

1991

Имя _____
Дата 2007

БИБЛИОТЕКА
КІЕВСКОГО ТЕХНОЛОГІЧЕСЬКОГО КУРСОВОГО
В. В. Перминова

РАСЧЕТЪ

624.93
К 82

ЖЕЛѢЗОБЕТОННЫХЪ КОНСТРУКЦІЙ.

Г. Г. Кривошеинъ,

профессоръ Николаевской инженерной академіи и Технологическаго института
ИМПЕРАТОРА НИКОЛАЯ I.

Съ 43 фигурами.

С.-ПЕТЕРБУРГЪ.
Издание К. Л. РИККЕРА.
Невскій просп., 14.
1912.

1.75

Оглавленіе.

Предисловіе.	СТР. V—VI
----------------------	--------------

ОТДѢЛЪ I.

Нормы для расчета и возведенія желѣзобетонныхъ сооружений.

I. Расчетъ.

§ 1. Внѣшнія силы	1
§ 2. Способы расчета	4
§ 3. Допускаемыя напряженія	6

II. Исполненіе.

§ 4. Составленіе проекта	7
§ 5. Производство работъ	7

III. Испытаніе.

§ 6. Испытаніе матеріаловъ	10
§ 7. Испытаніе сооружений	12

ОТДѢЛЪ II.

§ 8. Техническія условія для желѣзобетонныхъ сооружений (по министерству путей сообщенія)	14
§ 9. Нормы для расчета прочности желѣзобетонныхъ сооружений (по министерству путей сообщеній)	18
§ 10. Инструкція А къ нормамъ для расчета прочности желѣзобетонныхъ сооружений (по министерству путей сообщеній)	19
§ 11. Инструкція В по изготовленію и испытанію кубиковъ кзъ бетона на раздробленіе (по министерству путей сообщенія)	22

ОТДѢЛЪ III.

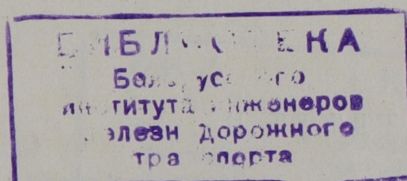
Расчетъ желѣзобетонныхъ покрытій.

§ 12. Прямоугольное сѣченіе съ одиночной арматурой	23
§ 13. Перерѣзывающія напряженія	30
§ 14. Напряженія при сцѣпленіи бетона съ желѣзомъ	36

	стр.
§ 15. Прямоугольное сѣченіе съ двойною арматурою	36
§ 16. Перерѣзывающія напряжения для сѣченія съ двойною арматурою	39
§ 17. Система Мелана	40
§ 18. Ребристыя покрытія	43
§ 19. Нѣкоторыя замѣчанія о расчетѣ ребристыхъ покрытій	45
§ 20. Расчетъ сжатыхъ колоннъ (столбовъ) (равномѣрное распредѣленіе давленія).	49
§ 21. Сложное сопротивленіе (изгибъ и сжатіе)	51
§ 22. Колонны со спиральною арматурою.	56

Приложеніе.

Таблицы	59
-------------------	----



Предисловіе.

Весьма быстрое развитіе желѣзобетоннаго строительства въ Россіи и желаніе дать краткое руководство, которое помогло бы инженерамъ разобраться при проектированіи желѣзобетонныхъ конструкцій, заставило меня выпустить настоящій очеркъ.

Нѣтъ сомнѣній, что желѣзобетонныя постройки въ томъ случаѣ, если онѣ будутъ исполняться при непрерывномъ техническомъ надзорѣ, найдутъ себѣ широкое распространеніе въ Россіи, въ особенности ввидѣ внутреннихъ конструкцій. Область примѣненія желѣзобетонныхъ построекъ (напр. мостовъ и пр.), подверженныхъ дѣйствію внѣшнихъ атмосферныхъ вліяній, главнымъ образомъ дѣйствію морозовъ, быть можетъ и должна ограничиться теплымъ югомъ Россіи, такъ какъ континентальный климатъ сѣвера и центра Россіи съ суровыми зимами не даетъ возможности окончательно высказаться въ смыслѣ долговѣчности желѣзобетона за отсутствіемъ въ этомъ отношеніи данныхъ опыта. Желѣзобетонныя сооруженія примѣняются въ западной Европѣ не только ввидѣ внутреннихъ конструкцій, но также ввидѣ построекъ, подверженныхъ непосредственному дѣйствію внѣшнихъ атмосферныхъ вліяній (напр. мосты, отдѣльныя зданія, трубы и т. д.); но не надо забывать, что климатъ Западной Европы весьма мягкій, безъ суровыхъ морозовъ. Въ Россіи же съ этимъ обстоятельствомъ приходится считаться.

Въ настоящемъ очеркѣ теорія изложена кратко, въ опредѣленной системѣ, послѣ переработки данныхъ, взятыхъ изъ различныхъ источниковъ, напр. Emperger'a, Völker'a и изъ нѣмецкихъ техническихъ условій и др. Послѣ каждаго параграфа приводятся примѣры, при помощи которыхъ усвоеніе теоріи облегчается. Въ началѣ очерка помѣщены нормы расчета желѣзобетонныхъ сооружений, разработанныя группою профессоровъ Николаевской инженерной академіи.

31 марта 1911 года.
С.-Петербургъ.

ЗАМѢЧЕННЫЯ ОПЕЧАТКИ:

Должно быть:

стр. 41., формула 31:

$$\sigma_b = \frac{Mx}{J_b + n(J_e + f_e i^2)}$$

» » » 32:

$$\sigma_e = \frac{Mn(h-a-x)}{J_b + n(J_e + f_e i^2)}$$

ОТДѢЛЪ I.

Нормы для расчета и возведенія желѣзо-бетонныхъ сооружений ¹⁾).

Нормы эти заключаютъ въ себѣ три главы: I. РАСЧЕТЪ. II. ИСПОЛНЕНИЕ. III. ИСПЫТАНИЕ.

Каждая глава подраздѣляется на отдѣльные параграфы:

I. РАСЧЕТЪ. § 1. Внѣшнія силы. § 2. Способы расчета. § 3. Допускаемыя напряженія.

II. ИСПОЛНЕНИЕ. § 4. Составленіе проекта. § 5. Производство работъ.

III. ИСПЫТАНИЕ. § 6. Испытаніе матеріаловъ. § 7. Испытаніе сооружений.

I. РАСЧЕТЪ

§ 1. Внѣшнія силы.

А) Собственный вѣсъ.

При расчетѣ желѣзобетонныхъ сооружений вѣсъ 1 куб. метра бетона принимается въ 2200 клгр. и вѣсъ одного куб. метра желѣзо-бетона, содержащаго не свыше 5⁰/₀ желѣза, въ 2400 клгр.

Если вѣсъ куб. метра этихъ матеріаловъ опредѣленъ непосредственнымъ опытомъ, то расчетъ производится на основаніи этихъ данныхъ.

Б) Нагрузка.

1. Нагрузка опредѣляется по ея дѣйствительной величинѣ, когда она можетъ быть измѣрена; за отсутствіемъ болѣе точныхъ данныхъ, нагрузка принимается согласно съ имѣющимися нормами:

а) Для обыкновенныхъ сооружений и при нормальныхъ условіяхъ давленіе вѣтра слѣдуетъ принимать равнымъ 150 клгр. на 1 м². нормальной къ направленію вѣтра поверхности.

б) При расчетѣ желѣзнодорожныхъ мостовъ, трубъ значительной высоты, маяковъ и т. п. сооружений на открытыхъ мѣстахъ, подвергающихся усиленному

¹⁾ Нормы эти (отдѣлъ I, стр. 1—13) разработаны особою комиссіею изъ профессоровъ Николаевской инженерной академіи.

дѣйствию вѣтра, слѣдуетъ принимать давленіе вѣтра въ 250 клгр. на 1 кв. метръ, при отсутствіи подвижной нагрузки.

в) Давленіе вѣтра на плоскость, составляющую уголъ α съ направленіемъ вѣтра, слѣдуетъ принимать равнымъ $150 \sin \alpha$ или $250 \sin \alpha$ клгр./м.², прилагая эту силу нормально къ плоскости.

Направленіе вѣтра принимаютъ горизонтальнымъ или подъ угломъ до 10° къ горизонту.

г) Нагрузку отъ снѣга слѣдуетъ принимать равной 100 клгр. на кв. метръ горизонтальной проекціи поверхности, покрываемой снѣгомъ.

д) Нагрузку отъ людей слѣдуетъ принимать:

для чердачныхъ помѣщеній	150 к/м ² ¹⁾
» жилыхъ квартиръ	250 »
» школъ, казармъ и фабрикъ	300 »
» концертн. и гимнаст. залъ	400 »
» танц. залъ и церквей	500 »

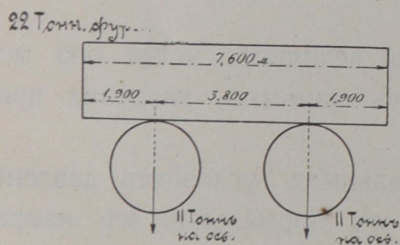
е) Нагрузка на мостахъ, которые должны удовлетворять нормамъ министерства путей сообщенія, сообразуется съ циркулярами этого министерства.

ж) Мосты съ обыкновеннымъ коннымъ и пѣшимъ движеніемъ, въ зависимости отъ вѣса пропускаемыхъ по нимъ грузовъ, раздѣляются на слѣдующіе 5 разрядовъ ²⁾:

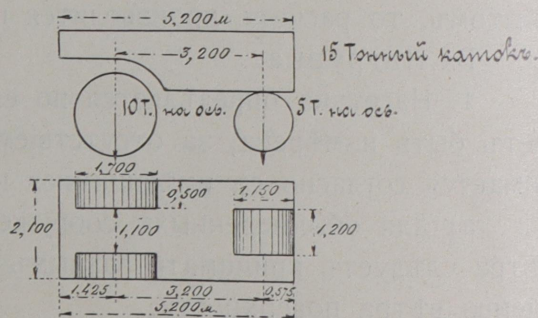
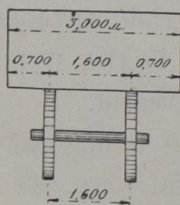
- 1) мосты для тяжелаго грузоваго движенія,
- 2) » » средняго » »
- 3) » » легкаго » »
- 4) » » временные
- 5) » » пѣшеходнаго движенія.

Нагрузка для расчета принимается въ видѣ фуръ или сплошной толпы. Фуры дѣлятся на 4 типа.

- 1) 22-хъ тонная фура фиг. 1.
- 2) Паровой катокъ въ 15 тоннъ . . . » 2.
- 3) 10-ти тонная фура » 3.
- 4) 5-ти » » » 4.



Фиг. 1.



Фиг. 2.

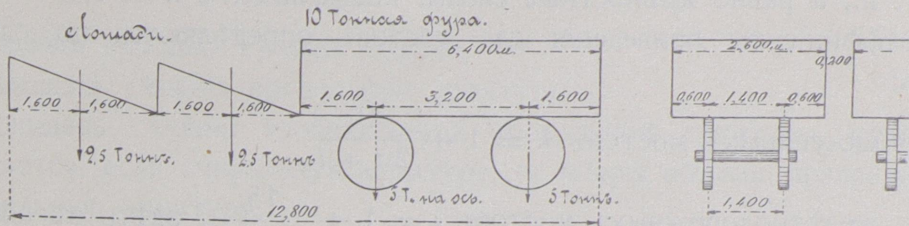
¹⁾ Въ пуд. на кв. с. 42, 70, 85, 110, 140.

²⁾ Заимствовано изъ «Техническихъ условій для расчета мостовъ г. С.-Петербурга». I-й пунктъ относится къ мостамъ, по которымъ могутъ быть пропущены товарные вагоны.

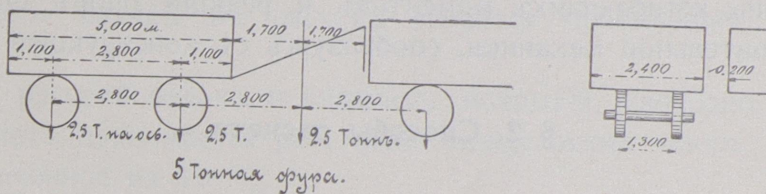
Расчетъ всякой части моста долженъ быть произведенъ въ наиневыгоднѣйшемъ для работы части предположеніи:

- I) нагрузки фурами, или
- II) нагрузки фурами или толпою, съ распредѣленіемъ толпы около фуръ, или
- III) нагрузки толпою.

При этомъ сплошная толпа принимается для расчета проѣзжей части и тротуаровъ въ 530 клгр. на кв. метръ, когда нѣтъ фуръ, и въ 440 клгр. на кв. метръ въ присутствіи фуръ, а для расчета главныхъ фермъ—440 клгр. на кв. метръ ¹⁾, кромѣ мостовъ пѣшеходныхъ, которые рассчитываются на нагрузку въ 530 клгр. на кв. метръ.



Фиг. 2.



Фиг. 4.

Расчетъ мостовъ для тяжелаго грузоваго движенія слѣдуетъ вести на нагрузку тяжелою 22-тонною фурую, безъ запряжки, располагая со всѣхъ сторонъ ея сплошную толпу въ 440 клгр. на кв. метръ.

Если по данному мосту проходятъ трамвайные пути, то слѣдуетъ вести расчетъ всѣхъ поддерживающихъ трамвайные пути частей (какъ главныхъ фермъ, такъ и проѣзжей части), нагружая мостъ двумя поѣздами тяжелыхъ 22-тонныхъ фуръ, непрерывно слѣдующихъ по каждому трамвайному пути другъ за другомъ, вдоль моста, безъ упряжки, располагая по бокамъ такого поѣзда сплошную толпу.

Расчетъ мостовъ для средняго грузоваго движенія слѣдуетъ вести на нагрузку одною 10-ти тонною фурую безъ упряжки, располагая по бокамъ ея 5-ти тонныя фуры, или сплошную толпу; размѣры такихъ мостовъ должны быть провѣряемы на нагрузку моста 15-ти тоннымъ каткомъ, безъ всякой другой нагрузки.

Расчетъ мостовъ для легкаго грузоваго движенія и временныхъ слѣдуетъ вести на нагрузку одною 5-ти тонною фурую, съ расположеніемъ по сторонамъ ея сплошной толпы.

При расположеніи по ширинѣ моста нѣсколькихъ фуръ, между ними слѣдуетъ оставлять свободные просвѣты въ 0,2 метра, а при расположеніи на мосту фуръ и толпы—придвигать толпу до самаго кузова фуры.

¹⁾ 530 к/м.² = 3 пуд./фт.²

440 к/м.² = 2½ пуд./фт.²

Расчетъ пѣшеходныхъ мостовъ слѣдуетъ вести на нагрузку сплошной толпой въ 530 клгр. на кв. метръ.

2. При расчетѣ подвижная нагрузка умножается на коэффициентъ приведенія λ , выражающій динамическое дѣйствіе.

При расчетѣ крѣпостныхъ сводовъ на этотъ коэффициентъ помножается вся нагрузка, лежащая поверхъ самого свода.

а) Для давленія вѣтра, вѣса снѣга и другихъ нагрузокъ, не вызывающихъ сотрясеній, коэффициентъ этотъ принимаютъ $\lambda = 1$.

б) Для помѣщеній съ нагрузками, вызывающими сильныя сотрясенія, какъ то: танцевальныя залы, фабрики съ машинами, казармы, гдѣ допускается маршировка, и т. п., а равно крѣпостныя своды, коэффициентъ $\lambda = 1,5$.

в) Коэффициенты приведенія для мостовъ опредѣляются по слѣдующимъ формуламъ:

$$1. \text{ для шоссейныхъ мостовъ } \lambda = 1 + \frac{10}{20 + l}$$

$$2. \text{ » желѣзнодорожныхъ мостовъ } \lambda = 1 + \frac{15}{20 + l}, \text{ здѣсь въ обѣихъ формулахъ } l \text{—длина загруженной части моста въ метрахъ.}$$

3. Величины изгибающихъ моментовъ и реакцій опоръ опредѣляются по правиламъ строительной механики, сообразуясь съ конструкціей сооруженія.

§ 2. Способы расчета.

1. Расчетъ желѣзобетонныхъ сооружений производится при слѣдующихъ предположеніяхъ.

а) Нормальныя напряженія въ бетонѣ измѣняются по линейному закону, выражающемуся одной прямой на всю высоту сѣченія.

б) Деформація желѣза и соприкасающагося съ нимъ бетона одинакова.

в) Коэффициенты упругости бетона для растяженія и сжатія постоянны и одинаковы. Отношеніе коэффициентовъ упругости для желѣза и бетона равно $n = 15$.

г) Сжимающія напряженія воспринимаются бетономъ (и желѣзомъ, если таковое будетъ въ сжатой части сѣченія); растягивающія напряженія въ бетонѣ воспринимаются только желѣзомъ.

2. Перерѣзывающія напряженія и напряженія для сцѣпленія желѣза съ бетономъ опредѣляются общимъ приѣмомъ при вышепоименованныхъ предположеніяхъ. Перерѣзывающія напряженія воспринимаются до извѣстнаго предѣла (см. § 3) бетономъ, а выше этого предѣла избытокъ напряженій надъ допускаемымъ долженъ быть воспринятъ вспомогательною арматурою.

3. Сжатые части, когда длина ихъ превосходитъ 10 кратный наименьшій поперечный размѣръ, должны быть провѣрены на продольный изгибъ, причемъ коэффициентъ уменьшенія допускаемаго напряженія при равномерномъ сжатіи опредѣляется по формулѣ:

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{r} \right)^2},$$

гдѣ l —длина сжатой части,

$r = \sqrt{\frac{I}{\omega}}$ —наименьшій радіусъ инерціи (I —наименьшій моментъ инерціи brutto, ω —площадь поперечнаго сеченія brutto).

Разстояніе между поперечными связями продольной арматуры въ сжатыхъ частяхъ не должно быть болѣе 30 кратной толщины наименьшаго поперечнаго размѣра желѣза и не болѣе наименьшаго поперечнаго размѣра сжатой части.

4. Въ сжатыхъ частяхъ со спиральною арматурою приведенная площадь сѣченія принимается равною:

$$f = f_b + 15 f_e + 30 f_s$$

гдѣ f_e —полная площадь сѣченія бетона,

f_e —площадь сѣченія продольной арматуры,

f_s —площадь сѣченія воображаемой продольной арматуры, которая получается, если спиральную арматуру, не мѣняя объема, превратить въ продольную арматуру.

Длина хода спиральной арматуры не должна превосходить $1/6$ доли наименьшаго поперечнаго размѣра сжатой части.

Во всякомъ случаѣ въ расчетъ вводится приведенная площадь f не болѣе $2 f_b$.

5. а) При расчетѣ балокъ и плоскихъ покрытій, свободно лежащихъ, за расчетный пролетъ принимается разстояніе между осями опоръ или разстояніе въ свѣту, увеличенное на 10 %.

б) Въ балкахъ съ задѣланными концами за расчетный пролетъ принимается разстояніе въ свѣту, увеличенное на 10 %.

в) Въ неразрѣзныхъ балкахъ за расчетный пролетъ принимается разстояніе между серединами опоръ.

г) Балки, задѣланныя обоими концами, если только задѣлка гарантируетъ достаточную степень неподвижности концовъ, рассчитываются при полной равномерно распределенной нагрузкѣ на наибольшій изгибающій моментъ.

д) При расчетѣ неразрѣзныхъ перекрытій съ равными пролетами изгибающій моментъ принимается не менѣе $\frac{pl^2}{8}$ для опоръ и не менѣе $\frac{pl^2}{10}$ для середины пролета. Неразрѣзныя балки или плоскія покрытія допускаются или при всѣхъ опорахъ неподвижныхъ, или при всѣхъ упругихъ опорахъ; неразрѣзныя балки или плоскія покрытія съ одновременнымъ примѣненіемъ опоръ упругихъ и неподвижныхъ не допускаются.

е) При расчетѣ ребристыхъ покрытій въ расчетъ балки вводится часть плоскаго покрытія, причемъ верхняя ширина такой расчетной балки не должна превосходить $1/3$ пролета балки и быть не болѣе 10-ти кратной толщины плоскаго покрытія.

ж) При расчетѣ плитъ, свободно лежащихъ по всему периметру, наибольшій изгибающій моментъ принимается равнымъ:

$$M = \frac{pl^2}{8} \times \frac{L^4}{L^4 + l^4},$$

гдѣ L — наибольшій расчетный пролетъ,

l — наименьшій » »

з) При расчетѣ плитъ, задѣланныхъ по всему периметру, въ предыдущей формулѣ вмѣсто 8 берется 10.

и) Толщина плоскаго покрытія не должна быть менѣе 8 сант.

к) Разстояніе между краемъ арматуры и краемъ бетона не должно быть меньше 1 см. въ плоскихъ покрытіяхъ и 2 см. въ балкахъ.

л) Площадь сѣченія продольной арматуры не должна быть менѣе 0,8% отъ площади поперечнаго сѣченія бетона и не болѣе 2% въ растянутой и 2% въ сжатой арматурахъ ¹⁾.

6. Расчетъ фортификаціонныхъ сводовъ и ихъ опоръ производится на полную дѣйствительную нагрузку, причемъ динамическое вліяніе ударовъ отъ попаданій снарядовъ учитывается введеніемъ коэффициента приведенія λ . Предѣльная толщина сводовъ не должна быть меньше опредѣленной по правиламъ «инструкціи для устройства перекрытій казематовъ крѣпостныхъ помѣщеній».

При опредѣленіи напряженій въ сводахъ, расчетъ ихъ производится или какъ системы твердыхъ клиньевъ жесткаго тѣла (теорія предѣльнаго равновѣсія), или какъ тѣла упругаго (на основаніи деформации упругаго тѣла). Въ послѣднемъ случаѣ необходимо принятіе во вниманіе возможности перемѣщенія опоръ.

§ 3. Допускаемыя напряженія.

1. Допускаемыя напряженія для бетона не должны превосходить слѣдующихъ нормъ:

	Перекрытія въ зданіяхъ, за- щищенные отъ мороза.			Мосты и постройки, не за- щищенные отъ мороза или подвергающіеся разрушаю- щему дѣйствію газовъ и жидкостей.		
	При составѣ бетона по объему ²⁾					
	1:1 ¹ / ₂ :2	1:2:3	1:2:4	1:1 ¹ / ₂ :2	1:2:3	1:2:4
На сжатіе при изгибѣ	35	30	25	30	25	20
На равномерное сжатіе	30	25	20	25	20	15
На растяженіе	3	2,5	2	2,5	2	1,5
На перерѣзываніе	4,5	4	3,5	4	3,5	3
На сцѣпленіе съ желѣзомъ . . .	4,5	4	3,5	4	3,5	3

въ килограммахъ на кв. сант.

2. Допускаемыя напряженія въ желѣзѣ не должны превосходить слѣдующихъ нормъ:

¹⁾ Исключеніе представляетъ система Мелана съ содержаніемъ желѣза болѣе 2%, которая рассчитывается особо, согласно указаніямъ автора. См. Handbuch des Eisenbetonbaues.

²⁾ Сопротивленія бетоновъ промежуточныхъ составовъ могутъ быть получены интерполированіемъ.

	Въ перекрытіяхъ зданій.	Въ мостахъ.
На растяженіе и сжатіе	1000	(800 + 3 l м.), но не свыше 1000 килгр. на кв. сант.; l м. пролетъ въ метрахъ.
На перерѣзываніе	600	600
	въ килограммахъ на кв. сант.	

Примѣчаніе. Если желѣзо, при незначительныхъ постройкахъ, не можетъ быть испытано на разрывъ, то допускаемыя напряженія въ желѣзѣ принимаются въ 75% отъ вышепоименованныхъ.

II. ИСПОЛНЕНІЕ.

§ 4. Составленіе проекта.

1. Проектъ сооруженія долженъ состоять изъ чертежей, представляющихъ сооруженіе въ общемъ видѣ и его деталей, и пояснительной записки съ расчетами.

2. Всѣ чертежи должны быть составлены въ достаточно крупномъ масштабѣ, такъ чтобы была ясна конструкція отдѣльныхъ частей сооруженія и расположеніе арматуры. Всѣ рассчитанныя части должны быть снабжены указаніемъ соотвѣтственныхъ размѣровъ.

3. Пояснительная записка должна заключать въ себѣ расчеты всѣхъ частей сооруженія, съ указаніемъ принятыхъ нагрузокъ, способовъ расчета и допускаемыхъ напряженій. Кромѣ того она должна заключать въ себѣ описаніе особенно отвѣтственныхъ частей сооруженія, чертежей подмостей, указанія порядка и способа производства работъ и сроковъ раскружливанія.

4. Правильность составленія проекта должна быть удостовѣрена подписью лица, имѣющаго право на подписаніе проекта и на производство строительныхъ работъ.

§ 5. Производство работъ.

А) Матеріалы и ихъ употребленіе.

Желѣзо, принимаемое для желѣзо-бетонныхъ сооруженій должно до выработки нормъ Главнымъ Инженернымъ Управленіемъ, удовлетворять нормамъ Министерства Путей Сообщенія.

Въ случаѣ невозможности произвести испытанія желѣза на разрывъ при незначительныхъ постройкахъ разрѣшается ограничиться испытаніемъ кузнечною горячею и холодною пробой и на закалку по нормамъ Министерства Путей Сообщенія, причемъ въ этомъ случаѣ допускаемыя напряженія принимаются не болѣе 75% отъ установленныхъ ранѣе нормъ.

Желѣзо должно быть очищено отъ грязи, жира и опадающей ржавчины. Концы желѣзныхъ стержней продольной арматуры желательно загибать или укрѣплять въ бетонѣ какимъ-либо инымъ способомъ для уменьшенія возможности скольженія желѣза по бетону.

Стыки желѣзныхъ стержней продольной арматуры могутъ быть сдѣланы посредствомъ сварки или расположеніемъ ихъ концовъ «въ переплетъ» съ напускомъ концовъ на 25—30 діаметровъ стыкаемыхъ стержней.

Число стыковъ должно быть возможно меньшее, при условіи расположенія ихъ въ наиболѣе безопасныхъ сѣченіяхъ.

Собранная арматура должна точно соотвѣтствовать проекту и обеспечивать полное облеганіе желѣза бетономъ.

Наименьшая толщина бетона, покрывающаго арматуру въ отвѣтственныхъ частяхъ сооруженія, должна быть не меньше 2 сант., во второстепенныхъ частяхъ не меньше—1 сант.

Разстояніе между отдѣльными стержнями арматуры, а также разстояніе между крайними стержнями и боковыми стѣнками опалубки должно допускать плотное заполненіе бетономъ.

2. Цементъ долженъ быть исключительно портландскій, удовлетворяющій техническимъ условіямъ приѣмки портландъ цементовъ (послѣдній приказъ мин. пут. сообщ. 7 февраля 1911 № 28 (Вѣстникъ путей сообщенія, 1911 г. № 23).

3. Песокъ долженъ быть кварцевый или полевошпатовый: онъ долженъ быть чистымъ и не содержать землистыхъ, органическихъ или растворимыхъ веществъ; въ противномъ случаѣ требуется тщательная промывка. Всѣ зерна песку должны проходить черезъ сито съ отверстіями 5 мм. ($\frac{3}{16}$ дюйма).

На ситѣ съ 900 отверстій на кв. сантиметръ, при проволока толщиною въ 0,1 мм., должно оставаться не менѣе 95-ти процентовъ песка.

4. Гравій и щебень должны состоять изъ прочныхъ породъ, напр. кварцевыхъ или полевошпатовыхъ, или равнымъ имъ по крѣпости, и быть чистыми, въ противномъ случаѣ требуется промывка. Зерна не должны проходить черезъ грохотъ съ отверстіями 5 мм. ($\frac{3}{16}$ "); наибольшій размѣръ щебенки и зеренъ гравія въ каждомъ частномъ случаѣ опредѣляется условіемъ свободнаго размѣщенія ихъ между отдѣльными частями арматуры и между арматурою и стѣнками формъ.

Въ случаѣ сомнѣнія въ прочности породы, необходимо произвести испытанія ея на раздавливаніе и замораживаніе, причемъ временное сопротивленіе не должно быть меньше 400 клгр./см.² и образцы должны выдерживать 25 замораживаній.

5. Составъ бетона въ каждомъ частномъ случаѣ опредѣляется въ зависимости отъ свойствъ матеріаловъ и допускаемыхъ напряженій; предѣльнымъ наиболѣе тощимъ составомъ допускается для желѣзо-бетона 1 : 2 : 4.

Количество цемента желательнo опредѣлять (для смѣты и на работахъ) въ вѣсовыхъ единицахъ, полагая при этомъ, что 1 куб. футъ цемента, высыпаннаго прямо изъ бочки въ ящикъ, вѣситъ 2 $\frac{1}{2}$ пуд.

(Приказъ по Инж. корпусу 1873 г. № 5.).

Таблица. Для приготовленія одной кубической сажени желѣзобетонной кладки необходимо составныхъ частей:

При составѣ бетона . . .	1 : 1 $\frac{1}{2}$: 2	1 : 2 : 3	1 : 2 : 4
Цементу пудовъ	281	208	186
Песку куб. саж.	0,50	0,50	0,44
Щебня, куб. саж.	0,64	0,71	0,85

6. При приготовленіи бетона ручнымъ способомъ, для полученія возможно болѣе равномернаго распредѣленія цемента, желательно заготовлять сперва сухую смѣсь цемента съ пескомъ, а затѣмъ производить перемѣшиваніе соотвѣтственныхъ объемовъ этой сухой смѣси съ промытымъ гравіемъ или щебнемъ. При нормальныхъ условіяхъ возведенія сооруженія, допускающихъ примѣненіе сильного трамбованія бетона, количество воды для затворенія должно быть таково, чтобы готовый бетонъ, зажатый въ рукѣ, держался комкомъ и не оставлялъ на рукѣ цементнаго раствора. Толщина рабочихъ слоевъ бетона въ утрамбованномъ видѣ должна быть не больше 15 сант.

7. При возведеніи частей сооруженія съ арматурой въ видѣ изогнутыхъ стержней, сильное трамбованіе бетона, необходимое при нормальномъ количествѣ воды, является вреднымъ, такъ какъ удары трамбовокъ по приподнятымъ концамъ изогнутыхъ стержней вызываютъ сильное дрожаніе и отдѣленіе отъ утрамбованнаго бетона нижележащихъ частей стержней.

Кромѣ того при частомъ расположеніи продольной и поперечной арматуры самое производство трамбованія является весьма затруднительнымъ. Поэтому въ упомянутыхъ случаяхъ допускается примѣненіе такъ называемаго «пластичнаго бетона», содержащаго избытокъ воды, обусловливающей значительно большую подвижность составныхъ частей, чѣмъ въ бетонѣ нормальномъ.

Вслѣдствіе этого при употребленіи «пластичнаго бетона» плотное заполненіе всѣхъ промежутковъ между стержнями арматуры достигается сравнительно слабымъ трамбованіемъ или осаживаніемъ бетона.

8. Приготовленный бетонъ долженъ быть употребленъ не позже какъ черезъ 1 часъ по окончаніи затворенія.

Слѣдуетъ по возможности избѣгать перерывовъ въ производствѣ работъ по устройству какой либо отдѣльной части сооруженія. Послѣ перерыва, приступая къ продолженію бетонной кладки, необходимо взбороздить, тщательно очистить, промыть и покрыть цементнымъ растворомъ поверхности соприкасанія старой и новой кладки.

Бетонныя работы надо организовать такъ, чтобы онѣ производились въ теплое время года, и лишь окончаніе небольшихъ работъ можно производить и при болѣе низкой температурѣ, но не ниже 0°.

Б) Защита готовыхъ сооруженій.

9. Въ теченіи 15 дней послѣ окончанія трамбованія должны быть приняты мѣры, предупреждающія быстрое высыханіе бетона, для чего слѣдуетъ покрывать наружныя поверхности рогожами, соломенными матами или слоемъ песка и поддерживать ихъ въ сыромъ состояніи поливкою водою. Въ теченіи этого срока не допускается никакая нагрузка готовыхъ частей сооруженія и передвиженіе по нимъ людей.

В) Формы, подмости и сроки раскружаливанія.

10. Формы (опалубка) и подмости должны быть настолько прочными, чтобы при производствѣ работъ не получилось значительныхъ деформаций. Необходимо принять мѣры противъ разбуханія и коробленія дерева.

11. Раскружаливаніе допускается при достаточной степени отвердѣнія бетона и во всякомъ случаѣ не ранѣе слѣдующихъ сроковъ по окончаніи укладки бетона:

- а) для покрытій пролетомъ до 3-хъ метр. не ранѣе 2 – 3 недѣль,
- б) для покрытій пролетомъ отъ 3 – 6 метр. не ранѣе 1 мѣсяца,
- в) для покрытій болѣе значительныхъ пролетовъ и ихъ колоннъ—не ранѣе 1½ мѣсяцевъ.

Сроки эти опредѣлены при нормальныхъ условіяхъ твердѣнія бетона.

При исчисленіи этихъ сроковъ исключается промежутокъ времени, въ теченіе котораго температура воздуха была ниже + 5° Цельсія.

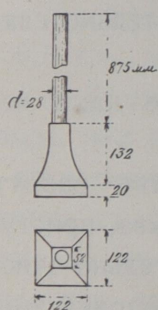
12. Раскружаливаніе необходимо производить осторожно безъ ударовъ и сотрясеній.

III. ИСПЫТАНІЕ.

§ 6. Испытаніе матеріаловъ.

А) Приготовленіе образцовъ (формы и трамбовки).

1. Для приготовленія образцовъ для испытанія, въ видѣ кубиковъ размѣромъ 30 сант. въ сторонѣ, слѣдуетъ примѣнять желѣзныя формы.



Фиг. 5.

2. Для трамбованія примѣняются нормальныя трамбовки съ квадратнымъ основаніемъ 12×12 сант. вѣсомъ 12 кил. (фиг 5).

Для направленія ударовъ трамбовки вдоль стѣнокъ формы, а также для удержанія бетона, переполняющаго форму, примѣняется желѣзная надставка, высотой 30 сант., точно соотвѣтствующая внутреннимъ размѣрамъ формы.

Укладка и трамбованіе бетона.

3. Результаты испытаній на раздробленіе бетонныхъ кубиковъ даютъ возможность судить о степени пригодности и доброкачественности матеріаловъ, и правильности выбора соотношенія ихъ въ бетонѣ.

Во всѣхъ случаяхъ образцы должны готовиться исключительно изъ тѣхъ матеріаловъ, той же влажности и при той же работѣ трамбованія, какія примѣняются для бетона въ сооруженіи.

4. Если при трамбованіи свойства бетона не допускаютъ полученія плотной массы у нижней поверхности, то дно формы слѣдуетъ покрыть предварительно слоемъ раствора толщиной 8 мм.

Требуемый для этого растворъ можетъ быть полученъ просѣиваніемъ бетона черезъ сито, пропускающее зерна до 7 мм., или же этотъ растворъ готовится особо при томъ же составѣ и количествѣ воды, какіе примѣнены для раствора бетона.

5. Бетонъ укладывается въ два или въ три слоя, въ зависимости отъ размѣровъ гравія или щебня.

При наполненіи формы высота cadaго слоя должна быть соразмѣрена такъ, чтобы получилась требуемая окончательная толщина слоя при той же относительной работѣ трамбованія, какая опредѣлена для возведенія сооруженія.

Первоначально каждый слой долженъ быть выравненъ. Вдоль стѣнокъ формы необходимо осадить бетонъ посредствомъ нормальной лопатки (фиг. 6) для того, чтобы удалить отъ стѣнокъ плотно прилегающія щебенки и вмѣстѣ съ тѣмъ заполнить растворомъ пустоты, образовавшіяся между камнями.

Передъ трамбованіемъ слѣдуетъ слегка уплотнить бетонъ давленіемъ трамбовки.

6. Трамбованіе каждого слоя лучше всего производить въ три ряда такъ, чтобы получилась перевязка (перекрытія) на ширину до 3 сант. поверхностей, подвергающихся отдѣльнымъ ударамъ трамбовки (фиг. 7).

Для полученія прочной связи между отдѣльными слоями необходимо взбрызнуть первый слой передъ укладкой на него слѣдующаго слоя.

7. Послѣ окончанія трамбованія и снятія надставки необходимо удалить лишній бетонъ и сгладить поверхность утрамбованнаго бетона посредствомъ стальной линейки въ уровень съ краями формы такъ, чтобы получилась по поверхности плоская и гладкая поверхность. Полученныя при этомъ пустоты заполняются растворомъ изъ примѣняемаго бетона.

Б) Обращеніе съ образцами и ихъ храненіе.

8. Образцы укладываются въ помѣщеніяхъ, имѣющихъ температуру по возможности $+12^{\circ}$ по Реомюру и защищенныхъ отъ дѣйствія дождя, сквозняка и солнца.

Желательна заготовка каждого сорта образцовъ въ возможно большемъ числѣ, хотя обыкновенно достаточно заготавливать по 3 образца для каждой группы.

На каждомъ образцѣ обозначается день заготовки и номеръ.

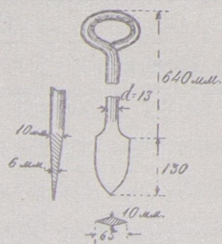
9. Образцы должны оставаться въ формахъ 24 часа. Затѣмъ, послѣ удаленія 4 боковыхъ стѣнокъ формы, приготовленный образецъ оставляется еще 24 часа на днищѣ формы или же, при достаточной его твердости, переносится на томъ же днищѣ въ закрытое теплое помѣщеніе, имѣющее температуру $+12^{\circ}$ Реомюра, и тамъ осторожно укладывается на слой влажнаго песку толщиной не менѣе 10 сант. Промежутки между сохраняемыми образцами должны быть не менѣе 10 сант. и засыпаются пескомъ и, кромѣ того, слой песка толщиной 10 сант. покрываетъ образцы сверху. Въ продолженіи всего срока храненія образцовъ песокъ долженъ держаться влажнымъ.

При недостаткѣ мѣста на уложенный такимъ образомъ рядъ образцовъ можно уложить слѣдующіе ряды.

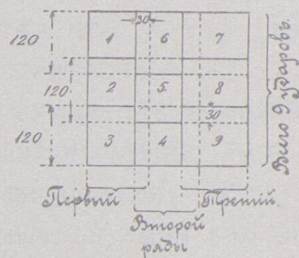
10. Въ такомъ положеніи образцы должны оставаться до испытанія. При пересылкѣ слѣдуетъ укладывать образцы во влажныхъ опилкахъ. Въ вѣдомостяхъ, содержащихъ данныя о приготовленіи и храненіи образцовъ, слѣдуетъ записывать температуру и состояніе погоды.

В) Испытаніе на раздробленіе.

11. Правильность принятаго соотношенія составныхъ частей бетона повѣряется испытаніемъ нормальныхъ бетонныхъ кубиковъ размѣрами $30 \times 30 \times 30$ сант., причемъ временное сопротивленіе раздавливанію такихъ кубиковъ, приготовленныхъ на мѣстѣ работъ послѣ 28-ми дневнаго храненія во влажномъ



Фиг. 6.



Фиг. 7.

пескъ (при температурѣ $+15^{\circ}\text{C}$), не должно быть менѣе указаннаго въ прилагаемой таблицѣ.

Составъ бетона.			Наименьшее временное сопротивленіе раздавливанію въ кил./см. ²
Цементъ.	Песокъ.	Гравій или щебень.	
1	1,5	2	170
1	2	3	150
1	3	4	130

12. Сопротивленіе раздробленію опредѣляется какъ средняя величина изъ сопротивленій одной группы образцовъ, полученныхъ при появленіи первой толшины (обыкновенно въ группѣ 3 образца).

13. Во время постройки испытанія производятся обыкновенно черезъ 28-ми дневный срокъ. Въ случаѣ дальнѣйшихъ испытаній примѣняются сроки 90-дневные, 1, 2 и 5-ти лѣтніе, считая со дня приготовления образцовъ.

14. Сопротивленіе раздробленію опредѣляется посредствомъ машинъ, тщательно вывѣренныхъ и снабженныхъ приспособленіями (двойными манометрами и пр.), обнаруживающими тотчасъ появленіе поврежденій.

15. Давленіе на образецъ должно производиться по направленію трамбованія или подъ прямымъ угломъ къ нему.

Въ первомъ случаѣ за 8 дней до испытанія поверхности, подверженныя давленію, выравниваются (если это требуется) тонкимъ слоемъ цементнаго раствора состава 1 : 1.

16. Испытанія образцовъ обыкновенно слѣдуетъ производить въ томъ направленіи относительно слоевъ, въ которомъ появляются, главнымъ образомъ, наибольшія напряженія въ бетонѣ въ постройкахъ.

§ 7. Испытаніе сооружений.

При приѣмкѣ можетъ производиться по требованію приѣмщика испытаніе всего сооруженія или частей его пробною нагрузкою.

1. Пробная нагрузка опредѣляется по формулѣ:

$$P = 1,5 (g + p),$$

въ которой P есть полная величина пробной нагрузки, g полная величина постоянной нагрузки, на которую рассчитывалась данная часть конструкции, и p — величина временной расчетной нагрузки.

2. Испытаніе пробной нагрузкой производится не ранѣе какъ черезъ $1\frac{1}{2}$ мѣсяца послѣ окончанія сооруженія или испытываемой его части, но если имѣется возможность и, во всякомъ случаѣ, въ значительныхъ сооруженияхъ—срокъ этотъ удваивается.

3. При испытаніи плитъ и балокъ пробною нагрузкою на изгибъ, наибольшая упругая стрѣлка прогиба не должна превышать $1/600$ пролета.

4. При испытаніи пробною нагрузкою желѣзо-бетонныхъ сводовъ и арокъ, стрѣлка прогиба не должна превышать $1/1500$ пролета.

5. При испытаніи сооруженій временная нагрузка располагается двоякимъ образомъ: по всему пролету и наименѣе выгоднѣйшимъ образомъ для испытуемой части.

6. При испытаніи пробною нагрузкою необходимо, чтобы она располагалась равномерно, безъ ударовъ, причемъ способъ загрузенія долженъ обеспечивать отсутствіе образованія въ ней сводчатыхъ перекрытій, тренія о стѣнку и т. п.

7. Если испытанію подвергается лишь часть покрытія въ видѣ полосы, то ширина испытываемой полосы должна быть не менѣе двойного разстоянія между ребрами.

8. Остающаяся деформація испытуемой части, послѣ 24-хъ часового выдерживанія сооруженія подъ нагрузкой, не должна превышать 30% полной деформаціи.

9. Всѣ данныя, полученныя при испытаніи, должны быть съ достаточной подробностью записаны въ журналѣ испытаній.

ОТДѢЛЪ II.

§ 8. Технические условия для желѣзо-бетонныхъ сооружений,

принятые къ руководству въ минист. путей сообщ. по приказу 2 марта 1911 г. № 51.

I. Общее положеніе.

1. Настоящія техническія условія относятся къ такимъ сооружениямъ изъ бетона, снабженнымъ желѣзною арматурою разнаго вида, въ которыхъ обѣ составныя части играютъ существенную роль въ передачѣ усилій и сопротивленіи, работая какъ одно цѣлое.

II. Составъ проекта.

2. Проектъ долженъ состоять изъ:

а) Чертежей общаго расположенія, детальнаго устройства каждой части сооружения съ указаніемъ расположенія и конструкціи арматуръ и съ обозначеніемъ всѣхъ размѣровъ.

б) Подробнаго расчета съ указаніемъ принятыхъ нагрузокъ, рода матеріаловъ и коэффициентовъ прочности и устойчивости.

в) Пояснительной записки, заключающей въ себѣ описаніе особенно отвѣтственныхъ частей сооружения, съ приложеніемъ чертежей формъ и подмостей, указаніе порядка производства работъ, послѣдовательности и сроковъ раскружаливанія, а равно указаніе климатическихъ условій и времени производства работъ и условій приѣмки сооружений.

3. Правильность составленія проекта должна быть удостовѣрена установленнымъ порядкомъ.

III. Расчетъ.

4. Расчетъ прочности долженъ быть произведенъ по методамъ строительной механики или на основаніи опытовъ, спеціально произведенныхъ для разсматриваемаго случая.

5. Кромѣ напряженій, вызываемыхъ нагрузками, при расчетахъ необходимо принимать во вниманіе и дополнительныя напряженія, происходящія отъ измѣненія температуры, если таковыя дополнительныя напряженія не устранены принятіемъ соответствующихъ мѣръ.

6. При расчетахъ желѣзобетонныхъ сооружений надлежитъ руководствоваться прилагаемыми къ симъ техническимъ условіямъ нормами расчета и инструкціей А къ послѣднимъ.

IV. Производство работъ.

А. Качества работъ и лицъ, надзирающихъ за работами.

7. Работы должны производиться безусловно привычными къ такимъ работамъ опытными рабочими подъ наблюдениемъ техниковъ. Опытность такихъ лицъ должна быть удостовѣрена исполнителемъ работъ.

В. Матеріалы и ихъ употребленіе,

8. Желѣзо арматуры должно удовлетворять техническимъ условіямъ Министерства Путей Сообщенія для соотвѣтственныхъ построекъ изъ желѣза. Желѣзо должно было очищено отъ грязи, жира и отъ опадающей ржавчины. Концы прутьевъ арматуры рекомендуется загибать или укрѣплять какимъ-нибудь инымъ способомъ съ цѣлью уменьшить возможность скольженія желѣза по бетону. Количество стыковъ должно быть по возможности уменьшено и самые стыки не должны располагаться въ опасныхъ мѣстахъ.

Положеніе арматуры должно отвѣчать проекту и обеспечивать полное облеганіе желѣза бетономъ.

Толщина слоя бетона, покрывающаго арматуру, не должна быть меньше 1,5 снт., даже въ тѣхъ случаяхъ, когда бетонъ безъ гравія и щебня. Для ненагруженныхъ частей толщина слоя допускается въ 1 сантим.

Разстояніе между отдѣльными стержнями арматуры и разстояніе между арматурой и стѣнками формы должно допускать возможность тщательнаго заполнения.

9. Цементъ долженъ быть портландскій, удовлетворяющій установленнымъ техническимъ условіямъ для портландъ-цемента.

10. Песокъ долженъ быть чистымъ и не долженъ содержать землистыхъ органическихъ или растворимыхъ веществъ; въ противномъ случаѣ тщательно промыть. Предпочтительно употребленіе песка крупно - зернистаго. Крупность песка должна быть такова, чтобы онъ проходилъ черезъ сито съ отверстіями въ 5 мм. ($\frac{3}{16}$ дюйма).

11. Гравій и щебень должны быть чистыми, въ противномъ случаѣ они должны быть промыты. Гравій не долженъ проходить черезъ грохотъ съ отверстіемъ въ 5 мм. ($\frac{3}{16}$ ") и наибольшее измѣреніе не должно превышать 20 мм. Во всякомъ случаѣ, крупность гравія должна быть такова, чтобы онъ свободно помѣщался межу отдѣльными частями арматуры и между арматурой и стѣнками формъ.

Наибольшіе размѣры щебня таковы же, что и для гравія. Щебень долженъ быть приготовленъ изъ прочныхъ породъ. Для частей, неподверженныхъ большимъ усиліямъ и ударамъ, допускается употребленіе гравія и щебня болѣе крупныхъ, чѣмъ указано выше.

12. Составъ бетона для желѣзобетоннаго сооруженія долженъ быть оговоренъ въ кондиціяхъ и во всякомъ случаѣ не тощѣе, чѣмъ 1 ч. цемента на $2\frac{1}{2}$ ч. песку и 4 ч. гравія или щебня.

Бетонъ долженъ имѣть такой составъ и долженъ быть приготовленъ изъ такихъ матеріаловъ и такимъ способомъ, чтобы приготовленные на мѣстѣ работы кубики размѣрами $30 \times 30 \times 30$ см., послѣ 28 дней храненія во влажномъ пескѣ, при комнатной температурѣ, выдерживали временное сопротивление не менѣе 150 клг. на кв. см.

Приготовление бетона должно происходить въ слѣдующемъ порядкѣ: пере-мѣшивается сперва на-сухо цементъ съ сухимъ пескомъ въ потребномъ количествѣ, согласно установленному составу бетона, потомъ прибавляется гравій или щебень и по мѣрѣ перемѣшиванія поливается водой. Количество воды должно быть таково, чтобы масса бетона была настолько сыра, чтобы бетонъ, зажатый въ рукѣ, держался въ формѣ комка и оставлялъ на рукѣ слѣдъ цементнаго раствора. Количество бетона, приготовляемое заразъ, должно быть таково, чтобы весь запасъ приготовленнаго бетона могъ пойти въ работу не позже какъ черезъ 1 ч. по окончаніи затворенія. Бетонъ въ кладкѣ долженъ тщательно утрамбовываться, для достиженія возможно большей плотности. Толщина слоя послѣ трамбованія не должна быть больше 10 см. Слѣдуетъ по возможности избѣгать перерывовъ въ производствѣ работъ по устройству какой-нибудь отдѣльной части сооруженія. Если же перерывъ сдѣланъ, то бетонъ, ранѣе уложенный, необходимо тщательно очистить, взбороздить и хорошо смочить, прежде чѣмъ укладывать новый слой. Вода, какъ для промывки песка, такъ и для приготовления бетона, должна быть чистая, прѣсная и не содержать вредныхъ примѣсей.

Въ знойные и сухіе дни должны быть принимаемы мѣры для предохраненія бетона отъ вреднаго дѣйствія зноя и сухости воздуха. При температурѣ же ниже 0° веденіе работъ на открытомъ воздухѣ безусловно воспрещается.

Бетонъ во время производства работъ долженъ быть подвергаемъ испытанію на раздробленіе согласно второго абзаца сего пункта, причемъ изготовленіе образцовъ должно производиться по особой, прилагаемой къ сему инструкции В.

С. Предохраненіе готовыхъ частей сооруженій отъ деформаций.

13. Послѣ окончанія трамбованія, въ теченіе не менѣе 15 дней, должны быть приняты мѣры, предупреждающія быстрое высыханіе бетона, какъ то: прикрытіе его слоемъ песку съ поддержаніемъ песка всегда въ сыромъ состояніи и т. п. Въ теченіе того же 15-ти дневнаго срока не допускается никакая, хотя бы очень малая, нагрузка готовой части, а также воспрещается безъ разрѣшенія техническаго надзора передвиженіе по ней людей.

Д. Формы, подмости и сроки раскружаливанія.

14. Формы и подмости должны быть достаточно прочными и жесткими, чтобы не могли деформироваться при работахъ.

15. Раскружаливаніе возможно только тогда, когда имѣется полная увѣренность въ достаточной степени отвердѣнія бетона и, во всякомъ случаѣ, не ранѣе слѣдующихъ сроковъ послѣ окончанія трамбованія:

- а) для балокъ и заполненій пролетомъ до 3 м. не ранѣе 2 недѣль;
- б) для балокъ и заполненій пролетовъ отъ 3 до 6 м. не ранѣе 1 мѣсяца;
- в) для балокъ большихъ пролетовъ и для колоннъ срокъ раскружаливанія не ранѣе $1\frac{1}{2}$ мѣсяца.

При температурѣ ниже 5° С. и вообще во всѣхъ тѣхъ случаяхъ, когда тем-

пература воздуха не соответствует при раскручивании нормальным условиям твердения бетона, сроки соответственно увеличиваются.

Раскручивание необходимо делать осторожно, без толчков и сотрясений.

Е. Ведение технического журнала в течение производства работ.

16. Во время производства работ обязательно ведется журнал, в который заносятся все данные по испытанию отдельных частей сооружения относительно рода и качества материалов, состава бетона, способов и времени производства работ, результатов испытания нормальных кубов бетона и вообще все обстоятельства, относящиеся до исполнения работ.

Г. Испытание готовых сооружений и частей их.

17. В виду большого разнообразия конструкций и невозможности вследствие этого перечисления всех возможных условий приема и объема испытаний, последние должны быть подробно изложены в пояснительной записке проекта.

Возраст бетона к моменту испытания, равно как и срок открытия сооружения для пользования, должны быть подробно указаны в пояснительной записке к проекту. Возраст бетона для больших сооружений должен быть не менее 3 месяцев, для полов не менее $1\frac{1}{2}$ месяца.

Мостовые сооружения испытываются согласно правилам испытания таковых, утвержденным по сим предметам министерством путей сообщения.

При частичном испытании междуэтажных покрытий пробная нагрузка принимается равной расчетной временной нагрузке, увеличенной в 1,5 раза.

При испытании всего покрытия сплошной нагрузкой величина ее принимается равной расчетной временной нагрузке.

Независимо от сего, по требованию приемщика, всякая составная часть покрытия, как то плита, прогон, стойка, могут быть испытаны при самом невыгодном расположении нагрузки.

При испытании плит и балок нагрузка выдерживается 24 часа, причем полный прогиб при одиночной временной нагрузке не должен превосходить $\frac{1}{800}$ части пролета, а при увеличенной пробной нагрузке допускаемый пробный прогиб пропорционально увеличивается.

Остающийся прогиб после 24-х часового выдерживания под нагрузкой не должен превосходить 30% соответствующего полного прогиба.

По удостоверении в получении удовлетворительных результатов при производстве $\frac{1}{4}$ объема предположенных испытаний допускается при остальных испытаниях выдерживать нагрузку лишь столько времени, сколько окажется необходимым при условии, чтобы получающиеся деформации не продолжали увеличиваться в течение последних 2-х часов, но, во всяком случае, не менее 6-ти часов.

Необходимо, чтобы во всех случаях пробная нагрузка располагалась равномерно, без ударов, причем способ загрузки должен устранять образование в нагрузке сводчатых перекрытий, значительного трения о стьны и проч. явлений, ослабляющих действие пробной нагрузки. Результаты испытания должны быть подробно занесены в вышеупомянутый журнал производства работ (п. 16).

§ 9. Нормы для расчета прочности желѣзо-бетонныхъ сооружений ¹⁾.

Приложение 2 къ приказу по министерству путей сообщенія отъ 2 марта 1911 г., № 51.

1. Опреѣленіе усилій и моментовъ, дѣйствующихъ въ частяхъ желѣзо-бетонныхъ сооружений, производится на общихъ основаніяхъ статики сооружений, руководствуясь установленными нормами нагрузки какъ вертикальной, такъ и отъ давленія вѣтра и принимая въ требующихся случаяхъ вліяніе температуры.

Примѣчаніе. Если вліяніе закрѣпленія концовъ балокъ въ опорахъ вводится въ расчетъ балокъ, то необходимо подтвердить расчетомъ полную надежность проектированнаго закрѣпленія.

2. Опреѣленіе расчетныхъ напряженій въ частяхъ желѣзо-бетонныхъ сооружений производится въ предположеніи, что бетонъ не участвуетъ въ сопротивленіи растягивающимъ усиліямъ, что эти послѣднія воспринимаются исключительно продольною арматурою и что основныя положенія теоріи изгиба о плоскихъ поперечныхъ сѣченіяхъ и пропорціональной зависимости между напряжениями и удлиненіями остаются въ силѣ.

3. Расчетъ деформаций частей желѣзо-бетонныхъ сооружений, а равно усилій статически неопредѣлимыхъ системъ производится въ томъ предположеніи, что бетонъ и арматура одновременно участвуютъ въ сопротивленіи какъ сжимающимъ, такъ и вытягивающимъ силамъ.

4. Отношеніе m между модулями упругости желѣзной арматуры и бетона, служащее для приведенія разнороднаго сѣченія частей желѣзо-бетонныхъ сооружений къ однородному приведенному, принимается въ частяхъ съ простой (не спиральной) арматурой—15.

5. Допускаемая предѣльная напряженія желѣза и бетона въ частяхъ, подвергающихся простому сжатію безъ изгиба, при содержаніи продольной арматуры не менѣе 0,80% отъ количества бетона въ поперечномъ сѣченіи, не должны превосходить для бетона— $\frac{1}{6}$ временнаго сопротивленія раздробленію, соотвѣтствующаго крѣпости черезъ 28 дней послѣ его изготовленія, и для лилаго желѣза 800 килогр. на кв. см.; въ частяхъ сооружений, не подвергающихся сотрясеніямъ и сильно мѣняющимся силамъ, означенныя напряженія могутъ быть повышены, но не болѣе, чѣмъ на 20%.

Въ случаѣ, если длина сжатой части превосходитъ 18-кратный наименьшій поперечный размѣръ сѣченія, надлежитъ прочность ея провѣрить расчетомъ на продольный изгибъ; при этомъ за свободную длину принимается часть между точками, не допускающими продольнаго изгиба.

6. Въ частяхъ, подвергающихся изгибу, предѣльная допускаемая напряженія бетона и желѣза устанавливаются: на сжатіе бетона — $\frac{1}{4,5}$ временнаго сопротивленія бетона раздробленію, соотвѣтствующаго крѣпости его черезъ 28 дней послѣ изготовленія, на перерѣзываніе бетона 4,5 кил. на кв. см., на сжатіе и растяженіе желѣза 1000 кил. на кв. см., на скалываніе арматуры 600 кил. на кв. см., перерѣзываніе хомутовъ 700 кил. на кв. см. и на сцѣпленіе бетона съ желѣзомъ 4,5 кил. на кв. см. При этомъ для частей, подверженныхъ сильнымъ сотрясе-

¹⁾ Нормы минист. путей сообщенія опубликованы 4 іюня 1911 г. Нормы, выработанныя профессорами Николаевской инженерной академіи, утверждены 18 ноября 1910 г. Этими обстоятельствами объясняется сходство въ нормахъ.

ніямъ или рѣзко мѣняющимся силамъ, вышеупомянутыя основныя нормы сопротивленія сжатію бетона и растяженію, сжатію и перерѣзыванію желѣзной арматуры и хомутовъ понижаются на 10⁰/₀, а для частей, подверженныхъ сильнымъ ударамъ, тѣ же основныя нормы уменьшаются на 20⁰/₀.

7. При необходимости допустить отступленія отъ указанныхъ выше правилъ, надлежитъ входить по сему вопросу въ подлежащія учрежденія съ представленіемъ надлежаще мотивированныхъ соображеній и расчетовъ.

§ 10. Инструкція А къ нормамъ для расчета прочности желѣзо-бетонныхъ сооружений.

(Приложеніе 3 къ приказу по министерству путей сообщенія отъ 2 марта 1911 г., № 51).

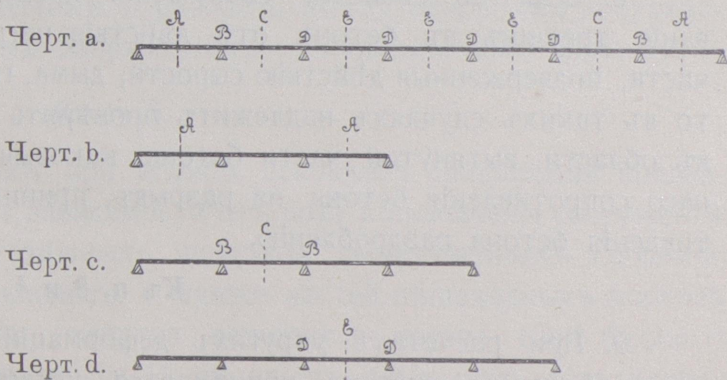
Къ п. 1.

1. При опредѣленіи усилій отъ внѣшней нагрузки надлежитъ руководствоваться дѣйствующими нормами, если таковыя установлены (напр., для мостовъ подъ желѣзныя или гужевыя дороги и пр.); въ остальныхъ случаяхъ принимаемая въ расчетъ внѣшняя нагрузка должна быть мотивирована и подтверждена указаніемъ тѣхъ обстоятельствъ, которыя, по соображенію съ мѣстными условіями, могутъ подтвердить цѣлесообразность и достаточность принимаемой при расчетахъ нагрузки (давленіе снѣга, вѣтра, воды, земли, направленіе этого давленія, колебаніе температуры и т. д.). Всѣ куб. метра желѣзо-бетона принимается не менѣе 2,4 тонны, а утрамбованнаго бетона 2,2 тонны. Линейное измѣненіе бетона отъ измѣненія температуры на 1° Ц. принимается 0,000135.

2. За расчетный пролетъ желѣзо-бетонныхъ балокъ принимается: а) для свободнолежащихъ балокъ—разстояніе между осями опорныхъ частей подъ ними, б) для сплошныхъ покрытій—чистое разстояніе между опорами (въ свѣту), увеличенное на толщину покрытія въ средней части пролета, и с) для неразрѣзныхъ многопролетныхъ балокъ—разстояніе между осями опоръ, поддерживающихъ балки.

3. Для упрощенія расчета многопролетныхъ неразрѣзныхъ балокъ допускается дѣлать расчетъ въ предположеніи, что моментъ посрединѣ пролета составляетъ 80⁰/₀ отъ момента посрединѣ пролета свободно-лежащихъ на 2 опорахъ балки, а отрицательный опорный моментъ равенъ моменту посрединѣ свободно-лежащей балки. Если же расчетъ дѣлается какъ для многопролетной балки, то можно принимать, что на разсматриваемый пролетъ вліяетъ только нагрузка этого пролета и смежныхъ съ нимъ, по два съ каждой стороны *). Во всякомъ

*) **Примѣръ.** Въ балкѣ съ числомъ пролетовъ болѣе 5-ти (черт. а) середина крайнихъ пролетовъ А можетъ быть рассчитана, какъ середина крайнихъ пролетовъ 3-хъ пролетной балки (черт. б); вторыя отъ концовъ опорныя сѣченія В и середины вторыхъ пролетовъ С (черт. а), какъ соотвѣтствующія сѣченія 4-хъ пролетной балки (черт. с), всѣ же остальные сѣченія срединъ Е и опоръ D пролетовъ (черт. а)—какъ среднія и опорныя сѣченія 3-го пролета 5-ти пролетной балки (черт. d).



случаѣ необходимо при расчетѣ принимать во вниманіе возможное измѣненіе положенія опоръ; при этомъ, однако, для многопролетныхъ балокъ и плитъ сплошнаго покрытія, расположенныхъ на желѣзо-бетонныхъ балкахъ, не обязательно принимать въ расчетъ пониженіе опоръ отъ прогиба поддерживающихъ балокъ.

4. Если балки составляютъ одно цѣлое съ плитами, заполняющими промежутки между балками, то за расчетное поперечное сѣченіе балокъ принимаются, сверхъ дѣйствительнаго ихъ сѣченія, также части плиты по обѣ стороны оси балки, шириною каждая часть не болѣе $\frac{3}{8}$ разстоянія между осями балокъ, но не болѣе $\frac{1}{6}$ пролета балки въ свѣту; при этомъ необходимо провѣрить, обеспечена ли прочность сопряженія плитъ съ балкою, въ противномъ случаѣ вводимая въ расчетъ часть плиты соотвѣтственно уменьшается. Если разстояніе между балками въ свѣту не превосходитъ полуторной ширины балки, то можно вводить въ расчетъ поперечнаго сѣченія балки всю плиту, т. е. шириною, равною разстоянію между серединами смежныхъ балокъ.

5. Если для расчета плитъ съ перекрестной арматурой, поддерживаемыхъ сплошь всѣми четырьмя сторонами, примѣняются выраженія изгибающихъ моментовъ для балокъ, поддерживаемыхъ лишь съ двухъ сторонъ, то допускается уменьшить величину исчисленнаго для меньшаго пролета момента умноженіемъ на коэффициентъ $\frac{1}{1+\alpha^4}$, гдѣ α отношеніе меньшаго пролета къ большему.

6. Ширина частей плиты, на которую распространяется вліяніе сосредоточеннаго груза, принимается равною $h + \frac{a}{3}$, гдѣ h сумма толщины плиты и высоты балласта, мостовой, насыпи и проч., и a разстояніе между осями опоръ (пролетъ плиты); эта часть ширины вводится при исчисленіи момента сопротивленія плиты. Длина частей плиты, на которую распространяется вліяніе сосредоточеннаго груза принимается равною h .

7. Въ желѣзнодорожныхъ мостахъ при передачѣ давленія сосредоточенныхъ грузовъ на желѣзо-бетонное строеніе черезъ посредство шпаль давленіе груза въ направленіи, перпендикулярномъ къ оси пути, принимается передающимся на ширину части строенія, равную $a + 2h$, гдѣ a ширина подошвы рельса, а h — общая толщина шпалы и балласта или засыпки надъ строеніемъ. Въ направленіи вдоль пути сосредоточенные грузы принимаются безъ расчета на передачу черезъ балластъ.

Къ п. 2.

8. Если по свойству сооруженій представляется недопустимымъ образованіе трещинъ въ бетонѣ отъ дѣйствія нагрузки (напримѣръ, сооруженіе или части, подверженныя дѣйствію сырости, дыма, газовъ и другихъ вредныхъ вліяній), то въ такихъ случаяхъ надлежитъ провѣрить расчетомъ наибольшія напряженія въ области вытянутой части бетона, каковыя не должны превосходить временнаго сопротивленія бетона на разрывъ, принимаемаго въ $\frac{1}{10}$ временнаго сопротивленія бетона раздробленію.

Къ п. 3 и 4.

9. При расчетахъ упругихъ деформаций и усилій въ частяхъ статически неопредѣлимыхъ системъ принимается установленное въ нормахъ отношеніе

$m = 15$, а также постоянное значеніе модуля упругости бетона на сжатіе и растяженіе $E = 140\,000$ кил. на кв. см.; въ тѣхъ же случаяхъ (п. 8), когда при расчетѣ на изгибъ принимается во вниманіе растяженіе бетона, слѣдуетъ принимать модуль упругости бетона на сжатіе $E = 140\,000$ кил. на кв. см. и на растяженіе $E = 56\,000$ кил. на кв. см.

Къ п. 5.

10. При расчетѣ сжатыхъ частей, съ содержаніемъ продольной арматуры свыше 2% отъ площади поперечнаго сѣченія бетона, излишекъ арматуры сверхъ 2% вводится въ расчетъ лишь въ размѣрѣ одной четверти.

11. Коэффициентъ уменьшенія основнаго напряженія при расчетѣ на продольный изгибъ принимается въ частяхъ, подверженныхъ центральному сжатію:

$$\varphi = \frac{1}{0,96 + 0,0001 \left(\frac{l}{r} \right)^2},$$

гдѣ φ —отношеніе допускаемаго напряженія къ основному, l —свободная длина сжатой части, r —наименьшій радіусъ инерціи поперечнаго сѣченія.

За свободную длину, въ зависимости отъ способа закрѣпленія концовъ, принимается слѣдующая часть α отъ полной длины, считая таковую между теоретическими центрами концовъ, а именно:

если часть закрѣплена обоими концами	0,5
если одинъ конецъ закрѣпленъ, а въ другомъ имѣется шарниръ	0,7
если оба конца имѣтъ шарниры	1
если одинъ конецъ закрѣпленъ, а другой конецъ освобожденъ	2

При исчисленіи радіусовъ инерціи принимается въ расчетъ все поперечное сѣченіе бетона и 15-ти кратная площадь поперечнаго сѣченія арматуры, и модуль упругости на растяженіе и сжатіе бетона $E = 140\,000$ кил. на кв. см., но при этомъ должно быть выполнено требованіе о расположеніи поперечной арматуры на разстояніи не большемъ наименьшаго размѣра поперечнаго сѣченія сжатой части, считая сей размѣръ по линіи, проходящей черезъ центръ тяжести этого сѣченія.

12. При сложномъ сопротивленіи на сжатіе и изгибъ уменьшенію по расчету на продольный изгибъ подлежитъ разность между основнымъ допускаемымъ напряженіемъ и добавочнымъ напряженіемъ отъ изгибающаго момента.

Къ п. 6.

13. Уменьшеніе допускаемыхъ при изгибѣ основныхъ напряженій предвидѣно въ размѣрѣ 10% и 20% въ зависимости отъ рода и назначенія сооруженій; слѣдуетъ: а) при расчетѣ междуэтажныхъ покрытій общественныхъ собраний, танцевальныхъ залъ, фабрикъ, складовъ, и также частей пѣшеходныхъ мостовъ и вообще всякихъ мостовъ, если нагрузка передается черезъ слой балласта толщиной менѣе 50 см., но не менѣе 15 см., и пр., уменьшить допускаемое

основное напряженіе на 10⁰/₀ и в) при расчетѣ перекрытія погребовъ подъ проѣздными дворами, мостовъ при толщинѣ балластнаго менѣе 15 см. и пр. уменьшить основное напряженіе на 20⁰/₀.

14. При содержаніи продольной арматуры въ сжатой области изгибаемыхъ балокъ свыше 2⁰/₀ отъ площади поперечнаго сѣченія бетона, излишекъ сверхъ 2⁰/₀, подобно п. 5, вводится въ расчетъ лишь въ размѣрѣ одной четвертой части.

§ 11. Инструкція В по изготовленію и испытанію кубиковъ изъ бетона на раздробленіе.

(Приложеніе 4 къ приказу по министерству путей сообщенія отъ 2 Марта 1911 г., № 51).

1. Формы должны быть нормальныя, разборчатыя, кубическія по 30 см. въ сторонѣ, съ направляющей насадкой тоже 30 см. высотой. Трамбовка должна быть нормальная 12 килогр. вѣсомъ, квадратная въ 12 см. въ сторонѣ; для уплотненія у стѣнокъ примѣняются нормальныя желѣзныя лопаточки вѣсомъ 1,12 килогр.

2. Наполненіе формъ бетономъ производится въ два слоя, каждый слой уплотняется девятью ударами, слѣдующими рядомъ въ три полосы. Передъ укладкой втораго слоя первый съ поверхности взрыхляется. По окончаніи трамбованія втораго слоя производится сглаживаніе его желѣзной линейкой; оказавшіяся пустоты и неровности заполняются бетономъ.

3. По прошествіи около 24 часовъ четыре стѣнки формъ удаляются и кубики остаются еще около 24 часовъ на нижней доскѣ формы; если же кубики достаточно затвердѣли, то ихъ переносятъ въ мѣсто, назначенное для ихъ храненія.

4. Кубики сохраняются въ помѣщеніи, защищенномъ отъ мороза, дождя, сквозняка и солнца. Кубики укладываются на слой въ 10 см. влажнаго, не глинистаго песка и такимъ же слоемъ обсыпаются кругомъ; песокъ долженъ поддерживаться влажнымъ. При недостаткѣ мѣста кубики могутъ быть помѣщены и въ нѣсколько рядовъ по высотѣ съ прослойками песка. Въ такомъ видѣ кубики остаются до срока испытанія. При перевозкѣ кубики упаковываются во влажныя деревянныя опилки.

5. Давленіе производится либо по направленію трамбованія, либо перпендикулярно ему. Въ первомъ случаѣ неровности плоскостей давленія за 7 дней до испытанія сглаживаются цементомъ съ пескомъ (1 : 1). Временное сопротивленіе раздробленію выводится изъ трехъ опытовъ. При раздробленіи отмѣчается грузъ первой трещины.

ОТДѢЛЪ III.

Расчетъ желѣзо-бетонныхъ покрытій.

§ 12. Прямоугольное сѣченіе съ одиночной арматурой.

Пусть имѣемъ заданными:

- M — изгибающій моментъ,
- b — ширина балки,
- a — разстояніе отъ оси арматуры до нижняго края балки.

Неизвѣстными будутъ:

- σ_b — наибольшее сжимающее напряженіе въ бетонѣ,
- σ_e — растягивающее напряженіе въ желѣзѣ,
- h — высота балки,
- f_e — площадь поперечнаго сѣченія желѣза, приходящаяся на всю ширину b .

Для опредѣленія неизвѣстныхъ имѣемъ три уравненія равновѣсія для отрѣзанной части балки

$$\Sigma X = 0$$

$$\Sigma Y = 0$$

$$\Sigma M = 0.$$

Второе уравненіе, въ которое придется ввести перерѣзывающія напряженія, можно оставить безъ разсмотрѣнія. Такимъ образомъ останется два уравненія (1 и 3), изъ которыхъ можно опредѣлить 2 неизвѣстныхъ; поэтому изъ 4-хъ величинъ σ_b , σ_e , f_e и h двѣ должны быть заданы.

Пусть

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e \text{ и } h \text{ — заданы,} \\ \text{напряженія } \sigma_b \text{ и } \sigma_e \text{ — неизвѣстны.} \end{array} \right.$$

Также неизвѣстно будетъ положеніе нейтральной оси, т. е. разстояніе x , фиг. 8, которое мы опредѣлимъ при помощи дополнительнаго уравненія.

Равнодѣйствующая сжимающихъ напряженій въ верхней сжатой части бетона

Для этой цѣли воспользуемся положеніемъ, что удлиненія пропорціональны разстояніямъ до нейтральной оси, т. е.

$$\frac{\Delta s_b}{x} = \frac{\Delta s_e}{h - a - x}, \quad \dots \quad (4)$$

гдѣ Δs_b — относительное удлиненіе для крайней фибры бетона,

Δs_e — » » для желѣза.

Изъ линейнаго закона Гука имѣемъ

$$\Delta s_b = \frac{\sigma_b}{E_b}, \quad \dots \quad (5)$$

$$\Delta s_e = \frac{\sigma_e}{E_e}, \quad \dots \quad (6)$$

гдѣ E_b — коэффициентъ упругости для бетона,

E_e — » » для желѣза,

причемъ $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$.

Подставляя Δs_b и Δs_e въ уравненіе (4), найдемъ:

$$\frac{n\sigma_b}{x} = \frac{\sigma_e}{h - a - x} \quad \dots \quad (7)$$

Подставивъ же значеніе σ_e изъ уравненія (7) въ уравненіе (1), найдемъ уравненіе:

$$\boxed{\frac{bx^2}{2} = nf_e (h - a - x)} \quad \dots \quad (8)$$

которое выражаетъ собою равенство статическихъ моментовъ относительно нейтральной оси съ одной стороны сжатой части площади сѣченія бетона и съ другой приведенной площади сѣченія желѣза (т. е. дѣйствительной площади сѣченія желѣза, умноженной на n).

Это равенство, впрочемъ можно было бы написать совершенно независимо отъ предыдущихъ разсужденій, а прямо исходя изъ опредѣленія нейтральной оси ¹⁾.

Изъ уравненія (8) получаемъ выраженіе для опредѣленія положенія нейтральной оси:

$$\boxed{x = \frac{nf_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nf_e}} \right]} \quad \dots \quad (9)$$

Такимъ образомъ, найдя x , можемъ опредѣлить наибольшія напряженія въ бетонѣ σ_b и въ желѣзѣ σ_e по формуламъ (2) и (3).

¹⁾ Нейтральною осью называется такая ось, которая проходитъ черезъ центръ тяжести площади поперечнаго сѣченія; въ данномъ случаѣ площади приведеннаго поперечнаго сѣченія, т. е. площади сѣченія сжатой части бетона и умноженной на n площади сѣченія желѣза.

Примѣчаніе 1. Приблизительную высоту желѣзобетонной балки можно опредѣлить, если вообразить фиктивную однородную балку и принять для нея фиктивное допускаемое напряженіе 35—40 к./см.²; тогда изъ уравненія $M = \frac{bh^2}{6} \cdot 40$ найдемъ высоту балки h , которую можно принять для окончательнаго расчета.

Примѣчаніе 2. Разстояніе a отъ оси арматуры до нижней поверхности бетона берется около $\frac{1}{10}$ высоты балки или $\frac{1}{2}d$, гдѣ d — діаметръ стержня арматуры; во всякомъ случаѣ разстояніе отъ нижней поверхности желѣза до края балки не должно быть меньше 2 см., а въ плоскихъ покрытияхъ не меньше 1 см.

Разстояніе отъ оси стержня арматуры до боковой грани берется не менѣе $\frac{1}{2}d$, а между осями стержней не менѣе $2d$.

Примѣчаніе 3. Обыкновенно при расчетѣ задаются допускаемыя напряжения, а требуется найти необходимую высоту балки h и площадь сѣченія желѣза f_e (а кромѣ того разстояніе x для положенія нейтральной оси).

Для этой цѣли изъ вышенаписанныхъ формулъ можно получить съ достаточною точностью слѣдующія значенія для x :

M — изгибающій моментъ въ к. см.

b — ширина балки въ см.

					Разстояніе до нейтр. оси въ смтр. ¹⁾ .
для допускаемаго напряженія въ желѣзѣ	$\sigma_e = 750$	к./см. ²			$x = 0,17 \sqrt{\frac{M}{b}}$
» » » » »	$\sigma_e = 1000$	к./см. ²			$x = 0,15 \sqrt{\frac{M}{b}}$
» » » » »	$\sigma_e = 1200$	к./см. ²			$x = 0,14 \sqrt{\frac{M}{b}}$

Кромѣ того высоту балки $h - a$ (въ см.) и площадь желѣза f_e (въ см.²) можно выразить формулами, полученными изъ предыдущихъ выраженій (гдѣ M въ к. см. и b — въ см.).

$$11) \quad h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}},$$

$$12) \quad f_e = t \sqrt{Mb},$$

$$13) \text{ или } f_e = 100 \frac{t}{r} \cdot \frac{b(h-a)^2}{100},$$

$$14) \quad x = s(h-a),$$

$$\text{гдѣ } r = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \sigma_b}},$$

$$t = \frac{1}{r \left(1 - \frac{s}{3}\right) \sigma_e},$$

$$s = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b}.$$

Для нѣкоторыхъ значеній σ_e и σ_b составлена слѣдующая таблица.

¹⁾ Разница въ допускаемомъ напряженіи для бетона не оказываетъ существеннаго вліянія на коэффициентъ передъ корнемъ.

²⁾ Это значеніе дается для полученія площади сѣченія желѣза въ % отъ площади сѣченія бетона.

Таблица значений $h - a$, f_e и $x \dots$ (въ к. и см.).

Допуск. напр.		Для положенія нейтральной оси.	Для высоты балки.	П л о щ а д ь ж е л ь з а.	
σ_e	σ_b	$x = s (h - a)$	$h - a = r \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$f_e = 100 \cdot \frac{t}{r} \left[\frac{b (h - a)}{100} \right]$	$f_e = t \sqrt{M b}$
750	20	0,286 $(h - a)$	$0,622 \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$	$0,381 \cdot \frac{h (h - a)}{100}$	$0,00237 \sqrt{M b}$
	25	0,333 »	0,522 »	0,556 »	0,00290 »
	30	0,375 »	0,451 »	0,750 »	0,00338 »
	35	0,412 »	0,401 »	0,961 »	0,00385 »
	40	0,444 »	0,363 »	1,185 »	0,00430 »
1000	20	0,230 »	0,686 »	0,231 »	0,00159 »
	25	0,273 »	0,568 »	0,341 »	0,00194 »
	30	0,310 »	0,490 »	0,466 »	0,00228 »
	35	0,344 »	0,434 »	0,603 »	0,00262 »
	40	0,375 »	0,390 »	0,750 »	0,00293 »
1200	20	0,200 »	0,732 »	0,167 »	0,00122 »
	25	0,238 »	0,604 »	0,248 »	0,00150 »
	30	0,273 »	0,519 »	0,342 »	0,00177 »
	35	0,305 »	0,456 »	0,443 »	0,00202 »
	40	0,333 »	0,411 »	0,556 »	0,00228 »
к./см. ²		см.	см.	см. ²	см. ²

Примѣры.

ПРИМѢРЪ 1. Задано: M .
Найти: σ_b и σ_e ?

Имѣется желѣзобетонное покрытие, для котораго опредѣленъ по серединѣ пролета изгибающій моментъ $M = 130\,000$ к. см.; ширина покрытия $b = 100$ см.; толщина покрытия $h = 16$ см. Въ растянутой части заложено 6 круглыхъ прутьевъ діаметромъ 15 мм., ось которыхъ отстоитъ отъ нижняго края на $a = 2$ см.

Имѣемъ: $h - a = 16 - 2 = 14$ см.

$$f_e = 6 \cdot 1,767 = 10,60 \text{ см.}^2$$

По уравненію (9):

$$x = \frac{nf_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nf_e}} \right] = \frac{15 \cdot 10,6}{100} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 14}{15 \cdot 10,6}} \right] = \underline{5,27 \text{ см.}}$$

По уравненію (1):

$$\sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{2 \cdot 130\,000}{100 \cdot 5,27 \left(14 - \frac{5,27}{3} \right)} = \underline{40,3 \text{ к./см.}^2 \text{ } ^1)}$$

По уравненію (2):

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{130\,000}{10,6 \left(14 - \frac{5,27}{3} \right)} = \underline{1001 \text{ к./см.}^2}$$

ПРИМѢРЪ 2. Задано: σ_b и σ_e .

Найти: h и f_e ? (Чаще всего встрѣчающийся случай).

Требуется при заданномъ моментѣ $M = 130\,000$ к. см. и при ширинѣ покрытія $b = 100$ см. найти размѣры покрытія съ тѣмъ, чтобы напряженія не превосходили допускаемыхъ $\sigma_b = 40$ к./см.² *) и $\sigma_e = 1000$ к./см.²?

По таблицѣ (стр. 27) для $\sigma_b = 40$ и $\sigma_e = 1000$ имѣемъ:

$$h - a = 0,390 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,390 \sqrt{\frac{130\,000}{10}} = 0,30 \cdot 36,056 = \underline{14,06 \text{ см.}}$$

$$f_e = 0,00293 \sqrt{Mb} = 0,00293 \sqrt{130\,000 \cdot 100} = 0,00293 \times 3605,6 = \underline{10,56 \text{ см.}^2}$$

Слѣдовательно можно взять $a = 2$ см., $h - a = 14$ см., $h = 16$ см. и для желѣза 6 прутьевъ $d = 15$ мм.

ПРИМѢРЪ 3. Задано: h и σ_b .

Найти f_e и σ_e ?

При $b = 100$ см. и $M = 130\,000$ к. см. примемъ, что $h - a = 12$ см., $\sigma_b = 40$ к./см.² Опредѣлимъ сначала x изъ уравненія (2):

$$\sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h - a - \frac{x}{3} \right)},$$

$$x^2 - 3(h - a)x + \frac{6M}{\sigma_b \cdot b} = 0,$$

$$x^2 - 3 \cdot 12x + \frac{6 \cdot 130\,000}{40 \cdot 100} = 0.$$

Откуда $x = 6,64$ см. (значительно больше, чѣмъ въ примѣрахъ 1 и 2).

По уравненію (7):

$$\frac{n\sigma_b}{x} = \frac{\sigma_e}{h - a - x},$$

имѣемъ

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b \frac{h - a - x}{x} = 15 \cdot 40 \cdot \frac{12 - 6,64}{6,64} \approx \underline{485 \text{ к./см.}^2},$$

а пр уравненію (8):

$$\frac{bx^2}{2} = n f_e (h - a - x),$$

$$f_e = \frac{bx^2}{2n(h - a - x)} = \frac{100 \cdot 6,64^2}{2 \cdot 15 \cdot 5,38} \approx \underline{28 \text{ см.}^2}$$

¹⁾ По русскимъ условіямъ наибольшее допускаемое напряженіе въ бетонъ принимается въ 35 к./см.²

Изъ этого примѣра видно, что при уменьшеніи полезной толщины покрытія только на 2 см., сѣченіе желѣза противъ примѣровъ 1 и 2 увеличивается почти втрое.

ПРИМѢРЪ 4. Задано h и σ_e .
Найти f_e и σ_b .

Имѣемъ плоское покрытіе шириною $b=100$ см. Изгибающій моментъ для середины $M=130\,000$ к. см., и надъ опорами $M_a=195\,000$ к. см. Полезная толщина покрытія $(h-a)$ для момента $M_a=195\,000$ к. см. при $\sigma_b=40$ к./см.² и $\sigma_e=1000$ к./см.² опредѣлена въ 17 см., причемъ $f_e=12,94$ см.² Ради практическихъ соображеній полезная толщина въ 17 см. сохранена по всему пролету. Найти f_e и σ_b для середины пролета, причемъ σ_e не должно быть болѣе 1000 к./см.²?

Подставимъ въ уравненіе (2):

$$\sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

вмѣсто σ_b его значеніе изъ уравненія (7):

$$\frac{n\sigma_b}{x} = \frac{\sigma_e}{h - a - x},$$

найдемъ

$$x^2 \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = \frac{M \cdot 2n}{b \cdot \sigma_e} (h - a - x),$$

$$x^2 \left(17 - \frac{x}{3} \right) = \frac{130\,000 \cdot 2 \cdot 15}{100 \cdot 1000} (17 - x),$$

откуда $x=5,45$ см.

Тогда по уравн. (7):

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n(h - a - x)} = \frac{1000 \cdot 5,5}{15(17 - 5,5)} = \underline{31,4 \text{ к./см.}^2}$$

и по уравн. (8):

$$f_e = \frac{bx^2}{2n(h - a - x)} = \frac{100 \cdot 5,5^2}{2 \cdot 15(17 - 5,5)} = \underline{8,56 \text{ см.}^2}$$

Такимъ образомъ экономія въ желѣзѣ, по сравненію съ примѣромъ 1 и 2, незначительна; въ дѣйствительности, если принять во вниманіе увеличеніе изгибающаго момента отъ увеличенія вѣса покрытія, то эта экономія будетъ еще меньше.

Приближенное рѣшеніе. Чтобы избѣгнуть необходимости разрѣшенія уравненія 3-ей степени, можно воспользоваться приближеннымъ рѣшеніемъ (см. примѣчаніе 3, на стр. 26), а именно для $\sigma_e=1000$ к./см.² имѣемъ приблизительно

$$x = 0,15 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,15 \sqrt{\frac{130\,000}{100}} = 0,15 \cdot 36,056 = 5,41 \text{ см.,}$$

поэтому для σ_b и f_e получимъ достаточно точныя выраженія.

ПРИМѢРЪ 5. Задано: f_e и σ_e .
Найти h и σ_b ?

Пусть въ покрытіи, взятомъ въ примѣрахъ 1 — 4 необходимо сохранить и надъ промежуточною опорой ту же площадь сѣченія желѣза $f_e=10,6$ см.², которая опредѣлена въ примѣрѣ 2. Какова должна быть полезная толщина покрытія надъ опорой, если $\sigma_b=40$ к./м.² и σ_e не должно быть больше 1000 к./см.²?

Исключивъ изъ уравненій (7) и (3) $(h-a)$, получимъ уравненіе для опредѣленія x :

$$3b\sigma_e x^2 + 4nf_e\sigma_e x - 6Mn = 0,$$

откуда

$$x = 6,66 \text{ см.};$$

затѣмъ изъ уравненія (7) находимъ

$$h - a = \frac{bx^2}{2nf_e} + x = \frac{100 \cdot 6,66}{2 \cdot 15 \cdot 10,6} = \underline{20,66 \text{ см.}},$$

и изъ урavn. (3):

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n(h - a - x)} = \underline{31,7 \text{ к./см.}^2}$$

ПРИМѢРЪ 6. Задано f_e и σ_b .
Найти h и σ_e ?

Данныя тѣже, что и въ примѣрѣ 4, только требуется сѣченіе, опредѣленное для конца пролета надъ опорою, сохранить по всей длинѣ пролета; т. е. задано $M = 130\,000 \text{ к. см.}$, $f_e = 12,94 \text{ см.}^2$, $\sigma_b = 40 \text{ к./см.}^2$

Подставимъ значеніе $h - a$ изъ урavn. (8) въ урavn. (2), тогда найдемъ:

$$\frac{3x^3}{nf_e} + 4x^2 - \frac{12M}{b\sigma_b} = 0,$$

откуда

$$x = 5,56 \text{ см.}$$

Затѣмъ изъ уравненія (8)

$$h - a = \frac{bx^2}{2nf_e} + x = \underline{13,56 \text{ см.}},$$

и изъ уравненія (7):

$$\sigma_e = n\sigma_b \frac{h - a - x}{x} = \underline{860 \text{ к./см.}^2}$$

§ 13. Перерѣзывающія напряжения.

Перерѣзывающія напряжения въ сѣченіи однороднаго тѣла, подвергающагося изгибу, опредѣляются по формулѣ

$$t = \frac{mS}{bJ}, \dots \dots \dots (15)$$

гдѣ t — перерѣзывающее напряженіе въ разсматриваемомъ слоѣ,

m — статическій моментъ части сѣченія, лежащей выше разсматриваемаго слоя, относительно нейтральной оси,

S — поперечная сила въ данномъ сѣченіи,

J — моментъ инерціи всей площади поперечнаго сѣченія относительно нейтральной оси,

b — ширина сѣченія въ разсматриваемомъ слоѣ.

Наибольшее напряженіе будетъ въ нейтральномъ слоѣ.

Для прямоугольнаго сѣченія будемъ имѣть:

статическій моментъ верхней половины сѣченія относительно нейтральной оси

$$m = b \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{bh^2}{8},$$

моментъ инерціи площади всего сѣченія относительно нейтральной оси

$$J = \frac{bh^3}{12},$$

перерѣзывающее напряжение

$$t = \frac{\frac{bh^2}{8} \cdot S}{b \cdot \frac{bh^3}{12}}$$

или

$$t = \frac{S}{b \cdot \frac{2}{3} h}, \dots \dots \dots (16)$$

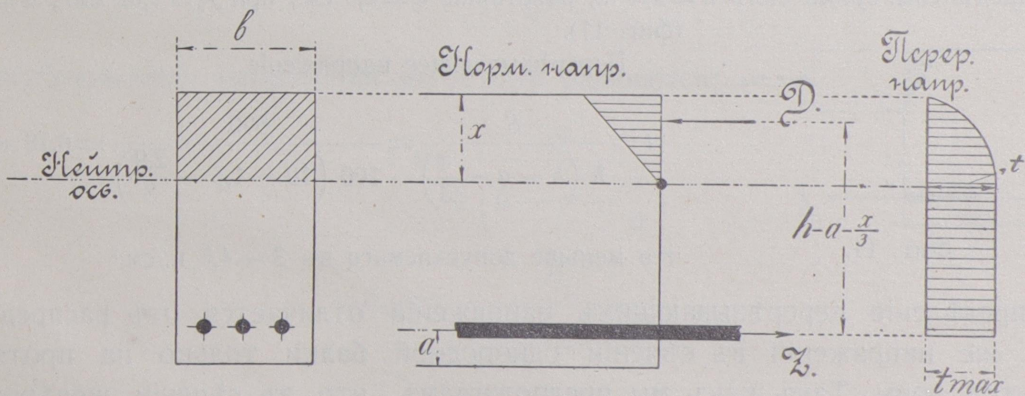
гдѣ $\frac{2}{3} h$ — разстояніе между центрами сжатія и растяженія.

На фиг. 9 построены діаграммы напряженій для прямоугольнаго сѣченія однороднаго тѣла — нормальныя и перерѣзывающія.



Фиг. 9.

По аналогіи подобныя разсужденія можно распространить на сѣченіе желѣзобетоннаго тѣла съ одиночною арматурою, фиг. 10.



Фиг. 10.

Статическій моментъ сжатой части сѣченія относительно нейтральной оси:

$$m = bx \cdot \frac{x}{2} = \frac{bx^2}{2}.$$

Приведенный моментъ инерціи всего работающаго сѣченія, т. е. верхней сжатой части и площади сѣченія арматуры, относительно нейтральной оси равняется

$$J = \frac{bx^3}{3} + nf_e(h - a - x)^2 \dots \dots \dots (17)$$

Здѣсь площадь поперечнаго сѣченія арматуры приведена къ площади сѣченія бетона путемъ умноженія на коэффициентъ n , равный отношенію коэффициентовъ упругости желѣза и бетона.

Чтобы исключить изъ этого выраженія количество f_e надо написать, что статическій моментъ всего приведеннаго сѣченія относительно нейтральной оси равняется нулю, т. е.

$$\frac{bx^2}{2} - nf_e(h - a - x) = 0;$$

откуда

$$f_e = \frac{bx^2}{2n(h - a - x)}.$$

Подставляя значеніе f_e въ выраженіе (17), найдемъ

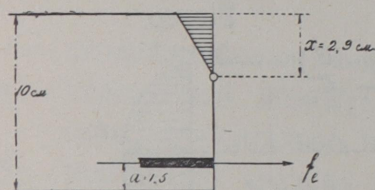
$$J = \frac{bx^2}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right),$$

а подставляя значенія m и J въ формулу (15), получимъ:

$$\boxed{t = \frac{S}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}}, \dots \dots \dots (18)$$

гдѣ $\left(h - a - \frac{x}{3} \right)$ — попережнему разстояніе между центрами сжатія и растяженія, фиг. 10.

Примѣръ. Для плоскаго покрытія толщиною $h=10$ см. и для ширины $b=1,00$ м. опредѣлены: сумма силъ $S=590$ к., разстояніе $x=2,9$ см., при $f_e=5,02$ см.², $a=1,5$ см. (фиг. 11).



Фиг. 11.

Перерѣзывающее напряженіе

$$t = \frac{S}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{590}{100 \left(10 - 1,5 - \frac{2,9}{3} \right)} = 0,78 \text{ к./см.}^2,$$

что меньше допускаемаго въ 3 — 4,5 к./см.²

Распредѣленіе перерѣзывающихъ напряженій отличается отъ распредѣленія такихъ же напряженій въ сѣченіи однородной балки только на протяженіи растянутой зоны. Такъ какъ мы предполагаемъ, что въ сѣченіи желѣзобетонной балки растягивающія напряженія въ бетонѣ не существуютъ, то между нейтральною осью и арматурою перерѣзывающія напряженія не мѣняются (см. фиг. 10).

Если наибольшія перерѣзывающія напряженія будутъ больше допускаемаго k_3 (отъ 4,5 до 3 к./см.²), то придется или увеличить сѣченіе балки или же ото-

гнуть растянутую арматуру кверху под углом 45°; кромѣ того можно добавить вертикальныя подвѣски (хомуты).

Типъ хомута изъ полосоваго желѣза показанъ на фиг. 12 и 13 (можно взять, конечно, и изъ круглаго желѣза; полосовое—проще въ работѣ).

Въ той части балки, гдѣ перерѣзывающія напряженія не превосходятъ допускаемаго, можно не дѣлать никакихъ усиленій, такъ какъ эти напряженія воспримутся бетономъ. Та поперечная сила S_0 , при которой необходимо начать вводить хомуты, будетъ равняться (по формулѣ 18):

$$S_0 = k_3 \cdot b \left(h - a - \frac{x}{3} \right), \dots \dots \dots (19)$$

гдѣ k_3 —допускаемое напряженіе бетона на перерѣзываніе (отъ 3 до 4½ к./см.²). Избытокъ поперечной силы $S - S_0$ долженъ быть воспринятъ вспомогательною арматурою.

Разбивка пролета на части, гдѣ должны быть распредѣлены отогнутыя прутья или хомуты, производится слѣдующимъ графическимъ путемъ, фиг. 14—20.

Сначала строится для половины пролета діаграмма суммы силъ. Въ случаѣ равномерно распределенной нагрузки это будетъ парабола съ наибольшею ординатою $S_{max} = \frac{pl}{2}$ на опорѣ (гдѣ p — величина равномерно-распределенной нагрузки). На діаграммѣ отложена та величина поперечной силы S_0 , которая воспринимается самимъ бетономъ и вычисляется по уравненію (19).

Назовемъ величину заштрихованной на фиг. 4 а площади черезъ F . Проще всего принять эту площадь за треугольникъ.

Тогда

$$F = \frac{S - S_0}{2} \cdot c;$$

но перерѣзывающія напряженія въ бетонѣ равняются:

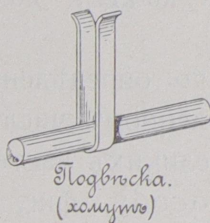
$$t = \frac{S}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

и

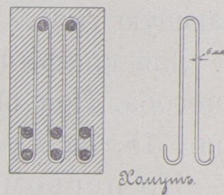
$$k_3 = \frac{S_0}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)},$$

гдѣ t наибольшее перерѣзывающее напряженіе у опоры и k_3 (отъ 3 до 4,5 к./см.²)—допускаемое напряженіе на перерѣзываніе для бетона. Исключивъ S и S_0 найдемъ

$$F = \frac{(t - k_3) \cdot b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) \cdot c}{2}.$$



Фиг. 12.



Фиг. 13.

Сумма напряжений, которыя должны быть восприняты хомутами, равняется:

$$\frac{(t - k_3) \cdot c \cdot b}{2} \dots \dots \dots (20)$$

Если обозначить через $2f_b$ площадь поперечнаго сѣченія двухъ вѣтвей одного хомута и 600 к./см.^2 допускаемое напряженіе для перерѣзыванія желѣза, тогда число хомутовъ i будетъ равняться:

$$i = \frac{(t - k_3) \cdot c \cdot b}{2 \cdot 2f_b \cdot 600}.$$

Исключивъ c , получимъ число хомутовъ:

$$i = \frac{F}{\left(h - a - \frac{x}{3}\right) 2f_b \cdot 600} \dots \dots \dots (21)$$

Такимъ образомъ каждый хомутъ воспринимаетъ одну и ту же перерѣзывающую силу.

Для графическаго опредѣленія разстояній между хомутами имѣются два способа. При опредѣленномъ числѣ хомутовъ i необходимо разбить площадь F , фиг. 15, на i равновеликихъ частей.

По первому способу, фиг. 16, надъ точкой s откладываются въ любомъ масштабѣ отрѣзки, пропорціональные корнямъ квадратнымъ отъ 1 до i . Соединивъ r съ t и проведя линіи параллельныя rt , получимъ на прямой rs точки дѣленія треугольника на i равновеликихъ частей; на фиг. 16 число частей i взято равнымъ 4.

По второму способу, фиг. 17, сначала строятъ на Or , какъ на діаметрѣ, полуокружность и разбиваютъ діаметръ rO на i равныхъ частей (во взятомъ примѣрѣ c разбито на 4 части). Затѣмъ изъ центра O радіусами Om засѣкаютъ діаметръ rO въ точкахъ n . Точки n будутъ точками дѣленія данной площади F на i число равновеликихъ частей.

Хомуты должны быть расположены въ точкахъ дѣленія n , фиг. 18, причемъ первый хомутъ надо помѣстить въ точкѣ O .

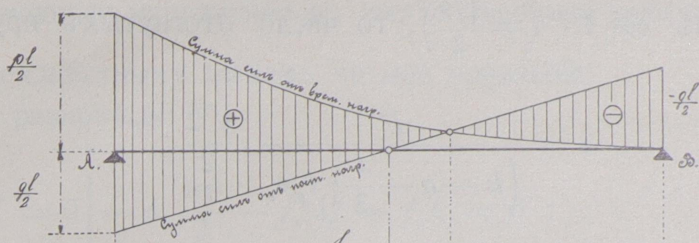
Наибольшее разстояніе между хомутами принимается на практикѣ около 30 см.

Расчетъ загнутыхъ прутьевъ главной арматуры. Когда напряженіе на перерѣзываніе достигнетъ допускаемаго предѣла (3 до $4,5 \text{ к./см.}^2$), тогда необходимо или помѣстить хомуты, или же часть арматуры, идущей въ нижней зонѣ, отогнуть кверху подъ угломъ 45° . Можно, конечно, обѣ мѣры соединить вмѣстѣ. Загнутые концы назначаются главнымъ образомъ для воспринятія косыхъ растягивающихъ напряженій, которыя увеличиваются по мѣрѣ приближенія къ опорамъ. Такъ какъ изгибающіе моменты надъ опорами въ балкахъ или равны нулю, или отрицательны, а значитъ въ нижней зонѣ надъ опорами не будетъ растягивающихъ напряженій, то изгибъ прутьевъ главной арматуры и переводъ ее изъ нижней зоны въ верхнюю является желательнымъ.

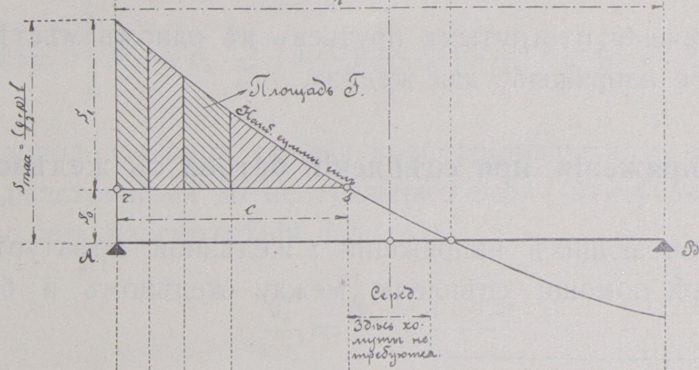
При направленіи отогнутой части подъ угломъ 45° перерѣзывающая сила, не воспринятая бетономъ, воспринимается сопротивленіемъ разрыву отогнутой части; тогда растягивающее усиліе будетъ равняться

$$Z = (S - S_0) \cos 45^\circ.$$

Примѣняя выводъ, изложенный при расчетѣ хомутовъ, найдемъ, что при i отогнутыхъ прутьяхъ необходимо площадь F диаграммы суммы силъ (перерѣзы-

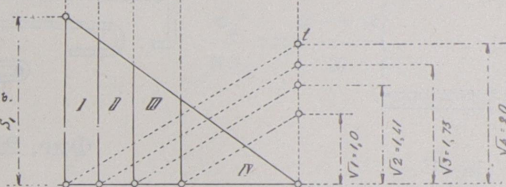


Фиг. 14.



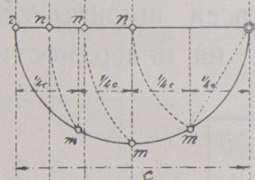
Фиг. 15.

I способъ
разбивки хомутовъ.



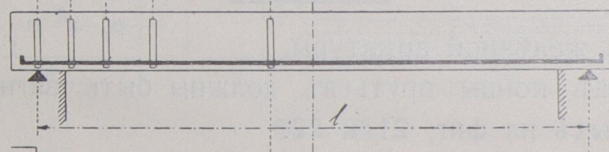
Фиг. 16.

II способъ
разбивки хомутовъ

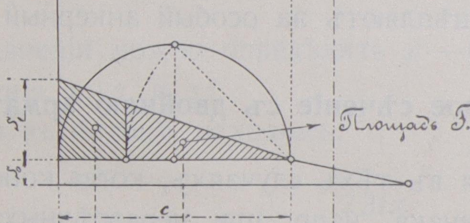


Фиг. 17.

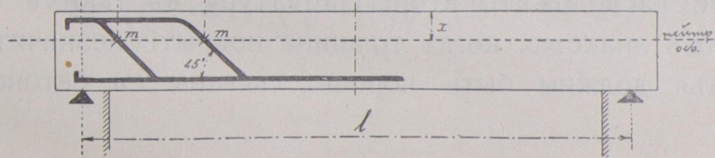
Распределение
хомутовъ.



Фиг. 18.



Фиг. 19.



Фиг. 20.

вающихъ силъ); фиг. 4 b и f, разбить на i равныхъ частей; на фиг. 19 разбивка сдѣлана, по тому же методу какъ и для хомутовъ, на двѣ части. Проектируя

центры тяжести участков¹⁾ на нейтральную ось балки, фиг. 20, найдемъ точки m, m , черезъ которыя должны пройти отогнутыя части прутьевъ.

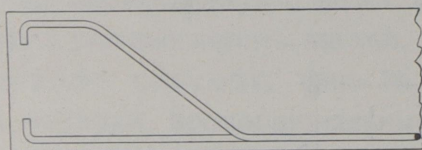
Такъ какъ сумма усилій, дѣйствующихъ на отогнутыя части отличается только множителемъ $\cos 45^\circ (= \frac{\sqrt{2}}{2})$, то число отогнутыхъ прутьевъ должно равняться²⁾

$$i = \frac{F}{\left(h - a - \frac{x}{3}\right) f_e \sigma_e} \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}, \dots \dots \dots (22)$$

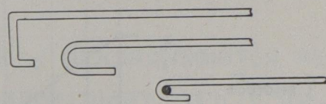
гдѣ f_e — площадь сѣченія отогнутыхъ прутьевъ въ одномъ мѣстѣ,
 σ_e — допускаемое напряженіе для желѣза.

§ 14. Напряженія при сцѣпленіи бетона съ желѣзомъ.

Передача перерѣзывающихъ напряженій t желѣзной арматурѣ можетъ происходить только при помощи сцѣпленія между желѣзомъ и бетономъ. Если



Фиг. 21.



Фиг. 22.

сумма перерѣзывающихъ напряженій для всей ширины сѣченія $= tb$, то напряженіе при сцѣпленіи желѣза съ бетономъ на поверхности желѣза будетъ равняться

$$\tau = \frac{t \cdot b}{u} \dots \dots \dots (23)$$

гдѣ u — поверхность желѣзной арматуры.

Во всякомъ случаѣ концы прутьевъ должны быть загнуты по одному изъ способовъ, показанныхъ на фиг. 21 и 22.

Иногда загнутый конецъ зацѣпляютъ за особый анкерный пруть, фиг. 22.

§ 15. Прямоугольное сѣченіе съ двойною арматурою.

Двойная арматура требуется въ тѣхъ случаяхъ, когда конструкція получаетъ изгибающіе моменты разнаго знака, напр. при неразрѣзныхъ балкахъ. Иногда бываетъ выгоднѣе расположить вторую арматуру въ такихъ балкахъ при моментахъ съ однимъ знакомъ, когда толщина покрытія незначительна.

Сжатые прутья должны быть хорошо связаны съ бетономъ при помощи хомутовъ.

¹⁾ На практикѣ центры тяжести всѣхъ участков кромѣ треугольника, принимаютъ на серединѣ участка.

²⁾ Выводъ однороденъ съ предыдущимъ.

Опредѣлимъ положеніе нейтральной оси (x) и найдемъ величины напряженій:

- σ_b — сжимающее напряженіе въ бетонѣ,
 σ_e — растягивающее напряженіе въ желѣзѣ нижней арматуры,
 σ_e^o — сжимающее напряженіе въ желѣзѣ верхней арматуры.

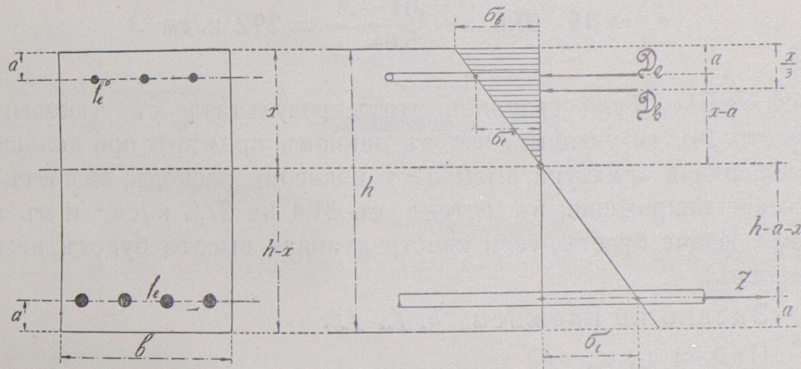
Для 4-хъ неизвѣстныхъ имѣемъ четыре уравненія:
 два условія равновѣсія:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma X = 0 \\ \Sigma M = 0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} -\sigma_b \frac{bx}{2} - f_e^o \sigma_e^o + f_e \sigma_e = 0 \dots\dots\dots (24) \\ M - \sigma_b \frac{bx}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right) - f_e^o \sigma_e^o (h - 2a) = 0, \dots\dots (25) \end{array} \right.$$

и затѣмъ два дополнительныя условія пропорціональности между напряженіями, удлиненіями и разстояніями до нейтрального слоя (эти условія можно написать непосредственно изъ разсмотрѣнія фиг. 23):

$$\frac{\sigma_e}{n\sigma_b} = \frac{h - a - x}{x} \dots\dots\dots (26)$$

$$\frac{\sigma_e^o}{n\sigma_b} = \frac{x - a}{x} \dots\dots\dots (27)$$



Фиг. 23.

Изъ этихъ уравненій можно опредѣлить x — разстояніе до нейтральной оси и затѣмъ напряженія σ_b , σ_e и σ_e^o .

Для напряженія въ бетонѣ находимъ:

$$\sigma_b = \frac{2Mx}{bx^2 \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + 2nf_e^o (x - a) (h - 2a)} \dots\dots\dots (28)$$

Примѣры къ расчету двойной арматуры.

ПРИМѢРЪ 1. Задано h, f_e, f_e^o .
Найти $\sigma_b, \sigma_e, \sigma_e^o$?

Плоское покрытие при полезной толщинѣ $h - a = 17$ см., при ширинѣ $b = 100$ см. должно быть рассчитано на изгибающій моментъ $M = 130\,000$ к. см. Нижняя арматура имѣетъ сѣченіе $f_e = 8,57$ см.², верхняя арматура — $f_e^o = 5,03$ см.²; $a = 1,5$ см.

Изъ уравненія (24) путемъ подстановки въ него значеній σ_e и σ_e^o изъ уравненій (26) и (27), найдемъ:

$$x^2 + \frac{2n(f_e + f_e^o)}{b} \cdot x - \frac{2n}{b} [f_e(h - a) + f_e^o a] = 0$$

$$x^2 + \frac{2 \cdot 25(8,57 + 5,03)}{100} x - \frac{2 \cdot 15}{100} (8,57 \cdot 17,0 + 5,03 \cdot 1,5) = 0$$

$$x = 5,04 \text{ см.}$$

Затѣмъ изъ уравненія (28) получаемъ:

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 130\,000 \cdot 5,04}{100 \cdot 5,04^2 (17,0 - 1,68) + 2 \cdot 15 \cdot 5,03 (5,04 - 1,5) (17,0 - 1,5)} = 27,8 \text{ к./см.}^2,$$

и изъ уравн. (26) и (27):

$$\sigma_e = 15 \cdot 27,8 \cdot \frac{17,00 - 5,04}{5,04} = 988 \text{ к./см.}^2$$

$$\sigma_e^o = 15 \cdot 27,8 \cdot \frac{15,04 - 1,5}{5,04} = 292 \text{ к./см.}^2.$$

Примѣчаніе. Если сравнить этотъ результатъ съ таковымъ же въ примѣрѣ 4 (на стр. 29), то увидимъ, что въ данномъ примѣрѣ при большой конструктивной высотѣ верхняя арматура вызываетъ излишній расходъ, за счетъ весьма ничтожнаго пониженія напряженія въ бетонѣ съ 31,4 на 27,8 к./см.² и въ желѣзѣ съ 1000 на 988 к./см.². Иначе будетъ, если конструктивная высота будетъ не велика (см. слѣдующій примѣръ).

ПРИМѢРЪ 2. Задано по прежнему h, f_e, f_e^o .
Найти $\sigma_b, \sigma_e, \sigma_e^o$?

Пусть полезная высота покрытия $h - a = 12$ см.; M, b и a тѣже, что и въ примѣрѣ 1. Нижняя арматура $f_e = 12,38$ см.², верхняя арматура $f_e^o = 8,45$ см.².

При помощи тѣхъ же уравненій, что и въ примѣрѣ 1, найдемъ:

$$x = 4,5 \text{ см.}$$

$$\sigma_b = 40,0 \text{ к./см.}^2,$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ к./см.}^2.$$

Такимъ образомъ, путемъ расположенія верхней арматуры можно достигнуть экономіи въ желѣзѣ на $28,0 - (12,38 + 8,45) = 7,17$ см.² по сравненію съ покрытиемъ, имѣющимъ одиночную арматуру (см. примѣръ 3 на стр. 28). Какъ получить это рѣшеніе будетъ показано на слѣдующемъ примѣрѣ.

ПРИМѢРЪ 3. Задано h, σ_b, σ_e .
Найти f_e и f_e^o ?

Для того же покрытия имѣемъ $h - a = 12$ см., $M = 130\,000$ к. см., $b = 100$ см., $a = 1,5$ см.
 $\sigma_b = 40$ к./см.², $\sigma_e = 1000$ к./см.².

Сначала найдем x изъ уравненія (26):

$$x = \frac{n \cdot \sigma_b (h - a)}{\sigma_e + n \sigma_b} = \frac{15 \cdot 40 \cdot 12}{1000 + 15 \cdot 40} = 4,5 \text{ см.},$$

затѣмъ изъ уравненія (27):

$$\sigma_e^o = n \cdot \sigma_b \cdot \frac{x - a}{x} = 15 \cdot 40 \frac{4,5 - 1,5}{4,5} = 400 \text{ к./см.}^2.$$

Подставивъ въ уравн. (25), находимъ

$$f_e^o = \frac{M - \sigma_b \cdot \frac{bx}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}{\sigma_e^o (h - 2a)} = \frac{130\,000 - \frac{40 \cdot 100 \cdot 4,5}{2} \left(12,0 - \frac{4,5}{3} \right)}{400 (12,0 - 1,5)} = 8,45 \text{ см.}^2$$

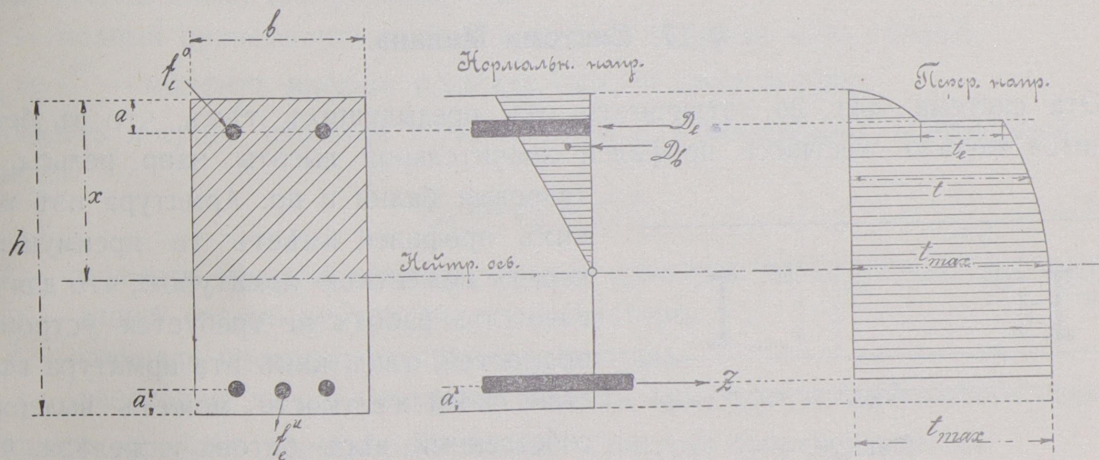
а изъ уравненія (24):

$$f_e = \frac{\sigma_b \frac{bx}{2} + f_e^o \sigma_e^o}{\sigma_e} = \frac{40 \cdot \frac{100 \cdot 4,5}{2} + 8,45 \cdot 400}{1000} = 12,38 \text{ см.}^2$$

§ 16. Перерѣзывающія напряжения для сѣченія съ двойною арматурою.

Статическій моментъ площади сжатой части сѣченія бетона и приведенной площади сѣченія верхней арматуры относительно нейтральной оси равняется:

$$m = \frac{bx^2}{2} + n f_e^o (x - a)$$



Фиг. 24.

Приведенный моментъ инерціи площади всего работающаго сѣченія, т. е. верхней сжатой части бетона и площади сѣченія верхней и нижней арматуры относительно нейтральной оси равняется

$$J = \frac{bx^3}{3} + n f_e^o (x - a)^2 + n f_e^u (h - a - x)^2.$$

Такимъ образомъ перерѣзывающее напряженіе при суммѣ силъ S будетъ равняться

$$t = \frac{mS}{bJ}.$$

Кривая измѣненій перерѣзывающихъ напряженій представлена на фиг. 24. Въ мѣстѣ присоединенія верхней арматуры напряжение мѣняется сразу на величину t_e . Отъ нейтральной оси внизъ перерѣзывающее напряжение сохраняетъ свою наибольшую величину до нижней арматуры.

ПРИМѢРЪ. Имѣемъ сѣченіе, фиг. 25, для котораго опредѣлено уже $x = 11,35$ см. Статическій моментъ площади сжатой части сѣченія относительно нейтральной оси:

$$m = \frac{bx^2}{2} + n f_e^o (x - a) = \frac{20 \cdot 11,35^2}{2} + 15 \cdot 1,51 (11,35 - 3,0) = 1477 \text{ см.}^3$$

Моментъ инерціи

$$\begin{aligned} J &= \frac{bx^3}{3} + n f_e^o (x - a)^2 + n f_e^u (h - a - x)^2 = \\ &= \frac{20 \cdot 11,35^3}{3} + 15 \cdot 1,51 (11,35 - 3,0)^2 + 15 \cdot 4,52 (36 - 3 - 11,35)^2 = \\ &= 43106 \text{ см.}^4 \end{aligned}$$

Наибольшее перерѣзывающее напряжение при суммѣ силъ $S = 1200$ к.

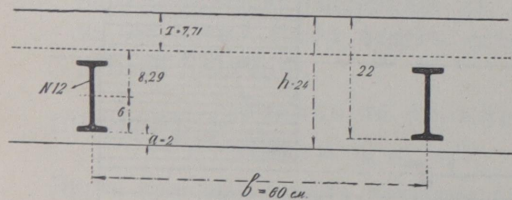
$$t = \frac{mS}{bJ} = \frac{1477 \cdot 1200}{20 \cdot 43106} = 2,1 \text{ к./см.}^2$$

Напряжение при сдѣплении желѣза съ бетономъ въ нижней арматурѣ равняется:

$$\tau = \frac{tb}{u} = \frac{t \cdot b}{4 \cdot \pi d} = \frac{2,1 \cdot 20}{4 \cdot 3,14 \cdot 1,0} = 3,3 \text{ к./см.}^2$$

§ 17. Система Мелана.

Эта система, фиг. 26, отличается отъ предыдущихъ тѣмъ, что въ бетонъ вводится желѣзо жесткихъ профилей значительной высоты, напр. рельсы, двутавровыя балки и пр. Арматура изъ жесткихъ профилей имѣетъ то преимущество передъ нежесткою арматурою, что для производства работъ не требуется устройства подмостей, такъ какъ эта арматура вслѣдствіе своей жесткости можетъ выдержать собственный вѣсъ бетона и желѣза, чѣмъ упрощается вся работа. При постройкѣ мно-



Фиг. 26.

гоэтажныхъ зданій эта система не мѣшаетъ возведенію остальныхъ этажей, такъ какъ поверхъ желѣзныхъ балокъ можно уложить досчатый настилъ для производства дальнѣйшихъ работъ.

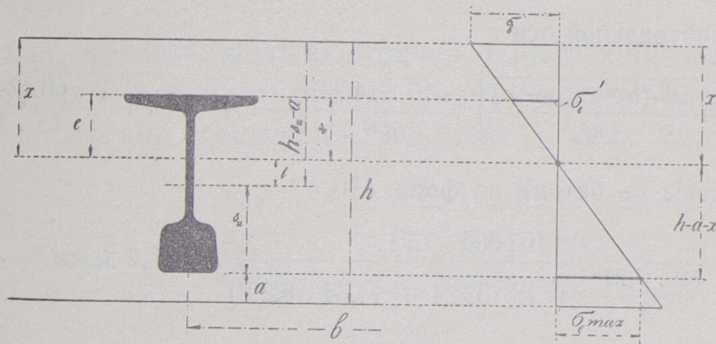
Недостатокъ этой системы заключается въ томъ, что желѣза на эту систему идетъ больше, такъ какъ центръ тяжести арматуры лежитъ ближе къ нейтральной оси. Но этотъ недостатокъ искупается большею жесткостью, простотою работы и надежностью, такъ какъ укладка тонкихъ, прямыхъ прутьевъ на извѣстныхъ разстояніяхъ другъ отъ друга, трудность устройства жесткихъ кружалъ, трудность трамбованія между прутьями требуютъ хорошихъ, опытныхъ мастеровъ; при системѣ же Мелана всѣ эти обстоятельства устраняются. Въ особенности система Мелана пригодна для сводовъ.

Вычисленіе напряженій производится по тому же методу, причемъ сначала надо опредѣлить разстояніе x отъ нейтральной оси до верхняго края сѣченія; ранѣе выведенная формула

$$x = \frac{nf_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nf_e}} \right],$$

при обозначеніяхъ на фиг. 27, обратится въ слѣдующую:

$$x = \frac{nf_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h-s_u-a)}{nf_e}} \right] \dots \dots \dots (29)$$



Фиг. 27.

Въ дальнѣйшемъ расчетѣ введемъ слѣдующія упрощенія. Обозначимъ моменты инерціи относительно нейтральной оси:

J — полный приведенный моментъ инерціи площади всего сѣченія,

$J_b = \frac{bx^3}{3}$ — моментъ инерціи площади сжатой зоны бетона.

Моментъ инерціи площади сѣченія желѣза относительно нейтральной оси равняется

$$J_{eo} = J_e + f_e i^2, \dots \dots \dots (30)$$

гдѣ J_e — моментъ инерціи площади сѣченія арматуры относительно оси, проходящей черезъ центръ тяжести арматуры,

f_e — площадь поперечнаго сѣченія арматуры,

i — разстояніе между центромъ тяжести арматуры и нейтральною осью.

Такимъ образомъ приведенный моментъ инерціи будетъ равняться

$$J = J_b + n (J_e + f_e i^2).$$

Изъ общихъ формулъ изгиба легко получимъ слѣдующія формулы:

наибольшее напряженіе въ бетонѣ $\sigma_b = \frac{Mx}{(J_e + f_e i^2)}, \dots \dots \dots (31)$

наибольшее напряженіе въ желѣзѣ $\sigma_e = \frac{M \cdot n (h-a-x)}{J_b (J_e + f_e i^2)}, \dots \dots \dots (32)$

гдѣ M — изгибающій моментъ,

$n = 15$ — отношеніе коэффициентовъ упругости.

Здѣсь въ формулѣ (32) напряженіе σ_e получено изъ линейнаго закона измѣненій напряженій для бетона, такъ какъ $\sigma_e = n\sigma_b$.

ПРИМѢРЪ 1. Дано покрытие при пролетѣ $l = 4,00$ м., толщиной 24 см., фиг. 26, при временной нагрузкѣ 250 к./м.². Двутавровыя балки № 12 заложены на разстояніи 60 см. ось отъ оси. Низъ балокъ находится на 2 см. отъ низа покрытия. Собственный вѣсъ покрытия съ поломъ составляетъ 600 к./м.². Определить наибольшія напряженія въ бетонѣ и желѣзѣ въ предположеніи, что арматура не предназначена для поддержанія опалубки.

Изгибающій моментъ

$$M = pl \cdot \frac{l}{8} = 0,60 (600 + 250) \cdot 4,0 \cdot \frac{400}{8} = 102\,000 \text{ к. см.}$$

Разстояніе до нейтральной оси

$$x = \frac{nf_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(h - s_u - a)}{nf_e}} \right] = \frac{15 \cdot 14,34}{60} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 60(24 - 6 - 2)}{15 \cdot 14,34}} \right] = 7,71 \text{ см.}$$

Наибольшее напряженіе въ бетонѣ по форм. (31):

$$\sigma_b = \frac{102\,000 \cdot 7,71}{\frac{60 \cdot 7,71^3}{3} + 15(334,4 + 14,34 \cdot 8,29^2)} = 27,2 \text{ к./см.}^2$$

Наибольшее напряженіе въ желѣзѣ, по форм. (32):

$$\sigma_e = 27,2 \cdot \frac{n(h - a - x)}{x} = 27,2 \cdot \frac{15(24 - 2 - 7,71)}{7,71} = 756 \text{ к./см.}^2$$

Для двутавровой балки № 12 было взято $f_e = 14,34$ см.², $J_e = 334,4$ см.⁴

ПРИМѢРЪ 2. Тотъ же случай, но при условіи, что опалубка подвѣшена къ желѣзнымъ балкамъ и что поэтому желѣзныя балки должны выдержать весь вѣсъ покрытия.

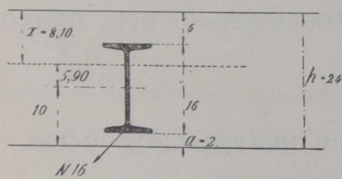
Взяты двутавровыя балки № 16 ($f_e = 22,26$ см.², $J_e = 909$ см.⁴) фиг. 28.

Изгибающій моментъ отъ постоянной нагрузки:

$$M_g = \frac{0,60 \cdot 600 \cdot 4,0 \cdot 400}{8} = 72\,000 \text{ к. см.}$$

Напряженіе въ желѣзѣ отъ постоянной нагрузки:

$$\sigma_e = \frac{M}{W} = \frac{Mh_o}{2J} = \frac{72\,000 \cdot 16}{2 \cdot 909} = 634 \text{ к./см.}^2$$



Фиг. 28.

Временная нагрузка будетъ дѣйствовать уже на сложную конструкцію.

Изгибающій моментъ отъ временной нагрузки

$$M_p = M - M_g = 102\,000 - 72\,000 = 30\,000 \text{ к. см. (см. предыд. примѣръ).}$$

Разстояніе до нейтральной оси по формулѣ (29):

$$x = \frac{15 \cdot 22,26}{60} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 60(24 - 8 - 2)}{15 \cdot 22,26}} \right] = 8,10 \text{ см.}$$

Напряженіе въ бетонѣ по формулѣ (31):

$$\sigma_b = \frac{30\,000 \cdot 8,10}{\frac{60 \cdot 8,10^3}{3} + 15(909 + 22,26 \cdot 5,90^2)} = 6,8 \text{ к./см.}^2$$

Напряженіе въ желѣзѣ

$$\sigma_e = 6,8 \cdot \frac{15 \cdot (24 - 8,10 - 2)}{8,10} = 175 \text{ к./см.}^2$$

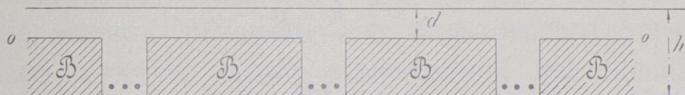
Такимъ образомъ полное напряженіе въ желѣзѣ равняется

$$634 + 175 = 809 \text{ к./см.}^2$$

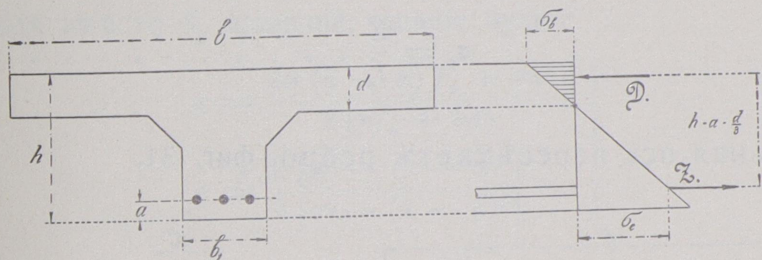
Примѣчаніе. Въ обоихъ примѣрахъ къ вычисленному напряженію въ бетонѣ необходимо добавить напряженіе отъ изгиба части бетона между двумя двутавровыми балками ¹⁾).

§ 18. Ребристыя покрытія.

Какъ мы видѣли, расчетъ желѣзобетонной конструкции ведется въ предположеніи, что бетонъ не сопротивляется растягивающимъ усиліямъ. Поэтому, если мы имѣемъ плоское перекрытіе высотой h , фиг. 29, съ нейтральной



Фиг. 29.



Фиг. 30.

осью 00, то заштрихованныя части B, B можно смѣло удалить, такъ какъ онѣ являются бесполезными. Подобное разсмотрѣніе перекрытія приводитъ къ ребристому покрытію, которое является одною изъ наиболѣе цѣлесообразныхъ желѣзобетонныхъ конструкций. Впрочемъ эта конструкция хороша въ тѣхъ случаяхъ, когда перекрытіе между ребрами работает на сжатіе; если же плита между ребрами будетъ работать на растяженіе, то въ расчетъ придется принять только ширину ребра, т. е. b_1 , фиг. 30.

¹⁾ Изгибающій моментъ для ширины 100 см. (какъ для простой балки):

$$M = \frac{(600 + 250) \cdot 0,6 \cdot 60}{8} = 3825 \text{ к. см.}$$

Моментъ сопротивленія

$$W = \frac{1}{6} h^2 = \frac{100 \cdot 24^2}{6} = 9600 \text{ см.}^3$$

Напряженіе

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{3825}{9600} = 0,4 \text{ к./см.}^2,$$

что весьма невелико.

Разстояніе между ребрами принимается таковымъ, чтобы плита между двумя ребрами могла работать какъ простая балка, свободно лежащая на двухъ опорахъ (наименьшая толщина 8 см.) Обыкновенно принимаютъ, что ширина плиты b , вводимая въ расчетъ для одного ребра, не должна быть больше одной трети расчетнаго пролета, и не болѣе 10—кратной толщины плоскаго покрытія.

При расчетѣ ребристаго покрытія придется разсмотрѣть три случая.

1) Нейтральная ось не выходитъ изъ толщины плиты.

Для этого случая применимы всѣ формулы, выведенныя нами въ § 15 для прямоугольнаго сѣченія. Арматура рассчитывается на все сѣченіе шириною b , но помещается только на протяженіи b_1 (въ ребрѣ), фиг. 30.

2) Нейтральная ось совпадаетъ съ нижнимъ краемъ плиты ($x = d$) фиг. 30.

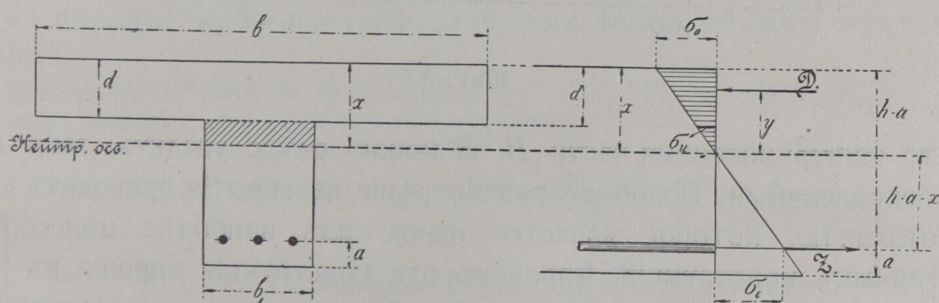
Въ этомъ случаѣ имѣемъ:

$$D = Z = \frac{M}{h - a - \frac{d}{3}} \dots \dots \dots (33)$$

$$\sigma_b = \frac{2D}{bd} \dots \dots \dots (34)$$

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_e} \dots \dots \dots (35)$$

3) Нейтральная ось пересѣкаетъ ребро, фиг. 31.



Фиг. 31.

Изъ закона пропорціональности напряженій разстояніямъ до нейтральной оси имѣемъ:

$$1) \quad \sigma_e : n\sigma_o = (h - a - x) : x.$$

$$2) \quad \sigma_u : \sigma_o = (x - d) : x.$$

Изъ условія равновѣсія ($\Sigma X = 0$) имѣемъ

$$3) \quad \sigma_o \cdot \frac{bx}{2} - (b - b_1) \sigma_u \frac{x-d}{2} = \sigma_e f_e.$$

..... (36)

Изъ этихъ трехъ уравненій находимъ выраженіе для опредѣленія x :

$$b_1 x^2 + 2x [nf_e + d(b - b_1)] = 2n(h - a)f_e + (b - b_1)d^2 \dots (36 \text{ bis})$$

Затѣмъ изъ уравненія моментовъ этихъ силъ и при помощи 2-го уравненія изъ группы (36) находимъ значеніе для y :

$$y = \frac{3}{2} \frac{[bx^3 - (b - b_1)(x - d)^3]}{[bx^2 - (b - b_1)(x - d)^2]} \dots \dots \dots (37)$$

Затѣмъ получимъ общія уравненія:

$$D = Z = \frac{M}{h - a - x + y} \dots \dots \dots (38)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e (h - a - x + y)} \dots \dots \dots (39)$$

$$\sigma_o = \sigma_b = \frac{\sigma_e x}{n (h - a - x)} \dots \dots \dots (40)$$

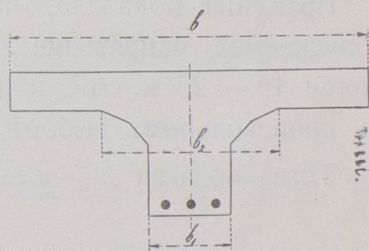
При расчетѣ мостовъ съ большими пролетами, когда сѣченіе ребра велико, а сѣченіе плиты не велико, рекомендуется пользоваться формулами (36 до 40). Въ перекрытіяхъ же жилыхъ зданій обыкновенно нейтральная ось проходитъ весьма близко отъ нижняго края плиты, поэтому можно пренебречь сжимающими напряженіями въ ребрѣ, фиг. 31; тогда получимъ слѣдующія упрощенныя выраженія (вводя вмѣсто b_1 значеніе, равное нулю):

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{2n(h - a)f_e + bd^2}{2(nf_e + bd)}; \\ y &= \frac{2}{3} \frac{[x^3 - (x - d)^3]}{[x^2 - (x - d)^2]} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (41)$$

Формулы (38, 39 и 40) остаются безъ измѣненія.

Перерѣзывающія напряженія опредѣляются въ самомъ опасномъ мѣстѣ, т. е. у перехода плиты къ ребру; причемъ формула остается такого же вида, какъ было принято для прямоугольнаго сѣченія:

$$t = \frac{S}{b_1 \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} \dots \dots \dots (42)$$



Фиг. 32.

Для уменьшенія перерѣзывающихъ напряженій полезно сдѣлать плавный переходъ отъ ребра къ плитѣ, путемъ скоса угла или при помощи закругленія, фиг. 32.

§ 19. Нѣкоторыя замѣчанія о расчетѣ ребристыхъ покрытій.

1) Выборъ размѣровъ для ребристыхъ покрытій является болѣе сложнымъ, чѣмъ для плоскихъ покрытій. Если во второй формулѣ (41) пренебречь значеніемъ $(x - d)$, т. е. приравнять $x - d$ нулю, и вмѣсто x подставить d , тогда получимъ $y = \frac{2}{3} d$; а это означаетъ, что центръ сжатія будетъ лежать на разстояніи $\frac{d}{3}$ отъ внѣшняго края покрытія. Вообще при пренебреженіи сжимающими напряженіями

въ ребрѣ положеніе центра сжатія мѣняется въ очень узкихъ границахъ. Самое высокое положеніе будемъ конечно на разстояніи $\frac{d}{3}$ отъ верхней поверхности, самое же низкое на разстояніи $\frac{d}{2}$ тоже отъ верхней поверхности; но въ этомъ случаѣ напряженія въ плоскомъ покрытіи должны выразиться въ видѣ прямоугольника. Такимъ образомъ при незначительномъ измѣненіи положенія центра сжатія плечо $i = h - a - x + y$ пары внутреннихъ силъ мѣняется весьма незначительно, вотъ почему толщину желѣзной арматуры для ребристыхъ покрытій можно подобрать только съ большимъ приближеніемъ.

2) При практическомъ опредѣленіи разстоянія между ребрами и толщины плоскаго перекрытія слѣдуетъ принять во вниманіе то обстоятельство, что часть плоскаго покрытія, на ширину не болѣе $\frac{1}{3}$ пролета ребра ребристаго покрытія, и на ширину не болѣе 10 кратной толщины плоскаго покрытія (считая отъ оси ребра по 5 кратной толщинѣ въ каждую сторону) принимаетъ участіе въ сопротивленіи ребристой балки какъ сжатая часть, и кромѣ того плоское покрытие между ребрами работаетъ, какъ самостоятельное покрытие; поэтому напряженія въ плоскомъ покрытіи не должны быть велики. Въ ребристыхъ балкахъ полезную высоту балки слѣдуетъ опредѣлять не по тому приему, который примѣняется нами при расчетѣ плоскаго покрытія съ одиночною арматурою, а необходимо брать эту высоту значительно больше, тѣмъ болѣе, что увеличеніе высоты ребра, требуя весьма незначительнаго увеличенія бетона, даетъ весьма большое сбереженіе въ желѣзѣ и содѣйствуетъ большей жесткости перекрытія. Вотъ почему, въ цѣляхъ экономическихъ, не требуется использовать полностью допускаемое напряженіе на сжатіе въ бетонѣ плоскаго перекрытія, какъ сжатой части ребристой балки; гораздо лучше плоское заполненіе такъ спроектировать, чтобъ использовать допускаемое напряженіе на сжатіе въ бетонѣ въ поперечномъ къ ребру направленію. Допускаемое же напряженіе въ желѣзѣ надо использовать вполнѣ.

Практика показала, что наиболѣе экономичное рѣшеніе получается, если допускаемое напряженіе въ бетонѣ въ продольномъ направленіи принять не болѣе 15 — 25 к./см.², и для желѣза $\sigma_e = 1000$ к./см.², если только не стѣснены въ произвольномъ выборѣ высоты ребра.

Тогда полагая $x - y = \frac{d}{2}$, изъ урavn. (39) получимъ

$$f_e = \frac{M}{\left(h - a - \frac{d}{2}\right) \cdot 1000};$$

обозначая $h - a - \frac{d}{2}$ черезъ i — (плечо пары силъ), найдемъ

$$f_e = \frac{M}{1000i}$$

Напряженія $\sigma_b = 15$ до 25 к./см.² получаются обыкновенно, когда i равно примѣрно $2f_e$. Подставляя въ предыдущее выраженіе вмѣсто $f_e = \frac{i}{2}$, найдемъ:

$$i = \sqrt{\frac{M}{500}}^1) \dots \dots \dots (43)$$

¹⁾ Въ килогр. и смтр.

Тогда высота балки получится примѣрно равною

$$h = i + a + \frac{d}{2}$$

Если же конструктивная высота по заданію невелика, меньше чѣмъ это требуется при полномъ использованіи допускаемаго напряженія въ бетонѣ ребристаго покрытія, то тогда необходимо использовать все напряженіе въ бетонѣ въ продольномъ направленіи, не заботясь о напряженіи въ поперечномъ направленіи. Въ случаѣ же необходимости, придется прибѣгнуть къ двойной продольной арматурѣ.

3) При опредѣленіи ширины ребра въ поперечномъ направленіи необходимо принять во вниманіе перерѣзывающія напряженія, а также знакъ изгибающихъ моментовъ, такъ какъ при расчетѣ ребристыхъ покрытій въ видѣ неразрѣзныхъ балокъ опорные моменты и моменты по срединѣ различны по знаку. Надъ опорами сжимающія напряженія въ бетонѣ воспринимаются однимъ только ребромъ. Кромѣ того ширина ребра должна быть достаточна для размѣщенія прутьевъ арматуры.

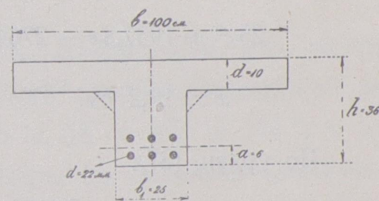
4) Поперечныя ребра устраиваются при большихъ разстояніяхъ между главными ребрами (подобно продольнымъ балкамъ въ желѣзныхъ мостахъ). Въ этомъ случаѣ плоское перекрытіе рассчитывается, какъ простая балка съ пролетомъ, равнымъ разстоянію между поперечными ребрами, причемъ необходимо помнить, что плоское перекрытіе испытываетъ напряженіе какъ самостоятельная балка и въ томъ же направленіи, какъ сжатая часть ребристаго покрытія. Поэтому сумма напряженій не должна превосходить допускаемаго предѣла.

ПРИМѢРЪ 1. Имѣемъ ребристую балку, фиг. 33, при пролетѣ въ свѣту 7,0 метр., и при расчетномъ пролетѣ $1,10 \cdot 7,0 = 7,70$ м. Временная нагрузка $p = 250$ к./м.² Плоское перекрытіе между балками взято толщиною 10 см.; между осями реберъ взято 1,80 метра. Требуется опредѣлить размѣры ребра.

Ширина балки не должна быть больше 10-кратной толщины плоскаго перекрытія, т. е. не больше 100 см.

Собственный вѣсъ балки

$(1,00 \cdot 0,10 + 0,26 \cdot 0,25) \cdot 2400 =$	396 к./м.
Вѣсъ шлаковой смазки толщиною 6 см.	36 »
Вѣсъ цементнаго пола толщиною 2 см.	40 »
Вѣсъ штукатурки	14 »
Временная нагрузка	250 »
	736 к./м.



Фиг. 33.

Можно принять 800 к./м. (ввиду того, что размѣры ребра неизвѣстны).

Изгибающій моментъ

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{800 \cdot 7,70 \cdot 7,70}{8} = 592\,900 \text{ к. см.}$$

1) Допускаемыя напряженія примемъ для бетона 40 к./см.², для желѣза 1000 к./см.². По таблицѣ на стр. 27 находимъ значенія:

$$h - a = 0,390 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,390 \sqrt{\frac{592\,900}{100}} = 30,03 \text{ см.};$$

примемъ $a = 6$ см., тогда

$$h = 36 \text{ см.}$$

$$f_e = 0,00293 \sqrt{Mb} = 0,00293 \sqrt{592900 \cdot 100} = 22,56 \text{ см.}^2$$

Можно взять 6 прутьевъ $d = 22$ мм. при $\omega = 22,81 \text{ см.}^2$

Опредѣлимъ положеніе нейтральной оси

$$x = 0,375 \cdot (h - a) = 0,375 \cdot 30 = 10,25 \text{ см.};$$

изъ этого видно, что нейтральная ось почти совпадаетъ съ нижнимъ краемъ плоскаго покрытия; поэтому нѣтъ необходимости примѣнять тѣ формулы, когда принимается во вниманіе часть бетона ребра.

2) На основаніи практическихъ соображеній, высказанныхъ раньше, примемъ допускаемые напряженія для бетона 25 к./см.^2 и для желѣза 1000 к./см.^2 , тогда по таблицѣ на стр. 27 получимъ:

$$h - a = 0,568 \sqrt{\frac{Mb}{b}} = 0,568 \sqrt{\frac{592900}{100}} = 43,74 \text{ см.} \approx 44 \text{ см.}$$

$$h = 44 + 6 = 50 \text{ см.}$$

$$x = 0,273 (h - a) = 0,273 \cdot 44 = 12,1 \text{ см.}$$

Если пренебrecь сжимающими напряженіями для бетона въ ребрѣ, тогда приблизительно получимъ:

$$D = Z = \frac{M}{h - a - \frac{d}{2}} = \frac{592900}{44 - \frac{10}{2}} = 15202 \text{ к.}$$

$$f_e = \frac{Z}{1000} = 15,20 \text{ см.}^2$$

Можно взять 6 прутьевъ $d = 18$ мм. при $f_e = 15,26 \text{ см.}^2$

По сравненію съ опредѣленнымъ раньше значеніемъ $f_e = 22,56 \text{ см.}^2$, здѣсь получается уменьшеніе желѣза на 33%.

По точному расчету изъ ур. (36 bis) получимъ:

$$25x^2 + 2x [15 \cdot 15,26 + 10(100 - 25)] = 2 \cdot 15 \cdot 44 \cdot 15,26 + (100 - 25) \cdot 10^3$$

$$25x^2 + 1957,8x - 27643,2 = 0$$

$$x = 12,2 \text{ см.}$$

По уравн. (37):

$$y = \frac{2 [100 \cdot 12,2^3 - (100 - 25) (12,2 - 10)^3]}{3 [100 \cdot 12,2^2 - (100 - 25) (12,2 - 10)^2]} = 8,3 \text{ см.}$$

По уравн. (39):

$$\sigma_e = \frac{M^1)}{f_e (h - a - x + y)} = \frac{592900}{15,26 (44 - 12,2 + 8,3)} = 969 \text{ к./см.}^2$$

По уравн. (40):

$$\sigma_o = \sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n (h - a - x)} = \frac{969 \cdot 12,2}{15 (44 - 12,20)} = 24,8 \text{ к./см.}^2$$

¹⁾ Отъ увеличенія высоты ребра полная нагрузка увеличивается на $(0,50 - 0,36) \cdot 0,25 \cdot 2400 = 84 \text{ к.}$, а расчетная на $(736 + 85 - 800) = 20 \text{ к.}$

3) Опредѣлимъ теперь наивыгоднѣйшую высоту балки въ отношеніи количества желѣза.

По уравн. (43):

$$i = \sqrt{\frac{M}{500}} = \sqrt{\frac{592\,900}{500}} = 34,4 \text{ см.}$$

$$h = i + a + \frac{d}{2} = 34,4 + 6,0 + \frac{10}{2} = 45,4 \approx 46 \text{ см}$$

Затѣмъ приблизительно

$$Z = \frac{M}{i} = \frac{592\,900}{34,4} = 17\,235 \text{ к.}$$

$$f_e = \frac{Z}{1\,000} = \frac{17\,235}{1\,000} = 17,24 \text{ см.}^2,$$

т. е. f_e равняется почти $\frac{i}{2}$.

Экономія въ желѣзѣ по отношенію къ первому случаю (22,56 см.²) составляетъ 24%.

Впрочемъ, по второму приему площадь арматуры получается еще меньше; иногда бываетъ наоборотъ, т. е. по третьему приему сѣченіе желѣза получается болѣе выгоднымъ.

§ 20. Расчетъ сжатыхъ колоннъ (столбовъ).

(Равномѣрное распредѣленіе давленія).

Если давленіе равномѣрно распредѣлено по всей площади сѣченія колонны (столба), то нагрузка P , которую выдержитъ колонна, опредѣлится путемъ умноженія допускаемаго напряженія для бетона σ_b на приведенную площадь сѣченія $F_b + n f_e$:

$$P = (F_b + n f_e) \sigma_b, \dots \dots \dots (44)$$

гдѣ: F_b — площадь сѣченія бетона,

f_e — площадь сѣченія арматуры,

$n = 15$ — отношеніе коэффициентовъ упругости.

Изъ этой формулы получаемъ:

напряженіе въ бетонѣ $\sigma_b = \frac{P}{F_b + n f_e}, \dots \dots \dots (45)$

напряженіе въ желѣзѣ $\sigma_e = n \sigma_b = \frac{n P}{F_b + n f_e}, \dots \dots \dots (46)$

Изъ формулы (46) видно, что при допускаемомъ напряженіи для бетона $\sigma_b = 20 - 25 \text{ к./см.}^2$, наибольшее напряженіе въ желѣзѣ сжатой колонны не можетъ получиться больше $\sigma_e = 15 \times 20 = 300$ или $15 \times 25 = 375 \text{ к./см.}^2$; а это указываетъ на то, что сжатая желѣзобетонная колонна съ сильною арматурою будутъ быть можетъ менѣе выгодны, чѣмъ просто желѣзные колонны съ большимъ допускаемымъ напряженіемъ.

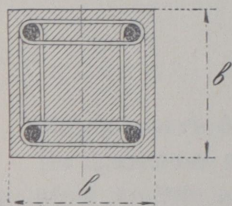
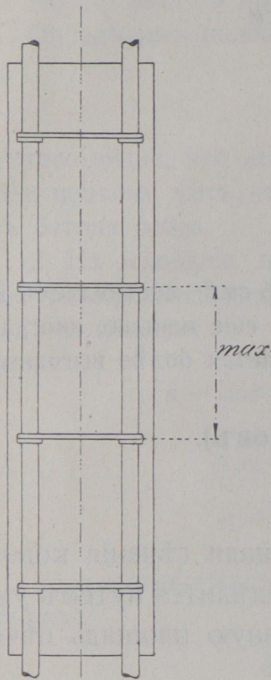
Сжатая желѣзобетонная колонна должны быть провѣрены на продольный изгибъ, причемъ коэффициентъ уменьшенія φ допускаемаго напряженія въ бетонѣ можетъ быть опредѣленъ, напр., по формулѣ Навье (Шварца-Ренкина):

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{r} \right)^2}, \dots \dots \dots (47)$$

гдѣ l длина колонны, $r = \sqrt{\frac{J}{F}}$ наименьшій радіусъ инерціи.

Повѣрка на продольный изгиб дѣлается только въ томъ случаѣ, когда длина колонны превосходитъ 10-кратный наименьшій размѣръ поперечнаго сѣченія.

Отдѣльные прутья арматуры также провѣряются на продольный изгибъ на протяженіи между двумя смежными поперечными связями, причемъ считается, что бетонъ не участвуетъ въ сопротивленіи стержней боковому выгибу. Для продольнаго изгиба въ желѣзныхъ прутьяхъ можно примѣнить формулу, напр. Тетмайера-Ясинскаго ¹⁾:



Фиг. 34.

$$\varphi = 1 - \frac{\left(\frac{l}{r}\right)}{228} \quad \left(\text{для } \frac{l}{r} < 100\right) \dots (48)$$

$$\varphi = 6281 \left(\frac{r}{l}\right)^2 \quad \left(\text{для } \frac{l}{r} > 110\right) \dots (49)$$

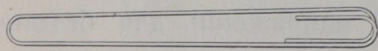
Поперечныя связи устраиваются во всякомъ случаѣ на взаимныхъ разстояніяхъ, не превышающихъ наименьшій размѣръ поперечнаго сѣченія колонны, фиг. 34. Поперечная связь и способъ скрѣпленія показаны на фиг. 35 и 36. Площадь поперечнаго сѣченія арматуры обыкновенно составляетъ отъ 2 до 3% площади сѣченія колонны.

Примѣчаніе. Формулы (48) и (49) для продольныхъ прутьевъ круглаго сѣченія обращаются въ слѣдующія ²⁾:

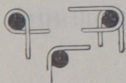
$$\varphi = 1 - 0,0175 \left(\frac{l}{d}\right) \quad \text{для } l < 27,5 d,$$

$$\varphi = 393 \left(\frac{d}{l}\right)^2 \quad \text{для } l < 27,5 d,$$

гдѣ d — діаметръ прута.



Фиг. 35.



Фиг. 36.

ПРИМѢРЪ. Имѣемъ колонну сѣченіемъ 25×25 см., фиг. 37, съ четырьмя прутьями $d = 18$ мм. Длина колонны со свободными концами 4 метра. Основное допускаемое напряженіе для бетона на сжатіе = 30 к./см.²

Приведенный моментъ инерціи

$$J = J_b + nJ_e = \frac{1}{12} \cdot 25^4 + 15 \cdot 4 \cdot 2,54 \cdot 10^2 = 47\,782 \text{ см.}^4$$

Приведенная площадь

$$F = F_b + nf_e = 25^2 + 15 \cdot 4 \cdot 2,54 = 778 \text{ см.}^2$$

¹⁾ Формулы исправлены мною согласно опытамъ Тетмайера (см. Г. Кривошеинъ «Данныя для расчета мостовъ». 1910).

²⁾ $10 = \frac{\pi d^2}{4}, J = \frac{\pi d^4}{64}, r = \sqrt{\frac{J}{\omega}} = \frac{d}{4}.$

Квадратъ радіуса инерціи

$$r^2 = \frac{J}{F} = \frac{47\,782}{778} = 61,4 \text{ см.}^2$$

Коеффициентъ уменьшенія допускаемаго напряженія

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{r}\right)^2} = \frac{1}{1 + 0,0001 \cdot \frac{400^2}{61,4}} = 0,80$$

и допускаемое напряженіе $\sigma_b = 0,80 \cdot 30 = 24 \text{ к./см.}^2$

Такимъ образомъ на колонну можно допустить нагрузку, опредѣляемую по формулѣ (45):

$$P = \sigma_b (F_b + n f_e) = 24 \cdot 778 = 18\,672 \text{ к.}$$

Напряженіе въ желѣзѣ при этой силѣ будетъ не болѣе

$$\sigma_e = n \sigma_b = 15 \cdot 24 = 360 \text{ к./см.}^2$$

Разстояніе между поперечными связями не должно быть больше наименьшаго поперечнаго сѣченія колонны, т. е. не болѣе 25 см.

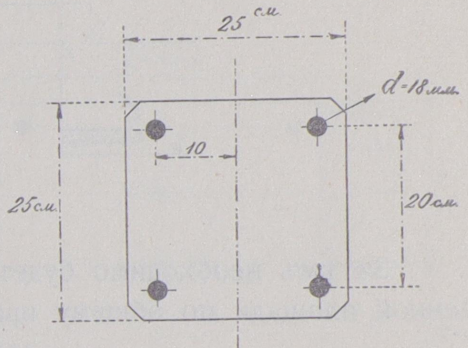
Такъ какъ при $l_1 = 25 \text{ см.}$ и $d = 1,8 \text{ см.}$ $l_1 = \frac{25}{1,8} d = 13,9 d$, то коеффициентъ уменьшенія допускаемаго напряженія для желѣза

$$\varphi_1 = 1 - 0,0175 \frac{l_1}{d} = 1 - 0,0175 \cdot 13,9 = 0,76$$

или допускаемое напряженіе

$$\sigma_e = \varphi_1 \cdot 1000 = 0,76 \cdot 1000 = 760 \text{ к./см.}^2,$$

въ дѣйствительности же имѣется 360 к./см.²



Фиг. 37.

§ 21. Сложное сопротивление.

(Изгибъ и сжатіе).

Этотъ случай встрѣчается, напр., при расчетѣ сводовъ ¹⁾, колоннъ, столбовъ, когда сила не совпадаетъ съ центромъ тяжести сѣченія.

Здѣсь можетъ быть два случая.

1 случай. Въ сѣченіи вызываются только сжимающія напряженія. Въ этомъ случаѣ напряженія могутъ быть представлены въ общей формѣ

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W},$$

гдѣ $\frac{P}{F}$ — напряженіе отъ продольной силы, равномерно распределенное по площади, а $\frac{M}{W}$ напряженіе отъ изгиба, причемъ $M = P e$ (e — разстояніе отъ центра тяжести приведенной площади до точки приложенія силы P), фиг. 38.

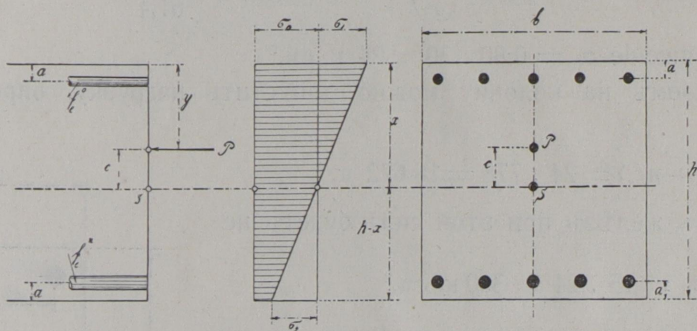
¹⁾ Для опредѣленія толщины желѣзобетонныхъ сводовъ въ замкѣ имѣется слѣдующая упрощенная формула: $e^m = \frac{1}{60} l^m + 0,06^m$ (въ метрахъ); — l — пролетъ въ метрахъ (получено изъ упрощенія одной формулы по журналу Engineering News, 1910, Februar).

Приведенная площадь может быть выражена такъ:

$$F = bh + n (f_e^u + f_e^o),$$

и равномерно распределенное напряженіе будетъ равняться

$$\sigma_0 = \frac{P}{bh + n (f_e^u + f_e^o)} \dots \dots \dots (50)$$



Фиг. 38.

Затѣмъ необходимо будетъ опредѣлить разстояніе центра тяжести приведенной площади по общему правилу статическихъ моментовъ площадей:

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + n [f_e^u (h - a) + f_e^o a]}{bh + n (f_e^u + f_e^o)} \dots \dots \dots (51)$$

Напряженія отъ изгиба выразятся въ такой формѣ

$$\sigma_1 = \frac{M}{W_1} = \frac{M \cdot x}{J}, \dots \dots \dots (52)$$

$$\sigma_2 = \frac{M}{W_2} = \frac{M (h - x)}{J}, \dots \dots \dots (53)$$

гдѣ J приведенный моментъ инерціи площади сѣченія относительно нейтральной оси, т. е.

$$J = \frac{bh^3}{12} + bh \left(x - \frac{h}{2} \right)^2 + n f_e^u (h - x - a)^2 + n f_e^o (x - a)^2 \dots (54)$$

Такимъ образомъ по формуламъ 50, 52, 53 мы можемъ найти напряженія въ бетонѣ. Напряженія въ арматурѣ σ_e опредѣлятся изъ соотвѣствующихъ напряженій для бетона σ_b по формуламъ:

$$\sigma_e = n \sigma_b,$$

гдѣ σ_b должно быть взято на разстояніи a отъ края сѣченія.

ПРИМѢРЪ. Пусть на сѣченіе, напр. колонны (или свода), дѣйствуетъ сила $P=20\,000$ к., приложенная въ разстояніи $x - c = 9,6$ см. отъ верхняго края сѣченія.

Размѣры сѣченія $b=35$ см., $h=35$ см., $a=3,5$ см. Арматура $f_e^o=6,25$ см.² (2 прута $d=20$ мм.) и $f_e^u=12,5$ см.² (4 прута $d=20$ мм.).

Положеніе центра тяжести опредѣлится изъ формулы (51):

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + n [f_e^u (h - a) + f_e^o a]}{bh + n (f_e^u + f_e^o)} = \frac{\frac{35 \cdot 35^2}{2} + 15 [12,5 \cdot (35 - 3,5) + 6,25 \cdot 3,5]}{35 \cdot 35 + 15 (12,5 + 6,25)} = 18,35 \text{ см.}$$

$$h - x = 35,00 - 18,35 = 16,65 \text{ см.}$$

Такимъ образомъ центръ тяжести отстоитъ отъ оси симметріи сѣченія на разстояніи

$$\frac{35,0}{2} - 16,65 = 0,85 \text{ см.}$$

Изгибающій моментъ

$$M = Pc = P(x - 11,80) = 20\,000(18,35 - 11,80) = 131\,000 \text{ к. см.}$$

Затѣмъ по формулѣ (54):

$$J = \frac{bh^3}{12} + bh\left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + nf_e^u(h - x - a)^2 + nf_e^o(x - a)^2 = \frac{35 \cdot 35^3}{12} +$$

$$+ 35 \cdot 35\left(18,35 - \frac{35,00}{2}\right)^2 + 15 \cdot 12,5(35,0 - 18,35 - 3,5)^2 + 15 \cdot 6,25(18,35 - 3,5)^2 = 179\,030 \text{ см}^4$$

и наконецъ по формуламъ (52) и (53)

$$\sigma_1 = -\frac{Mx}{J} = -\frac{131\,000 \cdot 18,35}{179\,030} =$$

$$= -13,43 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе)}$$

$$\sigma_2 = +\frac{M(h - x)}{J} = +\frac{131\,000 \cdot 16,65}{179\,030} =$$

$$= +12,18 \text{ к./см.}^2 \text{ (растяженіе),}$$

и по формулѣ (50):

$$\sigma_0 = -\frac{P}{bh + n(f_e^u + f_e^o)} =$$

$$= -\frac{20\,000}{35 \cdot 35 + 15(12,5 + 6,25)} =$$

$$= -13,28 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе).}$$

Такимъ образомъ окончательно получимъ:

$$\text{для верхняго края } \sigma_b^o = -(13,43 + 13,28) = -26,71 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе)}$$

$$\text{для нижняго края } \sigma_b^u = -13,28 + 12,18 = -1,10 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе).}$$

Напряженія въ арматурѣ:

$$\text{верхней: } \sigma_e^o = n\sigma_b = n\left(\sigma_0 + \sigma_1 \cdot \frac{x - a}{x}\right) = -15\left(-13,28 - 13,43 \cdot \frac{18,35 - 3,5}{18,35}\right) =$$

$$= -362 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе)}$$

$$\text{нижней: } \sigma_e^u = n\sigma_b = n\left(\sigma_0 + \sigma_2 \cdot \frac{h - x - a}{h - x}\right) = 15\left(-13,28 + 12,18 \cdot \frac{16,65 - 3,5}{16,65}\right) =$$

$$= -55 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе).}$$

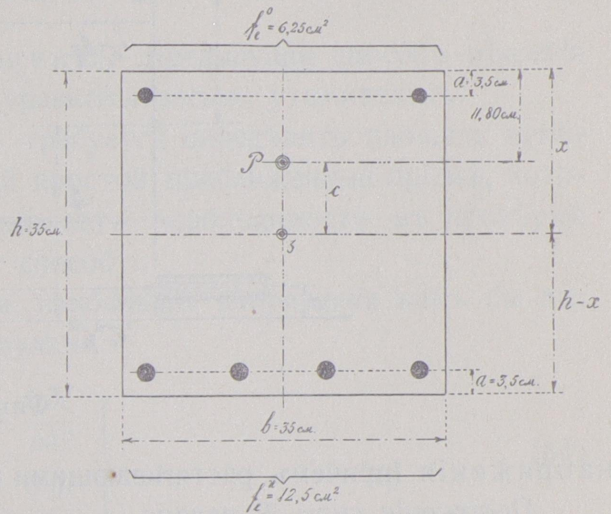
Слѣдовательно растягивающихъ напряженій въ бетонѣ не имѣется.

Если бы получились растягивающія напряженія, то пришлось бы примѣнить методъ, описанный въ случаѣ 2.

Примѣчаніе. Вышеприведенныя формулы примѣняются только въ томъ случаѣ, когда въ сѣченіи будутъ только сжимающія напряженія; это будетъ имѣть мѣсто до тѣхъ поръ, пока

$$\text{или } \sigma_2 \leq \sigma_0$$

$$\frac{M(h - x)}{J} \leq \frac{P}{F}.$$

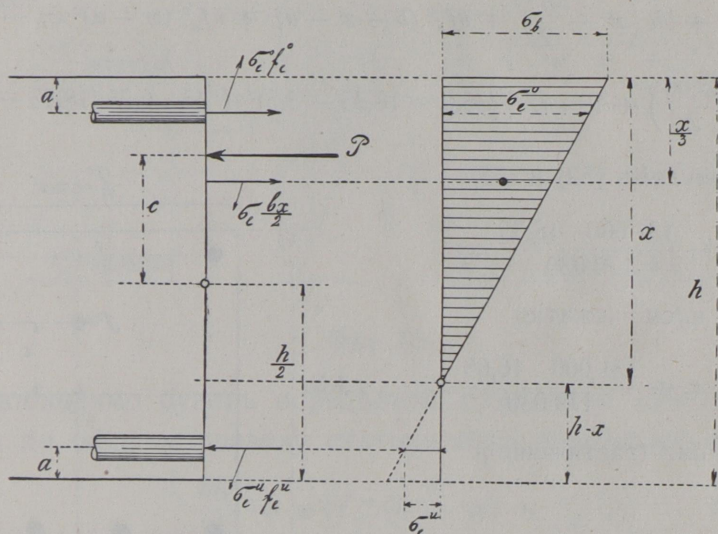


Фиг. 39.

Называя разстояніе отъ точки приложенія силы P до верхняго края черезъ y , фиг. 38, и подставляя вмѣсто $M = Pc = P(x - y)$, найдемъ, что формулы примѣнимы только при

$$y \geq x - \frac{J}{F(h-x)}.$$

2 случай. Въ сѣченіи вызываются сжимающія и растягивающія



Фиг. 40.

напряженія (причемъ растягивающими напряжениями въ бетонъ пренебрегаемъ). Положеніе силы P задано.

Условія равновѣсія силъ, $\Sigma X = 0$ и $\Sigma M = 0$, выразятся такъ:

$$P - \sigma_b \frac{bx}{2} - \sigma_e^o f_e^o + \sigma_e^u f_e^u = 0 \dots \dots \dots (55)$$

$$- Pc + \sigma_b \frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \sigma_e^o f_e^o \left(\frac{h}{2} - a \right) + \sigma_e^u f_e^u \left(\frac{h}{2} - a \right) = 0$$

или

$$M = \sigma_b \frac{bx}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{2} \right) + \left(\frac{h}{2} - a \right) (\sigma_e^o f_e^o + \sigma_e^u f_e^u) \dots \dots \dots (56)$$

Уравненіе моментовъ составлено относительно середины сѣченія.

Здѣсь $M = Pc$ — заданный изгибающій моментъ относительно середины сѣченія, b — ширина сѣченія.

Сюда необходимо добавить выраженія, полученныя изъ закона пропорціональности,

$$\frac{\sigma_e^u}{h - a - x} = \frac{n\sigma_b}{x} \dots \dots \dots (57)$$

и

$$\frac{\sigma_e^o}{x - a} = \frac{n\sigma_b}{x} \dots \dots \dots (58)$$

Обыкновенно въ сводахъ и колоннахъ арматуру располагаютъ симметрично,

тогда $f_e^o = f_e^u = f_e$. Изъ уравн. (55), (56), (57) и (58) путемъ исключенія σ_e^u , σ_e^o и σ_b найдемъ выраженіе для опредѣленія неизвѣстнаго разстоянія x :

$$x^3 - 3 \left(\frac{h}{2} - \frac{M}{P} \right) x^2 + 12 \frac{M}{P} n \cdot \frac{f_e}{b} \cdot x - 6 \frac{n f_e}{b} \left[\frac{M}{P} h + 2 \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right] \dots (59)$$

Для болѣе быстрого рѣшенія этого уравненія слѣдуетъ примѣнить рядъ попытокъ, т. е. подстановокъ вмѣсто x приближенныхъ значеній.

Изъ уравн. (55), (57) и (58), получаемъ значеніе σ_b въ зависимости отъ x :

$$\sigma_b = \frac{Px}{\frac{bx^2}{2} + n f_e^o (x - a) - n f_e^u (h - a - x)} \dots (60)$$

Приближенный способъ рѣшенія. Предыдущій способъ рѣшенія задачи при помощи рѣшенія кубическаго уравненія весьма утомителенъ.

На практикѣ, въ особенности когда требуется опредѣлить площадь арматуры, примѣняютъ обыкновенно слѣдующій простой приближенный приѣмъ, который въ болѣе важныхъ случаяхъ не исключаетъ необходимости въ провѣркѣ напряженій по вышеизложенному точному способу.

Для этой цѣли опредѣляютъ сначала наибольшія напряженія какъ бы для однороднаго тѣла безъ арматуры по формуламъ:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b^o &= \frac{P}{bh} + \frac{6M}{bh^2} \\ \sigma_b^u &= \frac{P}{bh} - \frac{6M}{bh^2} \end{aligned} \right\}; \dots (61)$$

затѣмъ всѣ растягивающія напряженія относятъ къ арматурѣ.

Растягивающая сила будетъ равняться:

$$Z = \frac{b}{2} \cdot \sigma_b^u (h - x).$$

Кромѣ того мы имѣемъ слѣдующую пропорцію

$$h - x : \frac{h}{2} = \sigma_b^u : \frac{6M}{bh^2},$$

гдѣ $\frac{6M}{bh^2}$ — членъ зависящій отъ момента, т. е. второй членъ предыдущихъ выраженій для σ_b^o и σ_b^u .

Изъ послѣдняго выраженія получимъ:

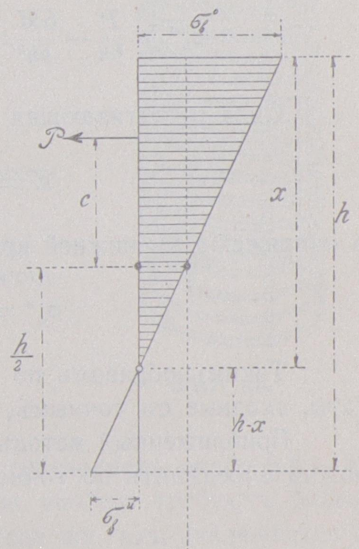
$$h - x = \frac{\sigma_b^u b h^3}{12M}$$

и затѣмъ

$$Z = \frac{\sigma_b^{u2} \cdot b^2 h^3}{24M} \dots (62)$$

Кромѣ того будемъ имѣть приблизительно

$$\sigma_e^u = \frac{Z}{f_e^u} \dots (63)$$



Фиг. 41.

ПРИМѢРЪ. Имѣемъ заданными:

$$b = 100 \text{ см.}$$

$$h = 90 \text{ см.}$$

$$P = 66\,000 \text{ к.}$$

$$f_a^q = f_a^u = 37 \text{ см.}^2$$

$$M = 3\,000\,000 \text{ к. см.}$$

$$a = 5 \text{ см.}$$

Изъ уравненія (59) имѣемъ:

$$x^3 - 3 \left(\frac{90}{2} - \frac{3\,000\,000}{66\,000} \right) x^2 + 12 \frac{3\,000\,000}{66\,000} 15 \cdot \frac{37}{100} x - \frac{6 \cdot 15 \cdot 37}{100} \left[\frac{3\,000\,000}{66\,000} \cdot 90 + 2 \cdot 40^2 \right] = 0.$$

или

$$x^3 + 1,364 x^2 + 3027,3 x - 242\,773,65 = 0,$$

откуда

$$x = 46,3 \text{ см.}$$

Тогда по формулѣ (60):

$$\sigma_b = \frac{66\,000 \cdot 46,3}{\frac{100 \cdot 46,3^2}{2} + 15 \cdot 37 (46,3 - 5,0) - 15 \cdot 37 (90 - 5 - 46,3)} = 28,2 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе).}$$

По формуламъ (57) и (58):

$$\sigma_e^o = \frac{n \sigma_b (x - a)}{x} = \frac{15 \cdot 28,2 (46,3 - 5,0)}{46,3} = 378 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе)}$$

$$\sigma_e^u = \frac{n \sigma_b (h - a - x)}{x} = \frac{15 \cdot 28,2 (90 - 5,0 - 46,3)}{46,3} = 354 \text{ к./см.}^2 \text{ (растяженіе).}$$

По приближенному методу по формуламъ (61) получимъ:

$$\sigma_b^o = \frac{P}{bh} + \frac{6M}{bh^2} = \frac{66\,000}{100 \cdot 90} + \frac{6 \cdot 3\,000\,000}{100 \cdot 90^2} = 29,6 \text{ к./см.}^2 \text{ (сжатіе).}$$

$$\sigma_b^u = \frac{P}{bh} - \frac{6M}{bh^2} = \frac{66\,000}{100 \cdot 90} - \frac{6 \cdot 3\,000\,000}{100 \cdot 90^2} = -14,9 \text{ к./см.}^2 \text{ (растяженіе).}$$

Сила растягивающая нижнюю арматуру, формула (62):

$$Z = \frac{\sigma_b^u b^2 h^3}{24M} = \frac{14,9^2 \cdot 100^2 \cdot 90^3}{24 \cdot 3\,000\,000} = 22\,400 \text{ к.}$$

и напряженіе въ нижней арматурѣ по формулѣ (63):

$$\sigma_e^u = \frac{Z}{f_e^u} = \frac{22\,400}{37} = 606 \text{ к./см.}^2 \text{ (растяженіе).}$$

Такимъ образомъ по приближенному методу получаемъ для сжатія въ бетонѣ результаты, сходные съ точнымъ, а для арматуры нѣсколько преувеличенное значеніе напряженія.

Приближенный методъ примѣняется для подбора сѣченія арматуры. Напряженія же можно опредѣлить по точному методу.

§ 22. Колонны со спиральною арматурою.

Колонны со спиральною арматурою (предложеніе Консидера) имѣютъ кромѣ продольныхъ прутьевъ еще поперечную арматуру, расположенную по вин-

товой линии, обхватывающей съ внѣшней стороны продольную арматуру, фиг. 42 и 43.

Для расчета такихъ колоннъ при равномерномъ сжатіи опредѣляютъ приведенную площадь поперечнаго сѣченія по формулѣ

$$F = f_b + 15f_e + 30f_s \quad (64)$$

гдѣ f_b — площадь поперечнаго сѣченія бетона,
 f_e — площадь поперечнаго сѣченія продольной арматуры,
 f_s — площадь поперечнаго сѣченія воображаемой продольной арматуры, равной по вѣсу спиральной арматурѣ, причемъ оба вѣса относятся къ одной и той же единицѣ длины.

Длина хода винтовой линии не должна быть болѣе $\frac{1}{5}$ доли наименьшаго поперечнаго размѣра колонны. Если приведенная площадь F получится больше $2f_b$, т. е. удвоенной площади сѣченія бетона, то въ расчетъ вводится значеніе $2f_b$ ¹⁾.

ПРИМѢРЪ. Колонна при діаметрѣ $d = 45$ см. ($f_b = 1590$ см.²) имѣетъ 6 продольныхъ прутьевъ діаметромъ $\delta = 2,0$ см. ($f_e = 3,14 \cdot 6 = 18,84$ см.²). Спиральная арматура, объемлющая продольную, при діаметрѣ спиральнаго кольца 40 см. имѣетъ 20 колецъ на 1 метръ длины колонны толщиной $\delta = 1,4$ см. (площадь сѣченія 1,54 см.²). Такимъ образомъ приведенная площадь продольной арматуры, получаемой изъ спиральной, будетъ равняться:

$$f_s \cdot 1,0 = 20 \cdot 3,14 \cdot 0,40 \cdot 1,54 = 38,68 \text{ см.}^2$$

Приведенная площадь

$$F = 1590 + 15 \cdot 18,84 + 30 \cdot 38,68 = 3033 \text{ см.}^2 < 2 \cdot 1590 = 3180 \text{ см.}^2$$

Длина колонны

$$l = 6,00 \text{ м.} = 600 \text{ см.}$$

Приведенный моментъ инерціи

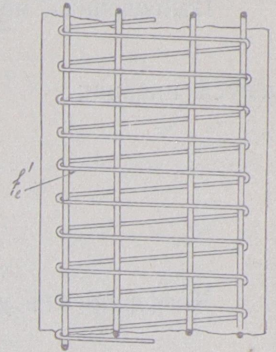
$$J = J_b + 15 \cdot \frac{1}{2} \cdot f_e \cdot i_e^2 + 30 \cdot \frac{1}{2} \times f_s \cdot i_s^2,$$

гдѣ J_b — экваторіальный моментъ инерціи площади сѣченія бетона относительно нейтральной оси,

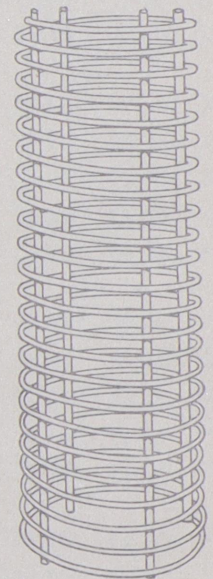
$f_e i_e^2$ — тоже для продольной арматуры,

$f_s i_s^2$ — тоже для приведенной продольной арматуры, эквивалентной спиральной.

$$J_b = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \cdot 45^4}{64} = 201\,289 \text{ см.}^4$$



Фиг. 42.



Фиг. 43.

¹⁾ Обыкновенно площадь сѣченія продольной арматуры составляетъ около 0,8 — 1% площади сѣченія колонны. Колонны со спиральной арматурою вообще требуютъ больше желѣза, чѣмъ колонны съ одною продольною арматурою. Выгода же ихъ заключается въ возможности уменьшить діаметръ всей колонны, или же при томъ же діаметрѣ увеличить нагрузку.

²⁾ Приближенное значеніе полярнаго момента инерціи площади $J_0 = fr^2$, а экваторіального $J = \frac{1}{2} fr^2$.

$$15 \cdot \frac{1}{2} \cdot f_e i_e^2 = 15 \cdot \frac{1}{2} \cdot 18,84 \cdot 18,0^2 = 46\,281 \text{ см.}^4$$

$$30 \cdot \frac{1}{2} \cdot f_s i_s^2 = 30 \cdot \frac{1}{2} \cdot 38,68 \cdot 20,0^2 = 232\,080 \text{ см.}^4$$

Приведенный моментъ инерціи:

$$J = 201\,289 + 46\,281 + 232\,080 = 479\,650 \text{ см.}^4$$

Радіусъ инерціи:

$$r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{479\,650}{3\,033}} = 12,6 \text{ см. } ^1)$$

$$\frac{l}{r} = \frac{600}{12,6} = 48.$$

Коеффициентъ уменьшенія по формулѣ Навье:

$$\varphi = \frac{1}{1 + 0,0001 \left(\frac{l}{r}\right)^2} = \frac{1}{1 + 0,0001 (48)^2} = 0,81.$$

Если основное напряженіе при равномерномъ сжатіи для бетона принять 30 к./см.², то допускаемое напряженіе для данной колонны будетъ:

$$0,81 \cdot 30 = 24,3 \text{ к./см.}^2;$$

поэтому на колонну можно допустить нагрузку:

$$P = 3\,033 \cdot 24,3 = 73\,702 \text{ к.} \approx \mathbf{73,7 \text{ тон.}}$$

¹⁾ Если бы взяли не приведенное значеніе F и J , то получили бы

$$r = \sqrt{\frac{201\,289}{1\,590}} = 11,3 \text{ см.}$$

Т а б л и ц а I.

Круглое желѣзо (литое желѣзо $\gamma = 7,85$).

Диаметръ въ мм.	Вѣсъ 1 пог. метра въ клг.	Окруж- ность πd въ см.	Площадь сѣченія въ см. ²									
			при числѣ прутьевъ:									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	0,024	0,63	0,03	0,06	0,09	0,13	0,16	0,19	0,22	0,25	0,28	0,31
3	0,055	0,94	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,56	0,64	0,70
4	0,098	1,26	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,00	1,13	1,26
5	0,154	1,57	0,20	0,39	0,59	0,78	0,98	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96
6	0,222	1,89	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83
7	0,302	2,20	0,38	0,77	1,16	1,54	1,93	2,31	2,70	3,08	3,47	3,85
8	0,395	2,51	0,50	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03
9	0,499	2,83	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36
10	0,617	3,14	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,06	7,85
11	0,746	3,46	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50
12	0,888	3,77	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30
13	1,042	4,08	1,33	2,66	3,99	5,31	6,64	7,96	9,29	10,62	11,95	13,27
14	1,208	4,40	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,86	15,40
15	1,387	4,71	1,77	3,54	5,31	7,08	8,85	10,60	12,37	14,14	15,90	17,67
16	1,578	5,03	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10
17	1,782	5,34	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,43	22,70
18	1,998	5,65	2,54	5,08	7,62	10,18	12,72	15,27	17,71	20,36	22,90	25,45
19	2,226	5,97	2,84	5,68	8,52	11,34	14,18	17,01	19,85	22,68	25,52	28,35
20	2,466	6,28	3,14	6,28	9,42	12,57	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40
21	2,719	6,60	3,46	6,92	10,38	13,84	17,30	20,76	24,22	27,68	31,14	34,60
22	2,984	6,91	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00
23	3,261	7,23	4,15	8,30	12,45	16,62	20,77	24,93	29,08	33,20	37,35	41,50
24	3,551	7,54	4,52	9,04	13,56	18,08	22,60	27,12	31,64	36,16	40,68	45,20
25	3,853	7,85	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10
26	4,168	8,17	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,48	47,79	53,10
27	4,495	8,48	5,73	11,46	17,19	22,92	28,65	34,38	40,11	45,84	51,57	57,30
28	4,834	8,80	6,16	12,32	18,48	24,63	30,80	36,96	43,12	49,28	55,44	61,60
29	5,185	9,11	6,61	13,22	19,83	26,44	33,05	39,66	46,27	52,88	59,49	66,10
30	5,549	9,42	7,07	14,14	21,21	28,28	35,35	42,42	49,49	56,56	63,63	70,70
32	6,313	10,05	8,04	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	80,42
34	7,127	10,68	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,64	81,72	90,79
36	7,990	11,31	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,79
38	8,903	11,94	11,34	22,68	34,02	45,36	56,70	68,04	79,38	90,72	102,06	113,41
40	9,865	12,57	12,57	25,14	37,71	50,28	62,85	75,42	87,99	100,56	113,13	125,66

Т а б л и ц а II

 $n = 15.$

d мм.	$n \cdot 1 \frac{\pi d^2}{4}$ см. ²	$n \cdot 2 \frac{\pi d^2}{4}$ см. ²	$n \cdot 3 \frac{\pi d^2}{4}$ см. ²	$n \cdot 4 \frac{\pi d^2}{4}$ см. ²	$n \cdot 5 \frac{\pi d^2}{4}$ см. ²	$n \cdot 6 \frac{\pi d^2}{4}$ см. ²	$n \cdot 8 \frac{\pi d^2}{4}$ см. ²
1	0,118	0,235	0,353	0,471	0,590	0,706	0,942
2	0,471	0,942	1,413	1,884	2,355	2,826	3,768
3	1,06	2,12	3,18	4,24	5,30	6,36	8,48
4	1,88	3,76	5,64	7,52	9,40	11,28	15,04
5	2,95	5,90	8,85	11,80	14,75	17,70	23,60
6	4,25	8,50	12,75	17,00	21,25	25,50	34,00
7	5,70	11,40	17,10	22,80	28,50	34,20	45,60
8	7,50	15,00	22,50	30,00	37,50	45,00	60,00
9	9,54	19,08	28,62	38,16	47,70	57,24	76,32
10	11,85	23,70	35,55	47,40	59,25	71,10	94,80
11	14,25	28,50	42,75	57,00	71,25	85,50	114,00
12	17,00	34,00	51,00	68,00	85,00	102,00	136,00
13	19,95	39,90	59,85	79,80	99,75	119,70	159,60
14	23,10	46,20	69,30	92,40	115,50	138,60	184,80
15	26,50	53,00	79,50	106,00	132,50	159,00	212,00
16	30,16	60,32	90,48	120,64	150,80	180,96	241,28
17	34,05	68,10	102,15	136,20	170,25	204,30	272,40
18	38,10	76,20	114,30	152,40	190,50	228,60	304,80
19	42,52	85,04	127,56	170,08	212,60	255,12	340,16
20	47,10	94,20	141,30	188,40	235,50	282,60	376,80
22	57,02	114,04	171,06	228,08	285,10	342,12	456,16
24	67,85	135,70	203,55	271,40	339,25	407,10	542,80
25	73,65	147,30	220,95	294,60	368,25	441,90	589,20
26	79,65	159,30	238,95	318,60	398,25	477,90	639,20
28	92,36	184,72	277,08	369,44	461,80	554,16	738,88
30	106,00	212,00	318,00	424,00	530,00	636,00	848,00
32	120,64	241,28	361,92	482,56	603,20	723,84	965,12
34	136,18	272,36	408,54	544,72	680,90	817,08	1089,4
35	144,31	288,62	432,93	577,24	721,55	865,86	1154,5
36	152,67	305,34	458,01	610,68	763,35	916,02	1221,4
38	170,10	340,20	510,30	680,40	850,50	1020,6	1360,8
40	188,50	377,00	565,50	754,00	942,50	1131,0	1508,0