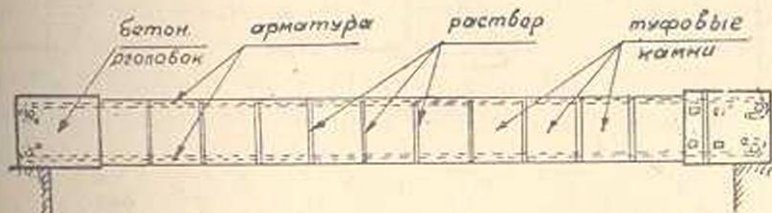


ТЕОРИЯ СООРУЖЕНИЙ

С. А. Шагинян

Расчет предварительно-напряженных армокаменных конструкций

Рассмотрим балку, изготовленную из отдельных камней, соединенных между собою раствором и предварительно натянутой двойной арматурой [3] (см. фиг. 1). Следует различить три последовательных этапа напряженного состояния такого элемента, схематически изображенных на фигуре 2.

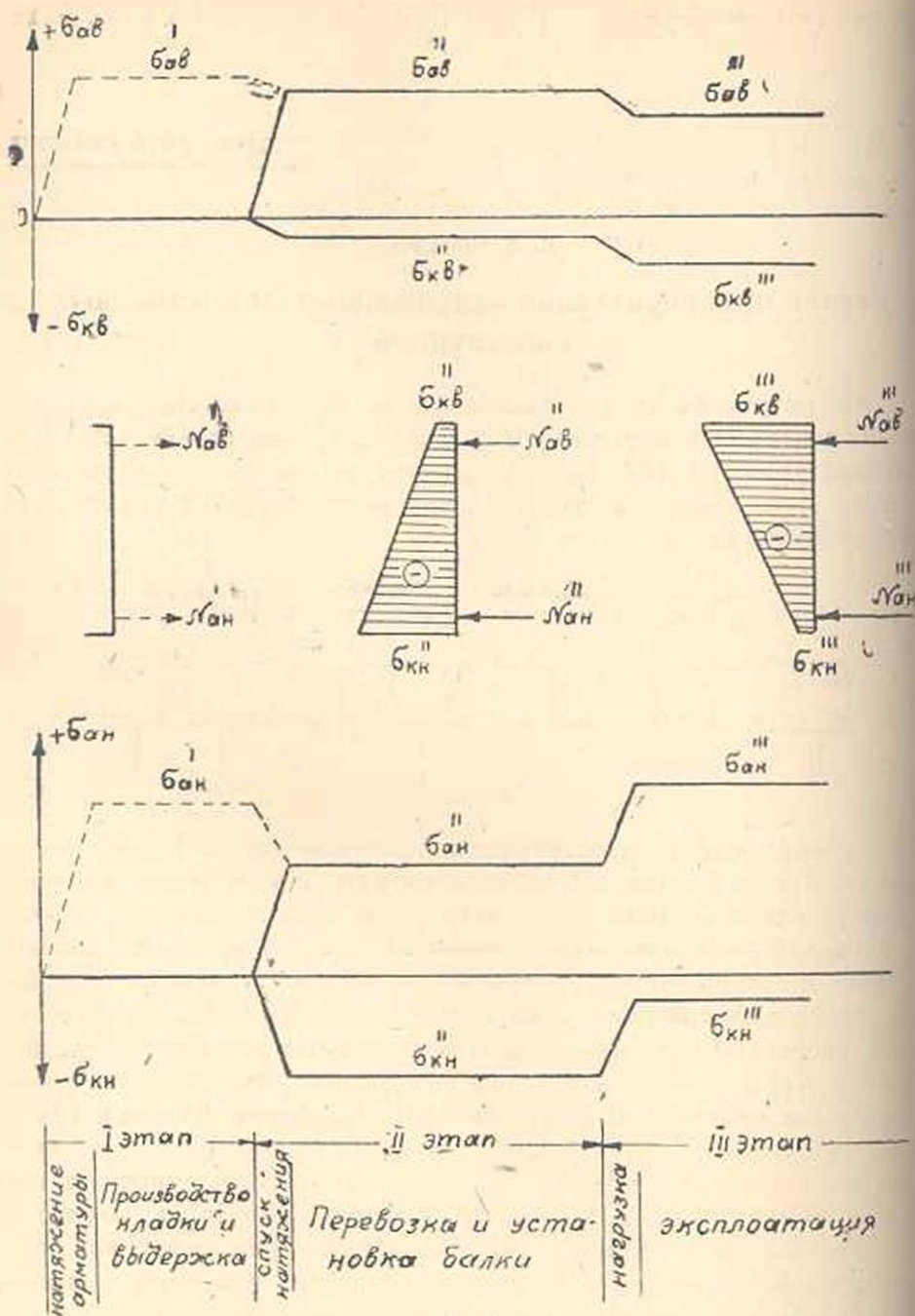


Фиг. 1

Первый этап охватывает период от момента изготовления до момента освобождения натянутой арматуры. В этом этапе арматура предварительно напрягается и остается в натянутом состоянии.

Второй этап охватывает период от момента освобождения натянутой арматуры (спуск натяжения) до момента приложения внешней нагрузки. В процессе освобождения арматуры, последняя стремится укоротиться и сжимает кладку; в результате обжатия кладки арматура теряет часть своего напряжения, а кладка получает предварительное сжатие. Как показали опыты и расчеты, потери натяжения от упругого обжатия кладки очень велики вследствие ее низкомодульности. Для того, чтобы иметь возможность применять арматуру обычной марки СТ-3, было решено отойти от обычного метода осуществления предварительного натяжения арматуры, производя ее после того, когда кладка приобретет достаточную прочность. В связи с этим на графиках напряженного состояния (фиг. 2) первый этап указан пунктиром.

Третий этап начинается с момента приложения внешней нагрузки. Под действием последнего появляется изгибающий момент M , который подвергает нижнюю зону балки растяжению, а верхнюю зону — сжатию. После приложения внешней нагрузки растягивающее напряжение в нижней арматуре увеличивается, а сжимающие на-



фиг. 2

пряжения в кладке падают. Что касается верхней зоны, то там, наоборот, напряжение в арматуре падает, а в кладке увеличивается.

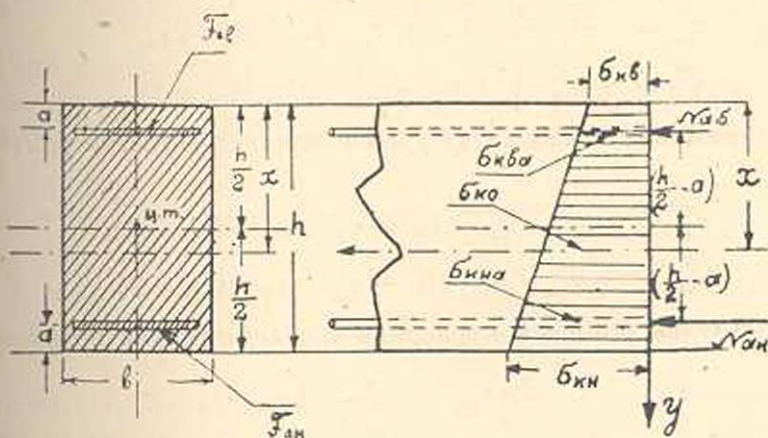
Для вывода расчетных формул примем следующие исходные предпосылки:

1) Балка проектируется так, чтобы в кладке, как в процессе предварительного натяжения, так и в рабочем этапе не появились растягивающие напряжения, т. е. чтобы кладка находилась в монолитном состоянии без трещин.

2) В период монолитности, то-есть до появления трещин в растянутой зоне, балка рассматривается как упругое тело и применяются обычные правила сопротивления материалов (гипотеза Бернулли, закон Гука).

3) Так как предельная нагрузка по стадии разрушения не зависит от предварительного натяжения, то она определяется по расчетной схеме Лолейта.

Исходя из принятых выше предпосылок, попытаемся вывести расчетные формулы для предварительно-напряженных армокаменных конструкций. Рассматривая усилия в арматуре от предварительного напряжения $N_{ан}$ и $N_{ас}$ (см. фиг. 3) как внешние силы по отношению к кладке, и допуская что $N_{ан} > N_{ас}$ для напряжений в различных волокнах кладки будем иметь:



Фиг. 3

$$\sigma_k = -\frac{N_{ас}}{F_k} - \frac{M_{ас} \cdot Y}{J_k} \quad (1)$$

Отсюда крайние напряжения в кладке будут:

$$\sigma_{кн} = -\sigma_{ан} \cdot \mu_n \cdot U_k + \sigma_{ас} \cdot \mu_a \cdot (U_k - 2), \quad (2)$$

$$\sigma_{кв} = -\sigma_{ас} \cdot \mu_a \cdot U_k + \sigma_{ан} \cdot \mu_n \cdot (U_k - 2). \quad (3)$$

Напряжения в кладке на уровнях арматуры равны:

$$\sigma_{кна} = -\sigma_{ан} \cdot \mu_n \cdot U_a + \sigma_{ас} \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2), \quad (4)$$

$$\sigma_{ква} = -\sigma_{ас} \cdot \mu_n \cdot U_a + \sigma_{ан} \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2). \quad (5)$$

В формулах (2)–(5) приняты следующие обозначения:

$$\mu_n = \frac{F_{ан}}{F_k}, \quad (6)$$

$$\mu_n = \frac{F_{ав}}{F_k}, \quad (7)$$

$$U_k = 2 \left(2 - 3 \frac{a}{h} \right), \quad (8)$$

$$U_a = 1 + 12 \left(0,5 - \frac{a}{h} \right)^2. \quad (9)$$

Рассмотрим какие изменения происходят в напряжениях кладки и арматуры в разных этапах напряженного состояния балки, указанных на фиг. 2.

Предположим, что нам известны величины предварительного напряжения арматуры $\sigma'_{ан}$ и $\sigma'_{ав}$.

В конце *первого этапа* имеем:

$$\text{напряжения в арматуре} - \sigma'_{ан} \text{ и } \sigma'_{ав}, \quad (10)$$

$$\text{напряжения в кладке} - \sigma'_{кн} = \sigma'_{ка} = 0. \quad (11)$$

В конце *второго этапа* имеем:

$$\text{напряжения в арматуре} - \sigma''_{ан} \text{ и } \sigma''_{ав}. \quad (12)$$

Краевые напряжения в кладке согласно ур. (2) и (3) будут:

$$\sigma''_{кн} = -\sigma'_{ан} \cdot \mu_n \cdot U_k + \sigma'_{ав} \cdot \mu_a \cdot (U_k - 2), \quad (13)$$

$$\sigma''_{ка} = -\sigma'_{ав} \cdot \mu_n \cdot U_k + \sigma'_{ан} \cdot \mu_a \cdot (U_k - 2). \quad (14)$$

Напряжения в кладке на уровне арматур согласно ур. (4) и (5) будут:

$$\sigma''_{кна} = -\sigma'_{ан} \cdot \mu_n \cdot U_a + \sigma'_{ав} \cdot \mu_a \cdot (U_a - 2), \quad (15)$$

$$\sigma''_{каа} = -\sigma'_{ав} \cdot \mu_n \cdot U_a + \sigma'_{ан} \cdot \mu_a \cdot (U_a - 2). \quad (16)$$

Пользуясь условием неразрывности деформаций получим:

$$\varepsilon''_{кна} = - \frac{\sigma'_{ан} - \sigma'_{ав}}{E_a}, \quad (17)$$

$$\varepsilon''_{каа} = - \frac{\sigma'_{ав} - \sigma'_{ан}}{E_a}. \quad (18)$$

Напряжения в кладке соответственно будут равны:

$$\sigma''_{кна} = \varepsilon''_{кна} \cdot E_{кл} = - \frac{\sigma'_{ан} - \sigma'_{ав}}{n}, \quad (19)$$

$$\sigma''_{каа} = \varepsilon''_{каа} \cdot E_{кл} = - \frac{\sigma'_{ав} - \sigma'_{ан}}{n} \quad (20)$$

$$\text{где} \quad n = \frac{E_a}{E_{кл}}. \quad (21)$$

Из уравнений (19) и (20) найдем потери напряжения в арматуре от упругого обжатия кладки:

$$\sigma_{ан}^{пот} = \sigma_{ан}' - \sigma_{ан}'' = -n \cdot \sigma_{кна}'', \quad (22)$$

$$\sigma_{ав}^{пот} = \sigma_{ав}' - \sigma_{ав}'' = -n \cdot \sigma_{кна}'', \quad (23)$$

или, пользуясь ур. (15) и (16), найдем:

$$\sigma_{ан}^{пот} = n \cdot [\sigma_{ан}'' \cdot \mu_n \cdot U_a - \sigma_{ав}'' \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2)], \quad (24)$$

$$\sigma_{ав}^{пот} = n \cdot [\sigma_{ан}'' \cdot \mu_n \cdot U_a - \sigma_{ав}'' \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2)]. \quad (25)$$

Отсюда:

$$\sigma_{ан}' = \sigma_{ан}'' \cdot (n \cdot \mu_n \cdot U_a + 1) - \sigma_{ав}'' \cdot n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2), \quad (26)$$

$$\sigma_{ав}' = \sigma_{ав}'' \cdot (n \cdot \mu_n \cdot U_a + 1) - \sigma_{ан}'' \cdot n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2). \quad (27)$$

Или:

$$\sigma_{ан}'' = \frac{(n \cdot \mu_n \cdot U_a + 1) \cdot \sigma_{ан}' + n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2) \cdot \sigma_{ав}'}{4 \cdot n^2 \cdot \mu_n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 1) + n \cdot (\mu_n + \mu_n) \cdot U_a + 1}, \quad (28)$$

$$\sigma_{ав}'' = \frac{(n \cdot \mu_n \cdot U_a + 1) \cdot \sigma_{ав}' + n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2) \cdot \sigma_{ан}'}{4 \cdot n^2 \cdot \mu_n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 1) + n \cdot (\mu_n + \mu_n) \cdot U_a + 1}. \quad (29)$$

Имея напряжения в арматуре во втором этапе ур. (28) и (29), получим потери напряжения вследствие упругого обжатия из (24) и (25), в зависимости от предварительного напряжения:

$$\sigma_{ан}^{пот} = \frac{[4 \cdot n^2 \cdot \mu_n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 1) + n \cdot \mu_n \cdot U_a] \cdot \sigma_{ан}' - n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2) \cdot \sigma_{ав}'}{4 \cdot n^2 \cdot \mu_n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 1) + n \cdot (\mu_n + \mu_n) \cdot U_a + 1}, \quad (30)$$

$$\sigma_{ав}^{пот} = \frac{[4 \cdot n^2 \cdot \mu_n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 1) + n \cdot \mu_n \cdot U_a] \cdot \sigma_{ав}' - n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 2) \cdot \sigma_{ан}'}{4 \cdot n^2 \cdot \mu_n \cdot \mu_n \cdot (U_a - 1) + n \cdot (\mu_n + \mu_n) \cdot U_a + 1}. \quad (31)$$

В балках из напряженно-армированной туфовой кладки толщина шва из раствора незначительна по отношению к толщине камня. Поэтому можно ожидать, что каменная кладка будет обладать относительно незначительной усадкой и ползучестью.

Испытания предварительно-напряженных железобетонных конструкций показывают, что потеря напряжения арматуры вследствие усадки и ползучести бетона не превышает 1000—1500 кг/см² [1, 2]. Для ориентировочной оценки величины потери напряжения арматуры от усадки и ползучести кладки можем поступить следующим образом: толщина шва составляет 5—7% от общей длины балки [3]; следовательно, если не учитывать ползучести самого камня можно ожидать, что $\sigma_{ан}^{пот} = (0,05 \div 0,07) \times (1000 \div 1500) = 50 \div 100$ кг/см². В настоящее время в Институте Сооружений Академии Наук Арм. ССР ставят-

ся специальные опыты для выявления величин потери напряжений вследствие ползучести и усадки каменной кладки. До получения этих опытных данных, учитывая приведенные выше соображения, величиной потери напряжений от этих факторов в первой стадии исследований мы пока не учитываем.

Третий этап охватывает эксплуатационный период. Краевые напряжения в кладке в этом этапе после приложения внешней нагрузки будут равны:

$$\sigma_{\text{кн}}^{\text{тр}} = \sigma_{\text{кн}}^{\text{ст}} + \frac{M}{W_{\text{кн}}}, \quad (32)$$

$$\sigma_{\text{кв}}^{\text{тр}} = \sigma_{\text{кн}}^{\text{ст}} - \frac{M}{W_{\text{кн}}}, \quad (33)$$

а напряжения в арматуре:

$$\sigma_{\text{ан}}^{\text{тр}} = \sigma_{\text{ан}}^{\text{ст}} + \frac{M}{W_{\text{ан}}}, \quad (34)$$

$$\sigma_{\text{ав}}^{\text{тр}} = \sigma_{\text{ав}}^{\text{ст}} - \frac{M}{W_{\text{ав}}}. \quad (35)$$

В формулах (32)–(35) приняты следующие обозначения:

$$W_{\text{кн}} = \frac{J_{\text{пр}}}{h-x}, \quad (36)$$

$$W_{\text{ан}} = \frac{J_{\text{пр}}}{n \cdot (h-x-a)}, \quad (37)$$

$$W_{\text{кв}} = \frac{J_{\text{пр}}}{x}, \quad (38)$$

$$W_{\text{ав}} = \frac{J_{\text{пр}}}{n \cdot (x-a)}, \quad (39)$$

где:

$$J_{\text{пр}} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + n \cdot [F_{\text{ан}} \cdot (h-x-a)^2 + F_{\text{ав}} \cdot (x-a)^2], \quad (40)$$

$$x = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + n \cdot [F_{\text{ан}} \cdot (h-a) + F_{\text{ав}} \cdot a]}{b \cdot h + n \cdot (F_{\text{ан}} + F_{\text{ав}})}. \quad (41)$$

В момент образования трещин напряжение нижнего крайнего волокна кладки достигает временного сопротивления растяжению кладки при изгибе, следовательно:

$$\sigma_{\text{кн}}^{\text{тр}} = \sigma_{\text{кн}}^{\text{ст}} + \frac{M_{\text{тр}}}{W_{\text{кн}}} = R_{\text{рн}}, \quad (42)$$

отсюда:

$$M_{\text{тр}} = (R_{\text{рн}} - \sigma_{\text{кн}}^{\text{ст}}) \cdot W_{\text{кн}}. \quad (43)$$

или, если задана $M_{тр}$:

$$\sigma_{кн}'' = R_{пн} - \frac{M_{тр}}{W_{кн}}. \quad (44)$$

Рассмотрим теперь необходимые условия, которые нужно выполнить при проектировании напряженно-армированной кладки.

1. С целью обеспечения трещиностойкости кладки в момент спуска натяжений следует принять:

$$\sigma_{кн}'' = -\sigma_{ан}'' \cdot \mu_n \cdot U_k + \sigma_{ан}'' \cdot \mu_n \cdot (U_k - 2) \leq 0. \quad (45)$$

Отсюда вытекает:

$$F_{ан} \geq \frac{\sigma_{ан}''}{\sigma_{ав}''} \cdot \beta \cdot F_{ан}, \quad (46)$$

где

$$\beta = \frac{1 - 3 \cdot \frac{a}{h}}{2 - 3 \cdot \frac{a}{h}}. \quad (47)$$

Исходя из условия минимального армирования сжатой зоны, следует принять треугольную эпюру предварительного сжатия кладки с вершиною в крайнем верхнем волокне кладки.

В этом случае: $\sigma_{кн}'' = 0$,

$$F_{ан} = \frac{\sigma_{ан}''}{\sigma_{ав}''} \cdot \beta \cdot F_{ан}. \quad (48)$$

При совместном решении ур. (48) и (13)

$$\sigma_{кн}'' = -\sigma_{ан}'' \cdot \mu_n \cdot \Delta, \quad (49)$$

где

$$\Delta = \frac{6 \cdot (1 - 2 \cdot \frac{a}{h})}{2 - 3 \cdot \frac{a}{h}}. \quad (50)$$

2. Так как верхняя арматура является монтажной и в эксплуатационный период подвергается сжатию, то можно ее предварительное напряжение приблизить к пределу текучести.

На основании опытов ЦНИПС рекомендуется принимать [2]:

$$\sigma_a'' \leq 0,9 \cdot \sigma_T. \quad (51)$$

Принимая максимальное значение, будем иметь:

$$\sigma_{ан}'' = 0,9 \cdot \sigma_T. \quad (52)$$

Тогда из ур. (48) имеем:

$$F_{ан} = \frac{\sigma_{ан}''}{0,9 \sigma_T} \cdot \beta \cdot F_{ан}, \quad (53)$$

$$\sigma_{ан}'' = - \frac{F_{ан}}{F_{ав}} \cdot \beta \cdot \sigma_{ан}'' \quad (54)$$

3. Во избежание раннего образования трещин в растянутой зоне кладки необходимо, чтобы в процессе загрузки балки напряжения в нижней арматуре не достигли предела текучести раньше, чем образуются трещины в указанной зоне, то-есть чтобы

$$\sigma_{ан}^{тр} = \sigma_{ан}'' + \frac{M_{тр}}{W_{ан}} \leq \sigma_T \quad (55)$$

Отсюда:

$$\sigma_{ан}'' \leq \sigma_T - \frac{M_{тр}}{W_{ан}} \quad (56)$$

Пользуясь выражениями (56) (43) (49) (36) (37), после ряда преобразований находим величину предварительного напряжения нижней арматуры:

$$\sigma_{ан}'' = - \frac{\sigma_T - n \cdot R_{рн}}{1 + n \cdot \mu_n \cdot \Delta} \quad (57)$$

Для приближенных подсчетов можно принять:

$$\sigma_{ан}'' = - \frac{\sigma_T}{1 + 3 \cdot n \cdot \mu_n} \quad (58)$$

4. Для того, чтобы гарантировать кладку от разрушения в процессе передачи на нее предварительного натяжения, нужно ограничивать величину предварительного обжатия кладки. На основании опытных данных мы можем исходить из следующего условия [2, 3]:

$$\sigma_{кн}'' = - \sigma_{ан}'' \cdot \mu_n \cdot \Delta \leq 0,7 \cdot R_{кл} \quad (59)$$

$$\text{Отсюда: } \sigma_{ан}'' = - \frac{0,7 \cdot R_{кл}}{\Delta \cdot \mu_n} \quad \text{или} \quad \sigma_{ан}'' = - \frac{R_{кл}}{4 \cdot \mu_n} \quad (60)$$

Итак, для степени предварительного натяжения арматуры мы получили две формулы, из коих (57) выведена по пределу текучести арматуры, вторая (60) — по пределу прочности кладки. Для одновременного выполнения обоих условий, надо в расчетах принять меньшее значение.

5. Для обеспечения сопротивляемости кладки главным напряжениям до момента образования трещины в растянутой зоне кладки, необходимо выполнить еще следующие условия [2].

$$\sigma_{с.р.тр.} \leq R_p \quad (61)$$

$$\sigma_{с.р.тр.} \leq R_{кл} \cdot \frac{K_{тр}}{1,8} \quad (62)$$

Как известно:

$$\sigma_{гр} = \frac{1}{2} \left(\sigma_{ко} \pm \sqrt{\sigma_{ко}^2 + 4 \cdot \tau^2} \right), \quad (63)$$

где
$$\tau = \frac{Q_{гр} \cdot S_{пр}}{J_{пр} \cdot b}, \quad (64)$$

$$S_{пр} = \frac{b \cdot x^2}{2} + n \cdot F_{ав} \cdot (x - a). \quad (65)$$

Из фиг. (3) вытекает, что:

$$\sigma_{ко} = \sigma_{кв} + (\sigma_{кн} - \sigma_{кв}) \cdot \frac{x}{h}; \quad (66)$$

при треугольной эпюре, когда $\sigma_{кв}'' = 0$, получим:

$$\sigma_{ко} = \sigma_{кн}'' \cdot \frac{x}{h}. \quad (67)$$

Для упрощения расчета нами составлена таблица значений $U_{кн}$, $U_{кв}$ и Δ в зависимости от $\eta = \frac{a}{h}$ (см. табл. 1), а также таблица для подбора прямоугольных сечений на основе формулы $k \cdot M = b \cdot h_0^2 \cdot R_n \cdot \alpha \cdot (1 - 0,5\alpha)$ (см. табл. 2).

Для проверки правильности наших теоретических предположений, а также для выяснения возможности практического осуществления напряженно-армированных конструкций из каменных блоков, нами были проведены экспериментальные исследования над балками из напряженно-армированных туфовых блоков. Результаты этих исследований, которые мы надеемся опубликовать, подтвердили наши теоретические предположения, а также доказали применимость выведенных выше формул к указанным конструкциям. В заключение необходимо отметить, что наши предположения, а также выведенные формулы могут быть применены и для напряженно-армированных конструкций из бетонных блоков, а также для преднапряженных железобетонных конструкций.

Институт Стройматериалов и Сооружений
Академии Наук Арм. ССР.

Поступила 30 III 1948.

ЛИТЕРАТУРА

- 1) Столяров Я. В.—Введение в теорию железобетона. 1941. Москва.
- 2) ЦНИПС—Инструкция по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций и указания по их изготовлению (проект) 1948. Москва.
- 3) Шагинян С. А.—Напряженно-армированные каменные конструкции (Исследования работы балок из напряженно-армированной туфовой кладки) 1947. (диссертация).

Таблица 1

Для расчета предварительно напряженных элементов прямоугольного сечения

η	U_k	U_a	β	Δ
0,00	4,00	4,00	0,50	3,00
0,01	3,94	3,88	0,49	2,99
0,02	3,88	3,76	0,49	2,97
0,03	3,82	3,65	0,48	2,95
0,04	3,76	3,54	0,47	2,94
0,05	3,70	3,43	0,46	2,92
0,06	3,64	3,33	0,45	2,90
0,07	3,58	3,22	0,44	2,88
0,08	3,52	3,12	0,43	2,86
0,09	3,46	3,02	0,42	2,85
0,10	3,40	2,92	0,41	2,83
0,11	3,34	2,83	0,40	2,80
0,12	3,28	2,74	0,39	2,78
0,13	3,22	2,64	0,38	2,76
0,14	3,16	2,56	0,37	2,73
0,15	3,10	2,47	0,36	2,71
0,16	3,04	2,39	0,34	2,69
0,17	2,98	2,31	0,33	2,66
0,18	2,92	2,23	0,32	2,63
0,19	2,86	2,15	0,30	2,60
0,20	2,80	2,08	0,29	2,57

$$\eta = \frac{a}{h},$$

$$U_k = 2 \cdot (2 - 3\eta),$$

$$U_a = 1 + 12(0,5 - \eta)^2,$$

$$\beta = \frac{1 - 3\eta}{2 - 3\eta},$$

$$\Delta = \frac{6 \cdot (1 - 2\eta)}{2 - 3\eta}$$

Таблица 2

Для подбора прямоугольных сечений по формуле

$$K \cdot M = b \cdot h_0^2 \cdot R_n \cdot \alpha \cdot (1 - 0.5 \cdot \alpha).$$

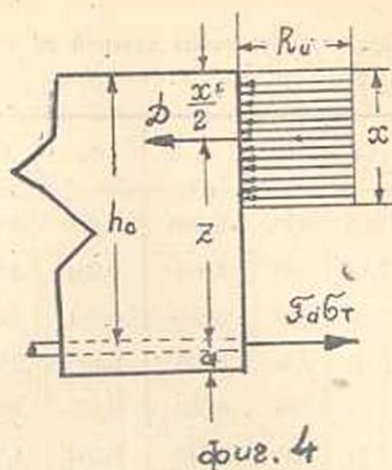
α	γ_0	S_0	C_0	α	γ_0	S_0	C_0
0,01	0,995	0,010	10,00	0,26	0,870	0,226	2,10
0,02	0,990	0,020	7,11	0,27	0,865	0,234	2,07
0,03	0,985	0,030	5,82	0,28	0,860	0,241	2,04
0,04	0,980	0,039	5,05	0,29	0,855	0,248	2,01
0,05	0,975	0,049	4,53	0,30	0,850	0,255	1,98
0,06	0,970	0,058	4,15	0,31	0,845	0,262	1,95
0,07	0,965	0,068	3,85	0,32	0,840	0,269	1,93
0,08	0,960	0,077	3,61	0,33	0,835	0,276	1,90
0,09	0,955	0,086	3,41	0,34	0,830	0,282	1,88
0,10	0,950	0,095	3,24	0,35	0,825	0,289	1,86
0,11	0,945	0,104	3,10	0,36	0,820	0,295	1,84
0,12	0,940	0,113	2,98	0,37	0,815	0,302	1,82
0,13	0,935	0,122	2,87	0,38	0,810	0,308	1,80
0,14	0,930	0,130	2,77	0,39	0,805	0,314	1,78
0,15	0,925	0,139	2,68	0,40	0,800	0,320	1,77
0,16	0,920	0,147	2,61	0,41	0,795	0,326	1,75
0,17	0,915	0,156	2,54	0,42	0,790	0,332	1,74
0,18	0,910	0,164	2,47	0,43	0,785	0,338	1,72
0,19	0,905	0,172	2,41	0,44	0,780	0,343	1,71
0,20	0,900	0,180	2,36	0,45	0,775	0,349	1,69
0,21	0,895	0,188	2,31	0,46	0,770	0,354	1,68
0,22	0,890	0,196	2,26	0,47	0,765	0,360	1,67
0,23	0,885	0,204	2,22	0,48	0,760	0,365	1,66
0,24	0,880	0,211	2,18	0,49	0,755	0,370	1,64
0,25	0,875	0,219	2,14	0,50	0,750	0,375	1,63

$$\alpha = \frac{F_n \cdot \sigma_r}{b \cdot h_0 \cdot R_n},$$

$$M = S_0 \cdot \frac{b \cdot h_0^2 \cdot R_n}{k},$$

$$z = \gamma_0 \cdot h_0,$$

$$h_0 = C_0 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot M}{b \cdot R_n}}.$$



Ս. Ա. Շահինյան

ՆԱԽԱԼԱՐՎԱԾ ԱՐՄԱՏՈՒՐՈՎ ԵՐԿԱԹԱՔԱՐ ԿՈՆՍՏՐՈՒԿՑԻԱՆԵՐԻ ՀԱՇՎԱՐԿԸ

Ա Մ Փ Ո Փ Ո Ւ Մ

Քննության են առնված նախալարված արմատուրով երկաթաքար կոնստրուկցիաների լարված վիճակի երեք էտապ և դուրս են բերված հաշվարկի համար անհրաժեշտ բոլոր բանաձևերը: Որպես հիմք ծառայում են հետևյալ նախադրյալները. 1. Հեծանք նախադժվում է այնպես, որ շարվածքի մեջ, ինչպես նախնական լարման ընթացքում, այնպես և աշխատանքային էտապում, չառաջանան ձգող լարվածություններ, այսինքն ընդունվում է, որ շարվածքը նշված էտապներում դանդաղում է միաձուլվի վիճակում, առանց ճաքերի: 2. Միաձուլվի վիճակի ընթացքում, այսինքն մինչև ճաքերի առաջացումը, ձգված շերտում հեծանքը դիտվում է իբրև առաձգական մարմին և կիրառվում են նյութերի դիմադրության սովորական օրենքները (Բեռնուլլիի հիպոթեզը, Հուկի օրենքը): 3. Սահմանային բեռնավորումը քայքայման ստադիայում ընդունվում է անկախ նախնական լարումից և որոշվում է ըստ Լոլեյտի հաշվարկային սխեմայի:

Հիշյալ նախադրյալների ճշտությունն ստուգելու համար, ինչպես նաև այսպիսի կոնստրուկցիաների պրակտիկ իրադրոժման հնարավորությունը պարզելու համար հեղինակը կատարել է էքսպերիմենտալ հետազոտություն՝ տուֆաբլոկներից կազմված և նախալարված արմատուր ունեցող հեծանքների վրա: Այդ հետազոտության արդյունքները, որոնք կհանձնվեն տպագրության, հաստատել են ընդունված տեսական նախադրյալները և ապացուցել դուրս բերված բանաձևերի կիրառելիությունը նշված կոնստրուկցիաների հաշվարկի համար:

Հեղինակի ընդունած նախադրյալները, ինչպես նաև ստացված հաշվարկային բանաձևերը կարող են կիրառվել նաև բետոնե բլոկներից կազմված նախալարված արմատուրով հեծանքների, ինչպես և նախալարված երկաթաբետոն կոնստրուկցիաների հաշվարկի համար: