

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
имени первого Президента Российской Федерации Б.Н. Ельцина
ФАКУЛЬТЕТ АРХИТЕКТУРЫ, ДИЗАЙНА И СТРОИТЕЛЬСТВА

Кафедра «Строительство»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
к практическим занятиям по дисциплине
«Конструкции зданий и сооружений»

Раздел «Железобетонные конструкции»
для бакалавров направления «Архитектура»

Бишкек 2021

УДК 725.4.012(075.8)
М 54

Рецензент

М. Т. Касымова – д-р техн. наук, проф. кафедры «Строительство»

Составитель

Г.Д. Адыракаева

Рекомендовано к изданию

кафедрой «Строительство» и Ученым советом ФАДиС

М 54 МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ к практическим занятиям по дисциплине «Конструкции зданий и сооружений». Раздел «Железобетонные конструкции» для бакалавров направления «Архитектура» / сост. Г.Д. Адыракаева. Бишкек: КРСУ, 2021. 32 с.: ил.

В методическом указании приведены методы и алгоритмы расчета изгибаемых, сжатых и растянутых элементов железобетонных конструкций. Также приведены основы конструирования несущих элементов железобетонных конструкций и необходимые справочные материалы.

Методические указания допущены для студентов, обучающихся по профилям направления «Архитектура».

СОДЕРЖАНИЕ

1. Изгибаемые элементы.....	4
1.1. Расчет сечений изгибаемых элементов по предельным состояниям первой группы	4
1.1.1. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля.....	6
1.1.2. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов таврового профиля. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.....	8
1.1.3. Расчет прочности элементов по наклонным сечениям	11
1.1.4. Конструктивные требования к армированию изгибаемых элементов.....	15
1.2. Решение задач на тему: «Изгибаемые элементы».....	17
2. Центрально и внецентренно-сжатые элементы	20
2.1. Расчет прочности сжатых элементов со случайным эксцентриситетом	20
2.2. Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов	22
2.3. Конструирование внецентренно-сжатых элементов	25
2.4. Решение задач на тему: «Центрально-сжатые элементы»	27
3. Растянутые элементы.....	28
3.1. Расчет прочности центрально-растянутых элементов	28
3.2. Расчет прочности внецентренно-растянутых элементов	28
3.3. Конструктивные особенности растянутых элементов	29
ЛИТЕРАТУРА	30
Приложение 1	31

1. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

1.1. Расчет сечений изгибаемых балок по предельным состояниям I группы

Общий способ расчета прочности по нормальным сечениям

Рассмотрим однопролетную железобетонную балку (рис. 1), свободно лежащую на двух опорах, симметрично нагруженную двумя сосредоточенными силами. На определенной ступени нагружения в балке образуются нормальные и наклонные трещины, в соответствии с этим, прочность изгибаемых элементов рассчитывают как по нормальным, так и по наклонным сечениям.

Прочность изгибаемых железобетонных конструкций рассчитывают по III стадии НДС.

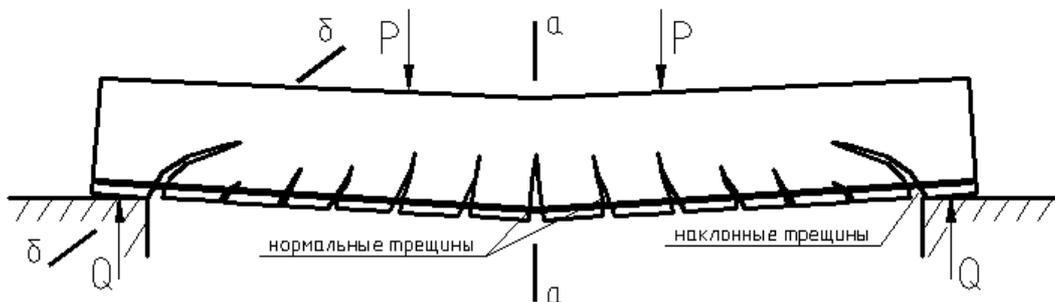


Рис. 1. Схема изгибаемой железобетонной балки: a-a – нормальное сечение; б-б – наклонное сечение

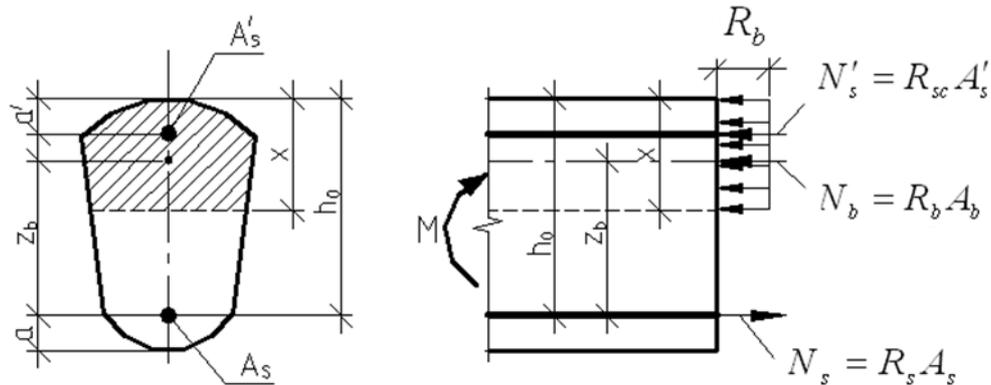


Рис. 2. Схема усилий при расчете прочности изгибаемых элементов по нормальному сечению

В расчетной схеме усилий (рис. 2) принимают, что на элемент действует изгибающий момент M , а в арматуре и бетоне действуют усилия, соответствующие напряжениям, равным расчетным сопротивлениям (при условии, что характер разрушения сечения соответствует 1 случаю III стадии НДС, когда в растянутой арматуре и сжатом бетоне достигнуты предельные сопротивления).

В бетоне сжатой зоны сложную криволинейную эпюру напряжений заменяют прямоугольной, т. е. напряжение в бетоне R_b принимают одинаковым по всей высоте сжатой зоны. При этом принимают, что бетон растянутой зоны не работает $\sigma_{bt} = 0$.

Сечение элемента может быть любой симметричной формы.

В растянутой зоне имеется арматура площадью сечения A_s с расчетным сопротивлением растяжению R_s , в сжатой зоне – арматура площадью сечения A'_s с расчетным сопротивлением сжатию R_{sc} .

Равнодействующие нормальных напряжений в арматуре и бетоне:

$$N_s = R_s A_s; \quad N'_s = R_{sc} A'_s; \quad N_b = R_b A_b,$$

где A_b – площадь сечения бетона сжатой зоны.

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента можно определить площадь сечения бетона A_b сжатой зоны, а по ней высоту сжатой зоны x .

$$R_s A_s - R_b A_b - R_{sc} A'_s = 0.$$

Общее условие прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям: момент внешних сил не должен превосходить момента внутренних усилий, т. е. прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превосходит расчетной несущей способности сечения, выраженной в виде обратно направленного момента внутренних сил.

$$M_{внеш} \leq M_{внутр}.$$

Условие прочности при моментах, взятых относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре A_s :

$$M_{внеш} \leq R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

Высоту сжатой зоны x для сечений, характер разрушения которых соответствует 2 случаю III стадии НДС, когда разрушение происходит по сжатому бетону хрупко, а напряжения в растянутой арматуре предельного значения не достигают, также определяют из условия равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента, но в этом случае R_s заменяют напряжением $\sigma_s < R_s$.

На основе экспериментов установлено, что напряжение σ_s зависит от *относительной высоты сжатой зоны бетона* $\xi = x/h_0$.

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона $\xi_R = x_R/h_0$, при которой растягивающие напряжения в арматуре начинают достигать предельных значений $\sigma_s \rightarrow R_s$, зависит от класса бетона и класса арматуры, и находится по формуле (25) СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

Таким образом, сечения, работающие по 1 случаю III стадии НДС, удовлетворяют условию:

$$\xi \leq \xi_R.$$

Сечения, не удовлетворяющие данному условию, соответствуют 2 случаю.

1.1.1. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля

Элементы прямоугольного профиля с одиночной арматурой (рис. 3).

Высоту сжатой зоны x определяют из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x = 0 \Rightarrow R_s A_s = R_b b x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s}{R_b b}.$$

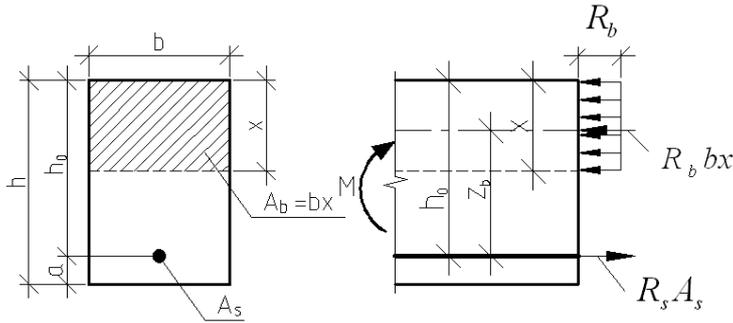


Рис. 3. Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема усилий

Условие прочности по сжатой зоне:

$$M_{внеш} \leq R_b b x (h_0 - 0,5x). \quad (1)$$

Условие прочности по растянутой арматуре:

$$M_{внеш} \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x). \quad (2)$$

Данные формулы применяют при условии $\xi \leq \xi_R$.

В практике для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой используют *табличный метод*. С этой целью формулы (1) и (2) преобразуют следующим образом:

$$\begin{aligned} M &= R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 (1 - 0,5 \frac{x}{h_0}) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 (1 - 0,5\xi) = R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0 \cdot \zeta = \\ &= R_b \cdot b \cdot \frac{x}{h_0} \cdot h_0 \cdot h_0 \cdot \zeta = R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0^2 \cdot \zeta = R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \alpha_m, \end{aligned}$$

где $\xi = \frac{x}{h_0}$; $\zeta = (1 - 0,5\xi)$; $\alpha_m = \xi \cdot \zeta$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}. \quad (3)$$

$$M = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x) = R_s \cdot A_s \cdot h_0 (1 - 0,5 \frac{x}{h_0}) = R_s \cdot A_s \cdot h_0 \cdot \zeta.$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \zeta}. \quad (4)$$

Для коэффициентов α_m , ξ и ζ составлена таблица (приложение 1). По формуле (3) определяют α_m , затем по таблице в зависимости от α_m находят соответствующие ξ и ζ . Проверяют условие $\xi \leq \xi_R$. Если условие выполняется, находят требуемое количество арматуры по формуле (4).

Элементы прямоугольного профиля с двойной арматурой (рис. 4).

Если при расчете прочности элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой оказалось, что $\xi > \xi_R$, значит прочности сжатой зоны бетона недостаточно и арматура в этой зоне требуется по расчету.

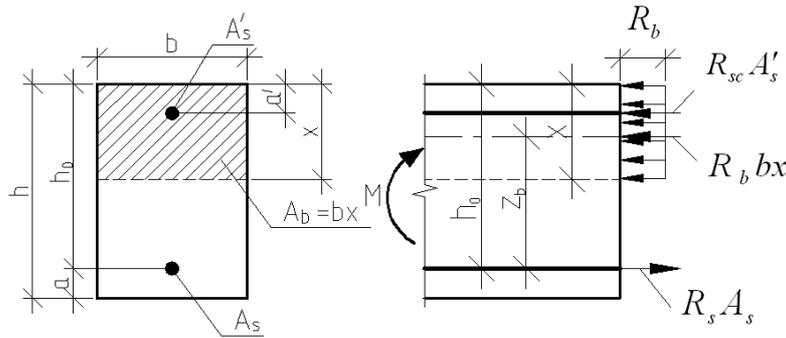


Рис. 4. Прямоугольное сечение с двойной арматурой и схема усилий

Условие прочности по сжатой зоне изгибаемого элемента, армированного двойной арматурой:

$$M_{внеш} \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (5)$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A'_s = 0 \Rightarrow R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x \Rightarrow x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}.$$

Если при расчете прочности элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой оказалось, что $\xi > \xi_R$, принимают $\xi = \xi_R$, затем по таблице находят соответствующее значение α_{mR} . Формулу (5) преобразуем следующим образом:

$$\begin{aligned} M_{внеш} &\leq R_b \cdot b \cdot x_R (h_0 - 0,5x_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \\ M_{внеш} &\leq \alpha_{mR} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \end{aligned} \quad (6)$$

Требуемую площадь сжатой арматуры A'_s можно определить из формулы (6):

$$A'_s = \frac{M - \alpha_{mR} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} A'_s (h_0 - a')}.$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента находят требуемую площадь растянутой арматуры:

$$R_s A_s - R_b b x_R - R_{sc} A'_s = 0 \Rightarrow A_s = \frac{R_{sc} A'_s + R_b b x_R}{R_s} = \frac{R_{sc} A'_s + R_b b \xi_R h_0}{R_s}.$$

1.1.2. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов таврового профиля

Расчеты прочности некоторых железобетонных конструкций (многопустотные и ребристые плиты перекрытий) сводятся в итоге к расчету таврового сечения (рис. 5). Тавровое сечение образуется из *полки* и *ребра*. Основное преимущество таврового сечения перед прямоугольным – это отсутствие «лишнего» бетона в растянутой зоне, поэтому в сравнении с прямоугольным тавровое сечение значительно выгоднее, т. к. при одной и той же несущей способности (бетон растянутой зоны не влияет на несущую способность) расход бетона значительно меньше.

При большой ширине полки участки свесов, более удаленные от ребра, напряжены меньше. Поэтому в расчеты вводят только часть полки, участвующей в работе – не более половины расстояния в свету между ребрами c и не более $1/6$ пролета рассматриваемого элемента (рис. 6, а).

При консольных свесах полки (рис. 6, б) вводимая в расчет ширина свеса должна составлять:

- при $h'_f \geq 0,1h$ не более $6h'_f$;
- при $0,05h \leq h'_f < 0,1h$ не более $3h'_f$;
- при $h'_f < 0,05h$ свесы полки в расчете не учитывают.

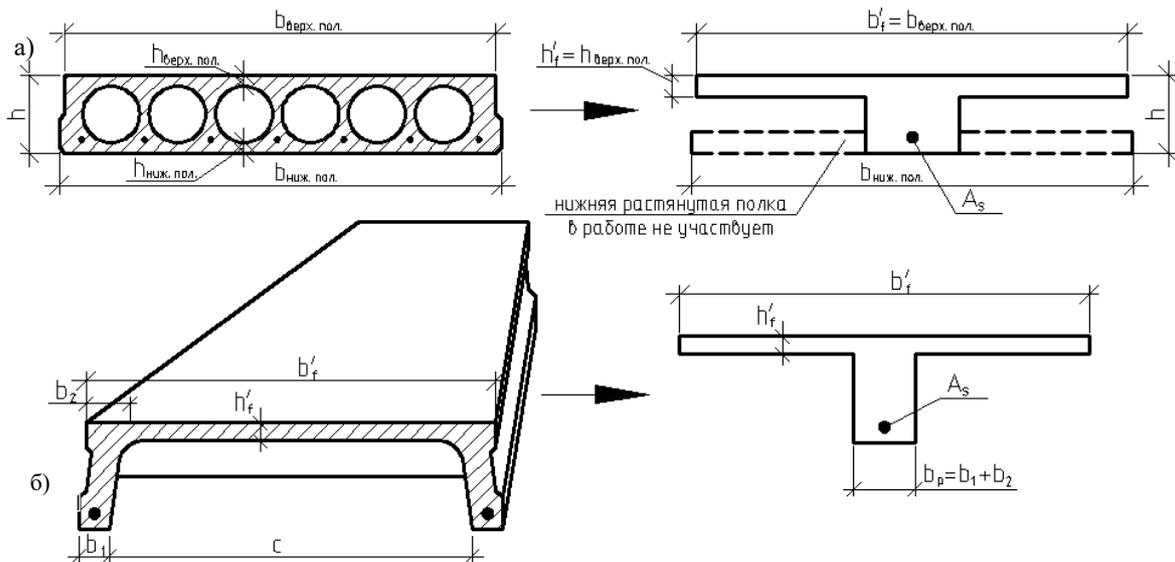


Рис. 5. Плиты перекрытий и их расчетные сечения:
а – многопустотная плита; б – ребристая плита

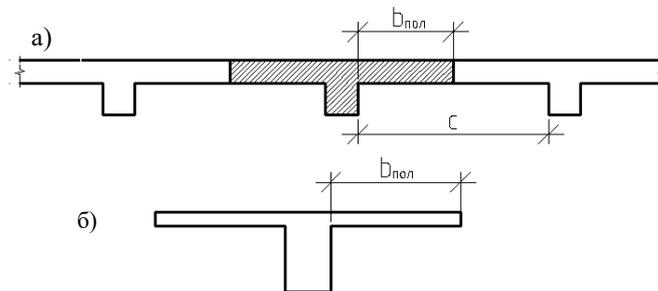


Рис. 6. Участки свесов тавровых сечений, вводимые в расчеты:
а – в составе монолитного перекрытия; б – при консольных свесах полки

Два расчетных случая в элементах таврового профиля

Расчетный случай зависит от положения границы сжатой зоны бетона.

1 случай. Граница сжатой зоны проходит в полке $x \leq h'_f$. В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами $b'_f \times h$ (рис. 7), поскольку бетон в растянутой зоне на несущую способность не влияет.

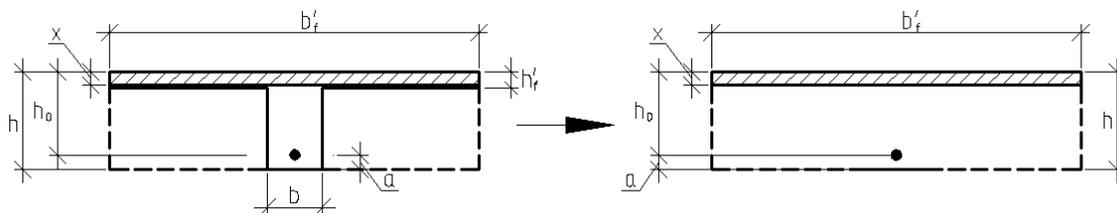


Рис. 7. 1 случай положения границы сжатой зоны бетона в элементах таврового профиля

2 случай. Граница сжатой зоны находится в ребре (рис. 8). Расчет проводят по формулам таврового профиля.

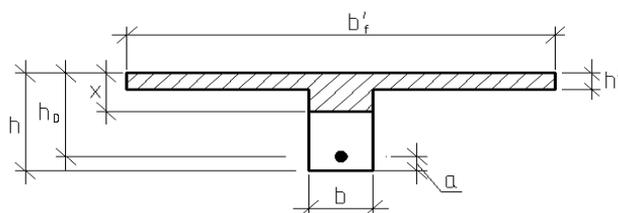


Рис. 8. 2 случай положения границы сжатой зоны бетона в элементах таврового профиля

Определение расчетного случая

При решении прямой задачи, т. е. когда необходимо определить требуемое количество растянутой арматуры, предполагают, что нижняя граница сжатой зоны проходит по нижней грани полки (рис. 9), определяют величину несущей способности таврового сечения на изгиб и сравнивают с величиной изгибающего момента от действия внешних нагрузок.

$$M_{внеш} \leq M_u = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \text{ – граница сжатой зоны находится в полке;}$$

$$M_{внеш} \geq M_u = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \text{ – граница сжатой зоны находится в ребре.}$$

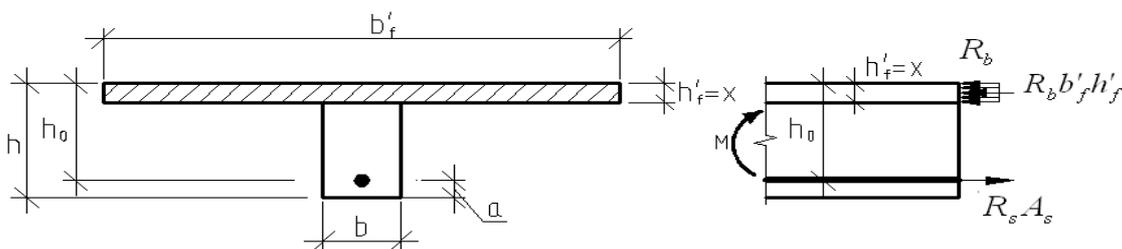


Рис. 9. К определению расчетного случая в элементах таврового профиля

При решении обратной задачи, т. е. когда требуется проверить несущую способность элемента при известном количестве арматуры в элементе, граница сжатой зоны определяется из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента: $R_s A_s - R_b b'_f x = 0$; $x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f}$, при $x \leq h'_f$ расчетным сечением является прямоугольник, а при $x > h'_f$ – сечение таврового профиля.

Расчет арматуры растянутой зоны в элементах таврового профиля (рис. 10).

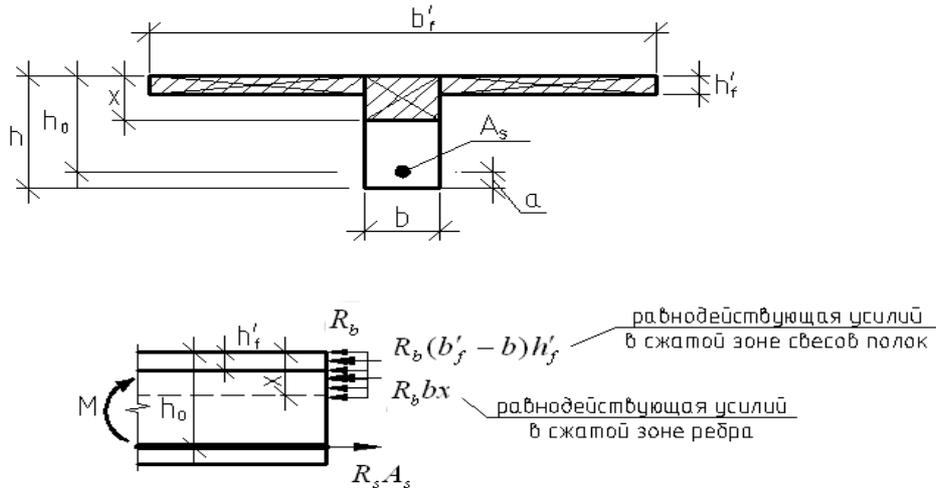


Рис. 10. К расчету растянутой арматуры в элементах таврового профиля

Условие прочности по сжатой зоне:

$$M \leq R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b b x (h_0 - 0,5 x) \quad (7)$$

Заменяя $R_b b x (h_0 - 0,5 x)$ на $R_b b h_0^2 \alpha_m$ из условия прочности (7) определяют значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b b h_0^2}, \text{ затем по таблице находят соответствующее}$$

значение ξ . Проверяют условие $\xi \leq \xi_R$.

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x - R_s A_s = 0$$

определяют неизвестное количество требуемой растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b x}{R_s} = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b \xi h_0}{R_s}.$$

Если $\xi > \xi_R$, необходима арматура в сжатой зоне.

Расчет арматуры сжатой зоны в элементах таврового профиля (рис. 11).

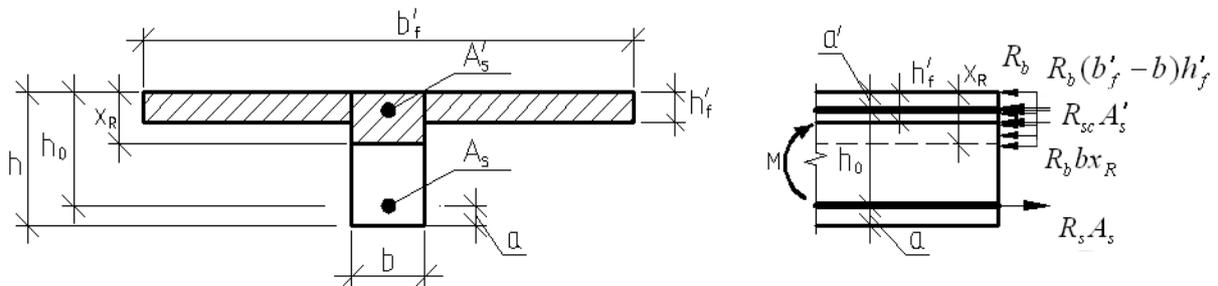


Рис. 11. К расчету сжатой арматуры в элементах таврового профиля

Принимаем $\xi = \xi_R$, т. е. бетон сжатой зоны работает до предела.

Условие прочности:

$$M \leq R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0,5h'_f) + R_b b x_R(h_0 - 0,5x_R) + R_{sc} A'_s(h_0 - a'). \quad (8)$$

Используя $R_b b x_R(h_0 - 0,5x_R) = R_b b h_0^2 \alpha_{mR}$ из условия прочности (8) определяют неизвестное количество требуемой сжатой арматуры:

$$A'_s = \frac{M - R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0,5h'_f) - R_b b h_0^2 \alpha_{mR}}{R_{sc}(h_0 - a')}.$$

Из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b x_R + R_{sc} A'_s - R_s A_s = 0$$

определяют неизвестное количество требуемой растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b x_R + R_{sc} A'_s}{R_s} = \frac{R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b \xi_R h_0 + R_{sc} A'_s}{R_s}.$$

1.1.3. Расчет прочности элементов по наклонным сечениям

На приопорных участках под действием поперечной силы и изгибающего момента в сечениях, наклонных к продольной оси элемента, развиваются напряженно-деформированные состояния, как и в нормальных сечениях.

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения действуют под углом к оси (рис. 12).

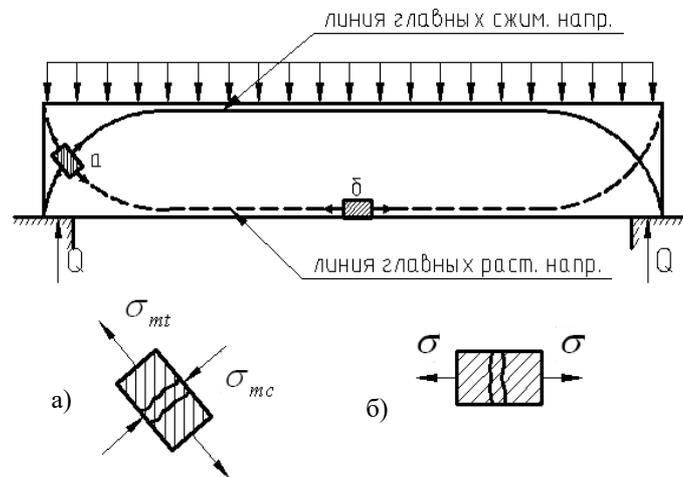


Рис. 12. Линии главных сжимающих и растягивающих напряжений

Если главные растягивающие напряжения σ_{mt} превысят сопротивление бетона растяжению R_{bt} , возникают наклонные трещины. Растягивающие усилия в наклонной трещине передаются на арматуру. При дальнейшем увеличении нагрузки наклонные трещины раскрываются, напряжения в арматуре доходят до предела текучести и происходит разрушение элемента вследствие раздробления бетона над вершиной наклонной трещины (рис. 13).

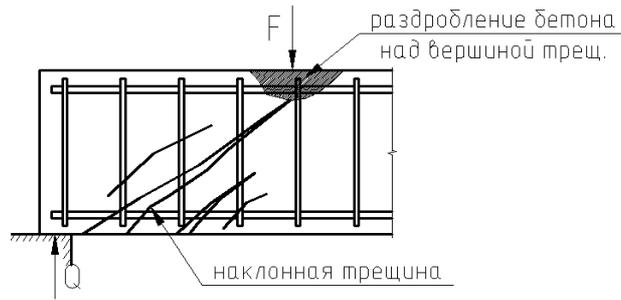


Рис. 13. Схема разрушения элемента по наклонному сечению

Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит по одному из трех возможных случаев:

1. *Раздробление бетона наклонной сжатой полосы между наклонными трещинами* (рис. 38). Происходит при малой ширине сечения, когда главные сжимающие напряжения превышают расчетное сопротивление бетона сжатию R_b .

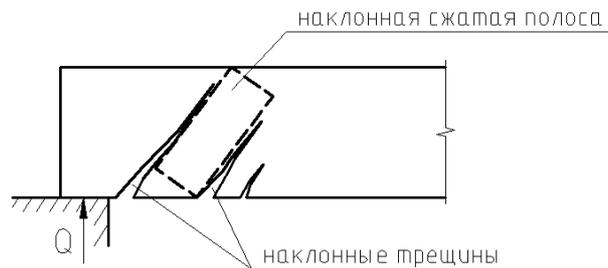


Рис. 38. Раздробление бетона наклонной сжатой полосы между наклонными трещинами

Экспериментально установлено, что прочность железобетонных элементов по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена, если соблюдается условие:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0,$$

где φ_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$, где $\alpha = E_s / E_b$, $\mu_w = A_{sw} / (bs)$; φ_{b1} – определяется по формуле: $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$, где β – коэффициент, зависящий от вида бетона; R_b – в МПа.

Если условие не соблюдается, необходимо увеличить размеры сечения или повысить класс бетона.

2. *Сдвиг по наклонному сечению от действия поперечной силы* (рис. 14).

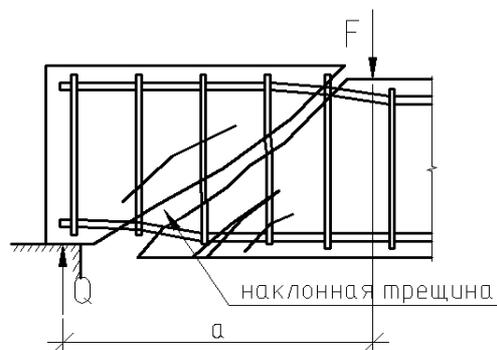


Рис. 14. Сдвиг по наклонному сечению от действия поперечной силы

Образование наклонной трещины происходит при $\tau_{\max} = \sigma_{mt} = \frac{Q}{bh_0} \geq 2,5R_{bt}$.

При разрушении происходит взаимное смещение частей элемента по вертикали. Расчет прочности наклонных сечений на действие поперечной силы производят в обязательном порядке.

Если касательные напряжения не достигают максимального значения, наклонные трещины не образуются.

Т. е. если $Q \leq 2,5R_{bt}bh_0$, поперечная арматура ставится конструктивно.

При расположении сосредоточенной силы F близко к опоре ($a/h \leq 1 \dots 1,5$) трещиностойкость наклонных сечений увеличивается тем больше, чем ближе сила F к опоре.

3. Излом по наклонному сечению от действия изгибающего момента (рис. 15).

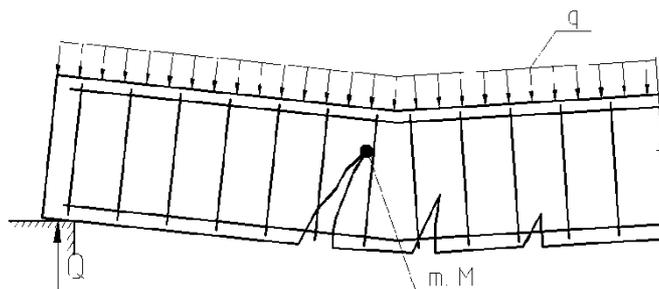


Рис. 15. Излом по наклонному сечению от действия изгибающего момента

Под воздействием изгибающего момента главные растягивающие напряжения начинают превышать сопротивление растяжению $\sigma_{mt} > R_{bt,ser}$, образуются наклонные трещины с максимальным раскрытием в растянутой зоне. Бетон растянутой зоны выключается из работы и все растягивающие усилия передаются на арматуру. Происходит взаимный поворот частей элемента относительно точки M (рис. 15). При слабом заанкеривании арматура выдергивается, при хорошем – сжатая зона бетона сокращается по высоте и разрушается.

Расчет прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы элементов с поперечной арматурой (рис. 16).

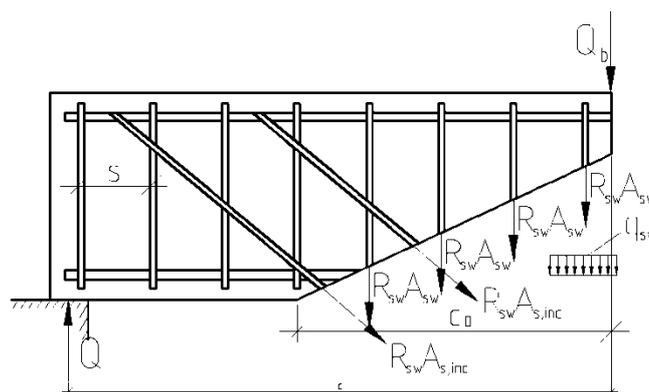


Рис. 16. Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы элементов с поперечной арматурой обеспечивается условием:

$$Q \leq Q_u; \quad Q_u = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc},$$

где Q – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, определяется по формуле:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c} \geq \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0,$$

где: φ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона (для тяжелого бетона $\varphi_{b2} = 2$);

φ_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, определяется по формуле: $\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} \leq 0,5$, где $b'_f \leq b + 3h'_f$;

φ_n – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил (учет влияния предварительно-напряженной арматуры), определяется по формуле: $\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5$.

Значение $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ во всех случаях принимается не более 1,5.

φ_{b3} – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона (для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0,6$).

Поперечные усилия Q_{sw} и $Q_{s,inc}$ определяются как сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий соответственно в хомутах и отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину.

Железобетонные элементы редко армируются отгибами, поэтому в частном случае $Q_{s,inc}$ можно принять равным нулю.

Для элементов с поперечной арматурой в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянных шаг s в пределах рассматриваемого наклонного сечения, значение c_0 соответствует минимуму выражения $Q_b + Q_{sw}$, определяемому по формуле:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}}.$$

где q_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяется по формуле:

$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$, при этом для хомутов, устанавливаемых по расчету, должно удовлетворяться условие:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b}{2}.$$

Для таких элементов значение Q_{sw} определяется по формуле:

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0,$$

1.1.4 Конструктивные требования к армированию изгибаемых элементов

В целях обеспечения прочности при эксплуатации, транспортировании, хранении и монтаже, для восприятия неучитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных), а также требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона минимальный процент армирования μ рабочей продольной арматуры принимают равным:

$$\mu_{\min} = \frac{100 \cdot A_{s,\min}}{A_b}; \quad A_{s,\min} = \frac{\mu_{\min} \cdot A_b}{100},$$

где $A_{s,\min}$ – минимальная площадь сечения рабочей продольной арматуры;

$A_b = b \cdot h_0$ – площадь нормального сечения без учета свесов полки тавровых и двутавровых сечений.

Минимальный процент армирования рабочей продольной арматуры в изгибаемых элементах $\mu_{\min} = 0,05$. Максимальное содержание рабочей продольной арматуры в нормальных сечениях элементов принимают не более 3%.

Конструктивные требования к минимальным расстояниям между стержнями арматуры приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

Конструирование плит

Плита – плоская конструкция, толщина которой значительно меньше ширины и длины.

Минимальная толщина плит:

40 мм – плиты покрытий;

50 мм – плиты перекрытий жилых и общественных зданий;

60 мм – плиты перекрытий промышленных зданий.

Продольное армирование плиты – стержни укладываются параллельно направлению изгиба плиты.

Плиты могут быть однопролетными и многопролетными (рис. 17), балочными и опертыми по контуру, сборными и монолитными.

Плиты обычно армируют сварными сетками.

Диаметр рабочих стержней сварных сеток не менее 3 мм, вязаных сеток не менее 6 мм.

Расстояние между осями рабочих стержней S_1 должно быть не более 200 мм, если высота плиты h менее 150 мм. При высоте плиты 150 мм и более $S_1 = 1,5h$. *Поперечные стержни* располагают с шагом $S_2 = 250 \dots 300$ мм (рис. 23, а), но не реже чем через 350 мм. Общее сечение поперечных стержней принимают не менее 10% сечения рабочей арматуры.

Толщина защитного слоя для продольной рабочей арматуры в плитах принимается не менее 10...15 мм.

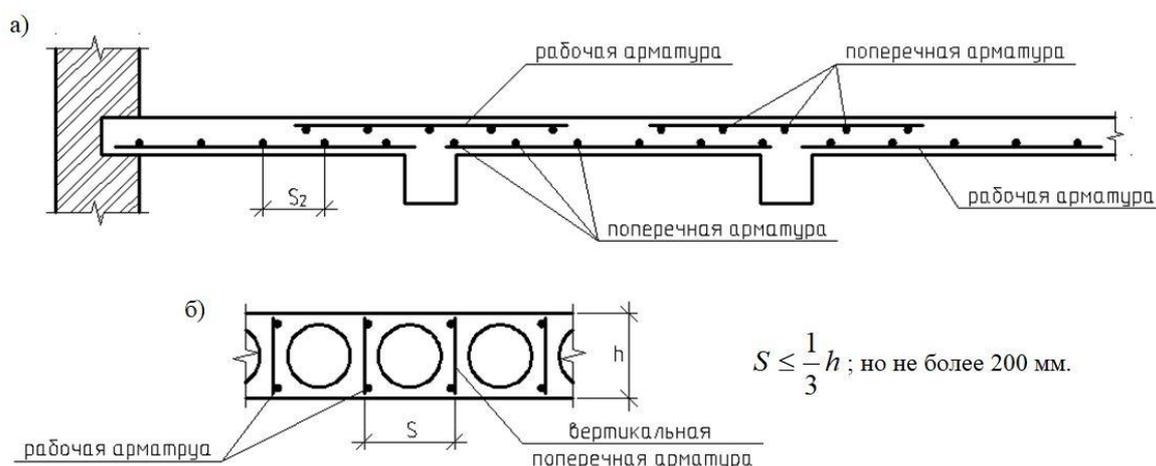


Рис. 17. Армирование плит:

а – многопролетная монолитная плита; б – однопролетная многопустотная плита

Конструирование балок

Балка – это линейная конструкция, размеры поперечного сечения которой существенно меньше длины.

Конструктивные требования к размерам.

Высота h кратно 50 мм, если $h < 600$ мм и кратно 100 мм, если $h > 600$ мм.

Ширина $b \approx (0,3...0,5)h$, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее кратно 50мм.

Железобетонные балки бывают прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного сечения (рис. 18).

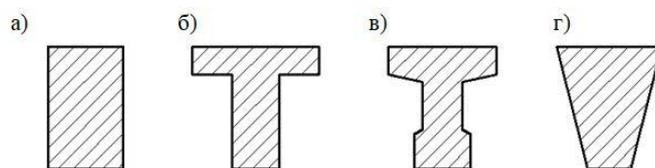


Рис. 18. Поперечное сечение балок:

а – прямоугольное; б – тавровое; в – двутавровое; г) трапециевидное

Балки армируются сварными и вязаными каркасами.

Минимальный диаметр рабочей арматуры – 12 мм. *Минимальный диаметр поперечной арматуры* в сварных каркасах задается из условия свариваемости.

Шаг поперечных стержней:

- на опорных участках длиной 1/4 пролета (в зоне максимальной поперечной силы):
 при $h \leq 450$ мм. не более $h/2$ и не более 150 мм;
 при $h > 450$ мм. не более $h/3$ и не более 500 мм;
- на остальной части пролета. не более $3h/4$ и не более 500 мм.

Расстояния между продольными стержнями сварных и вязаных каркасов приведены в СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».

Конструктивные требования по армированию поперечными стержнями.

Поперечная арматура в балочных и плитных конструкциях, устанавливается:

- на опорных участках длиной 1/4 пролета (в зоне максимальной поперечной силы):
 при $h \leq 450$ мм. не более $h/2$ и не более 150 мм;
 при $h > 450$ мм. не более $h/3$ и не более 500 мм;
- на остальной части пролета. не более $3h/4$ и не более 500 мм.

Расчет прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы элементов без поперечной арматуры.

Прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы элементов без поперечной арматуры обеспечивается условием:

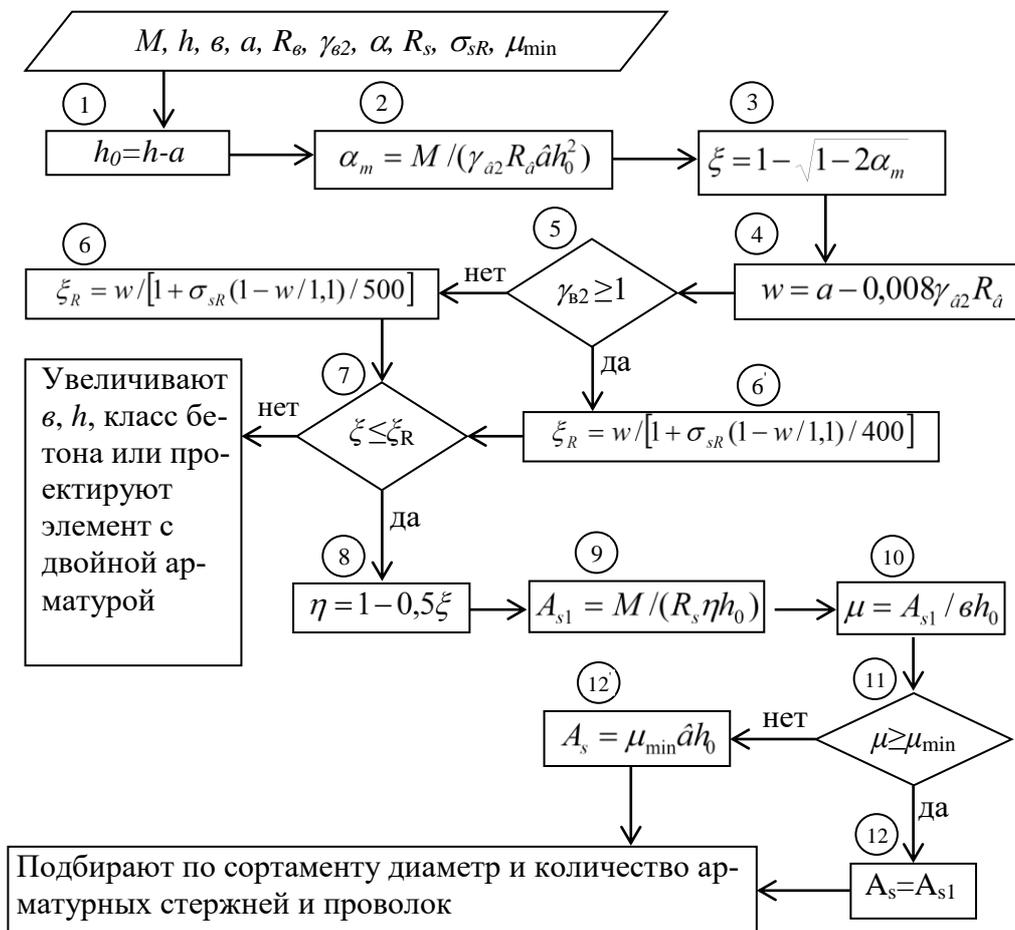
$$Q \leq \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c},$$

где правая часть условия принимается не более $2,5R_{bt}bh_0$ и не менее $\varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$.

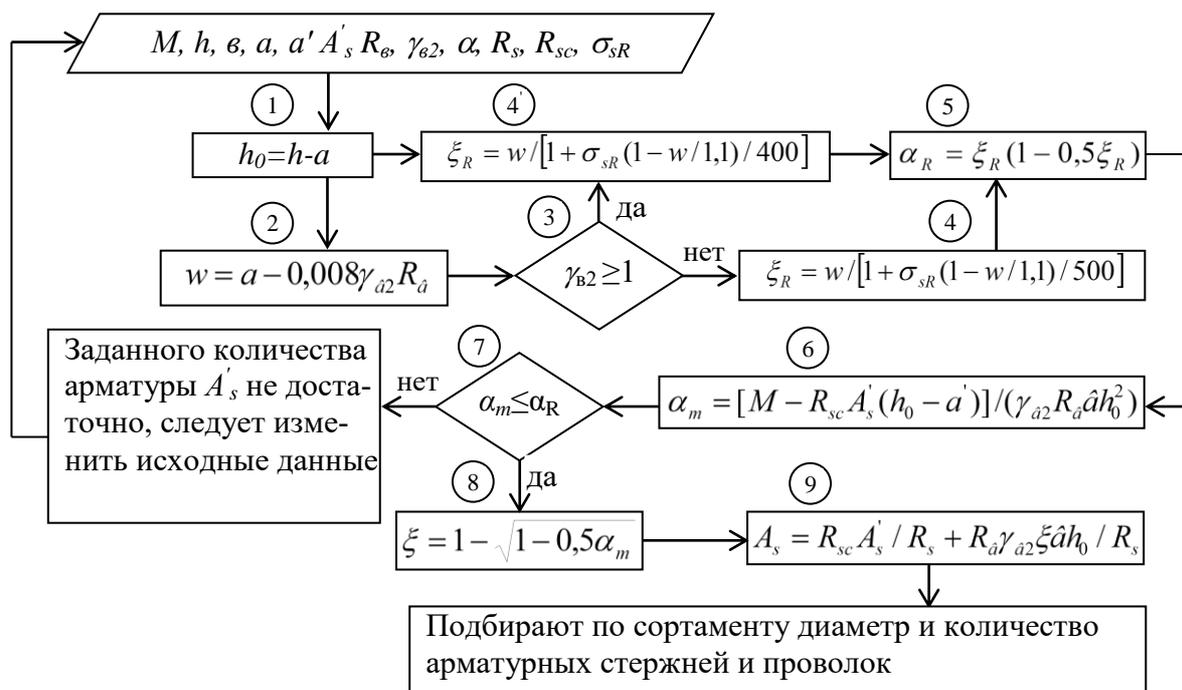
Коэффициент φ_{b4} учитывает влияние вида бетона (для тяжелого бетона $\varphi_{b4} = 1,5$).

1.2. Решение задач на тему: «Изгибаемые элементы»

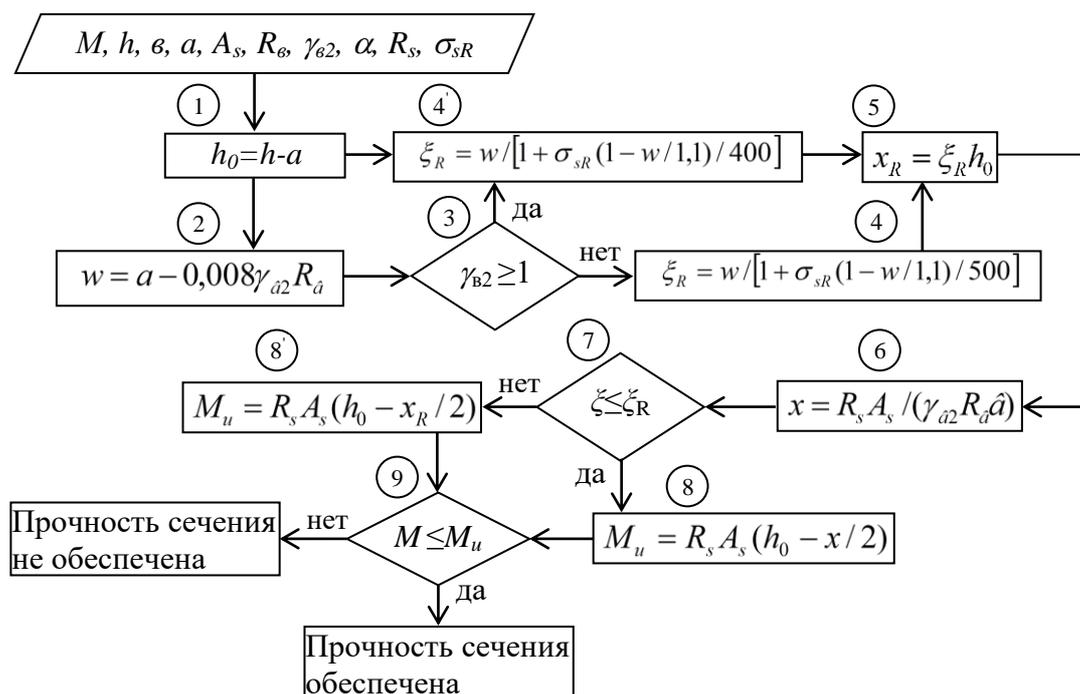
Расчет изгибаемых элементов прямоугольного профиля можно производить по блок-схемам 1–4.



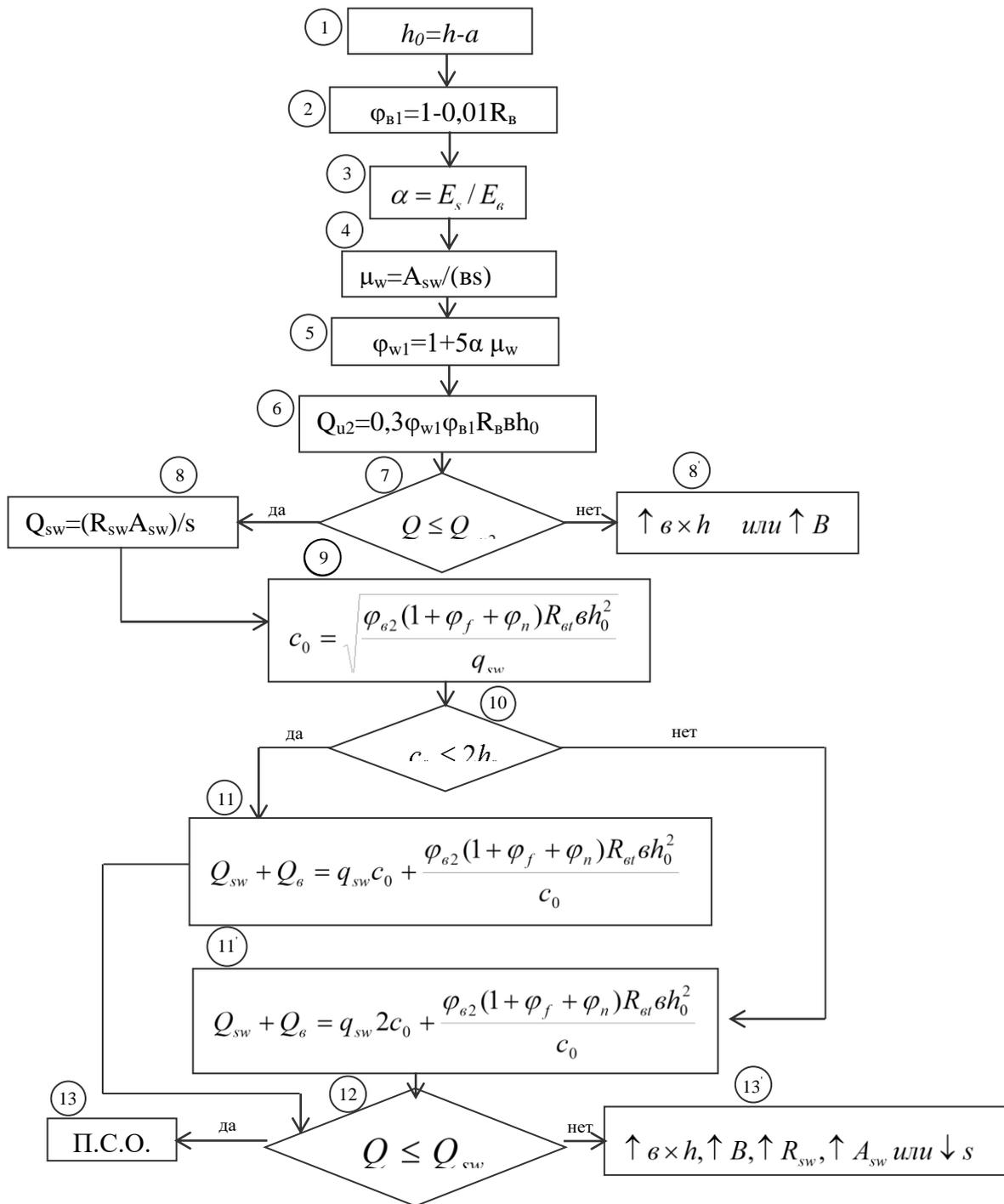
Блок-схема 1. Определение площади сечения продольной ненапрягаемой арматуры изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой



Блок-схема 2. Определение площади сечения продольной ненапрягаемой арматуры изгибаемых элементов прямоугольного профиля, с двойной арматурой, при заданном сечении сжатой арматуры



Блок-схема 3. Проверка прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной ненапрягаемой арматурой



Блок-схема 4. Проверка прочности наклонных сечений изгибаемых элементов постоянной высоты, армированных поперечной арматурой (без отгибов) на действие поперечной силы

2. ЦЕНТРАЛЬНО И ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

В процессе работы реальной конструкции всегда присутствуют случайные факторы, которые могут привести к смещению расчетной точки приложения силы N . Кроме того, из-за неоднородных свойств бетона (разная деформативность и прочность даже в пределах одного сечения) напряжения в сечении становятся неодинаковыми, что также приводит к смещению продольной силы. Для центрально-растянутых элементов это не опасно, т. к. после образования трещин в них работает только арматура, напряжения в которой по достижении текучести выравниваются. В сжатых элементах даже небольшой эксцентриситет приводит к неравномерности нормальных напряжений и к искривлению продольной оси, что опасно в смысле потери устойчивости.

Поэтому различают 2 вида эксцентриситетов: *расчетные* и *случайные*.

Расчетный эксцентриситет e_0 получают из статического расчета (рис. 19).

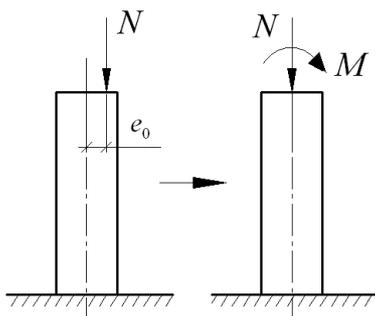


Рис. 19. Внецентренно-сжатый элемент с расчетным эксцентриситетом

$$M = N \cdot e_0; \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

Случайный эксцентриситет e_a – величина неопределенная. Причиной возникновения могут являться неточность монтажа, неоднородное бетонирование, первоначальная кривизна элемента, случайные горизонтальные силы и другие случайные факторы. Случайный эксцентриситет принимают не менее $1/600$ длины элемента, не менее $1/30$ высоты его сечения и не менее 10 мм.

В статически-определимых системах: $e = e_0 + e_a$.

В статически-неопределимых: $e = e_0$, но не менее e_a .

К элементам со случайными эксцентриситетами относятся сжатые элементы ферм. В остальных случаях обычно эксцентриситеты имеют расчетную величину.

2.1. Расчет прочности сжатых элементов со случайным эксцентриситетом

В общем случае расчет элементов со случайным эксцентриситетом производится как для внецентренно сжатых элементов. Однако для элементов прямоугольного сечения при расчетной длине $l_0 \leq 20h$ и симметричной арматуре классов А-I, А-II, А-III допускается расчет с использованием формулы для центрального сжатия.

При сжатии сопротивление действию внешней продольной силы N оказывают бетон и продольная арматура, несущая способность которых к моменту разрушения элемента используется полностью. Продольная рабочая арматура служит для увеличения несущей способности элемента, а также для уменьшения влияния случайных эксцентриситетов, неоднородности и ползучести бетона, для восприятия усилий при транспортировании и монтаже элемента (рис. 20).

На несущую способность длинных (гибких) сжатых железобетонных элементов заметное влияние оказывают случайные эксцентриситеты, явление продольного изгиба, длительное воздействие нагрузки.

По нормам случайные эксцентриситеты должны приниматься равными большему из следующих значений: 1/30 высоты сечения элемента, 1/600 длины элемента (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений). В сборных конструкциях следует учитывать возможность образования случайного эксцентриситета вследствие смещения элементов на опорах из-за неточностей монтажа; при отсутствии опытных данных значение этого эксцентриситета принимается не менее 1 см.

В соответствии с опытами в предельном состоянии по прочности напряжения в бетоне принимают равными R_b , а в арматуре R_{sc} . Условие прочности записывается:

$$N \leq \Phi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)]$$

Здесь N – продольное сжимающее усилие, вычисленное при расчетных нагрузках;

$A=hb$ – площадь сечения элемента;

Φ – коэффициент, учитывающий длительность загрузки, гибкость и характер армирования элемента, вычисляемый по зависимости:

$$\Phi = \Phi_b + 2(\Phi_r - \Phi_b) R_{sc} (A_s + A'_s) / R_b A \leq \Phi_r$$

значения Φ_b и Φ_r находят по табл. 1 и 2, в которой Nl – продольная сила от действия постоянных длительных и кратковременных нагрузок; A_s или A_s – половина площади сечения всей арматуры в поперечном сечении элемента, включая и промежуточные стержни, расположенные у граней, параллельных рассматриваемой плоскости.

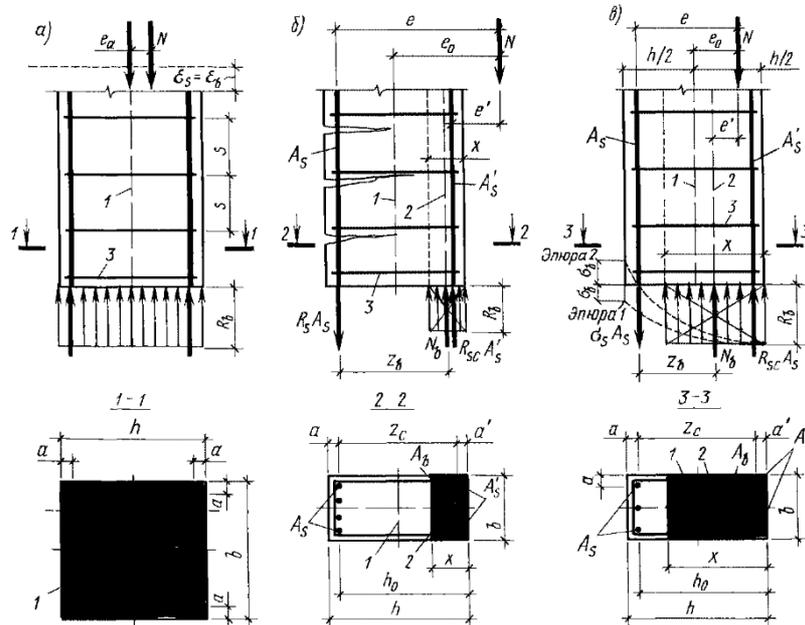


Рис. 20. Расчетные схемы сжатых элементов:

a – при случайных эксцентриситетах e_a ; $б$ – при $x \leq \xi_R h_0$, $в$ – при $x > \xi_R h_0$,
1 – геометрическая ось элемента; 2 – центр тяжести бетона сжатой зоны; 3 – хомуты

Таблица 1

Вид бетона	$\frac{N_\ell}{N}$	Коэффициент φ_e при ℓ_o/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
Тяжелый	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
	1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
Легкий	0	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,72
	0,5	0,92	0,90	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,55
	1,0	0,91	0,90	0,86	0,80	0,71	0,62	0,54	0,45

Таблица 2

Особенности поперечного сечения элемента	Вид бетона	N_l/N	Коэффициент φ_{se} при ℓ_o/h							
			6	8	10	12	14	16	18	20
$a = a' \leq 0,15h$ и отсутствие промежуточных стержней или площадь сечения этих стержней менее $A_{s,tot}/3$	Тяжелый	0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
		0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
		1	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
	Легкий	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,85	0,82	0,77
		0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,77	0,71
		1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,8	0,74	0,67
$0,25h > a = a' \geq 0,15h$ или наличие промежуточных стержней площадью сечения, равной или более $A_{s,tot}/3$ независимо от значения	Тяжелый	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
		0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
		1,0	0,92	0,91	0,879	0,86	0,81	0,77	0,7	0,63
	Легкий	0	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,09
		0,5	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,73	0,65	0,57
		1,0	0,91	0,9	0,88	0,84	0,76	0,68	0,6	0,52

2.2. Расчет прочности внецентренно-сжатых элементов

Существуют 2 расчетных случая.

1 случай ($\xi \leq \xi_R$). Внецентренно-сжатые элементы с большими эксцентриситетами продольной силы (рис. 21, а). Элемент ведет себя, как изгибаемый. Часть сечения растянута, имеет трещины, растягивающее усилие воспринимается арматурой. Часть сечения сжато вместе с арматурой. Разрушение начинается с достижения предела текучести в растянутой арматуре, завершается разрушением сжатой зоны бетона.

2 случай ($\xi > \xi_R$). Внецентренно-сжатые элементы с малыми эксцентриситетами (рис. 21, б). Сечение либо полностью сжато, либо большей частью. Всегда разрушается вследствие разрушения бетона сжатой зоны.

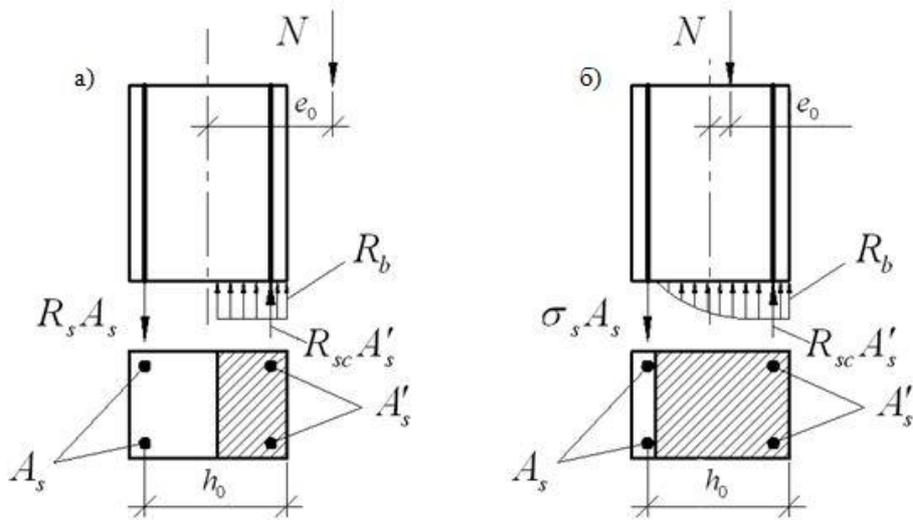


Рис. 21. Два расчетных случая внецентренно-сжатых элементов:
а – случай больших эксцентриситетов; б – случай малых эксцентриситетов

Случай больших эксцентриситетов (рис. 22).

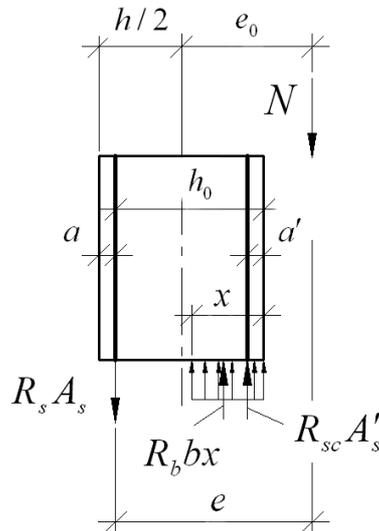


Рис. 22. Расчетная схема внецентренно-сжатого элемента с большим эксцентриситетом

Напряжения в арматуре и бетоне равны расчетным сопротивлениям:

$$\sigma_b = R_b; \sigma_s = R_s; \sigma_{sc} = R_{sc}.$$

Неизвестную высоту сжатой зоны бетона находят из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x = 0 \Rightarrow x = \frac{N - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{R_b b}.$$

Условие достаточной несущей способности:

$$M_{внеш} \leq M_{внутр}; \quad N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad e = e_0 + h/2 - a.$$

При подборе арматуры неизвестны сразу 3 величины: A_s , A'_s и x . Принимаем

$$x = x_R; \quad \xi = \xi_R = \frac{x_R}{h_0}.$$

$$A_s = \frac{R_b b \xi_R h_0 + R_{sc} A'_s - N}{R_s}; \quad A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_{mR} R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}.$$

Если при расчете $A'_s < 0$, арматурой нужно задаться из минимального процента армирования.

При симметричном армировании, когда $A_s = A'_s$; $R_s = R_{sc}$:

$$N = R_b b x; \quad x = \frac{N}{R_b b}; \quad A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} (h_0 - a')}.$$

Если $A_s = A'_s < 0$, то $A_s = A'_s = \mu_{\min} b h_0$.

Случай малых эксцентриситетов (рис. 23).

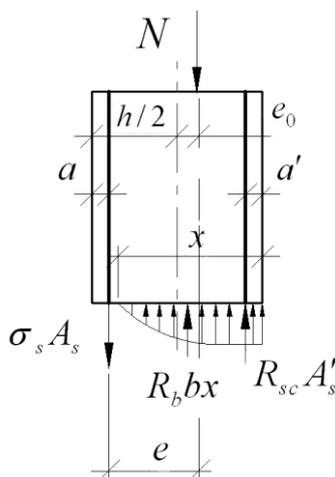


Рис. 23. Расчетная схема внецентренно-сжатого элемента с малым эксцентриситетом

Условие достаточной несущей способности:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

Неизвестную высоту сжатой зоны бетона находят из уравнения равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на продольную ось элемента:

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b b x = 0.$$

Для бетона класса В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой А-I, А-II, А-III:

$$\sigma_s = \left(\frac{2(1-\xi)}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s.$$

Обычно в случае малых эксцентриситетов рационально симметричное армирование.

2.3. Конструирование внецентренно-сжатых элементов

Внецентренно-сжатые элементы целесообразно выполнять с развитыми поперечными сечениями в плоскости действия момента.

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие В15 ÷ В30, арматуру классов А-II, А-III. Диаметр продольной стержневой арматуры для монолитных конструкций 12...40 мм. В качестве поперечной используют арматуру классов А-I, Вр-I.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в плоские и пространственные каркасы: сварные или вязаные, с жесткой или с гибкой арматурой (рис. 27).

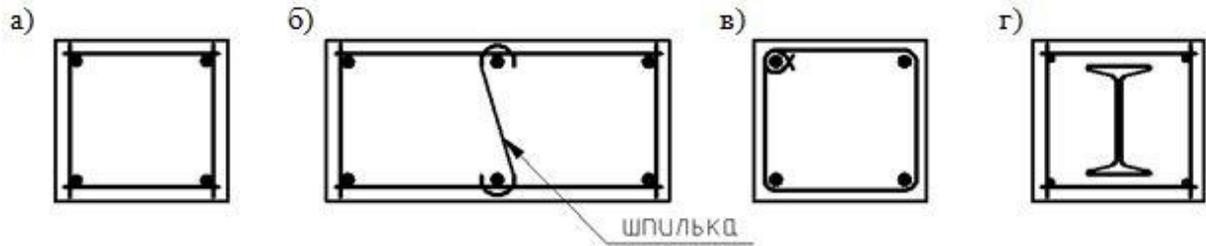


Рис. 27. Примеры армирования сжатых элементов:
а – сварной каркас; б – сварной каркас с промежуточными стержнями;
в – вязаный каркас; г – каркас с жесткой арматурой

Армирование для сжатых элементов может быть симметричным и несимметричным. Симметричное армирование применяется в случае действия случайного эксцентриситета, т. к. неизвестно, с какой стороны действующая сила будет расположена от линии центра тяжести. Также симметричное армирование применяется в случае действия изгибающих моментов разных знаков, близких по величине.

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой оценивают коэффициентом армирования μ по формуле: $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$.

Минимальная площадь сечения сжатой и растянутой продольной арматуры во внецентренно-сжатых элементах допускается равной, %:

- 0,05 при $\lambda < 17$; $\lambda = l_0 / i$.
- 0,1 при $17 \leq \lambda \leq 35$;
- 0,2 при $35 < \lambda \leq 83$;
- 0,25 при $\lambda > 83$.

Толщина защитного слоя для рабочих стержней a должна быть не менее диаметра стержней и не менее 20 мм (рис. 28).

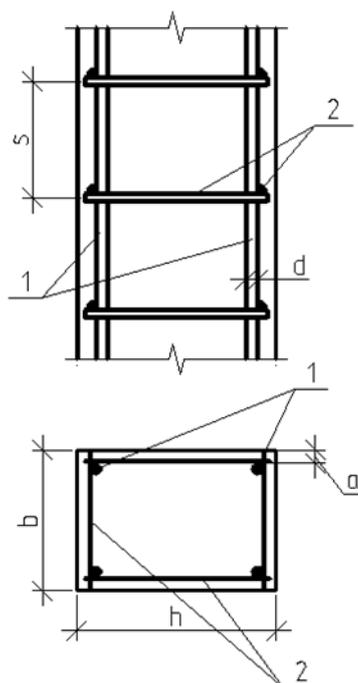


Рис. 28. Схема армирования сжатых элементов:
1 – рабочая арматура; 2 – поперечная арматура

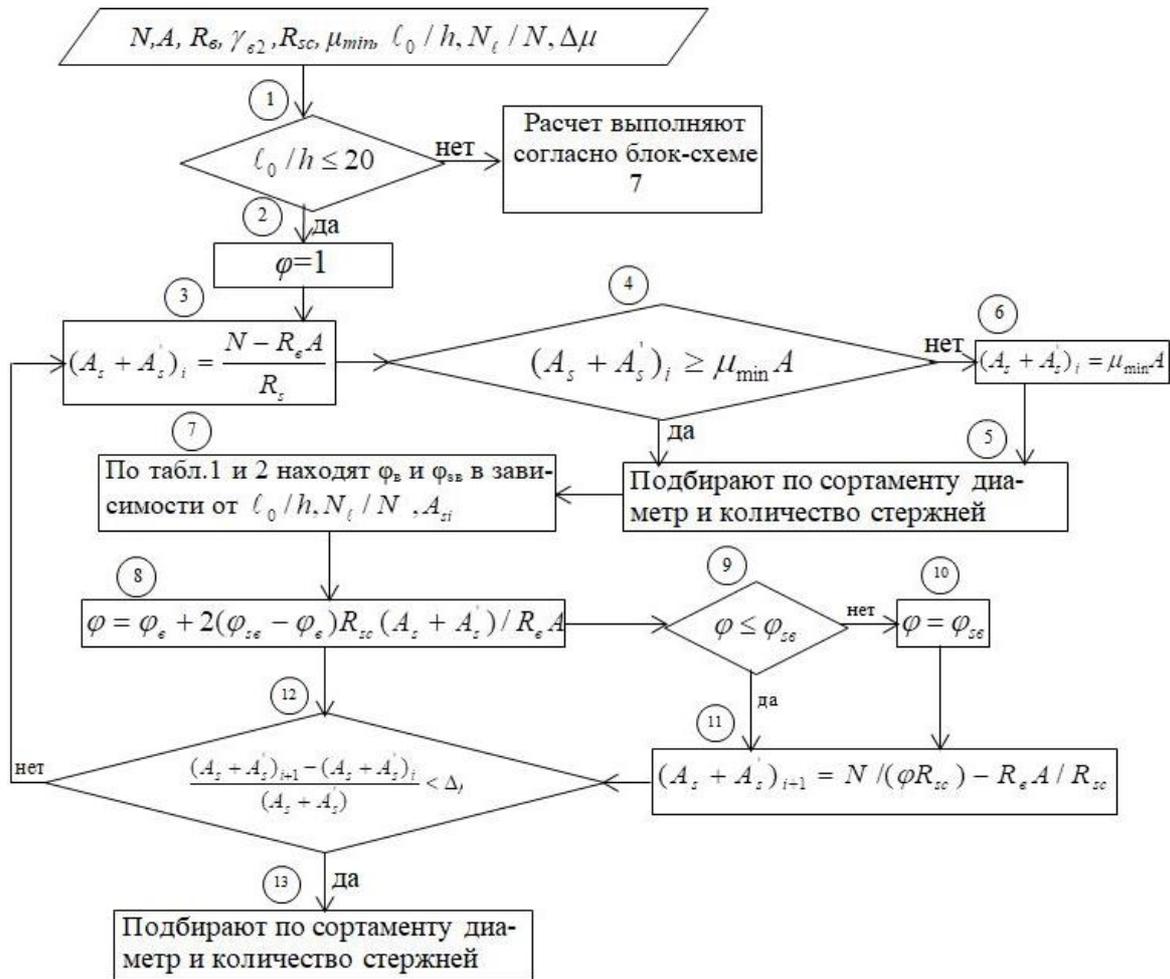
Колонны сечением до 400×400 мм можно армировать четырьмя продольными стержнями (28, а), при расстояниях между рабочими стержнями более 400 мм, следует предусматривать промежуточные стержни (28, б).

Поперечные стержни предотвращают боковое выпучивание рабочих стержней. Расстояние между ними s должно быть при сварных каркасах не более $20d$, при вязаных – $15d$, но не более 500 мм (d – наименьший диаметр продольных сжатых стержней). Расстояние s округляют до 50 мм.

Применять очень гибкие сжатые элементы нерационально, поскольку их несущая способность сильно снижается вследствие большой деформативности. Для колонн $\lambda = l_0 / i \leq 120$.

2.4. Решение задач на тему: «Центрально-сжатые элементы»

Расчет сжатых элементов прямоугольного профиля при случайных эксцентриситетах можно производить по блок-схеме 5.



Блок-схема 5. Определение площади арматуры в сжатых элементах прямоугольного профиля при случайных эксцентриситетах

Примечание: 1. Полученное значение сравнивают с предыдущим, а также с принятым ранее в п. (4) при существенном отклонении расчет повторяют с п. (6), задавая значение в промежутке между полученным и принятым ранее.

2. В п. (13) принимается армирование по сортаменту арматуры.

3. Выход на п. (16) блок-схемы 7 – принятые размеры сечения достаточны (П.Р.С.Д.).

3. РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.1. Расчет прочности центрально-растянутых элементов

Разрушение центрально-растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины, и он выключится из работы, а в арматуре напряжения достигнут предела текучести.

Несущая способность центрально-растянутого элемента обусловлена предельным сопротивлением арматуры без участия бетона:

$$N \leq R_s A_{s,tot},$$

где R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению,

$A_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной арматуры.

3.2. Расчет прочности внецентренно-растянутых элементов

Расчет должен производиться в зависимости от положения продольной силы N .

Случай малых эксцентриситетов (продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре (рис. 29)).

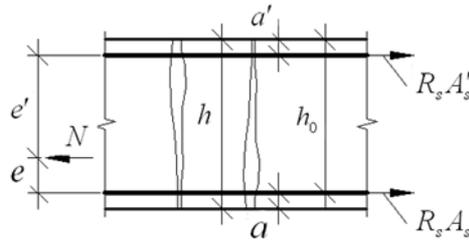


Рис. 29. Расчетная схема внецентренно-растянутого элемента с малым эксцентриситетом

В этом случае всё сечение растянуто. В предельном состоянии в бетоне образуются сквозные поперечные трещины. Бетон в работе не участвует. Разрушение элемента происходит, когда напряжения в продольной арматуре достигнут предельного значения:

$$Ne \leq R_s A'_s (h_0 - a');$$

$$Ne' \leq R_s A_s (h_0 - a').$$

Случай больших эксцентриситетов (продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре (рис. 30)).

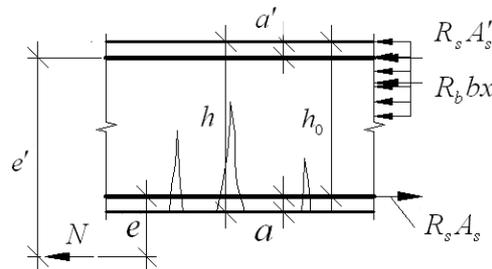


Рис. 30. Расчетная схема внецентренно-растянутого элемента с большим эксцентриситетом

Как и при изгибе, часть сечения сжата, а часть растянута. Вследствие образования трещин в бетоне растянутой зоны растягивающие усилия воспринимаются арматурой.

Несущая способность элемента обусловлена предельным сопротивлением растяжению арматуры растянутой зоны, а также предельным сопротивлением сжатию бетона и арматуры сжатой зоны:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'),$$

при этом высота сжатой зоны x определяется из условия $R_s A_s - R_{sc} A'_s - N = R_b b x$.

Если полученное значение $x > \xi_R h_0$, в условие прочности подставляется $x = \xi_R h_0$.

3.3. Конструктивные особенности растянутых элементов

Центрально-растянутые элементы – это элементы, в нормальном сечении которых точка приложения продольной растягивающей силы N совпадает с точкой приложения равнодействующей усилий в продольной арматуре.

К центрально-растянутым элементам относятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм и другие элементы (рис. 31).

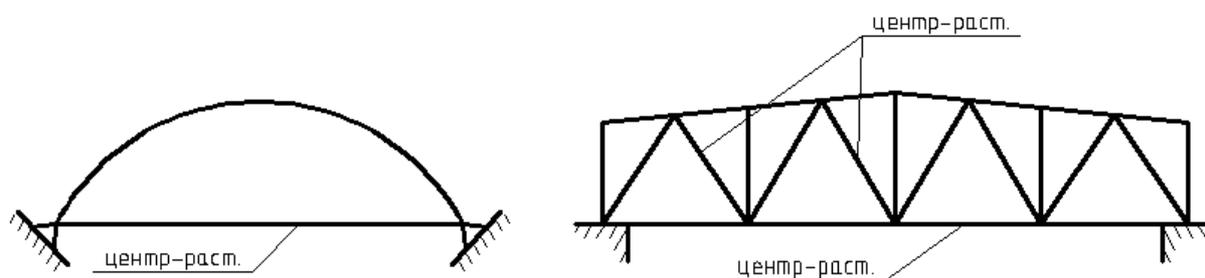


Рис. 31. Центрально-растянутые элементы

Центрально-растянутые элементы проектируют, как правило, предварительно напряженными.

Основные принципы конструирования центрально-растянутых элементов:

- стержневую рабочую арматуру без предварительного напряжения соединяют по длине сваркой;
- стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях;
- растянутая предварительно-напряженная арматура в линейных элементах не должна иметь стыков;
- в поперечном сечении предварительно напряженную арматуру размещают симметрично (чтобы избежать внецентренного обжатия элемента).

Внецентренно-растянутые элементы – это элементы, которые одновременно растягиваются продольной силой N и изгибаются моментом M , что равносильно внецентренному растяжению силой N с эксцентриситетом $e_o = M / N$ относительно продольной оси элемента. При этом различают 2 случая: когда продольная растягивающая сила N приложена между равнодействующими усилий в растянутой и сжатой арматуре, и положение, когда сила приложена за пределами данного расстояния.

К внецентренно-растянутым элементам относятся нижние пояса безраскосных ферм и другие конструкции.

Внецентренно-растянутые элементы армируют аналогично изгибаемым элементам, а при положении N в пределах сечения – аналогично армированию центрально-растянутых элементов.

Внецентренно-растянутые также обычно подвергаются предварительному напряжению, что существенно повышает их трещиностойкость.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. М.: ГУП ЦПП, 2001. 76 с.
2. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия/Госстрой России. М.: ГУП ЦПП, 2003, с измен.
3. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1991. 767 с.
4. Темикеев К., Адыракаева Г.Д., Стамалиев А.К. Проектирование железобетонных конструкций: Учеб.пособие. – 2-е изд., перераб. Бишкек, КГУСТА, 2015. 486 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

$\xi = x / h_0$	ζ	α_m	$\xi = x / h_0$	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

Составитель

Гульмира Джунушевна Адыракаева

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
к практическим занятиям по дисциплине:
«Конструкции зданий и сооружений»

Раздел «Железобетонные конструкции»
для бакалавров направления «Архитектура»

Редактор *Е. С. Свиридова*

Компьютерная верстка – *Э. А. Галяутдинова*

Подписано в печать 06.05.2021.
Формат 60x84¹/₈. Офсетная печать.
Объем 4,0 п. л. Тираж 100 экз. Заказ 136

Отпечатано в типографии КРСУ
720048, г. Бишкек, ул. Анкара, д. 2а