15	996	50 898	53	87,15	996	50 610	53	82,15	816	38 451	53	82,15	816	38 307
54	88,65	1 008	52 392	54	88,65	1 008	52 104	54	83,65	828	39 675	54	83,65	828	39 531
55	90,15	1 020	53 904	55	90,15	1 020	53 616	55	85,15	840	40 917	55	85,15	840	40 773
56	91,65	1 032	55 434	56	91,65	1 032	55 146	56	86,65	852	42 177	56	86,65	852	42 033
57	93,15	1 044	56 982	57	93,15	1 044	56 694	57	88,15	864	43 455	57	88,15	864	43 311
58	94,65	1 056	58 548	58	94,65	1 056	58 260	58	89,65	876	44 751	58	89,65	876	44 607
59	96,15	1 068	60 132	59	96,15	1 068	59 844	59	91,15	888	46 065	59	91,15	888	45 921
60	97,65	1 080	61 734	60	99,65	1 090	61 446	60	92,65	900	47 397	60	92,65	900	47 253
61	99,15	1 092	63 354	61	99,15	1 092	63 066	61	94,15	912	48 747	61	94,15	912	48 503
62	100,65	1 104	64 992	62	100,65	1 104	64 704	62	95,65	924	50 115	62	95,65	924	49 971
63	102,15	1 116	66 648	63	102,15	1 116	66 360	63	97,15	936	51 501	63	97,15	936	51 357

Статические моменты грузов нормального поезда 1925 г. Схема Н (см. выше фиг. 288)

Значения  $\Sigma P$  и  $M_n$  относятся к давлению осей, а не колес.

Погонный вес ва оное заменен сосредоточенными грузами по 12 т, отстоящими один от др гого на 1,5 м

I поезд				II поезд				III поезд				IV поезд			
n	l м	$\Sigma^nP$ т	$M_n$ т · м	n	l м	$\Sigma^nP$ т	$M_n$ т · м	n	l м	$\Sigma^nP$ т	$M_n$ т · м	n	l м	$\Sigma^nP$ т	$M_n$ т · м
1	0	25	0	1	0	25	0	1	0	25	0	1	0	25	0
2	1,5	50	38	2	1,5	50	38	2	1,5	50	38	2	1,5	50	58
3	3,0	75	113	3	3,0	75	113	3	3,0	75	113	3	3,0	75	113
4	4,5	100	225	4	4,5	100	225	4	4,5	100	220	4	4,5	100	225
5	6,0	125	375	5	8,5	125	6,5	5	6,0	125	375	5	8,5	125	625
6	7,5	150	563	6	10,0	150	812	6	7,5	150	563	6	10,0	150	812
7	11,5	175	1 163	7	11,5	175	1,037	7	11,5	175	1 163	7	11,5	175	1 037
8	13,0	200	1 425	8	13,0	200	1,299	8	13,0	200	1 425	8	13,0	200	1 299
9	14,5	225	1 925	9	14,5	225	1,5,9	9	14,5	225	1 725	9	14,5	225	1 599
10	16,0	250	2 063	10	16,0	250	1,937	10	16,0	250	2 063	10	16,0	250	1 937
11	19,0	275	2 813	11	19,0	275	2,687	11	18,25	262	2 625	11	18,25	262	2 499
12	20,5	300	3 225	12	20,5	300	3,099	12	19,75	274	3 018	12	19,75	274	2 892
13	22,0	325	3 675	13	22,0	325	3,549	13	21,25	286	3 429	13	21,25	286	3 303
14	23,5	350	4 163	14	23,5	350	4,037	14	22,75	298	3 858	14	22,75	298	3 732
15	25,0	375	4 688	15	27,5	375	5,437	15	24,25	310	4 305	15	24,25	310	4 179
16	26,5	400	5 250	16	29,0	400	5,999	16	25,75	322	4 770	16	25,75	328	4 644
17	30,5	425	6 850	17	30,5	425	6,599	17	27,25	334	5 253	17	27,25	334	5 127
18	32,0	450	7 488	18	32,0	450	7,237	18	28,75	346	5 754	18	28,75	346	5 628
19	33,5	475	8 163	19	33,5	475	7,912	19	30,25	358	6 283	19	30,25	358	6 147
20	35,0	500	8 875	20	35,0	500	8,624	20	31,75	370	6 810	20	31,75	370	6 684
21	37,25	512	10 000	21	37,25	512	9,749	21	33,25	382	7 365	21	33,25	382	7 239
22	38,75	524	10 768	22	38,75	524	10,517	22	34,75	394	7 938	22	34,75	394	7 812
23	40,25	536	11 554	23	40,25	536	11,303	23	36,25	406	8 529	23	36,25	406	8 403
24	41,75	548	12 358	24	41,75	548	12,107	24	37,75	418	9 138	24	37,75	418	9 012
25	43,25	560	13 180	25	43,25	560	12,929	25	39,25	430	9 765	25	39,25	430	9 639
26	44,75	572	14 020	26	44,75	572	13,769	26	40,75	442	10 410	26	40,75	442	10 644
27	46,25	584	14 878	27	46,25	584	14,617	27	42,25	454	11 073	27	42,25	454	11 127
28	47,75	596	15 754	28	47,75	596	15,503	28	43,75	466	11 754	28	43,75	466	5 628
29	49,25	608	16 643	29	49,25	608	16,397	29	45,25	478	12 453	29	45,25	478	12 147

I поезд				II поезд				III поезд				IV поезд			
$n$	$l$ м	$\Sigma^np$ т	$M_n$ т · м	$n$	$l$ м	$\Sigma^np$ т	$M_n$ т · м	$n$	$l$ м	$\Sigma^np$ т	$M_n$ т · м	$n$	$l$ м	$\Sigma^np$ т	$M_n$ т · м
30	50,75	620	17 570	30	50,75	620	17 309	30	46,75	490	13 170	30	46,75	490	6 684
31	52,25	632	18 490	31	52,25	632	18 239	31	48,25	502	13 905	31	48,25	502	13 239
32	53,75	644	14 438	32	53,75	644	19 187	32	49,75	514	14 658	32	49,75	514	7 812
33	55,25	656	20 404	33	55,25	656	20 153	33	51,25	526	15 429	33	51,25	526	14 403
34	56,75	668	21 388	34	56,75	668	21 137	34	52,75	538	16 218	34	52,75	538	15 012
35	58,25	680	22 390	35	58,25	680	22 139	35	54,25	550	17 025	35	54,25	550	16 939
36	59,75	692	23 440	36	59,75	692	23 150	36	55,75	562	17 850	36	55,75	562	17 724
37	61,25	704	24 448	37	61,25	704	24 197	37	57,75	574	18 693	37	57,25	574	18 567
38	62,75	716	25 504	38	62,75	716	25 253	38	58,25	586	19 554	38	58,75	586	19 428
39	64,25	728	26 578	39	64,25	728	26 327	39	60,75	598	20 433	39	60,25	598	20 307
40	65,75	740	27 670	40	65,75	740	27 419	40	61,25	610	21 330	40	61,75	610	21 204
41	67,25	752	28 780	41	67,25	752	28 529	41	63,75	622	22 245	41	63,25	622	22 119
42	68,75	764	29 908	42	68,75	764	29 657	42	64,25	634	23 178	42	64,75	634	23 052
43	70,25	776	31 054	43	70,25	776	30 803	43	66,75	646	24 124	43	66,25	646	24 003
44	71,75	788	32 218	44	71,75	788	31 967	44	67,25	658	25 101	44	67,75	658	24 975
45	73,25	800	33 400	45	73,25	800	33 149	45	69,75	670	26 085	45	69,25	670	25 459
46	74,75	812	34 600	46	75,75	812	34 349	46	70,25	682	27 090	46	70,75	682	26 964
47	76,25	824	35 818	47	76,25	824	35 567	47	72,75	694	28 113	47	72,25	694	27 987
48	77,75	836	37 054	48	77,75	836	36 803	48	73,25	706	29 154	48	73,75	706	29 028
49	79,25	848	78 308	49	79,25	848	38 057	49	75,75	718	30 213	49	75,25	718	30 087
50	80,75	860	39 580	50	80,75	860	39 329	50	76,25	730	31 290	50	76,75	730	31 164
51	82,25	872	40 870	51	82,25	872	40 619	51	78,25	742	32 385	51	78,25	742	32 259
52	83,75	884	42 178	52	83,75	884	41 927	52	79,75	754	33 498	52	79,75	754	33 372
53	85,25	896	43 504	53	85,25	896	43 253	53	81,25	766	34 629	53	81,25	766	34 503
54	86,75	908	44 848	54	86,75	908	44 597	54	82,75	778	35 778	54	82,75	778	35 652
55	88,25	920	46 210	55	88,25	920	45 959	55	84,25	790	36 945	55	84,25	790	36 819
56	89,75	932	47 590	56	89,75	932	47 339	56	85,75	802	38 130	56	85,75	802	38 004
57	91,25	944	48 988	57	91,25	944	48 737	57	87,25	814	39 333	57	87,25	814	39 207
58	92,75	956	50 404	58	92,75	956	50 153	58	88,75	826	40 554	58	88,75	826	40 428
59	94,25	968	51 838	59	94,25	968	51 587	59	90,25	838	41 793	59	90,25	838	41 667
60	95,75	980	53 290	60	95,75	980	53 039	60	91,75	850	43 050	60	91,75	850	42 924
61	97,25	992	54 760	61	97,25	992	54 509	61	93,25	862	44 325	61	93,25	862	44 199
62	98,75	1 004	56 249	62	98,75	1 004	55 997	62	94,75	874	45 718	62	94,75	874	45 492
63	100,25	1 016	57 754	63	100,25	1 016	57 503	63	96,25	886	46 929	63	96,25	886	46 803

**Статические моменты грузов нормального поезда 1925 г.  
Схема 0 (см. выше фиг. 289)**

Погонный вес вагонов заменен сосредоточенными грузами по 12 т, отстоящими один от другого на 1,5 м. Значения  $\Sigma P_y$  и  $M_n$  относятся к давлению осей, а не колес. Отцепка тендера от паровоза не допускается; поэтому III поездом можно пользоваться только в тех случаях, когда расстояние от первого колеса до ближайшей опоры меньше 3,5 м.

I поезд				II поезд				III поезд			
<i>n</i>	<i>l</i> м	$\Sigma^nP$ т	$M_n$ т · м	<i>n</i>	<i>l</i> м	$\Sigma^nP$ т	$M_n$ т · м	<i>n</i>	<i>l</i> м	$\Sigma^nP$ т	$M_n$ т · м
1	0	18	0	1	0	16	0	1	0	18	0
2	1,5	36	27	2	1,5	32	24	2	1,5	36	27
3	3,0	54	81	3	3,0	48	72	3	3,0	54	81
4	4,5	72	162	4	4,5	64	144	4	4,5	72	162
5	6,0	90	270	5	8,0	82	368	5	6,0	90	270
6	9,5	106	585	6	9,5	100	491	6	8,25	102	472
7	11,0	122	744	7	11,0	118	641	7	9,75	114	625
8	12,5	138	927	8	12,5	136	818	8	11,25	126	796
9	14,0	154	1 134	9	14,0	154	1 032	9	12,75	138	985
10	16,25	166	1 480	10	16,25	166	1 368	10	14,25	150	1 192
11	17,75	178	1 729	11	17,75	178	1 617	11	15,75	162	1 417
12	19,25	190	1 996	12	19,25	190	1 884	12	17,25	174	1 660
13	20,75	202	2 281	13	20,75	202	2 169	13	18,75	186	1 921
14	22,25	214	2 584	14	22,25	214	2 475	14	20,25	198	2 200
15	23,75	226	2 905	15	23,75	226	2 793	15	21,75	210	2 497
16	25,25	238	3 244	16	25,25	238	3 132	16	23,25	222	2 812
17	26,75	250	3 591	17	26,75	250	3 489	17	24,75	234	3 145
18	28,25	262	3 976	18	28,25	262	3 864	18	26,25	246	3 496
19	29,75	274	4 369	19	29,75	274	4 257	19	27,75	258	3 865
20	31,25	286	4 780	20	31,25	286	4 668	20	29,25	270	4 252
21	32,75	298	5 209	21	32,75	298	5 097	21	30,75	282	4 657
22	34,25	310	5 656	22	34,25	310	5 544	22	32,25	294	5 080
23	35,75	322	6 121	23	35,75	322	6 009	23	33,75	306	5 521
24	37,25	334	6 604	24	37,25	334	6 492	24	35,25	318	5 980
25	38,75	346	7 105	25	38,75	346	6 993	25	36,75	330	6 457
26	40,25	358	7 624	26	40,25	358	7 512	26	38,25	342	6 952
27	41,75	370	8 161	27	41,75	370	8 049	27	39,75	354	7 465
28	43,25	382	8 716	28	43,25	382	8 604	28	41,25	366	7 996
29	44,75	394	9 289	29	44,75	394	9 177	29	42,75	378	8 545
30	46,25	406	9 880	30	46,25	406	9 768	30	44,25	390	9 112
31	47,75	418	10 489	31	47,75	418	10 377	31	45,75	402	9 697
32	49,25	430	11 116	32	49,25	430	11 004	32	47,25	414	10 300
33	50,75	442	11 761	33	50,75	442	11 649	33	48,75	426	10 921
34	52,25	454	12 424	34	52,25	454	12 312	34	50,25	438	11 560
35	53,75	466	13 105	35	53,75	466	12 993	35	51,75	450	12 217



I- поезд				II поезд				III поезд			
<i>n</i>	<i>l м</i>	$E_n'P$ <i>т</i>	$M_n$ <i>т/м</i>	<i>n</i>	<i>l м</i>	$E_n'P$ <i>т</i>	$M_n$ <i>т/м</i>	<i>n</i>	<i>l м</i>	$E_n'P$ <i>т</i>	$M_n$ <i>т/м</i>
36	55,25	478	13 804	36	55,25	478	13 692	—	—	—	—
37	56,75	490	14 521	37	56,75	490	14 409	—	—	—	—
38	58,25	502	15 256	38	58,25	502	15 144	—	—	—	—
39	59,75	514	16 009	39	59,75	514	15 897	—	—	—	—
40	61,25	526	16 780	40	61,25	526	16 668	—	—	—	—
41	62,75	538	17 569	41	62,75	538	17 457	—	—	—	—
42	64,25	550	18 376	42	64,25	550	18 264	—	—	—	—
43	65,75	562	19 201	43	65,75	662	19 089	—	—	—	—
44	67,25	574	20 044	44	67,25	574	19 932	—	—	—	—
45	68,75	586	20 905	45	68,75	586	20 993	—	—	—	—
46	70,25	598	21 784	46	70,25	598	21 672	—	—	—	—
47	71,75	610	22 681	47	71,75	610	22 569	—	—	—	—
48	73,25	622	23 596	48	73,25	622	23 484	—	—	—	—
49	74,75	634	24 529	49	74,75	634	24 417	—	—	—	—
50	76,25	646	25 480	50	76,25	646	25 368	—	—	—	—
51	77,75	658	26 449	51	77,75	658	26 337	—	—	—	—
52	79,25	670	27 436	52	79,25	670	27 324	—	—	—	—
53	80,75	682	28 441	53	80,75	682	28 329	—	—	—	—
54	82,25	694	29 464	54	82,25	694	29 352	—	—	—	—
55	83,75	706	30 505	55	83,75	706	30 393	—	—	—	—
56	85,25	718	31 564	56	85,25	718	31 452	—	—	—	—
57	86,75	730	32 641	57	86,75	730	32 529	—	—	—	—
58	88,25	742	33 736	58	88,25	742	33 624	—	—	—	—
59	89,75	754	34 849	59	89,75	754	34 737	—	—	—	—
60	91,25	766	35 980	60	91,25	766	35 868	—	—	—	—
61	92,75	778	37 129	61	92,75	778	37 017	—	—	—	—
62	94,25	790	38 296	62	94,25	790	38 184	—	—	—	—
63	95,75	802	39 481	63	95,75	802	39 369	—	—	—	—
64	97,25	814	40 684	64	97,25	814	40 572	—	—	—	—
65	98,75	826	41 905	65	98,75	826	41 793	—	—	—	—
66	100,25	838	43 144	66	100,25	838	43 032	—	—	—	—
67	101,75	850	44 401	67	101,75	850	44 289	—	—	—	—
68	103,25	862	45 686	68	103,25	862	45 564	—	—	—	—

## Греческий алфавит

Αα	Ββ	Γγ	Δδ	Εε	Ζζ	Ηη	Θθ	Ιι	Κκ	Λλ
альфа	бэга	гамма	дэльта	эпсилон	дзэта	эта	тэта	иота	каппа	ламбда
Μμ	Νν	Ξξ	Οο	Ππ	Ρρ	Σσ	Ττ	Υυ	Φφ	
ми	ни	кси	омикрон	пи	ро	сигма	тау	ипсилон	фи	
			Χχ	Ψ	Ωω					
			хи	пси	омега					

НТБ  
ДНУЖТ

Рецензент *А. И. Даукшта*  
Редактор *Фомин А.*  
Уполномоченный Главлита В-83822.  
Формат 62×94<sup>1</sup>/<sub>16</sub> 22 п. л.  
Сдано в набор 16/III—34 г.

ЖДИЗ 636ж-16.  
51 728 зн. вп. л.

Техред *Бейлина Э.*  
Тираж 8160.  
Заказ 8381.  
Подписано к печати 2/VII—34 г.

---

5-я типография трансжелдориздата, Москва, Каланчевский тупик, дом 3/5

Листів 50

№ 10000000000000000000

НТБ  
ДНУЖТ

Сканировала Шевченко О.Г.