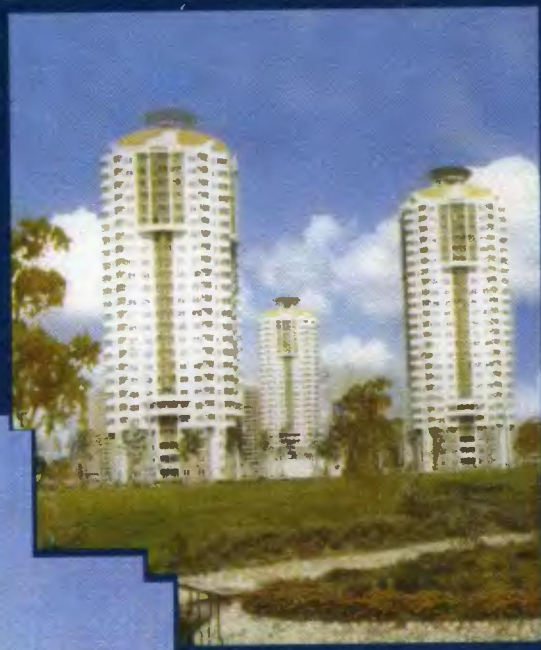


Кузнецов В.С.

# Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций



В.С. Кузнецов

# РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТЫКОВ И УЗЛОВ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*КУРСОВОЕ И ДИПЛОМНОЕ  
ПРОЕКТИРОВАНИЕ*

*«Допущено Министерством образования Российской Федерации в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство» направления подготовки дипломированных специалистов «Строительство»*



Издательство Ассоциации Строительных Вузов  
Москва 2002

**Рецензенты:**

- Доц., к. т. н. *Морозова Д.А.*, кафедра «Строительные конструкции» Московского Государственного Открытого Университета.
- Д-р техн. наук *Николаев В.В.*, главный научный сотрудник Строительного отдела ФУП «Атом энергопроект».

**Кузнецов В.С.**

*«Расчет и проектирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций».* Учебное пособие. М., АСВ, 2002г., 128 стр., 34 рис., 15 табл.

ISBN 5-93093-143-7

В пособии рассмотрены вопросы расчета прочности и конструирования стыков и узлов наиболее распространенных строительных конструкций. Приведены необходимые теоретические сведения, примеры расчета, конструктивные решения и справочные материалы. Пособие предназначено для студентов специальности 2903 «Промышленное и гражданское строительство» высших учебных заведений, а также студентов других строительных специальностей, изучающих дисциплину «Железобетонные и каменные конструкции».

Данное пособие является переизданием пособия под тем же названием (2000г). Материалы, изложенные в пособии, могут использоваться широким кругом студентов высших и средних учебных заведений строительного профиля, а также быть полезными инженерам-проектировщикам в практике проектирования железобетонных конструкций.

ISBN 5-93093-143-7

© В.С. Кузнецов, 2002  
© Издательство АСВ, 2002

**ОГЛАВЛЕНИЕ**

<b>Предисловие</b> .....	4
<b>1. Основы расчета железобетонных конструкций</b> .....	5
1.1. Общие сведения.....	5
1.2. Прочность изгибаемых элементов по нормальным сечениям.....	8
1.2.1. Прочность нормальных сечений с одиночной арматурой.....	9
1.2.2. Прочность нормальных сечений с двойной арматурой.....	10
1.3. Прочность наклонных сечений на действие поперечных сил.....	13
1.4. Прочность сжатых элементов прямоугольного профиля.....	18
<b>2. Проектирование узлов стропильных ферм</b> .....	21
2.1. Расчет прочности опорных узлов ферм.....	22
2.1.1. Расчет прочности опорного узла фермы на отрыв.....	24
2.1.2. Прочность опорного узла на изгиб по наклонному сечению.....	28
2.1.3. Прочность опорного узла на изгиб по нормальным сечениям.....	29
2.2. Расчет прочности промежуточных узлов ферм.....	29
2.3. Конструирование узлов ферм.....	32
2.4. Проектирование стыка нижнего пояса в составных фермах.....	51
<b>3. Проектирование стыков ригелей с колоннами</b> .....	56
3.1. Шарнирный стык.....	56
3.2. Стык с ограничено воспринимаемым моментом.....	56
3.3. Жесткий стык.....	64
3.4. Обетонированный стык ригеля.....	66
3.5. Небетонированный стык ригеля.....	66
<b>4. Проектирование консолей колонн</b> .....	70
4.1. Расчет консолей на действие поперечных сил и изгибающих моментов.....	73
4.2. Жесткий узел.....	76
4.3. Шарнирный узел.....	80
4.4. Расчет жестких консолей.....	82
<b>5. Расчет железобетонных элементов на местное сжатие</b> .....	85
5.1. Местное сжатие элементов без косвенного армирования.....	85
5.2. Местное сжатие элементов с косвенным армированием.....	90
<b>6. Стыки колонн</b> .....	97
6.1. Учет влияния косвенного армирования.....	98
6.2. Жесткие стыки.....	100
6.2.1. Расчет стыка до замоноличивания.....	101
6.2.2. Расчет замоноличенных стыков.....	102
6.3. Жесткий стык с торцевыми листами.....	111
<b>Библиография</b> .....	113
<b>Приложение</b> .....	115

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее пособие предназначено для студентов специальности 2903 «Промышленное и гражданское строительство», изучающих дисциплину «Железобетонные и каменные конструкции», а также может быть использовано студентами других строительных специальностей, а также учащимися техникумов и колледжей строительного профиля.

Цель данного пособия углубить знания студентов по расчету прочности и конструированию узлов и стыков основных железобетонных элементов и конструкций, используемых в настоящее время наиболее часто в отечественной практике строительного проектирования.

Материал, изложенный в пособии, может быть использован при проведении практических занятий, в дипломном и курсовом проектировании, а также служить основой для создания элективных курсов по указанной дисциплине и при подготовке магистров.

Пособие состоит из оглавления, предисловия, шести основных глав, приложения, списка литературы и технического глоссария. Основное содержание пособия посвящено общим вопросам расчета и конструирования сечений железобетонных элементов, а также прочности и конструированию узлов стропильных ферм, стыков ригелей и колонн, консолей колонн, особенностям расчета железобетонных элементов на местное сжатие.

Каждая глава представлена как отдельный раздел, в котором дается необходимый теоретический материал, приведены расчетные формулы и схемы. Во всех главах имеются практические примеры по расчету, подробные чертежи по конструированию узлов, и необходимые ссылки на используемую нормативную, учебную и техническую литературу.

Глава два содержит материал, посвященный вопросам проектирования опорных и промежуточных узлов стропильных ферм с различным очертанием верхнего пояса.

Глава три посвящена разработке соединений ригелей с колоннами. В этом разделе рассматриваются различные по конструктивной схеме стыки, применяющиеся в практике строительства.

В главе четыре рассмотрены вопросы проектирования консолей колонн с различными расчетными схемами, в том числе и жестких консолей.

Глава пять представляет материал, связанный с особенностями расчета и конструирования при местном сжатии, включая и элементы с косвенным армированием.

Глава шесть посвящена особенностям расчета и конструирования различных стыков составных железобетонных колонн.

По просьбам читателей второе издание пособия дополнено главой один, в которой рассмотрены основы расчета прочности сечений железобетонных конструкций при воздействии изгибающих моментов, поперечных и продольных сил.

## 1. Основы расчета и конструирования железобетонных конструкций

### 1.1. Общие сведения

Бетон, являясь аналогом каменных материалов, сопротивляется на растяжение в 10-15 раз слабее, чем на сжатие. Поэтому разрушение, например, при изгибе бетонной балки, происходит при исчерпании несущей способности растянутой зоны элемента. В случае постановки достаточного количества стальной арматуры в растянутую зону, балка разрушится при исчерпании несущей способности бетона сжатой зоны или растянутой арматуры. При этом прочность армированной балки по сравнению с бетонной балкой многократно возрастает.

В изгибаемых или внецентренно-сжатых элементах, характеризующихся двузначной эпюрой нормальных напряжений, на участках, где имеются трещины, растягивающие напряжения, воспринимаются только арматурой, а сжимающие — бетоном сжатой зоны. В растянутых элементах, до появления трещин, нагрузка воспринимается совместно бетоном и арматурой, после появления трещин, только арматурой.

Например, для простой балки прямоугольного сечения, нагруженной равномерно распределенной внешней нагрузкой (рис. 1.1), в нормальных трещинах, вызванных действием изгибающего момента, растягивающие напряжения воспринимаются продольной арматурой. В наклонных трещинах, вызванных совместным воздействием изгибающего момента и поперечной силы, преимущественно поперечными стержнями и наклонными стержнями (отгибами) и, частично продольной арматурой за счет нагельного эффекта.

В растянутом элементе (рис. 1.2.), в стадии работы с трещинами, все усилия передаются на продольную арматуру, прочностными характеристиками и количеством которой будет определяться несущая способность элемента, а поперечные стержни ставятся конструктивно из монтажных и технологических соображений.

Применение арматуры в сжатых зонах различных элементов обусловлено значительно более высокой удельной прочностью арматуры по сравнению с бетоном. При обеспечении надежного сцепления арматуры с бетоном, каждая единица площади арматуры становится как бы эквивалентной  $\alpha$  единиц площадей бетона ( $\alpha = E_s/E_b$ ), что позволяет значительно повысить прочность элемента, когда изменение размеров сечения или прочности бетона невозможно по архитектурным, технологическим или иным соображениям.



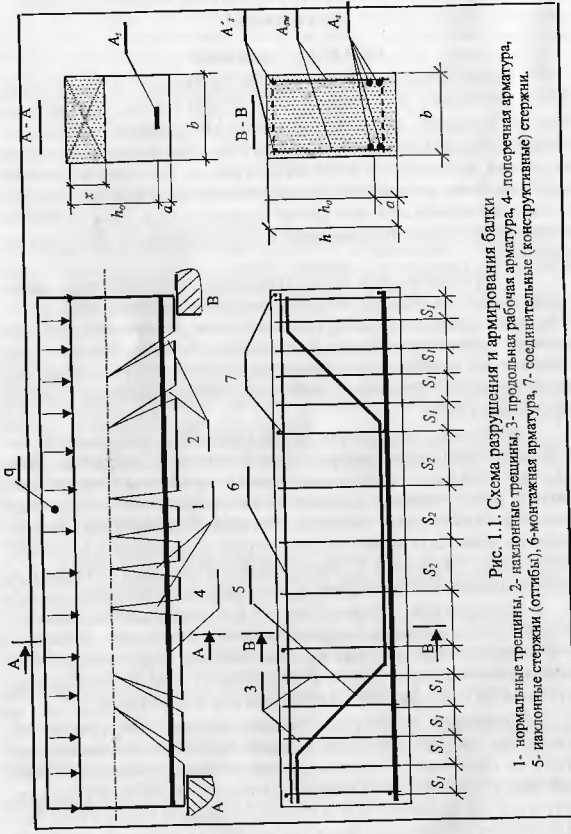


Рис. 1.1. Схема разрушения и армирования балки

1 - нормальные трещины, 2 - наклонные трещины, 3 - продольная рабочая арматура, 4 - поперечная арматура, 5 - наклонные стержни (отгибы), 6 - монтажная арматура, 7 - соединительные (конструктивные) стержни.

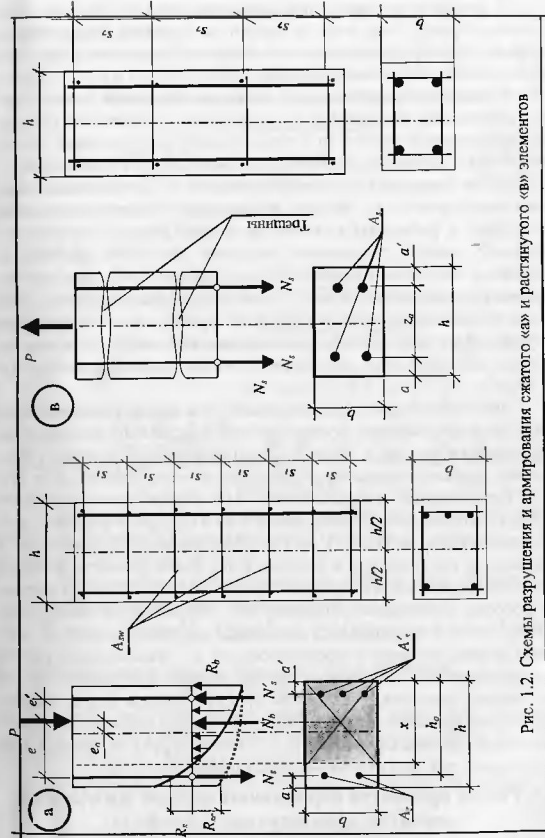


Рис. 1.2. Схема разрушения и армирования скрутого «а» и растянутого «в» элементов

В этом случае продольная арматура является рабочей, а поперечные стержни или хомуты играют роль связей, ограничивающих расчетную длину продольных стержней и предотвращающих потерю устойчивости последних (рис. 1.2).

Определение необходимой схемы армирования любого элемента начинается, как правило, с выполнения статического расчета, когда вычисляются усилия от внешней нагрузки и строятся эпюры изгибающих и крутящих моментов, поперечных и нормальных сил.

Затем, приступают непосредственно к определению внутренних предельных сил, то есть нахождения численных значений этих усилий в расчетных сечениях и сравнения их с соответствующими усилиями от внешней нагрузки. Выполняя расчеты по предельным состояниям первой группы, находят требуемое количество арматуры для обеспечения прочности, устойчивости и т.д. Расчеты по предельным состояниям второй группы уточняют результаты предыдущих вычислений, хотя нередко они могут быть определяющими в выборе вида, количества и схемы расположения арматуры.

Расчетная схема для конструкции или конкретного элемента устанавливается наиболее соответствующей реальным конструктивным решениям, для всех стадий существования конструкции: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации. Для студентов строительной специальности 29.03 «Промышленное и гражданское строительство» умение правильно и быстро определить действующие усилия, вычислить необходимое количество арматуры и правильно ее расположить в сечении и по длине элемента является неотъемлемой частью его профессиональной подготовки. В настоящем пособии (приложение, таблица 14) предлагается набор схем, наиболее часто встречающихся в процессе изучения различных дисциплин в вузе, а также в проектировании и практической работе инженера-строителя. Данный материал может использоваться на практических занятиях, в курсовом проектировании или для самостоятельного изучения в курсе «Железобетонные и каменные конструкции» для специальности ПГС, а также в курсах «Строительные конструкции» для других строительных специальностей.

## 1.2. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля

Расчет прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям заключается в определении необходимого количества растянутой арматуры, в предположении, что прочность бетона сжатой

зоны и продольной арматуры в рассматриваемом сечении будет исчерпана одновременно.

В зависимости от высоты сжатой зоны бетона  $x$  или относительной высоты сжатой зоны  $\xi$  расчет выполняется как для сечения с одиночной арматурой или как для сечения с двойной арматурой

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b \cdot b \quad (1.1)$$

При

$$\xi = x / h_0 \leq \xi_R \quad (1.2)$$

требуемое количество растянутой арматуры находится из условия прочности сечения с одиночной арматурой

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (1.3)$$

При

$$\xi = x / h_0 > \xi_R \quad (1.4)$$

необходимая площадь растянутой и сжатой арматуры определяется из условия прочности сечения с двойной арматурой

$$M \leq A_R R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (1.5)$$

где

$$A_R = \xi_R (h_0 - 0,5 \xi_R) \quad (1.6)$$

$\xi_R$  — граничная высота сжатой зоны бетона.

### 1.2.1. Расчет прочности нормальных сечений с одиночной арматурой

Вычисление количества продольной арматуры для прямоугольных сечений с одиночной арматурой при  $\xi = x / h_0 \leq \xi_R$  производится следующим образом.

Определяется граничная высота сжатой зоны бетона  $\xi_R$  по таблице 1 приложения или по формуле (1.7)

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{s,R} (1 - \omega / 1,1) / \sigma_{sc,R}] \quad (1.7)$$

где

$\omega$  — характеристика сжатой зоны, для тяжелого бетона

$$\omega = 0, 85 - 0, 0085 \cdot R_b \quad (1.8)$$

$\sigma_{sc,R}$  — предельные напряжения арматуры в сжатой зоне, принимаемые 500 МПа при коэффициенте условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$  и 400 МПа при  $\gamma_{b2} = 1,1$  или  $\gamma_{b2} = 1,0$ ;

$\sigma_{s,R}$  — напряжения в растянутой арматуре, для арматуры классов А-1, А-11, А-111, Вр-1  $\sigma_{s,R} = R_s$ .

Вычисляется табличный коэффициент  $A_0$

$$A_0 = M / R_b \cdot b \cdot h_0^2 \quad (1.9)$$

По таблице 1 приложения находят значения  $\xi$  и  $\eta$ .

Сравниваются значения  $\xi$  и  $\xi_R$  и проверяется условие  $\xi \leq \xi_R$ .

Вычисляется требуемая площадь растянутой арматуры

$$A_s = M / R_s \cdot \eta \cdot h_0 \quad (1.10)$$

По сортаменту, выпускаемой стали (таблица 3 приложения) определяется диаметр и необходимое количество стержней.

Проверка прочности нормальных сечений с одиночной арматурой начинается с определения граничной высоты сжатой зоны  $\zeta_R$ , затем устанавливается коэффициент армирования  $\mu = A_s / b \cdot h_0$ . Находится относительная высота сжатой зоны  $\xi = \mu \cdot R_s / R_b$  и проверяется условие  $\xi \leq \xi_R$ .

Если условие выполняется, по таблице 3 приложения определяется коэффициент  $\eta$ , вычисляется момент, воспринимаемый сечением  $M_{сеч} = R_s \cdot \eta \cdot h_0$  и выполняется проверка условия прочности  $M \leq M_{сеч}$ .

### 1.2.2. Расчет прочности нормальных сечений с двойной арматурой

Подбор продольной арматуры изгибаемых элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой из бетонов класса В30 и ниже выполняется в следующей последовательности.

Вычисляется коэффициент  $A_0 = M / R_b \cdot b \cdot h_0^2$  и по таблице 1 приложения находится значение  $\xi$ .

Находится граничная высота бетона сжатой зоны по формуле (1.7)

Проверяется условие  $\xi > \xi_R$ , свидетельствующее о необходимости постановки сжатой арматуры.

Расчитывается требуемая площадь сжатой арматуры

$$A'_s = (M - 0,4 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2) / R_{сж} (h_0 - a') \quad (1.11)$$

Вычисляется площадь растянутой арматуры

$$A_s = (0,55 R_b \cdot b \cdot h_0 / R_s) \cdot A'_s \quad (1.12)$$

По сортаменту табл. 3 приложения подбирается необходимый диаметр и количество стержней.

Проверяется условие минимального армирования сечения

$$\mu = 100 A_s / b \cdot h_0 \leq \mu_{мин} = 0,05\%$$

Проверка прочности сечений с двойной арматурой начинается с определения относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi = (R_s A_s - R_{сж} A'_s) / R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (1.13)$$

По формуле (1.7) вычисляется граничная высота сжатой зоны  $\xi_R$  и проверяется условие  $\xi > \xi_R$ .

Вычисляется прочность сечения при значении  $\zeta_R = 0,55$

$$M_{сеч} = \zeta_R R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{сж} A'_s \cdot (h_0 - a') \quad (1.14)$$

Выполняется проверка условия  $M \leq M_{сеч}$ .

### Пример 1.1

Выполнить расчет прочности сечения прямоугольного профиля с одиночной арматурой при следующих данных. Балка с размерами сечения  $b \times h = 40 \times 140$  см, (0,4 X 1,4 м) из тяжелого бетона В20;  $R_b = 11,5$  МПа, ( $11,5 \cdot 10^3$  кН/м<sup>2</sup>); рабочая арматура класса А-III, стержни диаметром более 10 мм,  $R_s = 365$  МПа, ( $365 \cdot 10^3$  кН/м<sup>2</sup>); в расчетном сечении действует внешний изгибающий момент  $M = 600$  кН·м; защитный слой  $a = 4$  см; коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{bz} = 0,9$ .

Рабочая высота сечения  $h_0 - a = 140 - 4 = 136$  см = 1,36 м.

Граничная высота сжатой зоны вычисляется по формуле (1.7)

$$\begin{aligned} \xi_R &= \omega / [1 + \sigma_{сж,R} (1 - \omega / 1,1) / \sigma_{сж,л}] = \\ &= 0,76 / [1 + 365 (1 - 0,76 / 1,1) / 500] = 0,62, \end{aligned}$$

где

$\sigma_{сж,R} = 365$  МПа,  $\sigma_{сж,л} = 500$  МПа.

$$\omega = 0,85 - 0,0085 \cdot \gamma_{bz} \cdot R_b = 0,85 - 0,0085 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,76.$$

Вычисляется табличный коэффициент  $A_0$

$$A_0 = M / \gamma_{bz} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 = 600 / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,36^2 = 0,0784.$$

По таблице 1 приложения находятся значения  $\xi$  и  $\eta$ .

$$\xi = 0,08; \eta = 0,96. \quad \xi = 0,08 < \xi_R = 0,62.$$

Условие выполняется.

Вычисляется площадь продольной арматуры

$$\begin{aligned} A_s &= M / R_s \cdot \eta \cdot h_0 = \\ &= 600 / 365 \cdot 10^3 \cdot 0,96 \cdot 1,36 = 12,59 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 12,59 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

В соответствии с сортаментом приложения табл. 5 принимаем

$$2\text{Ø}18 + 2\text{Ø}22 \text{ А-III с площадью } A_s = 5,09 + 7,6 = 12,69 \text{ см}^2.$$

Перерасход арматуры составляет

$$(12,69 - 12,59) / 100 / 12,59 = 0,73\%.$$

Процент армирования сечения

$$\mu = 100 A_s / b \cdot h_0 = 100 \cdot 12,69 / 40 \cdot 136 = 0,23\% > \mu_{мин} = 0,05\%$$

Условие выполняется.

### Пример 1.2

Выполнить проверку прочности нормального сечения изгибаемого элемента прямоугольного профиля с одиночной арматурой при следующих данных. Балка с размерами сечения  $b \times h = 30 \times 120$  см, (0,3X1,2 м) из тяжелого бетона В25;  $R_b = 14,5$  МПа, ( $14,5 \cdot 10^3$  кН/м<sup>2</sup>); рабочая арматура - стержни 4Ø18 А-III с площадью  $A_s = 0,18$  м<sup>2</sup>, диаметр более 10 мм,  $R_s = 365$  МПа, ( $365 \cdot 10^3$  кН/м<sup>2</sup>); в расчетном сечении действует внешний изгибающий момент  $M = 400$  кН·м; защитный слой  $a = 4$  см, коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{bz} = 0,9$ .

Рабочая высота сечения  $h_0 - a = 120 - 4 = 116 \text{ см} = 1,16 \text{ м}$ .  
Граничная высота сжатой зоны вычисляется по формуле (1.7)

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{s,R} (1 - \omega / 1,1) / \sigma_{сс,н}] = \\ = 0,746 / [1 + 365 (1 - 0,746 / 1,1) / 500] = 0,6,$$

где

$\sigma_{s,R} = 365 \text{ МПа}$ ,  $\sigma_{сс,н} = 500 \text{ МПа}$ .

$\omega = 0,85 - 0,0085 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,0085 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,746$ .

Коэффициент армирования сечения

$$\mu = A_s / b \cdot h_0 = 10,16 / 30 \cdot 116 = 0,0029, (0,29\%) > \mu_{\min} = 0,05\%.$$

Находится относительная высота бетона сжатой зоны бетона

$$\xi = \mu \cdot R_s / \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,0029 \cdot 365 / 14,5 \cdot 0,9 = 0,081 < \xi_R = 0,6$$

По таблице 1 приложения находим, что коэффициент  $\eta = 0,965$ .

Момент, который может воспринять сечение

$$M_{сеч} = R_s \cdot A_s \cdot \eta \cdot h_0 = 365 \cdot 10^3 \cdot 10,18 \cdot 10^{-4} \cdot 0,965 \cdot 1,16 = 415,94 \text{ кН·м}; \\ M = 400 \text{ кН·м} < M_{сеч} = 415,94 \text{ кН·м}.$$

Прочность сечения достаточна.

### Пример 1.3

Выполнить расчет прочности сечения прямоугольного профиля с двойной арматурой при следующих данных. Балка с размерами сечения  $b \times h = 30 \times 70 \text{ см}$ . ( $0,3 \times 0,7 \text{ м}$ ) из бетона В20;  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ , ( $11,5 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ ); рабочая арматура класса А-111; стержни диаметром более 10 мм.  $R_s = R_{св} = 365 \text{ МПа}$ , ( $365 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ ); в расчетном сечении действует внешний изгибающий момент  $M = 800 \text{ кН·м}$ ; защитный слой  $a = 5 \text{ см}$ ; коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Определяется коэффициент  $A_0 = M / \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2$   
 $A_0 = M / \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 = 800 / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,65^2 = 0,61$ .

Из примера 1.1 находится граничная высота сжатой зоны

$\xi_R = 0,62$  и вычисляется соответствующее значение  $A_R$ .

$A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi) = 0,62 (1 - 0,5 \cdot 0,62) = 0,43$ .  $A_0 = 0,61 > A_R = 0,43$ , следовательно, необходима постановка сжатой арматуры.

Вычисляется площадь сжатой арматуры по формуле (1.11)

$$A'_s = (M - 0,4 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2) / R_{сж} (h_0 - a) = \\ = (800 - 0,4 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,65^2) / 365 \cdot 10^3 (0,65 - 0,05) = \\ = 12,57 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 12,57 \text{ см}^2.$$

Находится площадь растянутой арматуры по формуле (1.12)

$$A_s = (0,55 \gamma_{b2} R_b \cdot b \cdot h_0 / R_s) \cdot A + A'_s = \\ = (0,55 \cdot 0,3 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 / 365 \cdot 10^3) \cdot 12,57 \cdot 10^{-4} + \\ = 42,98 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 42,98 \text{ см}^2.$$

По сортаменту, таблица 3 приложения, окончательно принимаем сжатую стержневую арматуру  $4\emptyset 20$  А-111 ( $A'_s = 12,56 \text{ см}^2$ ),

растянутую арматуру  $4\emptyset 32 + 2\emptyset 28$  А-111 ( $A_s = 32,17 + 12,32 = 44,49 \text{ см}^2$ ).

### Пример 1.4

Выполнить проверку прочности нормального сечения изгибаемого элемента прямоугольного профиля с двойной арматурой при следующих данных. Балка с размерами сечения  $b \times h = 40 \times 70 \text{ см}$ , ( $0,4 \times 0,7 \text{ м}$ ), из тяжелого бетона В20;  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ , ( $11,5 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ ); растянутая арматура класса А-111,  $6\emptyset 36$  А-111 с площадью  $A_s = 61,07 \text{ см}^2$ , сжатая арматура  $3\emptyset 16$  А-111,  $A'_s = 6,03 \text{ см}^2$ , диаметр более 10 мм,  $R_s = 365 \text{ МПа}$ , ( $365 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ ), в расчетном сечении действует внешний изгибающий момент  $M = 1000 \text{ кН·м}$ ; защитный слой  $a = 6 \text{ см}$ , коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Рабочая высота сечения  $h_0 - a = 70 - 6 = 74 \text{ см} = 0,74 \text{ м}$ .

Определяется высота сжатой зоны бетона по формуле (1.13)

$$x = (R_s A_s - R_{сж} A'_s) / \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b = \\ = (365 \cdot 61,07 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 6,03 \cdot 10^{-4}) / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 = \\ = 0,444 \text{ м} = 44,4 \text{ см}.$$

Граничная высота сжатой зоны равна

$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{s,R} (1 - \omega / 1,1) / \sigma_{сс,н}] = 0,76 / [1 + 365 (1 - 0,77 / 1,1) / 500] = 0,62$ ,  
где  $\sigma_{s,R} = 365 \text{ МПа}$ ,  $\sigma_{сс,н} = 500 \text{ МПа}$ .

$\omega = 0,85 - 0,0085 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,0085 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,76$ .

$x_R = \xi_R \cdot h_0 = 0,62 \cdot 74 = 40,0 \text{ см} = 0,40 \text{ м}$ .

$x = 44,4 \text{ см} > x_R = 40,0 \text{ см}$ .

Проверяем прочность по формуле (1,14) при  $\xi_R = 0,55$

$$M_{сеч} = \xi_R \gamma_{b2} R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{сж} A'_s (h_0 - a) = \\ = 0,55 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,64^2 + 365 \cdot 10^3 \cdot 0,03 \cdot 10^2 (0,64 - 0,06) = 1060,31 \text{ кН·м}.$$

$M = 1000 \text{ кН·м} < M_{сеч} = 1060,31 \text{ кН·м}$ .

Таким образом, прочность сечения достаточна.

## 1.3. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых элементов на действие поперечных сил

Проверка прочности бетонного сечения на действие поперечной силы производится по условиям (1.15) и (1.16).

$$Q_{\max} \leq 2,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (1.15)$$

$$Q \leq \varphi_{\text{пр}} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / c, \quad (1.16)$$

где

$Q_{\max}$  - максимальная поперечная сила у опоры,

$Q$  - поперечная сила в конце наклонного сечения,

$$Q = Q_{\max} - q l c,$$

$c$  — проекция наклонного сечения, начинающегося у опоры,  $\varphi_{от}$  — коэффициент, зависящий от вида бетона, принимается по \15\, (для тяжелого бетона  $\varphi_{от} = 1,5$ ),  $q_1 = q$  — при фактической равномерно распределенной нагрузке,  $q_1 = q + (w/2)$  — при действии нагрузки, приводящейся к эквивалентной равномерно распределенной.

Значение  $c$  для элементов из тяжелого бетона принимается

$$c = c_{max} = 2,5 \cdot h_0 \quad (1.17)$$

если выполняется условие

$$q_1 \leq \varphi_{от} R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / (c_{max} / 2 \cdot h_0) \quad (1.18)$$

Если условие (1.18) не выполняется,  $c$  находим по формуле

$$c = h_0 \cdot \sqrt{\varphi_{от} R_{bt} \cdot b / q_1} \quad (1.19)$$

Невыполнение условий (1.15) и (1.16) свидетельствует о необходимости постановки поперечной арматуры по расчету.

Проверка прочности наклонного сечения на действие поперечной силы по наклонной трещине (при отсутствии отгибов) производится из условия

$$Q \leq Q_v + Q_{sv} \quad (1.20)$$

где

$Q_{sv}$  — поперечная сила, воспринимаемая бетоном,

$Q_v$  — поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

$$Q_v = M_n / c, \quad (1.21)$$

$$M_n = \varphi_{n2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2.$$

Здесь

$\varphi_{n2}$  — коэффициент, учитывающий вид бетона. Принимается по СНиП \15\, для тяжелого бетона  $\varphi_{n2} = 2,0$ ,

$\varphi_f$  — коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых сечениях и определяемый, согласно \15\, для сечений прямоугольного профиля  $\varphi_f = 0$ ,

$\varphi_n$  — коэффициент, учитывающий влияние силы предварительного напряжения и определяемый в соответствии с \15\.

Значение  $Q_v$  принимается не менее  $Q_{v,мин}$

$$Q_{v,мин} = \varphi_{v3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_{от} \quad (1.22)$$

где  $\varphi_{v3}$  — коэффициент, учитывающий вид бетона. Принимается по нормам \15\, для тяжелого бетона  $\varphi_{v3} = 0,6$ .

При действии равномерно распределенной нагрузки длина проекции наклонного сечения  $c$  на продольную ось элемента выбирается равной одному из двух значений.

$$c = \sqrt{M_n / q_1}, \text{ если } q_1 \leq 0,56 q_{sv}. \quad (1.23)$$

$$c = \sqrt{M_n / (q_1 + q_{sv})}, \text{ если } q_1 > 0,56 q_{sv}. \quad (1.24)$$

Поперечное усилие, воспринимаемое хомутами

$$Q_{sv} = q_{sv} \cdot c_0,$$

где

$q_{sv}$  — усилие в хомутах на единицу длины элемента,

$$q_{sv} = R_{sv} \cdot A_{sv} / s,$$

$c_0$  — длина проекции продольной трещины на продольную ось,

$$c_0 = \sqrt{M_n / q_{sv}}, \quad h_0 \leq c_0 \leq 2 h_0; c_0 \leq c.$$

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки  $Q$ , требуемая интенсивность хомутов определяется по формулам.

$$\text{При } Q_{max} \leq Q_{el} / 0,6 \quad q_{sv} = (Q_{max}^2 - Q_{el}^2) / 4M_n \quad (1.25)$$

$$\text{При } Q_{el} / 0,6 \leq Q_{max} \leq (M_n / h_0) + Q_{el} \quad q_{sv} = (Q_{max} - Q_{el})^2 / M_n \quad (1.26)$$

$$\text{При } Q_{max} > (M_n / h_0) + Q_{el} \quad q_{sv} = (Q_{max} - Q_{el}) / h_0 \quad (1.27)$$

В любом случае

$$q_{sv} \geq (Q_{max} - Q_{el}) / 2h_0; \quad Q_{el} = 2 \sqrt{M_n / q_1}. \quad (1.28)$$

Расстояние  $s$ , между хомутами, устанавливаемыми по расчету не должно превышать  $s_{max}$

$$s_{max} = \varphi_{от} R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / Q_{max}. \quad (1.29)$$

Конструктивные требования к выбору диаметра и шага поперечных стержней на приопорных участках и в средних зонах пролетов, в зависимости от высоты элемента и схемы приложения нагрузки, изложены в \13\ и \15\.

### Пример 1.5

Определить диаметр и шаг поперечных стержней для железобетонной балки прямоугольного сечения при следующих данных. Размеры сечения  $b \times h = 40 \times 140$  см, (0,4X1,4м). Бетон тяжелый класса В20:  $R_b = 11,5$  МПа, ( $11,5 \cdot 10^3$  кН/м<sup>2</sup>);  $R_{bt} = 0,9$  МПа, ( $0,9 \cdot 10^3$  кН/м<sup>2</sup>); арматура хомутов класса А-1,  $R_{sv} = 175$  МПа, ( $175 \cdot 10^3$  кН/м<sup>2</sup>); постоянная нагрузка от собственного веса  $g = 20$  кН/м; временная равномерно распределенная (эквивалентная)  $v = 60$  кН/м. Полная нагрузка  $q = v + g = 60 + 20 = 80$  кН/м. Наибольшая поперечная сила  $Q_{max} = 600$  кН. Защитный слой  $a = 8$  см; коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ .



Рабочая высота сечения

$$h_0 - a = 140 - 8 = 132 \text{ см} = 1,32 \text{ м.}$$

Вычисляем усилие, воспринимаемое бетоном.

$$M_n = \varphi_{e2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot M_n = 2 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,32^2 = 1129,1 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$\varphi_n = 0$ , так как элемент без преднапряжения арматуры,

$\varphi_f = 0$  для элементов прямоугольного сечения.

Нагрузка  $q$  содержит временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной равномерно распределенной

$$q_{f1} = 20 + 60 / 2 = 50 \text{ кН/м.}$$

Условная поперечная сила, воспринимаемая бетоном (1.28).

$$Q_{e1} = 2\sqrt{M_n} / s - q_1 = 2\sqrt{1129,1} \cdot 50 = 475,2 \text{ кН}$$

Проверяем условие  $Q_{max} \leq Q_{e1} / 0,6$   
 $600 \text{ кН} < 475,2 / 0,6 = 792,0 \text{ кН.}$

Вычисляется интенсивность погонной нагрузки на хомуты

$$q_{sw} = (Q_{max}^2 - Q_{e1}^2) / 4M_n = (600^2 - 475,2^2) / 4 \cdot 1129,1 = 29,7 \text{ кН/м.}$$

В любом случае должно выполняться условие (1.28)

$$q_{sw} = (Q_{max} - Q_{e1}) / 2h_0 = (600 - 475,2) / 2 \cdot 1,32 = 47,3 \text{ кН/м} > 29,7 \text{ кН/м.}$$

Принимаем  $q_{sw} = 47,27 \text{ кН/м.}$

При высоте сечения  $h = 140 \text{ см} > 45 \text{ см}$  шаг хомутов в опорной зоне должен быть не более  $h/3 = 140/3 = 47 \text{ см}$  и не более  $50 \text{ см}$ . Максимальный шаг хомутов, допустимый у опоры, должен быть не более  $s_{max}$ , определенного по формуле (1.29).

$$s_{max} = \varphi_{e2} \cdot \gamma_{b2} R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / Q_{max} = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,32^2 / 600 = 1,41 \text{ м.}$$

Принимаем шаг хомутов у опоры  $s = 45 \text{ см.}$

Необходимая площадь поперечного сечения хомутов

$$A_{sw} = q_{sw} \cdot s / R_{sw} = 47,3 \cdot 0,45 / 175 \cdot 10^3 = 1,22 \text{ м}^2 = 1,22 \text{ см}^2.$$

Принимаем два хомута диаметром 10 мм.  $A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2.$

Реальная погонная нагрузка на хомуты у опоры

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s = 175 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} / 0,45 = 61,07 \text{ кН/м.}$$

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_{e,min} = \varphi_{e3} \cdot \gamma_{b2} R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 1,32 = 256,61 \text{ кН.}$$

Тогда

$$Q_{e,min} / 2 h_0 = 256,61 / 2 \cdot 1,32 = 97,2 > q_{sw} = 61,07 \text{ кН/м.}$$

Таким образом, значение  $A_{sw}$  необходимо корректировать

$$A_{sw} = 97,2 \cdot 0,4 / 175 \cdot 10^3 = 2,22 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 2,22 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø12А-1,  $A_{sw} = 2,26 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 2,26 \text{ см}^2$

Уточненное значение интенсивности нагрузки на поперечные стержни (хомуты) у опоры

$$q_{sw} = 175 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} / 0,4 = 98,9 > 97,2 \text{ кН/м.}$$

Окончательно, принимаем для хомутов 2Ø12, А-1.

$$A_{sw} = 2,26 \text{ см}^2 \text{ с шагом в пропорных зонах } 450 \text{ мм.}$$

### Пример 1.6

Для балки прямоугольного сечения выполнить проверку прочности наклонного сечения по поперечной силе при следующих данных. Размеры поперечного сечения  $b \times h = 30 \times 86 \text{ см}$ , ( $0,3 \times 0,86 \text{ м}$ ). Бетон тяжелый класса В20;  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ , ( $11,5 \cdot 10^3 \text{ кН / м}^2$ );  $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$ , ( $0,9 \cdot 10^3 \text{ кН / м}^2$ ); арматура хомутов класса А-1,  $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$ , ( $175 \cdot 10^3 \text{ кН / м}^2$ ); шаг хомутов у опоры  $s = 25 \text{ см}$ , число хомутов в поперечном сечении  $n = 3$ , диаметр хомутов 8 мм., постоянная нагрузка от собственного веса  $g = 20 \text{ кН/м}$ ; временная равномерно распределенная (эквивалентная)  $v = 40 \text{ кН/м}$ . Полная расчетная нагрузка  $q = v + g = 60 + 20 = 80 \text{ кН/м}$ . Наибольшая поперечная сила на опоре  $Q_{max} = 360 \text{ кН}$ . Защитный слой  $a = 6 \text{ см}$ ; коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Рабочая высота сечения  $h_0 - a = 86 - 6 = 80 \text{ см} = 0,80 \text{ м.}$

$$M_n = \varphi_{e2} \cdot \gamma_{b2} R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot M_n = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,8^2 = 311,04 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$q_{sw} = n \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} / s = 3 \cdot 175 \cdot 10^3 \cdot 5,03 \cdot 10^{-4} / 0,25 = 105,63 \text{ кН/м.}$$

Определяется значение  $Q_{e,min}$  при  $\varphi_{e3} = 0,6$ .

$$Q_{e,min} = \varphi_{e3} \cdot \gamma_{b2} R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,8 = 116,64 \text{ кН}$$

$$Q_{e,min} / 2 h_0 = 116,64 / 2 \cdot 0,8 = 72,9 < q_{sw} = 105,63 \text{ кН/м.}$$

Длина проекции наклонной трещины наклонного сечения  $c$

$$q_f = 20 + 40 / 2 = 40 \text{ кН/м.}$$

Производится выбор формулы для определения «с»

$$0,56 q_{sw} = 0,56 \cdot 105,63 = 59,16 \text{ кН/м} > q_f = 40 \text{ кН/м}$$

Следовательно, значение «с» определяется по формуле (1.23)

$$c = \sqrt{M_n / q_f} = \sqrt{311,04 / 40} = 2,79 \text{ м.}$$

Тогда

$$Q_n = M_n / c = 311,04 / 2,79 = 114,8 \text{ кН} < Q_{e,min} = 116,64 \text{ кН.}$$

Для дальнейших расчетов используется  $Q_n = Q_{e,min} = 116,64 \text{ кН.}$

$$Q = Q_{max} - q_f \cdot c = 360 - 40 \cdot 2,79 = 248,4 \text{ кН.}$$

Длина проекции наклонной трещины равна

$$c_0 = \sqrt{M_n / q_{sw}} = \sqrt{311,04 / 105,63} = 1,72 \text{ м} > 2h_0 = 1,6 \text{ м.}$$

Принимаем  $c_0 = 2 h_0 = 1,6 \text{ м}$ , тогда

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 105,63 \cdot 1,6 = 169,0 \text{ кН.}$$

Проверяется прочность наклонного сечения. Условие (1.20).

$$Q = 248,4 \text{ кН} < Q_n + Q_{sw} = 116,64 + 169,0 = 285,64 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена. Максимальный шаг поперечных стержней не должен превышать  $s_{max}$  по формуле (1.29).

$$s_{max} = \varphi_{об} \cdot \gamma_{b2} R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / Q_{max} = 1,5 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,8^2 / 360 = 0,648 \text{ м} = 64,8 \text{ см.}$$

Принятый шаг  $s = 25 \text{ см} < s_{max} = 64,8 \text{ см}$ .

Условие соблюдается.

Конструктивное условие  $s = 25 \text{ см.} < h/3 = 86/3 = 28,7 \text{ см}$ . выполняется.

#### 1.4. Расчет прочности сжатых элементов прямоугольного профиля (для сечений с симметричной арматурой)

При расчете внецентренно сжатых элементов необходимо учитывать величины реальных и случайных эксцентриситетов. Учет влияния прогибов на несущую способность допускается производить умножением величины начального эксцентриситета  $e_0$  на коэффициент  $\eta$ , определяемый по формуле

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) \quad (1.30)$$

где  $N$  – расчетное усилие,  $N_{cr}$  – условная критическая сила.

Для прямоугольных сечений, при гибкости элемента  $l_0/h < 4$ , принимают коэффициент  $\eta = 1,0$ . При гибкости  $4 \leq l_0/h \leq 10$  и  $\mu \leq 0,025$  допускается критическую силу определять по приближенной формуле

$$N_{cr} = 0,15 \cdot A \cdot E_b \cdot h^2 / l_0^2 \quad (1.31)$$

где  $A$  – площадь поперечного сечения элемента,  $E_b$  – модуль упругости бетона,  $l_0$  – расчетная длина элемента.

В остальных случаях  $N_{cr}$  определяется в соответствии с 15А.

При  $N > N_{cr}$  следует увеличивать размеры сечения.

Расчет прочности сечений с симметричной арматурой производится в зависимости от высоты сжатой зоны бетона.

При  $x \leq \xi_R h_0$  из условия (1.32)

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_s \cdot A_s' (h_0 - a') \quad (1.32)$$

При  $x > \xi_R h_0$  проверка прочности производится из условия (1.32), принимая высоту сжатой зоны для бетонов классов В30 и ниже, по формуле

$$\xi = [\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R] / (1 - \xi_R + 2\alpha_s) \quad (1.33)$$

где  $\alpha_n = N / R_b \cdot b \cdot h_0$ ;  $\alpha_s = R_s \cdot A_s' / R_b \cdot b \cdot h_0$ . (1.34)

Требуемое количество симметричной арматуры определяется в зависимости от относительной величины продольной силы  $\alpha_n$ .

При  $\alpha_n \leq \xi_R$

$$A_s = A_s' = (R_b \cdot b \cdot h_0 / R_s) \cdot \{[\alpha_n - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)] / (1 - \delta)\} \quad (1.35)$$

При  $\alpha_n > \xi_R$

$$A_s = A_s' = (R_b \cdot b \cdot h_0 / R_s) \cdot \{[\alpha_n - \xi (1 - \xi / 2)] / (1 - \delta)\} \quad (1.36)$$

$$\text{Здесь } \alpha_n = N \cdot e / R_b \cdot b \cdot h_0^2, \quad \delta = a' / h_0$$

Расчет сжатых элементов на действие продольной силы, приложенной со случайными эксцентриситетами при  $l_0 < 20 h$ , изводится из условия

$$N \leq \varphi (R_b \cdot A + R_s \cdot A_s'), \quad (1.37)$$

где  $\varphi$  и  $\varphi_{sb}$  – табличные коэффициенты, определяемые в соответствии с условиями руководства 15А или по данным таблицы 15 приложения настоящего пособия.

#### Пример 1.7

Определить количество арматуры при следующих данных: эксцентриситеты больше случайных,  $\alpha_n \leq \xi_R$ , сечение прямоугольного профиля с размерами  $b \times h = 40 \times 40 \text{ см}$ , (0,4X 0,4м). Элемент из тяжелого бетона В20, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении,  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ , ( $11,5 \cdot 10^3 \text{ кН / м}^2$ ); рабочая арматура класса А-111,  $R_s = R_s' = 365 \text{ МПа}$ , ( $365 \cdot 10^3 \text{ кН / м}^2$ ). В расчетном сечении действует продольная сила от постоянных, длительных и временных нагрузок  $N = 700 \text{ кН}$ ; эксцентриситет приложения силы  $e_0 = 32 \text{ см}$ , минимальный коэффициент армирования  $\mu_{min} = 0,0025$ ,  $\gamma_{b2} = 0,9$ , защитный слой  $a = a' = 4 \text{ см}$ ,  $\eta = 1,2$  при  $\mu = 0,01$ . Рабочая высота сечения  $h_0 - a = 40 - 4 = 36 \text{ см} = 0,36 \text{ м}$ .

Вычисляется эксцентриситет приложения продольной силы  $e = \eta \cdot e_0 + (h/2) - a = 1,2 \cdot 32 + (40/2) - 4 = 54,4 \text{ см} = 0,544 \text{ м}$ .

Вычисляется граничная высота сжатой зоны по формуле (1.7)

$$\xi_R = \omega / [1 + \sigma_{s,R} (1 - \omega / 1,1) / \sigma_{s,u}] = 0,76 / [1 + 365 \cdot (1 - 0,76 / 1,1) / 500] = 0,62,$$

где  $\sigma_{s,R} = 365 \text{ МПа}$ ,  $\sigma_{s,u} = 500 \text{ МПа}$ .

$$\omega = 0,85 - 0,0085 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,0085 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 0,76.$$

Величина относительного момента  $\alpha_n$  равна

$$\alpha_n = N \cdot e / \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 = 700 \cdot 0,544 / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,36^2 = 0,71.$$

Относительная продольная сила  $\alpha_n$  равна

$$\alpha_n = N / \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 700 / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,36 = 0,47,$$

$$\alpha_n = 0,47 < \xi_R = 0,62; \quad \delta = a' / h_0 = 4 / 36 = 0,111,$$

Определяется требуемое количество арматуры, формула (1.35)

$$A_s = A_s' = (\gamma_{b2} R_b \cdot b \cdot h_0 / R_s) \cdot \{[\alpha_n - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)] / (1 - \delta)\} = (0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,36 / 365 \cdot 10^3) \cdot \{[0,71 - 0,47 (1 - 0,47 / 2)] / (1 - 0,11)\} = 16,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 16,1 \text{ см}^2.$$

$\mu = 16,1 / 40 > \mu_{min} = 0,0025$  условие минимального содержания арматуры в поперечном сечении выполняется.

Принимаем  $A_s = A_s' = 2\emptyset 28 + 2\emptyset 25$  А-111  $A_s = A_s' = 17,23 \text{ см}^2$ .

### Пример 1.8

Определить площадь арматуры в сечении сжатого элемента при следующих данных; продольная сила действует на колонну со случайными эксцентриситетами, сечение - прямоугольное с размерами  $b \times h = 40 \times 40$  см, (0,4X0,4м). Бетон - тяжелый класса В20, подвергнутый ТВО при атмосферном давлении,  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$  ( $11,5 \cdot 10^3 \text{ кН / м}^2$ ), рабочая арматура - стержни класса А-111,  $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$ , ( $365 \cdot 10^3 \text{ кН / м}^2$ ). Расчетная продольная сила  $N = 1800 \text{ кН}$ ; длительно действующая часть  $N_l = 900 \text{ кН}$ ; эксцентриситет приложения силы  $e_0 = e_m$ , коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\eta = 1,0$ ;  $l_0 = 6,0 \text{ м}$ .

Вычисляем гибкость элемента  $\lambda = l_0 / h = 600 / 40 = 15 < 20$ .

По таблице 15 приложения при  $N_l / N 900 / 800 = 0,5$  и  $l_0 / h = 15$  находятся коэффициенты  $\varphi_b = 0,825$  и  $\varphi_{b0} = 0,855$ .

Принимаем  $\mu + \mu' = 1,0\%$  и находим коэффициент  $\alpha_s$

$$\alpha_s = R_{sc} \cdot \mu / \gamma_{b2} R_b = 365 \cdot 10^3 \cdot 0,01 / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 = 0,353.$$

Уточняется значение  $\varphi$  по формуле (1.37)

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{b0} - \varphi_b) \alpha_s = 0,825 + 2(0,855 - 0,825) \cdot 0,353 = 0,846.$$

Находится суммарная площадь арматуры

$$\begin{aligned} A_s + A'_s &= (N / \eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}) - (b \cdot h \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b / R_{sc}) = \\ &= (1800 / 1 \cdot 0,846 \cdot 365 \cdot 10^3) - (0,4 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 / 365 \cdot 10^3) = \\ &= 12,93 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 12,93 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Коэффициент армирования  $\mu + \mu' = 12,93 / 40 \cdot 40 = 0,0081$

$$\mu + \mu' = 0,0081 \text{ больше } \mu_{\min} \text{ и } \mu'_{\min} = 0,001$$

Уточняется площадь арматуры, поскольку полученное значение существенно отличается от заданного 0,01.

Принимаем  $\mu + \mu' = 0,009$ .

$$\alpha_s = R_{sc} \cdot \mu / \gamma_{b2} R_b = 365 \cdot 10^3 \cdot 0,009 / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 = 0,317,$$

$$\varphi = 0,825 + 2(0,855 - 0,825) \cdot 0,317 = 0,844 < 0,855.$$

$$\begin{aligned} A_s + A'_s &= (1800 / 1 \cdot 0,844 \cdot 365 \cdot 10^3) - (0,4 \cdot 0,4 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 / 365 \cdot 10^3) = \\ &= 13,1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 13,1 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

$$\mu + \mu' = 13,1 / 40 \cdot 40 = 0,0082, \text{ что близко к заданному } 0,009.$$

Окончательно принимаем арматуру 4Ø22 А-111,  $A_s + A'_s = 15,2 \text{ см}^2$ .

## 2. Проектирование узлов стропильных ферм

Железобетонные стропильные фермы широко применяются в строительстве вследствие их достаточной простоты в изготовлении и надежности в эксплуатации. Наиболее эффективно фермы могут применяться при пролетах 18 и более метров, где они становятся более экономичными, чем другие стропильные конструкции (например, балки). К достоинствам стропильных ферм, по сравнению с балками, помимо меньшего расхода материалов на сами конструкции относятся: возможность устройства технологических коммуникаций в межферменном пространстве, достаточно простое крепление подвесного транспортного оборудования. Недостатком ферм является большая, по сравнению с балками строительная высота, что ведет к увеличению эксплуатационных расходов на отопление и вентиляцию дополнительного объема здания, а также увеличению высоты стеновых ограждений 11,11,17,19,21\.

Изучение стропильных ферм в учебном процессе, как правило, ограничивается расчетом прочности основных несущих элементов конструкции и проверкой по второй группе предельных состояний. Вопросам прочности и деформативности узлов и соединений уделяется меньшее внимание, что в первую очередь связано с бюджетом учебного времени, отводимого на данную тему в учебных планах и программах 11,2,21\.

В то же время любая ферма, независимо от очертания, вида опирания или схемы решетки имеет различные узлы, существенно влияющие на работу конструкции, так как неверно спроектированный узел неизбежно приведет к выходу фермы из строя и аварийному состоянию здания или сооружения в целом. Таким образом, необходимость правильного проектирования узлов является актуальной и очевидной.

Основными темами, рассматриваемыми в настоящей главе, являются: расчет прочности опорных узлов, узлов примыкания элементов решетки к поясам, а также стыка нижнего пояса в составных железобетонных фермах.

## 2.1. Расчёт прочности опорных узлов ферм

Проектирование опорного узла начинается с установления размеров узла, которые, как правило, назначаются из конструктивных соображений или опыта проектирования и заключается в определении необходимого количества поперечной, наклонной (если она имеется), продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры [8,11,17,19].

Элементы фермы, сходящиеся в узлах необходимо центрировать и расчетную схему принимать так, чтобы линия действия опорной реакции проходила через точку пересечения осей элементов решетки, сходящихся в этом узле.

Опорные узлы фермы рассчитываются, как правило, на воздействие поперечных сил и изгибающих моментов. Возможная наклонная трещина, вызванная их действием, может пересекать предварительно напрягаемую, ненапрягаемую и поперечную или наклонную арматуру. При развитии такой трещины вероятны следующие варианты разрушения:

- разрушение от отрыва части опорного узла фермы по линиям  $ABD_1$ ,  $A_1D_1$ ,  $A_2D_2$  под влиянием отрывающего усилия, действующего нормально к плоскости отрыва, вследствие недостаточной анкеровки арматуры, расположенной слева от рассматриваемого сечения (рис. 2.1);

- разрушение от изгиба по наклонному сечению под действием опорной реакции  $R_A$  с поворотом вокруг точки  $O$  – центра тяжести сжатой зоны бетона опорного сечения (рис. 2.2);

- разрушение от изгиба по нормальному сечению;

Расчет прочности нормальных сечений опорного узла проводится согласно [15] на действие изгибающего момента, равного произведению опорной реакции  $R_A$  на расстояние от точки ее приложения до рассматриваемого сечения.

При соблюдении определенных конструктивных требований в фермах с центрированными поясами прочность нормальных сечений, как правило, обеспечивается и может не проверяться [19].

Наиболее эффективной для опорного узла является анкеровка продольной арматуры сварными каркасами с наклонными хомутами, имеющими угол наклона близкий к  $90^\circ$  к оси первого раскоса или первой панели верхнего пояса, хотя на практике армирование чаще всего осуществляется каркасами с вертикальными стержнями, более простыми в изготовлении.

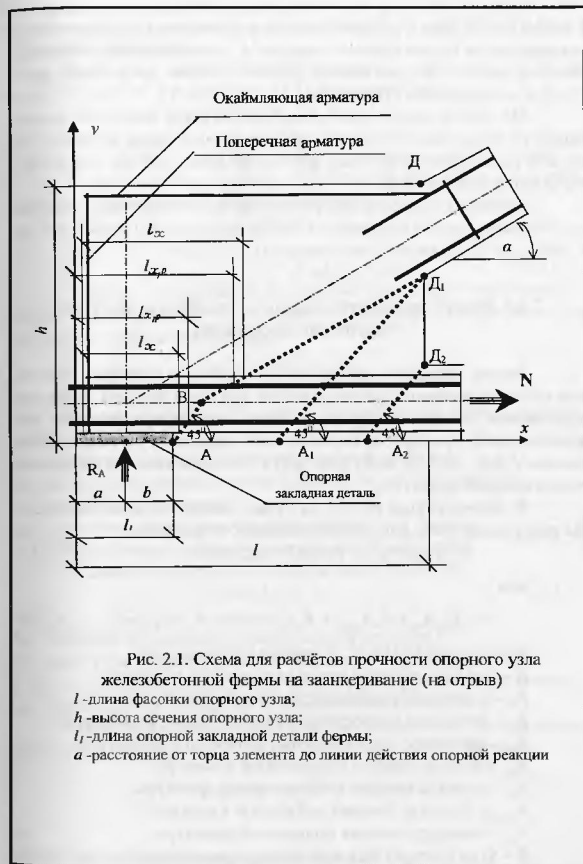


Рис. 2.1. Схема для расчётов прочности опорного узла железобетонной фермы на заанкеривание (на отрыв)

$l$  – длина фасонки опорного узла;

$h$  – высота сечения опорного узла;

$l_1$  – длина опорной закладной детали фермы;

$a$  – расстояние от торца элемента до линии действия опорной реакции

При расчёте опорного узла необходимо также учитывать, что в напрягаемой арматуре присутствует пониженное расчётное сопротивление из-за недостаточной анкеровки, которая должна компенсироваться работой на растяжение дополнительной продольной арматурой и поперечными стержнями.

Из опыта проектирования рекомендуется назначать высоту опорного узла сегментных или полигональных ферм не менее 800 мм для сегментных и арочных ферм и не менее 600 мм для ферм с параллельными поясами.

Обычно из условия унификации решения наружных стен высота опорного узла и опорного столбика принимается равной 900 мм + 300К, где К – ноль или целое число \{1, 1.7, 1.9, 2.0\}.

### 2.1.1. Расчёт прочности опорного узла фермы на отрыв (нарушение анкеровки)

Расчет опорного узла на отрыв состоит в проверке условия, при котором расчетное растягивающее усилие в нижнем поясе при образовании наклонной трещины было меньше предельного, воспринимаемого арматурой, пересекаемой трещиной, проходящей по линиям АВД<sub>1</sub>, А<sub>1</sub>Д<sub>1</sub> и А<sub>2</sub>Д<sub>2</sub> (рис 2.1) с учетом снижения расчетных сопротивлений арматуры.

В общем случае расчет на отрыв, исходя из возможной схемы разрушения узла, должен определяться по формуле

$$N \leq N_{sp} + N_{s,inc} + N_s \cos\beta + N_{sw} \sin\beta \quad (2.1)$$

или

$$N \leq R_{sp} A_{sp} + R_s A_{s,inc} + R_s A_s \cos\beta + n R_{sw} A_{sw} \sin\beta \quad (2.2)$$

В формулах (2.1) и (2.2) приняты обозначения:

$N$  – усилие в нижнем поясе от расчетной нагрузки;

$R_{sp}$  – расчетное сопротивление напрягаемой арматуры;

$R_s$  – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

$R_{sw}$  – расчетное сопротивление поперечной арматуры;

$A_{sp}$  – площадь сечения напрягаемой арматуры;

$A_s$  – площадь сечения ненапрягаемой арматуры;

$A_{s,inc}$  – площадь сечения наклонных стержней;

$A_{sw}$  – площадь сечения поперечной арматуры;

$\beta$  – угол наклона нижнего пояса, примыкающего к опорному

узлу, к горизонтали;

$n$  – число поперечных стержней, пересекаемых расчетным сечением, за исключением расположенных на расстоянии менее 100мм от крайних точек.

Если угол наклона нижнего пояса равен нулю ( $\beta = 0$ ), то  $\sin\beta=0$ ,  $\cos\beta=1$  и выражение (3.1) принимает вид

$$N \leq N_{sp} + N_{s,inc} + N_s \quad (2.3)$$

или

$$N \leq R_{sp} A_{sp} + R_s A_{s,inc} + R_s A_s \quad (2.4)$$

Если наклонные стержни отсутствуют, т.е.  $A_{s,inc} = 0$ , то уравнение (2.3) прочности на отрыв примет вид

$$N \leq N_{sp} + N_s \quad (2.5)$$

или

$$N \leq R_{sp} A_{sp} + R_s A_s \quad (2.6)$$

Усилие в продольной напрягаемой арматуре принимается с учётом уменьшения расчётного сопротивления в зоне передачи усилия преднапряжения (анкеровки)

$$N_{sp} = A_{sp} R_{sp} l_{xp} / l_{an,p} \quad (2.7)$$

где

$A_{sp}$  – площадь напрягаемой арматуры приопорной панели нижнего пояса;

$R_{sp}$  – расчётное сопротивление напрягаемой арматуры;

$l_{xp}$  – длина заделки напрягаемой арматуры в опорном узле за расчетным сечением;

$l_{an,p}$  – расчётная длина заделки, обеспечивающая полное использование прочности напрягаемой арматуры.

Усилие в продольной ненапрягаемой арматуре

$$N_s = R_s A_s l_s / l_{an} \quad (2.8)$$

где

$A_{sp}$  – площадь продольной ненапрягаемой арматуры;

$R_s$  – расчётное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

$l_s$  – длина заделки ненапрягаемой арматуры за расчетным сечением;

$l_{an}$  – расчётная длина заделки ненапрягаемой арматуры.

Расчётная длина анкерки предварительно напряжённой арматуры в соответствии с \{14,15\} определяется по формуле

$$l_{an,p} = \left( \omega_p \frac{\sigma_{sp}}{R_{sp}} + \lambda_p \right) \cdot d \quad (2.9)$$

где

$\omega_p$  и  $\lambda_p$  принимаются, в соответствии с \{14,15\};

$\sigma_{sp}$  – принимается равной большему из значений  $R_s$  и  $\sigma_{sp}$ , с учётом



первых потерь предварительного напряжения;  
 $R_{bfp}$  — передаточная прочность бетона с учётом, при необходимости, коэффициента условий работы  $\gamma_{b2}$ ;  
 $\omega_p = 0,25$  для стержневой арматуры;  
 $\omega_p = 1,4$  для высокопрочной проволоки Вр-11;  
 $\omega_p = 1,0$  для арматурных канатов К-7 диаметром 12 мм;  
 $\omega_p = 1,25$  для канатов К-7 диаметром 9 мм;  
 $\omega_p = 1,4$  для К-7 диаметром 6 мм;  
 $\lambda_p = 10$  для стержневой арматуры;  
 $\lambda_p = 40$  для высокопрочной проволоки  $\varnothing 5$  мм;  
 $\lambda_p = 50$  для высокопрочной проволоки  $\varnothing 4$  мм;  
 $\lambda_p = 60$  для высокопрочной проволоки  $\varnothing 3$  мм;  
 $\lambda_p = 25$  для канатов диаметром 15 и 12 мм;  
 $\lambda_p = 30$  для канатов диаметром 9 мм;  
 $\lambda_p = 40$  для канатов диаметром 6 мм;  
 $\lambda_p = 25$  для канатов К-19 независимо от диаметра.

Для стержневой арматуры периодического профиля величина  $l_{ан,р}$  принимается не менее  $15 d$ . Рекомендуется длину зоны анкеровки  $l_{ан,р}$  при классе тяжёлого бетона В30 и выше принимать 1500 мм для канатов К-7; 1000 мм для проволоки Вр-II диаметром 5 мм.  $35 d$  для стержневой арматуры А-1У.

Расчетная длина анкеровки ненапрягаемой арматуры определяется по формуле

$$l_{ан} = \left( \omega_{ан} \frac{R_s}{R_b} + \lambda_{ан} \right) \cdot d, \quad (2.10)$$

где  $\Delta \lambda_{ан}$  и  $\omega_{ан}$  принимаются в соответствии с 15) или по таблице 13 приложений настоящего пособия.

### 2.1.2. Расчет прочности опорного узла на изгиб по наклонному сечению

Расчет прочности проводится, исходя из возможности разрушения опорного узла по линиям АВС, А<sub>1</sub>Д<sub>1</sub>, А<sub>2</sub>Д<sub>2</sub> (рис.2.2).

В общем случае условие прочности наклонного сечения записывается в виде

$$R_A \cdot z_a \leq R_{sp} A_{sp} z_{sp} + R_s A_{s,inc} z_{s,inc} + R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw}, \quad (2.11)$$

где

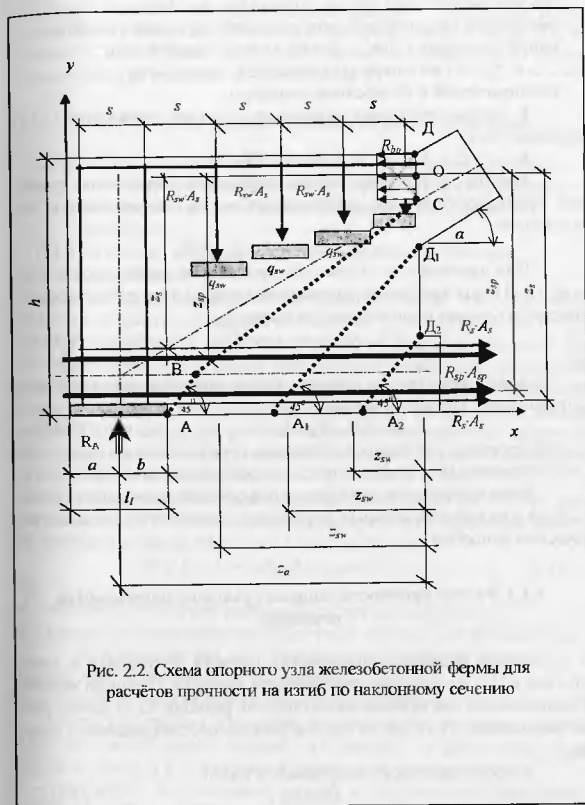


Рис. 2.2. Схема опорного узла железобетонной фермы для расчетов прочности на изгиб по наклонному сечению

$z_0$  – расстояние от линии действия опорной реакции  $R_A$  до центра тяжести сжатой зоны бетона (точка  $O$  на рис. 2.2);  
 $z_{sp}$  – расстояние от линии действия равнодействующей усилий в напрягаемой арматуре до центра тяжести сжатой зоны;  
 $z_{sp\sin\alpha}$ ,  $z_s$  и  $z_{sw}$  – то же самое для наклонной, продольной напрягаемой и поперечной арматуры.

В случае отсутствия наклонных стержней выражение (2.11) принимает вид

$$R_A \cdot z_0 \leq R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot z_{sp} + R_s \cdot A_s \cdot z_s + \Sigma R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z_{sw}, \quad (2.12)$$

Высота сжатой зоны бетона определяется из условия равенства нулю проекций всех действующих сил на горизонтальную ось по формуле

$$x = (R_{sp} \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s) / b \cdot R_b. \quad (2.13)$$

При наличии вертикальных стержней последний член в формуле (2.11) для хомутов с равномерным шагом в пределах рассматриваемого сечения определяется по формуле

$$\Sigma R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z_{sw} = q_{sw} \cdot c^2 / 2, \quad (2.14)$$

где

$q_{sw}$  – усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяется в соответствии с \ 15 по формуле

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s, \quad (2.15)$$

$c$  – длина проекции наклонного сечения на горизонтальную ось;

$s$  – шаг поперечных стержней в пределах расчетного сечения.

Расчет прочности проводится для сечений с началом в точках  $A$ ,  $A_1$ ,  $A_2$ , положение которых определяется аналитическим или графическим способом.

### 2.1.3. Расчет прочности опорных узлов по нормальным сечениям

Расчет прочности нормальных сечений проводится в соответствии с \ 15 на действие изгибающего момента. Внешний момент  $M$  определяется как произведение опорной реакции  $R_A$  на плечо, равное расстоянию от точки её приложения до рассматриваемого сечения.

Условие прочности записывается в виде

$$M \leq M_{сеч}, \quad (2.16)$$

где

$M_{сеч}$  – момент внутренних усилий относительно той же точки.

Как правило, при выполнении условий прочности по заанкериванию, изложенным в предыдущих разделах, а также при соблюдении конструктивных требований, представленных в разделе 2.4 в фермах с центрированными осями прочность нормальных сечений обеспечивается и обычно не проверяется \ 19).

### 2.2. Расчет прочности промежуточных узлов ферм

Расчет прочности промежуточных узлов ферм заключается:

- в проверке анкеровки арматуры решетки в поясах фермы;
- в определении необходимого количества поперечной арматуры;
- в расчете необходимого количества окаймляющей арматуры.

При проведении расчетов предполагается, что один раскос испытывает сжатие, а другой растяжение. Если в узле сходятся два растянутых элемента решетки, площадь поперечных стержней рассчитывается последовательно для каждого элемента, в предположении, что смежные элементы сжаты. В каждом узле необходимо определить поперечную и окаймляющую арматуру. По длине заделки растянутого раскоса, напряжения в растянутой арматуре имеют пониженное расчетное сопротивление, которое должно компенсироваться поперечными стержнями.

Поперечная арматура промежуточных узлов раскосных ферм определяется из условия обеспечения прочности анкеровки арматуры (отрыва по линии ABC, рис. 2.3) по формуле

$$N \leq R_s \cdot A_s + n R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z_{sw} \cos \varphi \quad (2.17)$$

где

$N$  – усилие в растянутом раскосе от расчетной нагрузки;

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры с учетом коэффициента  $\gamma_{sd}$ .

Для определения  $\gamma_{sd}$  значение длины заделки стержней  $l_s$  за линией ABC принимается в соответствии с рис. 2.3;

$A_{sw}$  – площадь сечения одного поперечного стержня;

$n$  – число поперечных стержней, пересекаемых расчетное сечение ABC, за исключением стержней находящихся на расстоянии менее 100мм от точек A и C, которые в расчетах не учитываются;

$\varphi$  – угол между направлением силы  $N$  и направлением поперечных стержней.

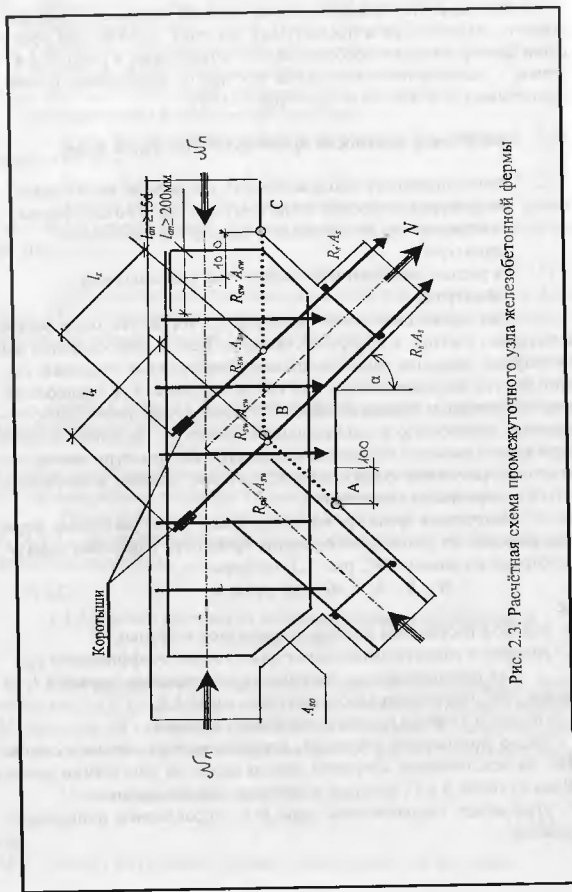


Рис. 2.3. Расчётная схема промежуточного узла железобетонной фермы

При различной длине заделки стержней рабочей арматуры растянутого раскоса за границы сечения ABC величина расчетного сопротивления определяется для каждого стержня в отдельности, в соответствии с длиной  $l_r$  и величиной коэффициента  $\gamma_{36}$ .

Если рабочая арматура растянутых раскосов имеет дополнительные анкеры, значение  $l_r$  для определения коэффициента  $\gamma_{35}$  условно увеличивается на отрезок с длиной, принимаемой

- $3d$  – при одном коротыше;
- $5d$  – при двух коротышах;
- $3d$  – при петле;
- $2d$  – при высаженной головке;
- $d$  – при двух поперечных стержнях.

В случае если знаки усилий в элементах решетки, примыкающих к узлу меняются в зависимости от сочетаний внешних нагрузок, допускается производить проверку анкеровки для каждого элемента отдельно, считая смежные сжатыми.

Площадь сечения стержней, окаймляющих каркасы промежуточных узлов раскосов ферм, принимаются не менее

$$A_{s0} = 0,04(N + 0,5N_I) / \sigma_{s0}, \quad (2.18)$$

где

$A_{s0}$  – суммарная площадь окаймляющих стержней у одной грани узла;

$N$  – усилие в наиболее растянутом из сходящихся в узле раскосов;

$N_I$  – усилие в ближайшем раскосе того же узла;

$\sigma_{s0}$  – напряжения в окаймляющей арматуре узла, принимаемые равными 90 МПа.

### 2.3. Конструирование узлов ферм

При конструировании опорных и промежуточных узлов ферм необходимо руководствоваться общими положениями по конструированию железобетонных элементов согласно 1.5.

Узлы ферм армируются П-образными каркасами путем перегиба поперечных стержней плоских каркасов. Допускается армирование пространственными каркасами, образованными соединением плоских каркасов шпильками или гнутыми сетками.

Окаймляющие стержни могут выполняться цельногнутыми со сварными стыками или без стыков. Сварные стыки окаймляющей арматуры могут располагаться в любом месте, а не состыкованные концы рекомендуется располагать в сжатой зоне бетона.

Диаметр окаймляющих стержней промежуточных узлов должен быть не менее:

- 10 мм при усилении в растянутых элементах  $N \leq 300 \text{ кН}$ ;
- 12 мм при усилении в растянутых элементах  $300 \text{ кН} < N \leq 450 \text{ кН}$ ;
- 14 мм при усилении в растянутых элементах  $N > 450 \text{ кН}$ .

В любом случае диаметр окаймляющих стержней опорных узлов принимают не менее 10 мм, причем площадь сечения продольных верхних стержней должна быть не менее 0,05% площади поперечного сечения опорного узла. Если расстояние между продольными стержнями каркасов опорного узла больше 500 мм, то необходимо устанавливать дополнительные продольные стержни диаметром не менее 10 мм. Диаметр поперечной арматуры узлов принимают по расчету, но не менее 8 мм, с рекомендуемым шагом 100 мм. Площадь нестягаемой продольной арматуры опорных узлов принимается не менее, определенной по формулам (2.19) или (2.20)

$$A_s = 0,15N_f / R_s, \text{ при канатной арматуре} \quad (2.19)$$

$$A_s = 0,1N_f / R_s, \text{ в остальных случаях.} \quad (2.20)$$

При диаметре продольных стержней  $d \geq 14$  мм, на концах стержней у торца узла рекомендуется создавать дополнительные анкеры, в виде петель, высаженных головок или приварки их равнопрочным швом к окаймляющим стержням, что значительно улучшает характеристики анкеровки арматуры.

Косвенное армирование опорных узлов в виде дополнительных сеток и хомутов рекомендуется устанавливать с шагом 50 – 100 мм на длине не менее  $0,6 l_{ан}$  и не менее 200 мм от торца узла.

Диаметр стержней сеток косвенного армирования принимается не менее 6 мм и не менее 0,25 диаметра продольной арматуры нижнего пояса или растянутого раскоса.

При армировании канатной арматурой диаметр стержней сеток назначается не менее 8 мм. Петли изготавливаются из стали А-1, А-11, а корытши из стали А-111. Длина сварного шва для петель и корытшей не менее  $6d$  при односторонней сварке и не менее  $3d$  при двухсторонней [19]. В случае, если диаметр поперечной арматуры промежуточных узлов превышает 14 мм, его уменьшение может быть достигнуто улучшением анкеровки рабочей растянутой арматуры с помощью анкеров, корытшей, петель или высаженных головок.

### Пример 2.1

Проверить прочность опорного узла железобетонной сегментной фермы при следующих данных. Расчетное усилие в опорной панели нижнего пояса  $N = 760 \text{ кН}$ , усилие в крайней панели

верхнего пояса  $N_f = 560 \text{ кН}$ , опорная реакция  $R_A = 714 \text{ кН}$ , класс бетона В40,  $R_b = 22 \text{ МПа}$ ,  $R_{sp} = 18 \text{ МПа}$ , преднапряженная арматура 9Ø12 К-7 с общей площадью поперечного сечения  $A_{sp} = 8,15 \text{ см}^2$ ,  $R_{sp} = 1250 \text{ МПа}$ ,  $R_{s,sp} = 1400 \text{ МПа}$ , усилие преднапряжения с учётом первых потерь  $\sigma_{sp} = 820 \text{ МПа}$ , угол наклона оси первого раскоса к горизонтали  $\alpha = 28^\circ$ , поперечная и продольная ненапрягаемая арматура класса А-111, расчетное сопротивление растяжению при  $d \geq 10 \text{ мм}$ ,  $R_s = 365 \text{ МПа}$ ,  $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$ ; при  $d \leq 10 \text{ мм}$ ,  $R_s = 355 \text{ МПа}$ ,  $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ , длина фасонки опорного узла 1200 мм, высота 900 мм. Основные геометрические характеристики опорного узла представлены на рис. 2.4.

### А. Расчет на нарушение анкеровки (отрыв)

Расчёт состоит в проверке условия, при котором расчётное растягивающее усилие в нижнем поясе при образовании наклонной трещины было меньше усилия, воспринимаемого арматурой, пересекаемой трещиной; в предположении худшего с позиции надежности анкеровки стержней случая.

Расчетная длина зоны передачи напряжений напрягаемой арматуры определяется по формуле (2.9), при  $\lambda_p = 25$ ,  $\omega_p = 1$ ,  $R_{sp} = 1250 \text{ МПа}$ ,  $\sigma_{sp} = 820 \text{ МПа}$ , в расчет вводится  $R_{sp} = 1250 \text{ МПа}$ .

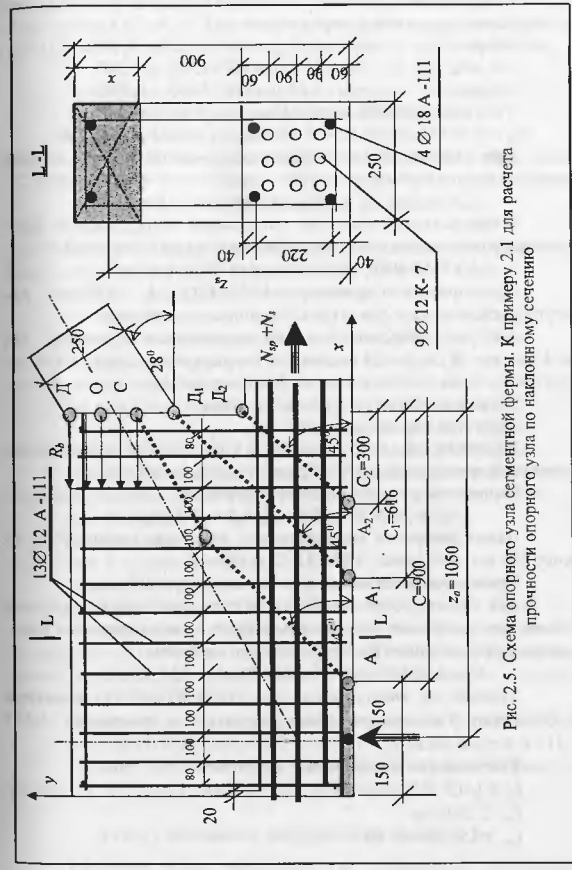
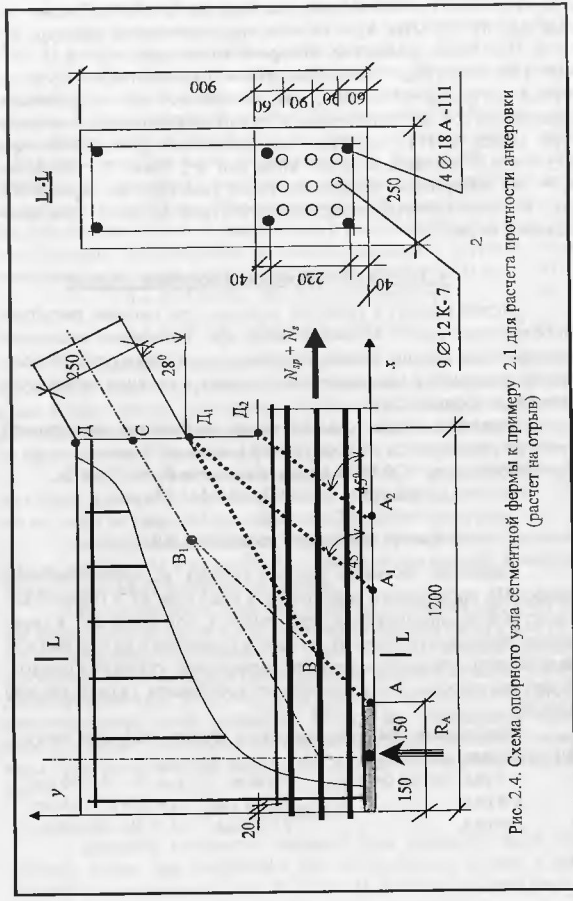
$$l_{анр} = [(1 \cdot 1250) / 18 + 25] \cdot 1,2 = 113,33 \text{ см.}$$

### Расчет анкеровки по линии АВД<sub>1</sub>

Наклонное ломанное сечение состоит из прямолинейного участка АВ, проходящего через точку А под углом  $45^\circ$  к горизонтали и участка В Д<sub>1</sub>, проходящего через точку Д<sub>1</sub> под углом  $28^\circ$  к горизонтали. Координаты точки В находятся графически из чертежа или аналитически, совместным решением уравнений, указанных в прямых. Из чертежа находим, что точка В имеет координаты (в сантиметрах) В(50;20).

Напрягаемая арматура пересекает линию АВД<sub>1</sub> при следующих значениях координат:

1-й ряд, считая снизу,	$y = 6 \text{ см,}$	$l_x = 30 + 6 = 36 \text{ см;}$
2-й ряд,	$y = 15 \text{ см,}$	$l_x = 30 + 15 = 45 \text{ см;}$
3-й ряд,	$y = 24 \text{ см,}$	$l_x = 30 + 30 = 60 \text{ см.}$





Коэффициент снижения расчетного сопротивления арматуры  $\gamma_{s5}$  вычисляются для каждого ряда арматуры

1-й ряд,  $\gamma_{s5} = l_s / l_{an,p} = 36 / 113,33 = 0,318$ ;

2-й ряд,  $\gamma_{s5} = l_s / l_{an,p} = 45 / 113,33 = 0,397$ ;

3-й ряд  $\gamma_{s5} = l_s / l_{an,p} = 60 / 113,33 = 0,529$ .

Усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой  $N_{sp} = (0,318 + 0,397 + 0,529) \cdot 3 \cdot 0,906 \cdot 10^4 \cdot 1250 \cdot 10^3 = 422,65 \text{ кН}$ .

При наличии только поперечной арматуры усилие, воспринимаемое ненапрягаемой арматурой, определяется из формулы (2.5)

$$N_s = N - N_{sp} = 760 - 422,65 = 337,35 \text{ кН}.$$

Минимальное количество продольной ненапрягаемой арматуры при армировании канатами определяется по формуле (2.19)

$$A_s = 0,15 \cdot 1080 / 365 \cdot 10^3 = 0,444 \cdot 10^{-3} = 4,44 \text{ см}^2.$$

Предварительно принимаем  $4\emptyset 12 \text{ А-111}$ ,  $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ . Арматура расположена в 2 ряда (рис.2.4) по высоте сечения.

1-й ряд, координаты точки пересечения с линией АВ,  $y = 4 \text{ см}$ ,  $x = 34 \text{ см}$ ,  $l_x = 32 \text{ см}$ , так как ненапрягаемая арматура не доводится до торца опорного узла на  $2 \text{ см}$  (см рис 2.4).

2-й ряд,  $y = 26 \text{ см}$ ,  $x = 64 \text{ см}$ ,  $l_x = 62 \text{ см}$ .

Арматура пересекает линию ВД<sub>1</sub>.

В соответствии с \15\ или табл. 13 приложений при анкеровке растянутой арматуры в сжатом бетоне  $\omega_{an} = 0,5$  и  $\Delta l = 8$ .

Вычисляем расчетную длину анкеровки

$$l_{an} = [(0,5 \cdot 365) / 22 + 8] \cdot 1,2 = 19,55 \text{ см}.$$

Длина анкеровки ненапрягаемой арматуры должна быть не менее  $200 \text{ мм}$  и не менее  $15d = 15 \cdot 12 = 180 \text{ мм}$ .

Принимаем большее из трех значений, т. е.  $200 \text{ мм}$ .

Для обоих рядов арматуры фактическая длина анкеровки больше, чем расчетная, следовательно ( $\gamma_{s5} = 1$ ), ненапрягаемая арматура вводится с полным расчетным сопротивлением

$$N_s = 4,52 \cdot 10^4 \cdot 365 \cdot 10^3 = 164,98 \text{ кН} < 337,35 \text{ кН}.$$

Условие не выполняется, принятого количества арматуры недостаточно. Увеличиваем диаметр арматуры и принимаем  $4\emptyset 18 \text{ А-111}$  с  $A_s = 10,18 \text{ см}^2$ .

Уточняем расчетную длину анкеровки

$$l_{an} \geq [(0,5 \cdot 365) / 22 + 8] \cdot 1,8 = 29,33 \text{ см};$$

$$l_{an} \geq 20,0 \text{ см};$$

$$l_{an} \geq 15 \cdot 1,8 = 27 \text{ см}.$$

Фактическая длина анкеровки ненапрягаемой арматуры для обоих рядов ( $32 \text{ см}$ ,  $62 \text{ см}$ ) больше, чем расчетная, следовательно ( $\gamma_{s5} = 1$ ), арматура вводится с полным расчетным сопротивлением.

$$N_s = 10,18 \cdot 10^4 \cdot 365 \cdot 10^3 = 371 \text{ кН} > 337,35 \text{ кН}.$$

Проверяем условие прочности анкеровки по формуле (2.5)

$$N = 760 \text{ кН} < N_{sp} + N_s = 420 + 371 = 791 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворяется.

Надежность анкеровки арматуры по линии АВД<sub>1</sub> обеспечена.

### Расчет прочности анкеровки по линии А<sub>1</sub>Д<sub>1</sub>

Расчетная длина зоны передачи напряжений (анкеровки) напрягаемой арматуры равна из предыдущих расчетов  $113,33 \text{ см}$ .

Точка Д<sub>1</sub> (рис.2.4) имеет координаты:

$$y = 900 - 250 / \cos 28^\circ = 900 - 284 = 616 \text{ мм}; \quad x = 1200 \text{ мм}.$$

Точка А<sub>1</sub> имеет координаты  $y=0$ ,  $x=1200-616=584 \text{ мм}$ .

Напрягаемая арматура пересекает линию А<sub>1</sub>Д<sub>1</sub> при следующих значениях координат:

1-й ряд, считая снизу,  $y = 6 \text{ см}$ ,  $l_x = 58,4 + 6 = 64,4 \text{ см}$ ;

2-й ряд,  $y = 15 \text{ см}$ ,  $l_x = 58,4 + 15 = 73,4 \text{ см}$ ;

3-й ряд,  $y = 24 \text{ см}$ ,  $l_x = 58,4 + 24 = 82,4 \text{ см}$ .

Вычисляем коэффициенты  $\gamma_{s5}$  - снижения расчетных сопротивлений арматуры вследствие неполной длины зоны анкеровки:

для 1-го ряда  $\gamma_{s5} = l_x / l_{an,p} = 64,4 / 113,33 = 0,568$ ;

для 2-го ряда  $\gamma_{s5} = l_x / l_{an,p} = 73,4 / 113,33 = 0,648$ ;

для 3-го ряда  $\gamma_{s5} = l_x / l_{an,p} = 82,4 / 113,33 = 0,727$ .

Усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой

$$N_{sp} = (0,568 + 0,648 + 0,727) \cdot 3 \cdot 0,906 \cdot 10^4 \cdot 1250 \cdot 10^3 = 660,13 \text{ кН}.$$

Из предыдущих расчетов количество ненапрягаемой арматуры принято  $4\emptyset 18 \text{ А-111}$  с  $A_s = 10,18 \text{ см}^2$ . Усилие, воспринимаемое этими стержнями, при полном использовании расчетного сопротивления ( $\gamma_{s5} = 1$ ),  $N_s = 371,0 \text{ кН}$ .

Проверяем условие прочности анкеровки по формуле (2.5)

$$N = 760 \text{ кН} < N_{sp} + N_s = 660,13 + 371 = 1031,13 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворяется. Надежность анкеровки арматуры (прочность на отрыв) по линии А<sub>1</sub> Д<sub>1</sub> обеспечена.

### Расчет прочности анкеровки по линии А<sub>2</sub>Д<sub>2</sub>

Расчетная длина зоны передачи напряжений напрягаемой арматуры равна из предыдущих расчетов  $113,33 \text{ см}$ .

Точка  $A_2$  имеет координаты:  $x = 120 - 30 = 90$  см,  $y = 0$ .

Точка  $D_2$  имеет координаты:  $x = 120$  см,  $y = 30$  см.

Напрягаемая арматура пересекает линию  $A_2D_2$  при следующих значениях ординат:

1-й ряд, считая снизу,  $y = 6$  см,  $l_x = 90,0 + 6 = 96,0$  см;

2-й ряд,  $y = 15$  см,  $l_x = 90,0 + 15 = 105,0$  см;

3-й ряд,  $y = 24$  см,  $l_x = 90,0 + 24 = 114,0$  см.

Вычисляем коэффициенты  $\gamma_{s5}$  - снижения расчетных сопротивлений арматуры вследствие неполной длины зоны анкеровки:

для 1-го ряда  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк.р} = 96 / 113,33 = 0,847$ ;

для 2-го ряда  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк.р} = 105 / 113,33 = 0,926$ ;

для 3-го ряда  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк.р} = 114 / 113,33 = 1,006$ , принимаем 1,0.

Усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой  $N_{сп} = (0,847 + 0,926 + 1,0) \cdot 3 \cdot 0,906 \cdot 10^{-4} \cdot 1250 \cdot 10^3 = 942,1$  кН.

Проверяем условие прочности анкеровки по формуле (2.5)

$$N = 760 \text{ кН} < N_{сп} + N_s = 942,1 + 371 = 1313,1 \text{ кН.}$$

Условие удовлетворяется.

Надежность анкеровки арматуры (прочность на отрыв) по линии  $A_2D_2$  обеспечивается без постановки дополнительной арматуры.

### Б. Расчет прочности опорного узла на действие изгибающего момента по наклонным сечениям

#### Расчет прочности на изгиб по линии ABC

Расчетные сопротивления арматуры примем с теми же значениями, что и при расчетах на прочность анкеровки по линии  $A_2D_2$ . В этом случае усилие, воспринимаемое арматурой, равно  $N_{сп} = 420,0$  кН,  $N_s = 371$  кН.

Определяется высота сжатой зоны  $x$  по формуле (2.13)

$$x = (420 + 371) / 0,25 \cdot 22 \cdot 10^3 = 0,144 \text{ м} = 14,4 \text{ см.}$$

Внешний момент от действия опорной реакции  $R_A$  определяется в соответствии с формулой (2.11) и рис.2.5

$$M = 714 \cdot (120 - 15) = 749,7 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой

$$M_{сп} + M_s = 420 \cdot (0,90 - 0,15 - 0,144/2) + 371 \cdot (0,90 - 0,15 - 0,144/2) = 536,3 \text{ кНм.}$$

$$M = 749,7 \text{ кНм} > M_{сп} + M_s = 536,3 \text{ кНм.}$$

Условие не выполняется, необходима постановка поперечной арматуры.

Устанавливаем поперечную арматуру в виде вертикальных стержней из стали класса А-111, диаметром 12 мм,  $R_{sw} = 290$  МПа,  $A_s = 1,131 \text{ см}^2$ , число стержней в поперечном сечении  $n=2$ , шаг 100 мм.

Вычисляем погонное усилие в хомутах по формуле (2.15)

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s = 290 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 1,131 \cdot 10^{-4} / 0,1 = 655,98 = 656 \text{ кН/м.}$$

Длина проекции наклонного сечения равна

$$c = 1200 - 300 = 900 \text{ мм} = 0,9 \text{ м.}$$

Момент, воспринимаемый поперечными стержнями

$$M_w = 656 \cdot 0,9^2 / 2 = 265,7 \text{ кНм.}$$

Проверяем условие прочности (2.12)

$$M_{св} = 749,7 \text{ кНм} < M_{сп} + M_s + M_w = 536,3 \text{ кНм} + 265,7 \text{ кНм} = 802,0 \text{ кНм.}$$

Условие выполняется, прочность опорного узла по наклонному сечению ABC обеспечена.

#### Расчет прочности на изгиб по линии $A_2D_2$

Расчет прочности в этом сечении выполним с учетом того, что длина анкеровки для него уже вычислена в предыдущем расчете на отрыв.

Координаты точки  $D_2$   $x=120$  см:  $y = 90 - 25/0,88 = 61,6$  см, где 25 - высота сечения верхнего пояса;  $\cos 28^\circ = 0,88$ .

Усилия, воспринимаемые напрягаемой и ненапрягаемой арматурой в этом сечении см. раздел «Прочность анкеровки в сечении  $A_2D_2$ ».

$$N_{сп} = 660,13 \text{ кН, } N_s = 371 \text{ кН.}$$

Определяется высота сжатой зоны  $x$  по формуле (2.13)

$$x = (660,13 + 371) / 0,25 \cdot 22 \cdot 10^3 = 0,187 \text{ м} = 18,7 \text{ см.}$$

Внешний момент от действия опорной реакции  $R_A$  определяется в соответствии с формулой (2.11) из расчета прочности на изгиб в наклонном сечении по линии ABC

$$M = 749,7 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой

$$M_{сп} + M_s = 1031,13 \cdot (0,90 - 0,15 - 0,187/2) = 676,94 \text{ кНм.}$$

$$M = 749,7 \text{ кНм} > M_{сп} + M_s = 676,94 \text{ кНм.}$$

Условие не выполняется.

Необходим учет поперечной арматуры.

Поперечная арматура в виде вертикальных стержней из стали класса А-111, диаметром 12 мм,  $R_{sw} = 290$  МПа,  $A_s = 1,131 \text{ см}^2$ , число

стержней в поперечном сечении  $n = 2$ , шаг 100 мм (из предыдущего расчета).

Погонное усилие в хомутах см. расчет по линии ABC

$$q_{sw} = 656 \text{ кН/м.}$$

Длина проекции наклонного сечения  $c_f = 61,6$  см.

Момент, воспринимаемый поперечными стержнями

$$M_w = 656 \cdot 0,616^2 / 2 = 124,46 \text{ кНм}$$

Проверяем условие прочности (2.12)

$$M_{сеч} = 749,7 \text{ кНм} < M_{sp} + M_s + M_w = 676,94 \text{ кНм} + 124,46 \text{ кНм} = 801,4 \text{ кНм.}$$

Условие выполняется, прочность опорного узла по наклонному сечению  $A_1D_1$  обеспечена.

### Расчет прочности на изгиб по линии $A_2D_2$

Расчет прочности в этом сечении выполним с учетом того, что длина анкеровки для него уже вычислена в предыдущем расчете на отрыв.

Координаты точки  $D_2$   $x = 120$  см;  $y = 30$  см,

где 30 - высота сечения нижнего пояса фермы.

Усилия, воспринимаемые напрягаемой и ненапрягаемой арматурой в этом сечении см. раздел «Прочность анкеровки в сечении  $A_2D_2$ ».

$$N_{sp} = 942,1 \text{ кН, } N_s = 371 \text{ кН.}$$

Определяется высота сжатой зоны  $x$  по формуле (2.13)

$$x = (942,1 + 371) / 0,25 \cdot 22 \cdot 10^3 = 0,239 \text{ м} = 23,9 \text{ см.}$$

Внешний момент от действия опорной реакции  $R_A$

$$M = 749,7 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой

$$M_{сеч} = M_{sp} + M_s = 1313,1 \cdot (0,90 - 0,15 \cdot 0,239/2) = 827,91 \text{ кНм.}$$

$$M = 749,7 \text{ кНм} < M_{sp} + M_s = 827,91 \text{ кНм.}$$

Условие выполняется даже без учета поперечной арматуры, следовательно, прочность опорного узла на изгиб по линии  $A_2D_2$  обеспечена и, принятые ранее параметры поперечного армирования оставляем, как окончательные.

Полное армирование опорного узла фермы представлено на рис 2.6.

### Пример 2.2

Проверить прочность опорного узла железобетонной фермы с параллельными поясами при следующих данных. Расчетное усилие в панели нижнего пояса  $N = 530$  кН, опорная реакция  $R_A = 580$  кН, бетон класса В40,  $R_{bp} = 22$  МПа,  $R_{sp} = 18$  МПа, преднапряженная арматура в количестве 5  $\varnothing 12$  К-7 с общей площадью поперечного сечения  $A_{sp} = 4,53$  см<sup>2</sup>,  $R_{sp} = 1110$  МПа, усилие преднапряжения с учётом первых потерь  $\sigma_{sp} = 820$  МПа, угол наклона оси первого раскоса к горизонтали  $\alpha = 42^\circ$ , длина фасонки опорного узла  $l = 1000$  мм, высота опорного узла  $h = 1050$  мм, ненапрягаемая арматура А-III, расчетное сопротивление растяжению  $R_s = 365$  МПа при  $d \geq 10$  мм,  $R_{sw} = 290$  МПа. Основные размеры опорного узла фермы представлены на рис 2.7.

#### А. Расчет на нарушение анкеровки (отрыв)

Расчёт состоит в проверке условия, чтобы расчётное растягивающее усилие в нижнем поясе при образовании наклонной трещины было меньше усилия, воспринимаемого арматурой, пересекаемой трещиной; в предположении худшего с позиции надежности анкеровки стержней случая, когда трещина пройдет по линии  $ABD_1$ .

#### Расчет прочности анкеровки по линии $AD_1$

При углах наклона первого раскоса близких к  $45^\circ$  и центрированных узлах, что характерно для ферм с параллельными поясами, прямая, проведенная из точки  $A$  под углом  $45^\circ$  может не пересекать линию, проведенную как продолжение нижней грани восходящего раскоса и в этом случае расчетным сечением при проверке анкеровки следует считать сечение  $AD_1$ . Угол наклона восходящего первого раскоса  $42^\circ$ ,  $\cos 42^\circ = 0,743$ ;

$$AD_1 = 200/0,743 = 269 \text{ мм, принимаем } 270 \text{ мм} = 27 \text{ см;}$$

$$KD_1 = 1050 - 270 = 780 \text{ мм} = 78 \text{ см;}$$

$$AK = 1000 - 300 = 700 \text{ мм} = 70 \text{ см.}$$

Таким образом, координаты точек будугравны  $A(300), D_1(1007/8)$ .

Расчетная длина зоны передачи напряжений  $l_{ан,р}$  напрягаемой арматуры определяется по формуле (2.9), при  $\lambda_p = 25$ ,  $\omega_p = 1$

$$l_{ан,р} = [(1 \cdot 1250) / 18 + 25] \cdot 1,2 = 113,33 \text{ см.}$$

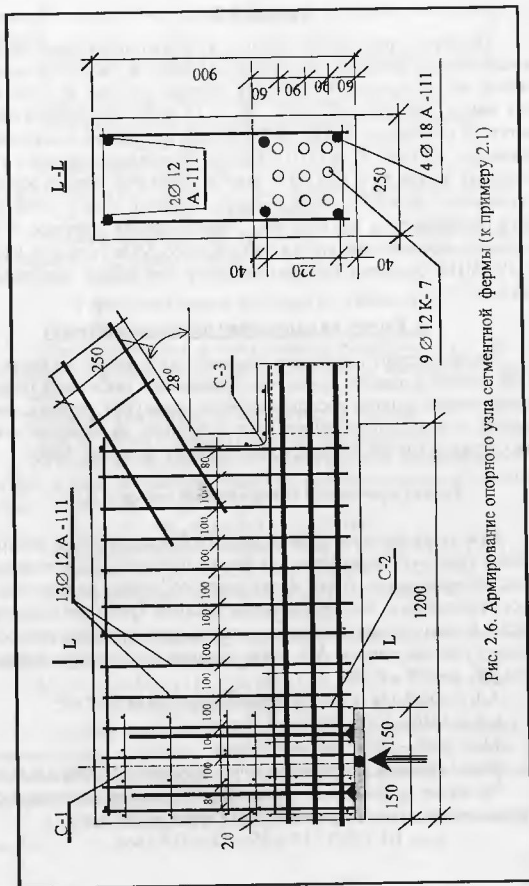


Рис. 2.6. Армирование опорного узла сегментной фермы (к примеру 2.1.)

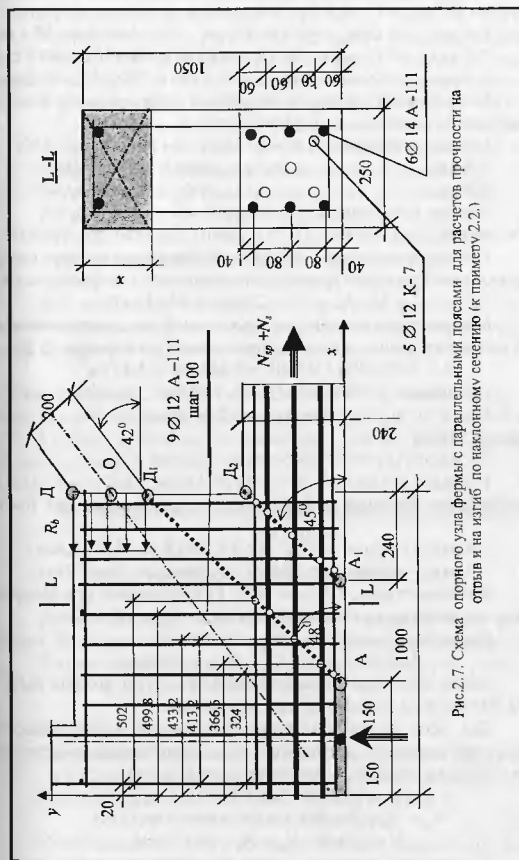


Рис.2.7. Схема опорного узла фермы с параллельными поясами для расчетов прочности на отрыв и на изгиб по наклонному сечению (к примеру 2.2.)

Напрягаемая арматура пересекает линию АД<sub>1</sub>, проходящую под углом 48° (ctg 48° = 0,9) при следующих значениях координат:

- 1-й ряд,  $y = 6\text{ см}$ ,  $x = 6 \cdot 0,9 = 5,4\text{ см}$ ,  $l_x = 30 + 5,4 = 35,4\text{ см}$ ;  
2-й ряд,  $y = 12\text{ см}$ ,  $x = 12 \cdot 0,9 = 10,8\text{ см}$ ,  $l_x = 30 + 10,8 = 40,8\text{ см}$ ;  
3-й ряд,  $y = 18\text{ см}$ ,  $x = 18 \cdot 0,9 = 16,2\text{ см}$ ,  $l_x = 30 + 16,2 = 46,2\text{ см}$ .

Коэффициент снижения расчетного сопротивления арматуры  $\gamma_{s5}$  вычисляются для каждого ряда арматуры.

- 1-й ряд, считая снизу,  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк,р} = 35,4 / 113,33 = 0,312$ ;  
2-й ряд,  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк,р} = 40,8 / 113,33 = 0,36$ ;  
3-й ряд,  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк,р} = 46,2 / 113,33 = 0,408$ .

Усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой  
 $N_{sp} = (0,312 \cdot 2 + 0,360 + 1,0, 408 \cdot 2) \cdot 9,06 \cdot 10^{-4} \cdot 1250 \cdot 10^3 = 203,85\text{ кН}$ .

При наличии только поперечной арматуры усилие, воспринимаемое ненапрягаемой арматурой, определяется из формулы (2.5)

$$N_s = N - N_{sp} = 530 - 203,85 = 326,15\text{ кН}$$

Минимальное количество продольной ненапрягаемой арматуры при армировании канатами определяется по формуле (2.19)

$$A_s = 0,15 \cdot 1080 / 365 \cdot 10^3 = 0,444 \cdot 10^{-3} = 4,44\text{ см}^2$$

Принимаем 6  $\varnothing$ 14 А-111,  $A_s = 9,23\text{ см}^2$ . Арматура расположена в 3 ряда по высоте сечения (рис.2.7). Площадь сечения одного стержня  $1,539\text{ см}^2$ .

Координаты точки пересечения с линией АД<sub>1</sub>:

1-й ряд,  $y = 4\text{ см}$ ,  $x = 30 + 4 \cdot 0,9 = 33,6\text{ см}$ ,  $l_x = 33,6 - 2 = 31,6\text{ см}$ ,  
(ненапрягаемая арматура не доводится до торца узла на 2см. (см рис 2.7);

2-й ряд,  $y = 12\text{ см}$ ,  $x = 30 + 12 \cdot 0,9 = 40,8\text{ см}$ ,  $l_x = 38,8\text{ см}$ ;

3-й ряд,  $y = 20\text{ см}$ ,  $x = 30 + 20 \cdot 0,9 = 48,0\text{ см}$ ,  $l_x = 46,0\text{ см}$ .

В соответствии с \15\ или табл. 13 приложений при анкеровке растянтой арматуры в сжатом бетоне  $\omega_{ан} = 0,5$  и  $\Delta l = 8$ .

Вычисляем расчетную длину анкеровки

$$l_{ан} = [(0,5 \cdot 365) / 22 + 8] \cdot 1,4 = 22,8\text{ см}$$

Длина анкеровки ненапрягаемой арматуры должна быть не менее 200 мм и не менее  $15d = 15 \cdot 14 = 200\text{ мм}$ .

Для всех рядов арматуры фактическая длина анкеровки больше, чем расчетная, следовательно, ненапрягаемая арматура вводится с полным расчетным сопротивлением ( $\gamma_{s5} = 1$ ).

$$N_s = 9,23 \cdot 10^{-4} \cdot 365 \cdot 10^3 = 336,9\text{ кН}$$

$$N_{sp} + N_s = 203,85\text{ кН} + 336,9\text{ кН} = 540,75\text{ кН}$$

$$N = 530\text{ кН} < N_{sp} + N_s = 540,75\text{ кН}$$

Условие выполняется. Принятой арматуры достаточно.

## Расчет прочности анкеровки по линии А<sub>2</sub>Д<sub>2</sub>

Координаты точек А<sub>2</sub>Д<sub>2</sub> будут равны: А<sub>2</sub>(76;0), Д<sub>2</sub>(100;24).

Напрягаемая арматура пересекает линию АД<sub>1</sub>, проходящую под углом 45° (tg 45° = 1,0) при следующих значениях координат:

- 1-й ряд,  $y = 6\text{ см}$ ,  $x = 6 \cdot 1,0 = 6,0\text{ см}$ ,  $l_x = 76 + 6,0 = 76,0\text{ см}$ ;  
2-й ряд,  $y = 12\text{ см}$ ,  $x = 12 \cdot 1,0 = 12,0\text{ см}$ ,  $l_x = 76 + 12,0 = 88,0\text{ см}$ ;  
3-й ряд,  $y = 18\text{ см}$ ,  $x = 18 \cdot 1,0 = 18,0\text{ см}$ ,  $l_x = 76 + 18,0 = 94,0\text{ см}$ .

Коэффициент снижения сопротивления арматуры  $\gamma_{s5}$

1-й ряд, считая снизу,  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк,р} = 76 / 113,33 = 0,706$ ;

2-й ряд,  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк,р} = 88 / 113,33 = 0,775$ ;

3-й ряд,  $\gamma_{s5} = l_x / l_{анк,р} = 94 / 113,33 = 0,829$ .

Усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой  
 $N_{sp} = (0,706 \cdot 2 + 0,775 \cdot 1 + 0,829 \cdot 2) \cdot 9,06 \cdot 10^{-4} \cdot 1250 \cdot 10^3 = 435,44\text{ кН}$ .

Для всех рядов ненапрягаемой арматуры фактическая длина анкеровки больше, чем расчетная, следовательно, эта арматура вводится с полным расчетным сопротивлением ( $\gamma_{s5} = 1$ ).

$$N_s = 9,23 \cdot 10^{-4} \cdot 365 \cdot 10^3 = 336,9\text{ кН}$$

$$N_{sp} + N_s = 435,44\text{ кН} + 336,9\text{ кН} = 772,34\text{ кН}$$

$$N = 530\text{ кН} < N_{sp} + N_s = 772,34\text{ кН}$$

Условие выполняется, прочность узла на отрыв по линии А<sub>2</sub>Д<sub>2</sub> обеспечена.

## Б. Прочность опорного узла на изгиб по наклонному сечению

### Расчет прочности на изгиб по линии АД<sub>1</sub>

Расчетные сопротивления арматуры примем с теми же значениями, что и при расчетах на прочность анкеровки по линии АД<sub>1</sub>.

В этом случае усилие, воспринимаемое арматурой, равно

$$N_{sp} = 203,85\text{ кН}, N_s = 336\text{ кН}$$

$$N_{sp} + N_s = 540,75\text{ кН}$$

Опорная реакция  $R_A = 580\text{ МПа}$ .

Определяется высота сжатой зоны  $x$  по формуле (2.13)

$$x = (203,85 + 336,9) / 0,25 \cdot 22 \cdot 10^3 = 0,10\text{ м} = 9,83\text{ см}$$

Внешний момент от действия опорной реакции  $R_A$

$$M = 580 \cdot (1,0 - 0,15) = 493,0\text{ кНм}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой

$$M_{sp} + M_s = 540,75 \cdot (1,05 - 0,12 - 0,1/2) = 475,9\text{ кНм}$$



$$M = 493,0 \text{ кНм} > M_{sp} + M_s = 475,9 \text{ кНм.}$$

Условие не выполняется, необходима постановка дополнительной поперечной арматуры.

Устанавливаем поперечную арматуру в виде вертикальных стержней из стали класса А-111, диаметром 12 мм,  $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$ ,  $A_s = 1,131 \text{ см}^2$ , число стержней в поперечном сечении  $n = 2$ , шаг 100 мм (см рис.2.7).

Вычисляем погонное усилие в хомутах по формуле (2.15)

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s = 290 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 1,131 \cdot 10^{-4} / 0,1 = 656,0 \text{ кН/м.}$$

Длина проекции наклонного сечения

$$c = 1000 - 300 = 700 \text{ мм} = 0,70 \text{ м.}$$

Момент, воспринимаемый поперечными стержнями

$$M_w = 656,0 \cdot 0,7^2 / 2 = 160,72 \text{ кНм.}$$

Проверяем условие прочности (2.12)

$$M = 493 \text{ кНм} < M_{sp} + M_s + M_w = 475,9 + 160,72 \text{ кНм} = 636,62 \text{ кНм.}$$

Условие выполняется, прочность опорного узла по наклонному сечению АД<sub>1</sub> от действия изгибающего момента обеспечена.

#### Расчет прочности на изгиб по линии А<sub>2</sub>Д<sub>2</sub>

Расчетные сопротивления арматуры принимаются с теми же значениями, что и при расчетах на прочность анкеровки по линии А<sub>2</sub>Д<sub>2</sub>. В этом случае усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой, равно  $N_{sp} = 435,44 \text{ кН}$ , а ненапрягаемой -  $N_s = 336,9 \text{ кН}$ .  $N_{sp} + N_s = 772,34 \text{ кН}$ . Опорная реакция  $R_A = 580 \text{ МПа}$ .

Определяется высота сжатой зоны  $x$  по формуле (2.13)

$$772,34 / 0,25 \cdot 22 \cdot 10^3 = 0,14 \text{ м} = 14,0 \text{ см.}$$

Внешний момент от действия опорной реакции  $R_A$

$$M = 493,0 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой

$$M_{sp} + M_s = 772,34 \cdot (1,05 - 0,12 \cdot 0,14/2) = 718,28 \text{ кНм.}$$

$$M = 493,0 \text{ кНм} > M_{sp} + M_s = 487,0 \text{ кНм.}$$

Условие прочности удовлетворяется. Конструктивно поперечную арматуру оставляем такую же как в предыдущем расчете, т.е. стержни из стали класса А-111, диаметром 12 мм, шагом 100 мм.

Полное армирование опорного узла фермы показано на рис.2.8.

#### Пример 2.3

Для стропильной железобетонной фермы (рис. 2.9) рассчитать прочность промежуточного узла верхнего пояса при следующих данных. Расчетные значения усилий в раскосе от постоянной и полной снеговой нагрузок:  $N = 380 \text{ кН}$ , бетон класса В40,  $R_p = 22 \text{ МПа}$ , угол между направлением растягивающей силы и поперечными стержнями  $\varphi = 45^\circ$ . Продольная арматура растянутого раскоса - 4 стержня диаметром 14 мм из арматуры класса А-111,  $R_s = 365 \text{ МПа}$ , Поперечная арматура класса А-111, при  $d = 6-8 \text{ мм}$ ,  $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$ ,  $R_c = 355 \text{ МПа}$ , при  $d \geq 10 \text{ мм}$   $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$ ,  $R_s = 365 \text{ МПа}$ .

#### А. Расчет прочности анкеровки

Определяется фактическая длина заделки арматуры исходящего раскоса за линией АВС для каждого ряда в соответствии с рис. 2.9

$$1\text{-й ряд, } l_k = 280 / 0,71 = 394,4 \text{ мм} = 39,4 \text{ см;}$$

$$2\text{-й ряд, } l_k = 39,4 - 14 = 15,44 \text{ см,}$$

где

$0,71 - \sin 45^\circ$ ; 14 - расстояние между осями продольной арматуры раскоса в см.

На концах растянутых стержней раскоса имеются по 2 корытыша, следовательно, фактическая длина анкеровки должна быть условно увеличена на значение  $a = 5d = 5 \cdot 14 = 7 \text{ см}$ .

Определяется расчетная длина необходимой зоны анкеровки по формуле (2.12) при  $\omega = 0,5$ ;  $d = 14 \text{ мм}$ ;  $\Delta l_{an} = 8$ .

$$l_{an} = (0,5 \cdot 365 / 22 + 8) \cdot 14 = 228 \text{ мм.}$$

Расчетная длина анкеровки должна приниматься не менее  $l_{an} = 12d = 12 \cdot 14 = 168 \text{ см}$  и не менее 200 мм.

Принимаем большее из трех значений, т.е.  $l_{an} = 228 \text{ см}$ .

Вычисляем коэффициенты  $\gamma_{s5}$

$$1\text{-й ряд, } l_k / l_{an} = 46,44 > 22,8; \quad \gamma_{s5} = 1,0;$$

$$2\text{-й ряд, } l_k / l_{an} = 22,44 \approx 22,8; \quad \gamma_{s5} = 1,0.$$

Для всех рядов арматуры фактическая длина анкеровки больше, чем расчетная, следовательно, ненапрягаемая арматура вводится с полным расчетным сопротивлением.

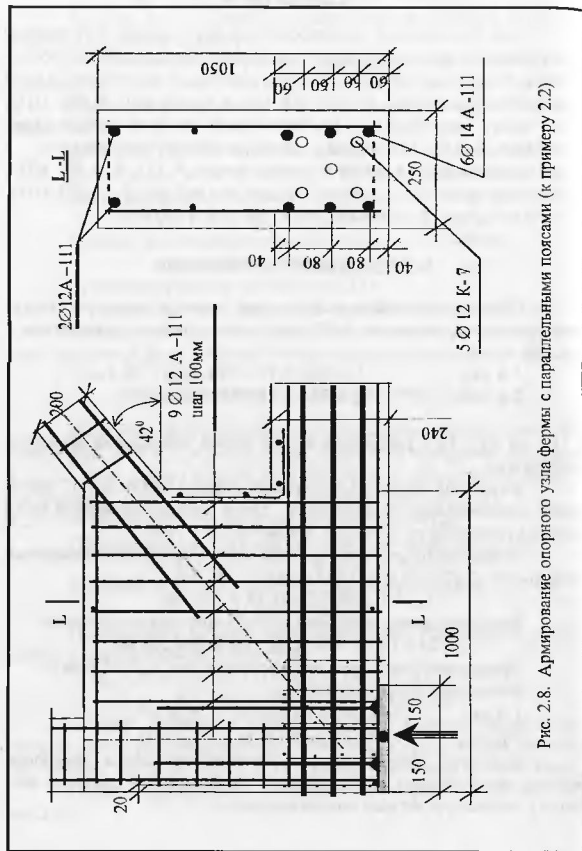


Рис. 2.8. Армирование опорного узла фермы с параллельными поясами (к примеру 2.2)

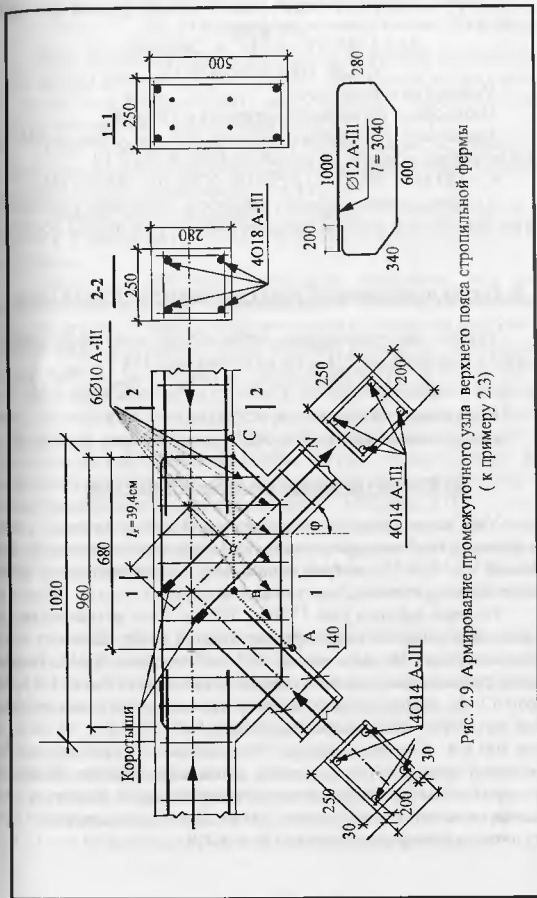


Рис. 2.9. Армирование промежуточного узла верхнего пояса стропильной фермы (к примеру 2.3)

Усилие, воспринимаемое продольной арматурой раскоса в сечении АВС, рассчитывается по формуле (2.17)

$$N_s = 1,365 \cdot 10^3 \cdot 6,15 \cdot 10^{-4} = 224,48 \text{ кН.}$$

$$N = 380 \text{ кН} > N_s = 224,48 \text{ кН.}$$

Условие не соблюдается.

Необходима установка поперечных стержней.

Принимаем поперечные стержни  $\varnothing 10$  мм, с шагом 100 мм.

Число стержней, попавших в расчет, (см рис. 2.9)  $n = 12$ .

$$N = 380 \text{ кН} < 224,48 + 12 \cdot 290 \cdot 10^3 \cdot 0,785 \cdot 10^{-4} = 417,96 \text{ кН.}$$

Условие удовлетворяется, прочность анкеровки рабочей арматуры растянутого раскоса промежуточного узла фермы обеспечена.

### Б. Расчёт окаймляющей арматуры промежуточного узла

Усилие, воспринимаемое окаймляющей арматурой, рассчитывается в соответствии с 1.2, 1.9\ по формуле (2.18)

$$A_{os} = 0,04 \cdot 380 / 90 \cdot 10^3 = 1,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,7 \text{ см}^2 \quad (2.22)$$

Принимаем  $2\varnothing 12$  А-III с  $A_s = 2,26 \text{ см}^2$ .

Расположение арматуры в узле показано на рис. 2.3 и 2.9.

### В. Конструирование промежуточного узла

Узел конструируется в соответствии с результатами расчетов, общими требованиями конструирования железобетонных конструкций \ 5.13, 14, 15 \ и требованиями по конструированию ферм, изложенными в разделе 2.3 настоящего пособия.

Размеры фасонки узла 1020 на 500 мм. Узел центрирован, т.е. оси поясов и раскосов пересекаются в одной точке. Диаметр поперечной арматуры 10 мм с шагом 100 мм, из стали А-111. Окаймляющие стержни выполняются цельногнутыми, из стали А-111, диаметром 12 мм, со стыком внахлестку, расположенным в сжатой зоне. Длина нахлестки принимается не менее  $15 \cdot d = 15 \cdot 1,2 = 18$  см и не менее 200 мм. Плоские каркасы, образованные из окаймляющей и поперечной арматуры объединяются с помощью шпилек. Длина заделки продольных стержней поясов определяется по расчету и принимается не менее  $12d$  и не менее 200 мм. Полное армирование промежуточного узла фермы показано на рис 2.9.

## 2.4. Проектирование стыка нижнего пояса в составных фермах

При пролётах более 24 метров, из-за условий транспортирования, фермы изготавливаются обычно составными, из двух или более частей, что обуславливает необходимость устройства стыков непосредственно на строительной площадке \ 1.9, 17, 21\.

Стык верхнего пояса ферм, расположенный, как правило, в сжатой зоне выполняется безрасчетным, с соблюдением только общих конструктивных требований \ 13, 14, 15, 17\.

Нижний пояс, находящийся в растянутой зоне, является расчетным и в зависимости от вида нагружаемой арматуры может быть двух видов.

Если нижний пояс армирован стержнями или семи-проволочными канатами без специальных анкеров, то достаточное обжатие бетона от усилия предварительного натяжения наступает на расстояниях, удалённых от торца элемента равных  $l_{an}$ , определяемых по формуле (2.11). В этом случае торцовая закладная деталь решается в виде металлического стакана с двумя внутренними перегородками, расположенными на расстоянии не менее  $l_{an,p}$  от торца элемента, вторая не менее  $1,25 l_{an,p}$ . При этом обеспечивается надёжное закрепление детали в обжатом ферме. Внутри отсектов стакана устанавливаются сетки косвенного армирования из расчёта, чтобы объёмный коэффициент армирования был 8 – 10% (рис. 2.10).

Если же нижний пояс армируется пучками из высокопрочной проволоки с анкерами, то в этом случае анкера надёжно прижимают закладную деталь к бетону, и необжатых участков бетона не возникает. Длина торцового стакана определяется длиной сварных швов (рис. 2.11).

В обоих типах стыков расчету подлежат соединительные накладки и сварные швы. Площадь соединительных пластин  $A_{ns}$  определяется с учётом возможного появления пластических деформаций и действия изгибающих моментов по формуле (2.22).

$$A_{ns} = 1,25 \cdot N / R_s$$

где

$N$  - расчётное усилие в нижнем поясе;

$R_s$  - расчётное сопротивление материала пластины.

Суммарная длина сварных швов определяется в соответствии с / 16 / или по формулам (3.5) и (3.6) настоящего пособия.

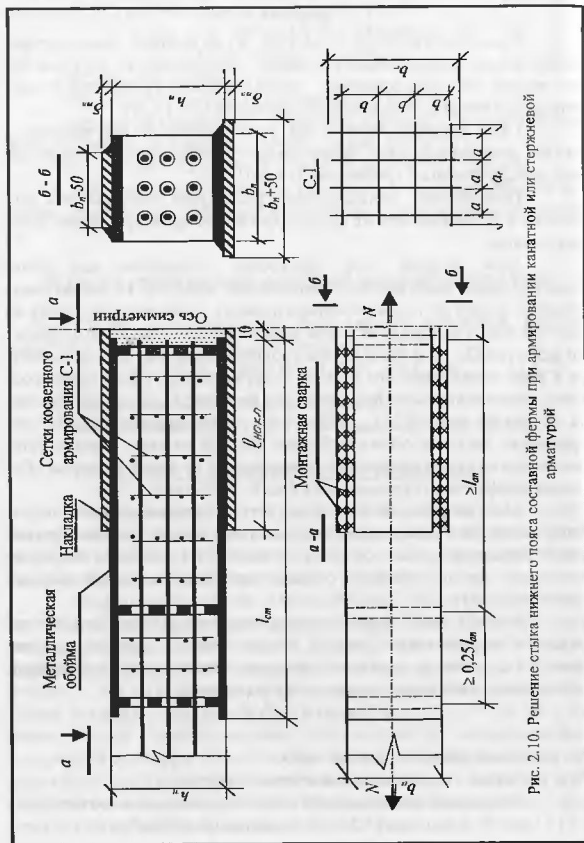


Рис. 2.10. Решение стыка нижнего пояса составной фермы при армировании канатной или стержневой арматурой

### Пример 2.4

Для составной фермы, пролётом 30 м, рассчитать стык нижнего пояса при следующих данных: усилие в нижнем поясе  $N = 900$  кН, ширина нижнего пояса 250 мм, высота 240 мм. Напрягаемая арматура  $9\varnothing 12$  К-7, усилие преднапряжения  $\sigma_{сп} = 0,7 R_{ст}$ . Материал накладок: сталь марки ВстЗкп2, лист толщиной до 20 мм,  $R_s = 230$  МПа.  $\beta_f = 0,2$ ,  $\beta_t = 1$ ,  $\gamma_{сп} = 1$ ,  $\gamma_c = 1$ ,  $R_{wf} = 180$  МПа,  $R_{wf} = 160$  МПа.

Уровень предварительного напряжения арматуры нижнего пояса

$$\sigma_{сп} = 0,7 \cdot 1335 = 934,5 \text{ МПа.}$$

Определяется площадь накладных пластин

$$A_{пл} = \frac{1,25 \cdot 900}{230 \cdot 10^3} = 0,00489 \text{ м}^2 = 48,9 \text{ см}^2.$$

Вычисляется толщина накладок

$$\delta_{пл} = \frac{A_{пл}}{2b_{пл}} = \frac{48,9}{2 \cdot 25} = 0,978 \text{ см} = 9,78 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину накладок  $\delta_{пл} = 10$  мм из стали С236.

Ширину нижней накладки принимаем на 50 мм больше ширины нижнего пояса (из удобства выполнения сварочных работ), т.е.  $250 + 50 = 300$  мм, а верхней на 50 мм меньше, т.е. 200 мм по тем же соображениям.

Суммарная длина сварных швов определяется по прочности металла шва

$$\sum l_{шв} = \frac{1,25 \cdot 900}{180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,006} = 1,488 \text{ м} = 149 \text{ см.}$$

Расчётная длина каждого шва

$$l_{шв} = 149/4 + 1 \text{ см} = 38,3 \text{ см.}$$

Общая длина накладки будет определяться как сумма длины сварных швов и зазора между двумя полуфермами, принимаемого 20 мм

$$l_{шв} = 38,3 \cdot 2 + 2 = 78,6 \text{ см} \approx 80 \text{ см.}$$

Для определения длины стакана, вычислим расчётную длину зоны передачи напряжений.

$$l_p = (1,1 \cdot 1110/15,5 + 25) \cdot 1,2 = 124,5 \text{ см} = 125 \text{ см.}$$

Длина стакана равна

$$l_{ст} = l_p + l_p/4 = 125 + 125/4 = 156,25 \text{ см.}$$

Принимается длина стакана 157 см с перегородкой на расстоянии 125 см от торца элемента.

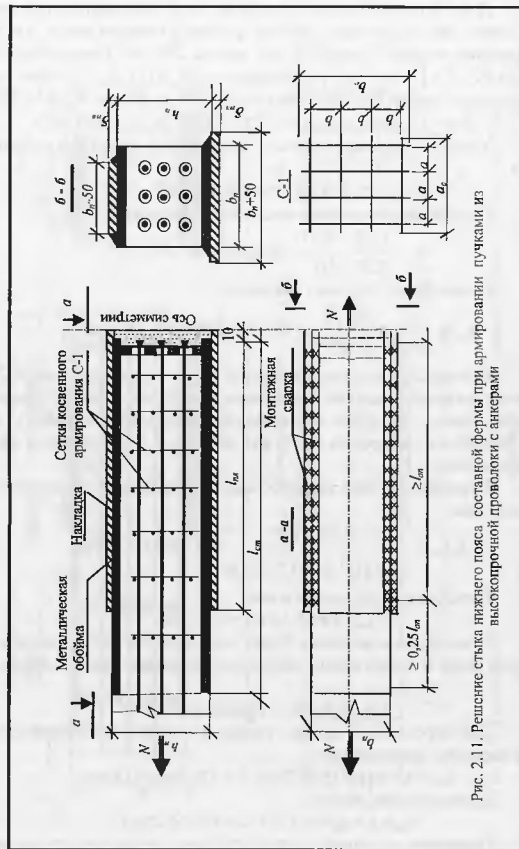


Рис. 2.11. Решение стыка нижнего пояса составной фермы при армировании пучками из высокопрочной проволоки с анкерами

### 3. Проектирование стыков ригелей с колоннами

Стыки сборных неразрезных ригелей целесообразно устраивать в зонах нулевых точекгибающей эпоры  $M$ , так как в этом случае в стыке будут действовать только поперечные силы. Однако при этом возникает необходимость устраивать длинные консоли, что существенно усложняет конструкцию колонны. Поэтому технологичней стыки ригелей размещать непосредственно у боковых граней колонны. Условно можно выделить три типа стыков ригелей с колоннами: шарнирные, податливые и жесткие. Шарнирные стыки передают только опорные реакции – поперечные силы, упругопластические – поперечные силы и часть опорных изгибающих моментов, жесткие – опорные изгибающие моменты и поперечные силы. Действующие в стыках ригелей изгибающие моменты, как правило, вызывают растяжение верхней части сечения ригеля и сжатие нижней [3,4,5,8,12].

#### 3.1. Шарнирный стык

Такой стык наиболее прост в изготовлении и при монтаже. Однако вследствие неравномерного распределения изгибающих моментов по длине ригеля расход бетона и арматуры в целом на перекрытие становится наибольшим. Наиболее проста конструкция свободного опорного ригеля, рис.3.1. В этом случае ригель устанавливается на консоль колонны и соединяется с закладной деталью консоли с помощью монтажной сварки или анкерных болтов, а пространство между колонной и торцом ригеля заполняется бетоном на мелком заполнителе или цементно-песчаным раствором. Такой стык является безрасчетным [8,12].

#### 3.2. Стык с ограниченно воспринимаемым моментом

Другим, широко применяемым в жилищном строительстве, видом шарнирного стыка является стык с ограниченно воспринимаемым моментом (рис.3.2,3.3 и 3.4). В зависимости от площади сечения соединительной детали, опорный изгибающий момент может быть воспринят частично или полностью. При полном восприятии изгибающего момента стык превращается в жесткий. Такие стыки для ригелей с подрезками требуют как усиления торцевой части самого ригеля, так и консолей колонн с жесткой арматурой, что увеличивает расход металла стыка и трудоемкость его исполнения.

При расчете стыка с ограниченно воспринимаемым моментом «упругопластический стык» необходимо подобрать поперечное сечение соединительной пластины – «рыбки», исходя из величины максимального изгибающего момента, который передается в узле.

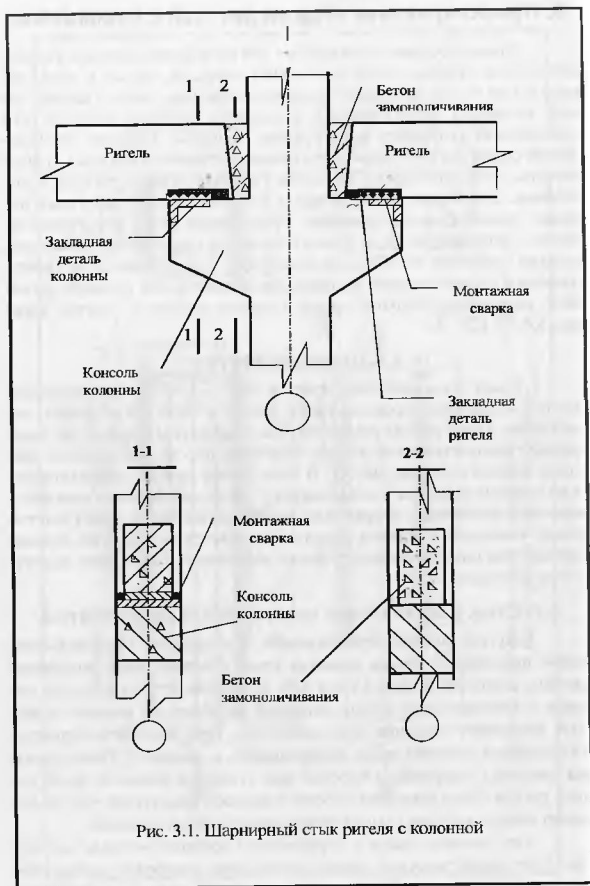


Рис. 3.1. Шарнирный стык ригеля с колонной

Вначале определяется горизонтальное усилие, действующее на соединительную деталь

$$N = M / Z_a \quad (3.1)$$

где

$M$  – расчетный изгибающий момент, передаваемый в узле;

$Z_a$  – плечо внутренней пары сил

$$Z_a = h_0 \cdot \eta \quad (3.2)$$

Здесь  $h_0$  – рабочая высота сечения ригеля у опоры;  $h_0 = h - a'$ ;  $h_0$  рекомендуется вычислять, приняв предварительно толщину закладной пластины  $a = 40-60$  мм;

$\eta$  – коэффициент, определяемый в зависимости от значения  $\zeta$  по таблице 1 приложений или по формулам под таблицей 1.

$$\zeta = R_s / A_s / \gamma_{bz} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 \quad (3.3)$$

где

$R_s$  и  $A_s$  – расчетное сопротивление и площадь верхней, растянутой арматуры ригеля в сечении у опоры;

$b$  и  $h_0$  – ширина и рабочая высота опорной части ригеля;

$R_b$  – призменная прочность бетона ригеля;

$\gamma_{bz}$  – коэффициент условий работы бетона.

Площадь соединительной пластины

$$A = N / R_y \quad (3.4)$$

где

$N$  – расчетное горизонтальное усилие;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали «рыбки».

Задаваясь шириной или толщиной пластины, определяют недостающий размер, затем определяют длину сварных швов, причем расчету подлежат швы, прикрепляющие соединительную пластину с закладной деталью ригеля и швы, соединяющие соединительную деталь с закладной пластиной колонны. Длина швов, соединяющих закладные детали должна определяться по двум опасным сечениям: по металлу шва и по границе сплавления.

Расчет по металлу шва выполняется по формуле

$$l_{шв} = \frac{1,25 \cdot N}{R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \beta_f \cdot k_f} \quad (3.5)$$

а расчет по границе сплавления по формуле

$$l_{шв} = \frac{1,25 \cdot N}{R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c \cdot \beta_z \cdot k_f} \quad (3.6)$$

В указанных формулах приняты обозначения:

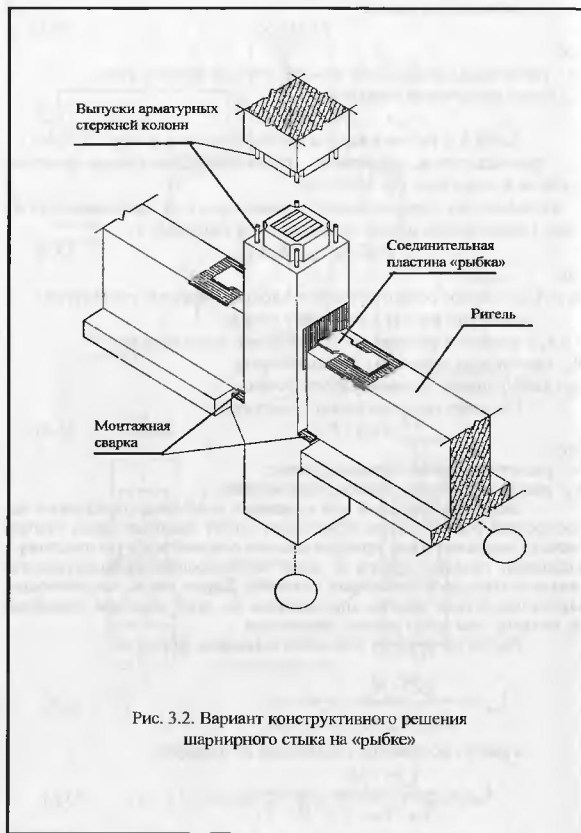


Рис. 3.2. Вариант конструктивного решения шарнирного стыка на «рыбке»

$R_{wf}$  - расчетное сопротивление швов срезу по металлу шва;  
 $R_{wz}$  - расчетное сопротивление угловых швов срезу по границе сплавления; принимаются в соответствии с рекомендациями /16/ или по таблицам 8 и 9 приложений настоящего пособия;

$\gamma_{fw}$  и  $\gamma_{wz}$  - коэффициенты условий работы шва принимаются равными единице во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических зонах I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>2</sub>, II<sub>3</sub> для которых  $\gamma_{fw} = \gamma_{wz} = 0.85$ ;

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы элементов конструкции, принимается согласно /16/;

$\beta_f$  и  $\beta_z$  - коэффициенты, учитывающие глубину проплавления шва и границы сплавления в зависимости от условий сварки, принимаемые при сварке элементов с пределом текучести  $\sigma \leq 530$  МПа по таблице 10 приложений; при  $\sigma > 530$  МПа независимо от вида сварки, положения шва и диаметра сварочной проволоки  $\beta_f = 0.7$  и  $\beta_z = 1.0$ ;

$k_f$  - катет шва, принимаемый не менее минимальной толщины свариваемых деталей.

1,25 - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сварном соединении.

Окончательная длина швов принимается на 10 мм больше, чем максимальная, полученная по формулам (3.5 и 3.6).

Определяется длина соединительной пластины

$$l_{nz} \geq (l_{шв,р} / 2) + \delta + 20 \text{ мм}, \quad (3.7)$$

где  $\delta$  - зазор между торцом ригеля и колонной, принимаемый не менее 50 мм, для удобства бетонирования стыка.

Минимальная ширина соединительной детали в месте крепления к закладной детали колонны

$$b_{шв} \geq l_{шв} + 20 \text{ мм}. \quad (3.8)$$

### Пример 3.1

Запросктировать стык ригеля с колонной с ограниченно воспринимаемым моментом при следующих данных. Ригель с подрезкой, сечение представлено на рис.3.4. Бетон класса В15,  $R_b = 8,5$  МПа, коэффициент условий работы  $\gamma_{b2} = 0,9$ . Момент, передаваемый в узле 55 кНм, материал соединительной пластины сталь С235, (ВСтЗпс), толщина листа 10-20мм  $R_s = 230$  МПа, сварка производится электродом Э42. Высота ригеля у опоры  $h = 450$  мм, рабочая высота ригеля  $h_0 = h - a = 450 - 50 = 400$  мм, рабочая верхняя арматура ригеля 2Ø 16 А-111,  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ .



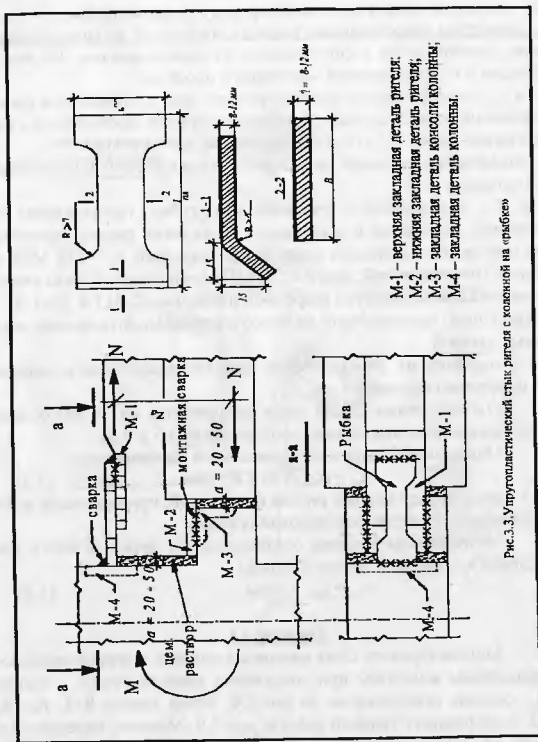


Рис. 3.3. Угругоэластический стык ригеля с колонной на «рыбке»

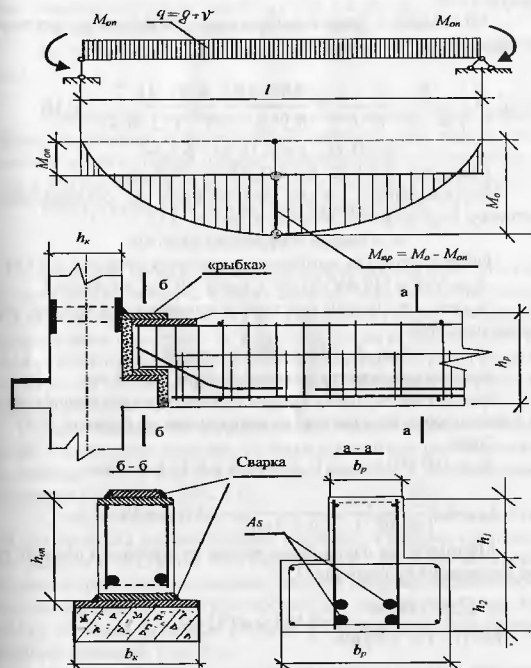


Рис. 3.4. К расчету шарнирного стыка ригеля с колонной на «рыбке»

Определяем относительная высота сжатой зоны бетона по формуле (3.3)

По таблице 1 приложений находим коэффициент  $\eta$  и вычисляем высоту сжатой зоны  $x$

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{365 \cdot 10^3 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4}}{0,9 \cdot 8,5 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,4} = 0,16$$

$$\eta = 0,92, \quad x = 0,16 \cdot 40 = 6,4 \text{ см;}$$

$$\text{плечо сил } Z_0 = 0,92 \cdot 0,4 = 0,368 \text{ м} = 36,8 \text{ см.}$$

Растягивающее усилие, действующее на соединительную пластинку, определяется согласно формуле (3.1)

$$N = M / Z_0 = 550 / 0,368 = 149,46 \text{ кН.}$$

Рабочая площадь «рыбки» определяется по формуле (3.4)

$$A_{\text{раб}} = N / R_s = 149,46 / 230 \cdot 10^3 = 6,498 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 6,498 \text{ см}^2$$

Задаем толщину пластины и принимаем  $\delta = 10 \text{ мм}$ , тогда ширина пластины

$$b_{\text{раб}} = A_{\text{раб}} / \delta = 6,498 / 1,0 = 6,498 \text{ см.}$$

Принимаем размеры сечения «рыбки»  $10 \times 65 \text{ мм}$ .

Рассчитываем длину сварных швов, прикрепляющих «рыбку» к закладной детали ригеля, по металлу шва по формуле (3.5)

Здесь

$$R_{\text{сф}} = 180 \text{ МПа; } \gamma_{\text{сф}} = 1; \gamma_c = 1; \beta_f = 0,7; k_f = 0,6 \text{ см.}$$

$$l_{\text{сф-пл}} = \frac{1,25 \cdot 149,46}{180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,006} = 0,247 \text{ м} = 25 \text{ см.}$$

Минимальная длина швов, исходя из прочности швов по границе сплавления по формуле (3.6)

$$l_{\text{сф-пл}}^* = \frac{1,25 \cdot 149,46}{160 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,006} = 0,195 \text{ м} = 19,5 \text{ см,}$$

где

$$R_{\text{сф}} = 160 \text{ МПа; } \gamma_{\text{сф}} = 1; \gamma_c = 1; \beta_f = 0,7; k_f = 0,6 \text{ см.}$$

При прикреплении пластины двумя фланговыми швами расчетная длина шва с каждой стороны должна быть не менее

$$l_{\text{сф-пл}} = 25/2 + 1 = 13,5 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем фланговые швы длиной 14 см.

Определяем длину лобового шва, прикрепляющего «рыбку» к закладной пластине колонны. При параметрах сварного шва из предыдущего расчета его длина будет равна большему из получен-

ных ранее значений, т. е.  $l_{\text{сф}} = 25 \text{ см}$ . Тогда необходимая расчетная длина шва должна быть не менее  $l_{\text{сф}} + 1 \text{ см}$ , т. е. 26 см.

Окончательно принимаем длину шва  $l_{\text{сф}} = 26 \text{ см}$ .

По формуле (3.7) определяется длина соединительной пластины

$$l_{\text{пл}} = 26/2 + 2 + 5 = 20 \text{ см.}$$

Ширину соединительной пластинки в месте примыкания к колонне принимаем не менее длины лобового шва, т. е.  $b_{\text{пл}} = 26 \text{ см}$ . Расчетное сечение рыбки, обеспечивающее передачу опорного момента в 55 кНм, было определено выше и составляет  $10 \times 65 \text{ мм}$ .

Конструктивное решение узла показано на рис 3.4.

### 3.3 Жёсткие стыки

Если при проектировании здания предусмотрено, что опорные изгибающие моменты в узлах должны быть полностью восприняты, то необходимо устраивать жёсткие стыки ригеля с колонной. В промышленном строительстве при больших нагрузках жёсткие стыки выполняют на железобетонных консолях, причём выпуски стыковых стержней колонны сваривают с рабочей арматурой стыковых стержней ригеля.

Если соединение осуществляется ванной сваркой в мелньх формах с контролем качества, то такое соединение рассматривается как равнопрочное с другими сечениями ригеля и в дополнительных расчётах не нуждается, (рис. 3.6).

Особым является случай, когда в колонне имеются отверстия для пропуска соединительных стержней, а верхние стержни ригеля сварены с закладной пластиной. Этот тип стыка не является жёстким в привычном понимании, так как опорные моменты на колонну не передаются, а ригель работает как неразрезная балка. Здесь расчёты подлежат стыковым стержням и сварные швы для приварки стыковых стержней, (рис. 3.5).

Если такой стык в дальнейшем предполагается обетонировать, то соединение ригеля с консолью колонны понизу считается конструктивным, и сварные швы не рассчитываются.

Если же в дальнейшем стык обетонироваться не будет, то сварные соединения опорной части ригеля и консоли являются расчётными. Рекомендуется для замоноличивания принимать класс бетона в зависимости от условий работы соединяемых элементов. Кроме того, бетон замоноличивания должен быть принят проектных марок по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятых для стыкуемых элементов В15, В18.

### 3.4. Обетонированный стык

Выполняется расчёт площади стыковых стержней. Определяется известный табличный коэффициент  $A_0$ .

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} \quad (3.9)$$

где

$M$  - расчётный момент в узле;

$\gamma_{b2}$  - коэффициент условий работы бетона;

$b$  - ширина сечения ригеля;

$h_0$  - рабочая высота сечения ригеля на опоре;

$R_b$  - проектная прочность бетона.

По таблицам находятся коэффициенты  $\xi$  и  $\eta$ .

Вычисляется площадь стыковых стержней.

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} \quad (3.10)$$

Определяется длина сварных швов для приварки стыковых стержней к закладной пластине ригеля по приведенным выше формулам и устанавливаются конструктивные размеры детали см. рис. 3.5 «а».

### 3.5. Необетонированный стык ригеля

В этом случае плечо внутренней пары  $z_0$  принимается равным расстоянию между центрами тяжести стыковых стержней и нижней арматурой см. рис. 3.5 «б».

Площадь стыковых стержней

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot Z_a} \quad (3.11)$$

Параметры сварных швов для приварки надпорных стыковых стержней к верхней закладной детали принимаются также как и для обетонированного стыка. Определяются усилия для прикрепления нижних закладных деталей ригеля к опорной детали консоли.

$$N = \frac{M}{Z_a} \quad (3.12)$$

Это усилие необходимо уменьшить на величину сил трения

$$T = Q \cdot f, \quad (3.13)$$

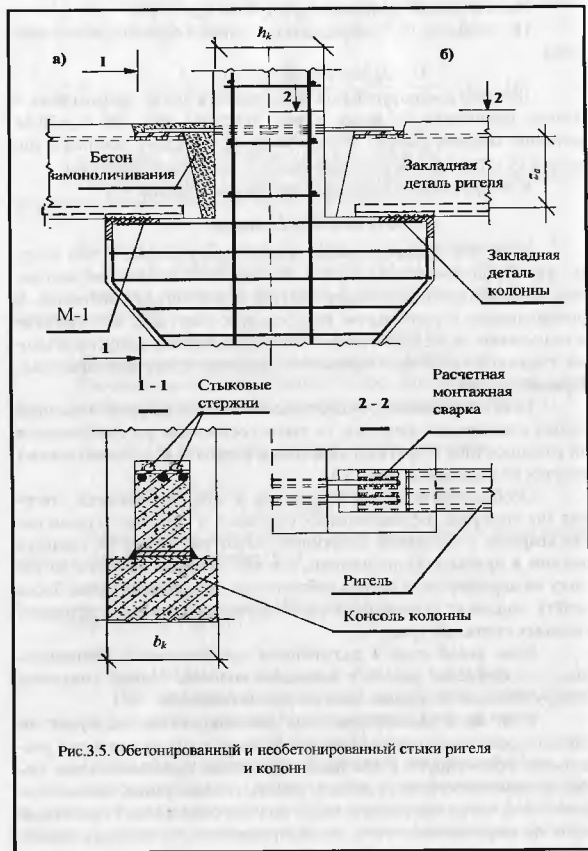


Рис. 3.5. Обетонированный и необетонированный стыки ригеля и колонн

где

$Q$  - расчётная поперечная сила;

$f$  - коэффициент трения стали об сталь (принимается 0,18).

Суммарная длина швов рассчитывается по формулам (3.5 и 3.6), с учётом уменьшения силы  $N$  на величину силы трения. При двустороннем сварном шве с учётом непровара длина шва будет равна

$$l_{шв} = \frac{\sum l_{шв}}{2} + 1_{см} \quad (3.14)$$

### Пример 3.2

Запроектировать стык ригеля с колонной при следующих данных. Ригель прямоугольного сечения 200х600 мм. Бетон ригеля В20,  $R_b = 11,5$  Мпа,  $\gamma_{bc} = 0,9$ . Верхняя арматура ригеля 3Ø22 А-III,  $A_s = 11,4$  см<sup>2</sup>. Материал пластины ригеля С 235 (лист толщиной до 20 мм)  $R_s = 230$  МПа. Сварка производится электродом Э42, коэффициент условий работы шва  $\gamma_c = 1$ . Момент, передаваемый в узле, 180 кНм,  $h_0 = 54$  см. После выполнения сварочных работ стык замоноличивается мелкозернистым бетоном класса В20.

Определяем табличный коэффициент  $A_0$  ( $\alpha_m$ ) по формуле (3.9)

$$A_0 = \frac{180}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,54^2} = 0,298, \quad \xi = 0,36, \quad \eta = 0,820.$$

По формуле (3.10) определяется площадь стыковых стержней

$$A_s = \frac{180}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,820 \cdot 0,54} = 11,14 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 11,14 \text{ см}^2$$

Принимаем 2Ø28 А-III с  $A_s = 12,32$  см<sup>2</sup>.

Находится длина сварных швов для приварки стыковых стержней к закладной детали ригеля по металлу шва по формуле (3.5) при четырёх швах.

$$l_{шв} = \frac{1,25 \cdot 406,5}{4 \cdot 180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,006} = 16,8 \text{ см} \quad (17 \text{ см}),$$

где

$$N = \frac{M}{Z_a} = \frac{M}{h_0 \cdot \xi} = \frac{180}{0,54 \cdot 0,82} = 406,5 \text{ кН},$$

$$R_{сф} = 180 \text{ МПа}, \quad \gamma_{сф} = 1, \quad \gamma_c = 1, \quad \beta_f = 0,7, \quad k_f = 6 \text{ мм}, \quad n = 4.$$

Проверяем длину шва по границе сплавления

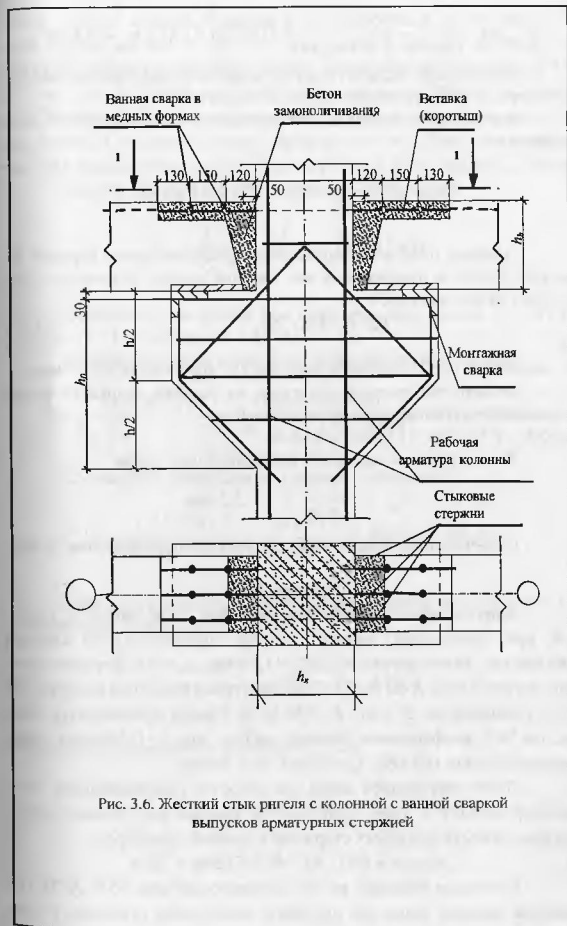


Рис. 3.6. Жесткий стык ригеля с колонной с ванной сваркой выпусков арматурных стержней

$$l_{шв}^c = \frac{1,25 \cdot 406,5}{4 \cdot 160 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,006} = 0,1323 \text{ м} = 13,23 \text{ см} < 16,8 \text{ см.}$$

Принимаем расчётную длину шва на 10 мм больше чем, полученную из расчёта по металлу шва, т.е. 18 см.

Вычисляется площадь поперечного сечения закладной детали ригеля

$$A_{пл} = \frac{406,5}{230 \cdot 10^3} = 17,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 17,6 \text{ см}^2.$$

Ширина пластины определяется расположением верхней арматуры ригеля и принимается как ширина ригеля за вычетом двух боковых защитных слоёв.

$$b_{пл} = b - 2 \cdot a_t - 2 \varnothing_w, \quad (3.15)$$

где

$a_t$  – защитный слой (для балок высотой 200 мм и более.  $a_t = 15$  мм);  
 $\varnothing_w$  – диаметр поперечной арматуры, из условия сварки стержней контактной точечной сваркой, не менее 6 мм  
 $b_{пл} = 200 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 6 = 158$  мм = 15,8 см.

Тогда толщина закладной пластины будет равна

$$t_{пл} = \frac{17,6}{15,8} = 11,13 \text{ мм.}$$

Окончательно, принимаем толщину закладной детали 12 мм.

### Пример 3.3

Запроектировать иеобетонированный стык ригеля с колонной при следующих данных. Ригель прямоугольного сечения 200x600 мм. Бетон ригеля В20,  $R_b = 11,5$  МПа,  $\gamma_c = 0,9$ . Верхняя арматура ригеля 3  $\varnothing 22$  А-III  $A_s = 11,4$  см<sup>2</sup>. Материал пластины ригеля С235 (лист толщиной до 20 мм),  $R_s = 230$  МПа. Сварка производится электродом Э42, коэффициент условий работы шва  $\gamma_c = 1$ . Момент, передаваемый в узле 180 кНм.  $Q = 200$  кН,  $a = a' = 40$  мм.

Плечо внутренней пары, на которую раскладывается изгибающий момент в узле, принимается равным расстоянию между центром тяжести стыковых стержней и нижней арматурой.

$$z_0 = h - a - a' = 600 - 40 - 40 = 520 \text{ мм} = 52 \text{ см.}$$

Стыковые стержни из предыдущего расчёта 2 $\varnothing 28$  А-III. Параметры сварных швов для приварки надпорных стыковых стерж-

ней к верхней закладной детали и размеры самой детали принимаются такими же, как и для обетонированного стыка в предыдущем примере. Закладная пластина ригеля имеет поперечное сечение 158 x 12 мм. Длина соединительной пластины равна 200 мм. Сварные швы, прикрепляющие закладную деталь к стыковым стержням, длиной 180 мм. Стыковые стержни привариваются к пластине электродом Э42. Параметры сварного шва: катет  $k = 0,6$  см, длина  $l_{шв} = 18$  см.

Усилие для расчёта нижних закладных деталей

$$N = \frac{M}{Z_0} = \frac{180}{0,52} = 346,15 \text{ кН}$$

Величина силы трения при коэффициенте трения  $f = 0,18$  по формуле (3.13)  $T = 200 \cdot 0,18 = 36$  кН.

Суммарная длина швов, рассчитанная по металлу шва

$$l_{шв}^m = \frac{1,25 \cdot (N - T)}{R_{сф} \cdot \gamma_{сф} \cdot \gamma_s \cdot \beta_f \cdot k_f} = \frac{1,25(346,15 - 36)}{180 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 0,006} = 0,513 \text{ м} = 51,3 \text{ см.}$$

Суммарная длина шва по границе сплавления

$$l_{шв}^c = \frac{1,25(346,15 - 36)}{160 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,006} = 0,404 \text{ м} = 40,4 \text{ см.}$$

При двустороннем расположении сварных швов и учёте непропара 10 мм будем иметь

$$l_m = \frac{51,3}{2} + 1,0 = 26,65 \text{ см.}$$

окончательно принимаем длину шва 27 см.

#### 4. Проектирование консолей колонн

Консоли колонн устраиваются, как правило, для опирания различных примыкающих конструкций (ригелей, подкрановых балок и т.д.). Конструктивно консоли могут быть односторонние и двусторонние. Двусторонние консоли располагают в одной плоскости. В перпендикулярной плоскости консоли делают в виде стальных столиков, прикрепленных к закладным деталям колонны (2, 3, 6, 9, 10, 12, 20).

Общая прочность консоли обеспечивается прочностью растянутой арматуры и прочностью наклонной сжатой полосы бетона консоли (рис. 4.3). Если арматуры достаточно, и она имеет надежную анкеровку, то разрушение консоли происходит в результате раздробления бетона сжатой наклонной полосы. При вылете менее или равном 150 мм консоль принимается прямоугольной формы, а более 150 мм. трапецевидной с втутом под углом  $45^\circ$ .

Ширину консолей принимают равной ширине колонны, а высоту консоли и её арматуру принимают по расчёту. Широкое распространение имеют трапецевидные короткие консоли с ориентировочными параметрами: длиной  $l \geq 200$  мм,  $l/h_0 \leq 0,9$ , с высотой сечения  $h$  опорной части консоли не более 0,8 высоты, опирающихся на неё ригелей, а высоту сечения у свободного края не менее 150 мм или  $h/3$ . Поперечное армирование коротких консолей, согласно [3], рекомендуется выполнять в зависимости от отношений  $h/c$ .

При  $h/c \leq 2,5$  консоль армируется наклонными стержнями по всей высоте сечения (рис. 4.4 «а»).

При  $h/c > 2,5$  - отогнутые стержни допускается не ставить (рис. 4.4 «б»).

Рабочая высота определяется в опорном сечении консоли по грани колонны. Армирование консолей горизонтальными хомутами с регулярным шагом по высоте является наиболее эффективным и распространенным в практике. Использование отдельных отгибов или наклонных стержней менее распространено вследствие того, что они практически не увеличивают несущую способность консоли. Конструктивно шаг хомутов в консоли принимается не более 150 мм и не более  $h/4$ , диаметр отогнутых стержней не более 25 мм и не более  $1/15$  длины отгиба.

Концы продольной арматуры растянутой зоны односторонней консоли заводятся за грань колонны на длину зоны анкеровки  $l_{ан}$  и в любом случае доводятся до противоположной грани. Если же расстояние от центра приложения груза до края прямого стержня меньше  $15d$  для бетонов ниже класса В25 и ниже и меньше  $10d$  для бетонов класса выше В25 необходимо предусматривать анкеровку продольной арматуры, путём её приварки к торцовым уголкам консоли, см. рис. 4.1 и 4.2.

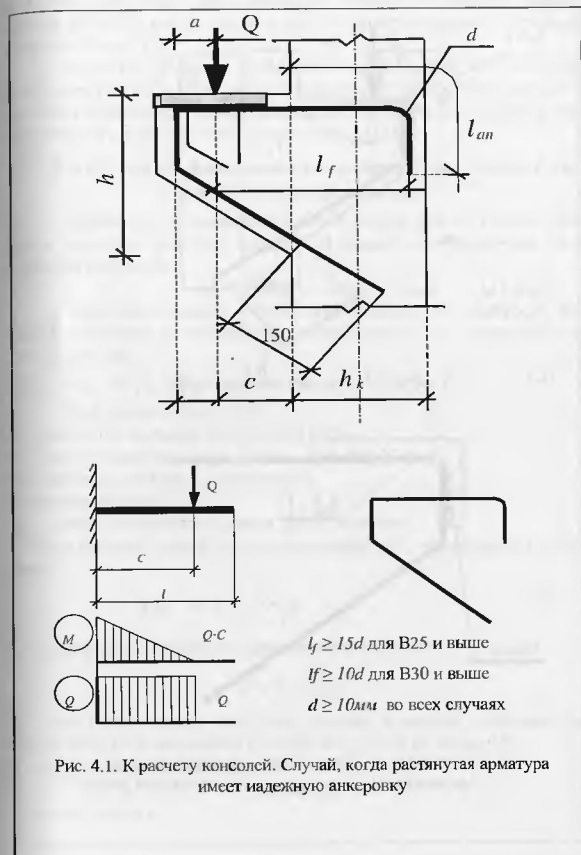


Рис. 4.1. К расчету консолей. Случай, когда растянутая арматура имеет надежную анкеровку

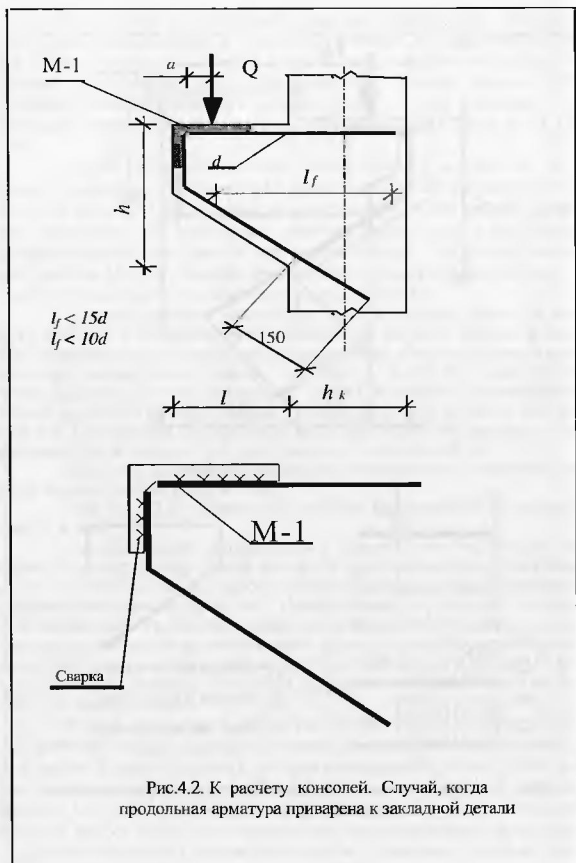


Рис.4.2. К расчету консолей. Случай, когда продольная арматура приварена к закладной детали

При ограниченной высоте консоли допускается применение жесткой арматуры (рис.4.6). При проектировании консолей с жесткой арматурой необходимо принимать продольные стержни диаметром не менее 16 мм, опорные и вертикальные пластины толщиной не менее 10 мм \13.

Короткие консоли необходимо рассчитывать на действие поперечных сил  $Q$  и изгибающего момента  $M$ ; при этом проверяется прочность наклонной сжатой полосы между грузом и опорой, а также прочность нормальных сечений консоли \15).

#### 4.1. Расчёт коротких консолей на действие поперечной силы и изгибающего момента

Прочность по наклонной сжатой полосе (рис.4.3) между грузом и опорой на действие поперечной силы будет обеспечена, если соблюдается условие.

$$Q < 0,8R_b b l_{\text{оп}} \cdot \sin^2 \theta (1 + 5\alpha \mu_w). \quad (4.1)$$

При этом должно учитываться повышение прочности наклонного сечения за счёт работы сжатой полосы, т.е. должно соблюдаться условие

$$2,5 R_w \cdot b \cdot h_0 < 0,8 R_b \cdot b \cdot l_{\text{оп}} \cdot \sin^2 \theta (1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w) \leq 3,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0. \quad (4.2)$$

В формулах (4.1 и 4.2)

$Q$  – расчетное значение поперечной силы;

$R_b$  – призменная прочность бетона;

$R_{bt}$  – прочность бетона на растяжение;

$b$  – ширина консоли;

$l_{\text{оп}}$  – длины площадки опирания вдоль консоли;

$\theta$  – угол наклона сжатой полосы к горизонтали, определяется из условия

$$\sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l^2} \quad (4.3)$$

$\mu_w$  – коэффициент объемного армирования хомутами;

$$\mu_w = \frac{A_w}{b \cdot S_w};$$

$S_w$  – расстояние между хомутами, причем в расчете учитываются только хомуты и наклонные стержни под углом не менее 45°;

$\alpha$  – коэффициент приведения;

$$\alpha = E_s / E_b;$$

$l$  – вылет консоли.



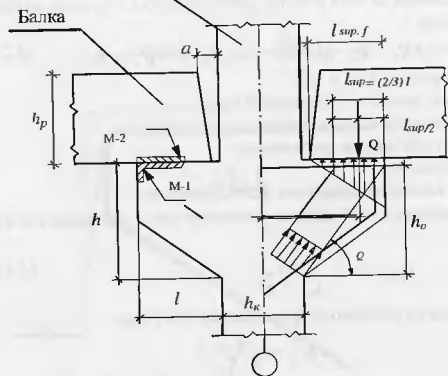
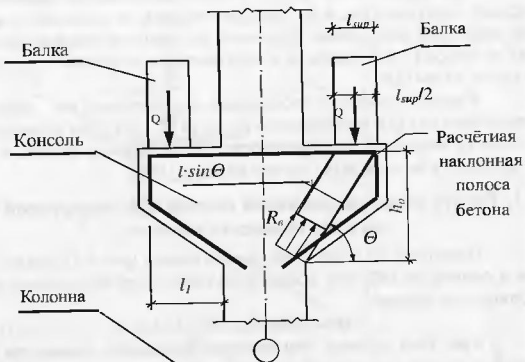


Рис. 4.3. Расчетные схемы коротких консолей: а) при шарнирном опирании балки, идущей поперек вылета консоли; б) при шарнирном опирании балки, идущей вдоль вылета консоли

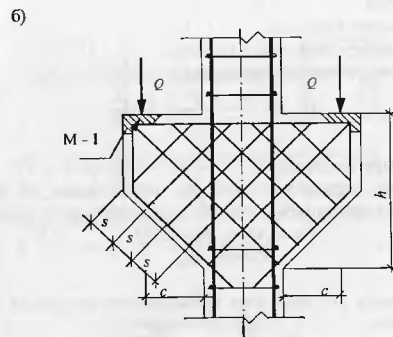
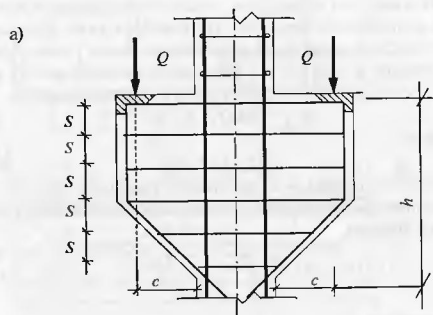


Рис. 4.4. Схемы армирования коротких консолей  
а) армирование при  $h/c > 2,5$ ;  
б) армирование при  $h/c \leq 2,5$ .

## 4.2. Жесткий узел

Жесткий узел образуется в рамной конструкции при полной передаче изгибающего момента, что конструктивно обеспечивается сваркой выпусков арматуры и замоноличиванием узлов. Длина площадки опирания в этом случае принимается равной вылету консоли, т.е.  $l_{свр} = l$ . Если при этом эксцентриситет приложения силы

$$M/Q \geq 0,3 \text{ м} \quad (4.4)$$

и отношение

$$l_{свр}/l \geq 2/3, \quad (4.5)$$

то правая часть условия (4.2) принимается не более  $5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ .

Количество стержней и площадь продольной арматуры определяется из условия

$$A_s = \frac{Q \cdot l}{R_s \cdot h_0} - \frac{\dot{f}_s}{R_s}, \quad (4.6)$$

где

$l$  – вылет консоли,

$h_0$  – рабочая высота консоли;

$Q$  – расчетная поперечная сила в консоле,

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры.

$$\dot{f}_s = \frac{M + Q \cdot l_{свр} / 2}{h_{оп}} \quad (4.7)$$

Здесь

$h_{оп}$  – рабочая высота ригеля.

Значение нормальной силы  $N_s$ , определенное по формуле (4.7), не должно превышать значений, определенных по формулам

$$N_s \leq 1,4k_f \cdot l_{свр} \cdot R_{sv} + 0,3Q \quad (4.8)$$

$$N_s \leq R_{sv} \cdot A_{sv}$$

Здесь

$k_f$  – высота углового шва приваривания закладных деталей ригеля и колонны;

$l_{свр}$  – длина углового шва приваривания закладных деталей ригеля и колонны;

$R_{sv}$  – расчетное сопротивление угловых швов по металлу шва, (для электродов Э42  $R_{sv} = 180 \text{ МПа}$ );

0,3 – коэффициент трения сталь по стали;

$R_{sb}$  – расчетное сопротивление верхней арматуры ригеля;

$A_{sv}$  – площадь сечения верхней арматуры ригеля;

$M$  – расчетный изгибающий момент по краю консоли;

$h_{оп}$  – рабочая высота ригеля.

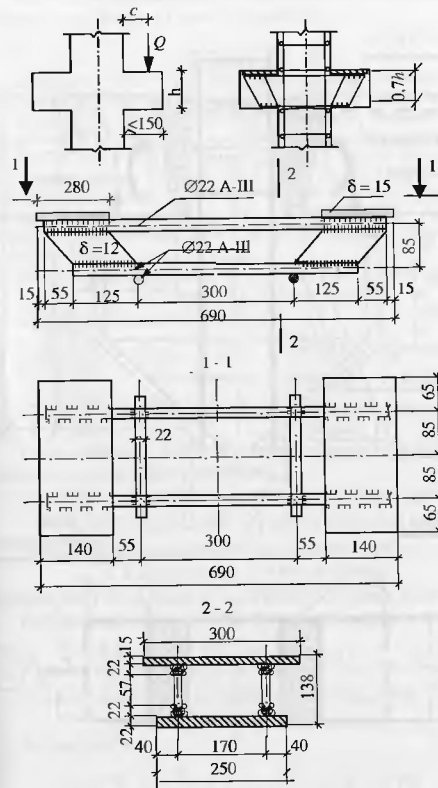


Рис.4.5. Консоль колонны с жесткой арматурой

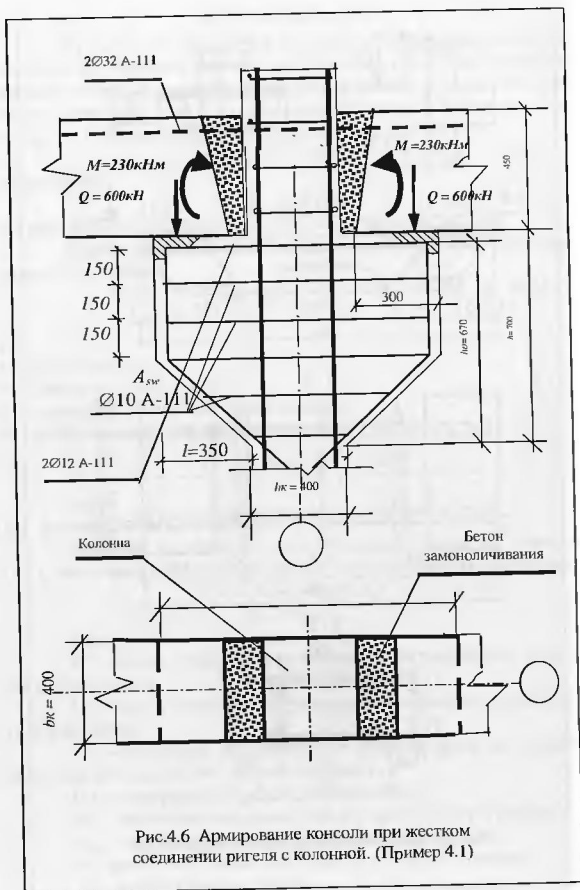


Рис.4.6 Армирование консоли при жестком соединении ригеля с колонной. (Пример 4.1)

Момент растягивающий верхнюю грань ригеля, принимается со знаком «+»; нижнюю грань со знаком «-».

#### Пример 4.1.

Проверить прочность короткой консоли на действие поперечной силы и изгибающего момента при следующих данных.

Соединение ригеля с колонной жесткое, ширина консоли и колонны  $b = 400$  мм, фактическая длина площадки опирания  $l_{sup} = 350$  мм, высота консоли 700 мм, защитный слой бетона консоли 30 мм, бетон колонны класса В20,  $R_b = 11,5$  МПа,  $R_{bt} = 0,9$  МПа, коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ ,  $E_b = 24 \cdot 10^3$  МПа, продольная арматура балки, опирающейся на консоль 2Ø 32 А-III,  $A_s = 16,08$  см<sup>2</sup>. Расчетная поперечная сила  $Q = 600$  кН. Изгибающий момент в узле  $M = 230$  кНм. Высота ригеля 450 мм.

Рабочая высота сечения консоли по грани колонны .

$$h_0 = h - a = 700 - 30 = 670 \text{ мм} = 0,67 \text{ м.}$$

Проверяем условия (4.4 и 4.5)

$$\frac{M}{Q} = \frac{230}{600} = 0,383 \geq 0,3 \quad \text{условие соблюдается.}$$

$$\frac{l_{sup}}{l} = \frac{300}{350} = 0,857 > 2/3 = 0,67 \quad \text{условие соблюдается.}$$

Таким образом, длина площадки опирания в формуле (4.2) принимается равной вылету консоли  $l_{sup} = l$ .

Вычисляем граничные значения правой части уравнения (4.2)

$$2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,67 \cdot 0,9 = 5427 \text{ кН.}$$

Назначаем предварительно шаг хомутов 150 мм

$$S = 150 \text{ мм} < h/4 = 700/4 = 175 \text{ мм.}$$

Принимаем хомуты Ø 10 мм по 2 стержня в сечении,  $A_{sw} = 1,57$  см.

Вычисляется объемный коэффициент армирования.

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_w} = \frac{1,57 \cdot 10^{-2}}{0,4 \cdot 0,15} = 2,62 \cdot 10^{-3}.$$

Находится значение коэффициента приведения

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^3 / 2,4 \cdot 10^4 = 8,33.$$

Вычисляется

$$\sin^2 \Theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l^2} = \frac{0,67^2}{0,67^2 + 0,35^2} = 0,786$$

Поперечная сила, воспринимаемая консолью, по наклонной сжатой полосе

$$0,8 R_b \cdot b \cdot l_{\text{выр}} \cdot \text{Sin}^2 \Theta (1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w) =$$

$$0,8 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 0,786 (1 + 5 \cdot 8,33 \cdot 2,62 \cdot 10^{-3}) = 866,17 \text{ кН.}$$

Проверяем выполнение неравенства (4.1) при соблюдении условий (4.4 и 4.5)

$$2,5 R_{br} b h_0 = 542,7 \text{ кН} < 866,17 \text{ кН} < 5 \cdot R_{br} b h_0 = 1085,4 \text{ кН.}$$

Окончательно проверяется условие (4.1)  $866,17 > Q = 600 \text{ кН}$ .

Таким образом, прочность консоли по поперечной силе при принятых параметрах армирования обеспечена.

Для определения необходимой площади сечения продольной арматуры консоли необходимо определить усилие растяжения  $N_s$  по формуле (4.7)

$$N_s = \frac{230 + 600 \cdot 0,3 / 2}{0,42} = 761,9 \text{ кН.}$$

$h_{\text{оп}}$  - рабочая высота ригеля равна  $450 - 30 = 420 \text{ мм} = 0,42 \text{ м}$ .

Проверяем условие (4.8)

$$N_s \leq 1,4 \cdot 0,006 \cdot 0,56 \cdot 180 \cdot 10^3 + 0,3 \cdot 600 = 1026,7 \text{ кН.}$$

$k_f = 0,006 \text{ м}$  - катет сварного шва;

$l_w = 2 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ м}$  длина шва с учетом непровара с двух сторон  $0,56 \text{ м}$ ;  $R_{wf} = 180 \text{ МПа}$ .

Проверяется условие (4.9)

$$N_s = R_{sd} \cdot A_{sb} = 16,08 \cdot 10^{-4} \cdot 365 \cdot 10^3 = 586,9 \text{ кН.}$$

Окончательно значение  $N_s$  принимается минимальному из трех значений (761,9; 954,7; 586,9), т.е.  $586,9 \text{ кН}$ .

Вычисляется необходимая площадь сечения продольной арматуры консоли по формуле (4.6)

$$A_s = \frac{600 \cdot 0,3}{0,67 \cdot 365 \cdot 10^3} - \frac{586,9}{365 \cdot 10^3} = 0,000736 - 0,00161 = -0,000874 < 0$$

Таким образом, по расчету продольной арматуры в консоле не требуется. Принимаем конструктивное армирование арматурой А-III,  $\varnothing 12$ , с шагом  $150 \text{ мм}$ . (рис. 4.6).

#### 4.3 Шарнирный узел

При шарнирном опирании, если отсутствуют специальные закладные детали и значение  $l_{\text{выр}} = 2/3$  от фактической длины площадки опирания, прочность консоли по наклонной сжатой полосе проверяется по тем же формулам, что и для жесткого стыка. Продольная арматура консоли проверяется из условия

$$A_s = \frac{Q \cdot l}{R_s \cdot h_0} \quad (4.9)$$

80

где

$Q$  - поперечная расчетная сила;

$l$  - вылет консоли;

$h_0$  - рабочая высота консоли;

$R_s$  - расчетное сопротивление продольной арматуры.

#### Пример 4.2

Проверить прочность консоли на действие поперечной силы и изгибающего момента при следующих данных. Соединение ригеля с колонной шарнирное, ширина консоли и колонны  $b = 400 \text{ мм}$ , длина площадки опирания  $l_{\text{выр}} = 300 \text{ мм}$ , высота консоли  $h = 700 \text{ мм}$ , вылет консоли  $l = 350 \text{ мм}$ . Бетон В20,  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{br} = 0,9 \text{ МПа}$ , коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{bz} = 0,9$ ,  $E_b = 24 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ , арматура А-111,  $R_s = 365 \text{ МПа}$ ,  $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$ ,  $\alpha = 40 \text{ мм}$ ,  $l_{\text{выр}} = 300 \text{ мм}$ . Расчетная поперечная сила, действующая на консоль  $Q = 600 \text{ кН}$ .

Рабочая высота консоли

$$h_0 = h - \alpha = 700 - 40 = 660 \text{ мм} = 0,66 \text{ м.}$$

Проверяем условие (4.2)

$$2,5 R_{br} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{bz} = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,66 \cdot 0,9 = 534,6 \text{ кН.}$$

$$3,5 R_{br} \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{bz} = 3,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,66 \cdot 0,9 = 748,44 \text{ кН.}$$

$$534,6 \text{ кН.} < Q = 600 \text{ кН.} < 748,44 \text{ кН.}$$

Определяется прочность консоли по наклонной сжатой полосе.

$$l_{\text{выр}} = 2l_{\text{выр}} / 3 = 2 \cdot 300 / 3 = 200 \text{ мм} = 0,2 \text{ м.}$$

Задаем шаг хомутов  $S_w = 150 \text{ мм} < h/4 = 700/4 = 175 \text{ мм}$ .

При двухухвостковых хомутах диаметром  $14 \text{ мм}$   $A_{sw} = 3,08 \text{ см}^2$ .

Коэффициент объемного армирования

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S_w} = \frac{3,08 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,15} = 5,12 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha = E_f / E_b = 20 \cdot 10^3 / 24 \cdot 10^3 = 8,33$$

$$0,8 \gamma_{bz} R_b \cdot b \cdot l_{\text{выр}} \cdot \text{Sin}^2 \Theta (1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w) =$$

$$0,8 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,2 \cdot 0,781 (1 + 5 \cdot 8,33 \cdot 5,12 \cdot 10^{-3}) = 627,7 \text{ кН.}$$

$$627,7 > Q = 600 \text{ кН.}$$

Таким образом, прочность консоли по поперечной силе обеспечена.

Площадь продольной арматуры консоли определяется в соответствии с формулой (4.9).

$$A_s = \frac{Q \cdot l}{R_s \cdot h_0} = \frac{600 \cdot 0,35}{365 \cdot 10^3 \cdot 0,66} = 8,7 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2 = 8,7 \text{ см}^2.$$

81

Принимаем  $2\emptyset 25 \text{ A-111}$  с  $A_s = 9,82 \text{ см}^2$ .  
 Конструктивное решение узла показано на рис. 4.7.

#### 4.4 Расчет жестких консолей

Жесткие консоли применяются при ограниченных размерах консоли и значительных нагрузках. Конструктивно решение консоли может быть выполнено в виде спаренных двутавровых балочек составного сечения, поясами которых могут быть арматурные стержни, а стенки выполнены из листовой стали. Такая консоль рассчитывается как металлическая балка, заделанная в теле колонны и работающая на изгиб. При этом расчетом необходимо проверить площади сечения поясов и стенок. Поскольку стенки такой балки не заводятся в тело колонны, а обычно обрываются у ее грани, то изгибающий момент будет восприниматься только продольными стержнями — полками балки.

Момент, который может воспринимать такая балка, определяется по формуле

$$M_{сеч} = A_s R_s Z_a \quad (4.10)$$

$Z_a$  — плечо внутренней пары, равное расстоянию между осями стержней поясов балки.

Внешний изгибающий момент при шарнирном опирании ригеля на консоль может быть определен по формуле

$$M = 1,25 Q \cdot c \quad (4.11)$$

где

$Q$  — расчетная поперечная сила;

$c$  — расстояние от точки приложения силы  $Q$  до грани колонны (рис 4.5).

Требуемая площадь поясов вычисляется по формуле

$$A_s = 1,25 Q \cdot c / R_s Z_a \quad (4.12)$$

Толщина стенки ориентировочно определяется по формуле

$$t_{ст} = 1,25 Q / R_s h \quad (4.13)$$

где

$R_s$  — расчетное сопротивление стали срезу.

Для стали С 235 при толщине листа до 20мм  $R_s = 135 \text{ МПа}$ ;

$Z_a$  — плечо внутренней пары сил,  $Z_a \approx 0,9h$ ;

$h$  — высота балки; для предварительных расчетов может быть принята 0,7 от высоты консоли.

#### Пример 4.3

Для шарнирного стыка с жесткой консолью определить параметры консоли при следующих данных. Расчетная поперечная сила  $Q = 240 \text{ кН}$ , зазор между ригелем и колонной 20мм, длина площадки опирания 130мм. Пояса балки изготовлены из арматуры класса А-111, стенки из листовой стали С 235, лист толщиной до 20мм,

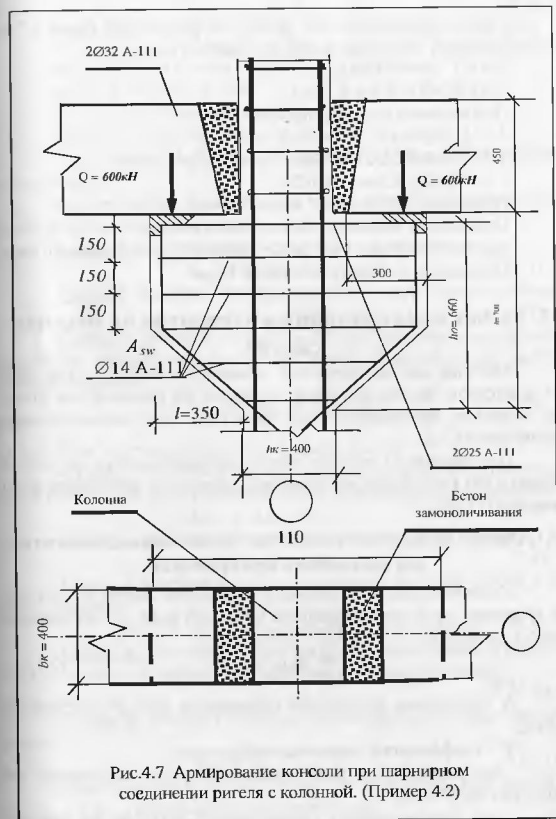


Рис.4.7 Армирование консоли при шарнирном соединении ригеля с колонной. (Пример 4.2)

$R_s = 135$  МПа толщина опорных пластин 15мм. Высота консоли по грани колонны 150мм. Конструкция консоли показана на рис.4.5.

Приняв предварительно высоту металлической балки 0,7 от высоты консоли, вычислим плечо внутренней пары  $z_a$

$$h = 0,7 \cdot 15 = 10,5 \text{ см.}$$

$$z_a = 0,9h = 10,5 \cdot 0,9 = 9,45 \text{ см.}$$

Необходимая площадь поясов

$$A_s = 1,25 \cdot Q \cdot c / R_s \cdot z_a =$$

$$1,25 \cdot 240 \cdot 0,085 / 365 \cdot 10^3 \cdot 0,0945 = 7,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 7,4 \text{ см}^2.$$

$$c = 13/2 + 2 = 8,5 \text{ см} = 0,085 \text{ м.}$$

$$\text{Принимаем } \varnothing 22 \text{ А-111 с } A_s = 7,60 \text{ см}^2.$$

Определяем толщину стенки балки консоли

$$t_{cm} = 1,25 \cdot Q / R_s \cdot h = 1,25 \cdot 240 / 2 \cdot 135 \cdot 10^3 \cdot 0,105 = 0,0106 \text{ м} = 10,6 \text{ мм.}$$

Принимаем пластину толщиной 12мм.

## 5. Расчёт железобетонных элементов на местное сжатие

Местное сжатие элементов возникает в зонах стыков сборных элементов, местах опирания элементов на колонны или стены, под анкерами преднапряжённой арматуры, под центрирующими прокладками и т.д.

При расчёте на местное сжатие рассматриваются два случая: элементы без косвенного армирования, элементы с косвенным армированием \13,14\.

### 5.1. Расчёт на местное сжатие железобетонных элементов без косвенного армирования

Условие прочности элемента на местное сжатие в этом случае получают из условия равенства проекций всех сил на продольную ось элемента:

$$N \leq \Psi \cdot R_{b \text{ loc}} \cdot A_{loc 1} \quad (5.1)$$

где

$N$  – расчётная продольная сжимающая сила от местной нагрузки;

$\Psi$  – коэффициент, принимаемый равным:

- при равномерном распределении нагрузки по площади местного смятия  $\Psi = 1,0$ ;

- при неравномерном распределении нагрузки по площади местного смятия (под концами изгибаемых элементов)  $\Psi = 0,75$ ;

$R_{b \text{ loc}}$  – расчётное сопротивление бетона сжатию, определяется по формуле:

$$R_{b \text{ loc}} = \alpha \cdot \varphi_b \cdot R_b, \quad (5.2)$$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc 2} / A_{loc 1}} \quad (5.3)$$

$\varphi_b \leq 2,5$  (для бетона В7,5 и выше, схемы а, в, г, е, и),

$\varphi_b \leq 1$  для схем б, д, ж;

$\alpha = 1,0$  для бетона класса ниже В25;

$\alpha = 13,5 R_{sp} / R_b$  для бетона класса В25 и выше;

$A_{loc 1}$  – площадь смятия, см. рисунок 5.1, обозначена двойной штриховкой;

$A_{loc 2}$  – расчётная схема смятия определяется в зависимости от расположения площади смятия  $A_{loc 1}$ , см. рисунок 5.1.

**Схема а.** Местная нагрузка по всей ширине элемента

$$A_{loc 2} = a \cdot b = A_{loc 1} + 2b^2; \quad (5.4)$$

**Схема б.** Местная красная нагрузка по всей ширине элемента

$$A_{loc 2} = A_{loc 1} + b^2; \quad (5.5)$$

**Схема в.** Местная нагрузка в местах опирания концов прогонов, балок, ригелей при расстоянии между балками менее двойной ширины элемента

$$A_{loc 2} = A_{loc 1} + b_1(l - a_1), \quad (5.6)$$

где

$b_1$  – глубина заделки ригеля;  $a_1$  – ширина ригеля.

**Схема г.** Местная нагрузка в местах опирания концов балок, р при расстоянии между балками более двойной ширины элемента

$$A_{loc 2} = A_{loc 1} + b_1 \cdot 2b \quad (5.7)$$

**Схема д.** Местная нагрузка приложена на угол элемента

$$A_{loc 2} = A_{loc 1} \quad (5.8)$$

**Схема е.** Местная нагрузка приложена на части длины и ширины элемента

$$A_{loc 2} = a \cdot c = A_{loc 1} + 2c_2 \cdot 2c_1 = A_{loc 1} + 4c_2 \cdot c_1 \quad (5.9)$$

**Схема ж.** Местная красная нагрузка расположена в пределах выступа стены (пилястры) или простенка таврового сечения

$$A_{loc 2} = A_{loc 1} \quad (5.10)$$

**Схема и.** Местная нагрузка приложена на сечении сложной формы

$$A_{loc 2} = A_{loc 1} + a \cdot 2c_1 \quad (5.11)$$

Для схем «в» и «г» расчётная глубина опоры при определении  $A_{loc 2}$  и  $A_{loc 1}$  принимается не более 20 см.

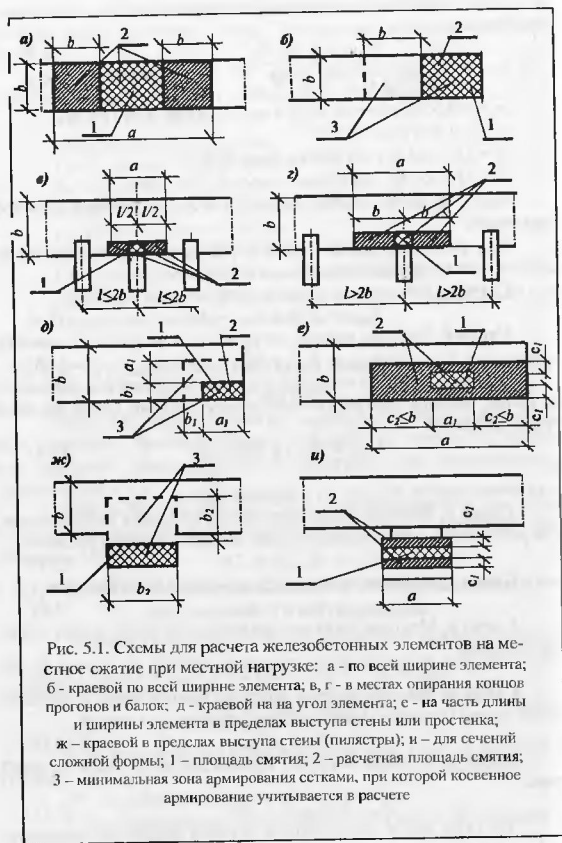


Рис. 5.1. Схемы для расчета железобетонных элементов на местное сжатие при местной нагрузке: а - по всей ширине элемента; б - краевой по всей ширине элемента; в, г - в местах опирания концов прогонов и балок; д - краевой на угол элемента; е - на часть длины и ширины элемента в пределах выступов стены или простенка; ж - краевой в пределах выступа стены (пиллястры); и - для сечений сложной формы; 1 - площадь смятия; 2 - расчетная площадь смятия; 3 - минимальная зона армирования сетками, при которой косвенное армирование учитывается в расчете

Если условие (5.1) не выполняется, то рекомендуется устранить косвенное армирование в виде сварных сеток.

### Пример 5.1

При выполнении реконструкции цеха необходимо устроить дополнительную железобетонную опору, опирающуюся на ригель перекрытия (по схеме рис. 5.1 «а»). Сечение колонны 400×400 мм, бетон класса В26. Ригель прямоугольный 650×400 мм. Бетон ригеля класса В20,  $R_b = 11,5$  МПа. Расчётное усилие на колонну с учётом собственного веса  $N = 2000$  кН, коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 0,9$ . Косвенное армирование в ригеле отсутствует.

Проверить прочность ригеля в зоне опирания дополнительной колонны.

Площадь смятия в соответствии с рис. 5.2

$$A_{loc1} = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2.$$

Определяется расчётное сопротивление смятию по формуле (5.2)

$$R_{b,loc} = 11,5 \cdot 0,9 \cdot 1,44 = 14,904 \text{ МПа};$$

$\alpha = 1$ , т.к. класс бетона ниже В25.

$A_{loc2}$  определяется в соответствии со схемой «а»

$$A_{loc2} = 0,16 + 2 \cdot 0,4^2 = 0,16 + 0,32 = 0,48 \text{ м}^2.$$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{0,48 / 0,16} = \sqrt[3]{3} = 1,44 < 2,5$$

$$\alpha \cdot \varphi_b = 1 \cdot 1,44 = 1,44.$$

Нагрузка распределена равномерно по площади смятия  $\Psi = 1$ .

Проверим условие прочности:

$$N = 2000 \text{ кН} < 1 \cdot 14,904 \cdot 10^3 \cdot 0,16 = 2384,6 \text{ кН}.$$

Условие удовлетворяется, прочность обеспечена без дополнительных устройств или косвенного армирования.

### Пример 5.2

На железобетонную балку опираются прогоны по схеме рис. 5.1 «в», ширина главной балки  $b = 400$  мм, высота 600 мм, расстояние между осями вспомогательных балок  $l = 600$  мм, длина опирания  $b_1 = 100$  мм, ширина  $a_1 = 150$  мм. Продольная сжимающая сила от внешней нагрузки (опорная реакция балки) равна 400 кН. Бетон В20,  $R_b = 11,5$  МПа,  $\gamma_{b2} = 0,9$ . Проверить прочность бетона на местное сжатие.

Площадь смятия  $A_{loc1}$

$$A_{loc1} = 0,1 \cdot 0,15 = 0,015 \text{ м}^2.$$

Расчётная площадь смятия по рис. 5.2, «б»

$$A_{loc2} = 0,015 + 0,1(0,6 - 0,15) = 0,06 \text{ м}^2.$$



$\alpha = 1$ , так как класс бетона ниже В25;  
 $\Psi = 0,75$  — учитывается неравномерность распределения местной нагрузки.

Вычисляется коэффициент  $\varphi_b$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{0,06/0,015} = \sqrt[3]{4} = 1,59 < 2,6.$$

Определяем расчётное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = 11,5 \cdot 0,9 \cdot 1,59 = 16,46 \text{ МПа}$$

$$400 \text{ кН} > 0,75 \cdot 16,46 \cdot 10^3 \cdot 0,015 = 185,18 \text{ кН}.$$

Условие не выполняется, необходимо косвенное армирование. Продолжение расчёта приведено в примере 5.5.

### Пример 5.3

При реконструкции здания необходимо установить дополнительную железобетонную колонну на угол сплошной плиты перекрытия по схеме (рис. 5.1).

Бетон плиты перекрытия В20,  $R_b = 11,5$  МПа,  $\gamma_{b2} = 0,9$ . Сечение стойки  $250 \times 400$  мм ( $a_l = 400$  мм,  $b_l = 250$  мм). Ширина плиты  $b = 1200$  мм., высота сечения  $200$  мм. Расчётное усилие  $N = 900$  кН.

Проверить прочность бетона плиты на сжатие под колонной.

Площадь смятия см. рис. 5.3

$$A_{loc} = 0,4 \cdot 0,25 = 0,1 \text{ м}^2.$$

Согласно схемы

$$A_{loc2} = A_{loc1} = 0,1 \text{ м}^2,$$

тогда  $\varphi_b = 1$ .

Нагрузка считается равномерно-распределённой, т.е.  $\Psi = 1$ .

Вычисляем расчётное сопротивление бетона смятию

$$R_{b,loc} = 1 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 11,5 = 10,35 \text{ МПа}.$$

Проверяем прочность бетона на смятие

$$N = 900 \text{ кН} < 10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,1 = 1035,0 \text{ кН}.$$

Условие соблюдается, прочность плиты под колонной обеспечена.

## 5.2. Расчёт прочности железобетонных элементов с косвенным армированием на местное сжатие

Если при расчётах на местное сжатие условие (5.1) не удовлетворяется необходимо применять косвенное армирование. При косвенном армировании в виде сварных сеток должно соблюдаться условие:

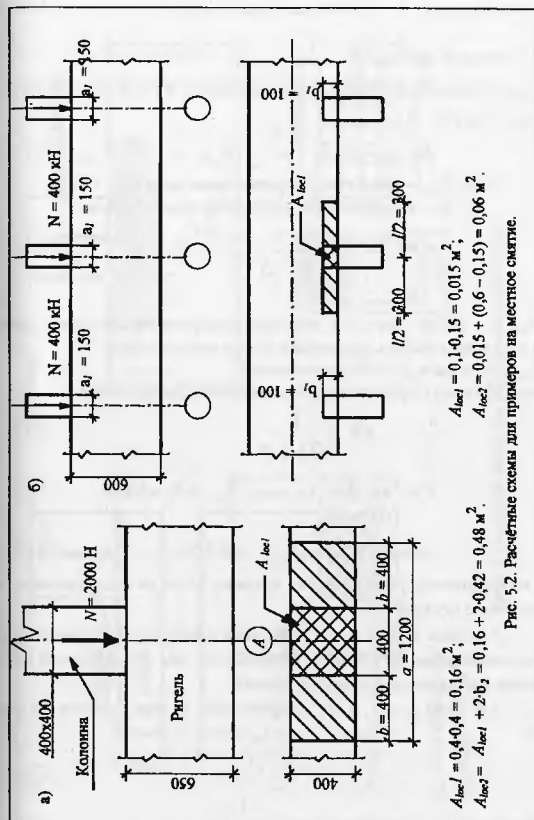


Рис. 5.2. Расчётные схемы для примеров на местное сжатие.

$$N <= R_{b,loc}^* \cdot A_{loc1}, \quad (5.12)$$

где

$A_{loc1}$  — площадь смятия;

$R_{b,loc}^*$  — приведённая призмная прочность бетона при расчёте на местное сжатие

$$R_{b,loc}^* = R_b \cdot \varphi_b + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot R_{s,xy} \cdot \varphi_s, \quad (5.13)$$

Здесь  $R_{s,xy}$  — расчётное сопротивление арматуры сеток;

$\mu_{xy}$  — коэффициент объёмного армирования

$$\mu_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x \cdot n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{ef} \cdot S}, \quad (5.14)$$

где

$n_x, A_{sx}, l_x$  — число стержней, площадь поперечного сечения и длина сетки по осям крайних стержней в одном направлении;

$n_y, A_{sy}, l_y$  — то же в другом направлении;

$\varphi$  — коэффициент эффективности косвенного армирования

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \Psi}; \quad (5.15)$$

$$\Psi = \frac{\mu_{xy} \cdot R_{s,xy}}{R_b + 10}; \quad (R_{s,xy} \text{ и } R_b \text{ в МПа}) \quad (5.16)$$

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}} <= 3,5; \quad (5.17)$$

$\varphi_s$  — коэффициент, учитывающий влияние сеток на несущую способность в зоне местного сжатия.

Для схем б, д, ж  $\varphi_s = 1$ . При этом в расчёте учитываются сетки, установленные на площади не меньшей, чем ограниченной пунктирными линиями на указанных схемах.

Для схем а, в, г, е, и коэффициент  $\varphi_s$  определяется по формуле:

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc1}}{A_{ef}}, \quad (5.18)$$

$A_{ef}$  — площадь бетона, заключённого внутри крайних стержней сеток косвенного армирования, причём

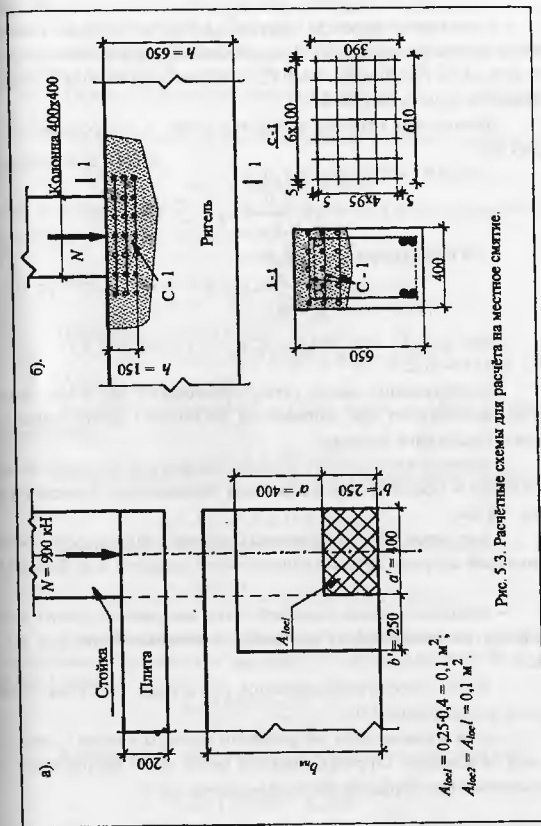


Рис. 5.3. Расчётные схемы для расчёта на местное сжатие.

$$A_{loc1} < A_{ef} \leq A_{loc2} \quad (5.19)$$

Если контур площади смятия выходит за пределы контура сеток, в случае расположения площади смятия у краёв элемента (а, б, в, г, д, ж, и), то при определении  $A_{loc1}$  и  $A_{loc2}$  не учитывается площадь, занимаемая защитным слоем.

Наименьшая глубина заложения сеток  $h_d$  определяется по формулам:

- для схем загрузки в, г, д, е

$$h_d = \varphi_d \left( \sqrt{\frac{N}{R_b}} - \sqrt{A_{loc1}} \right) \quad (5.20)$$

- для схем загрузки а, б, ж, и

$$h_d = \frac{\varphi_d}{b} \left( \frac{N}{R_b} - A_{loc1} \right) \quad (5.21)$$

Здесь  $\varphi_d = 0,5$  для схем а, е, и;  $\varphi_d = 0,75$  для схем в, г;

$\varphi_d = 1$  для схем б, д, ж.

Конструктивно число сеток принимается не менее двух.

Нормы рекомендуют при применении косвенного армирования соблюдать следующие условия:

- размеры ячеек в свету должны назначаться не менее 45 мм, но не более  $\frac{1}{4}$  меньшей стороны сечения усиливаемого элемента и не более 100 мм;

- шаг сеток следует принимать не менее 60 мм, но не более  $\frac{1}{3}$  меньшей стороны сечения усиливаемого элемента и не более 150 мм;

- площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлениях не должны отличаться более чем в 1,5 раза;

- первая сетка устанавливается на глубине 15–20 мм от наружной поверхности;

- если в каком-либо направлении размеры ячейки более 100 мм или  $\frac{1}{4}$  меньшей стороны, стержни сетки этого направления не учитываются при определении коэффициента  $\mu_{xy}$ .

### Пример 5.4

Для примера 5.1 проверить прочность в зоне опирания при расчётном усилии от колонны  $N=3000$  кН. Расчёт, выполненный в примере 5.1, показал, что прочность на местное смятие без примене-

ния косвенного армирования при указанной величине расчётного усилия не обеспечивается. Предварительно принимаем сетки с размерами по крайним стержням  $600 \times 380$  мм, с ячейками  $95 \times 100$  мм, арматура класса Вр-1, диаметром 3 мм,  $R_{s,xy} = 375$  МПа, шаг сеток 60 мм. Основные размеры сеток и их расположение показаны на рис. 5.3.

Площадь смятия равна поперечному сечению колонны, опирающейся на ригель.

$$A_{loc1} = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2.$$

Площадь бетона, заключённого внутри сеток косвенного армирования, считая по крайним стержням

$$A_{ef} = 0,6 \cdot 0,38 = 0,228 \text{ м}^2 = 2280 \text{ см}^2.$$

Расчётная площадь смятия, согласно схеме

$$A_{loc2} = 0,4 \cdot 0,4 + 2 \cdot 0,4 \cdot 0,4 = 0,48 \text{ м}^2 = 4800 \text{ см}^2.$$

Проверяем условие (5.19).

$$A_{loc1} = 0,16 < A_{ef} = 0,228 < A_{loc2} = 0,48 \text{ м}^2.$$

Условие выполняется.

Значение коэффициента  $\varphi_b$  будет таким же, как и в предыдущем примере

$$\varphi_b = 1,44 < 2,6.$$

Коэффициент  $\varphi_s$  для схемы «а» определяется по формуле (5.18)

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \cdot 0,16 / 0,228 = 2,043$$

Вычисляется коэффициент объёмного армирования по формуле (5.14)

$$\mu_{xy} = \frac{5 \cdot 0,071 \cdot 60 + 7 \cdot 0,071 \cdot 38}{2280 \cdot 6} = 0,00294.$$

Для определения коэффициента эффективности косвенного армирования определяется промежуточный коэффициент  $\Psi$  по формуле (5.16)

$$\Psi = \frac{0,00294 \times 375}{0,9 \times 11,5 + 10} = 0,0542.$$

Коэффициент эффективности косвенного армирования

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + 0,0542} = \frac{1}{0,2842} = 3,519.$$

Определяется приведенная призмная прочность бетона с учетом влияния косвенного армирования в соответствии с формулой (5.13)

$$R_{b,loc}^* = 11,5 \cdot 0,9 \cdot 1,44 + 3,519 \cdot 0,00294 \cdot 375 \cdot 2,043 = 14,904 + 7,926 = 22,83 \text{ МПа}.$$

Проверяем условие прочности (5.12)

$$N = 3000 \text{ кН} < 22,83 \cdot 10^3 \cdot 0,16 = 3652,8 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, прочность обеспечена.

Определяем наименьшую глубину заложения сеток; для схемы «а»  $\varphi_d = 0,5$  по формуле (5.21)

$$h_{ef} = \frac{0,5}{0,4} \left( \frac{3000}{0,9 \times 11,5} - 0,16 \right) = 0,162 \text{ м} = 16,2 \text{ см.}$$

При шаге сеток 60 мм необходимо установить три сетки.

### Пример 5.5

Для примера 5.2 выполнить расчёт на местное смятие с применением косвенного армирования. Предварительно принимаем сетки с размерами по крайним стержням  $300 \times 180$  мм из проволоки класса Вр-1, диаметром 3 мм,  $R_{t,sv} = 375$  МПа. Ячейка сетки - квадратная  $60 \times 60$  мм, см. рис. 5.4. Шаг сеток косвенного армирования 60 мм.

Площадь смятия равна опорной площадке прогона

$$A_{loc1} = 0,015 \text{ м}^2.$$

Расчетная площадь смятия, согласно схеме «в»

$$A_{loc2} = b_f \cdot l = 0,1 \cdot 0,6 = 0,06 \text{ м}^2.$$

Площадь бетона, заключённого внутри сеток косвенного армирования

$$A_{ef} = 0,3 \cdot 0,18 = 0,054 \text{ м}^2 = 540 \text{ см}^2.$$

Проверяем условие (5.19)

$$A_{loc1} = 0,015 < A_{ef} = 0,054 < A_{loc2} = 0,06 \text{ м}^2.$$

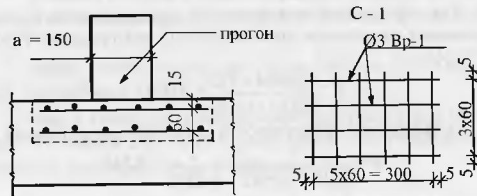


Рис.5.4. Схема расположения сеток косвенного армирования для расчета на местное смятие, к примеру 5.5

Значение коэффициента  $\varphi_b$  определено в примере 5.2  $\varphi_b = 1,59$ . Коэффициент  $\varphi_s$  для схемы «в» определяется по формуле

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{0,015}{0,054} = 3,53.$$

Коэффициент косвенного армирования

$$\mu_{sv} = \frac{5 \cdot 0,071 \cdot 30 + 6 \cdot 0,071 \cdot 18}{540 \cdot 6} = 0,004996 \approx 0,005$$

Определяем коэффициент  $\varphi'$

$$\varphi' = \frac{0,005 \cdot 375}{0,9 \cdot 11,5 + 10} = \frac{1,875}{20,35} = 0,0921.$$

Коэффициент эффективности косвенного армирования:

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + 0,0921} = \frac{1}{0,322} = 3,106.$$

Прочность бетона в зоне местного сжатия

$$R_{b,loc}^* = 11,5 \cdot 0,9 \cdot 1,59 + 3,106 \cdot 0,005 \cdot 375 \cdot 3,53 = 16,457 + 20,56 = 37,01 \text{ МПа.}$$

Проверяем условие прочности

$$N = 400 \text{ кН} < 37,01 \cdot 10^3 \cdot 0,015 = 555,15 \text{ кН.}$$

Прочность в зоне опирания обеспечена.

Наименьшая глубина заложения сеток при  $\varphi_d = 0,75$  для схемы загрузения «в» определяется по формуле (5.20).

$$h_d = 0,75 \left( \sqrt{\frac{400}{0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3}} - \sqrt{0,015} \right) = 0,75 (0,197 - 0,122) = 0,056 \text{ м} = 5,6 \text{ см}$$

В соответствии с конструктивными требованиями устанавливаем две сетки с шагом 60 мм, причём верхнюю сетку располагаем на расстоянии 15 мм от верхней поверхности конструкции.

## 6. Стыки колонн

При стыковании железобетонных колонн количество стыков должно быть минимальным в связи со значительными трудозатратами при их устройстве. С этой целью колонны могут изготавливаться на два или на три этажа. Желательно стыки располагать в наименее напряжённых сечениях (вблизи нулевых точек изгибающих моментов), так как сечение по стыку менее прочно и жёстко по сравнению с основным сечением колонны. Членение колонн должно осуществляться таким образом, чтобы до бетонирования сохранялась геометрическая неизменяемость, как отдельных элементов, так и конструкции в целом.

Обычно для удобства производства работ стык располагают на высоте 0,7 – 0,9 м от уровня перекрытия.

При соединении усилия от одного элемента к другому могут передаваться через стыковые рабочие стержни, закладные детали, бетонные или растворные швы или непосредственно через бетонные поверхности стыкуемых колонн. Жесткие стыки сборных колонн на ванной сварке выпусков рабочей продольной арматуры могут иметь центрирующие прокладки в виде стальной пластины заанкеренной в бетоне или приваренной на монтаже к распределительному листу или контактные бетонные выступы. Размеры металлической центрирующей прокладки не должны превышать 1/3 соответствующего размера сечения колонны М,2,18; конструктивные требования к бетонным выступам изложены ниже.

Важная сварка стыковых стержней располагается в специальных нишах- подрезках, форма которых и размеры определяются диаметром и числом соединяемых стержней. Во всех случаях рекомендуется суммарную высоту подрезок принимать не менее 30 см и не менее  $8d$ , где  $d$  диаметр выпусков /3/. Минимальная глубина подрезок определяется необходимостью установки инвентарных сварочных форм и условием размещения датчиков ультразвукового контроля качества сварных швов.

Стыки сборных колонн с малыми эксцентриситетами ( $e \leq 0,17h$ ) могут быть выполнены сопряжением торцов колонн через слой цементного раствора с обрывом продольной арматуры (контактные стыки). Различные типы таких стыков представлены на рис 6.1 – 6.4. При проектировании таких стыков толщина торцевых пластин принимается не менее:

- при соединении арматуры с пластиной в выптампованных отверстиях или в упор –  $0,25d$  и 6 мм,
- в раззенкованных отверстиях –  $0,35 d$  и 12 мм.

Стыки колонн, а также прилегающие элементы, как правило, имеют косвенное расчётное или конструктивное армирование, в значительной степени увеличивающее прочность стыка и элемента в целом. Косвенное армирование может применяться в виде сварных сеток или спиралей

- Сетки косвенного армирования устанавливаются в количестве не менее четырех на длину не менее 20  $d$ , если продольная арматура гладкая и не менее 10  $d$  для арматуры периодического профиля;

- Шаг сеток следует принимать не менее 60мм и не более 150мм, причем шаг не должен превышать 1/3 меньшей стороны элемента;

- Размеры ячеек в свету должны назначаться не менее 45мм, но не более 1/4 меньшей стороны элемента и не более 100мм;

- В качестве арматуры для косвенного армирования рекомендуется применять арматурную проволоку Вр-1, а также стержневую арматуру классов А-1, А-11, А-111;

- Площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и другом направлении не должны отличаться более чем в 1,5 раза;

- Первая сварная сетка располагается на расстоянии 15-20 мм от нагруженной поверхности элемента;

- При необходимости сварными сетками армируется и бетон замоноличивания в зоне подрезок. В зоне подрезок устанавливаются один-два замкнутых хомута, огибающих арматурные выпуски М3,17,18.

### 6.1. Учет влияния косвенного армирования

При расчёте элементов с косвенным армированием в расчёт вводится часть бетонного сечения  $A_{ef}$ , ограниченная осями крайних стержней сетки или спирали, а также расчётная характеристика  $R_{b,red}$  вместо  $R_b$ . Характеристика сжатой зоны бетона  $\omega$  вычисляется с учётом косвенного армирования.

Гибкость элементов с косвенным армированием не должна превышать:

- при армировании сетками  $l_o/i \leq 55$ ;

- при армировании спиралью  $l_o/i \leq 36$ .

Значение  $R_{b,red}$  при армировании сварными сетками определяется по формуле:

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy} \quad (6.1)$$

Здесь  $R_{s,xy}$  – расчётное сопротивление арматуры сеток;

$\mu_{xy}$  – определяется по формуле (5.14);

$\varphi$  – коэффициент эффективности косвенного армирования, определяется по формулам (5.15 и 5.16).

При армировании спиральной или кольцевой арматурой приведенная прочность бетона  $R_{b,red}$  определяется по формулам:

$$R_{b,red} = R_b + 2 \mu_{elr} R_{s,elr} \left(1 - \frac{7,5 e_0}{d_{ef}}\right), \quad (6.2)$$

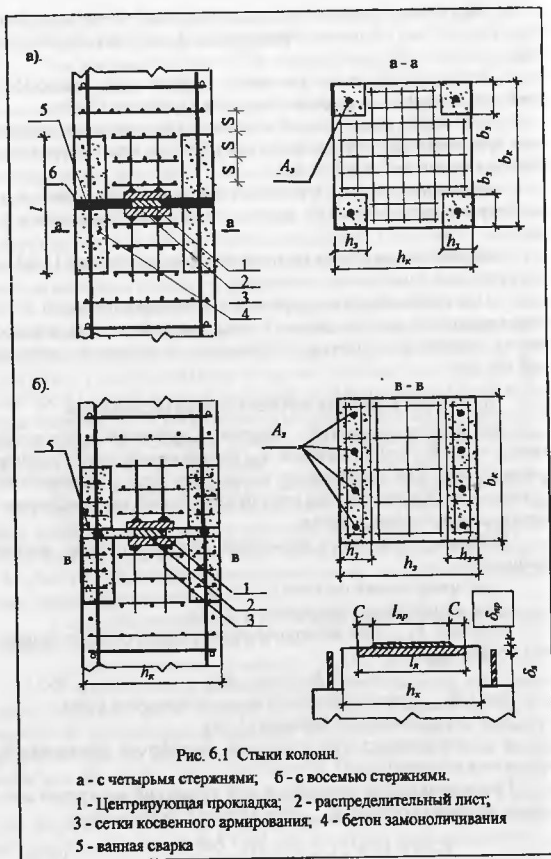


Рис. 6.1 Стыки колонн.

где

$R_{s,air}$  — расчётное сопротивление спиральной арматуры;

$\mu_{cir}$  — коэффициент армирования

$$\mu_{cir} = \frac{4 A_{s,cir}}{d_{ef} \cdot S} \quad (6.3)$$

Здесь

$A_{s,cir}$  — площадь поперечного сечения спирали;

$d_{ef}$  — диаметр по осям стержня спирали;

$e_0$  — эксцентриситет приложения силы;

$S$  — шаг сеток.

Характеристика бетона сжатой зоны для сечений с косвенным армированием определяется по формуле:

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b + \delta_2 \leq 0,9 \quad (\text{для тяжёлого бетона}), \quad (6.4)$$

где

$$\delta_2 = 10 \mu_{cy} \leq 0,15 \quad \text{— для сеток;}$$

$$\delta_2 = 10 \mu_{cir} \leq 0,15 \quad \text{— для спиралей.}$$

## 6.2. Жёсткие стыки

Жёсткие стыки передают нормальные и поперечные силы и изгибающие моменты. Жёсткие стыки применяются для обеспечения геометрической неизменяемости и жёсткости системы. Широкое распространение имеет экономичный жёсткий стык с ванной сваркой выпусков продольной арматуры, расположенной в специальных подрезках с последующим их замоноличиванием (рис.6.1). После сварки в месте стыка устанавливаются дополнительные сетки или хомуты, а бетон замоноличивания принимается того же класса, что и бетон колонны. Такой стык имеет прочность равную прочности колонны в стадии эксплуатации и минимальный расход металла, по сравнению с другими стыками.

Передача усилий может происходить помимо арматурных стержней через специальные разделительные прокладки или центрирующий бетонный выступ. Размеры выступа принимают не более 0,33 размера сечения колонны, а толщину не более 25 мм. Размеры подрезок и их форма определяется количеством и диаметром стержней. Количество сеток косвенного армирования, устанавливаемых в зоне стыка, определяется коэффициентом косвенного армирования, который принимается не менее 1,25%.

Расчёт производят для двух стадий работы стыка:

- до замоноличивания; стык рассчитывается как шарпирный;

- после замоноличивания; стык рассчитывается как жёсткий с косвенным армированием.

### 6.2.1. Расчёт стыка до замоноличивания (стадия монтажа)

Расчёт жёсткого стыка до замоноличивания производится на монтажные нагрузки. При этом усилие от нагрузки воспринимается бетоном уступа, усиленного сетчатым армированием, и арматурными выпусками, сваренными ванной сваркой. Бетонный уступ рассчитывается на местное смятие с учётом косвенного армирования.

Условие прочности стыка записывается в следующем виде:

$$N \leq N_1 + N_2, \quad (6.5)$$

где

$N_1$  – усилие, воспринимаемое бетоном уступа;  
 $N_2$  – усилие, воспринимаемое выпусками арматуры.

Усилие  $N_1$  определяется по формуле:

$$N_1 = \Psi_{loc} R_b^* A_{loc}, \quad (6.6)$$

Параметры, входящие в формулу (6.6) определяются по формулам и рекомендациям, изложенным в главе 5. С учётом неравномерности передачи нагрузок по центрирующим прокладкам коэффициент  $\Psi_{loc} = 0,76$ . Поскольку расчёт стыка ведётся для стадии возведения коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2} = 1,1$ . За расчётную площадь смятия  $A_{loc1}$  принимается площадь центрирующей прокладки или площадь распределительного листа, если центрирующая прокладка приваривается на монтаже к распределительному листу (рис. 6.1). Причём размеры распределительного листа не должны превышать соответствующих размеров площади  $A_{ef}$  и его толщина должна быть не менее 1/3 максимального расстояния от края листа до центрирующей прокладки. За расчётную площадь  $A_{loc2}$  принимается часть площади торца колонны  $A_{ef}$  (в пределах контура сеток косвенного армирования) с размерами не превышающими утроенных размеров площади смятия  $A_{loc1}$ , т.е.

$$\delta_s > c/3 \quad (6.7)$$

$$N_2 = 0,5\varphi R_{sc} A_{s3}, \quad (6.8)$$

где

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба для выпусков арматуры, определяется по СНиП II.23–81\* при расчётной длине  $l_0$ , равной фактической длине свариваемых выпусков.

### 6.2.2. Расчёт замоноличенных стыков (стадия эксплуатации)

При расчёте замоноличенных стыков симметрично армированных колонн прямоугольного профиля в стадии эксплуатации допускается применять следующие формулы внецентренного сжатия для двутавровых сечений, принимая за  $h_f$  – высоту сечения подрезок, а за  $b_f$  – ширину сечения, приведенного к бетону колонны, по наиболее сжатой стороне сечения /13/.

Если нейтральная ось проходит в полке расчет производится как для прямоугольного сечения с шириной  $b_f$

- при  $\xi \leq \xi_R$

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_w A_s (h_0 - a'); \quad (6.9)$$

- при  $\xi > \xi_R$  уравнение прочности определяется в соответствии с рекомендациями /3/ п.3.61.

Если граница сжатой зоны проходит в ребре расчет производится в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = (N - R_b A_{cb}) / R_b b \quad (6.10)$$

- при  $x \leq x_R$  прочность сечения проверяется по формуле

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - x/2) + R_w A_{sc} (h_0 - h_f/2) + R_w A_s (h_0 - a') \quad (6.11)$$

- при  $x > x_R$  прочность сечения проверяется из условия (6.11), принимая высоту сжатой зоны в соответствии с рекомендациями /3/ п. 3.67.

В приведенных формулах

$A_{cb}$  – площадь сжатых свесов полки  $A_{cb} = (b_f - b) h_f$ ;  
 $b_f$  и  $h_f$  – ширина и высота сжатой полки сечения.

#### Случай 1.

### Косвенное армирование расположено в бетоне колонн и в бетоне замоноличивания

Расчёт ведётся с учётом обоих видов косвенного армирования, при этом рассматривается сечение, со стержнями сеток, расположенными у грани замоноличенного участка колонны. Расчётные сопротивления бетона колонн и бетона замоноличивания умножаются на коэффициенты условий работы, соответственно  $\gamma_{bc} = 0,9$  и  $\gamma_{bs} = 0,8$ .

При определении высоты сжатой зоны характеристика бетона сжатой зоны бетона  $\omega$  рассчитывается:

- по классу бетона замоноличивания, если он располагается по всей ширине наиболее сжатой грани;



- по наибольшему классу бетона, если по сжатой грани бетон замоноличивания и бетон колонны располагается частично.

Площадь сечения замоноличивания приводится к площади сечения колонны умножением её на отношение расчётных сопротивлений бетона замоноличивания к бетону колонны.

### Случай 2.

Косвенное армирование находится только в бетоне колонны

Расчёт производится:

- или с учётом этого косвенного армирования, но без учёта бетона замоноличивания;

- или с учётом бетона замоноличивания, но без учёта косвенного армирования.

Прочность стыка, считается обеспеченной, если хотя бы по одному из этих расчётов выполняется условие прочности.

Расчётное сопротивление бетона колонн ( $R_b$  или  $R_{b,red}$ ) умножается на коэффициент условий работы  $\gamma_{bc} = 0,9$ . Расчётные сопротивления бетона замоноличивания умножаются на коэффициент условий работы  $\gamma_{bs} = 0,8$ .

### Пример 6.1.

Проверить прочность стыка колонн на ванной сварке в стадии эксплуатации и в стадии возведения здания при следующих данных. Бетон колонн класса В26.  $R_b = 14,5$  МПа, арматурные выпуски 4Ø28 А-III,  $A_s = 24,63$  см<sup>2</sup>.  $R_s = R_{sc} = 365$  МПа. Сетки косвенного армирования из обыкновенной проволоки класса Вр-1, диаметром 5мм,  $R_{s,xy} = 410$  МПа расположены только в колонне, шаг сеток 80мм. Ячейка сеток квадратная 90×90 мм. Центрирующая прокладка квадратная 100×100мм. Сечение колонн квадратное  $h_x = b_x = 400$ мм; размеры подрезки, из условия размещения медных форм  $h_3 = b_3 = 100$ мм;  $l_0 = 400$ мм. Расчётные усилия в стадии эксплуатации  $N = 600$ кН;  $M = 120$  кН·м. Расчётные усилия в стадии монтажа  $N_u = 550$  кН. Основные размеры стыка показаны на рис. 6.2.

### Расчёт стыка до замоноличивания

Площадь сечения колонны, ограниченная сетками (рис. 6.2).

$$A_{ef} = 36 \cdot 36 - 4 \cdot 9 \cdot 9 = 1296 - 324 = 972 \text{ см}^2.$$

Толщина распределительного листа 20 мм, размеры распределительного листа 170×170 мм, толщина центрирующей прокладки

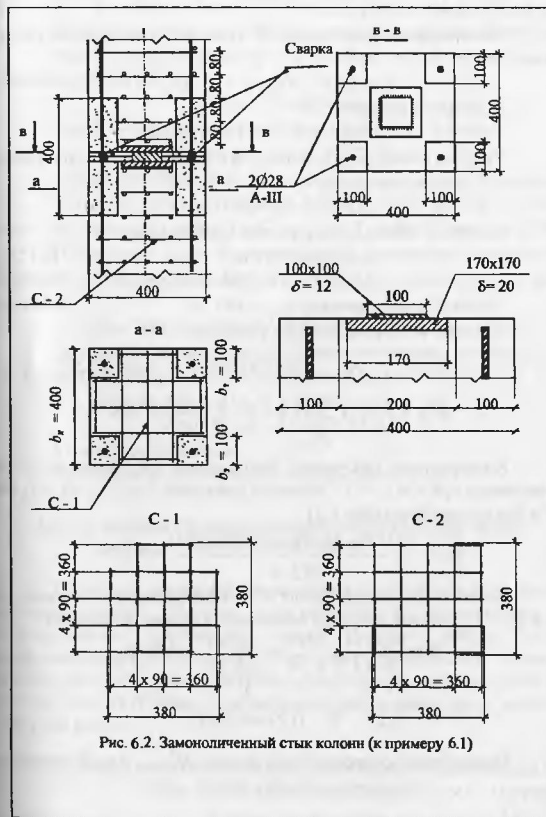


Рис. 6.2. Замоноличенный стык колонн (к примеру 6.1)

12 мм, размеры 100×100 мм. Центрирующая прокладка приваривается к распределительному листу.

Максимальное расстояние от края листа до центрирующей прокладки

$$C = (170 - 100) / 2 = 35 \text{ мм.}$$

Проверяем условие (6.7)

$$\delta_s = 20 \text{ мм} > c/3 = 35/3 = 11,67 \text{ мм.}$$

Условие соблюдается, значит, за площадь смятия принимается площадь распределительного листа.

$$A_{loc1} = 17 \cdot 17 = 289 \text{ см}^2.$$

Расчётная площадь  $A_{loc2}$  должна быть не более

$$A_{loc2} \leq A_{ef} = 972 \text{ см}^2. \quad (6.12)$$

$$A_{loc2} \leq 3A_{loc1} = 3 \cdot 289 = 867 \text{ см}^2. \quad (6.13)$$

Таким образом, принято  $A_{loc2} = 867 \text{ см}^2$ .

Находим коэффициент  $\varphi$  по формуле (5.17)

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}} = \sqrt[3]{867/289} = \sqrt[3]{3} = 1.44 < 3.5$$

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc1}}{A_{ef}} = 4,5 - 3,5 \frac{289}{972} = 3,46$$

Коэффициент объёмного армирования см. формулу (5.14) вычисляется при  $n_x = n_y = 3$ , диаметре арматуры 5 мм,  $A_{ca} = A_{cy} = 0.196 \text{ см}^2$  и шаге сеток 80 мм (рис.6.2)

$$\mu_{xy} = \frac{3 \cdot 0,196 \cdot 36,0 + 3 \cdot 0,196 \cdot 36,0}{972 \cdot 8} = 0,0054$$

Вычисляется коэффициент  $\Psi$  при коэффициенте условий работы  $\gamma_{bz} = 1,1$ , так как нагрузки возникают в стадии возведения

$$\Psi = \frac{0,0054 \cdot 410}{1,1 \cdot 14,5 + 10} = \frac{2,214}{25,95} = 0,0853;$$

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \Psi} = \frac{1}{0,23 + 0,0853} = 3,17.$$

Приведённое сопротивление бетона  $R_{b, loc}^*$  определяется по формуле (5.13)

$$R_{b, loc}^* = 1,1 \cdot 11,5 \cdot 1,44 + 3,17 \cdot 0,0054 \cdot 410 \cdot 3,46 = 42,50 \text{ МПа.}$$

Усилие, воспринимаемое бетоном уступа определяется с учётом коэффициента неравномерности передачи нагрузки  $\Psi_{lc} = 0,75$

$$N_1 = \Psi_{loc} \cdot R_{b, loc}^* \cdot A_{loc1} = 0,75 \cdot 42,50 \cdot 10^3 \cdot 0,01 = 318,75 \text{ кН.}$$

Определяется усилие, воспринимаемое выпусками арматуры.

Радиус инерции арматурного стержня определяется по приближённой формуле

$$i = d/4 = 28/4 = 7 \text{ мм.}$$

Длина сваренных выпусков арматуры  $l = l_0 = 400 \text{ мм.}$

$$l_0 = 400 \text{ мм} > 8 \cdot d = 8 \cdot 28 = 224 \text{ мм.}$$

Условие выполняется.

Согласно таблице 72 СНиП 2.23-81\* или таблице 8 приложений находим при  $\lambda = 400/7 = 57,1$  и  $R_y = R_s = 365 \text{ МПа}$ ,  $\varphi = 0,764$ .

Продольная сила, воспринимаемая выпусками арматурных стержней (диаметра 28 А-111,  $A_s = 24,63 \text{ см}^2$ ) определяется по формуле (6.8)

$$N_2 = 0,5 \cdot 0,764 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 24,63 \cdot 10^{-4} = 343,42 \text{ кН}$$

Суммарная продольная сила, воспринимаемая бетоном уступа колонны и выпусками арматурных стержней

$$N = N_1 + N_2 = 318,75 + 343,42 = 662,17 \text{ кН.}$$

$$N_s = 550 \text{ кН} < N = 662,17 \text{ кН.}$$

Условие соблюдается.

Прочность стыка в стадии монтажа обеспечена.

### Расчёт прочности стыка в стадии эксплуатации (после замоноличивания)

Поскольку косвенное армирование имеется только в бетоне колонны, расчёт должен производиться в соответствии с рекомендациями раздела 6.2 случая 2 или с учётом бетона замоноличивания, но без учёта косвенного армирования колонны. Причём прочность стыка считается обеспеченной, если выполняется хотя бы одно из условий. Для данного примера выполним в учебных целях оба расчёта.

### А. Расчёт стыка с учётом косвенного армирования колонны (без учёта бетона замоноличивания)

Площадь сечения, ограниченная крайними стержнями сетки С-1

$$A_{ef} = 972 \text{ см}^2.$$

Объёмный коэффициент армирования выступа по формуле 5.14

$$\mu_{sy} = 0,0054.$$

Для стадии эксплуатации коэффициент  $\Psi$  вычисляется по формуле (5.16) при коэффициенте условий работы  $\gamma_{bz} = 0,9$

$$\Psi = \frac{0,0054 \cdot 410}{0,9 \cdot 14,5 + 10} = 0,0961.$$

Определяется коэффициент  $\varphi$  по формуле (5.15)

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + 0,0961} = 3,067$$

Расчётное сопротивление бетона колонн с учётом косвенного армирования определяется по формуле (6.1) с учётом коэффициента условий работы  $\gamma_{bc} = 0,9$ .

$$R_{b,red} = \gamma_{bc} (\gamma_{bz} \cdot R_b + \varphi \cdot \mu_{sy} \cdot R_{s, sy}) =$$

$$= 0,9(0,9 \cdot 13,05 + 3,067 \cdot 0,0054 \cdot 410) = 17,86 \text{ МПа.}$$

Для определения граничной высоты сжатой зоны определим значение  $\omega$  по формуле (6.4) по классу бетона колонны при

$$10 \cdot \mu_{sy} = 10 \cdot 0,0054 = 0,054 < 0,16.$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot \gamma_{bz} \cdot R_b + 10 \cdot \mu_{sy} = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 + 0,054 = 0,692 < 0,9$$

$$\xi_R = \frac{0,692}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,692}{1,1}\right)} = 0,544$$

Расчётная площадь колонны принимается прямоугольной с размерами  $b \times h = 0,2 \times 0,36$  м, так как в сжатую зону попадет сечение, ослабленное подрезками (рис. 6.4 "а")

$$A_b = 0,2 \cdot 0,36 = 0,072 \text{ м}^2, \text{ принимаем } 720 \text{ см}^2.$$

Высота сжатой зоны для сечения прямоугольной формы равна:

$$x = \frac{N}{R_{b,red} \cdot b} = \frac{600}{17,86 \cdot 10^3 \cdot 0,2} = 0,168 \text{ м} = 16,8 \text{ см:}$$

$$\xi = x/h_0 = 168/36 = 0,470 < \xi_{R} = 0,544$$

Эксцентриситет приложения силы  $N$

$$e_0 = M/N = 120/600 = 0,2 \text{ м} = 20 \text{ см.}$$

Расстояние от сжатой грани до растянутой арматуры

$$e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2} = 0,2 + \frac{0,36 - 0,04}{2} = 0,36 \text{ м} = 36 \text{ см.}$$

При  $\xi < \xi_R$  проверка прочности производится из условия (6.10) без учёта бетона колонны с двойной штриховкой (рис. 6.3 «а»)

с учетом повышения расчетного сопротивления бетона за счет косвенного армирования

$$N \cdot e \leq R_{b,red} \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a') \quad (6.14)$$

$$600 \cdot 0,36 = 216 \text{ кН} \cdot \text{м} < 17,86 \cdot 10^3 \cdot 0,168 \cdot 0,2(0,36 - 0,5 \cdot 0,168) +$$

$$+ 365 \cdot 10^3 \cdot 24,63 \cdot 10^{-4} (0,36 - 0,04) = 453,3 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Условие удовлетворяется, прочность стыка по колонне без учёта бетона замоноличивания обеспечена.

### Б. Расчёт стыка с учётом бетона замоноличивания, (без учёта косвенного армирования колонны)

Из примера 6.1 бетон замоноличивания В20,  $R_b = 11,5$  МПа, бетон колонны В25,  $R_b = 14,5$  МПа. Расчетные сопротивления бетона колонны и бетона замоноличивания  $R_b$  и  $R_{b,red}$  умножаются на коэффициенты условий работы  $\gamma_{bc} = 0,8$  и  $\gamma_{bc} = 0,9$ .

Приводим сечение стыка к бетону колонны. Поскольку косвенное армирование в подрезках отсутствует, а косвенное армирование колонны в расчётах не учитывается, то расчётная ширина подрезок определяется по формуле:

$$b'_{r_i} = b \cdot \frac{R_{b,3}}{R_b} = 0,2 \cdot \frac{11,5}{14,5} = 0,1586 \text{ м.}$$

где

$b_n$  — ширина полки

Высота подрезок  $h'_r = 0,1 \text{ м} = 10 \text{ см.}$

Поскольку по всей ширине наиболее сжатой грани сечения располагается частично бетон колонн и частично бетон замоноличивания, то  $\omega$  определяется по наибольшему классу бетона

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot \gamma_{bz} \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,746.$$

Высота сжатой зоны бетона в стыке

$$\xi = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,604.$$

Определяем положение нейтральной оси с учётом различных классов бетона в подрезках и колонне

$$x = \frac{600}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 + 0,9 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,159} = 0,14 \text{ м} = 14 \text{ см.}$$

$$\xi = 14/36 = 0,392 < \xi_R = 0,604.$$

Прочность стыка проверяется по условию

$$N \cdot e \leq \gamma_{bc} \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5x) + \gamma_{bc} \cdot R_b \cdot 2b_3 (x - h_3) (h_0 - h_3 - \frac{x - h_3}{2}) + \gamma_{bc} \cdot R_b \cdot b' \cdot x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')^2 \quad (6.15)$$

В этой формуле:

$N \cdot e$  – усилие от внешней расчётной нагрузки;

$\gamma_{bc} \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5x) + \gamma_{bc} \cdot R_b \cdot 2b_3 (x - h_3) (h_0 - h_3 - (x - h_3)/2)$  – усилие, воспринимаемое бетоном колонны;

$\gamma_{bc} \cdot R_b \cdot b' \cdot x (h_0 - 0.5x)$  – усилие, воспринимаемое бетоном под-  
резок;

$R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')^2$  – усилие, воспринимаемое арматурой,

где  $\gamma_{bc}$  – коэффициент условий работы бетона;

$b_3$  – суммарная расчётная ширина бетона замоноличивания;

$h_3$  – высота сечения в бетоне замоноличивания.

$$600 \cdot 0,36 = 216 \text{ кН} < 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,14(0,36 - 0,14/2) + 0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot (0,14 - 0,1) \cdot (0,36 - 0,1 - \frac{0,14 - 0,1}{2}) +$$

$$+ 0,8 \cdot 11,5 \cdot 10^3 \cdot 0,159 \cdot 0,14(0,36 - 0,14/2) +$$

$$+ 365 \cdot 10^3 \cdot 24,63 \cdot 10^{-4} (0,36 - 0,04) = 478,6 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Условие выполняется, прочность стыка обеспечена.

### 6.3. Жёсткий стык с торцовыми листами

Для колонн под тяжёлыми нагрузками рекомендуется принимать сварные стыки со стальными торцовыми листами и центрирующей прокладкой. В таких стыках часть продольной арматуры колонн может привариваться к торцовым листам или просто обрываться (рис.6.4).

В стыках с обрывом стержней расчётными являются размеры центрирующей прокладки, размеры сварных швов и параметры косвенного армирования.

В случае если продольная арматура приваривается к вертикальным листам, торцовые листы на монтаже обвариваются по всему контуру и передача усилий осуществляется непосредственно с арматуры на арматуру. Вертикальные листы, привариваемые к торцовым листам, выполняют роль «обоймы», сдерживающей поперечные деформации бетона и увеличивающей его прочность. При этом на местное смятие расчёт не производится, однако в зоне стыка устанавливаются не менее четырех конструктивных сеток. Такой стык в настоящее время применяется редко, однако его изучение полезно в учебных целях с точки зрения понимания работы подобных узлов и динамики развития технических решений железобетонных конструкций.

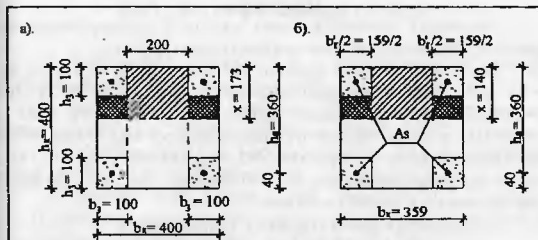


Рис. 6.3. Расчётные сечения стыка  
а) без учёта бетона замоноличивания;  
б) с учётом бетона замоноличивания;

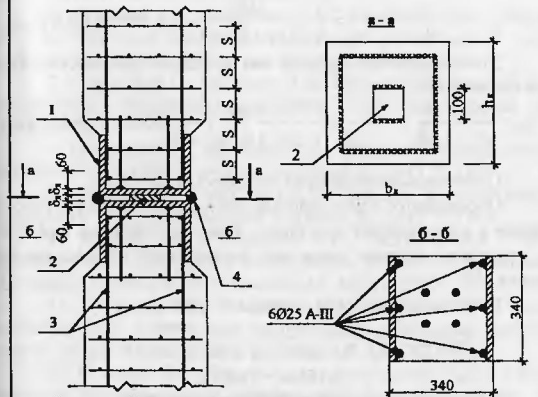


Рис. 6.4. Сварной стык с торцовыми листами

1. Торцовые листы 340x340x20
2. Центрирующая прокладка 100x100x3
3. Рабочие стержни 6025 А-III
4. Сварные швы

### Пример 6.2

Расчитать прочность стыка колонн с центрирующей прокладкой и торцовыми листами при следующих данных:

Расчётное усилие в колонне  $N=1400$  кН, бетон класса В25,  $R_b=14,5$  МПа. Продольная рабочая арматура 6Ø25 А-Ш,  $A_s=29,45$  см<sup>2</sup>,  $R_{sc}=365$  МПа, сетки косвенного армирования из стали Вр-1, Ø5 мм,  $R_s=410$  МПа, размеры центрирующей прокладки 100-100 мм,  $\delta=3$  мм. Сварка производится электродами Э42,  $R_{wst}=410$  МПа,  $R_{wv}=180$  МПа. Размеры торцовых листов  $h_f = b_f = 340 \times 340$  мм, толщиной 20 мм, сечение колонны  $b \times h = 400 \times 400$  мм.

Определяется длина стыковых сварных швов

$$l_{wst} = 4(b_n - 60) = 4 \cdot 340 = 1360 \text{ мм} = 136 \text{ см.}$$

Вычисляется толщина шва из условия прочности по металлу

шва

$$k_f = \frac{N}{\beta_f \cdot \ell_w \cdot R_{wv} \cdot \gamma_{wv} \cdot \gamma_c} = \frac{1400}{0,7 \cdot 1,36 \cdot 180 \cdot 10^3 \cdot 1,1} = 0,00816 \text{ м} = 8,16 \text{ мм}$$

Устанавливается толщина шва из условия прочности по границе сплавления

$$k_f = \frac{N}{\beta_z \cdot \ell_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{1400}{1 \cdot 1,36 \cdot 410 \cdot 10^3 \cdot 1,1} = 0,00251 \text{ м} = 2,51 \text{ мм}$$

Окончательно принимаем толщину шва  $k_f = 9$  мм.

Определяется длина сварных швов, прикрепляющих рабочие стержни к вертикальным пластинам. Задаёмся толщиной шва  $k_f = 6$  мм, количество сварных швов при двусторонней обварке каждого стержня — 12.

Из условия прочности по металлу шва

$$\ell_{wst} = \frac{N}{12k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wv} \cdot \gamma_{wv} \cdot \gamma_c} = \frac{1400}{12 \cdot 0,006 \cdot 0,7 \cdot 180 \cdot 10^3 \cdot 1,1} = 0,154 \text{ м} = 15,4 \text{ см.}$$

Из условия прочности на границе сплавления

$$\ell_{wst} = \frac{1400}{12 \cdot 0,006 \cdot 1 \cdot 410 \cdot 10^3 \cdot 1,1} = 0,047 \text{ м} = 4,7 \text{ см}$$

Принимаем длину сварных швов с учетом неперова

$$l_{wst} = 15,4 + 1 = 16,4 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем высоту вертикальных листов 160 мм, толщину 10 мм.

### Библиографический список

1. Байков В.Н., Ситалов Э.Е. "Железобетонные конструкции." Общий курс., М., Стройиздат, 1991.
2. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г., "Железобетонные и каменные конструкции", Москва, "Высшая школа", 1987.
3. Дыховичный Ю.А., Максименко В.А. "Сборный железобетонный унифицированный каркас", М., Стройиздат, 1986.
4. Дроздов П.Ф., Додонов М.И., Паньшин Л.Л., Саруханян Р.Л., "Проектирование и расчет многэтажных гражданских зданий и их элементов". Учебное пособие, М. Стройиздат. 1986
5. Кузнецов В.С. Егоров Б.В. "Основы расчета и конструирования сборных железобетонных элементов". Методические указания, М., МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1990.
6. Кузнецов В.С., Малахова А.Н., Косоруков В.А., Пятницкий А.А. "Усиление элементов строительных конструкций". Методические указания, М., МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1994.
7. Кузнецов В.С., Малахова А.Н. "Применение компьютера в преподавании инженерных дисциплин". Учебное пособие, М., МГСУ, 1996.
8. Кузнецов В.С., Малахова А.Н. "Каталог Железобетонных конструкций", ч 1, Методические указания, М., МГСУ, 1998.
9. Кузнецов В.С., Малахова А.Н. "Каталог Железобетонных конструкций", ч 2, Методические указания, М., МГСУ, 1998.
10. Кузнецов В.С., Малахова А.Н., Пастухова Я.З. "Расчет железобетонных конструкций одноэтажных каркасных промышленных зданий", Методические указания, М., МГСУ, 1998.
11. Кузнецов В.С., Малахова А.Н., Пастухова Я.З. "Расчет железобетонных конструкций многэтажных каркасных промышленных зданий", Методические указания, М., МГСУ, 1999.
12. Кузнецов В.С. "Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций", Учебное пособие, М., АСВ, 2000.
13. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып 3. Конструкции жилых зданий. (к СНиП 2.08.01-85) ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры, М., 1989.
14. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01- 84), ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР, Москва, 1986.

15. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84) части 1 и 2, ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР, Москва, 1990.

16. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. Москва, 1998.

17. СНиП 11-23-81\*. Металлические конструкции. Нормы проектирования. Москва, 1991.

18. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. ч.1. Стройиздат, 1972.

19. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. ч.2. Стройиздат, 1972.

20. Руководство по расчету и конструированию железобетонных ферм покрытий. НИИЖБ, ЦНИИПромзданий, Промстройпроект, ПИ-1, НИИСК, М., 1971.

21. Руководство по проектированию и выполнению замонolithicенных стыков колонн железобетонных каркасных многоэтажных зданий. М., НИИЖБ, 1976.

22. Рекомендации по расчету прочности и трещиностойкости узлов преднапряженных железобетонных ферм. М., НИИЖБ Госстроя СССР, 1976.

23. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного и гражданского строительства. Справочник проектировщика. М., Стройиздат, 1981.

24. Фомичев В.И., Бедов А.И., Фролов А.К., Шеховцов М.К. "Расчет и проектирование элементов несущей системы одноэтажных зданий производственного назначения". Учебное пособие, М., МИСИ им. В.В. Куйбышева, 1988.

## ПРИЛОЖЕНИЕ

Таблица 1

ЗНАЧЕНИЯ  $\xi$ ,  $\zeta$  и  $A_0$  ( $a_{0n}$ ) ДЛЯ РАСЧЕТА ПО ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

$\xi$	$\zeta$	$A_0$	$\xi$	$\zeta$	$A_0$	$\xi$	$\zeta$	$A_0$
0,01	0,995	0,01	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,37
0,02	0,99	0,02	0,260	0,87	0,226	0,50	0,750	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,243	0,53	0,735	0,390
0,06	0,97	0,058	0,30	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,96	0,077	0,32	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,086	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,407
0,10	0,95	0,095	0,34	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,820	0,295	0,60	0,700	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,38	0,810	0,308	0,62	0,690	0,433
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,40	0,800	0,320	0,64	0,680	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,91	0,164	0,42	0,790	0,332	0,66	0,670	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,900	0,180	0,44	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,46	0,770	0,354	0,70	0,650	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,360	0,74	0,630	0,466
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365	0,76	0,620	0,471

Примечание:

- для расчета прямоугольных сечений используются формулы  $A_0 = M/R_b b h_0^2$ ;  $A_0 = \xi(1-0,5\xi)$ ;  $\xi = x/h_0$ ;  $\zeta = 1-0,5\xi$

$$0,01 < \frac{x}{h_0} < 0,26$$

$$10 \text{ мм} < x < 760 \text{ мм}$$

Таблица 2

ВЕЛИЧИНЫ СОПРОТИВЛЕНИЙ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА ДЛЯ  
ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ ПЕРВОЙ И ВТОРОЙ ГРУПП И  
НАЧАЛЬНЫХ МОДУЛЕЙ УПРУГОСТИ

ПО СНиП 2.03.01-84\*

Класс Бетона <b>B</b>	Сжатие осевое, МПа		Растяжение осевое, МПа		Модуль упру- ости, МПа $E_b \cdot 10^{-1}$
	$R_{bn}$	$R_b$	$R_{b,cr}$	$R_{bt}$	
B5	3,5	2,8	0,55	0,37	13 (11,5)
B7,5	5,5	4,5	0,70	0,48	16 (14,5)
B10	7,5	6,0	0,85	0,57	18,0 (16,0)
B12,5	9,5	7,5	1,00	0,66	21,0 (19,0)
B15	11,0	8,5	1,15	0,75	23,0 (20,5)
B20	15,0	11,5	1,40	0,90	27,0 (24,0)
B25	18,5	14,5	1,60	1,05	30,0 (27,0)
B30	22,0	17,0	1,80	1,20	32,5 (29,0)
B35	26,5	19,5	1,95	1,30	34,5 (31,0)
B40	29,0	22,0	2,10	1,40	36,0 (32,5)
B45	32,0	25,0	2,20	1,45	37,5 (34,0)
B50	35,0	27,6	2,30	1,55	39,0 (35,0)
B55	39,5	30,0	2,40	1,60	39,5 (35,5)
B60	43,0	33,0	2,50	1,65	40,0 (36,0)

Примечание. В скобках указаны модули упругости для тяжелого бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении.

Таблица 3

ХАРАКТЕРИСТИКИ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ АРМАТУРЫ

Класс арматуры	Диаметр арматуры мм, $d$	Расчетные сопротивления для предельных состояний				Модуль упругости МПа, $E_s \cdot 10^{-4}$
		II группа, МПа		I группа, МПа		
		Растяжению МПа $R_{sk}$	Растяжению продольной арматуры $R_s$	Растяжению (от поперечной силы) $R_{sp}$	Сжатие $R_{sc}$	
A-I	6-40	235	225	175	225	21
A-II	10-40	295	280	225	280	21
A-III	6-8	390	355	285	355	20
	10-40	390	365	290	365	20
A-IV	10-32	590	510	405	450	19
A-V	10-32	785	680	545	500	19
A-VI	10-22	980	815	650	500	19
A-VII	10-32	980	815	785	500	19
A-VIII	10-28	1175	980	785	500	19

Таблица 4

## ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРОВОЛОЧНОЙ АРМАТУРЫ

Класс арматуры	Диаметр арматуры мм, $d$	Расчетные сопротивления для предельных состояний				Модуль упругости МПа, $E_s \cdot 10^{-4}$
		II группы МПа		I группы, МПа		
		Растяжению МПа $R_{sp}$	Растяжению продольной арматуры $R_s$	Растяжению (от поперечной силы) $R$	Сжатию $R_{sc}$	
Вр-1	3 - 5	490	410	290	400	17
Вр-11	3	1500	1250	1000	400	20
	4 - 5	1400	1170	940	400	20
	6	1200	1000	785	400	20
	7	1100	915	730	400	20
	8	1000	850	680	400	20
В-11	3	1500	1250	1000	400	20
	4 - 5	1400	1170	940	400	20
	6	1300	1050	835	400	20
	7	1200	1000	785	400	20
К-7	6 - 12	1500	1250	1000	400	18
	15	1400	1180	945	400	18
К-19	14	1500	1250	1000	400	18

Таблица 5

## СОРТАМЕНТ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ АРМАТУРЫ

Диаметр мм	Расчетная площадь поперечного сечения, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Масса 1 м длины, кг		Наименее диаметр в сорimente арматуры					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	I-V	II-V	III-V	IV-V	V-V	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052							
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092							
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144							
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222							
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+	+	+	+	
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+	+	
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	+	+	
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	+	+	
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	+	
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	+	+	
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,456	+	+	+	+	+	+	
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	+	+	
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	+	+	+	+	
28	618,8	1237	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	+	+	+	+	
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	+	+	+	+	
36	1017,9	2036	3094	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	+	+	+	+	
40	1296,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	1005	1131	9,865	+	+	+	+	+	+	

Примечание: Знак «+» означает наличие диаметра в сорimente для арматуры данного класса.



### СОРТАМЕНТ ПРОВОЛОЧНОЙ АРМАТУРЫ

Таблица 6

Диаметр мм	Расчетная площадь поперечного сечения, мм <sup>2</sup> , при числе стержней									Масса 1 м длины, кг	Наличие диаметра в сортаменте арматуры классов		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		Вр-1	В-11	Вр-11
	3	4	5	6	8	9	0,052	+	+				
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	+	+	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	+	+	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	+	+	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222		+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395		+	+

Таблица 7  
СОРТАМЕНТ КАНАТНОЙ АРМАТУРЫ

Класс каната	Диаметр	Масса 1 м длины, кг	Расчетная площадь поперечного сечения, мм <sup>2</sup> , при числе стержней								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3
	9	0,402	51	102	153	204	255	306	357	408	459
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	815,4
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4
К-19	14,2	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5	772,2	900,9	1029,6	1158,3

Примечание. Номинальный диаметр арматурного каната соответствует диаметру окружности, описанной вокруг его сечения.

Таблица 8  
НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛИ И СВАРНЫХ И БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ. КН/СМ.<sup>2</sup>  
(ГОСТ 277772-88)

Сталь	Вид проката	Толщина мм	$R_{yH}/R_{yH}$	$R_y$	$R_p$	$R_t$	$R_{wt}$	$R_{sp}$
С235	Л, Ф	до 20	23,5/35	23	35	13,5	16	47,5
	Л, Ф	21-40	22,5/36	22	35	12,5	16	47,5
	Л	41-100	21,5/36	35	35	12	16	47,5
С245	Л, Ф	2-20	24,5/37	24	36	14	16,5	48,5
	Ф	21-30	23,5/37	23	36	13,5	16,5	48,5
С255	Л	4-10	24,5/38	24	37	14	17	50
	Ф	4-10	25,2/38	25	37	14,5	17	50
	Л	11-20	24,5/37	24	36	14	16,5	48,5
	Ф	21-40	23,5/37	23	36	13,5	16,5	18,5
С275	Л, Ф	2-10	27,5/38	27	37	15,5	17	50
	Л	11-20	26,5/37	26	36	15	16,5	48,5
С285	Л	4-10	27,5/39	27	38	15,5	17,5	51,5
	Л	11-20	26,5/38	26	37	15	17	50
	Ф	4-10	28,5/40	28	39	16	18	52,5
	Ф	11-20	27,5/39	27	38	15,5	17,5	51,5
С345	Л, Ф	2-10	34,5/49	33,5	48	15,5	22	64,5
	Л, Ф	11-20	32,5/47	31,5	46	19,5	21	62
	Л, Ф	21-40	30,5/46	30	45	18	20,5	60,5
С375	Л, Ф	2-10	37,5/51	36,5	50	21	23	67
	Л, Ф	11-20	35,5/49	34,5	48	20	22	64,5
С390	Л, Ф	21-40	33,5/48	32,5	47	19	21,5	63
	Л	4-50	39/54	38	52,5	22	24,5	71
С440	Л	4-30	44/59	43	57,5	25	26,5	77,5
	Л	31-50	41/57	40	55,5	23	25,5	75
С590	Л	10-36	54/63,5	51,5	62	30	28,5	83

Примечания:

1. Для сталей С345 и С375 характеристики листового (Л) и фасонного (Ф) проката совпадают;

2. Из сталей С390, С440 и С590 фасонный прокат не выпускают.

Таблица 9  
НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТЯВЛЕНИЯ МЕТАЛЛА  
ШВОВ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ С УГЛОВЫМИ ШВАМИ

Сварочные материалы		$R_{\text{нпн}}$ кН/см <sup>2</sup>	$R_{\text{нр}}$ кН/см <sup>2</sup>
Тип электрода (по ГОСТ 9467-75)	Марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А, Св-08ГА	41	18
Э46, Э46А	Св-10ГА, Св-08Г2С, Св-08Г2СЦ	45	20
Э50, Э50А	ПП-АН8, ПП-АН3	49	21
Э60	Св-08Г2С*, Св-08Г2СЦ*, Св-10НМА, Св-10Г2	59	24
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХНГ2МЮ	68,5	28
Э85	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХНГ2МЮ	83,5	34

Примечание.\* Применяются только для швов с катетом  $k \leq 8$  мм из стали с пределом текучести 44 кН/см<sup>2</sup> (4500 кгс/см<sup>2</sup>) и более.

Таблица 10  
ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $\beta_f$  И  $\beta_z$  ДЛЯ УГЛОВЫХ ШВОВ

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки $d$ мм	Положение шва	Коэф- фици- нты	Значения коэффициентов при катетах швов мм			
			3-8	8-12	14-16	>18
Автоматиче- ская $d = 3-5$	В лодочку	$\beta_f$	1,1			0,7
		$\beta_z$	1,5			1,0
	Нижнее	$\beta_f$	1,1	0,9		0,7
		$\beta_z$	1,15	1,05		1,0
Автоматиче- ская и полу- автоматиче- ская $d = 1,4-2$	В лодочку	$\beta_f$	0,9		0,8	0,7
		$\beta_z$	1,05		1,0	
	Нижнее, гори- зонтальное, вертикальное	$\beta_f$	0,9	0,8		0,7
		$\beta_z$	1,05		1,0	
Ручная; полу- автоматиче- ская $d < 1,4$ или порош- ковая прово- лока	В лодочку, нижнее, гори- зонтальное, вертикальное, потолочное	$\beta_f$	0,7			
		$\beta_z$	1,0			

Таблица 11  
КОЭФФИЦИЕНТЫ  $\phi$  ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

Гиб- кость $\lambda$	Коэффициенты $\phi$ для элементов из стали с расчетным сопротивлением $R_t$ , МПа											
	200	240	280	320	360	400	440	480	520	560	600	640
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	99
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	94	89
180	233	196	170	150	135	123	112	104	97	91	85	81
190	210	177	154	136	122	111	102	94	88	82	77	73
200	191	161	140	124	111	101	93	86	80	75	71	67
210	174	147	128	113	102	93	85	79	74	69	65	62
220	160	135	118	104	94	86	77	73	68	64	60	57

Примечание. Значения коэффициентов  $\phi$  увеличены в 1000 раз.

Таблица 12

НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ ПРИ РАСТЯЖЕНИИ, СЖАТИИ И ИЗГИБЕ ЛИСТОВОГО (ЛЛ), ШИРОКОПОЛОСНОГО УНИВЕРСАЛЬНОГО (ШУП), И ФАСОННОГО ПРОКАТА (ФП) ПО ГОСТ 27772-88 ДЛЯ СТАЛЬНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Сталь	Толщина проката мм.	Нормативное сопротивление МПа				Расчетное сопротивление МПа			
		ЛЛ, ШУП		ФП		ЛЛ, ШУП		ФП	
		$R_{sp}$	$R_{sp}$	$R_{sp}$	$R_{sp}$	$R_s$	$R_s$	$R_s$	$R_s$
С235	2-20	235	360	235	360	230	350	230	350
	21-40	225	360	225	360	220	350	220	350
	40-100	215	360	-	-	210	350	-	-
	>100	195	360	-	-	190	350	-	-
С245	2-20	245	370	245	370	240	360	240	360
	21-30	-	-	235	370	-	-	230	360
С255	2-3,9	255	380	-	-	250	370	-	-
	4-10	245	380	255	380	240	370	250	370
	11-20	245	370	245	370	240	360	240	360
	21-40	235	370	235	370	230	360	230	360
С275	2-10	275	380	275	390	270	370	270	380
	11-20	265	370	275	380	260	360	270	370
	2-3,9	285	390	-	-	280	380	-	-
С285	4-10	275	390	285	400	270	380	280	390
	11-20	265	380	275	390	260	370	270	380
	2-10	345	490	345	490	335	480	335	480
С345	11-20	325	470	325	470	315	460	315	460
	21-40	305	460	305	460	300	450	300	450
	41-60	285	450	-	-	280	440	-	-
	61-80	275	440	-	-	270	430	-	-
	80-160	265	430	-	-	260	420	-	-
С375	2-10	375	510	375	510	365	500	365	500
	11-20	355	490	355	490	345	480	345	480
	21-40	335	480	335	480	325	470	325	470
С390	4-50	390	540	-	-	380	530	-	-
С440	4-30	440	590	-	-	430	575	-	-
	31-50	410	570	-	-	400	555	-	-
С590	10-36	540	635	-	-	515	605	-	-

Примечание. За толщину фасонного проката принимается толщина полки.

Таблица 13

Значения  $\omega_{\text{ан}}$ ,  $\Delta\lambda_{\text{ан}}$  и минимальные значения  $\lambda_{\text{ан}}$

Условия работы ненапрягаемой арматуры	Коэффициенты для определения анкеровки ненапрягаемой арматуры						
	$\omega_{\text{ан}}$	$\Delta\lambda_{\text{ан}}$	Периодического профиля		гладкой		
			$\lambda_{\text{ан}}$	$l_{\text{ан}}$	$\lambda_{\text{ан}}$	$l_{\text{ан}}$	
			не менее		не менее		
• Заделка арматуры: • Растянутой в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	20	250
	0,5	8	12	200	0,8	15	200
• Сжатой или растянутой в сжатом бетоне	0,9	11	20	250	1,55	20	250
	0,65	8	15	200	1,0	15	200
• Стяжка арматуры внахлестку • В растянутом бетоне							
• В сжатом бетоне							

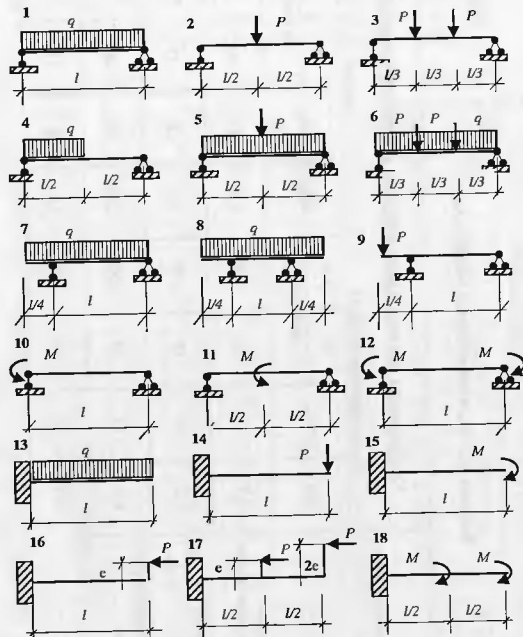


Таблица 15  
ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ  $\varphi_b$  И  $\varphi_{sb}$  ДЛЯ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА

Условия армирования	$\frac{N_e}{N}$	$\varphi$	Коэффициенты $\varphi_b$ и $\varphi_{sb}$ при $l_0/h$							
			6	8	10	12	14	16	18	20
При отсутствии промежуточных стержней или при их площади менее $A_{st,loc}/3$	0	$\varphi_b$	0,93	0,92	0,91	0,89	0,89	0,88	0,86	0,84
		$\varphi_{sb}$	0,93	0,92	0,91	0,89	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	$\varphi_b$	0,92	0,91	0,9	0,86	0,86	0,82	0,78	0,72
		$\varphi_{sb}$	0,92	0,92	0,91	0,88	0,88	0,86	0,83	0,79
	1,0	$\varphi_b$	0,92	0,91	0,89	0,82	0,82	0,76	0,69	0,61
		$\varphi_{sb}$	0,92	0,91	0,9	0,87	0,87	0,84	0,79	0,74
При площади сечения промежуточных стержней более $A_{st,loc}/3$	0	$\varphi_b$	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
		$\varphi_{sb}$	0,92	0,91	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
	0,5	$\varphi_b$	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
		$\varphi_{sb}$	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1,0	$\varphi_b$	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
		$\varphi_{sb}$	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,7	0,63

Примечания:

- $N_e$  — продольная сила от постоянных и длительных нагрузок,  $N$  — продольная сила от действия всех нагрузок.
- $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s$ ,  $\varphi \leq \varphi_{sb}$ .
- $\alpha_s = R_{sc} \mu / \gamma_b R_b$ .
- При  $\alpha_s > 0,5$  принимать  $\varphi = \varphi_{sb}$ .

## Основные буквенные обозначения

### Усилия от внешних нагрузок в поперечном сечении элемента

$M$  - изгибающий момент;  $N$  - продольная сила;  $Q$  - поперечная сила.

### Характеристики материалов

- $R_b, R_{b,ser}$  - расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;  
 $R_{bt}, R_{bt,ser}$  - расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;  
 $R_{b,loc}$  - расчетное сопротивление бетона смятию;  
 $R_{bp}$  - передаточная прочность бетона;  
 $R_s, R_{s,ser}$  - расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;  
 $R_{sw}$  - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;  
 $R_{sc}$  - расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;  
 $E_b$  - начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;  
 $E_s$  - модуль упругости арматуры;  
 $R_{un}$  - временное сопротивление стали разрыву, принимаемое по ГОСТ и ТУ на стали;  
 $R_{yn}$  - предел текучести стали;  
 $R_p$  - расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности;  
 $R_y$  - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;  
 $R_{wc}$  - расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу границы сплавления;  
 $R_{wf}$  - расчетное сопротивление угловых швов срезу по металлу шва;  
 $R_{wm}$  - нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;  
 $R_{bp}$  - расчетное сопротивление смятию болтовых соединений;  
 $\beta_f$  - коэффициент, учитывающий глубину проплавления шва;  
 $\beta_s$  - коэффициент, учитывающий границы сплавления шва;  
 $\gamma_{wc}$  - коэффициент условий работы шва при работе по границе сплавления;  
 $\gamma_{wf}$  - коэффициент условий работы шва при работе по металлу шва;  
 $R_s$  - расчетное сопротивление стали сдвигу;

## Геометрические характеристики

- $b$  - ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового сечения;  
 $b_f, b'_f$  - ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;  
 $h$  - высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;  
 $h_f, h'_f$  - высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;  
 $x$  - высота сжатой зоны бетона;  
 $\xi$  - относительная высота сжатой зоны бетона;  
 $s$  - расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;  
 $e_o$  - эксцентриситет продольной силы  $N$  относительно центра тяжести приведенного сечения;  
 $e_{op}$  - эксцентриситет усилия предварительного обжатия  $P$  относительно центра тяжести приведенного сечения;  
 $l$  - пролет элемента;  
 $l_o$  - расчетная длина элемента;  
 $i$  - радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;  
 $d$  - номинальный диаметр стержней арматурной стали;  
 $A_s, A_{sp}$  - площади сечения ненапрягаемой и напрягаемой арматуры;  
 $A_{s,inc}$  - площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;  
 $\mu$  - коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры к площади поперечного сечения элемента  $bh_o$  без учета свесов сжатых и растянутых полок;  
 $k_f$  - катет шва;  
 $l_w$  - расчетная длина угловых швов.  
 $A$  - площадь всего бетона в поперечном сечении;  
 $A_b$  - площадь сечения сжатой зоны бетона;  
 $A_{tr}$  - площадь растянутой зоны бетона;  
 $A_{red}$  - площадь приведенного сечения элемента;  
 $A_{loc}$  - площадь смятия бетона;  
 $I_{red}$  - момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;  
 $I_s$  - момент;  
 $I$  - момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;  
 $W_{red}$  - момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна.

**Виталий Сергеевич Кузнецов**

**РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СТЫКОВ И УЗЛОВ  
ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ**

Дизайн обложки: *Н.С. Кузнецова*  
Компьютерная верстка *О.Е. Степанов, Ю.В. Козлова*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Сдано в набор 15.04.02  
Подписано к печати 29.07.02. Формат 60х90/16.  
Гарнитура Таймс. Печать офсетная.  
Усл. 8 п.л. Заказ № 3760. Тираж 2000 экз.  
Отпечатано с готовых диапозитивов  
в Мытищинской межрайонной типографии.  
141009, г. Мытищи, ул. Колонцова, д. 17/2. Тел. 586-30-90.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)  
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26  
тел., факс 183-57-42  
e-mail: [iasv@norna.ru](mailto:iasv@norna.ru)

01.8  
184  
184