

**Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет
(СиБАДИ)»**

А.А. Комлев, В.И. Саунин

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Курс лекций

Омск • 2021

УДК 624.012.4
ББК 38.53
К63

Согласно 436-ФЗ от 29.12.2010 «О защите детей от информации, причиняющей вред их здоровью и развитию» данная продукция маркировке не подлежит.

Рецензенты:

д-р. техн. наук, проф. С.А. Матвеев (СибАДИ);
канд. техн. наук, доц. Н.В. Беляев (ООО «БДСК»)

Работа утверждена редакционно-издательским советом СибАДИ в качестве курса лекций.

Комлев, Андрей Александрович.

К63 Железобетонные и каменные конструкции [Электронный ресурс] : курс лекций / А.А. Комлев, В.И. Саунин. – Электрон. дан. – Омск : СибАДИ, 2021. – 1 электрон. опт. диск (DVD-R). – Загл. с этикетки диска.

ISBN 978-5-00113-177-9.

Представляет собой учебно-теоретическое издание, в котором подробно изложены материалы по физико-механическим свойствам бетона и арматуры, основы прочностных и деформативных расчетов железобетонных конструкций, правила их конструирования.

Имеет интерактивное оглавление в виде закладок.

Предназначен для обучающихся всех форм обучения, направления 08.03.01 «Строительство» и специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Подготовлен на кафедре «Строительные конструкции».

Текстовое (символьное) издание (5 МБ)

Системные требования : Intel, 3,4 GHz ; 150 МБ ; Windows XP/Vista/7 ; 1 ГБ свободного места на жестком диске ; программа для чтения pdf-файлов : Adobe Acrobat Reader ; Google Chrome

Редактор Н.И. Косенкова

Техническая подготовка Н.В. Кенжалинова

Издание первое. Дата подписания к использованию 16.06.2021

Издательско-полиграфический комплекс СибАДИ. 644080, г. Омск, пр. Мира, 5
РИО ИПК СибАДИ. 644080, г. Омск, ул. 2-я Поселковая, 1

© ФГБОУ ВО «СибАДИ», 2021

ВВЕДЕНИЕ

Курс лекций по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» разработан в соответствии с рабочей программой курса ФГБОУ ВО «СибАДИ» и предназначен для самостоятельного изучения обучающимися всех форм направления «Строительство» и специальности «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Курс лекция является основным дополнением к рекомендованным учебникам по дисциплине. В издании приведены и перечислены:

- сущность железобетона;
- данные о прочностных и деформативных характеристиках бетона и стальной арматуры;
- основные положения расчета строительных конструкций по двум группам предельных состояний;
- основы теории и практические примеры расчетов прочности нормальных и наклонных сечений железобетонных элементов;
- основные положения расчета железобетонных конструкций с предварительным напряжением;
- расчеты железобетонных конструкций по образованию и ширине раскрытия трещин;
- расчеты железобетонных конструкций по деформациям;
- данные о принципах расчета и конструирования сборных и монолитных железобетонных конструкций жилых и производственных зданий;
- данные о прочностных и деформативных характеристиках материалов каменных кладок;
- конструктивные особенности каменных конструкций;
- основные расчетные положения армированной и неармированной каменной кладки.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ТЕМА 1. Сущность железобетона, область применения. Назначение и размещение арматуры

Железобетон – это комплексный материал, состоящий из бетона и стальной арматуры, работающих совместно.

Сущность железобетона заключается в раскрытии факторов, обеспечивающих совместную работу бетона и арматуры.

Предпосылки применения арматуры

Бетон хорошо работает на сжатие, но хуже (в 10–20 раз) – на растяжение. Сталь хорошо работает как на сжатие, так и на растяжение, поэтому целесообразно использовать ее в растянутых зонах бетонных элементов.

Использование арматуры было бы невозможным без надежного сцепления ее с бетоном, обусловленным:

- адгезией (прилипанием, склеиванием);
- усадкой бетона при твердении, создающей поперечное обжатие арматуры (силы трения);
- периодическим профилем арматуры, образующим бетонные шпонки, работающие на смятие и срез; для арматуры с гладкой поверхностью сцепление обеспечивается концевыми крюками.

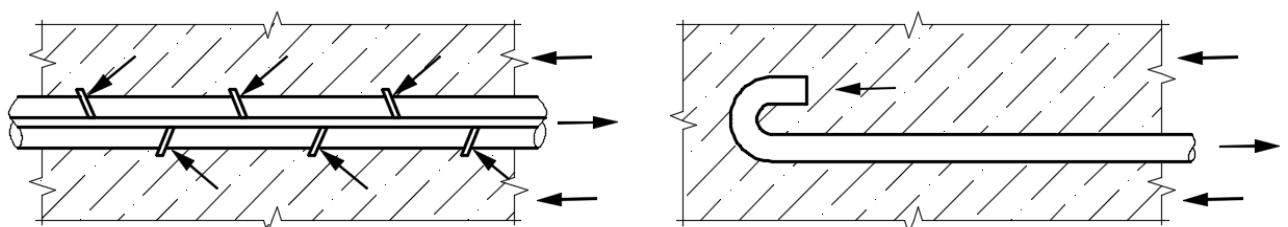


Рис. 1. Заделка арматуры в бетон

Наличие сцепления обеспечивает совместность деформаций бетона и арматуры, на которой базируется методика расчета железобетонных конструкций.

Уравнение совместности:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_s,$$

где ε – относительные ($\Delta l/l$) деформации, используемые при определении напряжений ($\sigma = \varepsilon \cdot E$).

Основной фактор совместности бетона и арматуры

Железобетонные конструкции не могли бы существовать при знакопеременной температуре, если бы не практически одинаковые коэффициенты температурных деформаций бетона и арматуры:

$$\alpha_{tb} = 0,7 \dots 1,4 \cdot 10^{-5} \text{ 1/град} \approx \alpha_{ts} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/град},$$

где α_t – относительные деформации материала при изменении температуры на 1 градус С.

Пример: определить ширину температурного зазора Δ при $\Delta t^0 = 100 \text{ } ^\circ\text{C}$ (диапазон $-50 \dots +50 \text{ } ^\circ\text{C}$), $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ град}^{-1}$, $L_{\text{темп.блока}} = 60 \text{ 000 мм.}$

Решение: $\Delta = 1 \cdot 10^{-5} \cdot 100 \cdot 60 \text{ 000} = 60 \text{ мм}$ между температурными блоками.

Если допустить, что бетон инертен к температуре, то:

- при повышении температуры удлинение арматуры за счет сцепления и плохой работы бетона на растяжение приводило бы к нарушению монолитности конструкции (образование значительных трещин);
- при понижении температуры укорочение арматуры за счет хорошей работы бетона на сжатие приводило бы к нарушению сцепления (в частности, срез бетонных шпонок) арматуры с бетоном, к исключению арматуры.

Достоинства и область применения железобетона

Бетон защищает арматуру:

- от коррозии (прямого воздействия влаги и воздуха);
- механического воздействия (удары, например при монтаже);
- химически агрессивной к металлу среды (кислотоупорные бетоны);
- воздействия огня (огнестойкость металлических конструкций 0,5 часа, огнестойкость железобетона – до 2,5 часов).

Таким образом, достоинства железобетонных конструкций:

- долговечность;
- огнестойкость;
- прочность и хорошая из-за массивности сопротивляемость динамическим воздействиям;
- малые эксплуатационные затраты.

К недостаткам можно отнести значительный вес конструкций, который в определенной степени устраняется разработкой прочных тонкостенных конструкций, внедрением легких бетонов.

Область применения железобетона:

- фундаменты зданий (фундаментные балки, блоки, ростверки, подколонники, сваи);
- вертикальные несущие конструкции (стены, колонны, диафрагмы);
- горизонтальные несущие конструкции (плиты перекрытий, балки);
- ограждающие конструкции (однослойные, двух-трехслойные и стекловолокнистые панели).

Назначение арматуры и ее размещение в конструкции

Основное назначение – работа на растяжение.

Рассмотрим процесс преобразования бетонной балки в железобетонную:

- бетонная неармированная балка на двух опорах от действия поперечной распределенной нагрузки разрушается с появлением нормальной к продольной оси балки трещины в среднем нормальном сечении, раскрытие трещины снизу обусловлено низкой прочностью бетона на растяжение; установка нижней продольной арматуры компенсирует этот недостаток;
- дальнейшее повышение нагрузки может вызвать появление наклонных трещин в опорных наклонных сечениях и в связи с малой эффективностью концевых участков продольной арматуры последующее разрушение балки от сдвига опорных и пролетных участков; наиболее эффективна в данном случае наклонная (90^0 к трещине) арматура, устанавливается также поперечная (более применима по технологическим соображениям) арматура, которую после перехода от вязанных каркасов к сварным продолжают называть как «хомуты»;
- завершает устройство (монтаж) плоских каркасов верхняя продольная монтажная арматура, закрепляющая концы хомутов и наклонных стержней;
- при изготовлении плоские каркасы удобно объединить в пространственные с помощью конструктивной арматуры.

Таким образом, имеем стандартную железобетонную конструкцию.

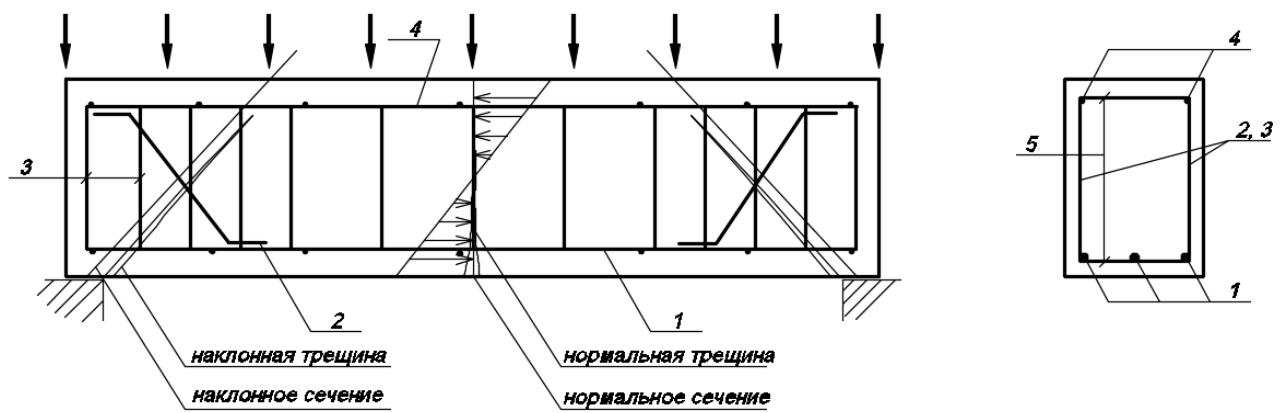


Рис. 2. Назначение арматуры и ее размещение в конструкции:
 1 – рабочая арматура; 2 – наклонная арматура; 3 – поперечная; 4 – монтажная;
 5 – конструктивная

ТЕМА 2. Прочность бетона на осевое сжатие и растяжение

Прочность материала – это параметр, определяемый времененным сопротивлением (напряжение при разрушении) образцов материала.

Для получения проектных характеристик бетона проводят испытания образцов на осевое сжатие и растяжение.

Сжатие

Различают кубиковую и призменную прочность.

Кубиковая прочность – это временное сопротивление образца – куба при сжатии \bar{R} ($\text{кгс}/\text{см}^2$; $\text{Н}/\text{мм}^2$).

При осевом сжатии кубы разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении.

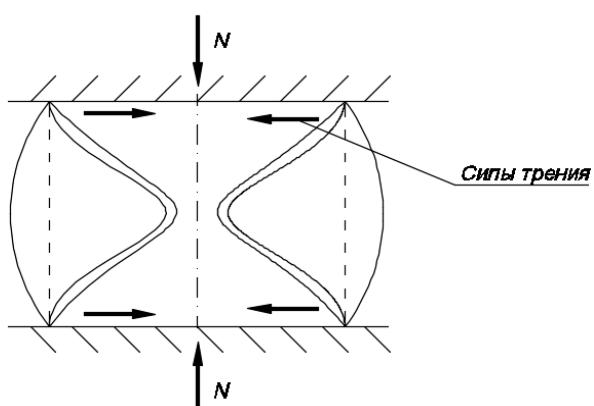


Рис. 3. Осевое сжатие
бетонного куба

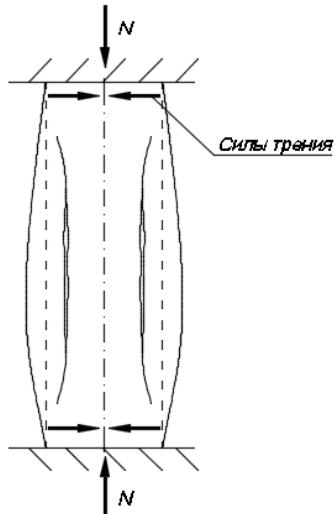
$$\bar{R} = \frac{N_{bp}}{A},$$

где N_{bp} – разрушающая сила;
 A – площадь поперечного
 (действию силы) сечения
 образца.

Кубиковая прочность не отражает действительную прочность бетона в конструкции. Если увеличить высоту образца, то для среднего участка образца можно исключить влияние пластин пресса. Достаточно превышения высоты над стороной основания в 4 и более раза.

Призменная прочность \bar{R}_b – это временное сопротивление образца – призмы (например, размерами 100x100x400 мм) сжатию.

Разрушение по продольным (в отличие от куба) трещинам разрыва.



$$\bar{R}_b = \frac{N_{bp}}{A},$$

Призменная прочность ниже кубиковой и может быть вычислена по формуле $\bar{R}_b \approx 0,75\bar{R}$.

Рис. 4. Осевое сжатие бетонной
призмы

Осевое растяжение

Прочность на растяжение \bar{R}_{bt} может быть определена прямым или косвенным методом.

Прямой метод – по испытанию образца – восьмерки. Прочность на осевое растяжение – это временное сопротивление образца разрыву. Данный метод технически сложен.

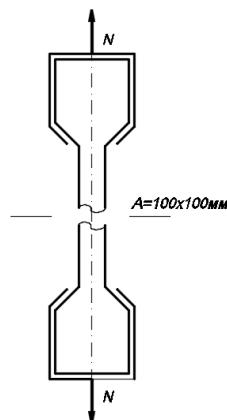


Рис. 5. Осевое растяжение бетонной восьмерки

$$\bar{R}_{bt} = \frac{N_{bp}}{A}.$$

Один из косвенных методов – испытание на изгиб бетонных балок с созданием зоны чистого изгиба.

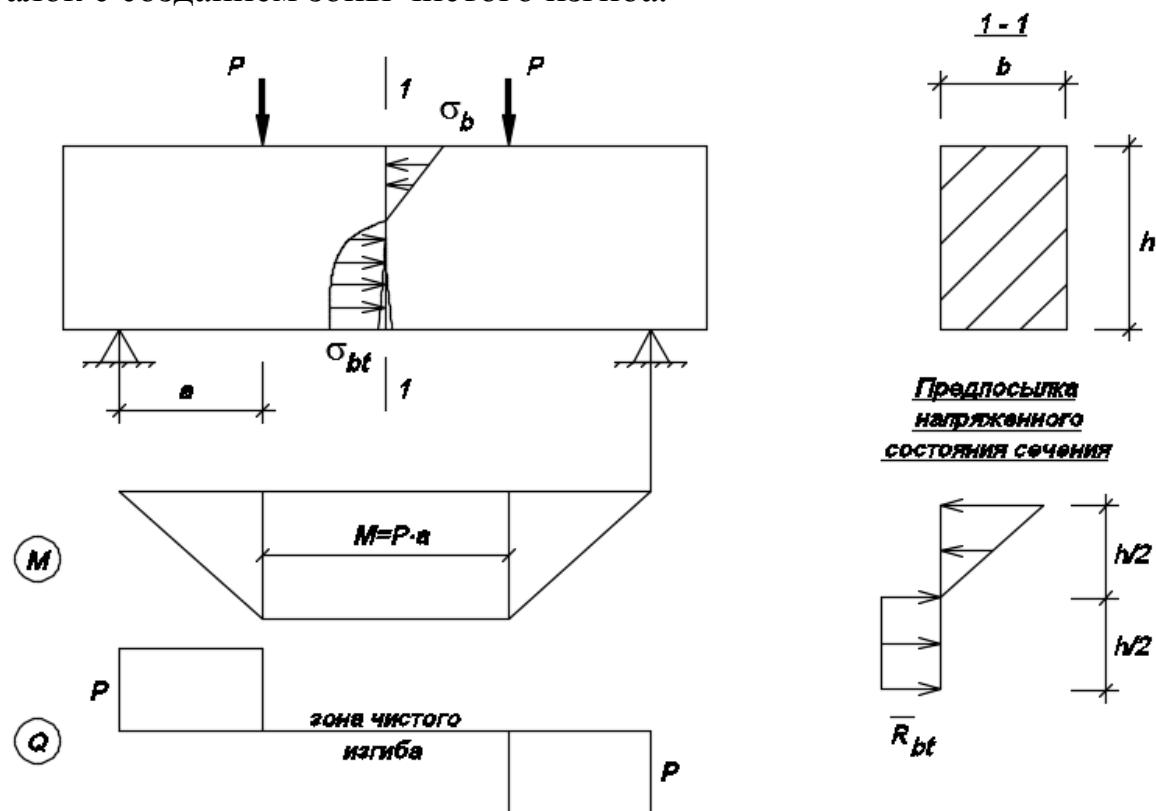


Рис. 6. Испытание на изгиб бетонных балок

Из предпосылки прямоугольной эпюры напряжений в растянутой зоне изгибаемого сечения прочность бетона на осевое растяжение определяется по формуле

$$\bar{R}_{bt} = \frac{P_{bp} \cdot a}{W_{pl}},$$

где P_{bp} – разрушающие сосредоточенные силы;

$W_{pl} = bh^2/3,5$ – упругопластический момент сопротивления.

ТЕМА 3. Классы и марки бетона

В зависимости от назначения и условий эксплуатации устанавливаются показатели качества бетона.

Основной показатель – класс по прочности на осевое сжатие В15; В20 и т. д. (МПа). Введен в 1984 г. взамен показателя прочности – марки бетона М200; М250 и т. д. (кгс/см²).

Вместе с ним при необходимости в проектах указывают:

- класс по прочности на осевое растяжение B_t 1,2; B_t 1,6 и т. д. (МПа); например, для аэродромных плит (трещиностойкость);
- марка по морозостойкости F50; F300 и т. д. (число циклов замораживания и оттаивания);
- марка по водонепроницаемости W2; W4 и т. д. ($\text{кгс}/\text{см}^2$) (показатель проницаемости бетона, характеризующийся максимальным давлением воды, при котором в условиях стандартных испытаний вода не проникает через стандартный образец); для конструкций подземных сооружений, фундаментов;
- марка по средней плотности D1000; D1200 и т. д. ($\text{кг}/\text{м}^3$); для теплоизоляционных конструкций.

Класс и марка бетона на осевое сжатие определяются соответствующим составом бетонной смеси и подтверждается испытаниями контрольных образцов.

Марка бетона на сжатие (M) – это среднее временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размером ребра 150 мм, испытанных через 28 суток хранения при температуре $20 \pm 2 {}^\circ\text{C}$. Для кубов размером 100x100x100 мм – масштабный коэффициент 0,95.

Класс бетона на осевое сжатие (B) – это марка бетона на сжатие с учетом статистической изменчивости прочности, гарантированная на 95% (обеспеченность 0,95).

Изменчивость оценивается методами теории вероятности, ее параметры:

- $R_m = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \bar{R}_i$ – среднее значение временного сопротивления;
- $S_m = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_1^n}$ – стандарт, среднеквадратичное отклонение, характеристика изменчивости прочности, показатель качества;
- по теории вероятности плотность распределения прочности подчиняется закону нормального распределения (симметричная волна);

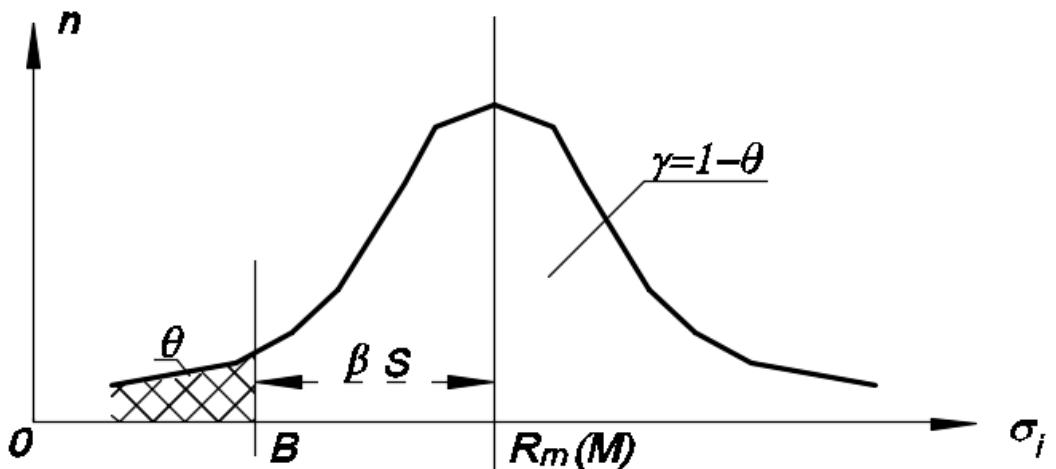


Рис. 7. Закон нормального распределения

– число стандартов, укладывающихся в интервале от среднего значения временного сопротивления (марки) до принимаемого нормативного значения (класса), называют «характеристики безопасности $\beta \approx$ (рис.7);

– на рис.7 θ – вероятность разрушения (отказа); $\gamma = 1 - \theta$ – обеспеченность, мера надежности; связь характеристики безопасности с вероятностью отказа и обеспеченностью отражена в табл. 1.

Таблица 1

β	0	1,65	2	2,25	3,25
θ	0,5	0,05	0,02	0,01	0,001
γ	0,5	0,95	0,98	0,99	0,999

По действующим нормам практически все конструкции имеют $\gamma = 0,95$.

Таким образом, $B = R_m(1-\beta \cdot v)$,
где $v = S_m/R_m$ – коэффициент вариации прочности.

По нормам проектирования принимается $\beta = 1,64$; $v = 0,135$. Для практического пользования (например, контроля заданного класса) имеем $B = M \cdot 0,7786 \cdot 0,0981$ и $M = B / (0,7786 \cdot 0,0981)$, где коэффициент 0,0981 – перевод kgs/cm^2 в МПа, или $B = M \cdot 0,0764$.

Введение класса бетона позволило влиять на экономику бетона (уменьшение расхода цемента за счет повышения совершенства технологии производства).

Пример: $B15 = M200 \cdot 0,0764$ – нормы проектирования.

Совершенное производство	Несовершенное производство
$V = 0,08 < 0,135$	$V = 0,2 > 0,135$
$B15 = M176 (1 - 1,64 \cdot 0,08) \cdot 0,0981$	$B15 = M228 (1 - 1,64 \cdot 0,2) \cdot 0,0981$
Вывод: $R_m = 176 \text{ кгс}/\text{см}^2 < M200$	$R_m = 228 \text{ кгс}/\text{см}^2 > M200$
Снижение расхода цемента, меньше стоимость	Увеличение расхода цемента, больше стоимость

ТЕМА 4. Прочность бетона при мгновенном, кратковременном и длительном загружениях.

Проектные прочностные параметры бетона

Прочностные и деформативные характеристики бетона получают кратковременными (примерно 1 час) испытаниями образцов призм с построением зависимости $\sigma - \varepsilon$.

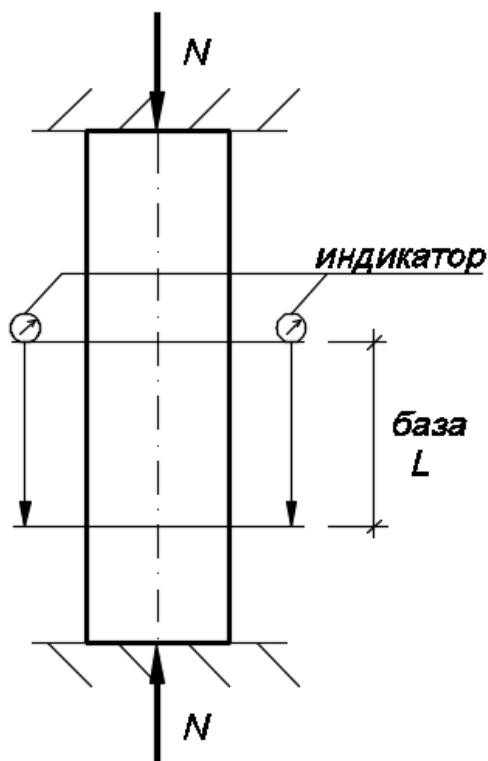


Рис. 8. Испытание образца бетонной призмы
 $\sigma_i = N_i / A$; $\varepsilon_i = \Delta_i / L$.

Проведены специальные испытания для оценки влияния скорости нагружения образцов (рис. 9) на прочность.

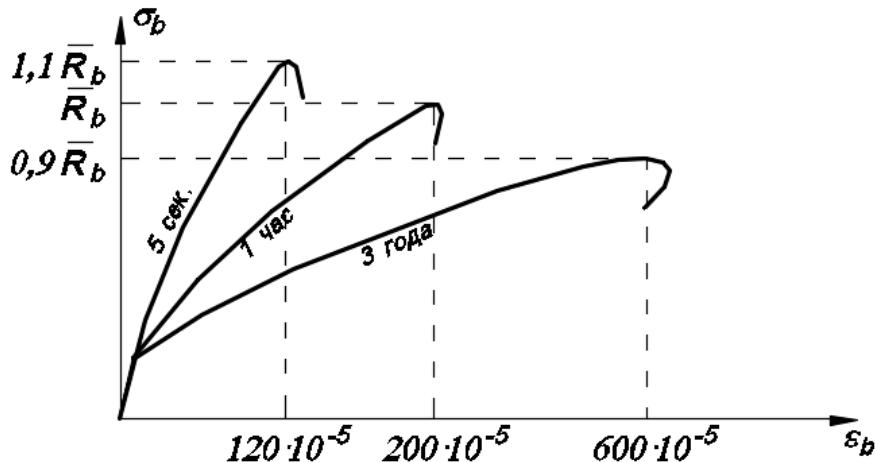


Рис. 9. Влияние скорости нагружения образцов на прочность

Данное обстоятельство учтено при назначении коэффициентов условия работы, на которые умножаются расчетные сопротивления бетона.

- При мгновенном действии расчетных усилий в конструкциях (от ветровой, подвижной и т. д. нагрузок) коэффициент условия работы, учитывающий продолжительность действия нагрузки, $\gamma_{b1} = 1,1$;
- при кратковременном действии, например, испытательной нагрузки $\gamma_{b1} = 1$;
- при длительном действии нагрузки (плиты и балки перекрытий, колонны многоэтажных зданий и пр.) $\gamma_{b1} = 0,9$.

По кратковременным испытаниям (лабораторным) образцов бетона получают временные сопротивления сжатию \bar{R}_b и растяжению \bar{R}_{bt} .

Для проектирования конструкций по этим данным формируют:

- нормативные сопротивления бетона сжатию $R_{b,ser}$ и растяжению $R_{bt,ser}$ (учет изменчивости прочности и обеспеченности 0,95)

$$R_{b,ser}; R_{bt,ser} = \bar{R}_b; \bar{R}_{bt}(1 - \beta \cdot v),$$

где $\beta = 1,64$; $v = 0,135$;

- расчетные сопротивления бетона сжатию R_b и растяжению R_{bt}

$$R_b; R_{bt} = R_{b,ser}; R_{bt,ser} / (\gamma_{bc}; \gamma_{bt}),$$

где γ_{bc} ; γ_{bt} – коэффициент надежности по материалу (бетону) при сжатии и растяжении, например, для всех бетонов, кроме ячеистого $\gamma_{bc} = 1,3$; кроме этого, расчетные сопротивления бетона должны умножаться на коэффициенты условия работы (например, γ_{b1} – см. выше).

ТЕМА 5. Деформативность бетона. Модуль упругости и деформаций, понятие о ползучести

Деформативность бетона изучается для возможности определения продольных деформаций и прогибов конструкций.

Различают объемные (не зависящие от нагрузки) и силовые деформации; к объемным относятся деформации температурные и влажностные (от усадка или набухания). Силовые деформации зависят от нагрузки и включают упругую и пластическую части.

$$\varepsilon_b = \varepsilon_y + \varepsilon_{pl},$$

где ε_b – полные относительные деформации;

ε_y – доля упругих деформаций;

ε_{pl} – доля пластических деформаций.

Бетон – материал упругопластичный; зависимость σ – ε нелинейна из-за проявления ползучести (пластичности) бетона. Ползучесть – свойство бетона деформироваться при неизменных напряжениях (например, нарастание деформаций во время выдержки образца под нагрузкой).

Для определения деформаций при известных напряжениях необходимо знать модули упругости (сопромат: $\varepsilon = \sigma/E$).

Деформативность бетона изучается для возможности определения продольных деформации и прогибов конструкций.

Бетон характеризуется двумя модулями:

– начальным модулем упругости ;

$$E_b = \sigma_b / \varepsilon_y;$$

– модулем деформаций (секущим модулем)

$$E'_b = \sigma_b / \varepsilon_b.$$

Рассмотрим зависимость σ – ε бетона:

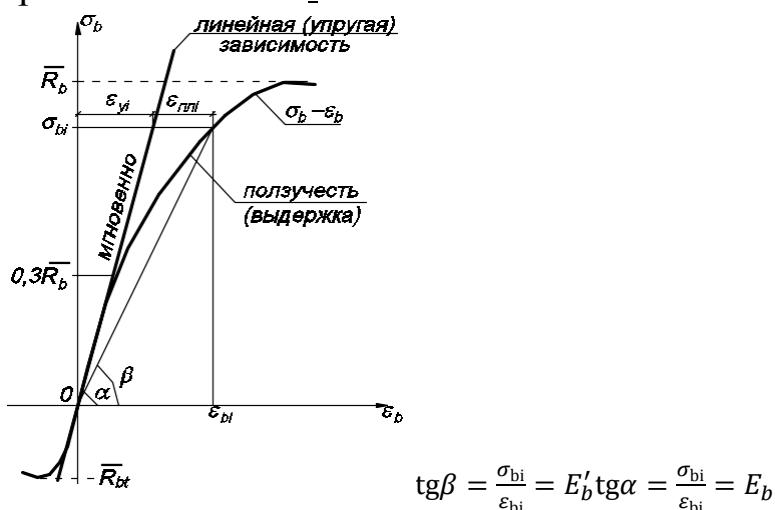


Рис. 10. Зависимость σ – ε

От 0 до напряжения, составляющего 30% от приизменной прочности ($\sigma_{bi} \leq R_b$), наблюдается упругая работа бетона, т.е. $\varepsilon_{n\pi i} = 0$, и $E_b = E'_b = \sigma_{bi} / \varepsilon_{bi}$, тогда начальный модуль упругости может быть определен через полные деформации.

В нормах проектирования модуль деформации E'_b представлен произведением $E_b \cdot v$, где $v \leq 1$ – коэффициент упругопластичности ($v = 0,45$ при кратковременном и $v = 0,15$ при длительном действии нагрузки):

$$E'_b = E_b \cdot v; \\ v = E_b / E'_b \text{ или } v = \varepsilon_y / \varepsilon_b.$$

Продольные силовые деформации сопровождаются поперечными, которые можно определить с помощью коэффициента Пуассона (в уровне начальных напряжений) $\mu = \varepsilon_{n\pi p} / \varepsilon_{n\pi d} = 0,2$.

ТЕМА 6. Виды арматуры. Механические свойства арматурных сталей. Проектные параметры арматуры

Арматура – это гибкие или жесткие стержни, размещенные в бетоне в соответствии с расчетом, конструктивными и технологическими требованиями.

Виды арматуры классифицируют по следующим признакам (для гибкой арматуры):

1) По технологии изготовления:

- горячекатаная стержневая арматура $\varnothing 6 \dots 22$ (шаг 2 мм); 25; 28; 32; 36; 40 мм;
- холоднотянутая проволочная арматура $\varnothing 3 \dots 8$ мм (шаг 1 мм).

2) По профилю поверхности:

- гладкая арматура;
- арматура периодического профиля.

3) По способу применения:

- ненапрягаемая (обычная) арматура, преимущественно мягкие, низкоуглеродистые стали;
- напрягаемая арматура, преимущественно твердые, углеродистые стали.

Механические свойства сталей определяются их прочностными и деформативными характеристиками. К прочностным относятся:

- $\sigma_{\text{врем}}$ – временное сопротивление, напряжения при разрушении;

– σ_T – физический предел текучести мягких сталей, напряжение соответствующее текучести стали (росту деформаций без заметного увеличения напряжений);

– $\sigma_{0,2}$ – условный предел текучести твердых сталей, напряжение соответствующее равенству 0,2% остаточных (пластических) деформаций.

К деформативным характеристикам относятся:

- \bar{E}_s – модуль упругости стали;
- $\delta_5; \delta_{10}$ – полное относительное удлинение после разрыва (5 или 10 – число шагов рисок образца).

Перечисленные характеристики являются сертификационными, указываются в паспортах на арматурную сталь и формируются при обработке диаграммы σ – ε , полученной испытаниями на растяжении стандартных образцов (рис.11).

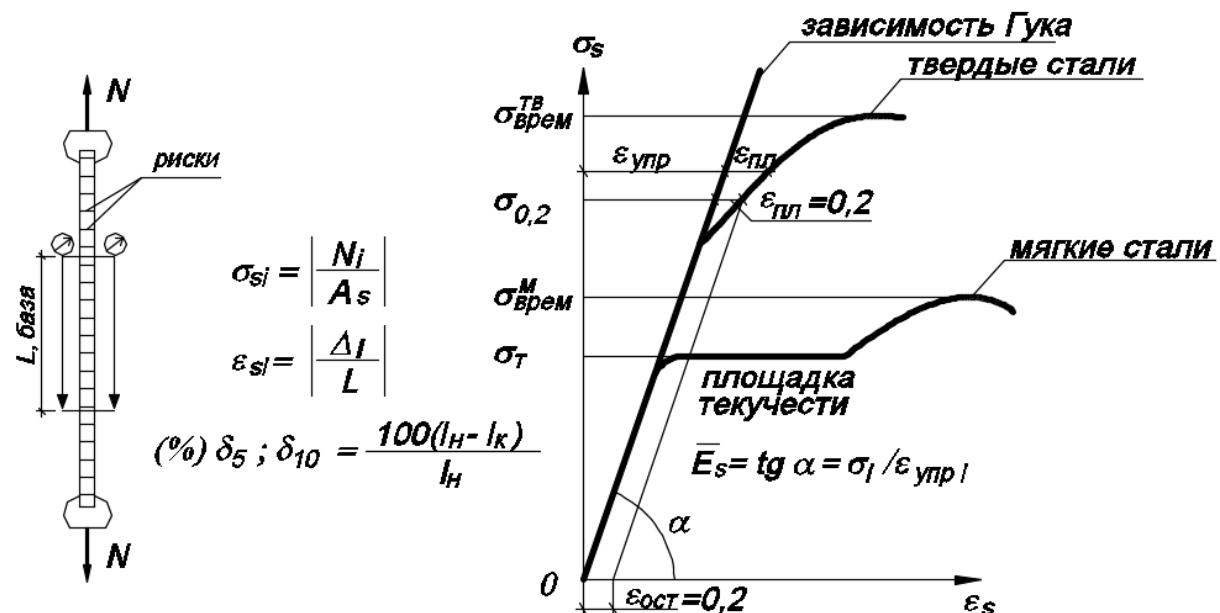


Рис. 11. Диаграмма σ – ε , полученная испытаниями на растяжении стандартных образцов

l_h, l_k – конечная и начальная длина участка образца, включающего 5 или 10 шагов рисок и места разрыва по середине.

Рабочие диапазоны диаграмм σ – ε :

- для мягкой стали – $0 \dots \sigma_T$;
- для твердой стали – $0 \dots \sigma_{0,2}$.

Для проектирования конструкций в результате статистической обработки данных по $\bar{E}_s, \sigma_T, \sigma_{0,2}$ формируют:

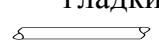
- нормируемый модуль упругости, $E_s \leq \bar{E}_s$;

- нормативное сопротивление арматуры растяжению, $R_{s,ser} \leq \sigma_T, \sigma_{0,2}$ (наименьшее контролируемое значение);
- расчетное сопротивление арматуры растяжению, $R_s = R_{s,ser}/\gamma_s$, где γ_s – коэффициент по материалу (арматуре), $\gamma_s = 1,05 \dots 1,2$;
- расчетное сопротивление арматуры сжатию R_{sc} ;
- расчетное сопротивление растяжению поперечной арматуры $R_{s\omega} = 0,8 R_s$, где 0,8 – коэффициент, учитывающий неравнотность растяжения хомутов в пределах наклонной трещины.

ТЕМА 7. Классификация арматуры. Арматурные изделия

Все арматурные стали подразделяются на классы:

Таблица 2

Классы по			$\delta_5; \delta_{10}$ %	Профиль поверхности
СНиП 2.03.01–84	СП 52–101–2003 $R_{s,ser}$, МПа	СП 63–13330–2012 63–13330–2018 $R_{s,ser}$, МПа		
Горячекатаная стержневая – мягкая				
A – I	A240	A240	≥ 25	Профиль гладкий 
A – II	A300	-	≥ 19	Периодический профиль «винт» 
A – III –	A400 A500	A400 A500	≥ 14 -	Периодический профиль «елочка» 

Окончание табл. 2

Горячекатаная стержневая – твердая				
A – IV A – V A – VI	A600 A800 A1000	A600 A800 A1000	$\geq 8\dots 6$	Периодический профиль «елочка» 
Холодная проволочная – обычная				
Bр – I	B500	Bр500	$\geq 2\dots 3$	Периодический профиль 
Холодная проволочная – высокопрочная				
B – II Bр – II	- Bр1200…Bр1500	- Bр1200…Bр1500	$\geq 4\dots 6$	Профиль гладкий  Периодический профиль 
K – 7 (Ø9;12;15мм) $\downarrow \downarrow \downarrow$ 3 4 5	K1400; K1500	K1400; K1500	-	 * Пряди из 7 проволок, сами проволочки гладкие

Арматура может применяться в виде отдельных стержней и проволок при изготовлении вязаных сеток и каркасов. Наиболее индустриальными и имеющими более надежное сцепление с бетоном являются сварные арматуры изделия:

– **сварные сетки** для армирования плоских панельных конструкций перекрытий; стержни сеток укладываются в двух взаимно перпендикулярных направлениях, сварка в основном точечная; рабочая арматура продольная или поперечная или в обоих

направлениях; стержни, перпендикулярные рабочим – распределительные (монтажные); сетки подразделяются на плоские и рулонные;

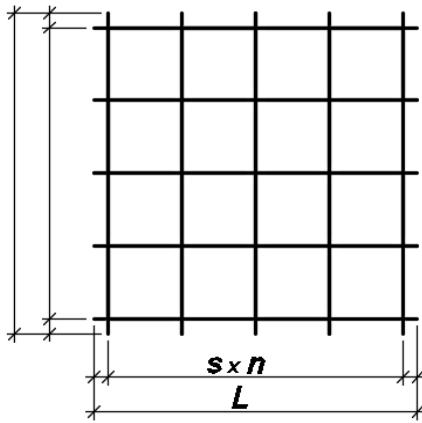


Рис. 12. Сварная сетка

– **сварные каркасы** для армирования линейных (балок, колонн) элементов; могут быть плоскими и пространственными; состоят из продольных рабочих и монтажных стержней и приваренных к ним контактной точечной сваркой поперечных стержней.

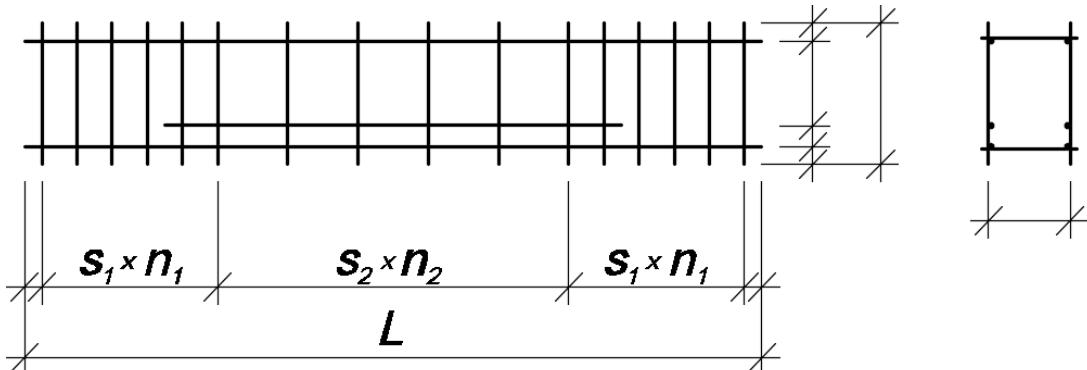


Рис. 13. Сварной каркас

Соотношения между диаметрами продольных d_s и поперечных d_{sw} во избежание пережога тонких стержней d_{sw} : $d_{sw} \geq d_s / 4$ (табл.3).

Таблица 3

d_s , мм	3...12	14; 16	18; 20	22	25; 28; 32	36; 40
d_{sw} , мм	3	4	5	6	8	10

Для предварительно напряженных конструкций к перечисленным выше изделиям могут быть добавлены арматурные высокопрочные заготовки с концевыми анкерами.

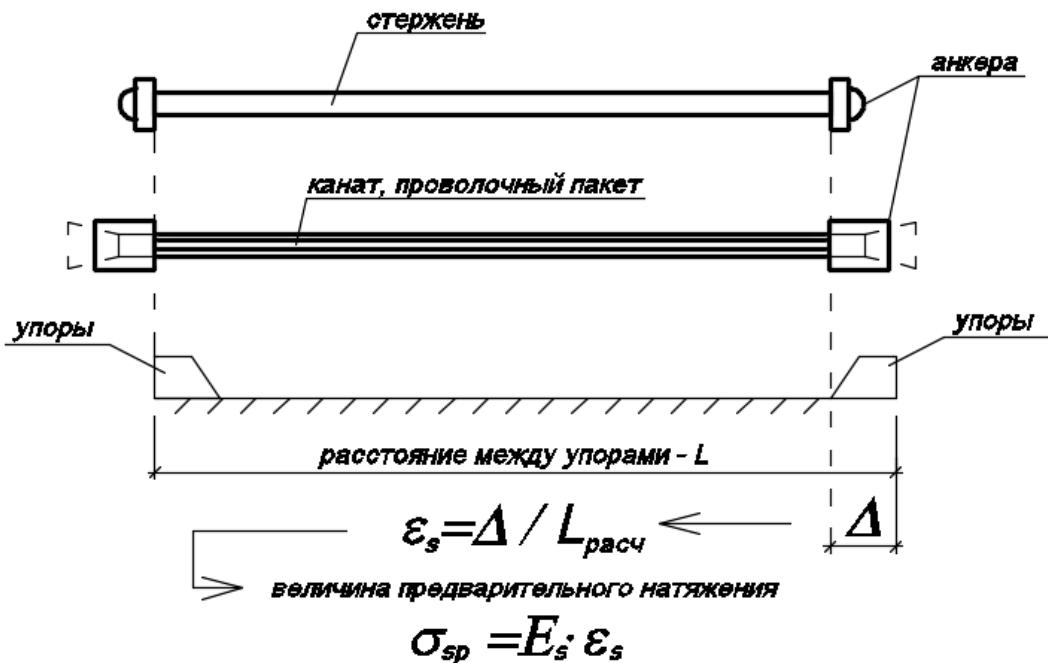


Рис. 14. Предварительное напряжение арматуры

ТЕМА 8. Нормативные и расчетные: нагрузки, сопротивления бетона и арматуры

Все нагрузки по продолжительности действия делятся на:

- постоянные (веса конструкций, пола, кровли и т. д.);
- временные длительные (веса стационарного оборудования, перегородок, половина снеговой нагрузки);
- временные кратковременные (от людей, ремонтного оборудования, ветра, транспорта; половина снеговой нагрузки).

При проектировании нагрузки разделяют на нормативные и расчетные.

Нормативные значения нагрузок определяются средними величинами геометрических размеров, плотностью и интенсивностью размещения; например: нормативная нагрузка от бетонного пола толщиной 100 мм, сплошного, плотность бетона 2000 кг/м³.

$$q^h = \delta \cdot \rho = 0,1 \cdot 2000 = 200 \text{ кгс/м}^2$$

Расчетное значение нагрузки определяются средними величинами с учетом изменчивости, характеризуемой коэффициентом надежности по нагрузке

$$q = q^h \cdot \gamma_f = 200 \cdot 1,1 = 220 \text{ кгс/м}^2$$

Расчетные нагрузки практически всегда выше нормативных ($\gamma_f > 1$).

При проектировании сопротивления бетона и арматуры также подразделяются на нормативные и расчетные.

Нормативные сопротивления определяются средними значениями временных сопротивлений (бетон) и пределами текучести (арматура) с учетом изменчивости характеристик и их обеспеченностью 0,95. Например:

$$R_{b,ser} = \bar{R}_b(1 - 1,64 v) \text{ (см. выше).}$$

Расчетные сопротивления получаются делением нормативных на коэффициенты надежности по материалу. Например:

$$R_s = R_{s,ser} / \gamma_s,$$

где $\gamma_s = 1,05 \dots 1,20$ (см. выше).

Расчетное сопротивление всегда меньше нормативных.

ТЕМА 9. Метод расчета по предельным состояниям

Нормы проектирования предусматривают расчет конструкций по двум группам предельных состояний.

Предельное состояние конструкций – это такое состояние, при котором она перестает удовлетворять требованиям эксплуатации, а именно:

1) требованиям эксплуатации, нарушения которых приводят к разрушению, потере устойчивости положения или формы и т. д. и связано с опасностью людских и экономических потерь;

2) требований удобной, т. е. нормальной эксплуатации; нарушение которых приводит к чрезмерным деформациям (прогибам) и раскрытию трещин; при этом конструкция может удовлетворять требованиям безопасной эксплуатации.

При проектировании: обязателен расчет по I группе предельных состояний – расчет по прочности, основное положение по расчету: должно выполняться условие безопасности

$$F \leq F_u,$$

где F – наибольшее из возможных расчетное усилие в сечении элемента, зависящее от нагрузок;

F_u – наименьшая из возможных несущая способность сечения, зависящая от сопротивления материалов.

При необходимости проводится расчет по II группе предельных состояний – проверка жесткости и трещиностойкости.

Основное расчетное положение должно выполняться по условию

$$\Delta \leq [\Delta],$$

где Δ – определение расчетом от действующих нагрузок и при учете сопротивлений материалов прогибов или ширины раскрытия трещин; $[\Delta]$ – допускаемые нормами предельные значения прогибов или ширины трещин.

В итоге можно сформировать табл. 4:

Таблица 4

Требования эксплуатации	Безопасность	Удобство
Группы предельных состояний	I	II
Положения расчета	$M \leq M_u$ $Q \leq Q_u$ $N \leq N_u$	$f \leq [f]$ $acrc \leq [acrc]$
Нагрузки	Расчетные >	Нормативные
Сопротивления материалов: бетона арматуры	Расчетные < $R_b; R_{bt}$ R_s, R_{sc}, R_{sw}	Нормативные $R_{b,ser}; R_{bt,ser}, E_b$ $R_{s,ser}; E_s$

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

ТЕМА 10. Характерные стадии напряженно-деформированного состояния (НДС) нормальных сечений. Формирования предпосылок расчета по группам предельных состояний

Стадии НДС рассматривают с целью деформирования предпосылок расчета по группам предельных состояний.

Рассматривается нормальное сечение в зоне чистого изгиба изгибаемого элемента; в процессе увеличения нагрузки сечение проходит три характерные стадии НДС:

I стадия НДС – работа без трещин в растянутой зоне

Стадия характерна: в начале упругой работой сжатого и растянутого бетона; в конце стадии по мере увеличения нагрузки – упругой работой сжатого бетона и упругопластичной – растянутого с напряжениями в крайнем растянутом волокне равными прочности на осевое растяжение $\sigma_{bt} = \bar{R}_{bt}$.

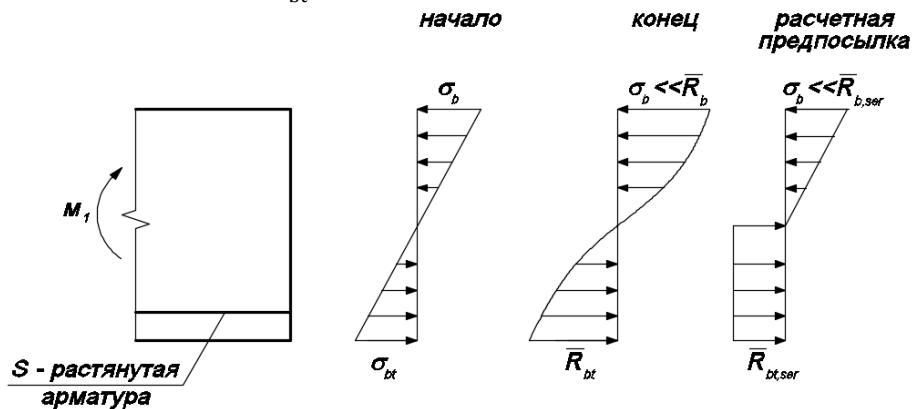


Рис. 15. I стадия НДС

I стадия НДС используется для расчета элементов по образованию трещин (II группа предельных состояний); по сформированной упрощающей предпосылке определяется момент трещинообразования $M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}$ (см. тему 2).

II стадия НДС – устойчивая работа с трещинами в растянутой зоне (эксплуатационная)

Стадия характерна наличием трещин в растянутой зоне, упругопластической работой сжатого и оставшегося растянутого бетона с ординатой \bar{R}_{bt} вверху трещин; активное подключение растянутой арматуры.

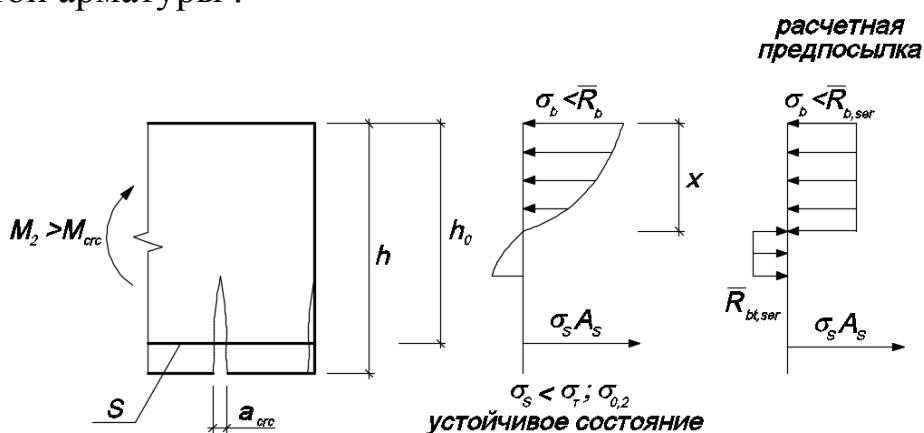


Рис. 16. II стадия НДС:

h – высота сечения; h_0 – рабочая высота; x – высота сжатой зоны;

A_s – площадь поперечного сечения рабочей арматуры

II стадия НДС используется для расчета прогибов и ширины раскрытия трещин (II группа предельных состояний) предпосылка приведена на рис. 16.

III стадия НДС – разрушение

Характер разрушения зависит в основном от количества арматуры. Возможны два случая разрушения от излома изгибающего элемента:

1-й случай – по текучести арматуры, сопровождается раскрытием трещин, прогибами; бетон недогружен. Разрушение плавное, контролируемое. 2-й случай – от раздробления бетона сжатой зоны при повышенном содержании арматуры; арматура недогружена. Разрушение хрупкое, внезапное, неконтролируемое.

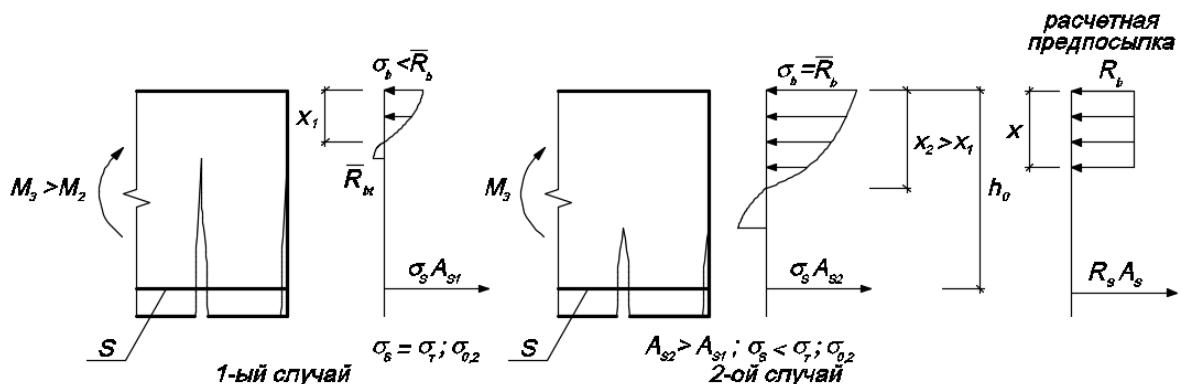


Рис. 17. III стадия НДС

Случаи разрушения различаются высотой сжатой зоны. При высоте ниже граничной ($x_1 \leq x_R$) – 1-й случай, при высоте выше граничной ($x_2 > x_R$) – 2-й случай; x_R – граничная высота сжатой зоны, при которой текучесть арматуры и раздробление бетона достигаются одновременно. Или с введением параметров: $\xi = x/h_0$ – относительная высота сжатой зоны и $\xi_R = x_R/h_0$ – граничная относительная высота сжатой зоны; 1-й случай разрушения наблюдается при $\xi \leq \xi_R$, 2-й случай при $\xi > \xi_R$. Величина ξ_R зависит только от R_b и R_s и соответствующих им продольным деформациям бетона и арматуры, находится в диапазоне $0,40 \leq \xi_R \leq 0,60$.

При проектировании предпочтителен 1-й случай, т. е. $\xi \leq \xi_R$ (при $x = x_R$ и $\xi = \xi_R$ сжатая зона на пределе).

III стадия НДС используется при расчете несущей способности сечения (I группа предельных состояний). Предпосылки:

- в сжатой зоне прямоугольник напряжений (эпюра) с ординатой R_b ;
- работой растянутого бетона пренебрегают;
- растяжения в растянутой арматуре $\sigma_s = R_s$ при $\xi \leq \xi_R$.

ТЕМА 11. Расчет прочности нормальных сечений прямоугольного профиля с одиночной арматурой. Типы задач

Рассматривается предельное состояние I группы. Сечение, имеющее арматуру только в растянутой зоне, называется сечением с одиночной арматурой. Расчетная схема сечения составлена на базе расчетной предпосылки III стадии НДС. Расчетные формулы составляются на основе уравнений равновесия статики ($\Sigma M=0$; $\Sigma N=0$).

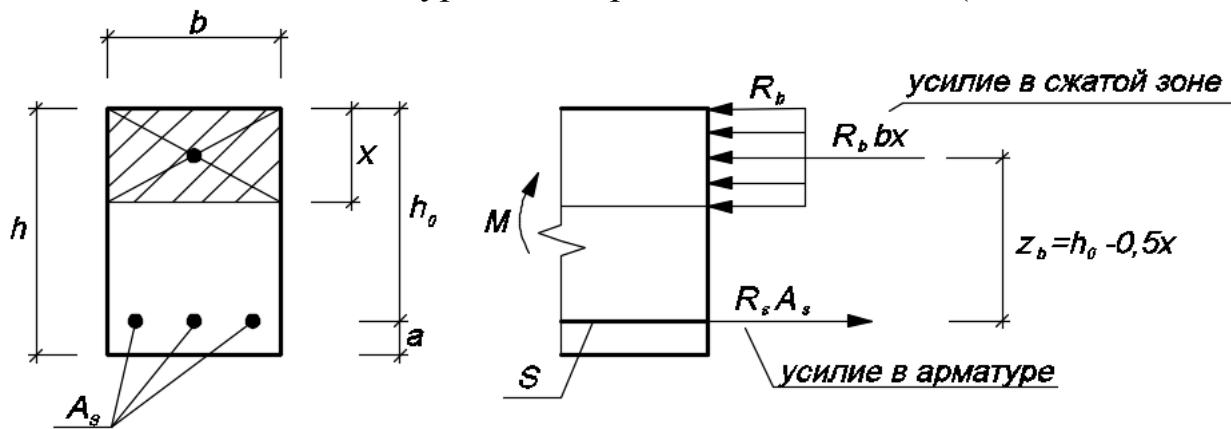


Рис. 18. Расчетная схема сечения:
 $R_b b x$ и $R_s A_s$ – внутренняя пара сил; $z_b = h_0 - 0.5x$

Из уравнения равновесия $\Sigma M = 0$ формируются условия прочности:

- относительно центра тяжести арматуры

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x); \quad (1)$$

- относительно центра тяжести сжатой зоны бетона

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0.5x), \quad (2)$$

где $\Sigma N = 0$

$$R_b b x = R_s A_s. \quad (3)$$

Задача «Проверка прочности»

Дано: $b, h, a, A_s, R_b, R_s, M$.

Проверить выполнение условия прочности I группы предельных состояний:

$$M \leq M_u.$$

Решение:

1. Определяем ξ_R ($\xi_R \approx 0,5 \dots 0,6$).

2. Из (3) находим x :

$$x = R_s A_s / (R_b b).$$

3. Определяем h_0

$$h_0 = h - a.$$

4. Проверяем выполнение условия

$$\xi = x / h_0 \leq \xi_R,$$

если $\xi > \xi_R$, принимаем уменьшенное (для надежности) значение x ,

$$x = x_R = \xi_R \cdot h_0.$$

5. Определяем несущую способность сечения:

– из (1) $M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x)$;

– или из (2) $M_u = R_s A_s (h_0 - 0,5x)$.

6. Выполняем проверку прочности: если $M \leq M_u$ – прочность обеспечена, иначе – нет.

Задача «Подбор арматуры»

Дано: b, h, R_b, R_s, M

Найти: A_s .

Из (1), (2) и (3) имеем систему двух уравнений с двумя неизвестными. Для упрощения решения проведем преобразования (1), (2) и (3) с учетом того, что $x = \xi \cdot h_0$:

– из (1) $M \leq R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5\xi h_0) = R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5\xi)$,

т. е. $M \leq \alpha R_b b h_0^2$, (4)

где $\alpha = \xi (1 - 0,5\xi)$, (4')

α – моментный коэффициент;

– из (2) $M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5\xi h_0) = R_s A_s h_0 v$,

т. е. $M \leq R_s A_s v h_0$, (5)

где $v = (1 - 0,5\xi)$. (5')

v – относительное (z_b / h_0) плечо внутренней пары сил;

– из (3) $R_b b \xi h_0 = R_s A_s$. (6)

– Решением квадратного уравнения (4') имеем

$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}$, (7)

откуда ясно, что $\alpha \leq 0,5$.

Коэффициент ξ , α и ν взаимосвязаны и в практике проектирования связаны в таблицу, в которой в зависимости от ξ , перебираемой от 0,01, по формулам (4') и (5') определены коэффициенты α и ν .

Теперь задача «Подбор арматуры» решается следующим образом:

1) определяем ξ_R и по (4') граничное значение моментного коэффициента

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R);$$

2) ориентировочно задаемся параметром a (a – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до ближайшей грани сечения; включает защитный слой бетона, регламентируемый нормами проектирования);

3) определяем рабочую высоту сечения

$$h_0 = h - a;$$

4) из (4) находим моментный коэффициент

$$\alpha = M / (R_b b h_0^2) \leq \alpha_R,$$

если $\alpha > \alpha_R$, корректируем исходные данные;

5) из (7) определяем относительную высоту сжатой зоны по таблице или

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \leq \xi_R;$$

если $\xi > \xi_R$ – ошибка в вычислениях;

6) из (5') относительное плечо внутренней пары сил:

$$\nu = 1 - 0,5\xi;$$

7) определяем требуемое количество растянутой арматуры:

– из (6) $A_{s\ mp} = R_b b \xi h_0 / R_s$ или

– из (5) $A_{s\ mp} = M / (R_s \nu \cdot h_0)$;

8) по сортаменту подбираем необходимое число диаметров с $A_s \geq A_{s\ mp}$;

например: принимаем 4 Ø 20 А400 (АIII) с $A_s = 12,56 \text{ см}^2$;

9) подобранный арматуре размещаем в растянутой зоне сечения в соответствии с нормами проектирования и уточняем параметр a ;

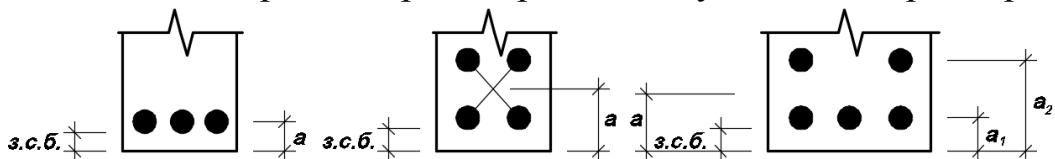


Рис. 19. Схема расположения рабочей арматуры

з.с.б. – защитный слой бетона $a = \frac{3 \cdot a_1 + 2 \cdot a_2}{5}$;

10) выполняем проверку прочности (см. выше).

ТЕМА 12. Расчет прочности нормальных сечений прямоугольного профиля с двойной арматурой. Типы задач

Сечение с двойной арматурой кроме арматуры в растянутой зоне имеет еще необходимую по расчету или другим причинам арматуру в сжатой зоне. Необходимость сжатой арматуры по расчету в сечениях с одиночным армированием определяется условиями $\xi > \xi_R$ и $\alpha > \alpha_R$, что свидетельствует о перегрузке сжатой зоны бетона.

Из уравнения равновесия $\Sigma M_s = 0$ – условие прочности

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (1)$$

Или (см. выше)

$$M \leq \alpha R_b b h +^2 R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2)$$

где высота сжатой зоны определяется из уравнения равновесия $\Sigma N = 0$.

$$R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s. \quad (3)$$

Или

$$R_b b \xi h_0 = R_s A_s - R_{sc} A'_s. \quad (4)$$

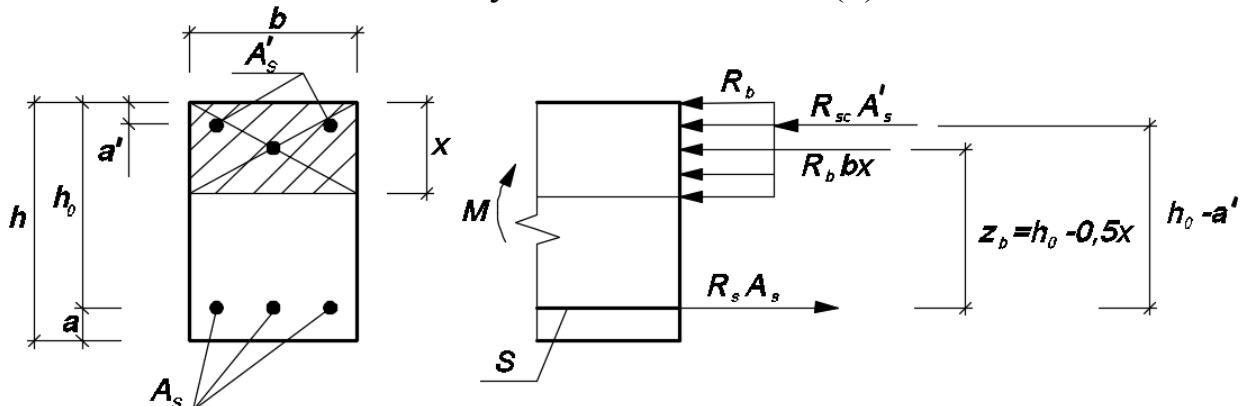


Рис. 20. Расчетная схема сечения:
 A'_s – площадь сечения сжатой арматуры

Сжатая арматура, установленная по расчету, закрепляется от выпучивания постановкой поперечной арматуры с шагом $15d$ в вязанных каркасах и $20d$ – в сварных, а также не более 500 мм; здесь d – диаметр сжатой арматуры.

Задача «Подбор арматуры»

Дано: $b, h, R_b, R_s, R_{sc}, M$.

Найти: A_s и A'_s . Из (1), (2), (3), (4) имеем три неизвестных и всего два уравнения.

Решение:

1. Устанавливаем граничные значения ξ_R и α_R
2. Ориентировочно задаемся параметрами a и a' .
3. Находим рабочую высоту $h_0 = h - a$.

4. Выявляем потребность в сжатой арматуре, нужна ли помошь сжатому бетону; максимальное сжимающее усилие в бетоне при условии плавного разрушения конструкции определяется равенствами $\xi = \xi_R$ и $\alpha = \alpha_R$, тогда сжатая арматура с частью, растянутой из равенства (2), воспримут долю полного момента

$$R_{sc} A'_s (h_0 - a') = M - \alpha_R R_b b h_0^2,$$

откуда

$$A'_{s, \text{tp}} = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')};$$

(избавляемся от одного неизвестного),

если $A'_{s, \text{mp}} > 0$, помошь бетону нужна, подбираем необходимое число диаметров $A'_s \geq A'_{s, \text{mp}}$,

если $A'_{s, \text{mp}} \leq 0$, сжатая арматура принимается конструктивно.

5. Из (2) находим моментный коэффициент

$$\alpha = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \leq \alpha_R,$$

если $\alpha > \alpha_R$ – ошибка в вычислениях.

6. Относительная высота сжатой зоны определяется по таблице или

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \leq \xi_R.$$

7. Требуемое количество растянутой арматуры находится из (4):

$$A_{s, \text{tp}} = \frac{R_b b \xi h_0 + R_{sc} A'_s}{R_s};$$

8. Подбираем необходимое количество диаметров с $A_s \geq A_{s, \text{mp}}$.

9. Размещаем в сечении принятую сжатую и растянутую арматуру, уточняем параметры a и a' , выполняем проверку прочности.

Задача «Проверка прочности»

Дано: $b, h, a, A_s, a', A'_s, R_b, R_s, R_{sc}$ и M .

Проверить прочность, выполнение условия $M \leq M_u$.

Решение:

1. Определяем граничные значения ξ_R .
2. Находим рабочую высоту $h_0 = h - a$.
3. Находим высоту сжатой зоны из (3):

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b),$$

если $x < 2 a'$, то $M_u = R_c A_s (h_0 - a')$.

4. Относительная высота сжатой зоны $\xi = x / h_0 \leq \xi_R$,

если $\xi > \xi_R$, принимаем уменьшенное (для надежности) значение высоты сжатой зоны

$$x = x_R = h_0 \cdot \xi_R.$$

5. Определяем несущую способность из (1):

$$M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a').$$

6. Выполняем проверку прочности,
если $M \leq M_u$, прочность обеспечена, иначе нет.

ТЕМА 13. Расчет прочности нормальных сечений таврового профиля. Типы задач

Формирование тавровых (двутавровых) сечений

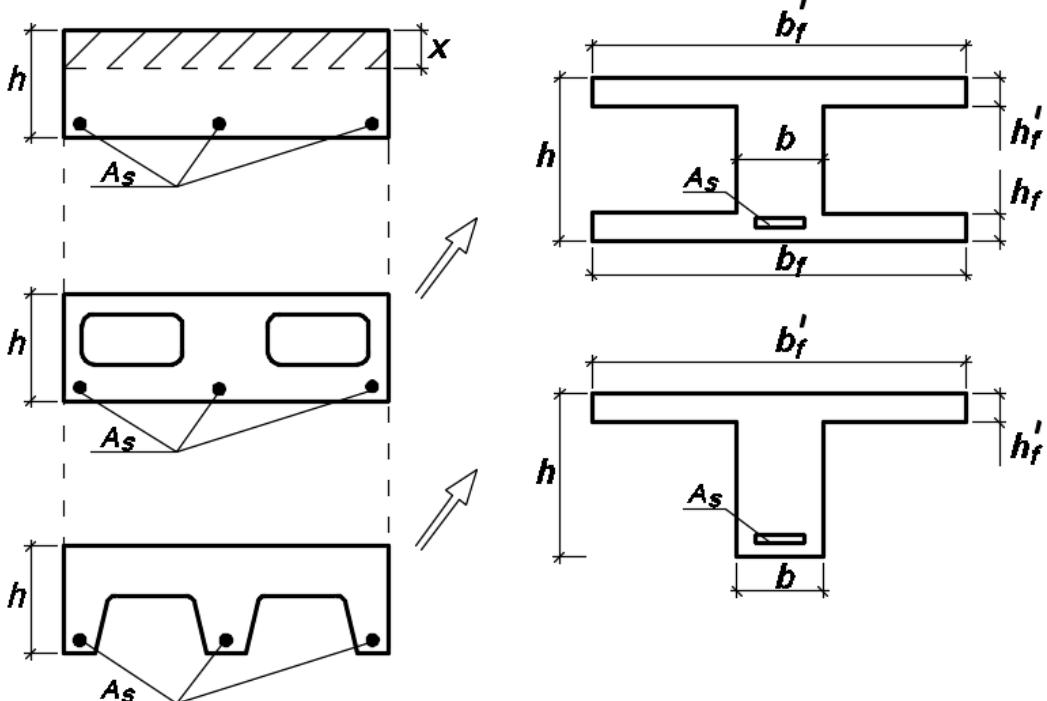


Рис. 21. Формирование таврового и двутаврового сечений

b – ширина (суммарная) ребра;

b'_f, b_f – ширина сжатой и растянутой полок;

h'_f, h_f – высота сжатой и растянутой полок.

При расчете прочности свесы растянутой полки не учитываются.

Изгибающие элементы сплошного типа с прямоугольными поперечными сечениями просты в изготовлении, но обладают значительным собственным весом, уменьшить который можно за счет удаления части бетона из растянутой зоны, остается бетон:

- в сжатой зоне;
- для связи с растянутой арматурой;
- для защиты растянутой арматуры и обеспечения сцепления с бетоном.

В таком случае формируются пустотные или ребристые элементы с тавровыми и двутавровыми расчетными сечениями.

Понятие об эквивалентной ширине сжатой полки

Полка таврового сечения вовлекается в совместную работу с ребром сдвигающими усилиями, и по мере удаления от ребра сжимающие напряжения в ней уменьшаются. Поэтому расчетная ширина полки может быть меньше фактической ($b'_f \leq b_{\text{полки}}$) на основе эквивалентности площадей эпюр сжатия по ширине полок.

N_s – усилие в растянутой арматуре.

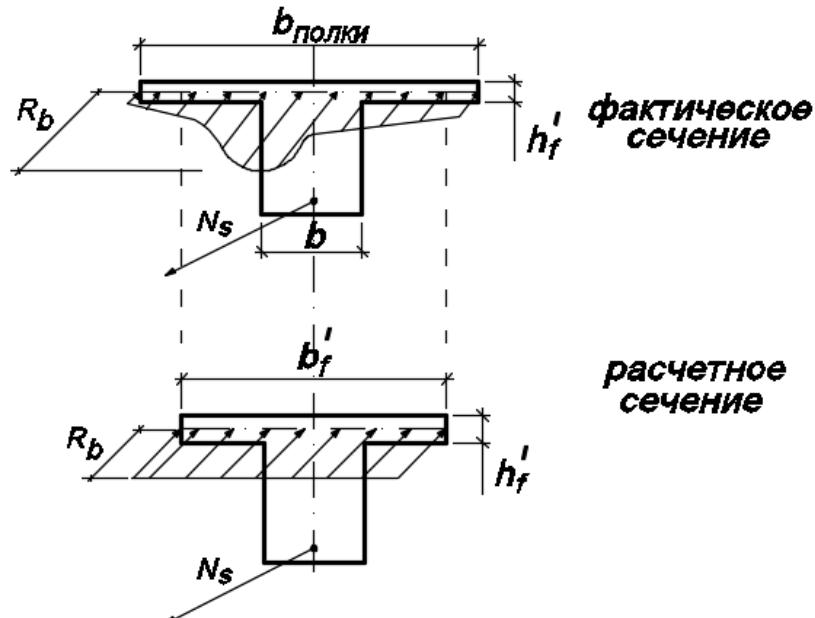


Рис. 22. К определению эквивалентной ширины полки

Эквивалентная ширина полки b'_f должна приниматься не более (например):

- $b + l_0/3$ (l_0 – расчетный пролет ребер);
- при консольных свесах
- $b + 12 h'_f$ при $h'_f \geq 0,1h$,
- $b + 6 h'_f$ при $0,05 h \leq h'_f < 0,1h$,
- b (сжатые свесы не учитываются) при $h'_f < 0,05h$.

Два расчетных случая сечений таврового профиля, определение положения границы сжатой зоны

При расчете балок таврового сечения рассматривают 2 случая:

- 1-й случай , граница сжатой зоны в полке ($x \leq h'_f$);

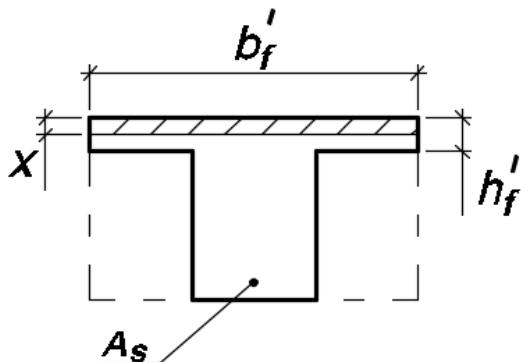
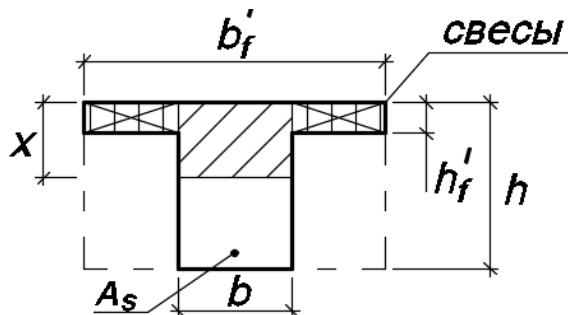


Рис. 23. Прохождение границы сжатой зоны в полке

поскольку площадь растянутого бетона в расчете прочности не учитывается, рассчитывается прямоугольное сечение с шириной b'_f , т. е. используются формулы для прямоугольных сечений (см. выше), в которых $b=b'_f$,

- 2-й случай , граница сжатой зоны в ребре ($x > h'_f$);



рассматривается тавровое сечение как сочетание прямоугольного сечения ребра шириной b и высотой h и сжатых свесов шириной ($b'_f - b$) и высотой h'_f .

Рис. 24. Прохождение границы сжатой зоны в ребре

Для определения положения границы сжатой зоны рассматривают граничную расчетную схему сечения с полностью сжатой полкой ($x = h'_f$), то есть граница по рубежу между 1 и 2 случаями.

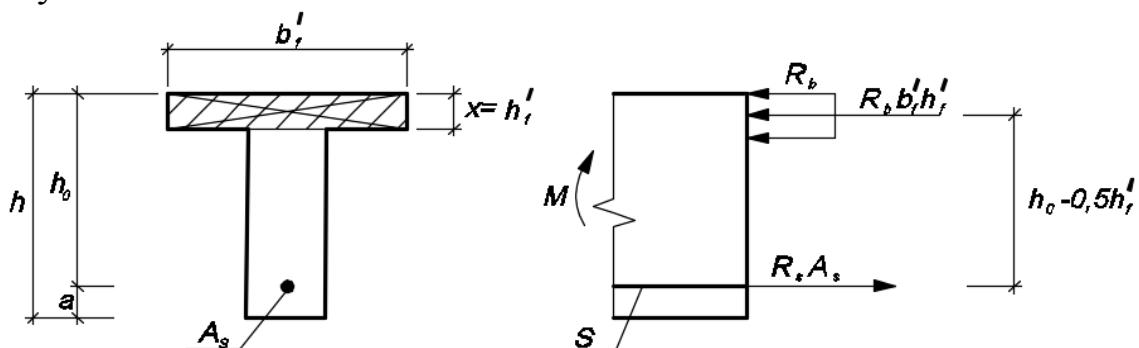


Рис. 25. Граничное положение сжатой зоны

Положение границы определяется двумя условиями:

1. Если $R_s A_s > R_b b'_f h'_f$ (1), то для соблюдения равновесия $\Sigma N = 0$ необходимо увеличение правой части неравенства (1), т. е.

размещение границы в ребре; условие (1) применяется для решения задач «Проверка прочности».

2. Если $M > R_b b' f' h' f' (h_0 - 0,5 h' f')$ (2), то для соблюдения равновесия $\Sigma M_s = 0$ необходимо увеличение правой части неравенства (2), т. е. размещения границы сжатой зоны в ребре; условие (2) применяется для решения задач «Подбор арматуры».

Условие прочности таврового расчетного сечения ($x > h' f'$) выводится из анализа расчетной схемы:

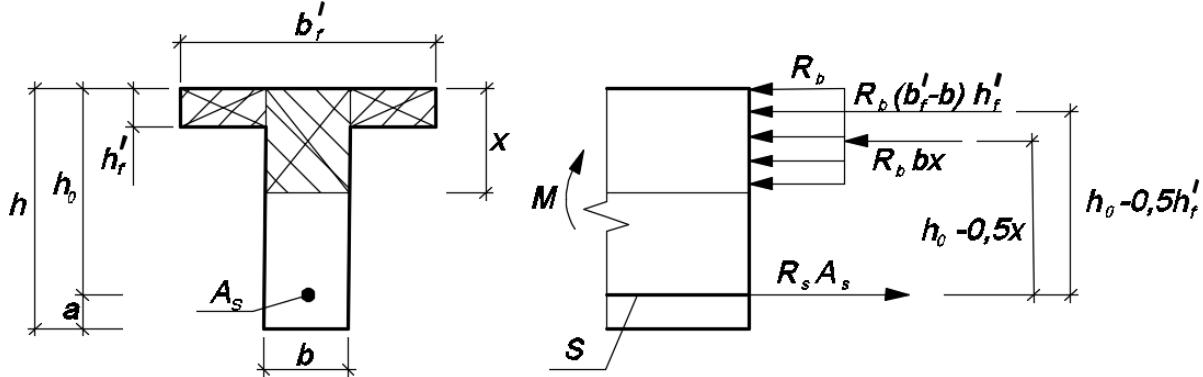


Рис. 26. Расчетная схема при прохождении сжатой зоны в ребре

Условие прочности формируется из уравнения равновесия $\Sigma M_s = 0$.

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_b (b' f' - b) h' f' (h_0 - 0,5 h' f') \quad (3)$$

или

$$M \leq R_b b h_0^2 \alpha + R_b (b' f' - b) h' f' (h_0 - 0,5 h' f'), \quad (4)$$

где высота сжатой зоны определяется из уравнения равновесия $\Sigma N = 0$.

$$R_b b x = R_s A_s - R_b (b' f' - b) h' f' . \quad (5)$$

Задача «Подбор арматуры»

Дано: $b, h, b' f', h' f', R_b, R_s$ и M .

Найти: A_s .

Решение:

1. Устанавливаем граничные значения ξ_R и α_R .
2. Ориентировочно задаемся параметром a и определяем рабочую высоту $h_0 = h - a$.
3. Определяем случай расчета из (2), если $M \leq R_b b' f' h' f' (h_0 - 0,5 h' f')$, граница сжатой зоны в ребре; рассматриваем прямоугольное сечение с $b = b' f'$.

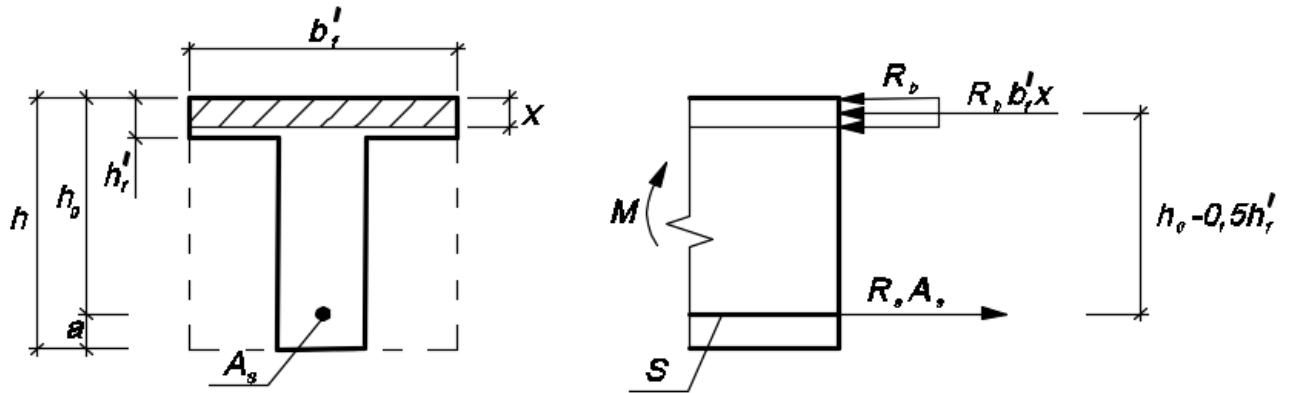


Рис. 27. Расчетная схема при прохождении сжатой зоны в полке

4. Моментный коэффициент

$$\alpha = M / (R_b b h^2) \leq \alpha_R,$$

если $\alpha > \alpha_R$, корректируем исходные данные.

5. Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \leq \xi_R,$$

если $\xi > \xi_R$ – ошибка в вычислениях.

6. Требуется арматура ($x = \xi h_0$)

$$A_{s,mp} = R_b b' f \xi h_0 / R_s.$$

3. ! Если $M > R_b b' f h' f (h_0 - 0,5 h' f)$ граница сжатой зоны в ребре, расчетное сечение тавровое.

4. Из (4)

$$\alpha = M - (b' f - b) h' f (h_0 - 0,5 h' f) / (R_b b h^2) \leq \alpha_R,$$

если $\alpha > \alpha_R$, корректируем исходные данные.

5. Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \leq \xi_R,$$

если иначе, то ошибка в расчетах.

6. Из (5) требуемое количество арматуры ($x = \xi h_0$)

$$A_{s,mp} = (R_b b x + R_b (b' f - b) h' f) / R_s.$$

7. Подбираем необходимое количество арматуры с $A_s \geq A_{s,mp}$.

8. Размещаем принятую арматуру в сечении, уточняем параметр a и выполняем проверку прочности.

Задача «Проверка прочности»

Дано: $b, h, b'_f, h'_f, a, A_s, R_b, R_s$ и M .

Проверить прочность, выполнение условия $M \leq M_u$.

Решение:

1. Устанавливаем граничные значения ξ_R .

2. Определяем рабочую высоту $h_0 = h - a$.

3. Выявляем случай расчета из (1), если $R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f$, граница сжатой зоны в полке ($x \leq h'_f$); рассматриваем прямоугольное с $b = b'_f$ (расчетную схему сечения см. выше).

4. Определяем высоту сжатой зоны

$$x = R_s A_s / R_b b \leq h'_f \text{ (должно быть).}$$

5. Находим относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = x/h_0 \leq \xi_R,$$

если $\xi > \xi_R$, принимаем уменьшенное (для надежности) значение высоты сжатой зоны

$$x = x_R = \xi_R h_0.$$

6. Определяем несущую способность

$$M_u = R_b b'_f x (h_0 - 0,5 x).$$

7. ! Если $R_s A_s > R_b b'_f h'_f$, граница сжатой зоны в ребре, расчетное сечение тавровое.

8. Из (5) высота сжатой зоны

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

(должно быть)

9. Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = x/h_0 \leq \xi_R,$$

если $\xi > \xi_R$, принимаем уменьшенное (для надежности) значение

$$x = x_R = \xi_R h_0.$$

10. Несущую способность получаем по (3):

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5 x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f).$$

11. Итогом по обоим случаям является проверка прочности: если $M \leq M_u$, прочность обеспечена, иначе нет.

ТЕМА 14. Расчет прочности наклонных сечений на действие поперечной силы

Опорные части изгибающихся элементов характерны совместным действием поперечных сил и изгибающих моментов, образование наклонных трещин в соответствии с траекториями главных растягивающих и главных сжимающих напряжений. Преобладающее действие поперечной силы характеризуется тем, что наибольшее раскрытие трещин наблюдается в уровне нейтральной оси.

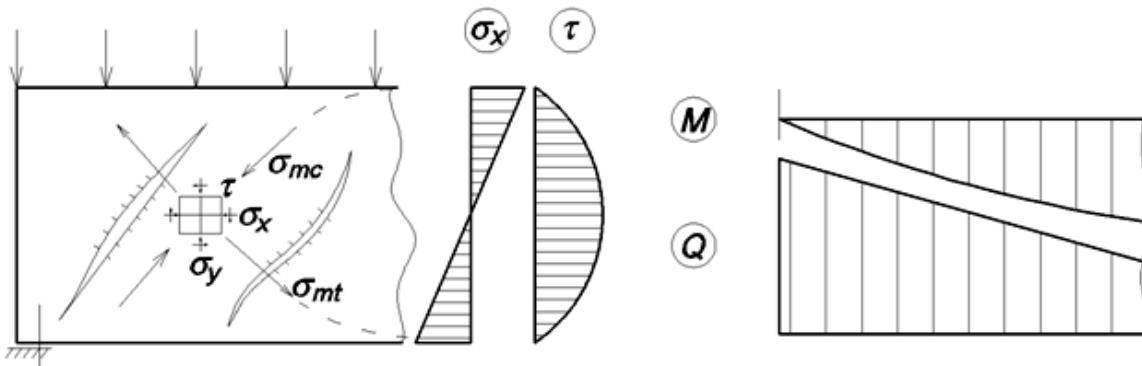


Рис. 28. Главные растягивающие и сжимающие напряжения

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2}; \quad \sigma_x = \frac{M \cdot y}{I}; \quad \tau_{xy} = \frac{Q \cdot s}{I \cdot b}.$$

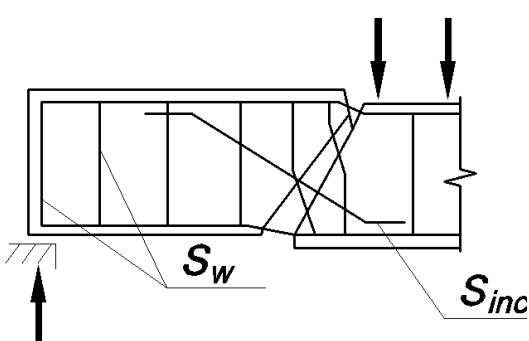


Рис. 29. Срез опорного и пролетного блоков

Поперечная сила вызывает разрушение элемента от сдвига (среза) опорного и пролетного блоков. Разрушение внезапное, неконтролируемое, поэтому по I группе предельных состояний обязательен расчет прочности наклонных сечений на действие поперечной силы.

Рассмотрим расчетную схему наклонного сечения балки таврового профиля, армированной продольной, наклонной S_{inc} и поперечной S_w арматурой.

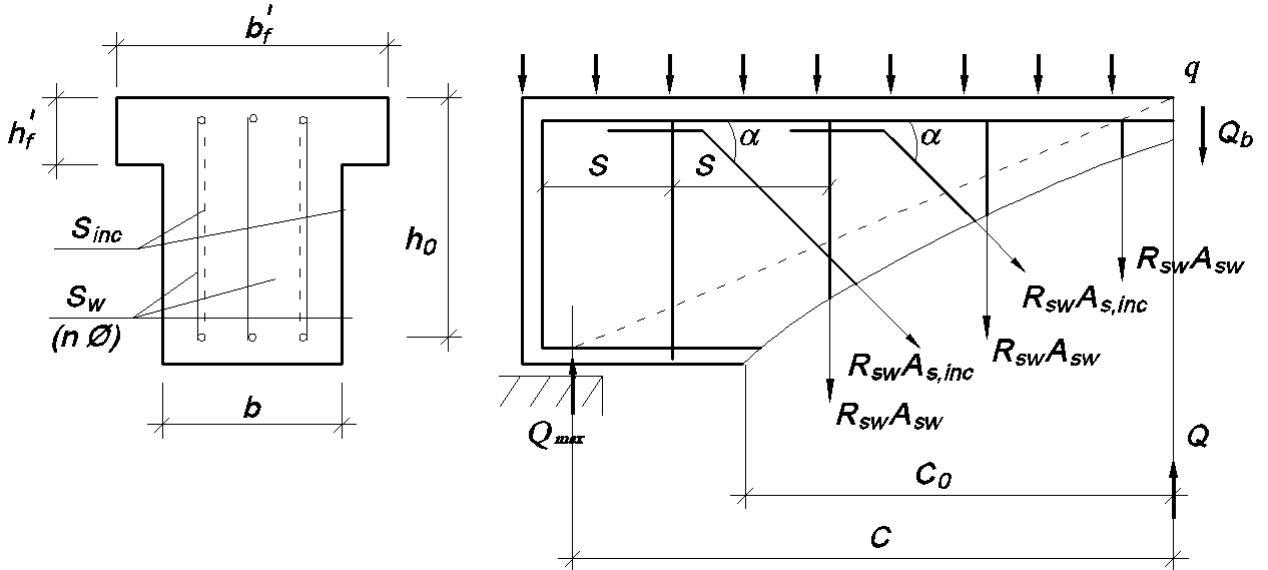


Рис. 30. Расчетная схема наклонного сечения на действие поперечной силы

C – проекция опасного наклонного сечения; пролет среза;

C_0 – проекция опасной наклонной трещины;

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

$$Q = Q_{\max} - q \cdot C;$$

Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны при срезе;

S – шаг поперечной арматуры;

$R_{sw} A_{sw}$ – усилие, воспринимаемое поперечными стержнями одной поперечной плоскости; $A_{sw} = A_{sw1} \cdot n$ (A_{sw1} – площадь поперечного сечения одного хомута);

$R_{sw} A_{s,inc}$ – усилие, воспринимаемое наклонными стержнями.

Условие прочности наклонного сечения формируется из уравнения равновесия $\sum N_{\text{верт}} = 0$:

$$Q \leq Q_b + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha \quad (1)$$

где

$$Q_b = \phi_{b2} \cdot R_{bt} b h_0^2 / C, \quad (2)$$

$\phi_{b2} = 1,5$;

$\sum R_{sw} A_{sw}$ и $\sum R_{sw} A_{s,inc}$ – суммарные усилия в хомутах и наклонных стержнях, пересекающих наклонную трещину ($R_{sw} = 0,8 R_s$, см. выше).

Для элементов с постоянным шагом хомутов $\sum R_{sw} A_{sw}$ может быть замена на Q_{sw} – долю поперечной силы, воспринимаемой хомутами, пересекаемыми опасной наклонной трещиной;

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot C_0, \quad (3)$$

где q_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента (погонное) в пределах наклонной трещины;

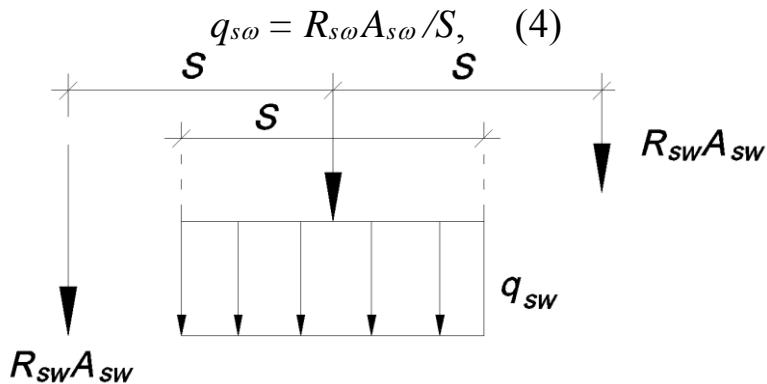


Рис. 31. Усилие в хомутах

для хомутов, поставленных по расчету, должно соблюдаться условие

$$q_{sw} = 0,25R_{bt}b. \quad (5)$$

Для элементов, имеющих только равномерное поперечное армирование, условие прочности (1) принимает вид

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}. \quad (6)$$

Длина проекции опасной наклонной трещины определяется при условии наименьшей несущей способности, то есть минимума правой части выражения (4), и при $C = C_0$ в выражении (2)

$$\frac{\partial}{\partial C_0} (Q_b + Q_{sw}) = -\frac{\phi_{b2}R_{bt}bh_0^2}{C_0^2} + q_{sw} = 0,$$

откуда

$$C_0 = \sqrt{\frac{\phi_{b2}R_{bt}bh_0^2}{0,75q_{sw}}}, \quad (7)$$

полученное значение принимается в соответствии с условием $h_0 \leq C_0 \leq 2h_0$.

Величина наименьшей несущей способности, то есть предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном и хомутами в невыгоднейшем наклонном сечении, определяется по формуле, получаемой подстановкой (7) в (6):

$$Q_{bsw} = 2\sqrt{\phi_{b2}R_{bt}bh_0^2 \cdot 0,75q_{sw}}. \quad (8)$$

Расчет поперечной арматуры не требуется, если выполняется условие

$$Q_{max} \leq Q_{bmin} = 0,5R_{bt}bh_0, \quad (9)$$

где Q_{bmin} – минимальная несущая способность наклонного сечения без поперечной арматуры.

Порядок подбора поперечной арматуры

Рассматривается вариант решения для элемента постоянной высоты, армированного только поперечной арматурой.

1. Проверяем условие (9), при невыполнении условия необходим расчет поперечного армирования.

2. Задаемся числом n , диаметром и шагом S при опорных ($1/4 l_0$) хомутов:

– числом n в соответствии с выбранным числом каркасов в поперечном сечении;

– диаметром, например из условия свариваемости с продольной арматурой;

– шагом S , например при $h \leq 450$ $S \leq h/2$ и $S \leq 150$; при $h > 450$ $S \leq h/3$ и $S \leq 300$.

3. Определяем погонную несущую способность (4) хомутов $q_{s\omega}$.

4. Проверяем условие (5) и при невыполнении его увеличиваем параметры поперечного армирования.

5. Принимаем величину проекции опасной наклонной трещины C_0 , вычисленной по формуле (7).

6. Принимаем величину проекции опасного наклонного сечения C равной C_0 , определенной до целого шага хомутов (например: $S = 15$ см; $C_0 = 55$ см; $C = 60$ см, т. е. 15×4).

7. Определяем доли поперечной силы, воспринимаемые бетоном сжатой зоны (2) и поперечной арматурой, пересекаемой наклонной трещиной (3).

8. Находим несущую способность наклонного сечения по (6); в п. 5 ее можно было бы найти по формуле (8).

9. При $Q \leq Q_{bs\omega}$ или выполняем условия (6), тогда прочность обеспечена, иначе увеличиваем параметры поперечного армирования.

Проверка прочности наклонной полосы между трещинами

При тонких ребрах железобетонных изгибаемых элементов возможно разрушение от главных сжимающих напряжений наклонной полосы между наклонными трещинами. Разрешение внезапное, неконтролируемое; поэтому по I группе предельных состояний обязателен расчет прочности наклонной полосы на действие поперечной силы.

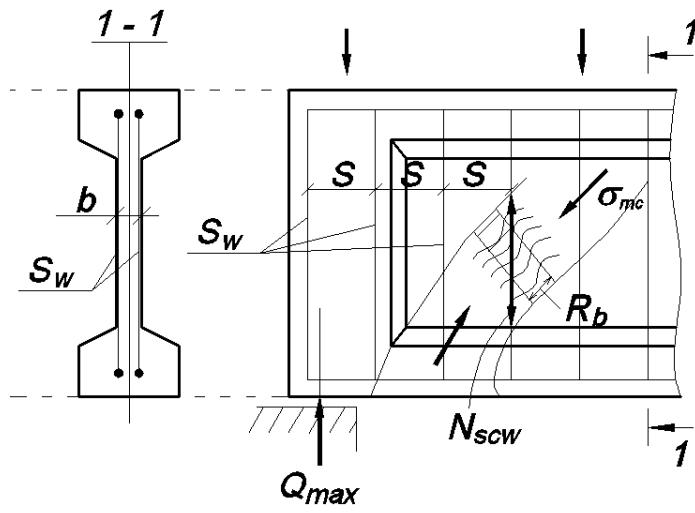


Рис. 32. Разрушение наклонной полосы между наклонными трещинами

N_{scw} – усилие сжатия в хомутах.

Несущая способность наклонной полосы зависит от прочности бетона на сжатие R_b и в некоторой степени от поперечного армирования, характеризуемого коэффициентом поперечного армирования μ_ω :

$$\mu_\omega = A_{s\omega} / (b \cdot s).$$

Условие прочности

$$Q_{max} \leq \phi_{b1} R_b b h_0,$$

где ϕ_{b1} – коэффициент, принимаемый равный 0,3.

При невыполнении условия прочности наиболее эффективно увеличение ширины ребра b на припорном участке до сечения, где условие прочности для Q_i выполняется, например:

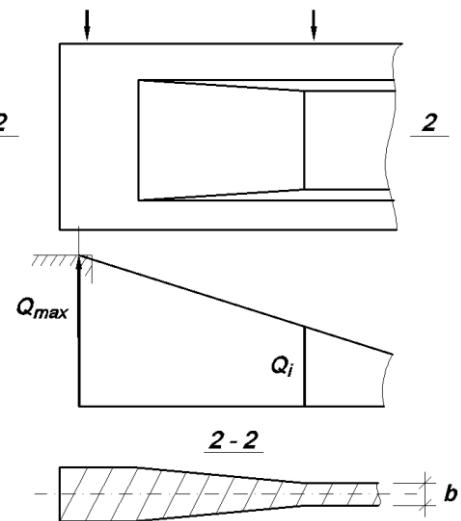


Рис. 33. Опорный участок балки

ТЕМА 15. Расчет прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента

При слабой, доходящей до опоры рабочей арматуре возможно разрушение от излома по наклонному сечению. Взаимный поворот опорного и пролетного блоков происходит под действием изгибающего момента; разрушение в большинстве случаев плавное, контролируемое, от текучести продольной растянутой арматуры, а также хомутов и наклонных стержней, пересекающих наклонную трещину. Характерным признаком ожидаемого разрушения этого вида является наибольшее раскрытие наклонной трещины в уровне рабочей арматуры.

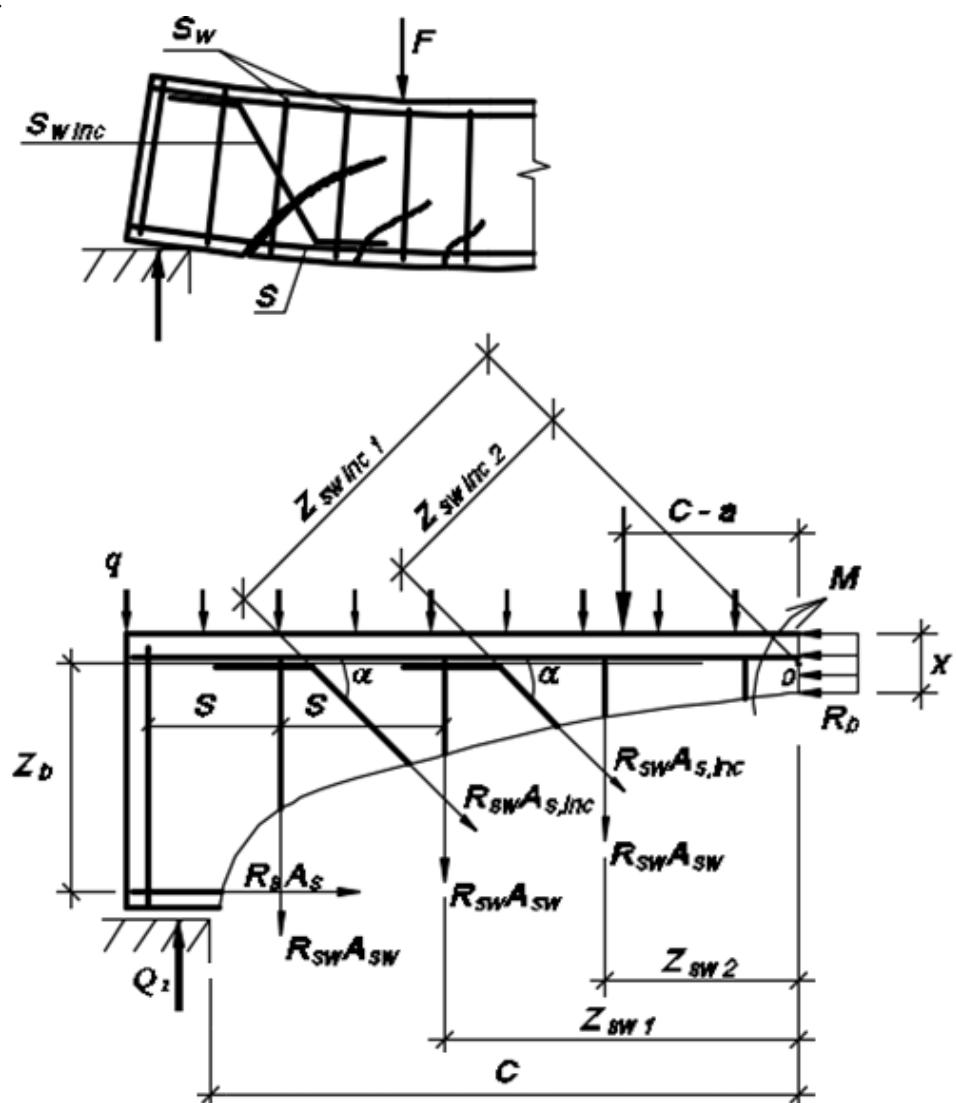


Рис. 34. Расчетная схема наклонного сечения на действие момента:
 c – длина проекции наклонного сечения;
 o – точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне

Условие прочности составляются на основе уравнения равновесия $\sum M_0 = 0$:

$$M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}, \quad (1)$$

где $M_s = R_s \cdot A_s \cdot z_b$.

$$M_{sw} = \sum R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot z_{swi}.$$

$M_{s,inc} = \sum R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot z_{s,inci}$ – это моменты усилий в рабочей поперечной и наклонной арматуре, пересекающей сечение.

Определение z_b и $z_{s,inc}$ проводится в зависимости от высоты сжатой зоны, которая находится из уравнения равновесия $\sum N = 0$; для элементов прямоугольного сечения

$$x = \frac{R_s \cdot A_s + \sum R_{sw} \cdot A_{s,inc} \cdot \cos\alpha}{R_b \cdot b}. \quad (2)$$

Момент усилий в хомутах с равномерным шагом в пределах наклонного сечения может быть выражен через погонную несущую способность хомутов

$$M_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot c^2}{2}, \quad (3)$$

а для большинства таких конструкций без наклонных стержней условие (1) упрощается:

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot z_b + 0,5 \cdot q_{sw} \cdot c^2. \quad (4)$$

Внешний момент в наклонном сечении (см. расчетную схему) определяется по формуле

$$M = Q_1 \cdot c - F(c - a) - q \cdot c^2 / 2. \quad (5)$$

С возрастанием длины c увеличиваются как внешние моменты M , так и внутренний $R_s \cdot A_s \cdot z_b + 0,5 \cdot q_{sw} \cdot c^2$. В связи с этим наиболее невыгоднейшая длина c соответствует минимуму разности этих моментов и определяется из уравнения

$$\frac{d}{dc} (M - (R_s \cdot A_s \cdot z_b + 0,5 \cdot q_{sw} \cdot c^2)) = 0; \quad (6)$$

из решения уравнения (6) имеем

$$Q_1 - F - q \cdot c - q_{sw} \cdot c = 0.$$

Откуда

$$c = \frac{Q_1 - F}{q_{sw} + q}. \quad (7)$$

Если по формуле (7) $c < a$, а без учета силы F $c > a$, то $c = a$.

Прочность наклонных сечений на действие изгибающего момента должна проверяться в следующих случаях.

1. В припорных зонах балок: при недостаточной анкеровке рабочей арматуры, если наклонное сечение пересекает продольную растянутую арматуру без анкеров в пределах зоны анкеровки для элементов с обычным армированием – l_{an} или в пределах зоны передачи напряжений l_p для предварительно напряженных конструкций, то значение расчетного сопротивления арматуры

снижается умножением на коэффициент условия работы $\gamma_{s5} = \frac{l_x}{l_{an}}$ (или $\frac{l_x}{l_p}$); здесь: l_{an} – длина заведения стержня за сечение, в котором он учитывается с полным расчетным сопротивлением; l_p – длина полного включения напрягающего стержня; l_x – фактическая длина заведения стержня за расчетное сечение.

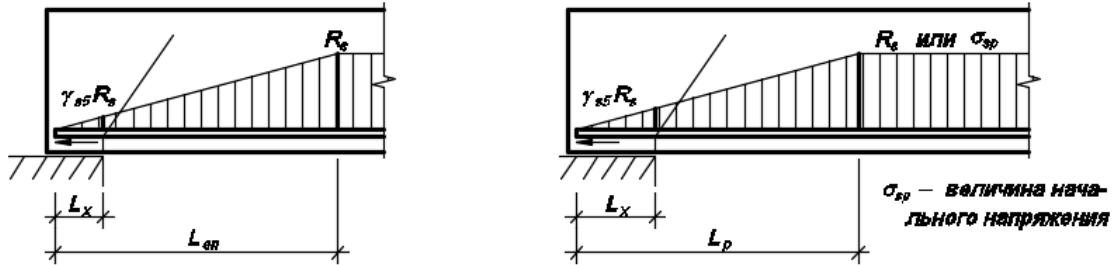


Рис. 35. При опорные зоны балок

В этом случае момент усилия в рабочей арматуре [см. формулу (1)]

$$M_s = \gamma_{s5} \cdot R_s \cdot A_s \cdot z_b, (\gamma_{s5} \leq 1). \quad (8)$$

2. В местах обрыва продольной арматуры:

Для экономии металла часть рабочей арматуры допускается не доводить до опор, то есть обрывать в пролете в нормальном сечении, где она по расчету не требуется – месте теоретического обрыва, точке пересечения эпюры моментов и эпюры несущей способности (эпюры материалов).

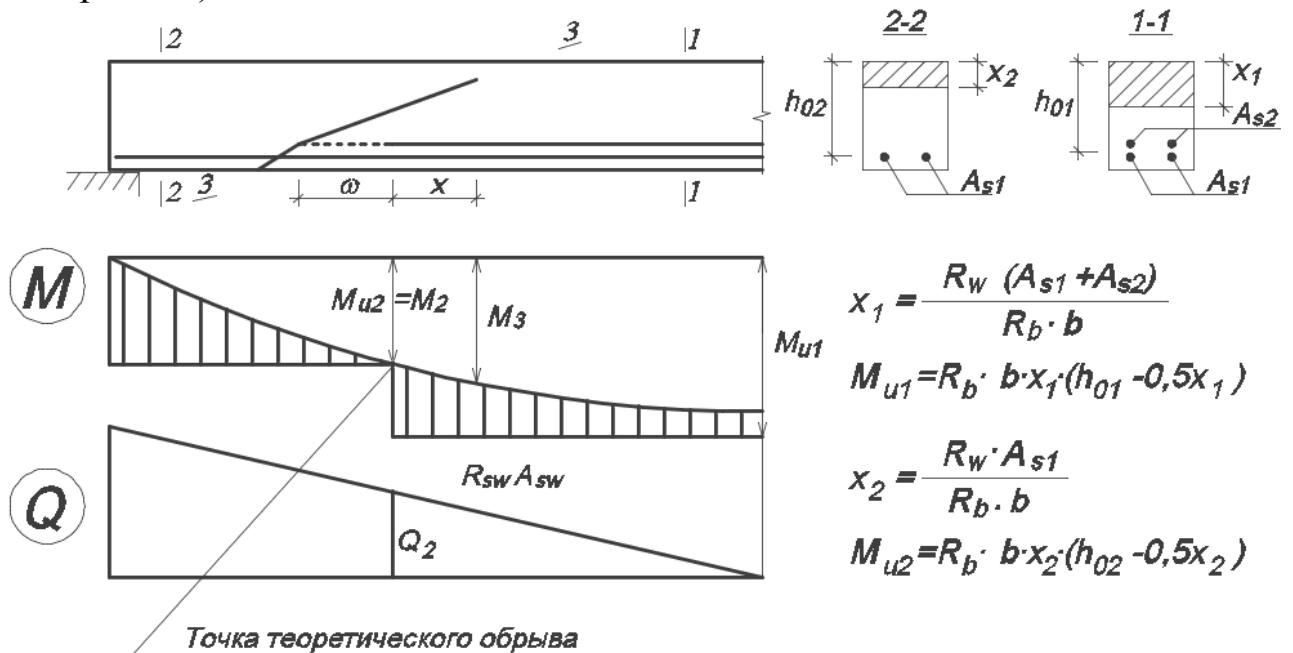


Рис. 36. Место обрыва продольной арматуры

При обрыве арматуры в точке теоретического обрыва прочность наклонных сечений по моменту не обеспечивается ($M_3 > M_2$) и поэтому необходимо заводить обрываемые стержни за место их теоретического обрыва на величину w .

Необходимая величина заведения « w » определяется следующим образом:

– пренебрегая для упрощения влиянием нагрузки (рис. 36),

имеем

$$M_3 = M_2 + Q_2 \cdot x; \quad (9)$$

– внутренний момент наклонного сечения 3–3 (см. рис. 36) в соответствии с (4)

$$M_3 = R_s \cdot A_{s1} \cdot z_b + q_{sw} \cdot; \quad (10)$$

– учитывая, что в формулах (9) и (10)

$$M_2 = R_s \cdot A_{s1} \cdot z_b = M_{u2} = R_b \cdot b \cdot x_2(h_{o2} - 0,5 \cdot x_2), \quad \text{справедливо равенство}$$

$$Q_2 \cdot x = q_{sw}; \quad (11)$$

– откуда

$$w = \sqrt{\frac{2Q_2 \cdot x}{q_{sw}}} - x; \quad (12)$$

– наименьшее значение w из условия

$$\frac{d}{dx} \left(\sqrt{\frac{2Q_2 \cdot x}{q_{sw}}} - x \right) = 0;$$

– откуда $x = \frac{Q_2}{2q_{sw}}$, подставив это значение в (12), имеем

$$w = \frac{Q_2}{2q_{sw}}. \quad (13)$$

Для гарантии полного включения обрываемого стержня длина w увеличивается на $5d$.

$$w = \frac{Q_2}{2q_{sw}} + 5d, \quad (14)$$

где Q_2 – поперечная сила в месте теоретического обрыва;

q_{sw} – погонная несущая способность хомутов в зоне обрыва.

3. Прочность наклонных сечений на действие изгибающего момента производится в местах резкого изменения конфигурации элемента (например подрезки).

ТЕМА 16. Внеклещенно сжатые элементы; понятие о случайному эксцентризите; конструктивные особенности; влияние прогиба на эксцентризитет

К внецентренно сжатым элементам зданий относятся: колонны, стены, восходящие раскосы и верхние пояса строительных ферм и т. д.

Фактически идеально центрально сжатых железобетонных конструкций нет, всегда имеет место случайный эксцентризитет e_a , обусловленный следующими причинами:

- начальными искривлениями

$$e_a = l/600,$$

где l – длина элемента (например колонны);

- неоднородностью бетона и смещением продольной арматуры

$$e_a = h/30,$$

где h – высота поперечного сечения;

- непрочностью монтажа способных конструкций

$$e_a = 1 \text{ см.}$$

Для статически неопределеных конструкций эксцентризитет принимается не менее случайного

$$e_0 = M/N \geq e_a;$$

для статически определенных – расчетный эксцентризитет принимается увеличенным на величину случайного

$$e_0 = M/N + e_a.$$

Величина e_a принимается наибольшей из представленных.

Поперечные сечения сжатых элементов при малых эксцентризитетах обычно имеют квадратную форму сечения; при больших эксцентризитетах – прямоугольную с развитием в плоскости действия момента.

Сжатые элементы, как правило, проектируют с обычной, ненапрягаемой арматурой, пространственными сварными или вязанными каркасами.

Диаметр продольной арматуры должен быть не менее 12 мм для монолитных и не менее 16 мм для сборных конструкций. Максимальные расстояния между осями продольных стержней принимаются не более 400 мм в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба, и не более 500 мм – в направлении плоскости изгиба.

Поперечная арматура необходима для обеспечения устойчивости сжатых стержней и устанавливается конструктивно: с диаметром $d_{sw} \geq d_s/4$ из условия свариваемости и с шагом $S \leq 20d_s$ или $S \leq 500$ мм (для сварных каркасов).

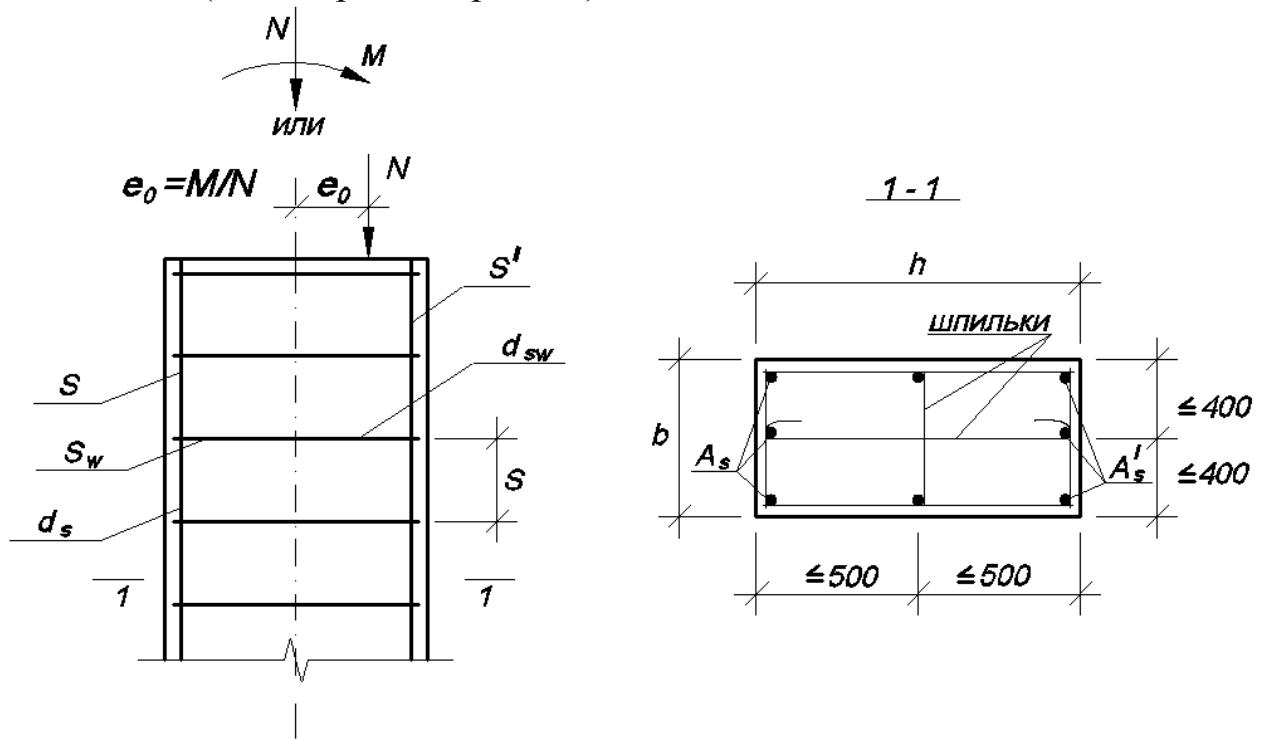
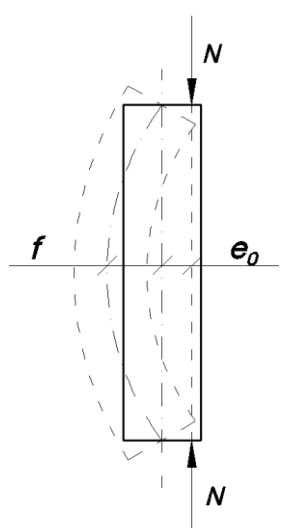


Рис. 37. Расчетная схема внешнецентренно сжатого элемента:

- S' – сжатая продольная арматура;
- S – менее сжатая или растянутая арматура;
- $A_s = A'_s$ – армирование симметричное;
- $A_s \neq A'_s$ – армирование несимметричное



Гибкие внешнецентренно сжатые элементы под нагрузкой деформируются, что приводит к увеличению начального эксцентриситета. При проектировании по недеформированной схеме данное обстоятельство учитывается умножением начального эксцентриситета на η – коэффициент увеличения эксцентриситета за счет прогиба

Рис. 38. Расчетная схема к определению η $e_0 + f = e_0 \cdot \eta$.

При гибкости $\lambda = l_0/i \leq 14$ $\eta = 1$,
где l_0 – расчетная длина сжатого стержня; i – радиус инерции.

При $\lambda > 14$ $\eta = 1/(1-N/N_{cr})$,
где N_{cr} – условная критическая сила, вызывающая поперечную устойчивость сжатого элемента

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_0^2} \left[\frac{0,15}{\phi_l(0,3 + \delta_e)} E_b I + 0,7 E_s I_s \right],$$

где I – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента; для прямоугольного сечения $I=bh^3/12$;
 I_s – момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;
 ϕ_l – коэффициент, учитывающий негативное влияние длительности нагрузки;
 $\delta_e = e_0/h \geq \delta_{e,min} = 0,15$ – коэффициент, учитывающий негативное влияние величины начального эксцентризитета.

Для ограничения прогибов элемента рекомендуется соблюдать $\eta \leq 2,5$, если иначе – следует увеличить размеры сечения.

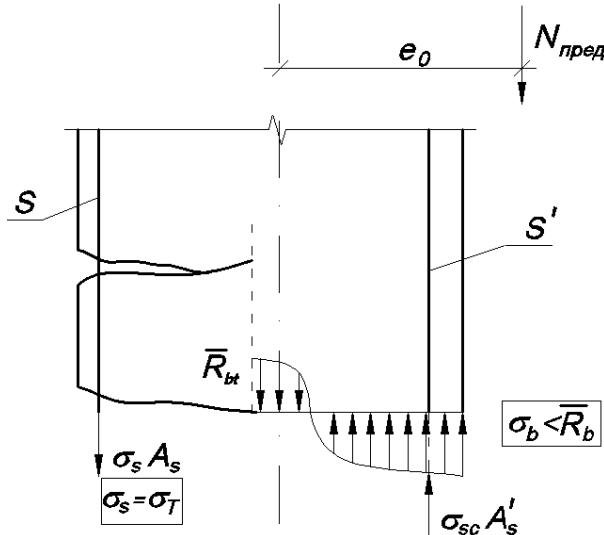
ТЕМА 17. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения

Прочностные расчеты любых конструкций базируются на схемах их разрушения. Внеклещенно сжатые элементы разрушаются по нормальным сечениям, то есть применима расчетная предпосылка III стадии НДС. Разрушение нормального сечения наступает в двух случаях: от текучести растянутой арматуры или от раздробления бетона сжатой зоны.

Разрушение от текучести арматуры характеризуется условием

$$\xi \leq \xi_R$$

и относится к случаю больших эксцентризитетов. Характерной особенностью является достижение в арматуре растянутой зоны предела текучести при недогруженности бетона сжатой зоны.



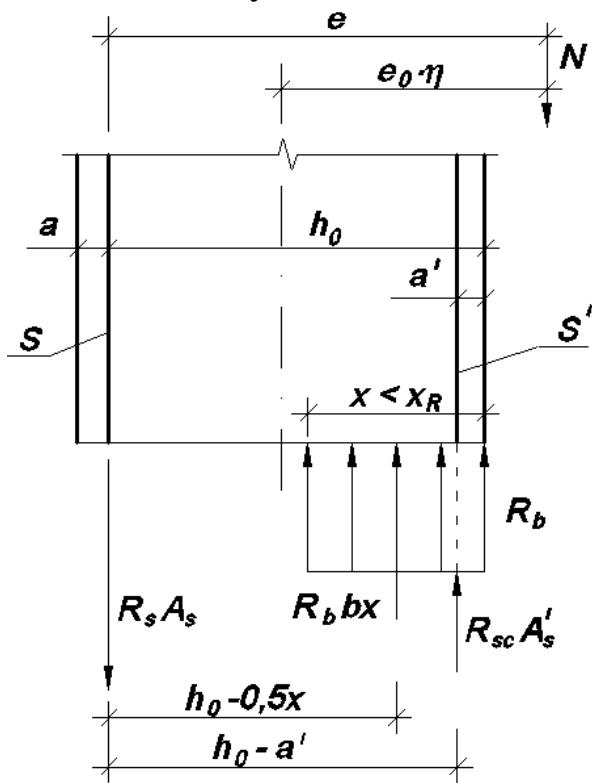
1-й случай III стадии НДС

R_{bt} – временное сопротивление бетона растяжению;
 R_b – временное сопротивление бетона сжатию (приизменная прочность);
 σ_T – физический предел текучести.

Рис. 39. 1-й случай III стадии

НДС

На основании анализа НДС формируется расчетная схема сечения по случаю больших эксцентрикитетов.



$$\xi = x/h_0 \leq \xi_R = x_R/h_0;$$

расстояние от силы N до центра тяжести растянутой арматуры

$$e = e_0 \cdot \eta + h/2 - a.$$

Условие прочности формируется из уравнения равновесия $\sum M_s = 0$
 $N \cdot e \leq R_b b x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$, (1)

где высота сжатой зоны бетона определяется из уравнения равновесия $\sum N = 0$.

$$N + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x. \quad (2)$$

Рис. 40. Расчетная схема

Разрушение от раздробления бетона сжатой зоны характеризуется условием $1 \geq \xi > \xi_k$ и относится к случаю малых эксцентрикитетов; характерной особенностью является достижение в сжатой зоне предела прочности (временного сопротивления \bar{R}_b) при недогруженности арматуры S .

Рассматривается 2 варианта 2-го случая III стадии НДС.

1-й вариант

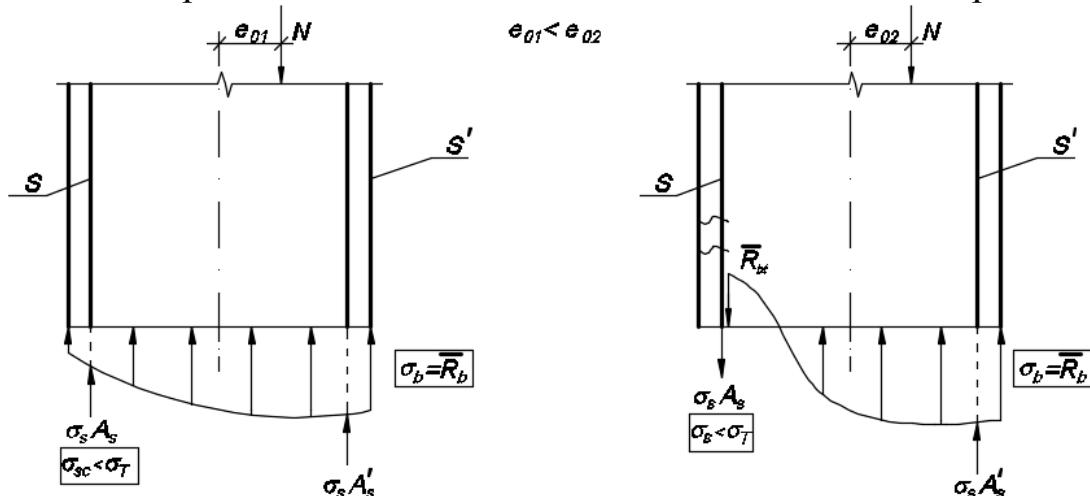
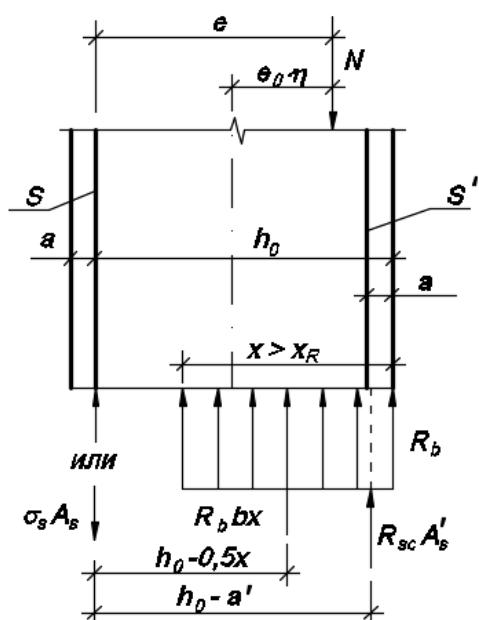


Рис. 41. 2 варианта 2-го случая III стадии НДС

В результате анализа НДС – расчетная схема сечения по случаю малых эксцентрикитетов.



$$\xi = x/h_0 > \xi_R = x_R/h_0.$$

По данной расчетной схеме формируется условие прочности такое же, как и в случае больших эксцентрикитетов – (1), отличается только уравнение определения высоты сжатой зоны

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_h \mathbf{b} \mathbf{x}, \quad (3)$$

где для отыскания σ_s принятая линейная зависимость $\sigma_s - \xi$ для ξ в диапазоне $1 \dots \xi_R$.

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s, \quad (4)$$

Рис. 42 – Расчетная схема
для $\xi = 1$ $\sigma_s = -R_s = R_{sc}$ (для классов A240 ... A400);
для $\xi = \xi_R$ $\sigma_s = R_s$.

Из совместного решения уравнений (3) и (4) получено выражение для определения ξ :

$$\xi = \frac{(N - R_{sc}A'_s)(1 - \xi_R) + R_s A_s (1 + \xi_R)}{2R_s A_s + R_b b h_0 (1 - \xi_R)} \leq 1 , \quad (5)$$

для симметричного армирования ($A_s = A'_s$) и $R_s = R_{sc}$ уравнение (5) упрощается

$$\xi = \frac{N(1 - \xi_R) + 2R_{sc}A'_s \cdot \xi_R}{2R_{sc}A'_s + R_b b h_0 (1 - \xi_R)} \leq 1 . \quad (6)$$

Порядок подбора армирования и проверки прочности в внецентренно сжатых элементов

Подбор армирования гибких ($\lambda = l_0/I > 14$) внецентренно сжатых элементов усложняется постоянной корректировкой коэффициента η , учитывающего увеличение эксцентриситета за счет прогиба. Любым из способов нахождение требуемых площадей A_s и A'_s связано с последующей корректировкой N_{cr} и снова уточнением сечений арматуры.

Поэтому более целесообразен для решения задач подбора арматуры метод попыток.

Дано: b , h , R_b , R_s , R_{sc} , l_0 , i , M , N и начальный эксцентриситет $e_0 = M/N$ с учетом e_a .

Решение:

1. Устанавливаем граничные значения ξ_R .
2. Задаемся продольной арматурой с A_s и A'_s ; уточняем a и a' , определяем h_0 .
3. Находим гибкость $\lambda = l_0/i$.
4. Если $\lambda > 14$, определяем условную критическую силу $N_{cr} = \Phi(\dots A_s \text{ и } A'_s \dots)$ и находим $\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) > 1$, если $\lambda \leq 14$, то $\eta = 1$.
5. Определяем расстояние $e = e_0 \cdot \eta + h/2 - a$.
6. В предложении ($\xi \leq \xi_R$) для случая больших эксцентриситетов из (2) имеем $\xi = x/h_0 = (N + R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b h_0)$.
7. Если $\xi > \xi_R$, значит величина ξ (п.6) фиктивная, поскольку вместо R_s должно быть σ_s [см. формулу (3)], поэтому проводится уточнение значения ξ по (5) или (6); если $\xi \leq \xi_R$, величина ξ (п.6) достоверна.
8. Определяем высоту сжатой зоны $\xi = x/h_0$.
9. Проверяем условие прочности (1); если условие прочности не выполняется или выполняется со значительным запасом, проводим корректировку параметров продольной арматуры и повторяем расчет с п.2.

ТЕМА 18. Прочность центрально и внецентренно растянутых железобетонных элементов, конструирование

К растянутым (в основном прямоугольного поперечного сечения) элементам относятся:

- нижние пояса и нисходящие раскосы ферм;
- стенки резервуаров и напорных трубопроводов;
- бортовые элементы оболочек, затяжки и подвески диафрагм и т. д.

При центральном растяжении растягивающее усилие приложено в уровне центра тяжести сечения, то есть $e_0=0$. К моменту разрушения элемент расчленяется одинаковой ширины сквозными трещинами, в связи с этим по предпосылке III стадии НДС расчета растянутого бетона не учитывается и продольная сила воспринимается только арматурой.

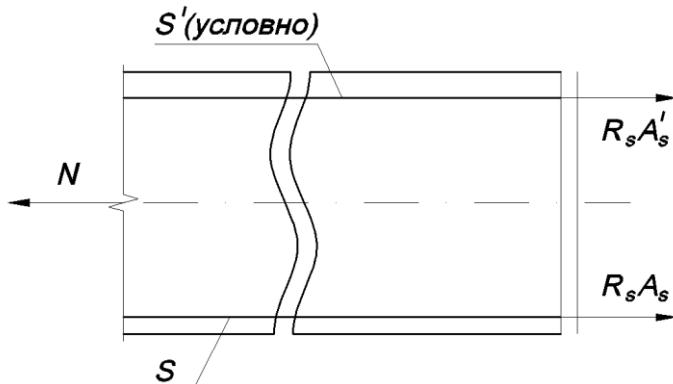


Рис. 43. Расчетная схема центрально растянутого элемента

Условие прочности из уравнения равновесия $\Sigma N = 0$, $N \leq R_s(A'_s + A_s) = R_s A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – площадь поперечного сечения всей продольной арматуры.

Проверка прочности проводится по вышеприведенному условию, из него же подбор арматуры $A_{s,tot}^{\text{треб}} = N/R_s$.

Ненапряженные элементы выполняются сварными или вязанными каркасами. Продольное армирование симметричное ($A_s = A'_s$), назначается по расчету, но не менее $\mu_{\min} b h_0$, где μ_{\min} – минимальный из условия предотвращения внезапного разрушения при появлении трещин процент армирования; принимается:

- для $A_{s,tot}$ $\mu_{\min} = 0,1\%$ при центральном растяжении;
- для A_s или A'_s $\mu_{\min} = 0,05\%$, при внецентренном растяжении.

Поперечное армирование должно охватывать продольные стержни и назначается конструктивно (условие свариваемости) $S \leq 2b$; $S \leq 600$ мм.

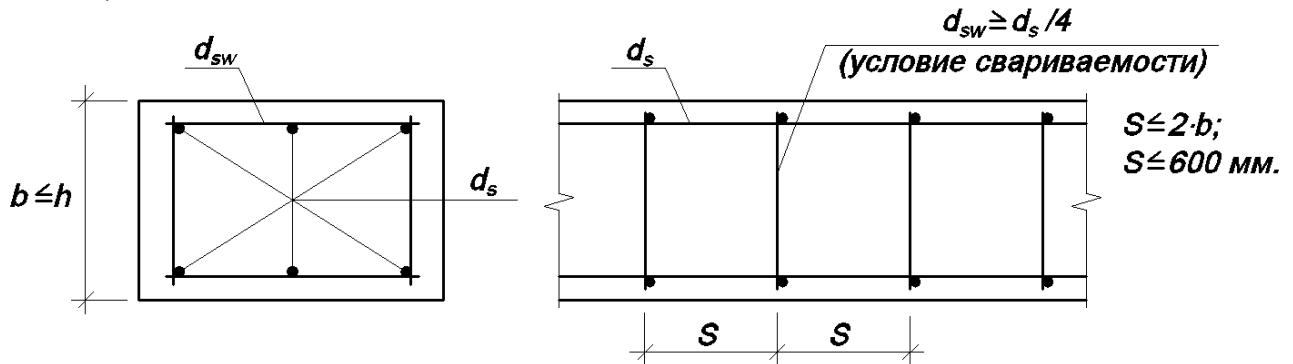


Рис. 44. Армирование центрально растянутого элемента без предварительного напряжения арматуры

Предварительно напряженные элементы армируются отдельными напрягаемыми продольными стержнями, пакетами или канатами и охватывающими их П – образными каркасами

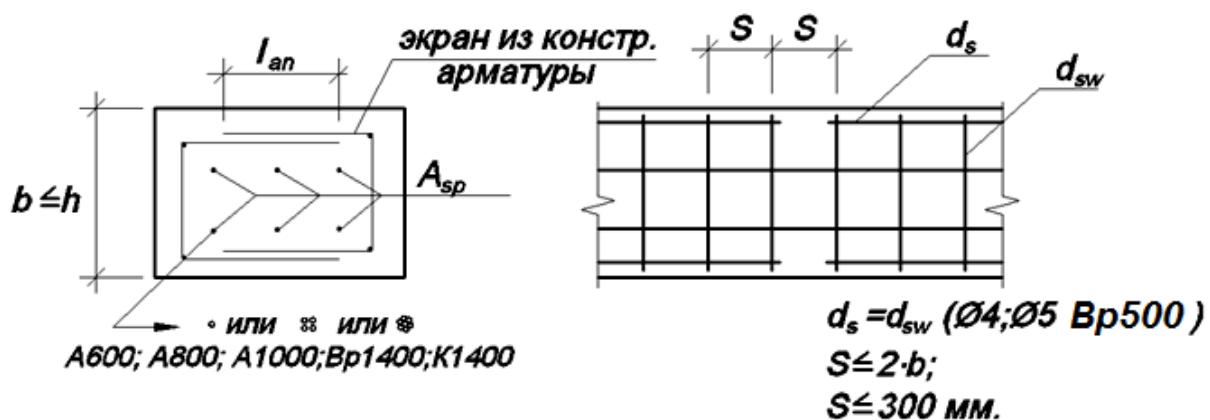


Рис. 45. Армирование центрально растянутого элемента с предварительным напряжением арматуры

Характер разрушения внецентренно растянутых элементов зависит от положения продольной силы, различают 2 случая:

1-й случай – случай малых эксцентрикитетов – продольная сила приложена между усилиями в арматуре S и S' , где S' – менее растянутая арматура. Характерная особенность – отсутствие сжатой зоны бетона.

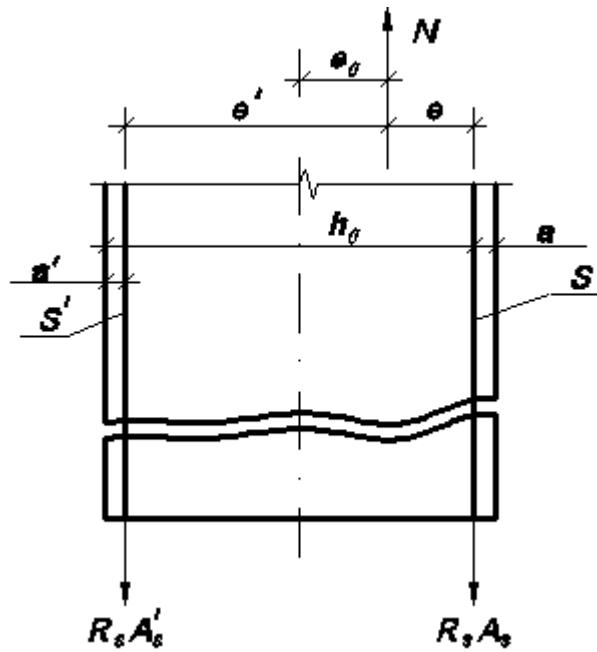


Рис. 46. Расчетная схема сечения по первому случаю

$$e_0 = M/N \leq (h_0 - a')/2; \\ e = (h/2 - a) - e_0;$$

$e' = e_0 + (h/2 - a')$ – расстояние от силы до центра тяжести менее растянутой арматуры.

Условие прочности формируется из уравнений равновесия $\sum M = 0$:

- из $\sum M_s N \cdot e \leq R_s A'_s (h_0 - a')$; (1)
- из $\sum M'_s N \cdot e' \leq R_s A'_s (h_0 - a')$. (2)

Подбор арматуры:

- из (1) $A'_{s\ mp} N \cdot e / (R_s (h_0 - a'))$;
- из (2) $A_{s\ mp} N \cdot e' / (R_s (h_0 - a'))$.

Проверка прочности проводится по двум (1) и (2) условиям.

2-й случай – больших эксцентрикитетов – продольная сила приложена за диапазоном $S \dots S'$, то есть $e_0 > (h_0 - a')/2$; характерная особенность – наличие сжатой зоны бетона,

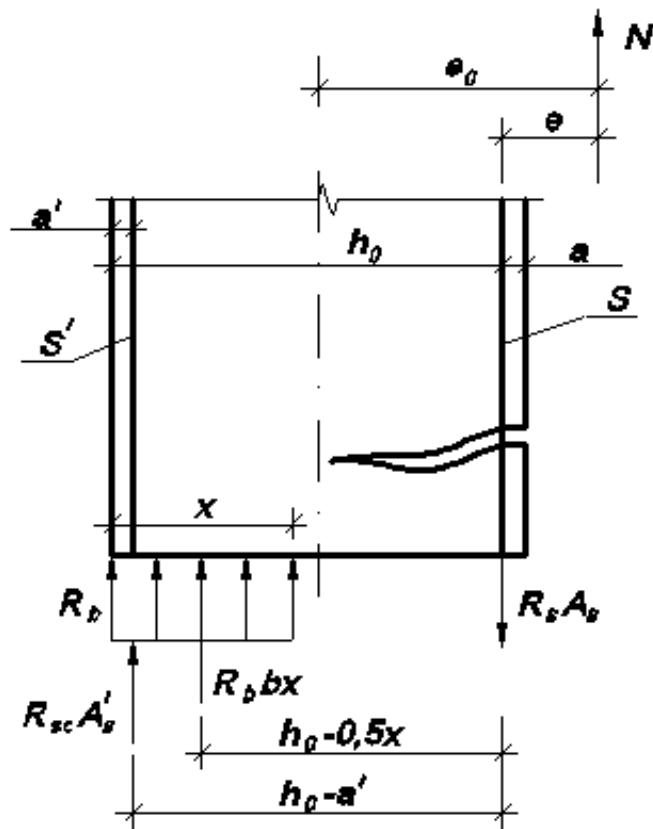


Рис. 47. Расчетная схема сечения по второму случаю

где $e = e_0 - (h/2 - a)$.

Из уравнения равновесия $\sum M_s = 0$ формируется условие прочности.

$$N \cdot e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s \cdot (h_0 - a'), \quad (3)$$

$$N \cdot e \leq a R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s \cdot (h_0 - a'), \quad (4)$$

где высота сжатой зоны определяется из уравнения равновесия $\sum N = 0$.

$$R_s A_s - R_{sc} A'_{sc} - N = R_b b x. \quad (5)$$

Если при проверке прочности $\xi = x/h_0 > \xi_R = x_R/h_0$, то принимается $x = x_R = \xi_R \cdot h_0$.

Порядок подбора арматуры:

1. Устанавливаем значение ξ_R и a_R .
2. Ориентировочно задаемся величинами a и a' , определяем $h_0 = h - a$.
3. Требуемое количество сжатой арматуры находим из (4) при $a = a_R$.

$$A_{s\ mp} = (N e - a_R R_b b h_0^2) / (R_{sc} (h_0 - a'));$$

если $A'_{s\ mp} > 0$, принимаем необходимое число диаметров с $A'_s \geq A'_{s\ mp}$;
если $A'_{s\ mp} \leq 0$, то арматуру A'_s принимаем конструктивно.

5. Из условия (4) определяем моментный коэффициент
 $\alpha = (Ne - R_{sc}A'_s \cdot (h_0 - a'))/(R_b b h_0^2)$;

если $\alpha > \alpha_R$ – ошибка вычислений;

6. $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} \leq \xi_R$.

7. Учитывается, что $x = \xi \cdot h_0$ из формулы (5) находим

$$A_{s\ mp} = (R_b b \xi h_0 + R_{sc} A'_s + N)/R_s.$$

8. По сортаменту принимаем необходимое число диаметров с $A_s \geq A_{s\ mp}$, размещаем арматуру в сечении, уточняем параметры a и a' и выполняем проверку прочности.

ТЕМА 19. Предварительно напряжённый железобетон. Цель, виды и способы создания предварительного напряжения. Анкеровка напрягаемой арматуры

Предварительно напряженные – это такие конструкции, в которых в период изготовления создаются начальные растягивающие напряжения в основной рабочей высокопрочной арматуре и, как следствие, начальные сжимающие напряжения в затвердевшем бетоне и обычной арматуре.

Этапы изготовления:

- натяжение арматуры, фиксация её концов;
- заполнение формы бетоном; уплотнение, твердение бетона и сцепление его с натянутой арматурой;
- освобождение концов натянутой арматуры и обжатие бетона, препятствующего за счёт сцепления укорочению арматуры.

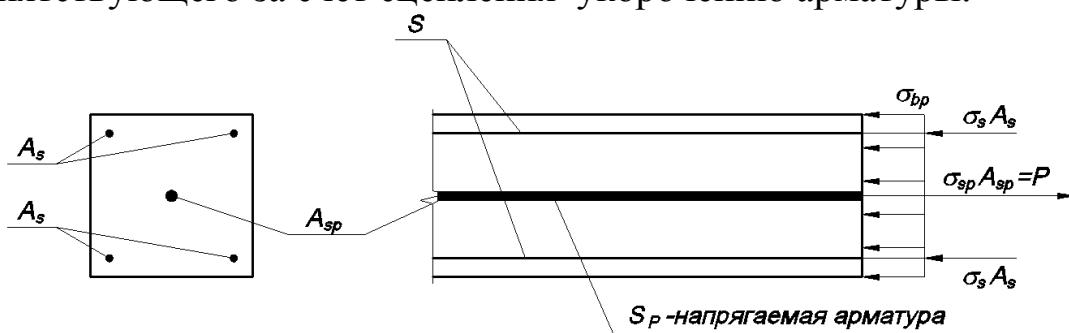


Рис. 48. Расчётная схема сечения в стадии изготовления

A_{sp} – площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры;

σ_{sp} – величина предварительного напряжения арматуры;

A_s – площадь сечения обычной арматуры;

σ_{bp} – напряжение обжатия бетона;

σ_s – сжимающее напряжение при обжатии;

P – усилие обжатия сечения.

Предварительное напряжение конструкций проводится с целью:

1. Эффективного (полного) использования высокопрочной арматуры.

2. Повышения трещиностойкости железобетонных конструкций.

3. Увеличения жёсткости конструкций.

Применение высокопрочной стали позволяет уменьшать расход рабочей арматуры, но если её не напрягать, полное (до условного предела текучести) её использование невозможно из-за значительных деформаций арматуры и ширины раскрытия трещин. Предварительная (при изготовлении) вытяжка твёрдой стали (до σ_{sp}) уменьшает долю деформации её от нагрузки и соответственно ширину трещин.

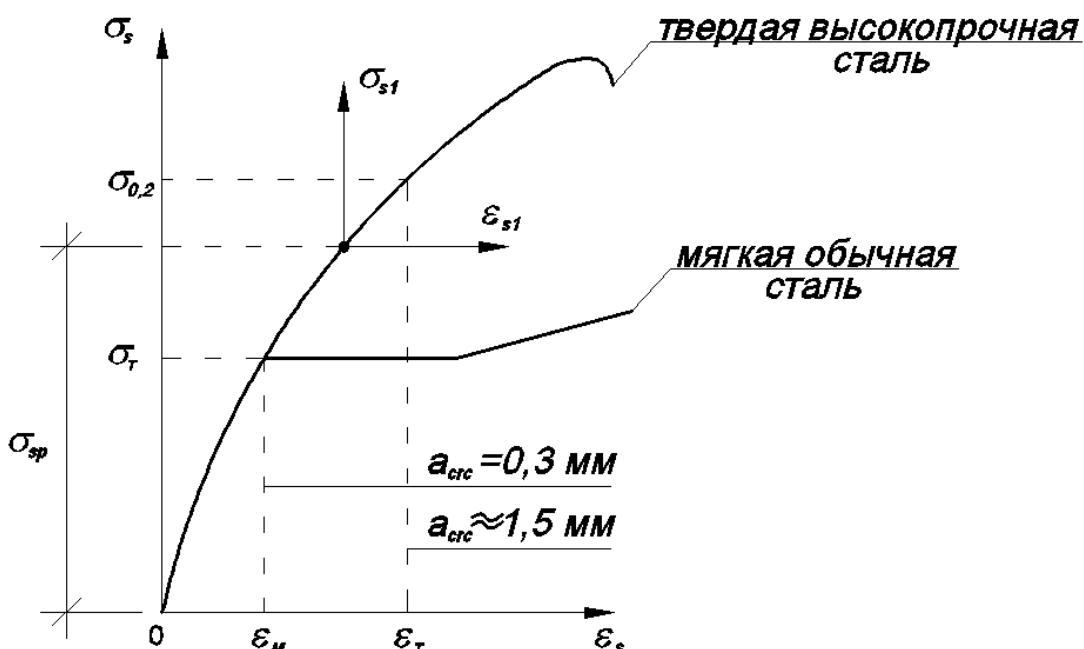


Рис. 49. Увеличение трещиностойкости в предварительно напряженных конструкциях

Повышение трещиностойкости и увеличение жёсткости обусловлено разгружающим действием (см. I и II стадии НДС) усилия обжатия P , которое рассматривается как внешняя сила.

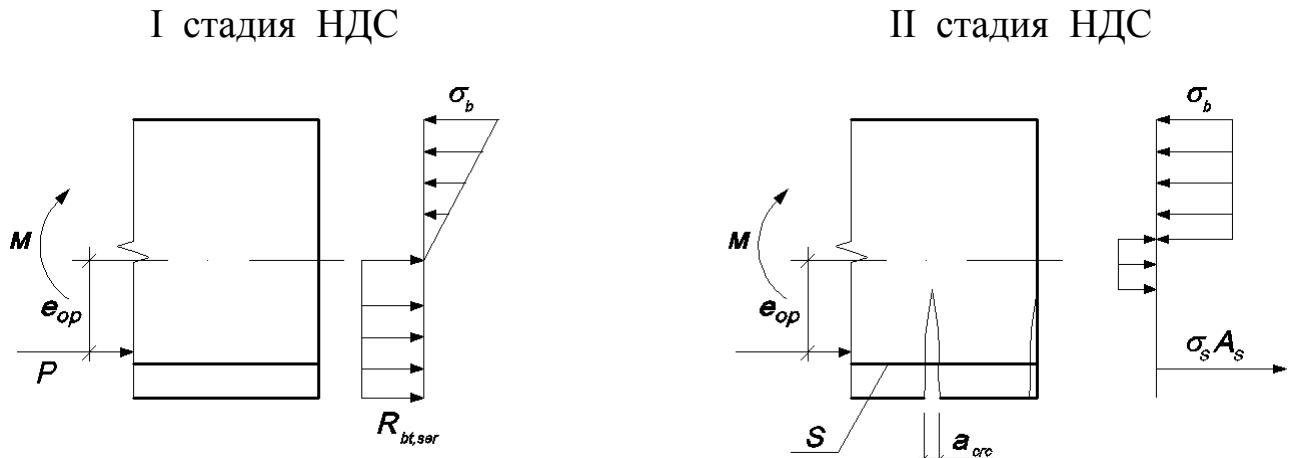


Рис. 50. Разгружающее действие усилия обжатия

Эффект разгрузки – $(M - P \cdot e_{op})$, где e_{op} – эксцентриситет усилия обжатия. В результате отдаляется момент образования трещин и уменьшаются прогибы.

На прочность железобетонных конструкций предварительное напряжение арматуры влияния не оказывает.

Существует два вида напряжения арматуры:

- 1) натяжение на упоры стендов или формы;
- 2) натяжение арматуры на бетон.

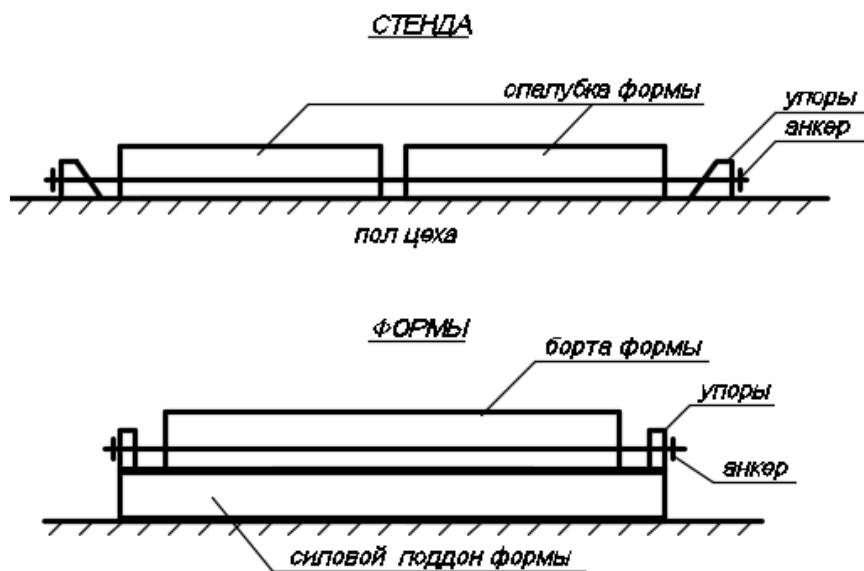


Рис. 51. Способы устройства натяжения арматуры на упоры

Натяжение на упоры (до бетонирования) применяется при заводском производстве:

- натянутую арматуру за концевые ограничители (анкера) фиксируют на упорах;

- бетонирование изделия, набор бетоном прочности не ниже передаточной R_{bp} , которая назначается не менее 50% проектной;
- освобождение арматуры от связи с упорами и обжатие конструкции.

Натяжения на бетон применяют после бетонирования конструкции или её блоков, имеющих каналы или пазы для размещения арматуры, затем:

- конструкция или блоки выставляются в проектное положение, в каналы и пазы укладывается высокопрочная арматура;
- проводится натяжение арматуры с упором в торцы конструкции и обжатие бетона с фиксацией концов в стационарных анкерных устройствах;
- каналы и пазы заполняются под давлением цементно-песчаным раствором для защиты арматуры от коррозии.



Рис. 52. Натяжение арматуры на бетон

Данный вид натяжения используется на строительной площадке (Останкинская телебашня).

Натяжение арматуры производят тремя способами:

1. Механическим с помощью гидравлических или винтовых домкратов.

2. Электротермическим способом:

– удлинение стержней за счет разогрева электрическим током до температуры 350 ... 400 °C;

– укладка разогретых стержней в форму с заведением концевых анкеров за грани упоров;

– остывание и укорочение арматуры, которому препятствуют упоры:

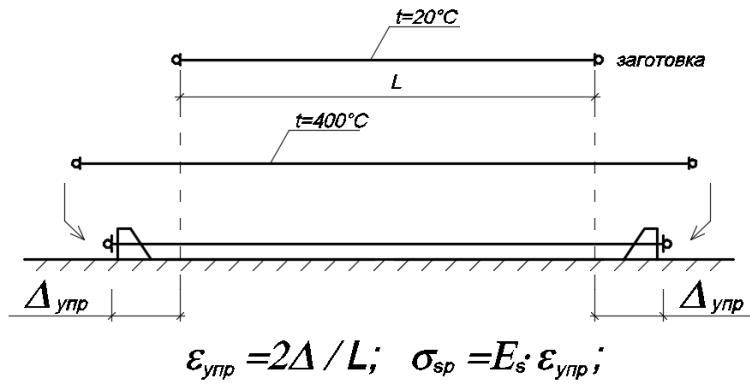


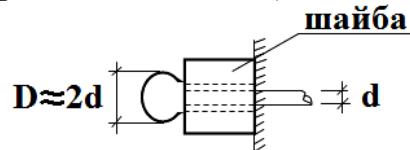
Рис. 53. Электротермический способ натяжения арматуры

3. Электромеханическим способом, представляющим собой одновременное сочетание двух способов.

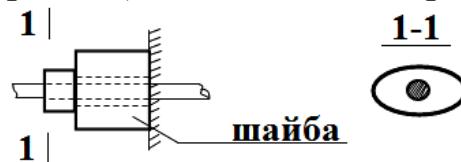
Анкеровка напрягаемой арматуры.

Закрепление предварительно натянутой арматуры на упорах или торцах элементов при натяжении на бетон производят с помощью концевых анкеров, например:

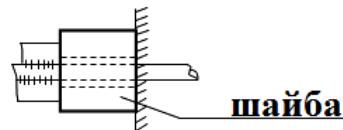
- высаженные (горячим способом) головки;



- обжимные (под прессом) обоймы или спирали;



- приваренные арматурные коротышки;



- клиновые захваты;

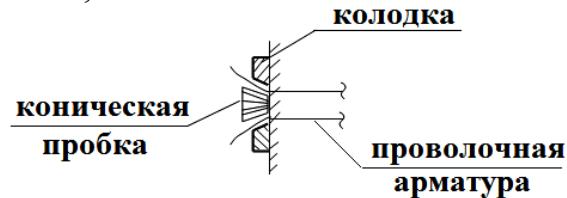


Рис. 54. Анкерные устройства

В теле бетона могут быть применены внутренние анкеры в виде высаженных головок, обжимных обойм или спиралей и т. п., в большинстве случаев закрепление арматуры в бетоне осуществляется за счёт самозаанкеривания – сцепления с бетоном.

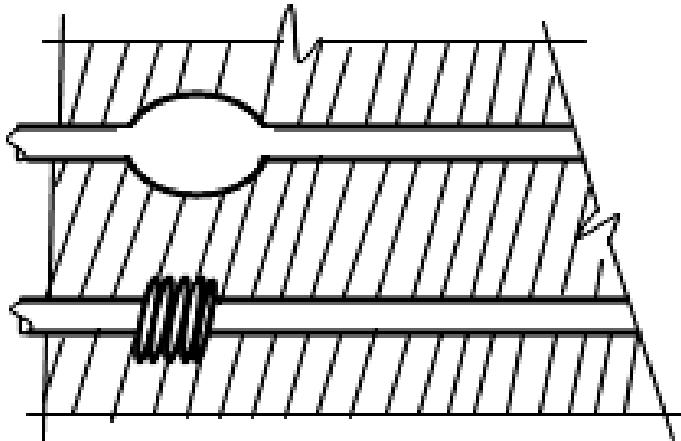


Рис. 55. Внутренние анкерные устройства

В таком случае после освобождения арматуры с упоров полностью напряжение с арматуры на бетон передаётся на расстоянии l_p от торца (длина зоны передачи). Для предотвращения повреждения бетона при отпуске арматуры с упоров на длине $0,6l_p$ от торца должно быть установлено косвенное армирование (сварные сетки, хомуты и т.п.), сдерживающее поперечные деформации бетона.

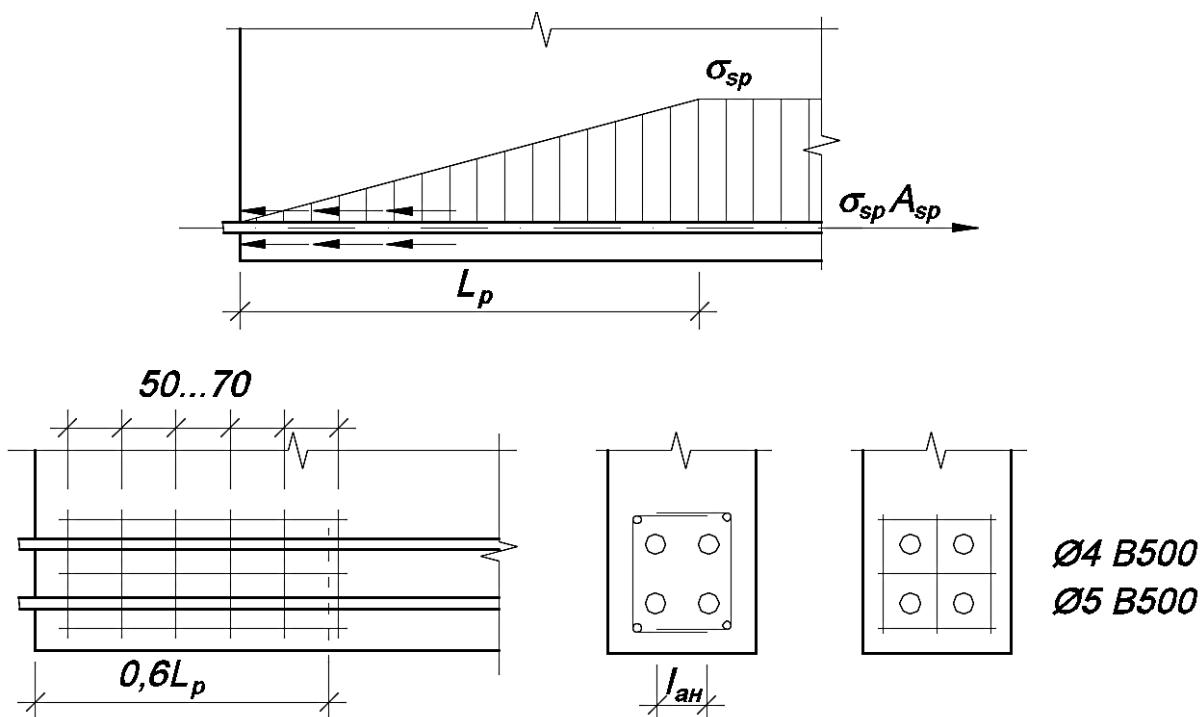


Рис. 56. Самоанкеровка высокопрочной арматуры

ТЕМА 20. Назначение величин предварительного напряжения арматуры

При напряжении арматуры нежелательно превышение её нормативного сопротивления ($\sigma_{sp} > R_{s,ser}$), возможны обрывы, нарушение сцепления, проскальзывание арматуры и т.п. С другой стороны, малая величина натяжения сводит на нет эффект предварительного напряжения. Поэтому нормами проектирования установлен диапазон величин начального напряжения:

$$0,3R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} \leq R_{s,ser}.$$

Рассчитанное значение σ_{sp} должно умножаться на коэффициент γ_{sp} , учитывающий погрешности процесса натяжения (точность)

$$\gamma_{sp}=1 \pm \Delta\gamma_{sp},$$

где $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

Коэффициент точности натяжения принимается больше единицы при неблагоприятном и меньше при благоприятном влиянии предварительного напряжения.

Начальные напряжения создаются за счёт упругого удлинения арматуры Δ_{upr} .

$$\sigma_{sp} = \Delta_{upr} / (l \cdot E_s) = \varepsilon_{upr} \cdot E_s,$$

где l – начальная (до натяжения) длина арматуры.

Уменьшение потери в дальнейшем начальных напряжений связано с различными факторами, вызывающими укорочение натянутой арматуры, то есть уменьшение Δ_{upr} .

В связи с необходимостью оценки преднатяжённых конструкций в стадии изготовления потери напряжений делятся на две группы:

- первые потери, происходящие при изготовлении элемента и обжатии бетона;
- вторые потери, происходящие после обжатия бетона, в процессе эксплуатации.

К первым потерям относятся:

1. Потери $\Delta\sigma_{sp1}$ от релаксации напряжений в натянутой на упоры арматуре при неизменной её длине; зависят от уровня напряжений – $\sigma_{sp}/R_{s,ser}$; потери связаны с уменьшением доли упругих деформаций и увеличением доли пластических; $\sigma_1 = E_s (\varepsilon_{y1} - \varepsilon_{y2}) = \varepsilon_{pl} \cdot E_s$.

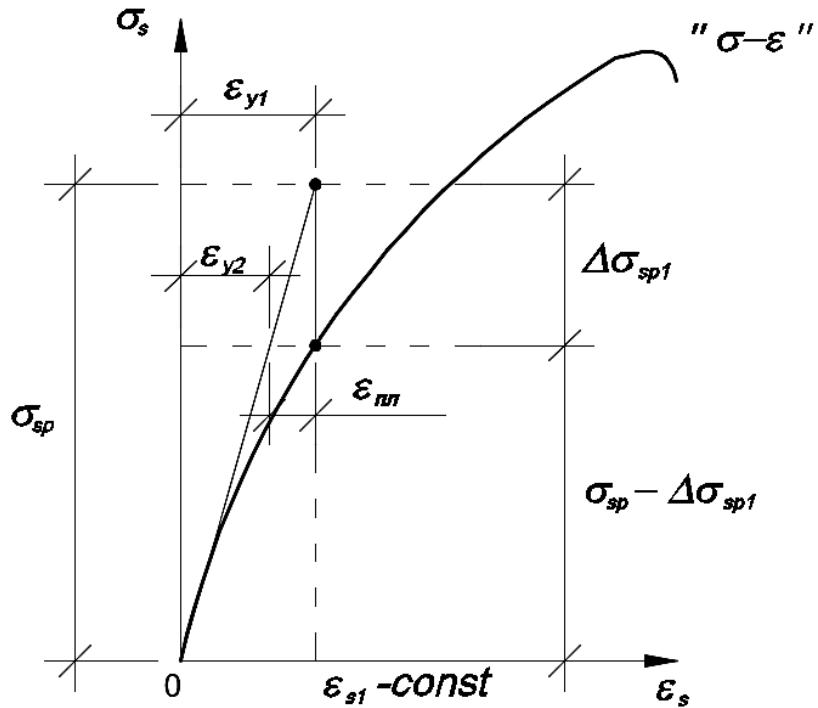


Рис. 57. Потери $\Delta\sigma_{sp1}$ от релаксации напряжений в натянутой на упоры арматуре

2. Потери $\Delta\sigma_{sp2}$ от температурного перепада зоны размещения упоров стенда и зоны прогрева свежеотформованного изделия; при нагреве теряется часть упругого удлинения арматуры; при размещении упоров на форме $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

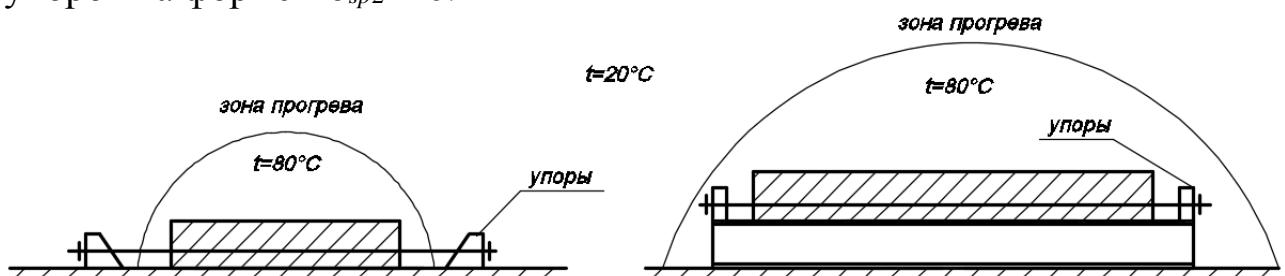


Рис. 58. Потери σ_2 от температурного перепада

3. Потери $\Delta\sigma_{sp3}$ от деформации стальной формы (при натяжении на упоры формы); при натяжении на упоры стенда $\Delta\sigma_{sp3} = 0$.

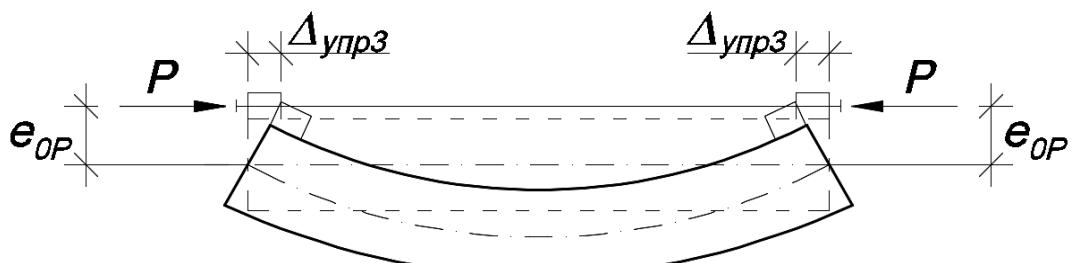


Рис. 59. Потери $\Delta\sigma_{sp3}$ от деформации стальной формы

4. Потери $\Delta\sigma_{sp4}$ от деформации анкеров (уменьшение упругого удлинения вследствие смещения арматуры в замках, втягивание высаженных головок и т.д.); при натяжении на упоры и на бетон.

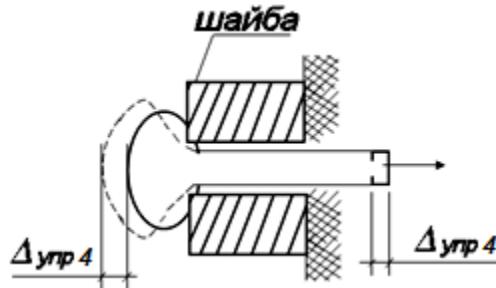


Рис. 60. Потери $\Delta\sigma_{sp4}$ от деформации анкеров

Величина предварительного напряжения с учётом первых потерь определяется по формуле

$$\sigma_{sp}(1) = \sigma_{sp} - \sum_1^4 \Delta\sigma_{spi}$$

и используется при расчёте предварительно напряжённых конструкций на стадии обжатия при изготовлении.

Ко вторым потерям относятся:

5. Потери $\Delta\sigma_{sp5}$ от усадки бетона (при натяжении на упоры и на бетон) связаны с ускорением элемента и зависят от класса и вида бетона; при натяжении на бетон $\Delta\sigma_{sp5}$ меньше, чем при натяжении на упоры.

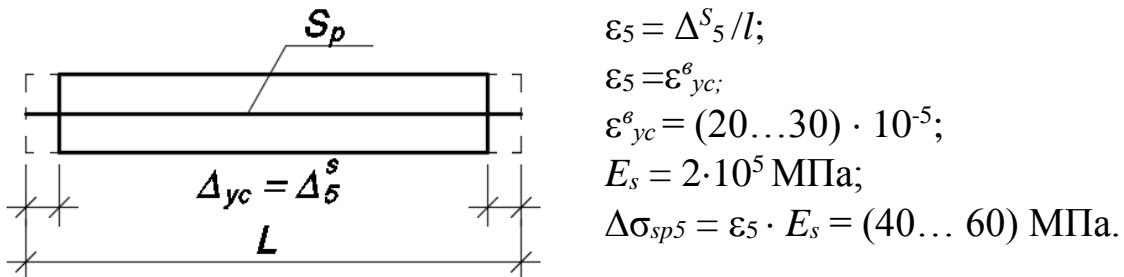


Рис. 61. Потери $\Delta\sigma_{sp5}$ от усадки бетона

6. Потери $\Delta\sigma_{sp6}$ от ползучести бетона под действием усилия в арматуре, натягиваемой на упоры; зависит от уровня обжатия бетона — σ_{bp}/R_{bp} , где R_{bp} — передаточная прочность бетона.

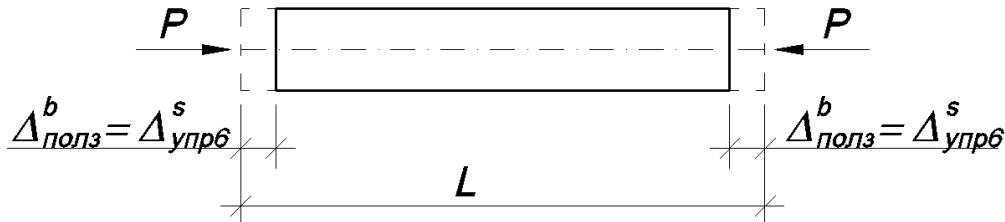


Рис. 62. Потери $\Delta\sigma_{sp6}$ от ползучести бетона

$$\varepsilon_{ynp.6} = 2 \cdot \Delta_{ynp}^s / l; \quad \Delta\sigma_{sp6} = E_s \cdot \varepsilon_{ynp.6}.$$

Величина предварительного напряжения с учётом всех потерь вычисляется по формуле

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \sum_1^6 \Delta\sigma_{spi}$$

и используется при расчёте конструкций на стадии эксплуатации, при этом суммарная величина потерь принимается не менее 100 МПа.

ТЕМА 21. Напряжение в бетоне при обжатии. Приведённое сечение

При обжатии сжимающие напряжения в бетоне должны определяться с целью исключения повреждений бетона, а также определения потерь напряжения в арматуре от ползучести ($\Delta\sigma_{sp6}$). Рассматривается упругая работа бетона по формулам сопротивления материалов как для однородного сечения. Поэтому используются приведённые поперечные сечения, включающие площадь бетона и площадь продольной (напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, заменённую эквивалентной площадью бетона, получаемой из уравнения совместности деформаций с помощью коэффициента приведения $\alpha = E_s / E_b$) : – на площади A_s и A^3_b действует одинаковые, эквивалентные силы N ;

- соответствующие напряжения $\sigma_s = N/A_s$ и $\sigma_b = N/A^3_b$;
- уравнение совместности деформаций $\varepsilon_b = \varepsilon_s$;
- или $\sigma_b / E_b = \sigma_s / E_s$;
- тогда $N/(A^3_b \cdot E_b) = N/(A_s \cdot E_s)$ и $A^3_b \cdot E_b = A_s \cdot E_s$;
- в итоге $A^3_b = A_s \cdot E_s / E_b = \alpha \cdot A_s$.

Рассмотрим расчётную схему приведённого сечения в стадии обжатия:

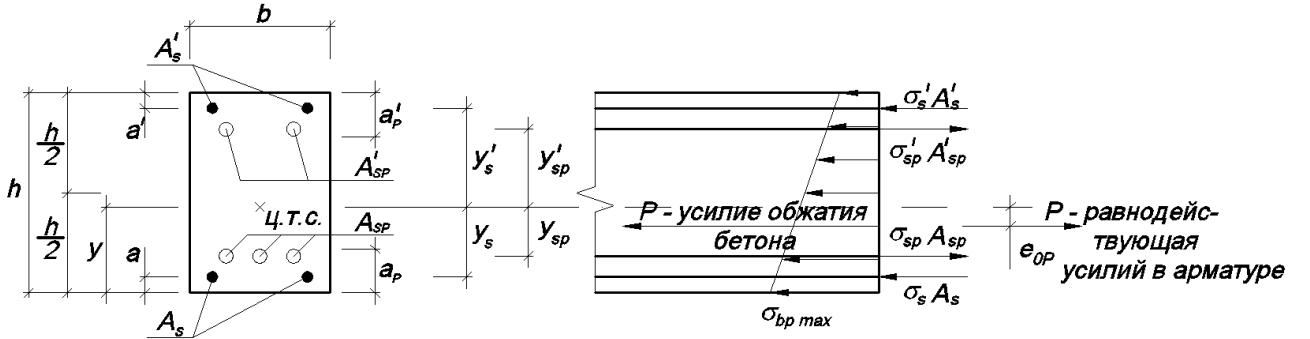


Рис. 63. Расчётная схема приведённого сечения в стадии обжатия

– $\sigma_{sp} \cdot A_{sp}$ и $\sigma'_{sp} \cdot A'_{sp}$ – усилия предварительного натяжения в нижней и верхней высокопрочной арматуре;

– σ_{bp} – напряжения в бетоне при обжатии;

– $\sigma_s \cdot A_s$ и $\sigma'_s \cdot A'_s$ – усилия сжатия в обычной (ненапряженной) арматуре.

Параметры приведённого сечения:

– площадь приведённого сечения

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha \cdot A'_{sp} + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A'_s,$$

где $A = b \cdot h$; α – дифференцирован;

– статический момент площади приведённого сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = S + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_p + \alpha \cdot A'_{sp} \cdot (h - a'_p) + \alpha \cdot A_s \cdot a + \alpha \cdot A'_s \cdot (h - a'),$$

где $S = b \cdot h^2 / 2$;

– расстояние от нижней грани до центра тяжести приведённого сечения

$$y = S_{red} / A_{red};$$

– момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$I_{red} = I + \alpha \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha \cdot A'_{sp} \cdot (y'_{sp})^2 + \alpha \cdot A_s \cdot y_s^2 + \alpha \cdot A'_s \cdot (y'_s)^2,$$

где $I = bh^3 / 12 + bh(y - h/2)^2$.

Равнодействующая усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре называется усилием предварительного обжатия бетона.

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} + \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s.$$

Из условия равенства моментов усилия обжатия и его составляющих относительно центра тяжести определяется эксцентриситет усилия обжатия

$$e_{op} = (\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} \cdot y'_{sp} - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot y'_s) / P.$$

Нормальное напряжение в бетоне на любом уровне сечения от усилия обжатия находится по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma_{bpi} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} y_i,$$

где y_i – расстояние от центра тяжести до искомого уровня сечения (+ – ниже, a – выше центра тяжести).

На стадии изготовления усилие обжатия P_1 определяется в зависимости от σ_{sp1} и σ'_{sp} с учётом первых потерь и σ_s и σ'_s – напряжений сжатия, численно равных потерям напряжения от быстро натекающей ползучести σ_6 ; должно выполняться условие

$$\sigma_{bpmax} = \frac{P_1}{A_{red}} \pm \frac{P_1 \cdot e_{op1}}{I_{red}} y_i \leq 0,95 R_{bp},$$

где R_{bp} – передаточный класс (МПа) бетона.

На стадии эксплуатации усилия обжатия P_2 определяются в зависимости от σ_{sp2} и σ'_{sp2} с учётом всех потерь и σ_s и σ'_s – напряжений сжатия, численно равных потерям от усадки b ползучести : $\Delta\sigma_{sp6}$.

ТЕМА 22. ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, КАТЕГОРИИ

Трещиностойкость железобетонных конструкций – это сопротивление образованию трещин в I стадии НДС или сопротивление чрезмерному их раскрытию во II стадии НДС.

Свод правил СП 63.13330.2012 устранил понятие о категориях трещиностойкости, упоминая только в п.4.3 [1] о конструкциях, к которым предъявляются требования по отсутствию трещин, и делается ссылка на СП 28.13330.2012 (Защита строительных конструкций от коррозии), в котором упоминаются категории трещиностойкости без пояснения, что это такое (п.п. 5.4.11, 5.4.15, 5.4.16, табл. Ж.3).

Рассматриваются предельные состояния II группы. К трещиностойкости железобетонных конструкций для ограничения проницаемости элементов и обеспечения сохранности арматуры предъявляются требования трёх категорий.

В конструкциях 1-й категории не допускается образование трещин.

К ним относятся элементы, воспринимающие давление жидкостей и газов (резервуары, напорные трубопроводы).

Должно выполняться условие

$$M_{расч} \leq M_{crc},$$

где $M_{расч}$ – расчётное усилие от постоянной, длительной и кратковременной нагрузок при $\gamma_f > 1$;

M_{crc} – усилие сопротивления образованию трещин, определяемое при нормативном сопротивлении бетона ($\gamma_{bt} = 1,0$).

В конструкциях 2-й категории допускается ограниченное по величине непродолжительное раскрытие трещин при условии обеспечения их надёжного последующего закрытия (зажатия).

Непродолжительное (a_{crc2}) раскрытие трещин определяется от действия нормативных ($\gamma_f=1$) постоянных, длительных и кратковременных, а продолжительное (a_{crc1}) – от действия нормативных постоянных и длительных нагрузок.

Должно выполняться условие

$$\text{при } M_{норм} > M_{crc}$$

$$a_{crc1} = 0,$$

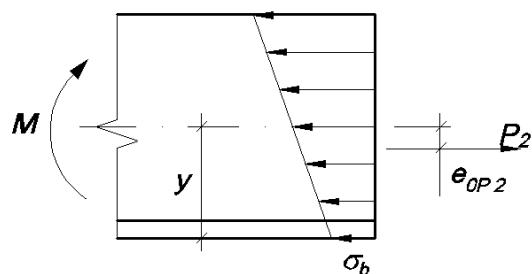
$$a_{crc2} \leq [a_{crc2}],$$

где $[a_{crc2}]$ – допускаемая в зависимости от условий эксплуатации и вида арматуры ширина непродолжительного раскрытия трещин (0,1…0,2 мм).

Надежное закрытие трещин при снятии кратковременных нагрузок обеспечивается условиями:

$$\sigma_b \geq 0,5 \text{ МПа},$$

где σ_b – напряжение в уровне растянутой от внешней нагрузки грани сечения, определяется как для упругого тела.



$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{\text{red}}} \pm \frac{P_2 \cdot e_{\text{OP2}}}{I_{\text{red}}} y - \frac{M}{I_{\text{red}}} y,$$

где M – усилие от постоянных и длительных нагрузок ($\gamma_f = 1$);

Рис. 64. Определение σ_b

$$\sigma_{sp2} + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser},$$

где σ_s – приращение напряжений в арматуре S_p от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

$0,8R_{s,ser}$ – предел пропорциональности, т.е. наличие только упругих, необратимых деформаций при данных напряжениях.

К конструкциям 2-й категории относятся мостовые пролётные балки, аэродромные и дорожные плиты и т.д.

В конструкциях 3-й категории допускается ограниченное по ширине продолжительное и непродолжительное раскрытие трещин; к ним относятся практически все конструкции зданий и сооружений.

При $M_{норм} > M_{crc}$, где $M_{норм}$ – нормативное усилие от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, должны соблюдаться условия:

$$\begin{aligned} a_{crc1} &\leq [a_{crc1}], \\ a_{crc2} &\leq [a_{crc2}], \end{aligned}$$

где в квадратных скобках допускаемые нормами проектирования продолжительное (0,1...0,3) и непродолжительное (0,3...0,4) раскрытие трещин, зависящее от условий эксплуатации и вида арматуры.

При эксплуатации железобетонных конструкций в закрытых помещениях:

- | | |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> – для арматуры класса А400 $[a_{crc1}] = 0,3 \text{ мм}$
$[a_{crc2}] = 0,4 \text{ мм}$ | <ul style="list-style-type: none"> – для арматуры класса А800 $[a_{crc1}] = 0,2 \text{ мм}$
$[a_{crc2}] = 0,3 \text{ мм}$ |
|---|---|

ТЕМА 23. Расчёт изгибаемых элементов по образованию трещин, нормальных к продольной оси

Трещины в нормальном сечении не образуются, если выполняется условие

$$M \leq M_{crc},$$

где M – момент внешних сил;

M_{crc} – момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в бетоне растянутой зоны.

Определение момента трещинообразования M_{crc} ведётся по способу ядерных моментов и предпосылке I стадии НДС. Доля момента трещинообразования – M_{rp} , затраченная на компенсацию начальных сжимающих напряжений σ_{bp} , определяется в предположении упругой работы бетона.

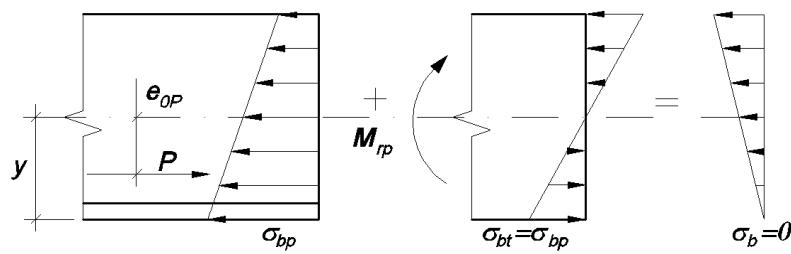


Рис. 65. Определение момента трещинообразования

$$M_{rp} = W_{red} \cdot \sigma_{bp} = W_{red} \left(\frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} \cdot y \right),$$

где $W_{red} = I_{red} / y$ – упругий момент сопротивления приведённого сечения для крайнего волокна.

В итоге:

$$\begin{aligned} M_{rp} &= P (W_{red}/A_{red} + e_{op}), \text{ или} \\ M_{rp} &= P (r + e_{op}), \end{aligned}$$

где r – расстояние от центра тяжести сечения до ядровой точки наиболее удалённой от растянутой зоны; влияние пластических деформаций учитывается введением коэффициента $\phi = 0,7\dots 1$.

$$r = \phi \cdot W_{red}/A_{red}.$$

Расчётная схема сечения для определения M_{crc} :

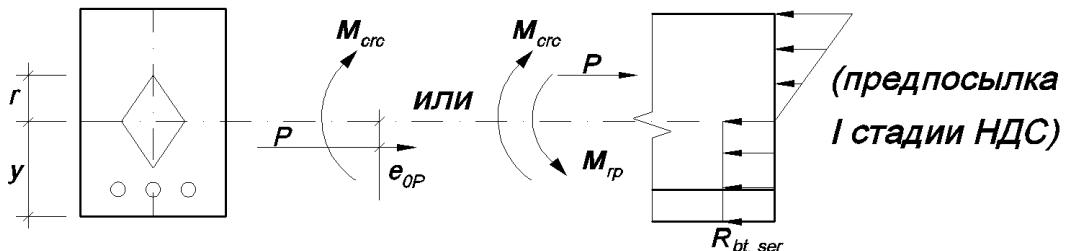


Рис. 66. Расчётная схема сечения для определения M_{crc}

Момент трещинообразования определяется относительно удалённой ядровой точки

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp},$$

где $W_{pl} = \gamma W_{red}$ – упругопластический момент сопротивления для крайнего растянутого волокна;

$\gamma = 1,25\dots 1,75$ – коэффициент, учитывающий пластику бетона, зависит от профиля сечения.

Для ненапряжённых конструкций усадка бетона снижает момент трещинообразования:

$P = -\sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s$ – усилие сжатия в обычной арматуре (см. тему: Напряжение в бетоне при обжатии), где σ_s и σ'_s напряжения численно равные потерян напряжения от усадки бетона σ_8 :

$$\begin{aligned} M_{rp} &= -(\sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s)(e_{op} + r); \\ M_{crc} &= R_{bt,ser} W_{pl} - (\sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s)(e_{op} + r). \end{aligned}$$

ТЕМА 24. Определение ширины раскрытия нормальных трещин

Расчёты по раскрытию трещин производятся по второй стадии НДС при выполнении условия

$$M > M_{crc}.$$

Ширина раскрытия трещин a_{crc} определяется от действия нормативных нагрузок ($\gamma_f = 1$) и в первую очередь зависит от относительных деформаций удлинения рабочей арматуры.

$$\varepsilon_s = \sigma_s/E_s,$$

где σ_s – приращение напряжений в рабочей арматуре от внешней нагрузки, определяется с использованием предпосылки II стадии НДС.

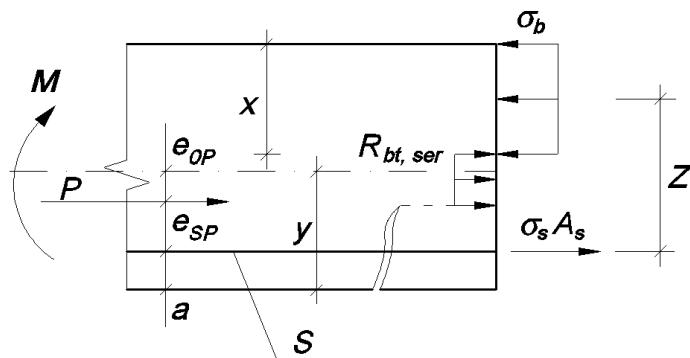


Рис. 67. Расчётная схема сечения

$$e_{sp} = y - a - e_{op}.$$

Из уравнения равновесия $\sum M_b = 0$ относительно центра тяжести сжатой зоны

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{A_s z}.$$

При многорядном расположении растянутой арматуры приращение напряжений увеличивается умножением на коэффициент

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a},$$

где a_2 – расстояние от крайнего растянутого волокна сечения до центра тяжести крайнего ряда растянутой арматуры.

Суммарные напряжения $\sigma_{sp} + \sigma_s$ не должны превышать нормативного сопротивления арматуры

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq R_{s,ser}.$$

Нормы проектирования рекомендуют определять ширину раскрытия трещин по эмпирической формуле (мм)

$$a_{crc,i} = \phi_1 \cdot \phi_2 \cdot \phi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s,$$

где σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки;

l_s – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

ϕ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

ϕ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры;

ϕ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1,2 – для растянутых элементов.

Расчётные значения ширины трещин ограничиваются допускаемыми величинами продолжительного ($[a_{crc1}]$) и непродолжительного ($[a_{crc2}]$) раскрытия:

Ширина продолжительного раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_{crc1} = a_{crc(1)} \leq [a_{crc1}].$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин вычисляется по формуле

$$a_{crc2} = a_{crc(1)} + a_{crc(2)} - a_{crc2} \leq [a_{crc2}],$$

где $a_{crc(1)}$ – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$a_{crc(2)}$ – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

$a_{crc(3)}$ – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

ТЕМА 25. Жёсткость железобетонных конструкций. Требования к определению прогибов. Понятие о кривизне

Прогибы элементов железобетонных конструкций не должны превышать предельных значений и рассчитываются исходя из следующих требований:

- а) технологических, обеспечивающих нормальные условия эксплуатации технологического, подъёмно-транспортного оборудования, контрольно-измерительных приборов и т.д. (для конструкций промышленных зданий);
- б) конструктивных, обеспечивающих независимую работу соседних элементов (для перекрытий над перегородками, перемычек и т.д.);
- в) эстетико-психологических, обеспечивающих благоприятное визуальное представление о конструкции (для конструкций гражданских зданий);
- г) физиологических, обеспечивающих отсутствие ощущения дискомфорта при колебаниях.

Прогибы с учётом технологических и конструктивных требований определяются от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. Прогибы, исходя из эстетико-психологических требований, определяются от постоянных и длительных нагрузок. Нагрузкой, исходя из физиологических требований, является сосредоточенная сила в 1кН (100 кгс) посередине пролёта, при этом прогиб элементов не должен превышать 0,7 мм.

В любом случае прогибы конструкций от полной нагрузки не должны превышать 1/150 пролёта или 1/75 вылета консоли.

Понятие о кривизне

Величина прогиба зависит от изгибной жёсткости EI и определяется по кривизнам согласно методике строительной механики:

$$f = D \frac{M}{EI} l^2 = S \frac{1}{r} l^2,$$

где l – расчётный пролёт балки;

M – изгибающий момент в среднем сечении;

S – коэффициент, зависящий от расчётной схемы балки на двух шарнирных опорах (для равномерно распределённой нагрузки $S=5/48$ и для сосредоточенной силы в середине пролета $S=1/12$);

$M/(EI)$ – кривизна среднего наиболее напряжённого сечения (рис. 68).

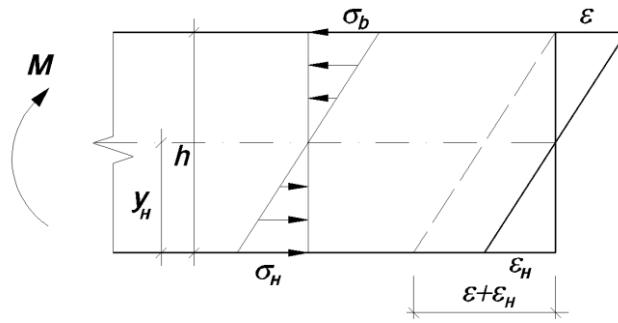


Рис. 68. Относительные деформации бетона и арматуры

$$\frac{M}{EI} = \frac{M}{EW_H \cdot y_H} = \frac{\sigma_H}{E \cdot y_H} = \frac{\varepsilon_H}{y_H} = \frac{\varepsilon + \varepsilon_H}{h},$$

анализ размерности:

$$\frac{\text{кгс}\cdot\text{см}}{\text{см}^2\cdot\text{см}^4} = \frac{1}{\text{см}},$$

отсюда кривизна – величина обратная радиуса изгиба продольной оси балки ($1/r = M/(EI)$).

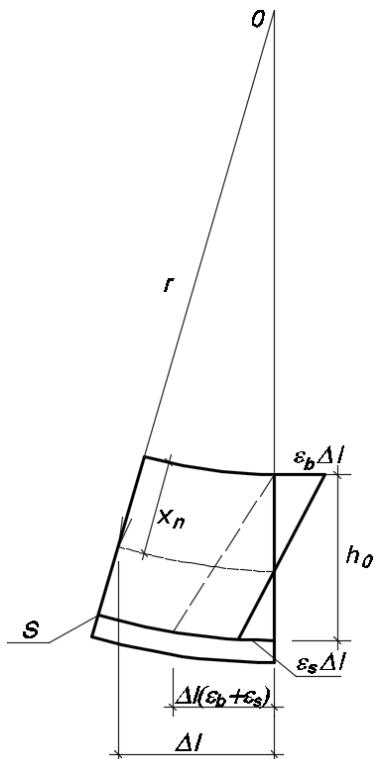


Рис. 69. К определению кривизны железобетонных элементов

Для железобетонных элементов определение кривизны проводится через продольные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры; для изогнутого участка бесконечно малой длины имеем:

$\varepsilon_b \cdot \Delta l$ – абсолютная деформация сжатого

бетона на участке Δl ;

$\varepsilon_s \cdot \Delta l$ – абсолютная деформация растянутой арматуры на участке Δl ;

из подобия треугольников

$$\frac{\Delta l}{r} = \frac{\Delta l(\varepsilon_b + \varepsilon_s)}{h_0},$$

или

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_s}{h_0} = \frac{\varepsilon_s}{h_0 - x_n}.$$

ТЕМА 26. Кривизна изгибаемых железобетонных элементов без трещин и с трещинами в растянутой зоне

Кривизна элементов без трещин в растянутой зоне, т.е. $M \leq M_{crc}$, определяется по I стадии НДС как для сплошного тела с учётом ползучести бетона.

Полное значение кривизны находится по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4,$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2 - \frac{1}{r}$ (без учёта усилия Р)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{kp}}{\phi_{b1} E_b I_{red}},$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{dl}}{\frac{E_b}{1+\phi_{b,cr}} I_{red}},$$

здесь I_{red} – момент инерции сечения относительно его центра тяжести, определяемый по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади сечения бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения α ;

M_{kp} и M_{dl} – моменты соответственно от кратковременной и длительной (с учётом постоянной) внешних нагрузок;

ϕ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона: для тяжёлого бетона $\phi_{b1}=0,85$;

$\phi_{b,cr}$ – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона (п. 6.1.16 СП 63.13330.2012);

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P ;

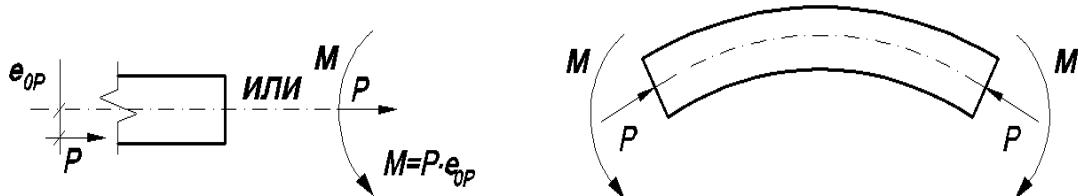


Рис. 70. Кривизна от выгиба элементов

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P \cdot e_{op}}{\phi_{b1} E_b I_{red}},$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента при длительном действии усилия предварительного обжатия от ползучести и усадки бетона.

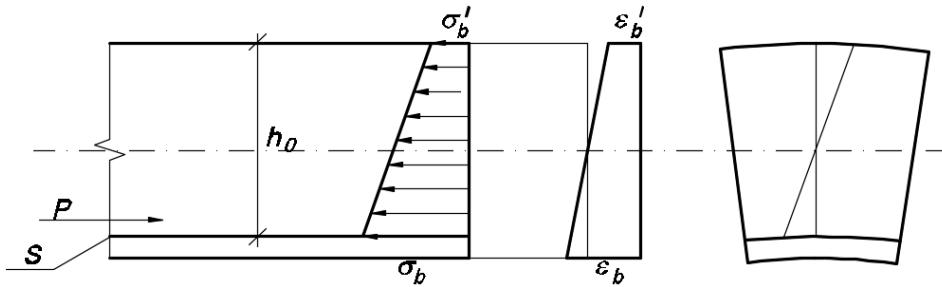


Рис. 71. Кривизна от выгиба элемента при длительном действии усилия предварительного обжатия

где σ_b и σ'_b – напряжения, численно равные потерям напряжений в арматуре от усадки и ползучести бетона (σ_6 ; σ_8 ; σ_9); соответствующие относительные деформации $\varepsilon_b = \sigma_b/E_s$ и $\varepsilon'_b = \sigma'_b/E_s$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0}.$$

Полные значения кривизны для участков с трещинами в растянутой зоне должны определяться по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4,$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок (для тяжёлого бетона $v = 0,15$ или $v = 0,1$);

$\left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2$ – приращение кривизны от непродолжительного действия всей нагрузки ($v = 0,45$);

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента при длительном действии усилия обжатия от усадки ползучести бетона (см. выше).

Кривизна изгибающего элемента на участках с трещинами в растянутой зоне определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{kp}}{E_{b,red} I_{red}};$$

где I_{red} – момент инерции сечения относительно его центра тяжести, определяемый по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площадей сечения сжатой арматуры с коэффициентом приведения a_{s1} и растянутой арматуры с коэффициентом приведения a_{s2} ;

$E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона,

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{bI,red},$$

где $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$ – для тяжёлого бетона при непродолжительном действии нагрузки;

$\varepsilon_{b1,red} = 0,0024$ – для тяжелого бетона при продолжительной нагрузке и относительной влажности воздуха окружающей среды $w > 75\%$;

$\varepsilon_{b1,red} = 0,0028$ – для тяжелого бетона при продолжительной нагрузке и относительной влажности воздуха окружающей среды $75\% \leq w \leq 40\%$;

$\varepsilon_{b1,red} = 0,0034$ – для тяжелого бетона при продолжительной нагрузке и относительной влажности воздуха окружающей среды $w < 40\%$.

Поскольку высота сжатой зоны в элементе с трещинами в растянутой зоне переменная по длине, в расчете участвует средняя высота сжатой зоны x_m .

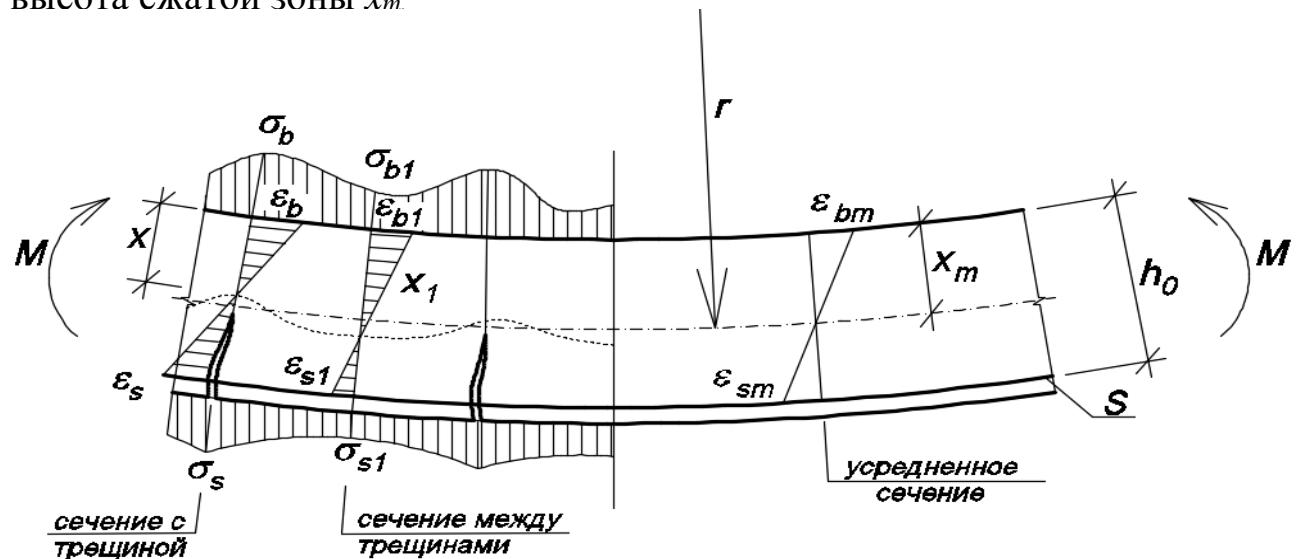


Рис. 72. Расчетная схема к определению средней высоты сжатой зоны

где x ; ε_b ; ε_s – высота сжатой зоны, деформации сжатого бетона и арматуры в сечении с трещиной;

x_1 ; ε_{b1} ; ε_{s1} – высота сжатой зоны, деформации сжатого бетона и арматуры в сечении между трещинами;

для усреднённого сечения:

- $x_1 < x_m < x$;
- $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_{bm} < \varepsilon_b$;
- $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{sm} < \varepsilon_s$.

Для прямоугольных сечений средняя высота сжатой зоны определяется по формуле

$$x_m = h_0 \left[\sqrt{(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1})^2 + \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} \frac{a'}{h_0} \right)^2} - (\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1}) \right],$$

где $\mu_s = \frac{A_s}{bh_0}$; $\mu'_s = \frac{A'_s}{bh_0}$.

ТЕМА 27. Сборные железобетонные конструкции. Расчётные схемы сборных элементов при транспортировке и монтаже. Расчёт монтажных петель

По исполнению железобетонные конструкции подразделяются на монолитные, сборные и сборно-монолитные. Сборные конструкции связаны с развитием базы стройиндустрии, парка спецтранспорта и подъёмных механизмов. Особенностью сборных элементов является наличие расчётной стадии транспортирования и монтажа. При проектировании сборных конструкций необходимо:

- устанавливать отпускную прочность бетона, при которой допускается транспортирование, монтаж и даже загружение конструкции;
- размещать монтажные петли или отверстия таким образом, чтобы по возможности не увеличивать армирование, необходимое при эксплуатации.

Расчётные схемы сборных элементов при подъёме, транспортировании и монтаже могут существенно отличаться от проектных эксплуатационных схем, что может вызывать необходимость дополнительного армирования.

При расчёте элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при подъёме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элемента следует вводить с коэффициентом динамичности, равным:

- при транспортировке – $\gamma_d = 1,6$;
- при подъёме и монтаже – $\gamma_d = 1,4$;

величина расчётной нагрузки определяется по формуле

$$q = g \cdot \gamma_f \cdot \gamma_d,$$

где g – нормативная нагрузка от собственного веса;

γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке;

γ_d – коэффициент динамичности.

Различие расчётных схем можно продемонстрировать на следующем примере.

Балконная плита

Стадия эксплуатации:

- 1) конструктивная схема: плита с вылетом величиной l_k закреплена в стене продольной стороной, загружена вертикальной распределённой нагрузкой;

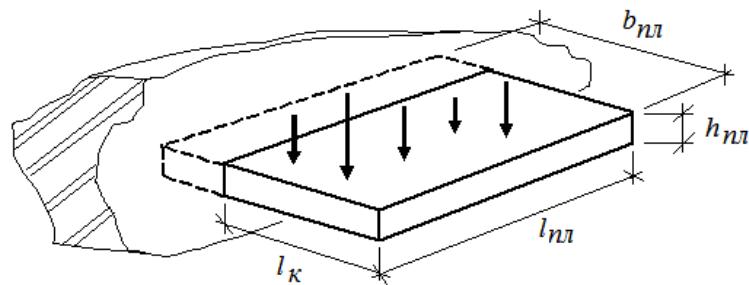


Рис. 73. Конструктивная схема балконной плиты

2) расчётная схема – консоль, загруженная равномерно распределённой нагрузкой;

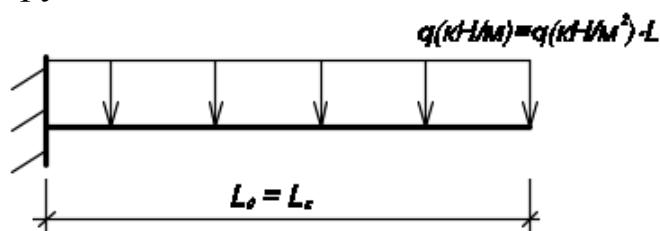


Рис. 74. Расчетная схема

3) статический расчёт (определение M, Q, N);

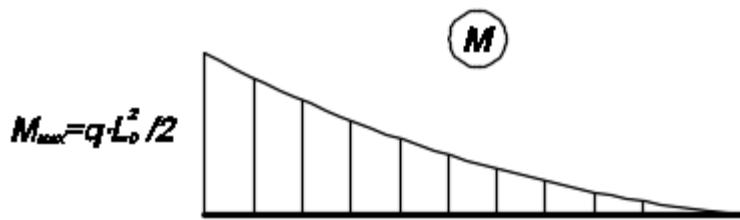


Рис. 75. Эпюра моментов

4) конструктивный расчёт: расчётное сечение – прямоугольное с одиночным армированием;

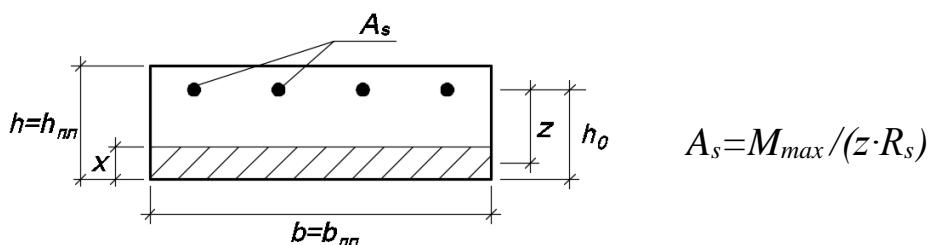


Рис. 76. Расчетное сечение

5) конструирование: плита армируется в верхней части сеткой С–1 с поперечной рабочей арматурой;

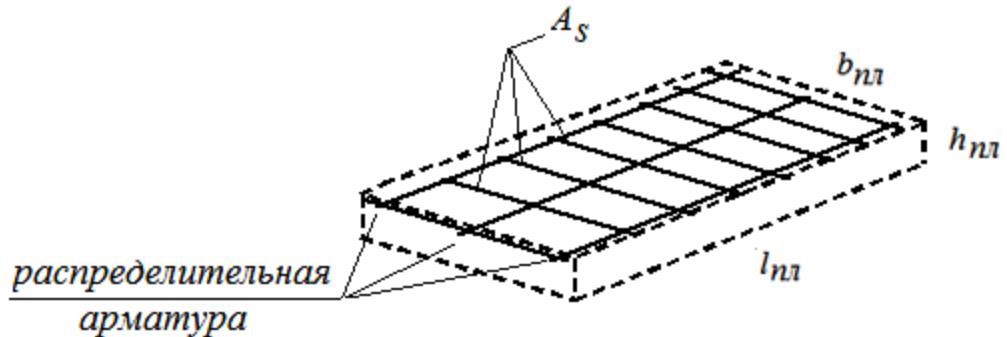


Рис. 77. Армирование плиты

Таким образом, если плиту изготавливать на месте (в монолите), достаточно одной сетки С–1.

Стадия транспортирования и монтажа (для сборной плиты):

1) конструктивная схема: при транспортировании плиты размещена на деревянных прокладках, размещённых под монтажными петлями, нагрузка – собственный вес с учётом динамики;

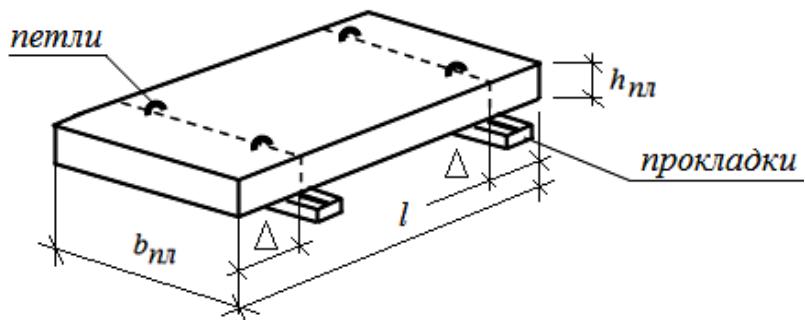


Рис. 78. Установка прокладок под плиты

2) расчётная схема: однопролётная балка с шарнирными опорами, загруженная равномерно распределённой нагрузкой;

$$q(kN/m) = q(kN/m^2) \cdot b_{nl} \\ (\gamma_d = 1,6)$$

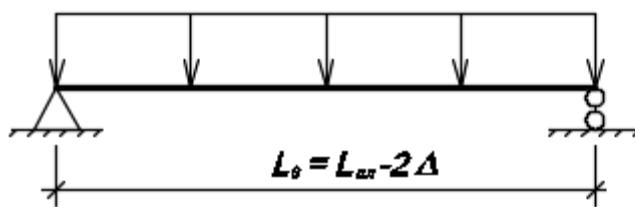


Рис. 79. Расчетная схема на стадии транспортирования

3) статический расчёт:

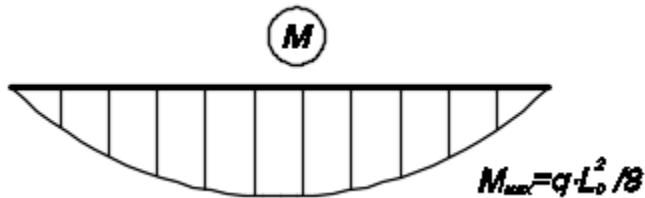


Рис. 80. Эпюра моментов

4) конструктивный расчёт: расчётное сечение прямоугольное с одиночной арматурой:

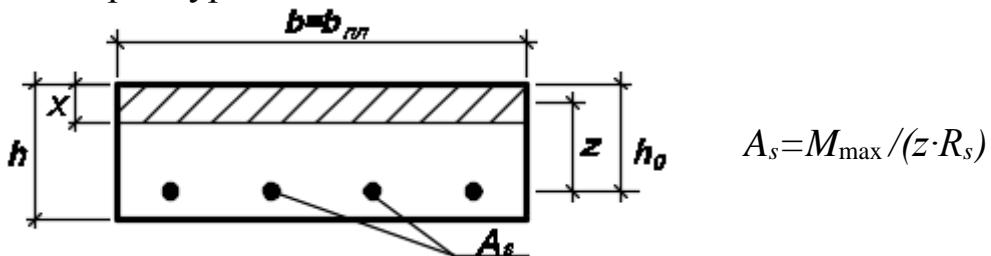


Рис. 81. Расчетное сечение

5) конструирование: по условиям транспортирования необходимо плиту армировать в нижней части сеткой С-2 с продольной рабочей арматурой.

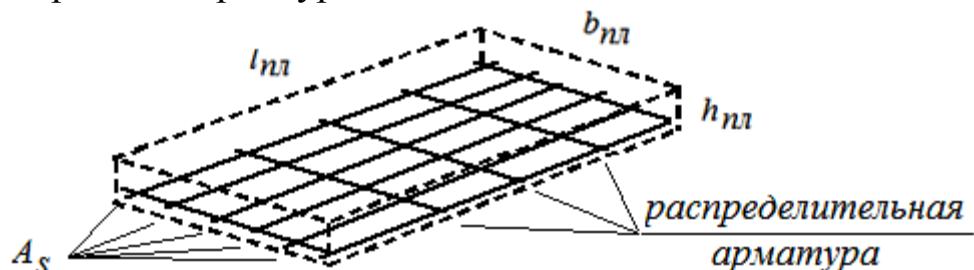


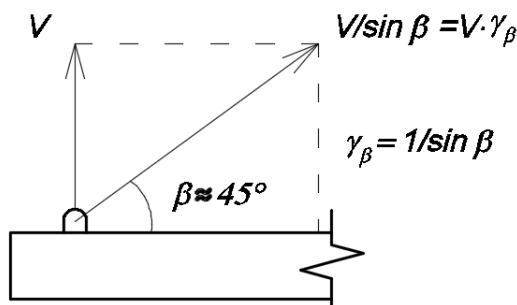
Рис. 82. Армирование плиты на стадию транспортирования

Вывод: для сборной конструкции необходимо дополнительное армирование (сетка С-2).

Расчёт монтажных петель

Монтажные петли воспринимают вес конструкции с учётом динамичности ($\gamma_d = 1,4$), должны рассчитываться с учётом угла наклона строп. Для подъёмных (монтажных) петель применяется горячекатаная арматурная сталь класса А240.

Площадь поперечного сечения стержня петли определяется по формуле:



$$A_s = G \cdot \gamma_f \cdot \gamma_d \cdot \gamma_\beta / (n \cdot R_s),$$

где G – нормативный вес изделия;
 $\gamma_d = 1,4$;
 n – расчётное число петель;
 $\gamma_\beta = 1,5$ – (рис. 83).

Рис. 83. Расчет монтажной петли

ТЕМА 28. Многопустотные плиты

Многопустотные плиты относятся к наиболее распространённым сборным железобетонным конструкциям перекрытий. Из них самые массовые – плиты с круглыми пустотами.

Конструктивные параметры круглопустотных плит: высота 220 мм; ширина от 940 до 3000 мм; длина до 4,2 м – плиты с обычным армированием; от 4,8 до 9 м – плиты с предварительно напряжённым армированием; диаметр пустоты 159 мм. По боковым граням плит устраивают регулярно расположенные пазы в виде усечённого конуса для обеспечения совместной работы плит в перекрытии при заполнении межплитных швов раствором. Технологией изготовления обусловлено наличие слабого и усиленного торцов.

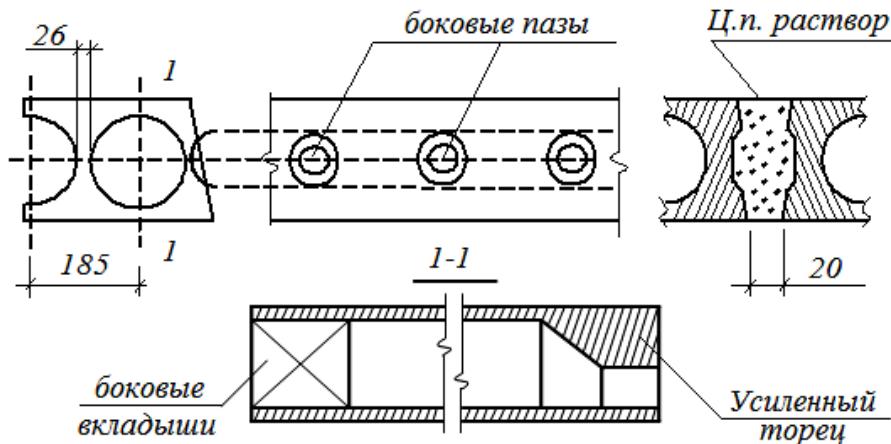


Рис. 84. Многопустотные плиты

Плиты короткими сторонами свободно укладываются на опорные конструкции (стены, балки) по распределительному слою цементно-песчаного раствора толщиной 10 мм. Характер нагружения – практически равномерный по всей площади плиты.

Проектная расчётная схема – статически определимая однопролётная балка на шарирных опорах, загруженная равномерно распределённой погонной нагрузкой; расчётный пролёт – расстояние между серединами площадок опирания. Статическим расчётом определяются усилия M и Q .

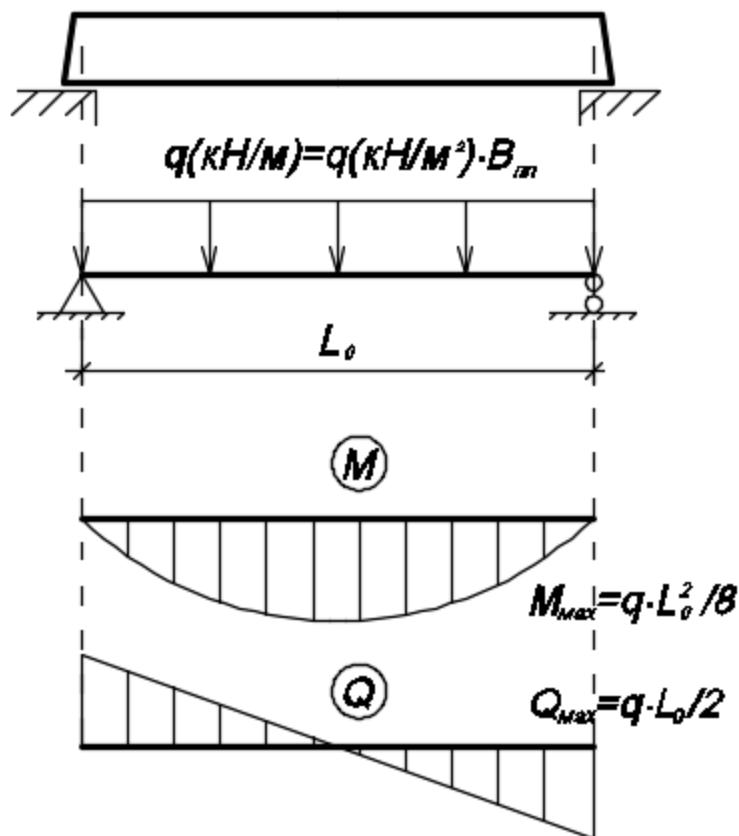


Рис. 85. Статический расчет многопустотных плит:
 B_{nl} – ширина грузовой площади,
расстояние между серединами продольных межплитных швов

Параметры продольного и поперечного армирования A_s , A_{sw} определяются в результате конструктивного расчёта нормальных и наклонных сечений. Геометрические размеры таврового сечения при расчёте прочности (I группа предельных состояний) формируются при замене круглого отверстия квадратным со стороной, равной диаметру отверстия. При проверке жёсткости и трещиностойкости пользуются эквивалентным двутавровым сечением с площадью и моментом

инерции равным фактическому, при этом круглое отверстие приводится к прямоугольному с размерами:

$$- \quad h_{om\theta} = 0,866 \cdot d;$$

$$- \quad b_{om\theta} = 0,907 \cdot d,$$

где d – диаметр круглого отверстия.

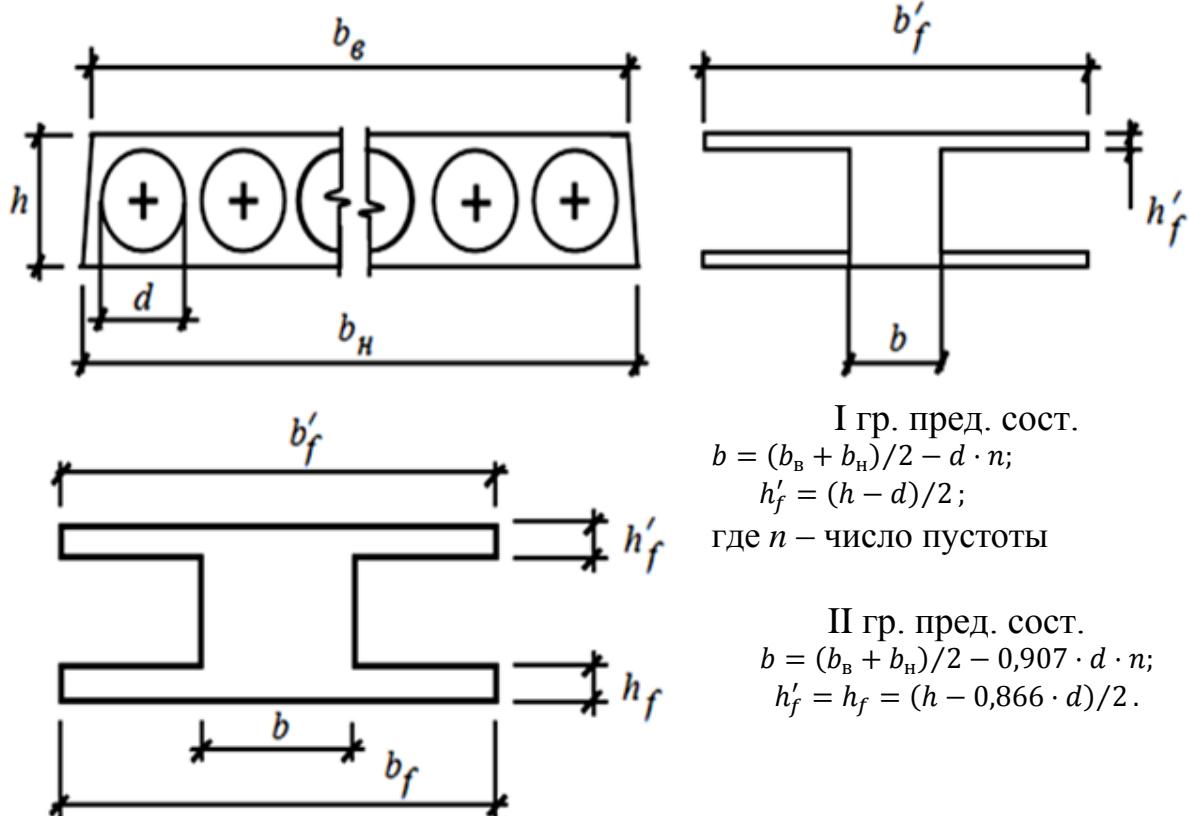


Рис. 86. Эквивалентное сечение пустотной плиты

Конструирование плит с обычной арматурой

Принятая рабочая арматура (по A_s) является продольной арматурой сетки С-1, размещаемой в нижней полке; рабочие стержни целесообразно расставлять по оси рёбер.

Подобранные поперечное армирование A_{sw} сосредоточено в коротких ($\geq 1/4 l_0$) при опорных каркасах, устанавливаемых через одно-два ребра (Кр-1).

Верхняя полка армируется конструктивной противоусадочной сеткой из проволоки Ø 3;4 Вр500 с шагом 200...300 мм (С-2).

Потайные монтажные петли имеют вид салазок с разнонаправленными полозьями и закладываются по четырём сторонам угла плит путём навески на пустообразователи (П-1).

В плитах с преднапряжённым армированием сетка С-1 заменена отдельными высокопрочными элементами (стержнями, пакетами проволок, канатами) и при опорными корытообразными сетками (из проволоки Вр500), установленных с целью анкеровки концов предварительно напряжённой арматуры (С-3).

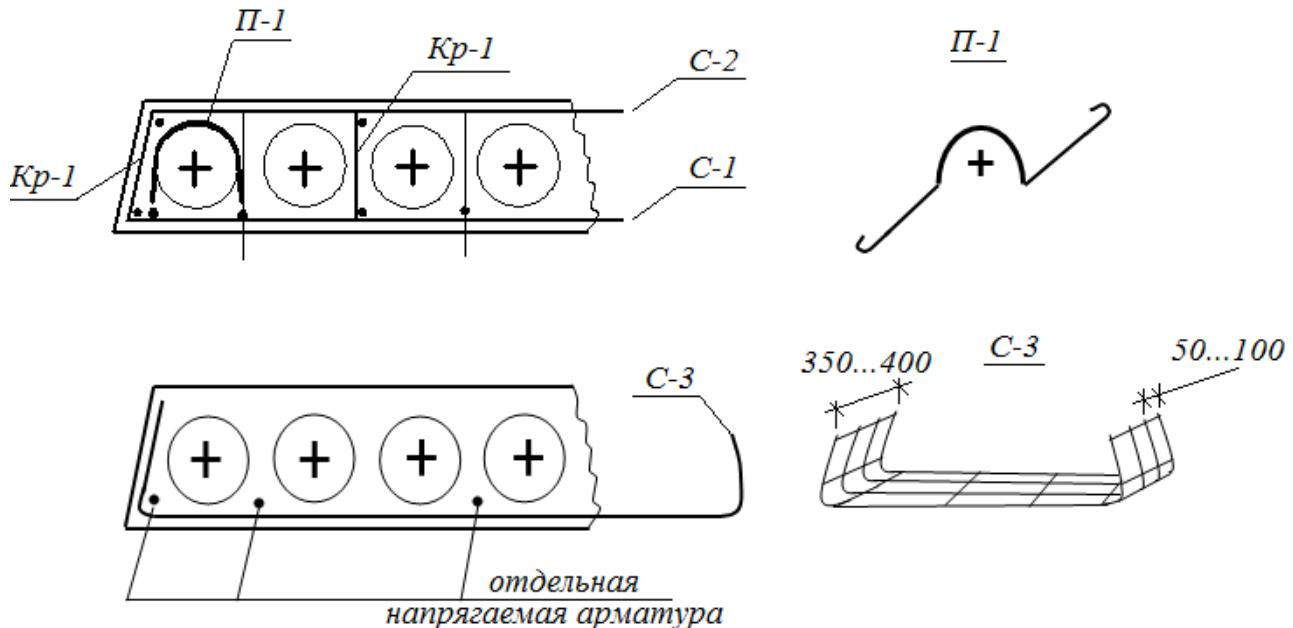


Рис. 87. Армирование многопустотной плиты

ТЕМА 29. Ребристые плиты перекрытий и покрытий

Ребристые плиты в основном применяются для перекрытий и покрытий производственных зданий.

Конструктивные параметры:

- плиты состоят из трёх расчётных элементов: полки, продольных и поперечных рёбер, монолитно связанных между собой;
- длина плит 6 и 12 (только для покрытий) м;
- ширина плит 1,5 и 3 (только для покрытий) м;
- высота продольных рёбер плит: 300 и 450 мм – в покрытиях; 300 и 400 мм – в перекрытиях;
- высота поперечных рёбер – обычно половина высоты продольных;
- толщина полки: 50 мм для плит перекрытий; 30 мм для плит покрытий.

Продольные рёбра плиты концами опираются на опорные конструкции (стены, балки, фермы) и прикрепляются сваркой закладных деталей. По боковым наружным граням рёбер устроены продольные пазы для обеспечения совместной работы плит в перекрытии при заполнении межплитных швов цементно-песчаным раствором. Характер нагружения плит – практически равномерный по всей площади.

Проектная расчётная схема – статически определимая однопролётная балка на шарнирных опорах, загруженная равномерно распределённой погонной нагрузкой; расчётный пролёт – расстояние между серединами опорных закладных деталей. Статическим расчётом определяются усилия M и Q .

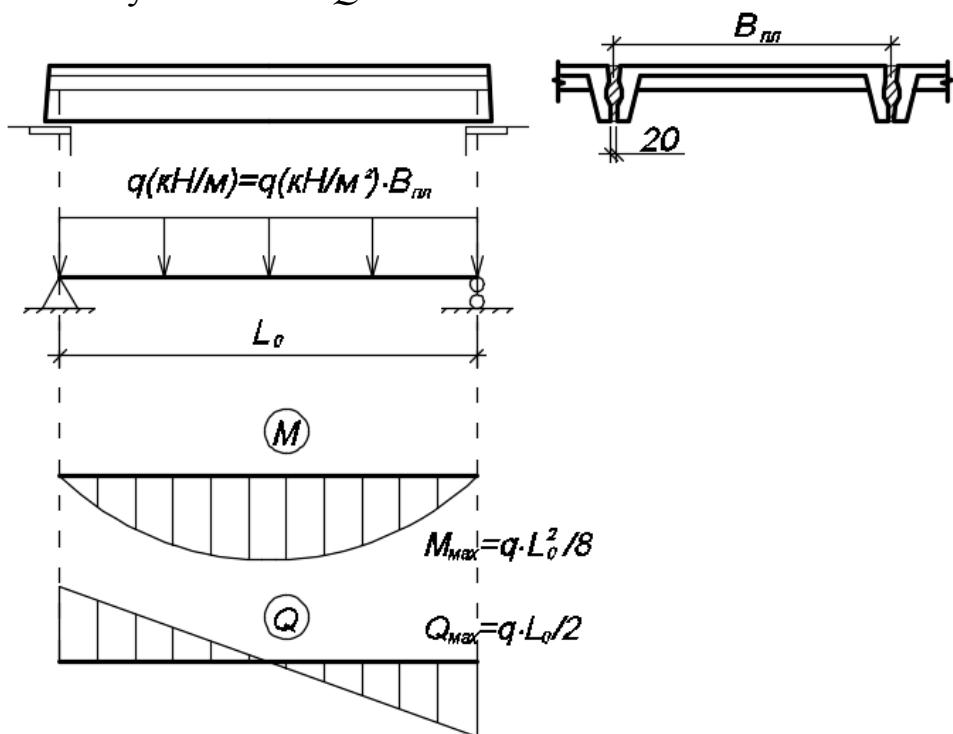


Рис. 88. Статический расчет ребристой плиты

Продольное A_s и поперечное A_{sw} армирование принимаются в результате конструктивного расчёта тавровых сечений, в которых следует обратить внимание на правильное назначение параметра b_f . Суммарная ширина ребра b принимается по минимальным (I группа предельных состояний) и усреднённым (II группа предельных состояний) размерам.

В варианте обычного (без предварительного напряжения) армирования в продольных рёбрах устанавливаются по одному плоскому каркасу с принятой продольной и поперечной арматурой,

причём нижние продольные стержни привариваются к опорным закладным деталям, вертикальными анкерами которой являются потайные монтажные петли.

В предварительно напряжённом варианте рабочее A_s армирование представлено отдельными высокопрочными элементами (стержнями, пакетами проволок, канатами), а плоские каркасы имеют верхнюю и нижнюю продольную монтажную арматуру. Кроме этого, анкеровка концов предварительно напрягаемой арматуры выполняется путём косвенного армирования участков рёбер, примыкающих к опорным закладным деталям, V-образными сетками. Сетки размещаются на участках между закладными деталями и концами плоских каркасов, V-образные стержни сеток выполняют также функции поперечного армирования. Длина участков – не менее $0,6\ell_p$, шаг V-образных стержней 50...70 мм, диаметр 4 : 5 мм, класс Вр500.

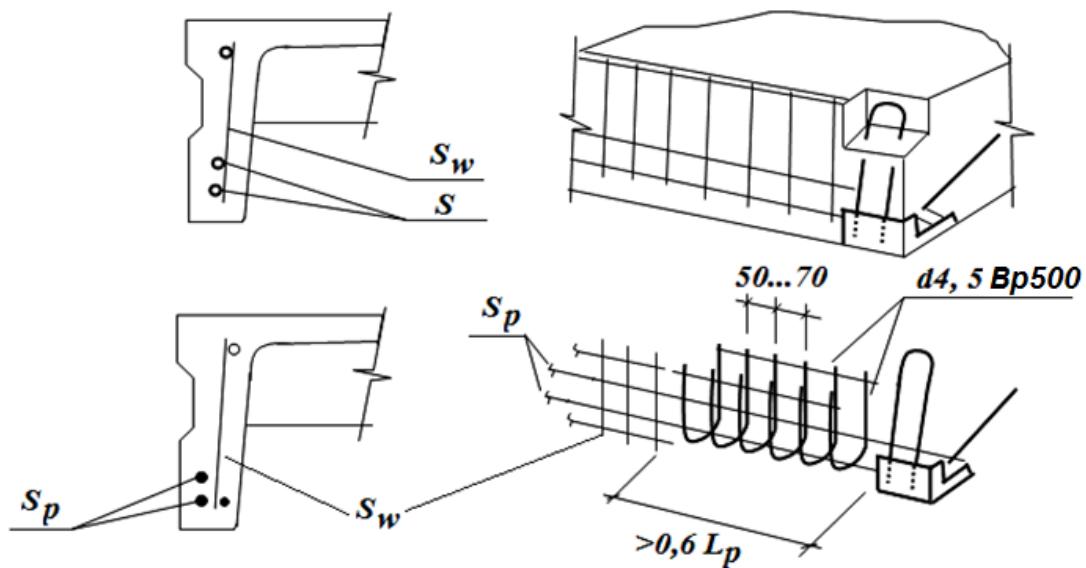


Рис. 89. Армирование ребристой плиты

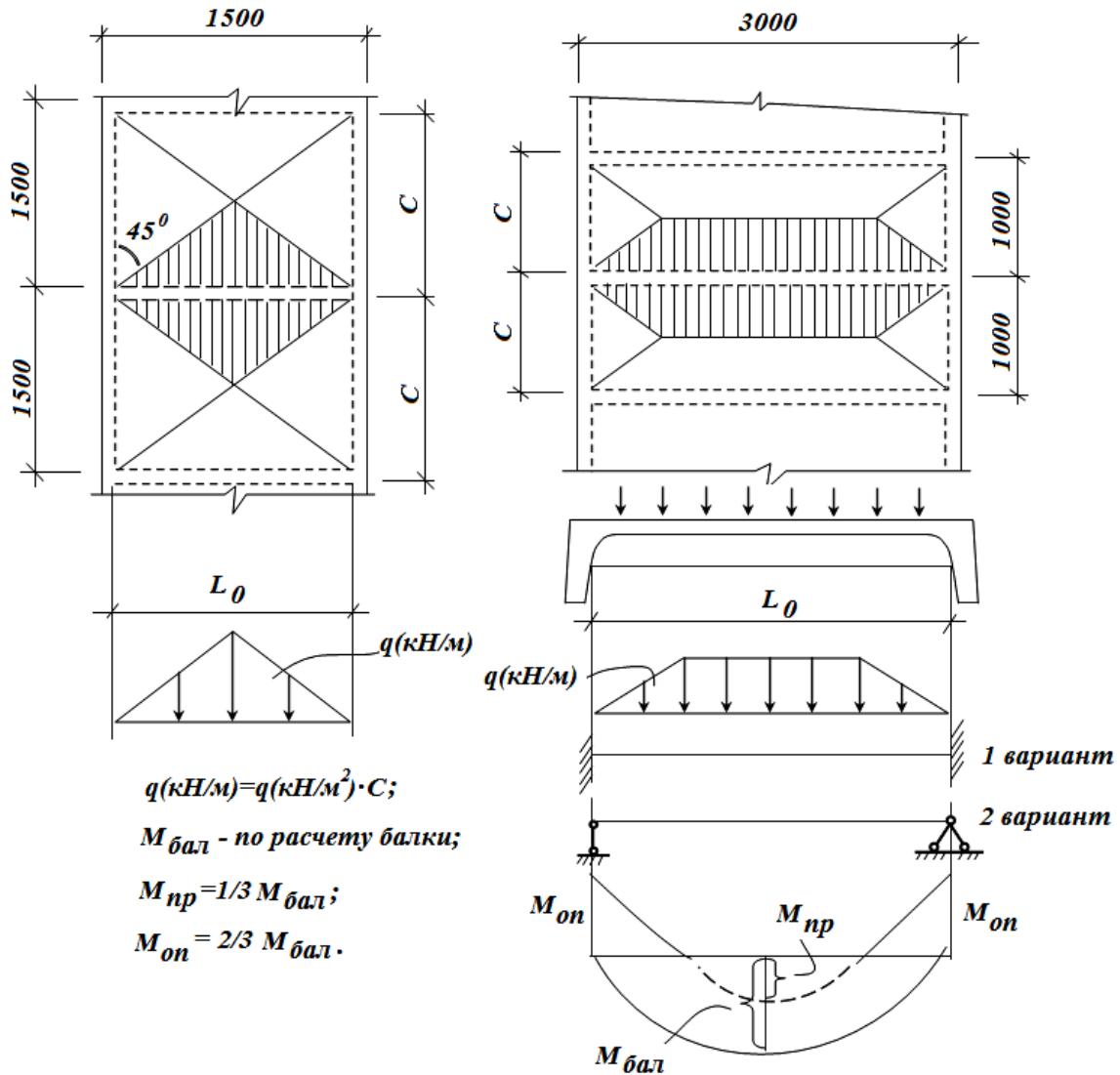


Рис. 90. Расчет поперечного ребра ребристой плиты

Поперечные рёбра опираются на продольные и монолитно связаны с ними и полкой. Распределение нагрузки на рёбра от полки происходит по «конверту», поэтому расчётная схема поперечного ребра – однопролётная балка, загруженная распределённой по треугольнику или по трапеции нагрузкой. Опоры балки принимаются защемлёнными при замоноличенных межплитных швах и шарнирными при пустых швах (возможность поворота продольных рёбер). Статическим расчётом определяются усилия M и Q и формируется изгибающая эпюра моментов. При конструктивном расчёте рассматривается опорное (прямоугольное) и пролётное (тавровое) нормальные сечения. Необходимое по расчёту продольное и поперечное армирование размещают в одном вертикальном каркасе поперечного ребра (армирование обычное).

Расчётные нормальные сечения:

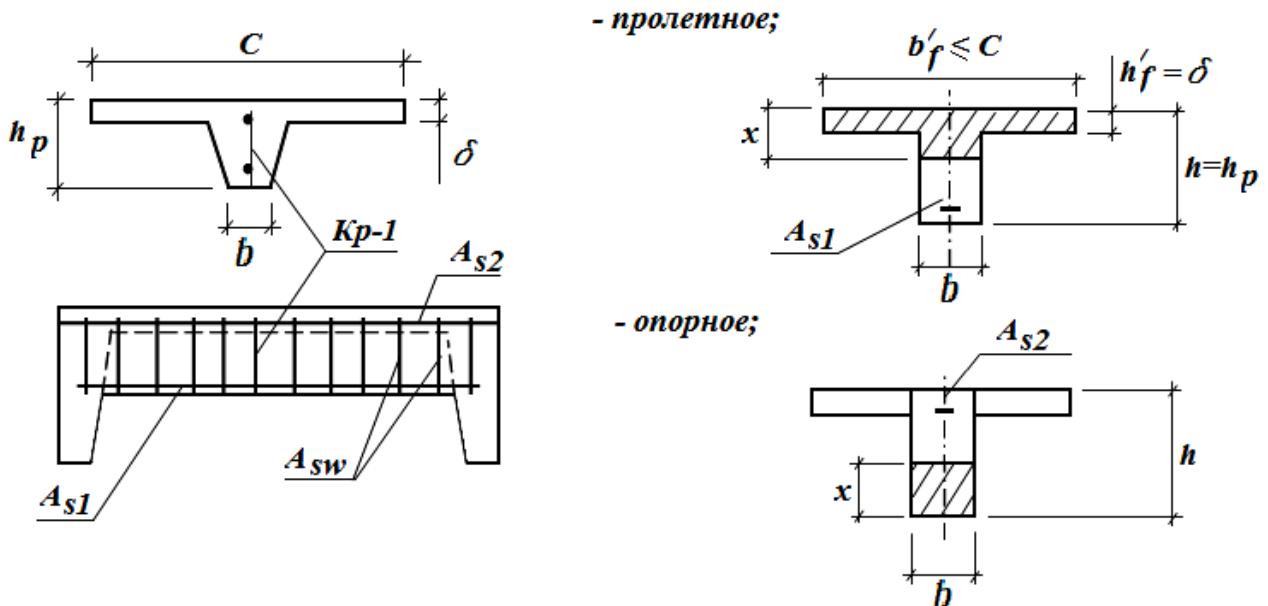


Рис. 91. Армирование поперечного ребра ребристой плиты

Полка ребристой плиты опирается на продольные и поперечные рёбра и монолитно с ними связана. Толщина полок 30 мм для плит покрытий и 50 мм для плит перекрытий. Характер нагружения равномерный.

В общем виде расчётная схема полки – пластина, защемлённая по контуру и загруженная равномерно распределённой нагрузкой.

При отношении длинной стороны к короткой больше двух допускается пластину рассматривать как балку шириной 1 м неразрезную в направлении короткой стороны.

Рассмотрим ячейку полки в примерных размерах 1,5x1,5м, плита – 1,5x6 м.

Отношение сторон меньше двух, поэтому расчётная схема – пластина, защемлённая по контуру и загруженная равномерно распределённой нагрузкой.

Схема статически неопределенная.

Пластина рассчитывается методом предельного равновесия, кинематическим способом.

Сущность кинематического способа метода предельного равновесия заключается в равенстве работ внешних и внутренних сил. При этом плита рассматривается в предельном равновесии как деформированная система плоских звеньев, соединённых по линиям излома в виде линейных пластических шарниров. Шарниры возникают вдоль защемлённых граней на опорах и по биссектрисам углов в

пролёте. Несущая способность пластических шарниров зависит от арматуры, пересечённой шарниром, и определяется на 1м ширины плиты: $M = R_{AS} \cdot Z_b$.

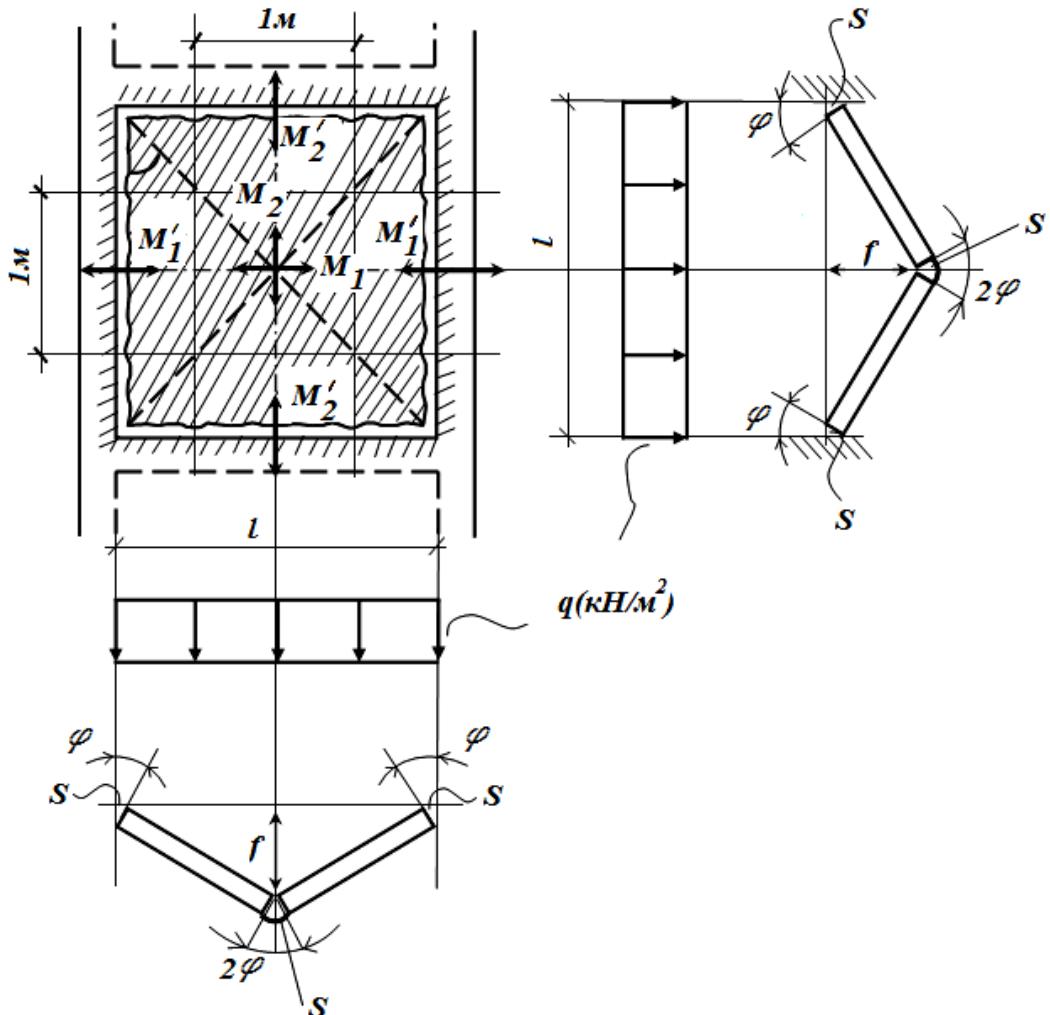


Рис. 92. Расчет полки 1,5х1,5м ребристой плиты

Для малых углов поворота принимается $\tan \varphi = \varphi = 2f/l$, откуда $f = \varphi \cdot l/2$. Условие равенства работ:

$$A_q = A_M,$$

где $A_q = q \cdot V$,

здесь V – объём пирамиды перемещения

$$V = \frac{1}{3} l^2 \cdot f = \frac{1}{3} l^2 \cdot \phi \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{6} l^3 \cdot \phi.$$

$$A_M = l(2M'_1 \cdot \phi + M_1 \cdot 2\phi) + l(2M'_2 \cdot \phi + M_2 \cdot 2\phi);$$

при условии одинакового армирования в двух направлениях в пролёте на опорах $M = M_i$

$$A_M = 8l \cdot M \cdot \varphi.$$

В итоге из условия равенства работ $q \cdot l^3 \cdot \phi / 6 = 8l \cdot M \cdot \phi$; в пролёте на опорах

$$M_{np} = M_{on} = \frac{ql^2}{48}.$$

Рассмотрим ячейку полки в примерных размерах 3x1м, плиты 3x12; 3x6. Отношение длинной стороны к короткой больше двух, допускается рассматривать полку как полосу шириной 1 м, опирающуюся на поперечные рёбра: многопролётная неразрезная статически неопределенная балка.

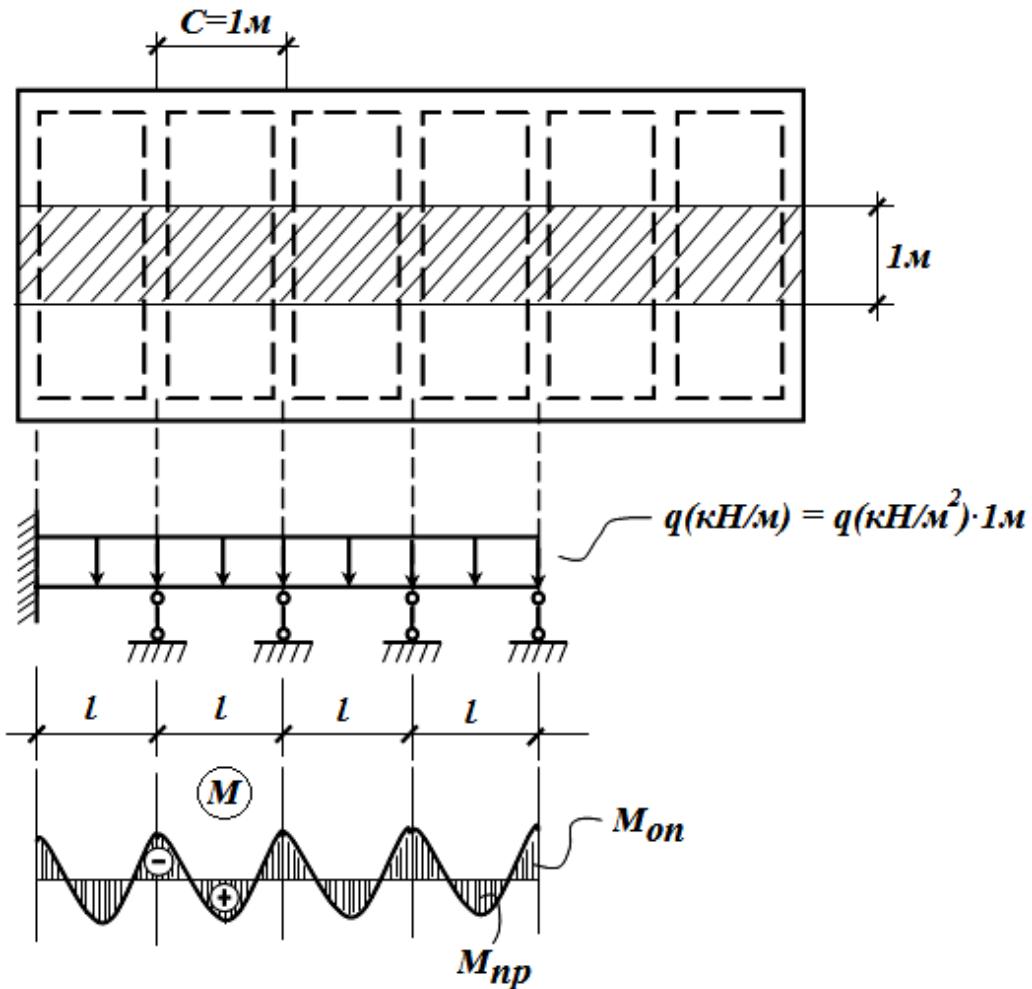


Рис. 93. Расчет полки 3x1м ребристой плиты

При одинаковом армировании в пролёте и на опоре $M_{on} = M_{np} = ql^2/16$, но с учётом возможности поворотов промежуточных рёбер при неравномерном загружении принимается $M_{on} = M_{np} = ql^2/11$.

При конструктивном расчёте рассматриваются прямоугольные опоры и промежуточные сечения с одиночным армированием и размещением рабочей арматуры в зависимости от толщины полки.

Толщина плиты 30 мм, расчётные сечения:

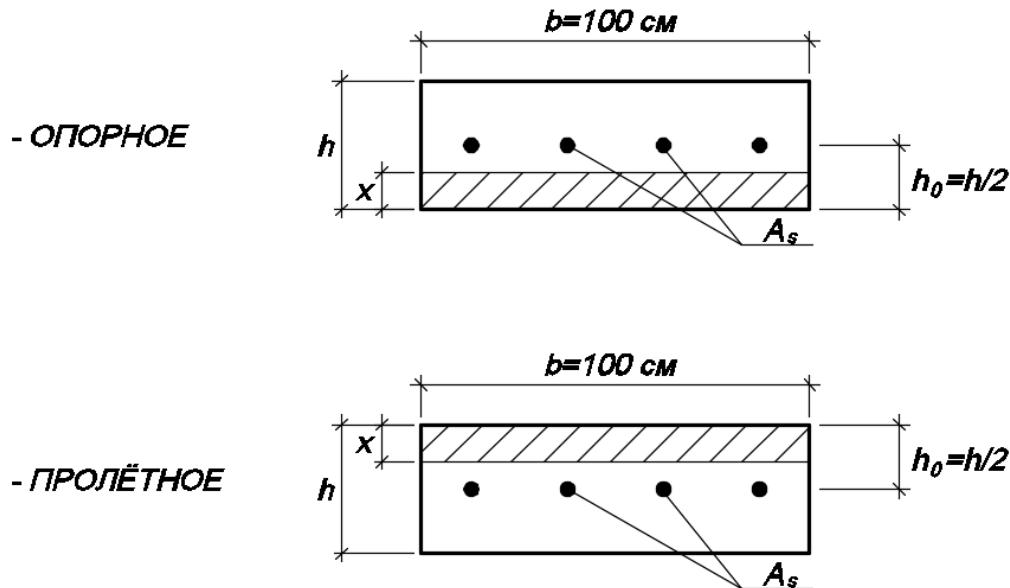


Рис. 94. Расчетное сечение полки толщиной 30 мм ребристой плиты

Толщина плиты 50 мм, расчётные сечения:

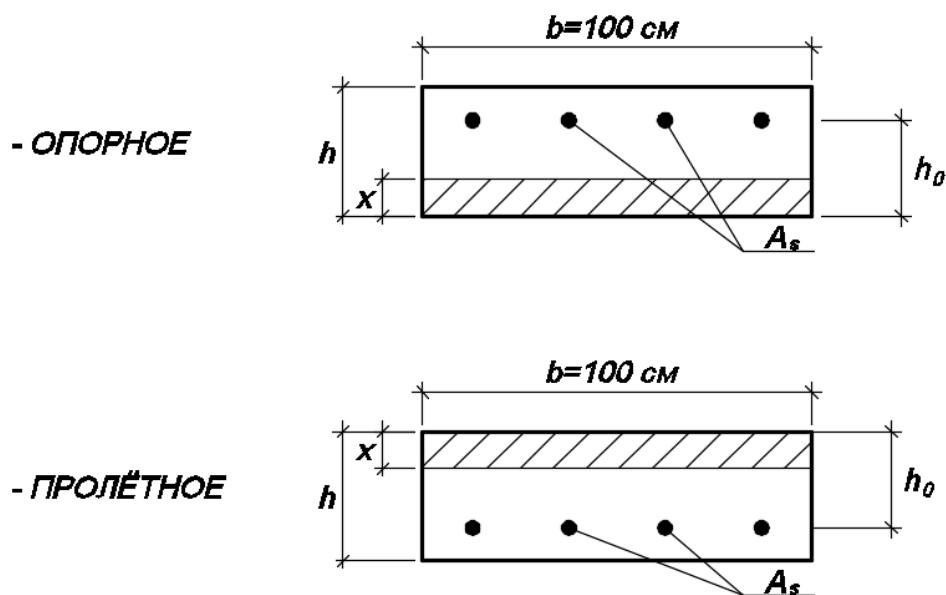


Рис. 95. Расчетное сечение полки толщиной 50 мм ребристой плиты

Подобранное рабочее армирование включается в сетку (сетки), размещаемые в полке ребристой плиты:

- при ячейках полки $\sim 3 \times 1\text{м}$ сетка с продольной рабочей арматурой;
- при ячейках полки $\sim 1,5\text{м} \times 1,5\text{м}$ сетка с рабочей арматурой в двух направлениях.

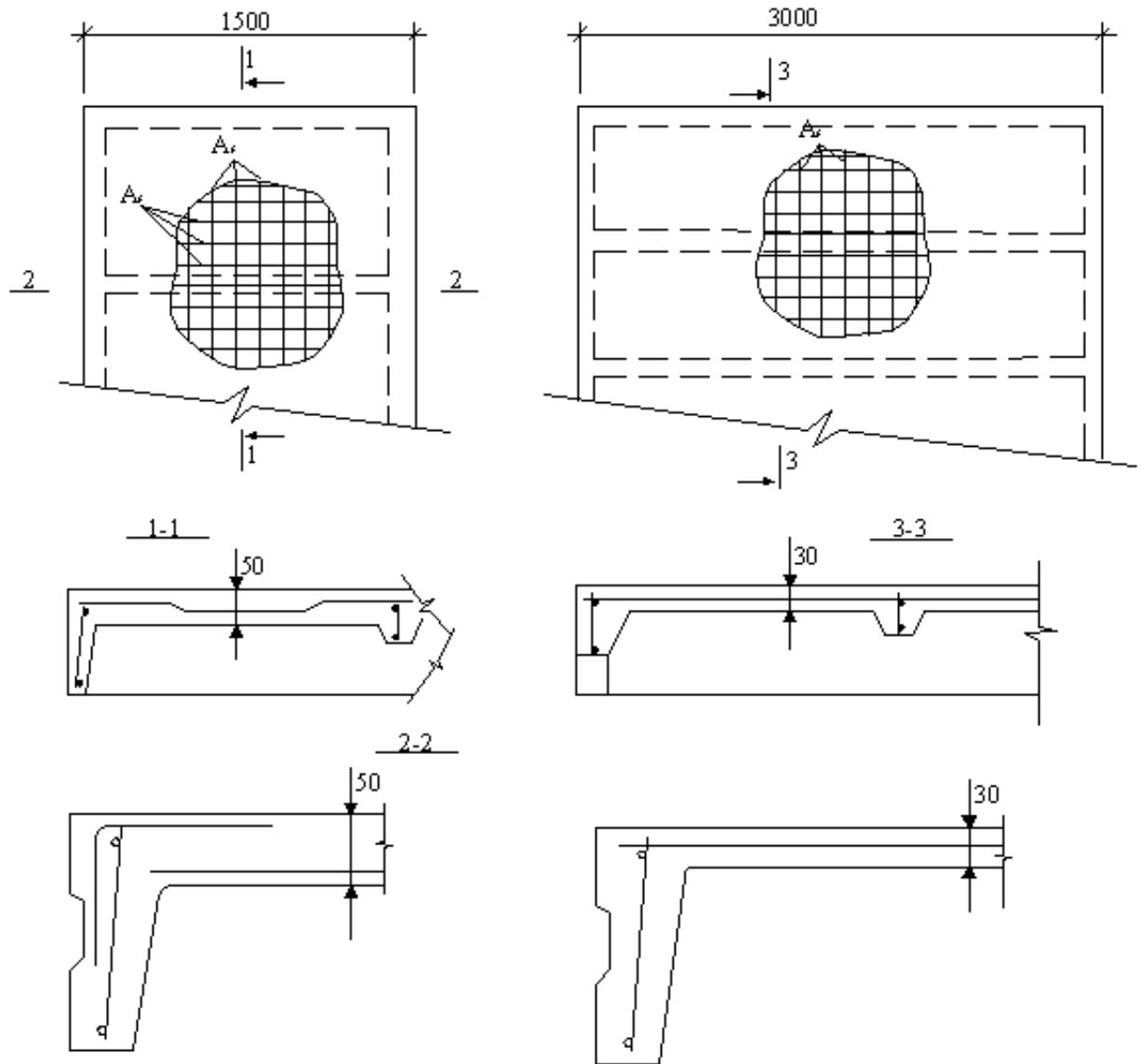


Рис. 96. Армирование полки толщиной ребристой плиты

ТЕМА 30. Понятие о пластическом шарнире и перераспределении усилий

Железобетонные статически неопределенные конструкции рассчитываются с учетом образования пластических шарниров и перераспределения усилий (метод предельного равновесия).

Пластический шарнир от идеального отличается тем, что воспринимает постоянно действующий изгибающий момент, равный несущей способности, сечением с одиночным армированием $M = R_s A_s Z_b$. При этом сечение находится в предельном по прочности (III стадия НДС) состоянии, вызванном текучестью арматуры.

Появление пластического шарнира возможно при обязательном выполнении следующих условий:

- растянутая арматура имеет физический предел текучести;
- должна быть гарантирована сохранность сжатой зоны бетона, что обеспечивается соблюдением неравенств:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq 0.6\xi_R;$$

$$\alpha \leq 0.7\alpha_R.$$

Расчет по методу предельного равновесия позволяет вскрыть существенный резерв прочности статически неопределенной конструкции по сравнению с ее расчетом в упругой стадии.

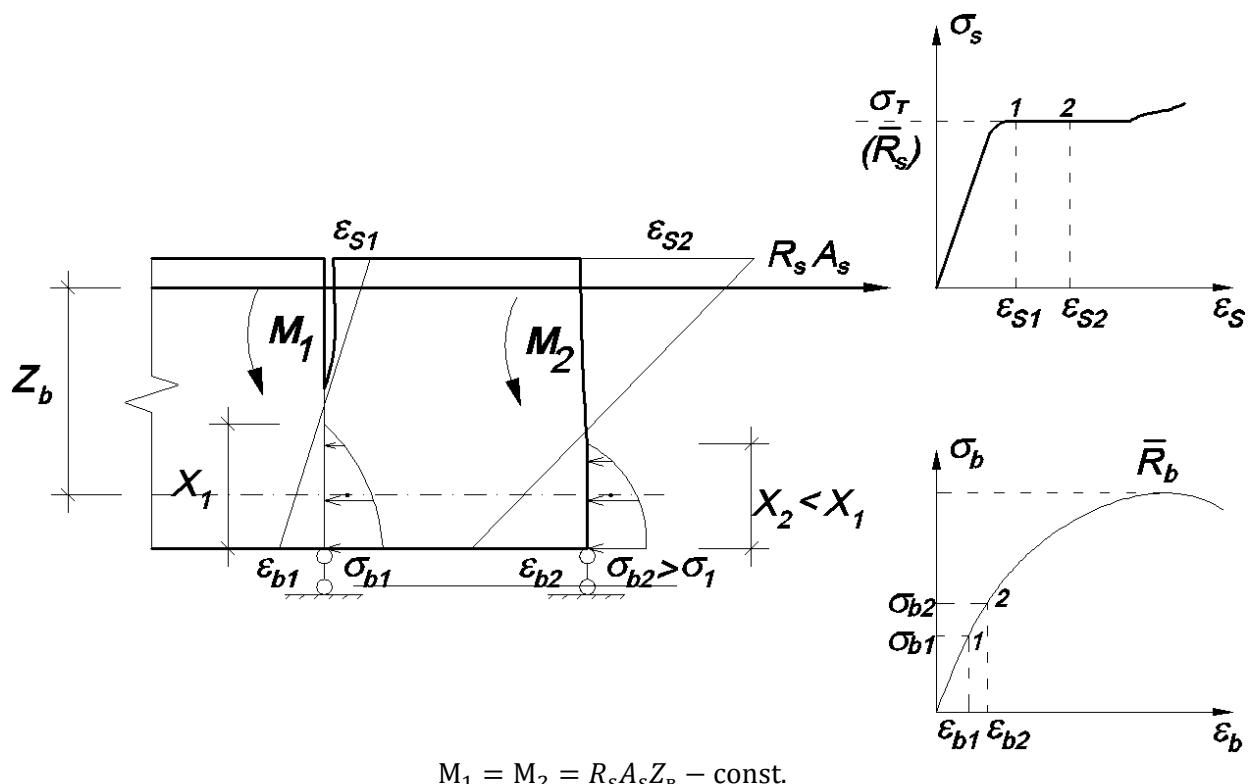
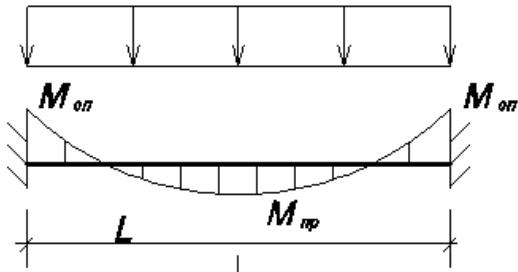


Рис. 97. Пластический шарнир

Рассмотрим однопролетную балку с защемленными опорами. Нагрузка равномерно распределенная. Несущая способность опорного и пролетного сечения одинакова $M_{иоп} = M_{ипр}$.

q - максимальная нагрузка по упругой стадии

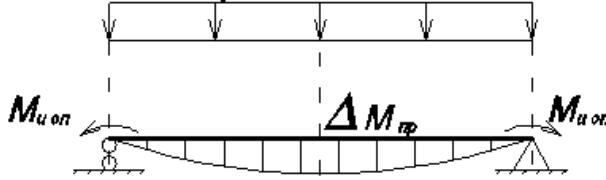


$$M_{оп} = \frac{ql^2}{12} = \underline{\underline{M_{оп}}};$$

$$M_{ипр} = \frac{ql^2}{24} < M_{иоп} = \underline{\underline{\frac{ql^2}{12}}}.$$

Образование опорных пластических шарниров.

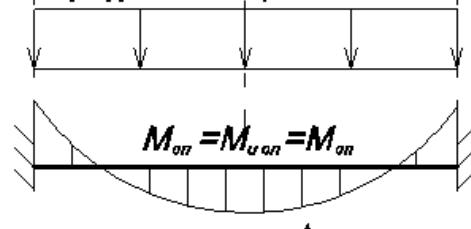
Δq - добавочная нагрузка по методу предельного равновесия



$$\Delta M_{ипр} = \frac{\Delta ql^2}{8}.$$

В итоге:

q + Δq - максимальная нагрузка по методу предельного равновесия



$$M_{ипр} + \Delta M_{ипр} = \underline{\underline{M_i}}$$

$$\frac{ql^2}{24} + \frac{\Delta ql^2}{8} = \frac{ql^2}{12},$$

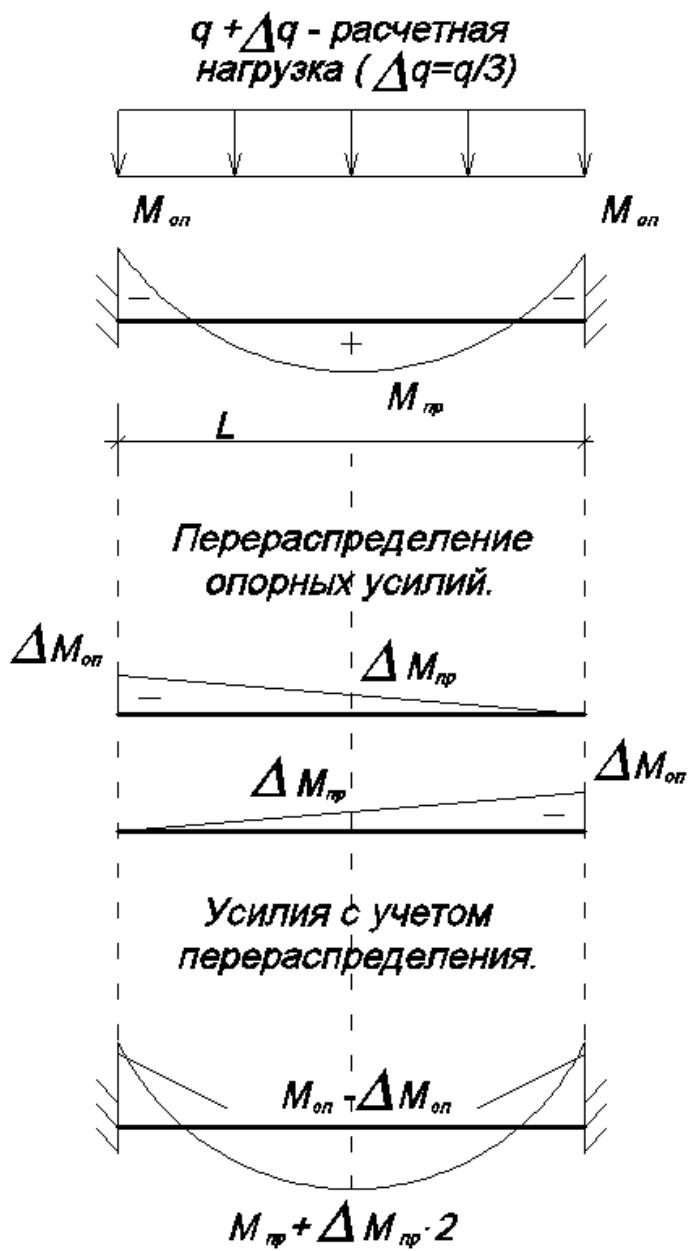
Рис. 98. Расчет однопролетной балки методом предельного равновесия

откуда возможно увеличение нагрузки

$$\Delta q = q/3.$$

- треть максимальной нагрузки по упругой стадии.

На основании вышеизложенного перераспределение усилий с учетом образования пластических шарниров на данном примере выглядит следующим образом:



Расчет упругой стадии:

$$M_{on} = (q + \Delta q) l^2 / 12;$$

$$M_{np} = (q + \Delta q) l^2 / 24.$$

С левой опоры.

С правой опоры:

$$\Delta M_{on} = \Delta q l^2 / 12;$$

$$\Delta M_{np} = \Delta q l^2 / 24;$$

$$\Delta M_{on} = 25\% \text{ от } M_{on}.$$

Рис. 99. Перераспределение усилий с учетом образования пластических шарниров

$$\frac{M_{on} - \Delta M_{on} = ql^2/12 = M_{u \ on.}}{M_{np} + \Delta M_{np} \cdot 2 = \left(q + \frac{q}{3}\right) l^2/24 + 2 \frac{q}{3} l^2/24 = ql^2/12 = M_{u \ np.}}$$

Для исключения чрезмерного раскрытия трещин в пластической ширине величина перераспределенного (уменьшенного) момента не должна отличаться от момента, полученного из упругого расчета более чем на 30%.

ТЕМА 31. Ригели рамного каркаса

Название каркаса отражает способ обеспечения пространственной жесткости. В данном случае горизонтальные нагрузки на каркас воспринимаются рамами с жесткими узлами соединений ригелей и колонн.

Рассмотрим трехпролетный ригель неполного (наружные несущие стены) каркаса многоэтажных производственных зданий серии 1.420. Ригель формируется из сборных однопролетных элементов. Конструктивные параметры:

- пролеты (расстояние между разбивочными осями – 3; 6; 9; 12 м; шаг – 6 м;
- поперечное сечение – крестовое или прямоугольное (для покрытий).

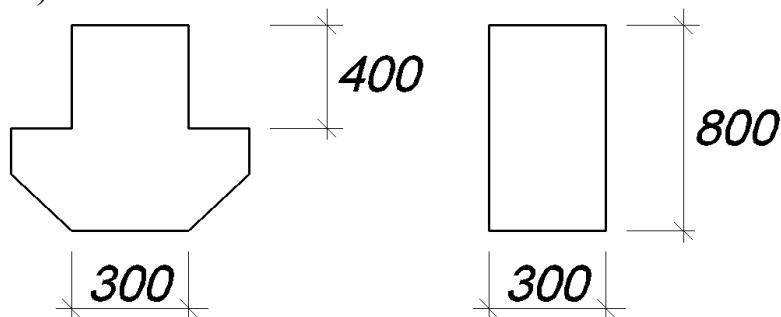


Рис. 100. Поперечное сечение ригелей

Ригели устанавливаются на стены и открытые консоли колонн, прикрепляются сваркой закладных деталей. Ванной сваркой стержневых выпусков ригелей и колонн обеспечивается восприятие замоноличенным стыком опорных моментов. Нагрузка на ригели передается через продольные ребра плит.

Расчетная схема ригеля – многопролетная неразрезная балка, загруженная равномерно распределенной постоянной и невыгодно расположенной временной нагрузкой.

$$(p + g) \text{ (кН/м)} = (p + g) \text{ (кН/м}^2\text{)} \cdot B(\text{м}),$$

где B – шаг ригелей.

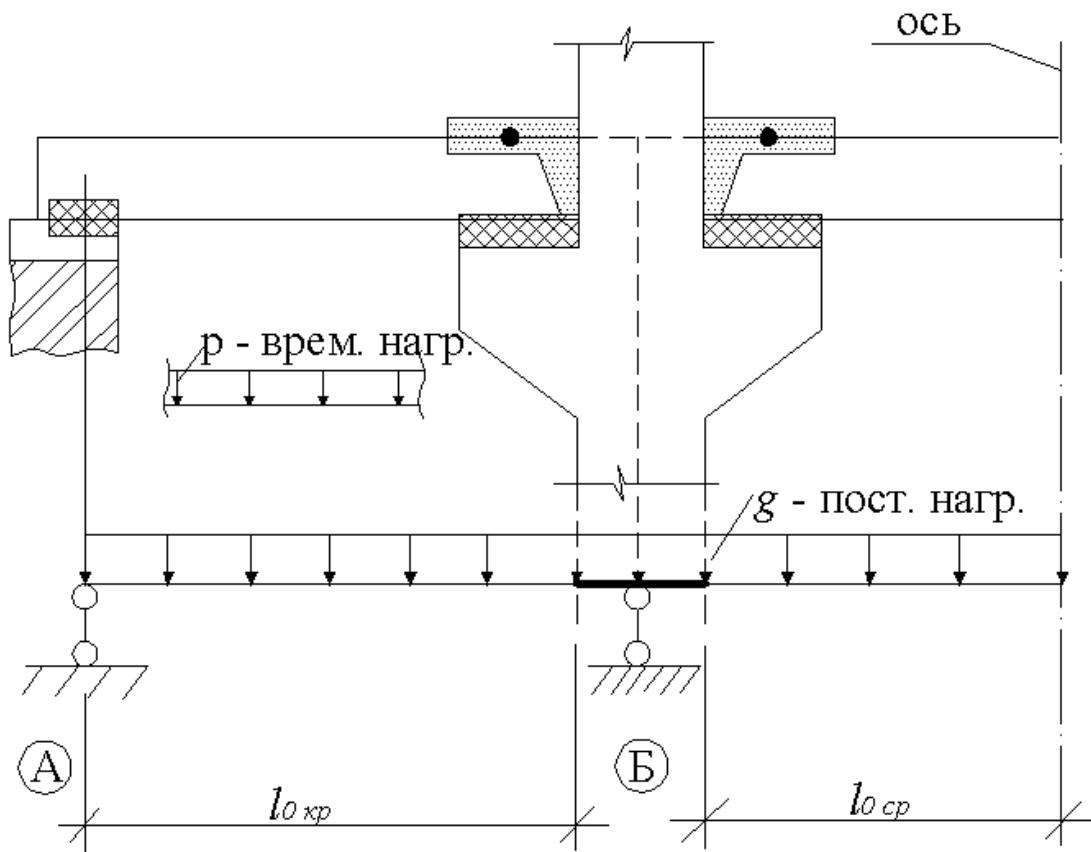
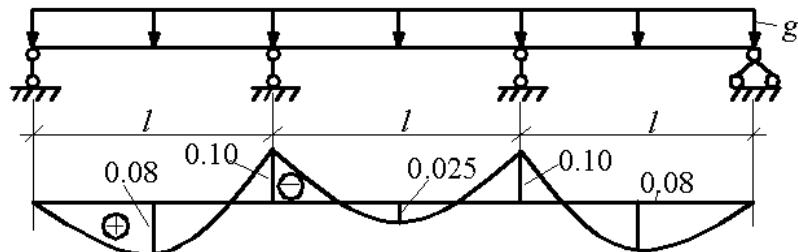


Рис. 101. Расчетная схема многопролетного ригеля

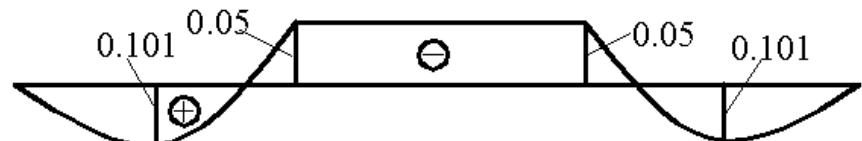
В результате статического расчета формируется огибающая эпюра моментов с учетом образования пластического шарнира и перераспределения опорных усилий, полученных по упругому расчету. Перераспределение проводится с целью выравнивания опорных и пролетных моментов и получения одинакового армирования этих сечений.

Для выбранного примера рассматривается четыре загружения (при $p = g$) (справочник проектировщика, расчетно-теоретический):

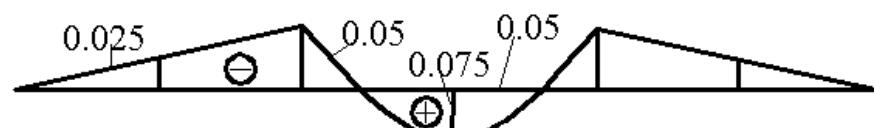
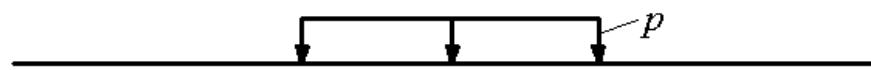
1) постоянная нагрузка по всем пролетам (постоянный множитель gl^2);



2) времененная нагрузка через пролет для получения максимальных моментов в крайних пролетах (множитель pl^2);



3) то же для получения максимального момента в среднем пролете;



4) то же для получения максимального момента на промежуточной опоре

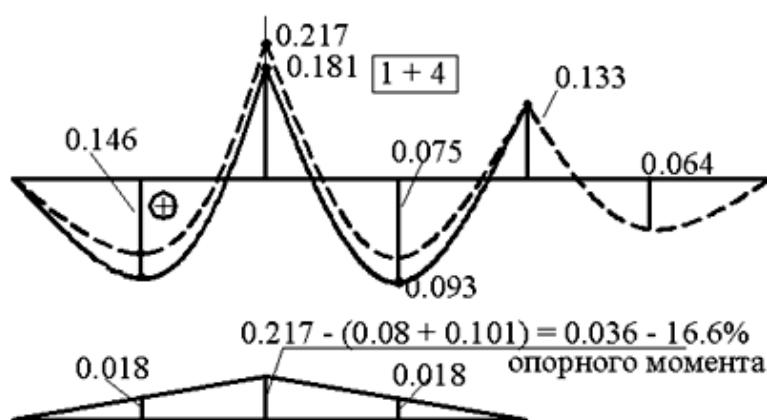
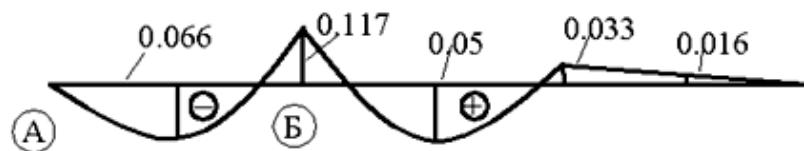
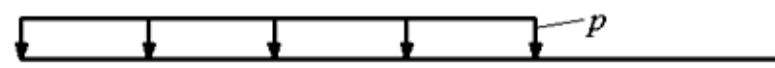


Рис. 102. Варианты статического расчета многопролетного ригеля

Перераспределение опорного (на Б) момента для расчетных усилий по загружениям 1 + 4.

Результирующая огибающая эпюра

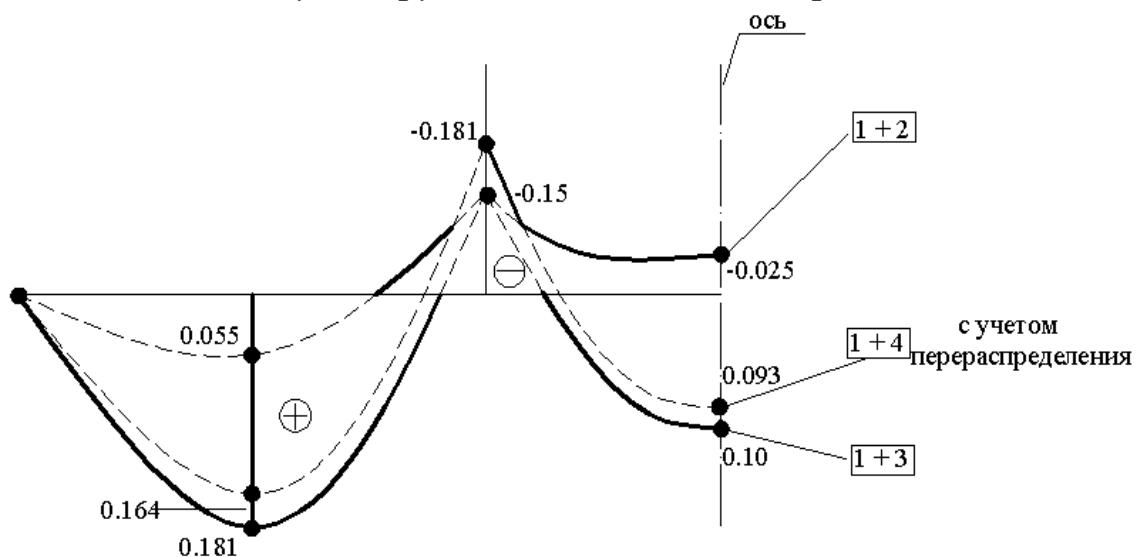


Рис. 103. Результирующая огибающая эпюра моментов

На основании вышеизложенного рекомендована расчетная огибающая эпюра моментов для $q = p + g$.

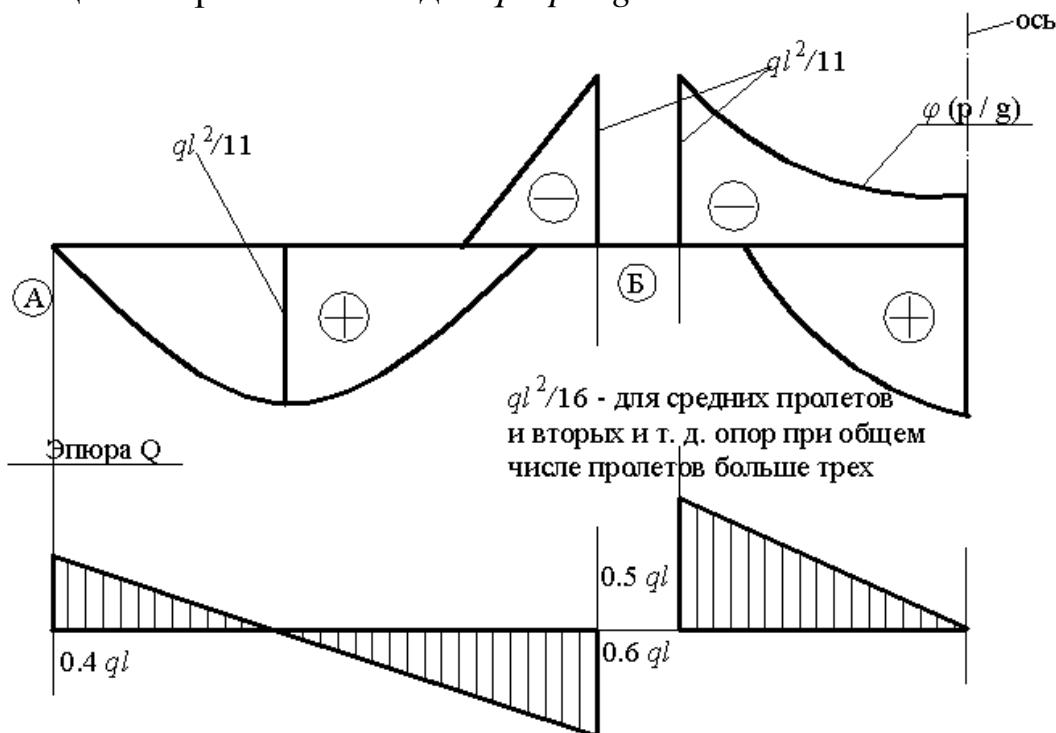
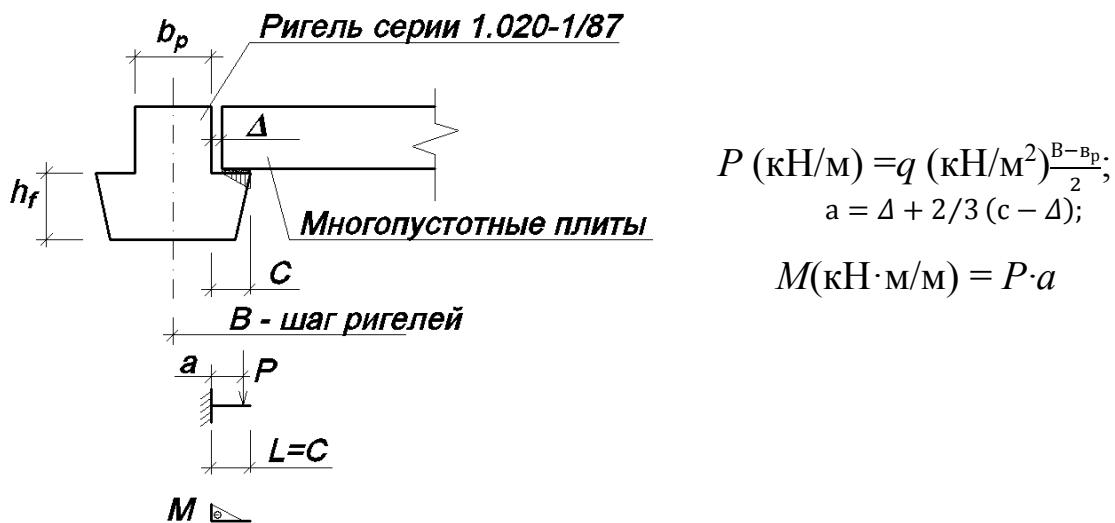


Рис. 104. Расчетная огибающая эпюра моментов

Конструктивным расчетом прямоугольных сечений с одинарной арматурой на действие экстремальных усилий определяется пролетная и опорная верхняя рабочая арматура, которая вместе с расчетной поперечной входит в вертикальные каркасы. Часть продольной арматуры для экономии стадии обрывается в соответствии с эпюорой моментов. Рациональность распределения продольной арматуры по длине ригелей демонстрируется эпюорой материалов. Длина заведения обрываемых стержней за место теоретического обрыва определяется из расчета прочности наклонных сечений на действие изгибающих моментов.

Полки ригелей перекрытий

Полки ригелей монолитно связаны с ребром и загружены опорным давлением плит перекрытий. Расчетная схема – консоль с вылетом, равным ширине полки, загруженная сосредоточенной погонной нагрузкой.



$$P \text{ (кН/м)} = q \text{ (кН/м}^2\text{)} \frac{B-b_p}{2}; \\ a = \Delta + 2/3(c-\Delta);$$

$$M(\text{kH}\cdot\text{m}/\text{m}) = P \cdot a$$

Рис. 105. Расчет полки ригеля

В результате статического расчета определяется только изгибающий момент в опасном сечении.

Конструктивным расчетом рассматривается прямоугольное сечение шириной 1м с одиночной арматурой.

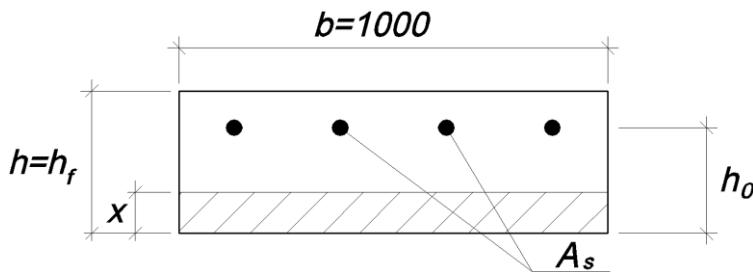


Рис. 106. Армирование полки ригеля

Продольная арматура должна удовлетворять условию:

$$A_s \geq \mu_{\min} b h_0,$$

где $\mu_{\min} = 0,05\%$ – минимальный коэффициент армирования изгибаемых элементов.

Принятое количество стержней размещается в Г-образных каркасах в качестве поперечной рабочей арматуры.

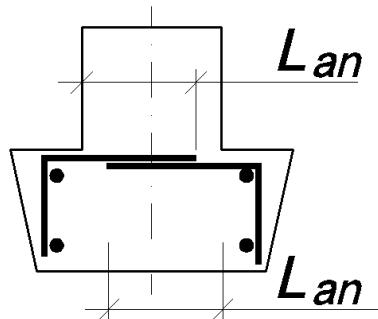


Рис. 107 – Заделка арматуры в бетон:

l_{an} – длина заведения растянутой арматуры за нормальное сечение
(учитывается с полным расчетным сопротивлением)

ТЕМА 32. Ригели связевого каркаса

Пространственная жесткость связевого каркаса обеспечивается установкой продольных и поперечных железобетонных диафрагм или стальных связей, работающих совместно с дисками перекрытий. Поэтому узлы соединений ригелей и стоек рассматриваются как шарнирные.

Ригели связевых каркасов свободно опираются на скрытые консоли колонн и прикрепляются сваркой закладных деталей. Рассматривается межвидовая серия 1,020 – 1/87. Конструктивные параметры ригелей:

- длина (по разбивочным осям) – 3; 6; 7,2; 9 м;
- поперечное сечение тавровое с полкой внизу, высота ригелей 450 мм; 600 мм;

– ригели имеют подрезку на опоре для размещения консоли колонны.



Рис. 108. Поперечное сечение ригеля связевого каркаса

Ригели в основном загружены через полки (плиты, лестничные марши - площадки). Расчетная схема – балка на шарнирных опорах, однопролетная статически определимая, загруженная равномерно распределенной нагрузкой.

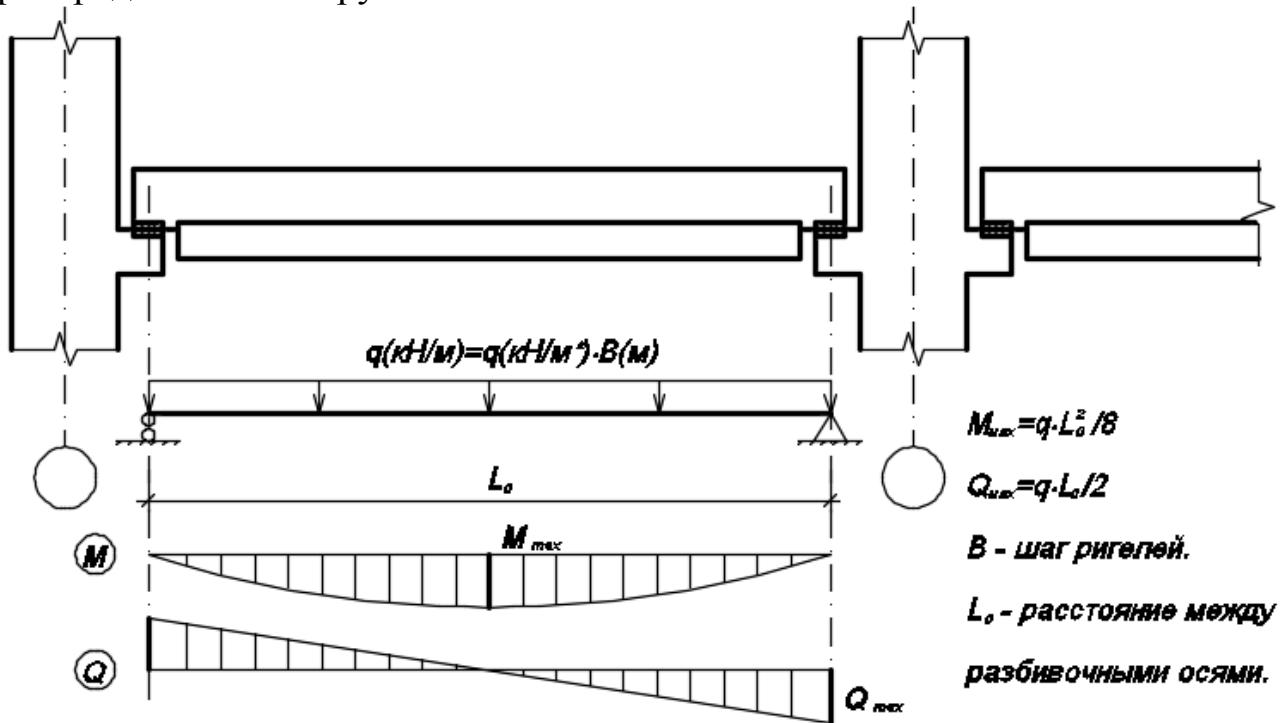
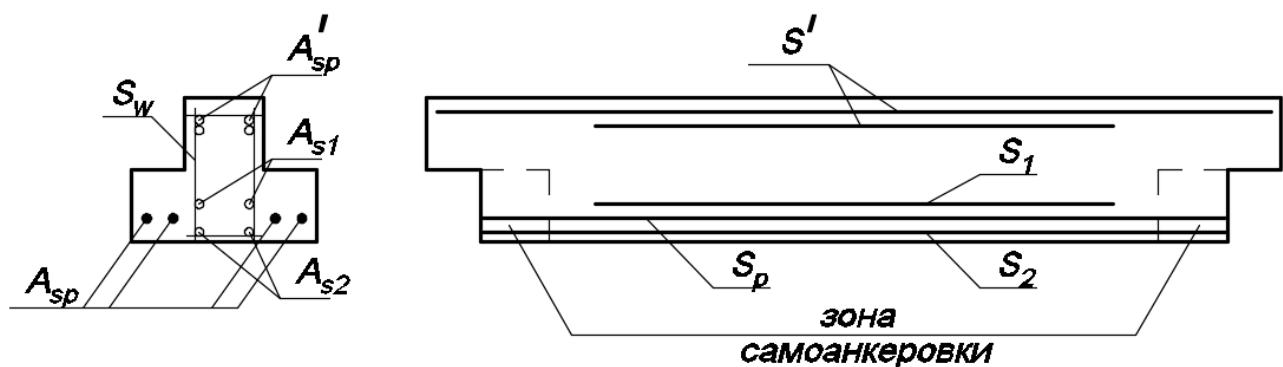


Рис. 109. Расчетная схема ригеля связевого каркаса

Расчетное сечение на воздействие экстремальных усилий M и Q – прямоугольное с одиночным, а при значительных нагрузках и с двойным армированием. Наличие подрезки вызывает необходимость расчета прочности наклонных сечений не только на действие поперечных сил, но и на действие изгибающих моментов (смотри выше соответствующую тему).

Принятое поперечное армирование размещается в двух плоских каркасах, установленных в ребре ригеля. Продольное рабочее армирование для ригелей с обычным армированием входит в состав каркасов, для преднапряженных ригелей применяется в виде смешанного (комбинированного) типа с целью возможности рационального распределения (по действующей эпюре моментов) по длине ригеля.



S_p – высокопрочная напрягаемая арматура At 800;
 S_1 – высокопрочная ненапрягаемая арматура At 800;
 S_2 } – обычная ненапрягаемая арматура A400.

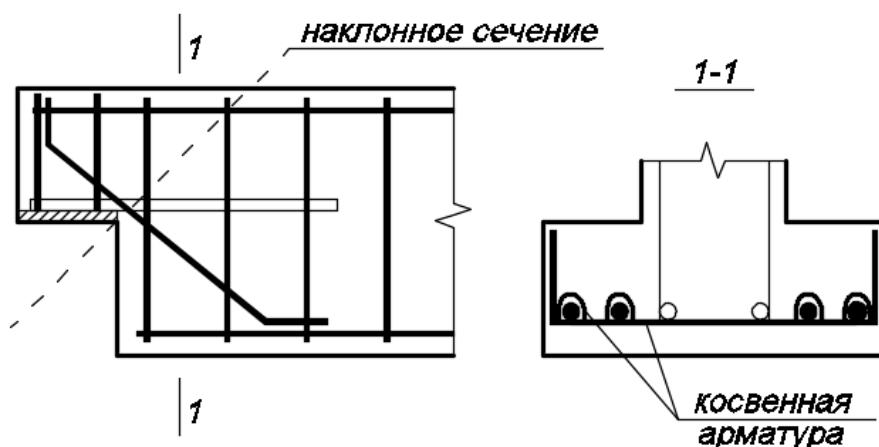


Рис. 110. Армирование ригеля связевого каркаса

ТЕМА 33. Колонны одноэтажных промышленных зданий

Сборные железобетонные каркасы одноэтажных производственных зданий можно назвать рамносвязевыми. Пространственная жесткость каркаса обеспечивается:

- в поперечном направлении – колоннами, защемленными в фундаментах и шарнирно связанными с ригелями (балками, фермами и т. д.); колонны с ригелями образуют основной элемент каркаса – поперечную раму;

- в продольном направлении – продольными связевыми рамами, составленными из колонн, распорок (подкрановых балок), стальных связей крестового или порталного типа и жесткого диска покрытия из ребристых плит с замоноличенными швами.

Колонны (стойки) входят в состав поперечной рамы и могут быть постоянного или ступенчато-переменного сечения по высоте, соответственно, при отсутствии или наличии мостовых кранов. На колонны (обычно сплошного прямоугольного сечения) воздействуют вертикальные нагрузки от покрытия, стен, мостовых кранов и горизонтальные – от ветра, поперечного торможения кранов.

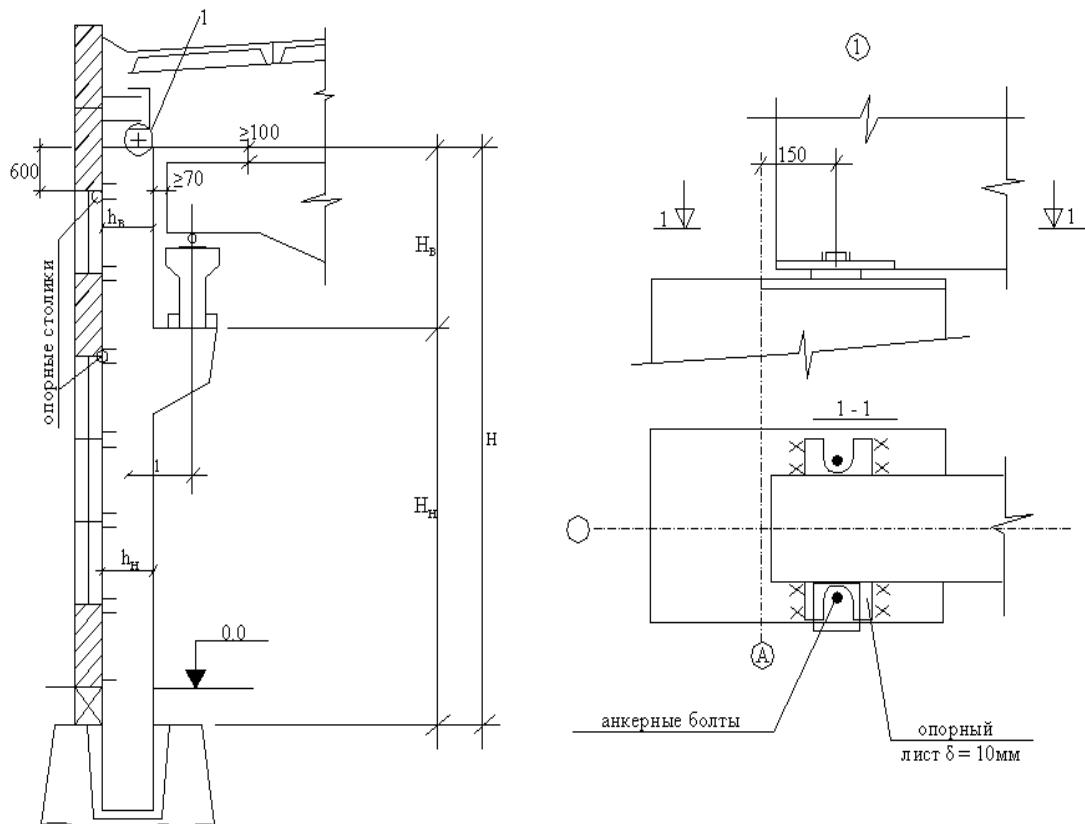


Рис. 111. Колонна одноэтажного промышленного здания

Ширина сечения колонны по всей высоте одинакова $b_k = 400\dots600$ мм; высота сечения надкрановой части зависит от привязки колонны(0 или 250), привязки мостового крана (750 при кране грузоподъемностью до 50 т) и регламентируемого бокового зазора (≥ 70 мм) между колонной и мостом крана:

- для крайних колонн $h_b = 380; 600$ мм;
- для средних колонн $h_b = 500; 600$ мм.

Высота сечения подкрановой части определяется необходимой жесткостью сжато изогнутого стержня $h_h = (1/10\dots1/14) H_h$, где H_h – высота подкрановой части колонны; ширина b_k сечения – постоянна:($1/25\dots1/30$) H_h .

Расчетная схема основного элемента каркаса – статически неопределенная одноярусная рама с защемленными внизу стойками ступенчатой жесткости, шарнирного соединенными с ригелем абсолютной жесткости, загруженная постоянной и временной нагрузками:

- постоянной от веса колонн P_{cb}^b, P_{cb}^h , стен P_{ct}^b, P_{ct}^h , покрытия P_n и подкрановой балки P_{nb} ;
- временной от снега P_{ch} , крановой D_{max}, D_{min}, T и ветровой q_{act}, q_{omc}, W .

Параметры расчетной крановой нагрузки на колонну (вертикальные D_{max}, D_{min} , и горизонтальное T давления) вычисляются по загружению линии влияния опорной реакции подкрановых балок, при этом одно из колес крана при невыгодной расстановке размещается над максимальной ординатой линии влияния. Неравномерную по высоте стойки ветровую нагрузку приводят к равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в защемлении q_{act}, q_{omc} . Ветровое давление на стены выше верха стоек, передается как сосредоточенная сила.

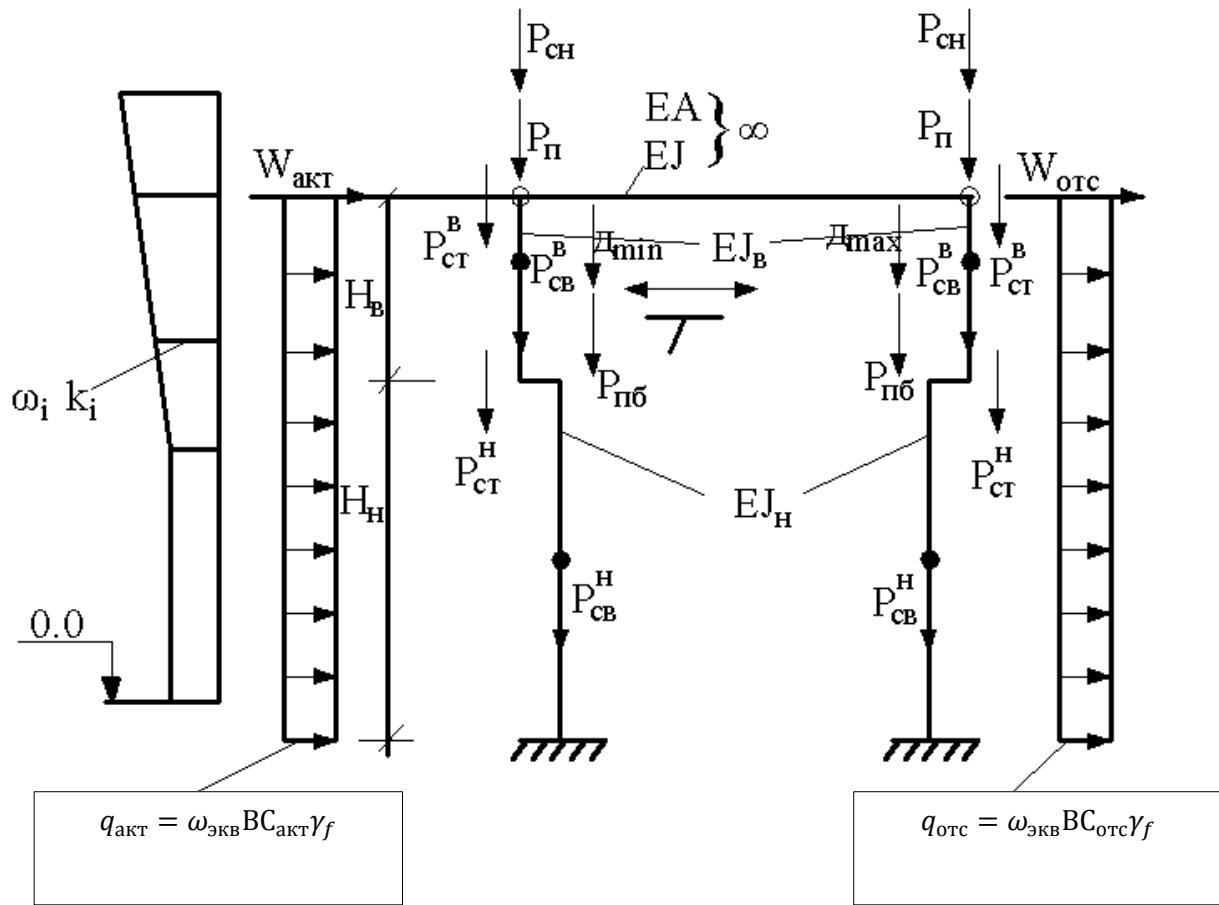
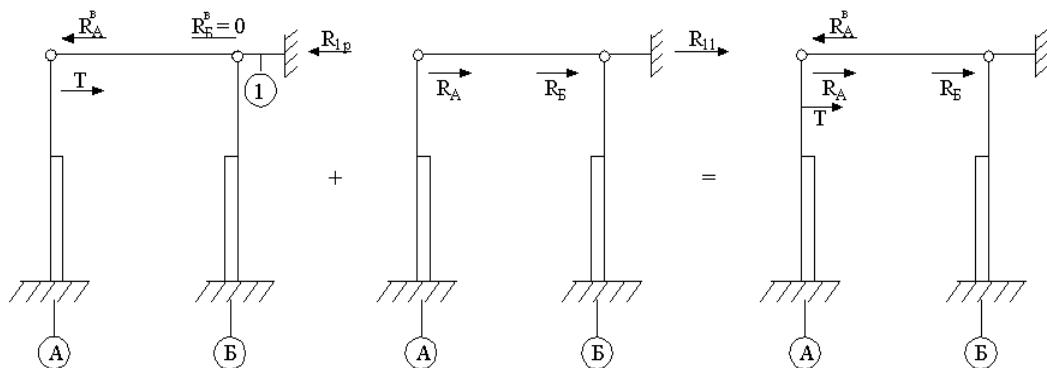


Рис. 112. Расчетная схема колонны одноэтажного промышленного здания:
 B – шаг колонн; $C_{акт} = 0,8$; $C_{отс} = -0,5$; $\gamma_f = 1,4$

Основная система
 R_A^B и R_B^B определяются
по справочнику

Установление связи
приложением к раме
силы R_{11}

Результат



$$R_{1p} = R_A^B + R_B^B$$

$R_{11} = -R_{1p}$; сила
распределяется пропор-
ционально жесткостям
стоеч

$$R_A = R_B = R_{11}/2$$

Эпюра усилий M

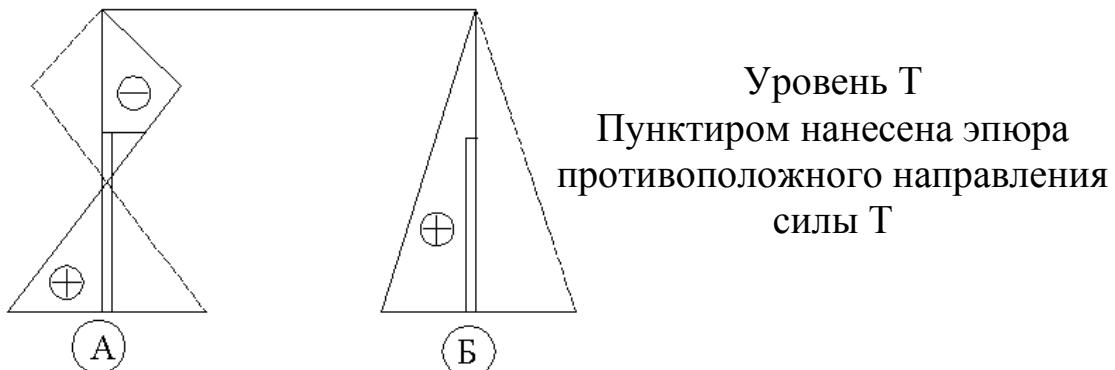


Рис. 113. Раскрытие статической неопределенности однопролетной рамы

Статический расчет поперечной рамы проводится на основе метода перемещений. Основная система получается введением дополнительных связей, препятствующей горизонтальному смещению верха стоек (одно неизвестное). Цель раскрытия статической неопределенности – найти условие в контакте стоек и ригеля. Далее стойки рамы рассматриваются как консоли, загруженные наверху вычисленными к стойке нагрузками.

Расчетные усилия от каждого загружения обычно определяются в шести сечениях колонны (три в надкрановой, три в подкрановой частях); из них формируются расчетные сочетания M , N , Q с экстремальными усилиями M и N .

Рассмотрим пример раскрытия статической неопределенности однопролетной рамы с одинаковыми по жесткости стойками на действие тормозного усилия.

В конструктивном расчете рассматриваются внецентренно сжатые прямоугольные сечения с двойной арматурой, при этом для определения условий критической силы N_{cr} расчетная длина сжатого стержня для надкрановой части применяется равной $l_0 = 2\dots 2,5H_b$, для подкрановой части $l_0 = 1,5H_h$. В результате расчета формируется продольное армирование надкрановой и подкрановой частей. Поперечное армирование принимается конструктивно:

- из условия свариваемости $d_{s\omega} \geq d_s/4$;
- шаг поперечных стержней в сварных каркасах $S \leq d_s$, $S \leq 500$ мм.

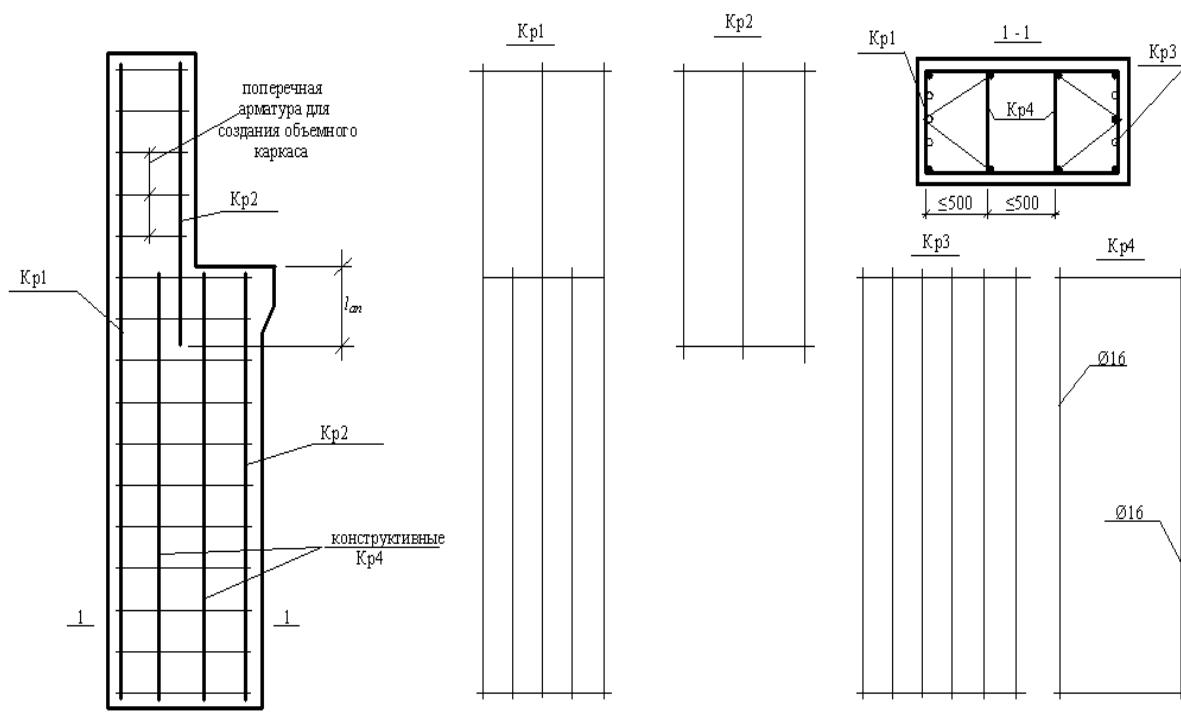


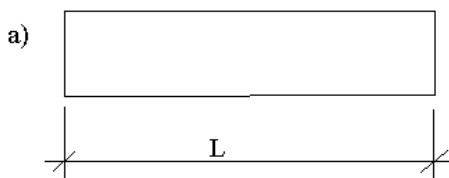
Рис. 114. Армирование колонны одноэтажного промышленного здания

ТЕМА 34. Балки покрытий

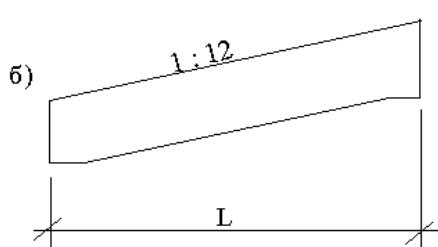
Железобетонные балки покрытия применяются при пролетах 6; 9; 12; 15; 18 м при шаге 6 или 12 м.

По очертанию балки подразделяются на следующие типы:

- постоянной высоты сечения:



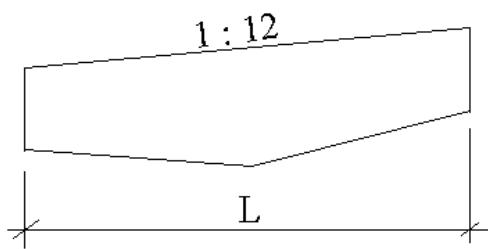
a – в плоском покрытии, характерном повышенным расходом утеплителя;



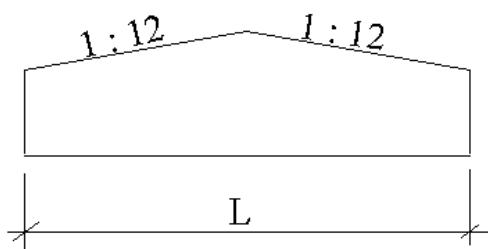
б – в односкатном покрытии;

Рис. 115. Балки постоянного сечения

– переменной высоты сечения:



a – в плоскостном покрытии,
балка с ломанным нижним
поясом;

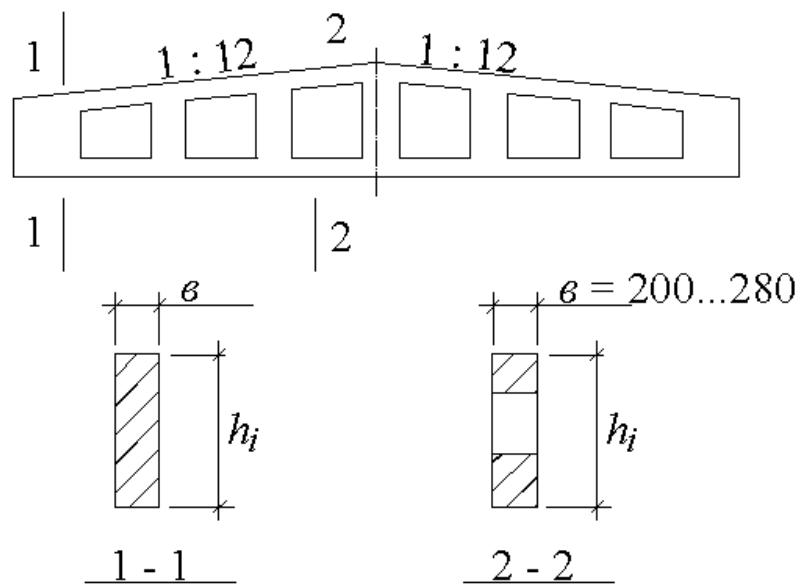


b – в двускатном покрытии;

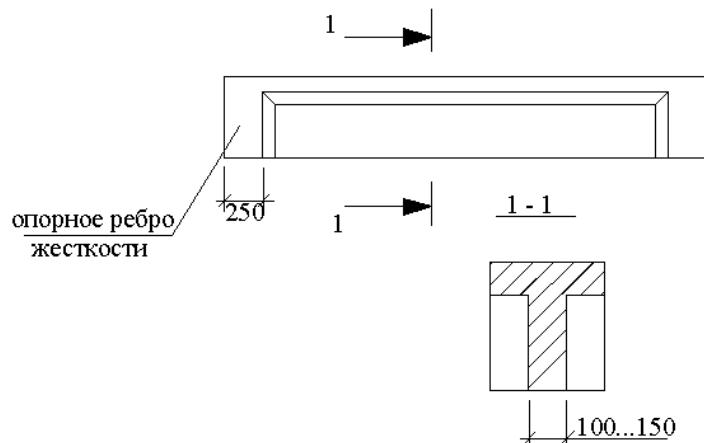
Рис. 116. Балки переменной высоты сечения

Профили поперечного сечения балок:

– прямоугольного в решетчатых балках с часто расположеными отверстиями; балки удобны в изготовлении, но с завышенным расходом бетона и арматуры;



– таврового в балках малых (6, 9 м) пролетов;



– двутаврового в балках пролетов 12...18 м для скатных покрытий.

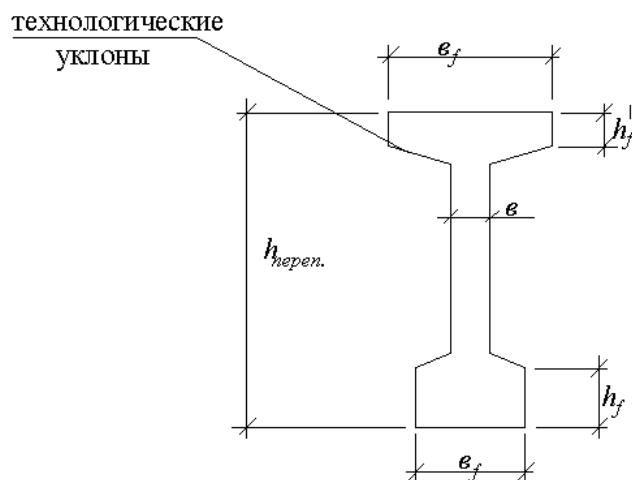


Рис. 117. Профили поперечного сечения балок

Двускатные балки двутаврового поперечного сечения являются наиболее экономичными по расходу бетона и арматуры.

Высота сечения балок в середине пролета принимается в диапазоне 1/10...1/15 L ; для двускатной балки при заданном уклоне 1:12

$$h_{\max} = h_{on}/12 \cdot L/2,$$

где h_{\max} – высота сечения в середине пролета;

h_{on} – высота сечения на опоре (типовой размер 600; 900 мм).

Ширина верхней сжатой полки из условия устойчивости из плоскости балки при транспортировании и монтаже назначается в диапазоне 1/50...1/60 L , обычно $b_f' = 200...400$ мм. Ширина и высота нижней полки формируются из удобства размещения продольной

растянутой арматуры: $b_f = 200 \dots 350$, $h_f = 100 \dots 250$ мм. Высота сжатой полки влияет на несущую способность нормальных сечений и принимается $h_f' = 150 \dots 200$ мм. Толщина стенки (ребра – b) устанавливается из условия размещения одного или двух вертикальных каркасов $b = 60 \dots 100$ мм.

Нагрузка (снег, кровля и т. д.) на балку передается через продольные ребра плит покрытия, балка закрепляется на колоннах монтажной сваркой.

Расчетная схема – однопролетная балка с шарнирными опорами (фонари, снеговые мешки и т. д.) неравномерной нагрузкой в виде сосредоточенных сил.

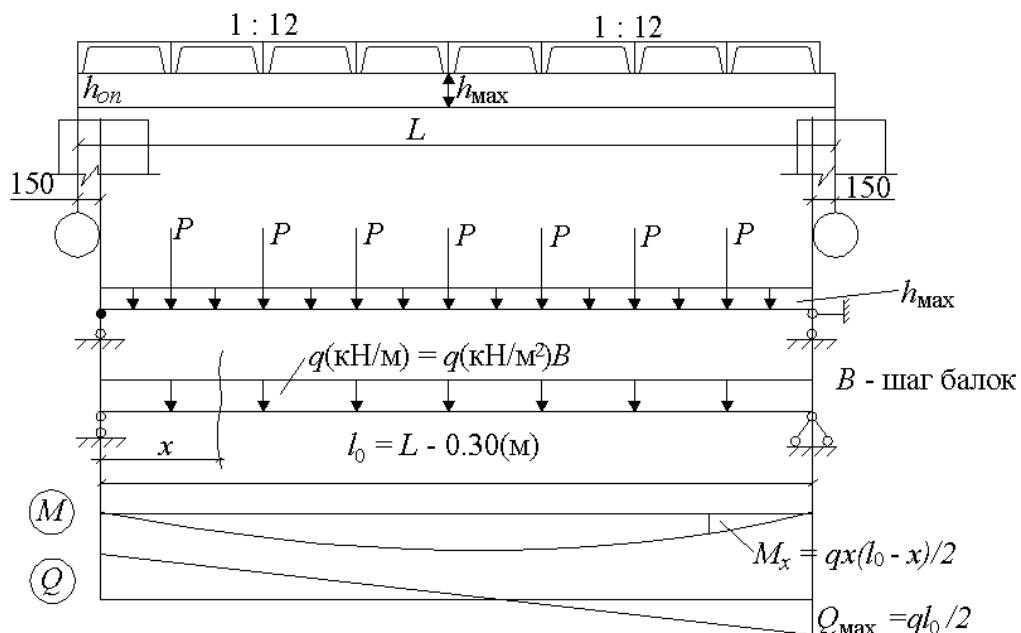


Рис. 118. Расчетная схема балки покрытия

Для балок покрытия без фонарей и без подвесного кранового оборудования сосредоточенные силы расчетной нагрузки могут быть заложены эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой.

При статическом расчете двускатной балки следует учесть, что опасное (расчетное) сечение расположено не в середине пролета. Если при «нулевом» расчете (эпюру материалов) наложить на расчетную эпюру моментов, то точка соприкосновения эпюр будет находиться от опоры на расстоянии

$$x = 0,35 \dots 0,4l_0,$$

рекомендуется принимать $x = 0,37l_0$.

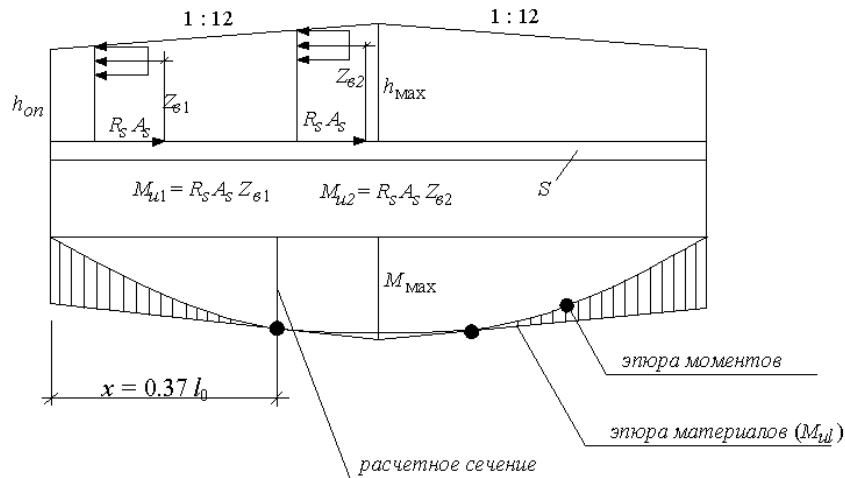


Рис. 119. Положение опасного сечения

Конструктивным расчетом опасного сечения определяется продольная растянутая арматура (напрягаемая проволочная – Вр1200, стержневая А800; А1000, канатная К1400), принимаемая в виде определенных арматурных элементов.

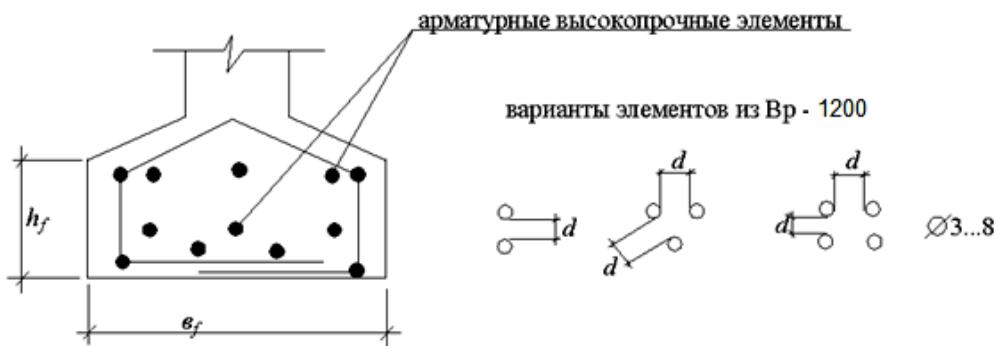


Рис. 120. Армирование нижней полки балки двутаврового сечения

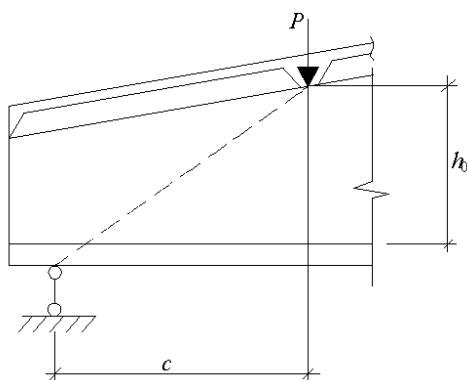


Рис. 121. Определение проекции опасного наклонного сечения

При расчете наклонных сечений длина проекции опасного наклонного сечения может быть принята равной расстоянию от опоры до первой сосредоточенной силы от спаренных ребер плит покрытия.
Поперечная арматура, полученная по расчету, помещается в вертикальные каркасы, продольные стержни которых являются монтажными.

Следует отметить, что при проверке прочности наклонной полосы между наклонными трещинами возможно принятие решения об увеличении толщины стенки (ребра b) на приопорном участке балки.

При проверке трещиностойкости предварительно напряженных балок необходимо учитывать возможность образования трещин в верхней зоне, которая при изготовлении снижает величину момента трещинообразования M_{crc} в растянутой зоне.

При расчете прогибов двускатных балок следует учитывать, что они имеют не меренную по длине жесткость.

Кроме преднапряженных отдельных элементов и вертикальных каркасов армирование балки включает:

- П-образные каркасы армирования верхней полки;
- С-образные каркасы армирования нижней полки, охватывающие напрягаемые элементы;
- дополнительную поперечную арматуру на всю высоту опорного ребра, привариваемую к опорной пластине и воспринимающую не менее 20% усилия в рабочей арматуре;
- дополнительную косвенную арматуру, охватывающую продольные напрягаемые стержни, на участке не менее $0,6l_p$ от торцов балки.

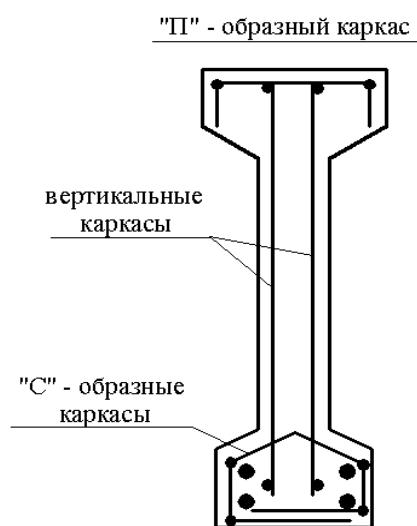


Рис. 122. Армирование балки двутаврового сечения

ТЕМА 35. Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами

Ребристое монолитное перекрытие с балочными плитами состоит из главных, второстепенных балок, монолитно связанных между собой, и плитой, работающей в коротком направлении по балочной схеме.

Обычно перекрытие опирается на внутренние колонны и наружные кирпичные стены. Главные балки расположены по разбивочным осям одного направления, опираются на промежуточные колонны и наружные стены. Второстепенные балки в

перпендикулярном направлении опираются на главные, шаг второстепенных балок 1,8...2,8 м.

Пролеты балок:

- главных – 5...8 м;
- второстепенных – 4...7 м.

Высота сечения балок (с учетом толщины плиты):

- главных – 1/10...1/15 пролета;
- второстепенных – 1/12...1/20 пролета.

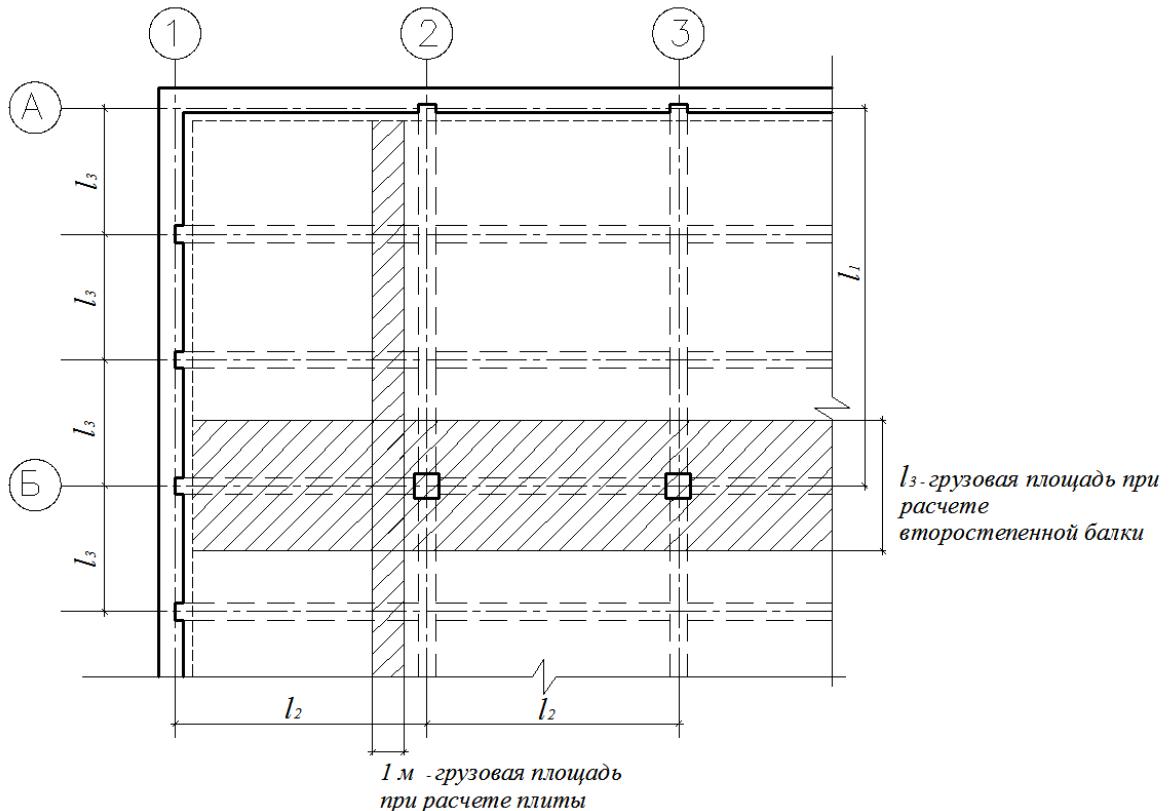


Рис. 123. Фрагмент ребристого монолитного перекрытия

Ширина сечения балок 0,4...0,5 высоты. Толщина плиты 40...100 мм. Длина опирания элементов перекрытия на стену кратна размерам кирпича:

- для плиты – 120 мм;
- второстепенной балки – 250 мм;
- главной балки – 380 мм.

В общем случае *плита* может рассматриваться как пластина, опертая по контуру, но при отношении $l_2/l_1 \geq 2$ допускается расчетную схему плиты принимать в виде многопролетной неразрезной балки шириной 1 м, промежуточными опорами служат второстепенные

балки, нагрузка равномерно распределенная. Статическим расчетом по методу предельного равновесия с учетом перераспределения усилий определяются изгибающие моменты; поперечные силы для плит не определяют и расчет прочности наклонных сечений не делают, так как для плит соблюдается условие

$$Q \leq \phi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0.$$

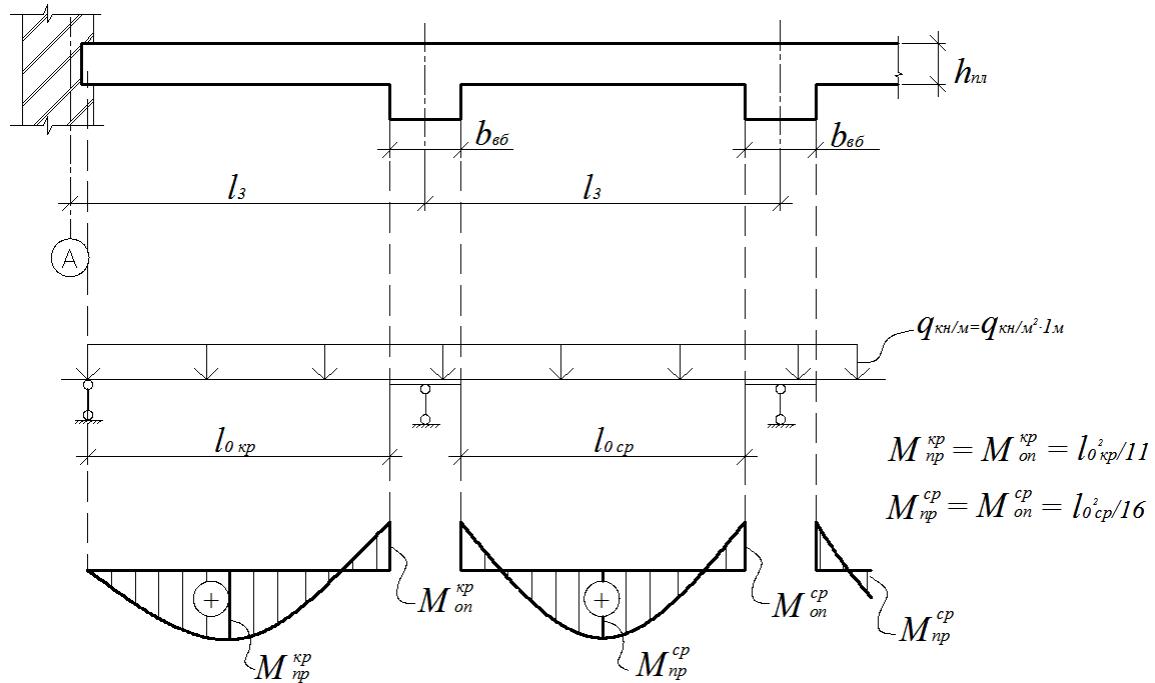


Рис. 124. Расчетная схема плиты монолитного ребристого перекрытия

Конструктивным расчетом пролетных и прямоугольных сечений с одноочной арматурой ($h = h_{nn}$; $b = 100$ см) определяется потребность в рабочем армировании сечений в крайнем пролете и на первой промежуточной опоре As^{kp} и сечений в средних пролетах и на средних промежуточных опорах As^{cp} .

Применяют два варианта армирования плит:

- Первый – непрерывное армирование: вдоль пролета плит по второстепенным балкам раскатываются сетки с продольной рабочей арматурой по As^{cp} (C1). В крайнем пролете и на первой промежуточной опоре в перпендикулярном направлении раскатывается добавочная (C2) сетка с поперечной рабочей арматурой, принятой по разности $As^{kp} - As^{cp}$.

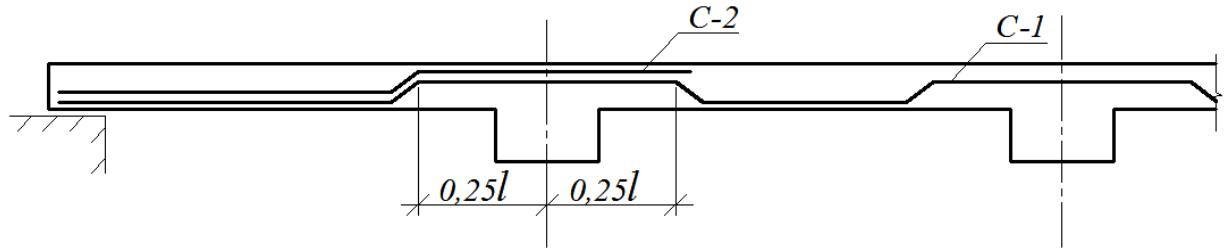


Рис. 125. Первый вариант армирования плиты монолитного ребристого перекрытия

- Второй – раздельное армирование: вдоль второстепенных балок отдельно в пролете плиты и на промежуточных опорах раскатываются сетки с поперечной рабочей арматурой, принятой по As^{kp} (сетки С1 и С2) или по As^{cp} (сетки С3 и С4).

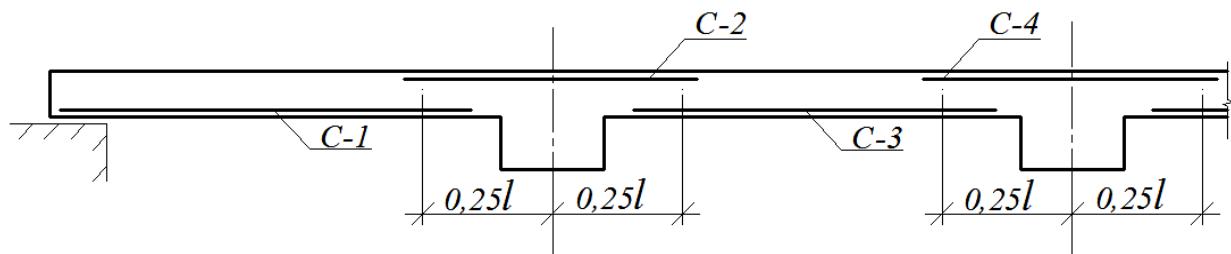


Рис. 126. Второй вариант армирования плиты монолитного ребристого перекрытия

В средних пролетах и на средних опорах ячеек балочных плит, окаймленных по контуру ребрами, изгибающие моменты M^{cp} могут быть уменьшены на 20% в связи с возникающими распорными усилиями, обусловленными жестким контуром (при $h_{пл} l_3 \geq 1/30$).

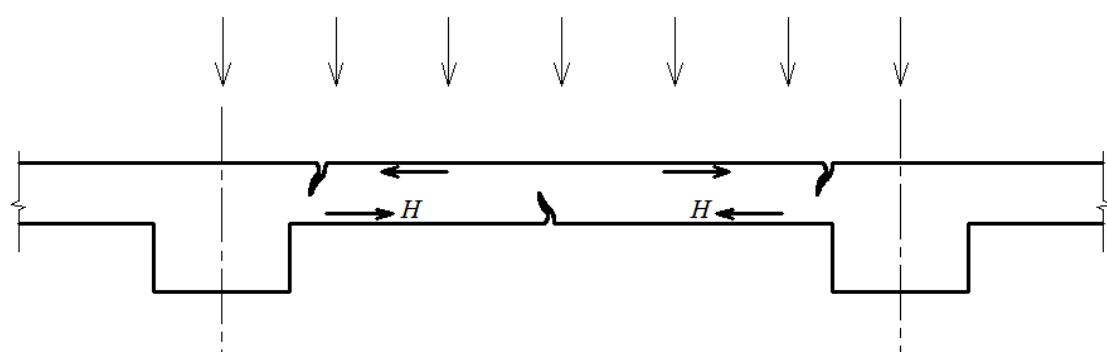


Рис. 127. Возникновение распорных усилий в плитах монолитных ребристых перекрытий

Второстепенные балки рассматриваются как многопролетная неразрезная конструкция, опирающаяся на стены и главные балки, загруженная равномерно распределенной нагрузкой, собираемой с грузовой площади (полосы шириной, равной шагу второстепенных балок l_3).

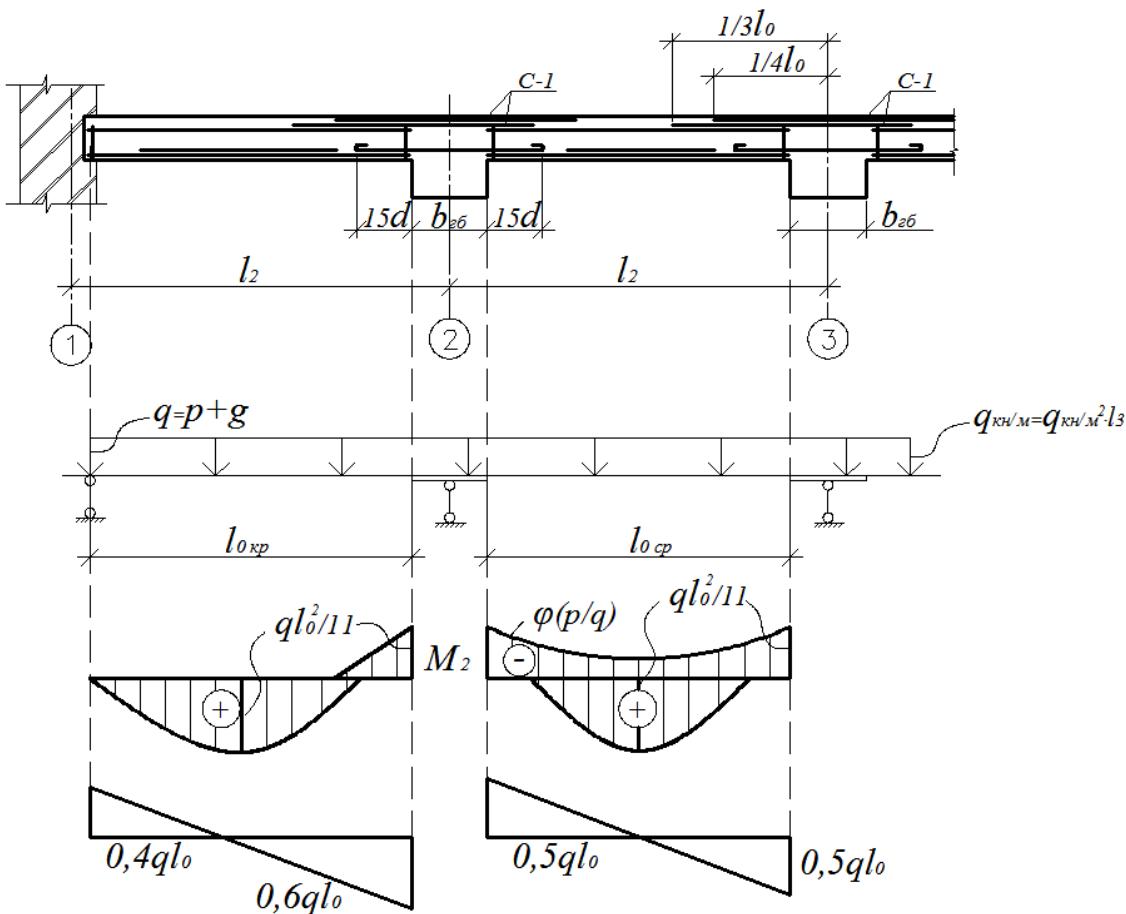


Рис. 128. Расчетная схема второстепенной балки монолитных ребристых перекрытий

Статический расчет проводится по методу предельного равновесия с учетом перераспределения усилий и невыгодного размещения временной нагрузки 9 (см. расчет ригеля рамного каркаса).

Размеры сечения второстепенной балки уточняются по моменту $9M_2$ на первой промежуточной опоре из условия образования пластического шарнира ($\xi = 0,35$; $\alpha = 0,289$).

$$h_0 = 1,86 \sqrt{M_2 / (R_b \cdot b)}$$

При подборе рабочей арматуры рассматриваются следующие расчетные сечения:

- тавровое на действие пролетных положительных моментов;
- прямоугольное на действие отрицательных моментов.

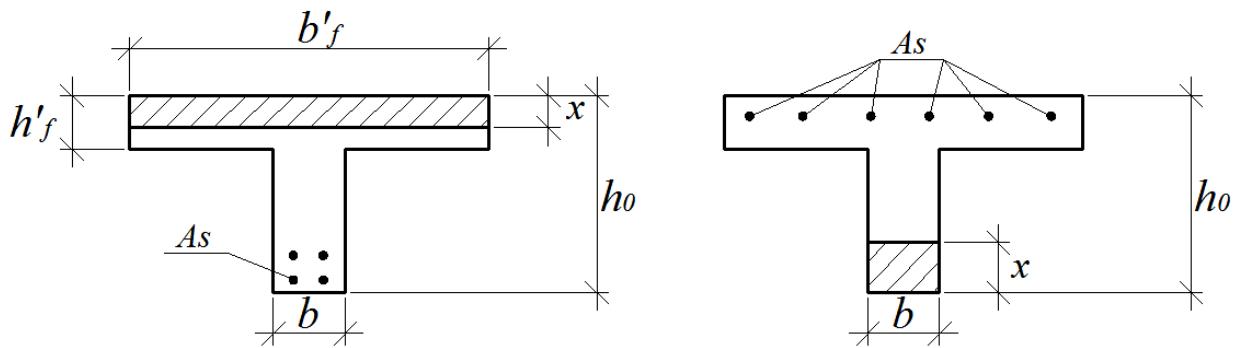


Рис. 129. Расчетные сечения второстепенной балки монолитных ребристых перекрытий

Балки армируются сварными каркасами с нижней продольной рабочей арматурой, каркасы доводятся до граней главных балок и соединяются через главные балки шпильками из стали класса А-І диаметром не менее половины диаметра рабочей арматуры. На промежуточных опорах балки армируют сетками (С-1) с поперечной рабочей арматурой, сетки раскатываются над главными балками. Вторым вариантом надопорного армирования могут быть короткие узкие (ширина 400...600 мм) сетки с продольной рабочей арматурой.

В целях экономии материалов часть рабочей арматуры плоских каркасов обрывается в пролете в соответствии с эпюорой моментов. Плоские каркасы перед установкой в опалубку объединяются в пространственные с помощью стержневых коротышей.

Главные балки рассматриваются как многопролетная неразрезная конструкция, опирающаяся на колонны и стены, загруженная сосредоточенными силами от давления второстепенных балок и равномерной нагрузкой от собственного веса. Для упрощения нагрузка от собственного веса может быть приведена к сосредоточенным силам.

Статический расчет проводится по методу предельного равновесия с учетом перераспределения усилий. Размеры сечения уточняют по моменту у грани колонны M_{on} .

$$h_0 = 1,86 \sqrt{\frac{M_{on}}{R_b \cdot b}},$$

$$h = h_0 + (6...8)\text{ см},$$

так как над главной балкой размещаются сетки плиты и второстепенной балки.

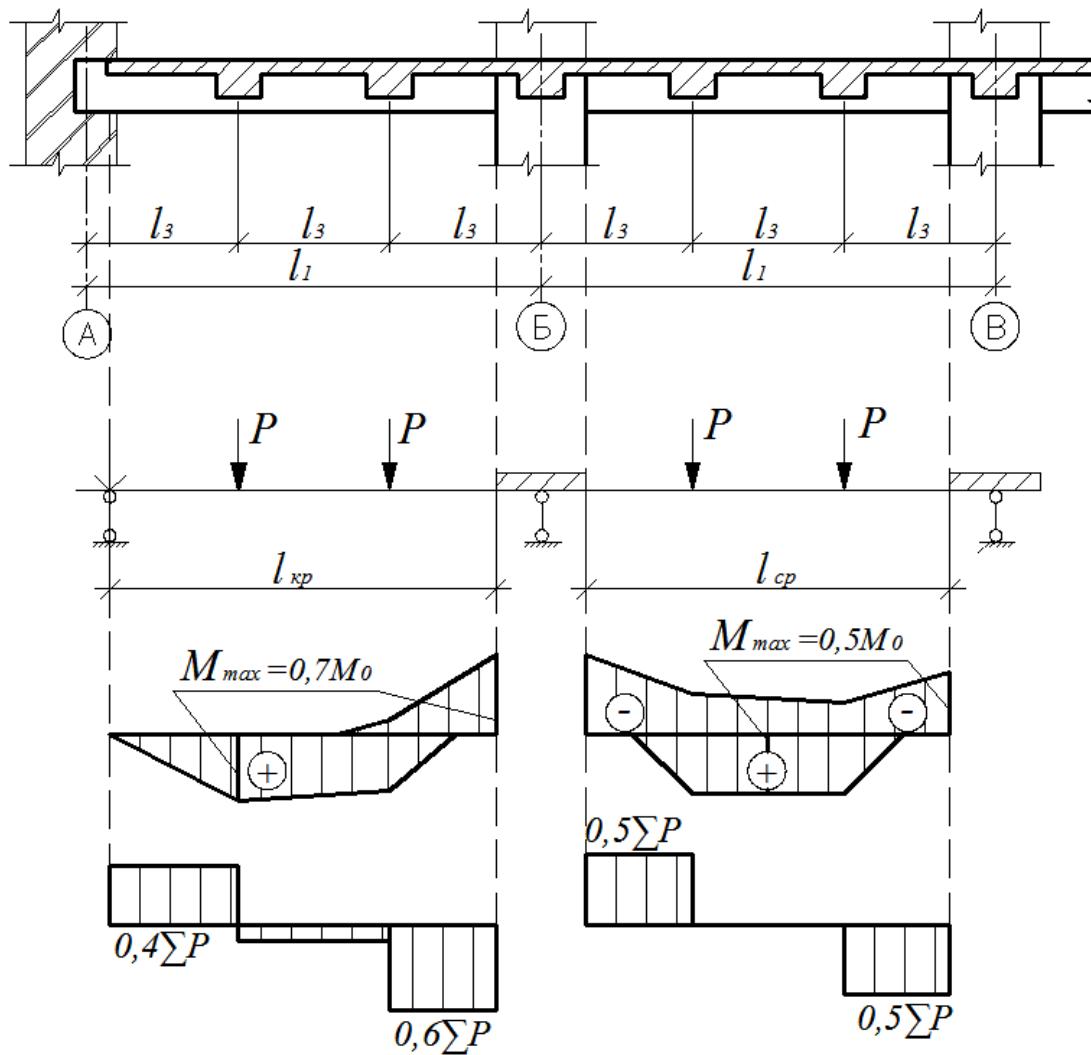


Рис. 130. Расчетная схема главной балки монолитных ребристых перекрытий

M_0 – максимальный изгибающий момент от сосредоточенных сил в балке на шарнирных опорах (балочный момент).

Конструктивным расчетом на действие положительных моментов рассматриваются тавровые сечения, на действие отрицательных – прямоугольные. Продольная арматура в соответствии с эпюорой моментов рационально распределена по длине балки и размещена в плоских каркасах.

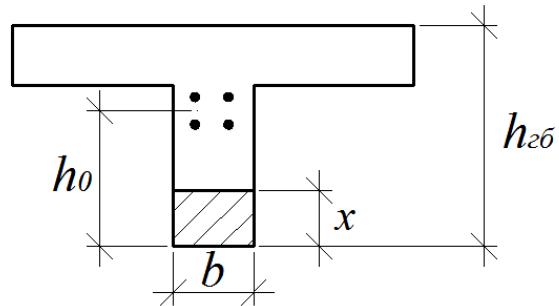


Рис. 131. Расчетное сечение главной балки монолитных ребристых перекрытий

Сосредоточенная сила от давления второстепенной балки передается на главную через сжатую зону опорного сечения второстепенной балки – возможно разрушение главной балки от отрыва нижнего участка, расположенного под второстепенной балкой.

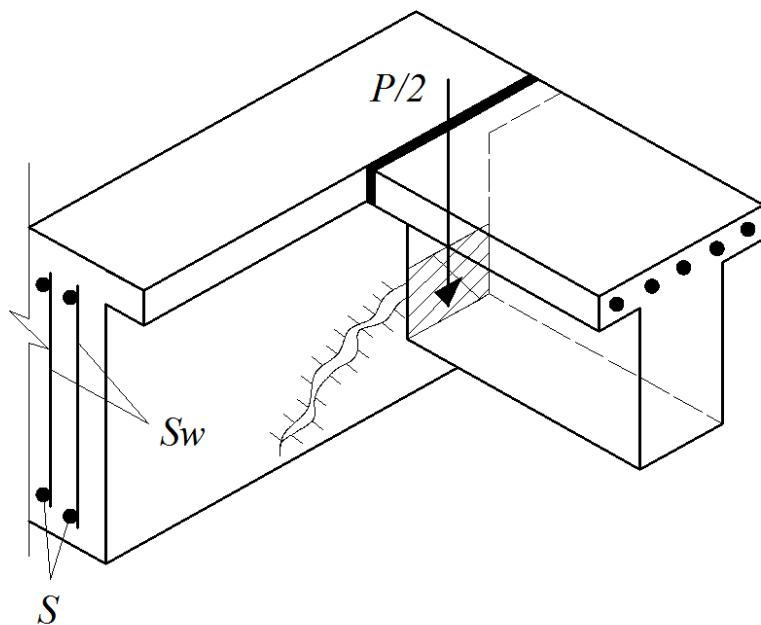


Рис. 132. Отрыв второстепенной балки от главной

$$h_s = h_{\text{гб}} - h_{\text{вб}} + 0,5x \\ c = 2h_s + b_{\text{вб}}$$

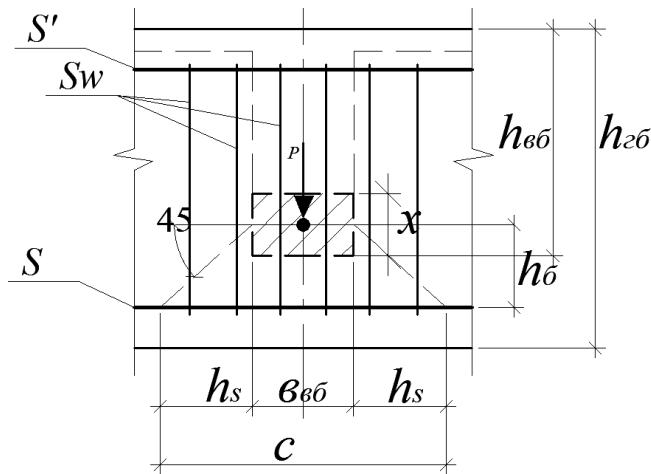


Рис. 133. Расчетная схема отрыва

Условие прочности на отрыв

$$P \leq \sum R_{sw} \cdot A_{sw},$$

где $\sum R_{sw} \cdot A_{sw}$ – сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, устанавливаемыми дополнительно по длине зоны отрыва, равной С.

Балка армируется плоскими каркасами с нижней или верхней продольной рабочей арматурой.

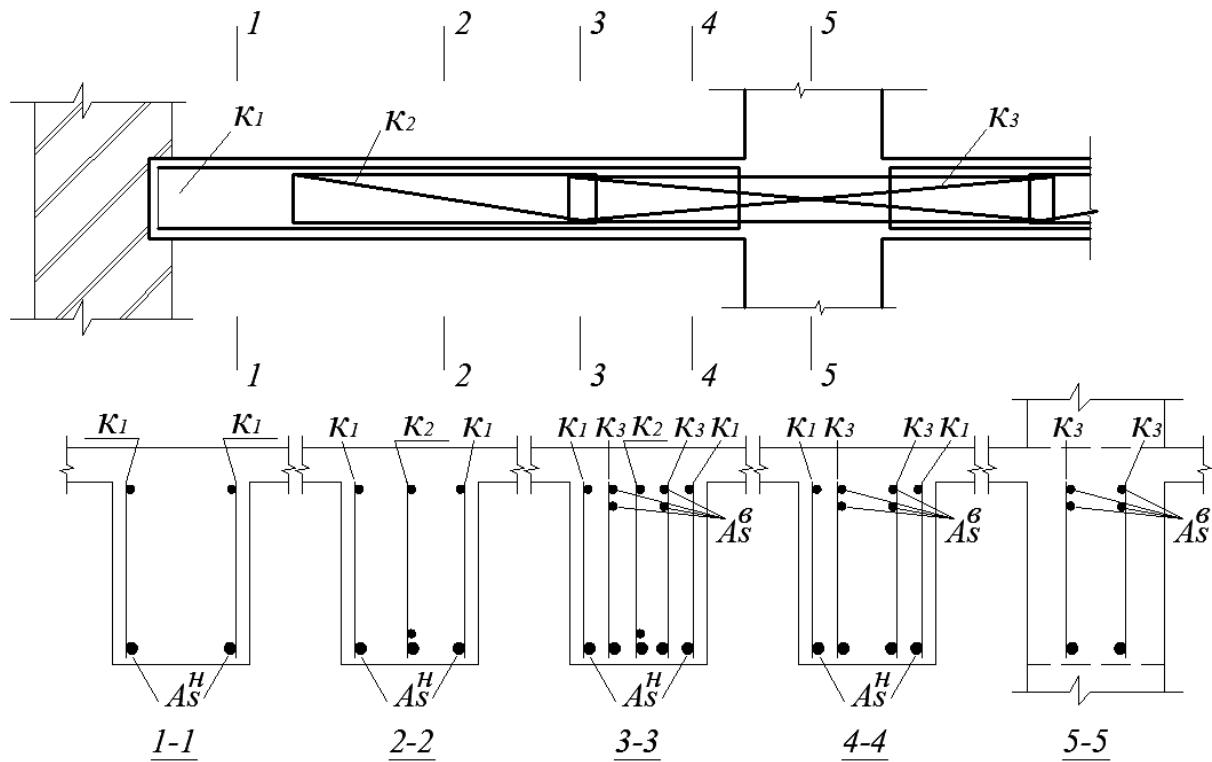


Рис. 134. Армирование главной балки монолитного ребристого перекрытия

ТЕМА 36. Монолитные ребристые перекрытия с плитами, опретыми по контуру, кинематический способ расчета по методу предельного равновесия

Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опретыми по контуру, представляют собой плиты, работающие на изгиб в двух направлениях и монолитно связанные с поддерживающими их взаимно перпендикулярными балками одинаковой высоты.

Данные перекрытия выполняют в двух вариантах конструктивного решения:

- перекрытия с промежуточными колоннами – балки размещаются по разбивочным осям колонн, шаг осей и пролеты балок 4...6 м, взаимно пересекающиеся балки опираются на колонны и стены (в основном наружные);
- перекрытия без промежуточных колонн под перекрестьем ребер (кессонные) – шаг перекрестных балок – не более 2 м.

Соотношения сторон межбалочных ячеек плиты меньше двух ($l_2/l_1 = 1\dots 1,5$ – рис. 135); толщины плиты 50...140 мм, $h \geq (l/50\dots l/45)$; высота балок назначается в пределах (1/10... 1/20).

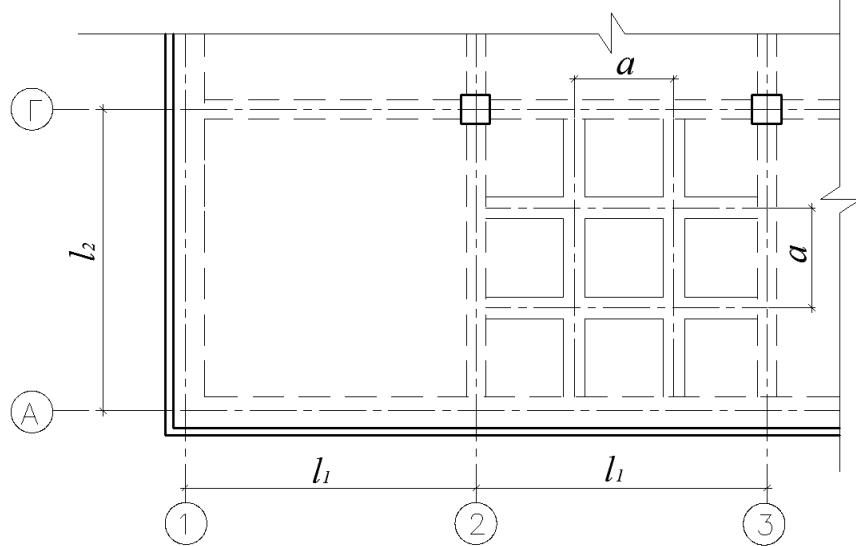


Рис. 135. Фрагмент монолитного ребристого перекрытия с плитами, опретыми по контуру

Расчетная схема плит – пластины, опертые (свободно или с защемлением) по контуру, загруженные равномерно распределенной нагрузкой; расчетная схема – статически неопределенная.

Статический и конструктивный расчеты плит, опертых по контуру, производятся кинематическим способом по методу предельного равновесия.

Метод предельного равновесия основан:

- на предполагаемой схеме излома плиты;
- варианте принятого одиночного армирования пластины.

В общем случае (плита, защемленная по контуру) в предельном состоянии образуются трещины:

- сверху вдоль опор – по контуру;
- снизу – по «конверту».

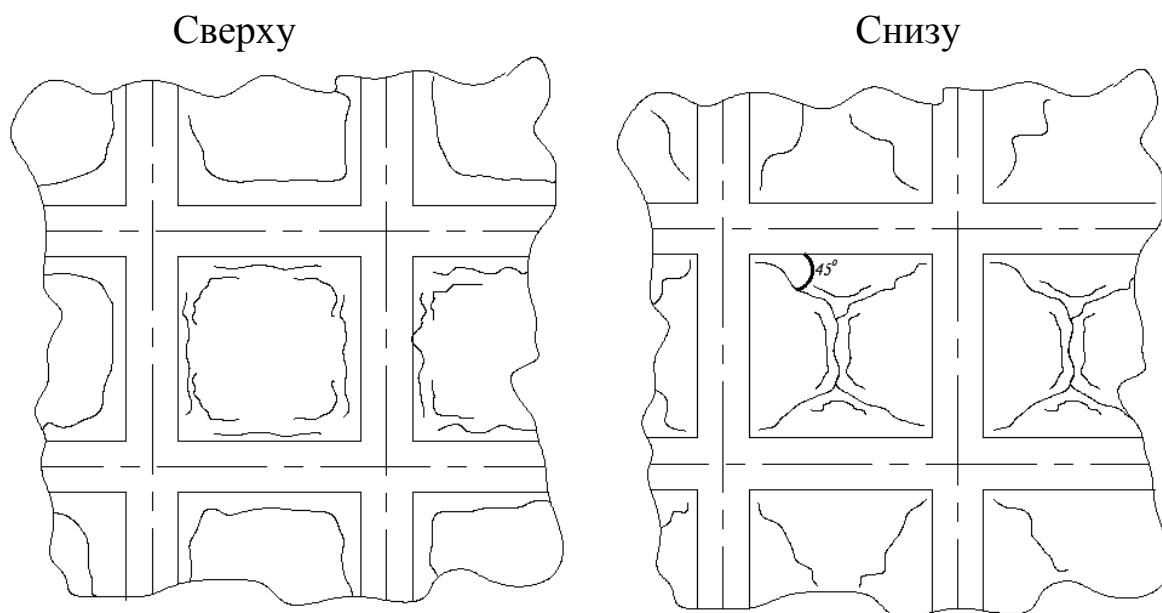


Рис. 136. Трещины в пластине

Таким образом, в предельном состоянии пластину можно рассматривать как систему жестких дисков, соединенных между собой линейными пластическими шарнирами по линиям излома. Погонная несущая способность при известном армировании линейного пластического шарнира

$$M = R A_s z_b,$$

где z_b – плечо внутренней пары, допускается $z_b = 0,9 \cdot h_0$; A_s – площадь сечения арматуры, приходящаяся на единицу длины линейного шарнира.

Расчет кинематическим способом основан на обеспечении равновесия в предельном состоянии за счет равенства работ внешних (от нагрузки) и внутренних (несущая способность) усилий.

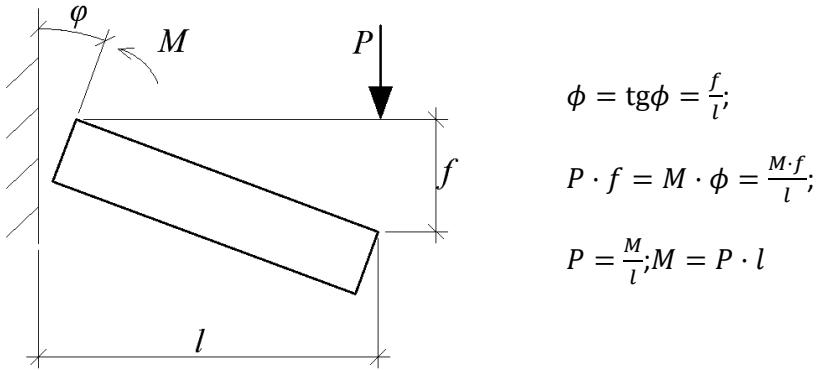


Рис. 137. Расчет консольной плиты кинематическим способом

Работа внешних усилий определяется произведением:

- силы на перемещение (кН·м);
- погонной нагрузки на площадь перемещения (кН/м·м²);
- нагрузки на м² на объем тела перемещения (кН/м²·м³).

Работа внутренних усилий – произведение:

- для линейных конструкций – момента на угол поворота в шарнире (кН·м·φ);
- пластин – погонного момента на длину линейного шарнира и на угол поворота (кН·м/м·м ·φ).

Принимается из-за малости перемещений – $\phi = \operatorname{tg} \phi$.

Достоверность способа можно проиллюстрировать на примере простой консоли, загруженной силой или равномерной нагрузкой.

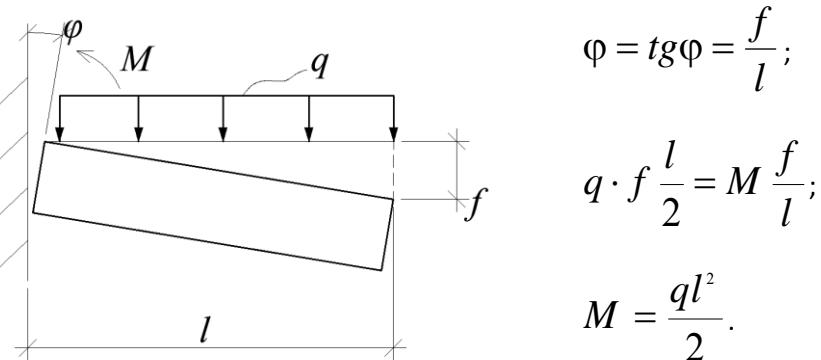


Рис. 138. Расчет консольной плиты кинематическим способом

В общем случае ячейка перекрытия с плитами, опертыми по контуру (пластинка, защемленная по контуру), поддерживается действием шести изгибающих моментов: двух пролетных и четырех опорных.

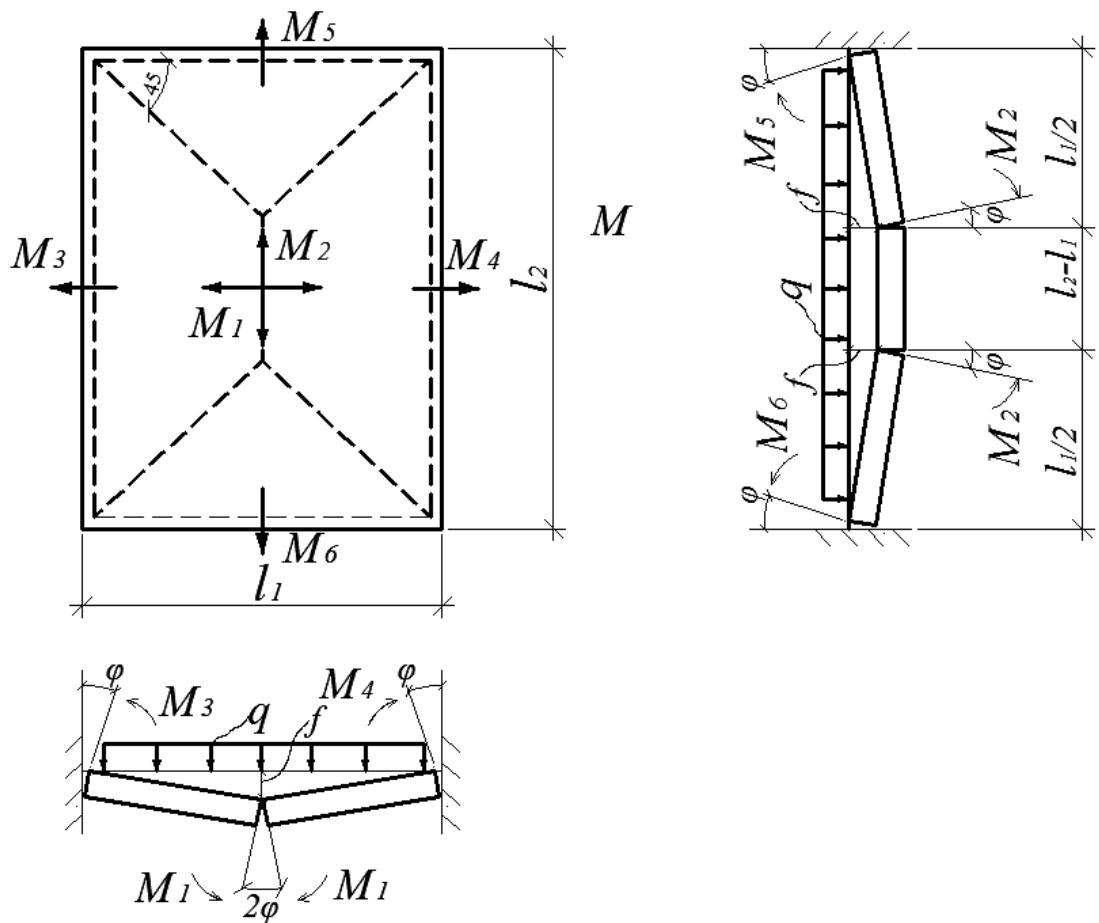


Рис. 139. Расчет плиты, опертой по контуру

Объем тела перемещения

$$V = \frac{1}{3}l_1^2 f + \frac{1}{2}l_1 f(l_2 - l_1);$$

$$V = f \frac{l_1(3l_2 - l_1)}{6}.$$

Работа внешней равномерно распределенной нагрузки

$$W_q = q \cdot f \cdot \frac{l_1(3l_2 - l_1)}{6}.$$

Работа внутренних усилий, моментов в пластических шарнирах

$$W_m = \sum M_i \phi l_i = (M_1 \cdot 2\phi + M_3 \cdot \phi + M_4 \cdot \phi) \cdot l_2 + (M_2 \cdot \phi \cdot 2 + M_5 \cdot \phi + M_6 \cdot \phi) l_1.$$

из равенства работ имеем условие предельного равновесия с учетом того, что $\phi = \operatorname{tg}\phi = 2f/l_1$:

$$\frac{q l_1^2 (3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_3 + M_4)l_2 + (2M_2 + M_5 + M_6)l_1.$$

Следует напомнить, что в условии равновесия моменты представляют собой погонную несущую способность линейных пластических шарниров (кН/м), а нагрузка представлена величиной на единицу площади пластины (например, кН/м²).

Напрямую условие равновесия может использоваться при проверке прочности плиты с известным армированием: левая часть равенства – внешнее воздействие, правая – несущая способность.

На практике для подбора армирования применяют или метод попыток, или задаются соотношением моментов, чтобы оставить одно неизвестное.

Наиболее часто встречаются квадратные ячейки плит ($l_1 = l_2 = l$), в которых целесообразно задаться одинаковым армированием во всех линейных шарнирах, то есть $M_1=M_2=M_3=M_4=M_5=M_6=M_7$.

Тогда и для опорных, и для пролетных моментов получается:

$$M = q \cdot l^2 / 48,$$

а для свободно опертой квадратной плиты, когда опорные моменты равны нулю:

$$M = q \cdot l^2 / 24.$$

По вычисленным моментам подбирается армирование в пролетах и на опорах расчетом прямоугольных сечений с одиночной арматурой.

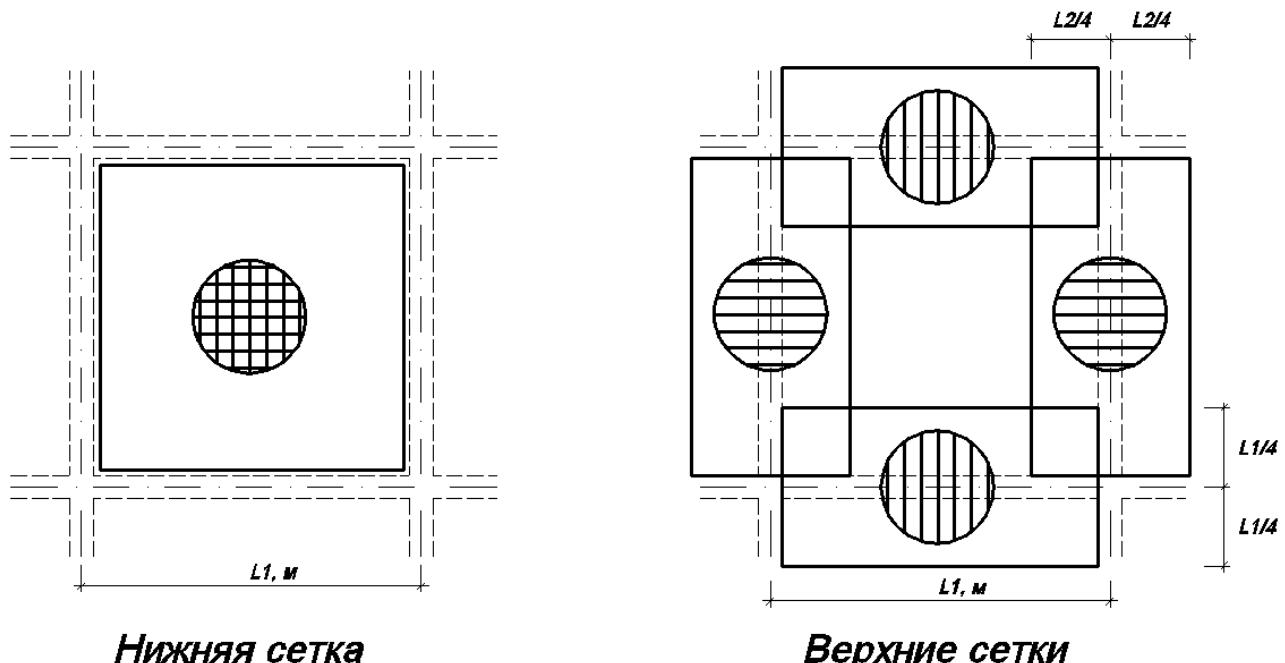


Рис. 140. Армирование плиты, опертой по контуру

Плиты армируются сетками:

- в пролетах – нижними, с рабочей арматурой в двух направлениях;
- на опорах – верхними, с поперечной рабочей арматурой.

Балки перекрытий с плитами, опертыми по контуру, рассчитываются как обычные многопролетные неразрезные балки по

методу предельного равновесия. Нагрузки на них от плит передаются в соответствии с грузовыми площадями – по «конверту». Расчетные пролеты принимаются равными расстоянию между гранями колонн, а при наличии наружных несущих стен для крайних пролетов – расстоянию от оси опоры на стене до грани первой промежуточной колонны. Нагрузка от собственного веса балки и временной нагрузки над ней – равномерно распределенная, от плиты – распределенная по треугольнику или по трапеции.

При наружных несущих стенах моменты в первом пролете и на первой промежуточной опоре:

$$M = 0,7 \cdot M_0 + \frac{q_{cb} \cdot l_i^2}{11},$$

в средних пролетах и на средних опорах:

$$M = 0,5 \cdot M_0 + \frac{q_{cb} \cdot l_i^2}{16},$$

где l_i – расчетные пролеты (см. выше); M_0 – моменты от треугольной или трапециевидной нагрузки в свободно опертой балке соответствующего пролета; q_{cb} – нагрузка от собственного веса и времененная над балкой.

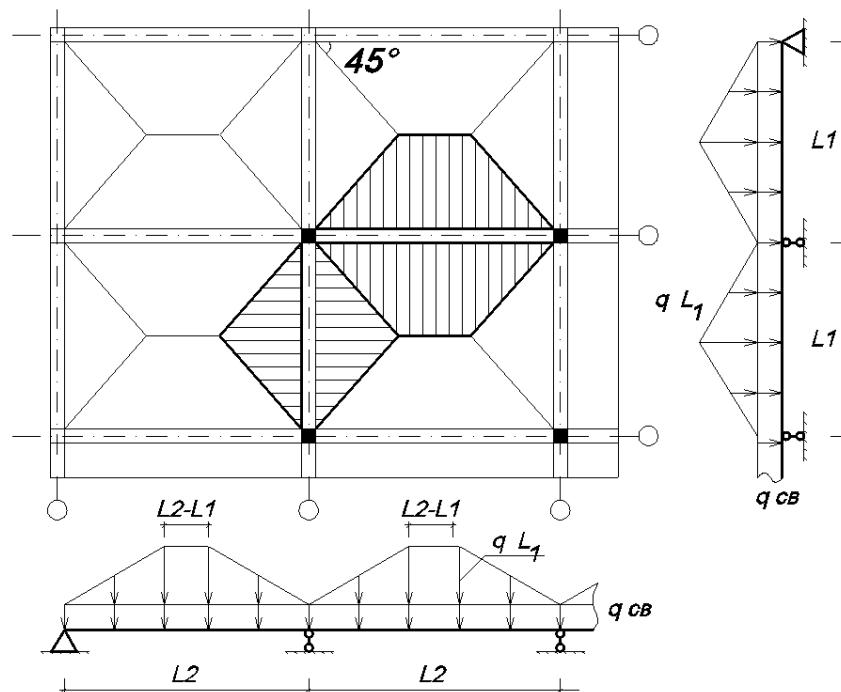


Рис. 141. Расчетная схема балок в монолитных перекрытиях с плитами, опертыми по контуру

q – расчетная нагрузка на единицу плиты;
 q_{cb} – нагрузка от собственного веса.

Поперечные силы в балках определяются по формулам:

- в крайнем пролете

$$Q_{лев} = Q_0 - \frac{M_{оп}}{l_i};$$

$$Q_{прав} = Q_0 - \frac{M_{оп}}{l_i};$$

- в средних пролетах

$$Q = Q_0,$$

где Q_0 – поперечная сила в свободно опертой балке; $M_{оп}$ – изгибающий момент на первой промежуточной опоре; l_i – соответствующий расчетный пролет.

Площадь сечения продольной арматуры в пролетах определяют как для тавровых сечений, а на опорах – как для прямоугольных шириной b . Балки в пролете армируют плоскими каркасами с нижней рабочей арматурой, а на опоре плоскими перекрестными седловидными каркасами – с верхней рабочей арматурой.

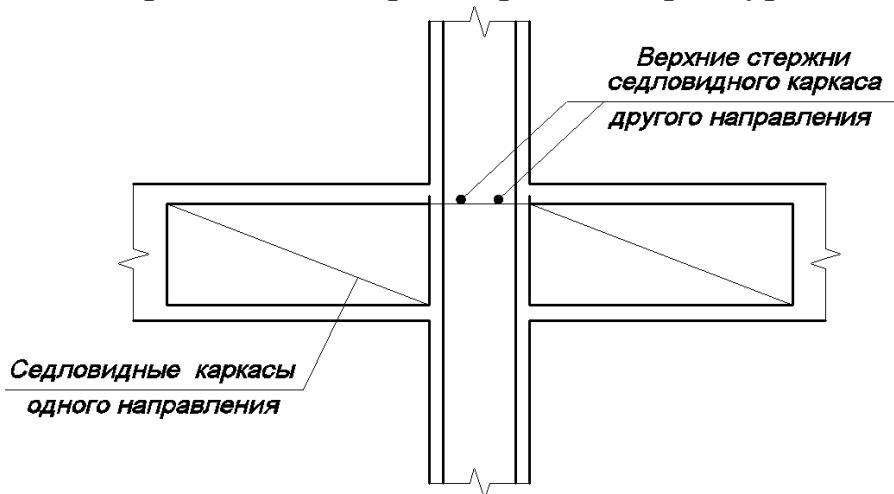


Рис. 142. Армирование балок седловидными каркасами

ТЕМА 37. Безбалочные перекрытия

Безбалочные перекрытия – это перекрытия, представленные только плитой, опираемой непосредственно на колонны. Стены зданий с безбалочными перекрытиями обычно самонесущие, закрепленные за перекрытия гибкими связями.

Сетка колонн может быть квадратной или прямоугольной с отношением пролетов не более 1,5; пролеты перекрытия примерно 6...9 м.

В монолитных безбалочных перекрытиях толщина плит обычно составляет $(1/30...1/35) l$, где l – размер наибольшего пролета при прямоугольной сетке колонн.

Один из основных типов разрушения перекрытия – продавливание плиты над колонной. Продавливание происходит по боковым граням пирамиды продавливания, угол наклона граней к вертикали 45^0 .

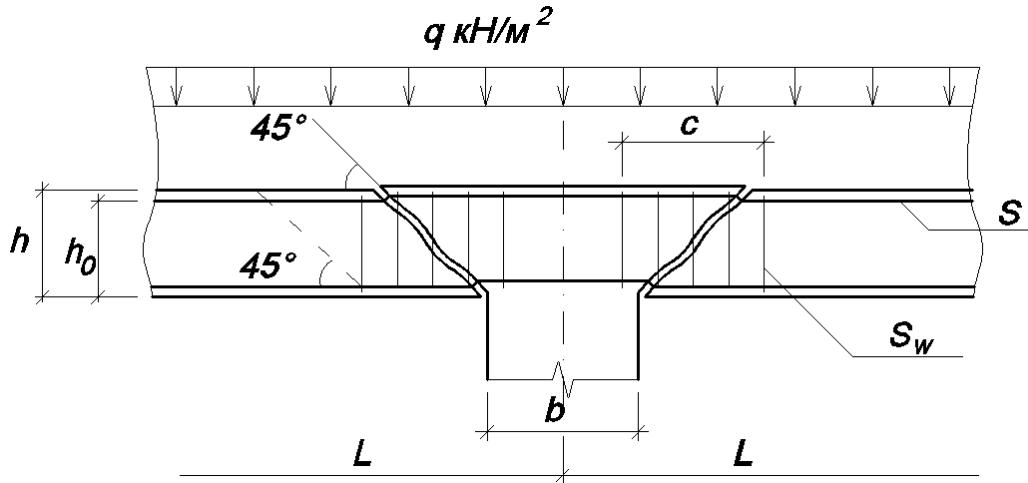


Рис. 143. Продавливание безбалочного перекрытия колонной

Условие прочности на продавливание:

$$F \leq F_b + 0,8 \cdot F_{sw} \leq 2 \cdot F_b,$$

где F – продавливающая сила, равная нагрузке на колонну за вычетом усилия от нагрузки на площадь большего основания пирамиды продавливания, для колонн квадратного сечения и ячейки расстановки колонн

$$F = q(l^2 - (b + 2h_0));$$

F_b – несущая способность на растяжение бетона (на разрыв) по боковым граням пирамиды продавливания

$$F_b = \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0,$$

здесь α – коэффициент, зависящий от вида бетона (для тяжелого бетона $\alpha = 1$; u_m – среднеарифметическое значение периметров оснований пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты; F_{sw} – несущая способность хомутов, пересекающих боковые грани пирамиды продавливания (поперечное армирование устанавливается обычно при недостаточной несущей способности по бетону – F_b)).

$$F_{sw} = \sum R_{sw} \cdot A_{sw},$$

здесь R_{sw} принимается как для арматуры класса А240 (при любой арматуре);

поперечная арматура учитывается, если

$$F_{sw} \geq 0,5 \cdot F_b.$$

Ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть (рис. 143):

$$c \geq 1,5 \cdot h,$$

шаг поперечной арматуры не более $h/3$.

При размещении поперечной арматуры на ограниченном участке следует провести дополнительный расчет на продавливание пирамиды с меньшим основанием, расположенным по контуру участка (см. пунктир на рис. 143) из условия

$$F_1 \leq F_{b1}.$$

Повышение несущей способности на продавливание достигается утолщением плиты (общим или местным), а также уширением верхнего участка колонны (устройство капители).

Расчет плиты на излом производится методом предельного равновесия. По опытным данным наиболее опасными схемами загружения являются:

- полосовое загружение через пролет;
- сплошное загружение по всей площади плиты.

При полосовом загружении в загружаемых пролетах образуются три линейных пластических шарнира:

- два верхних по верху колонн на расстоянии примерно 0,10 пролета от осей колонн;
- один нижний посередине пролета.

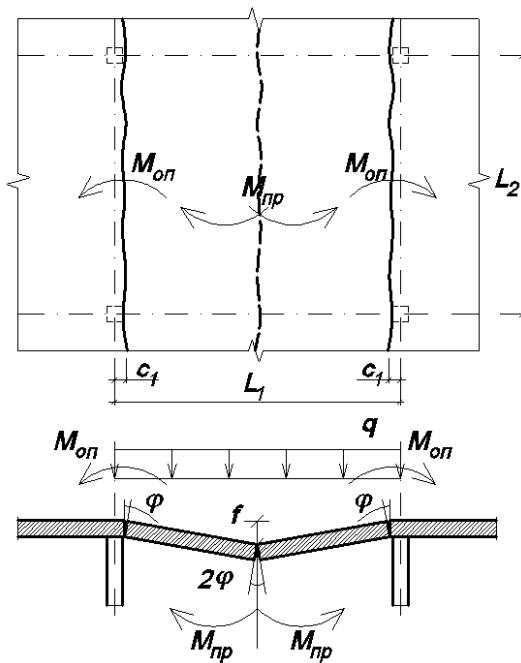


Рис 144. Расчет монолитного безбалочного перекрытия на полосовую нагрузку

Для малых перемещений

$$\phi = \operatorname{tg}\phi = \frac{f \cdot 2}{l_1 - 2 \cdot c_1}. \quad (1)$$

Объем перемещений в пределах одной ячейки

$$V = (l_1 - 2 \cdot c_1) \cdot l_2 \cdot \frac{f}{2}.$$

Работа внешней нагрузки

$$W_q = q(l_1 - 2 \cdot c_1)l_2 \cdot \frac{f}{2}; \quad (2)$$

работа внутренних усилий

$$W_m = 2M_{op} \cdot \phi l_2 + M_{np} 2\phi l_2,$$

или через несущую способность прямоугольных сечений с одиночным армированием шириной l .

$$W_m = 2\phi (R_s A_{son1} \cdot Z_{on} + R_s A_{snr1} Z_{nr}), \quad (3)$$

где A_{son1} и Z_{on} – площадь сечения арматуры и плечо внутренней пары в опорном сечении ячейки;

A_{snr1} и Z_{nr} – то же в пролетном сечении из равенства работ (2) и (3) с учетом (1) имеем условие предельного равновесия

$$q l_2 \quad (4)$$

или для другого направления загружения

$$q l_1.$$

При сплошном загружении перекрытия каждая ячейка разделяется пластическими шарнирами на четыре диска, поворачивающихся вокруг опорных участков шарниров, расположенных под углом 45^0 к осям колонн.

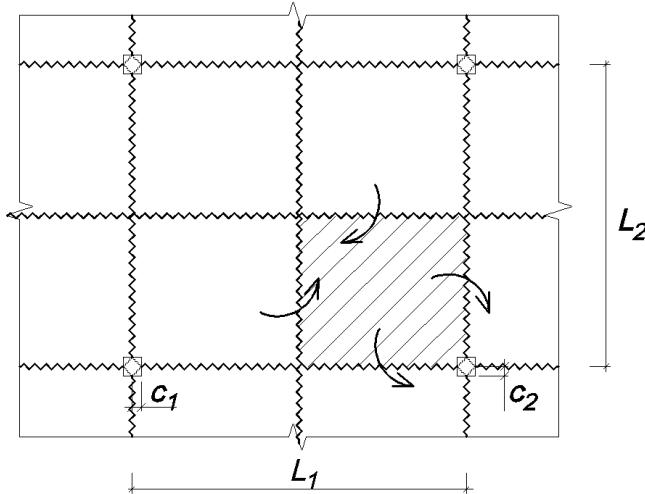


Рис. 145. Расчет монолитного безбалочного перекрытия на сплошную нагрузку

Из условия равновесия моментов всех сил, приложенных к одному из дисков, относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения в опорном (у колонны) линейном шарнире, и при $c_1 = c_2 = c$ расчетное уравнение примет вид

$$\frac{q \cdot l_1 \cdot l_2}{8} \left[\frac{l_1 + l_2}{2} - 2c + \frac{4 \cdot c^3}{3 \cdot l_1 \cdot l_2} \right] = \frac{R_s}{2} \left[(A_{son1} + A_{son2})Z_{on} + (A_{snr1} + A_{snr2})Z_{nr} \right] \quad (5)$$

где A_{son1} ; A_{son2} ; A_{snp1} ; A_{snp2} ; $Z_{оп}$ и $Z_{пр}$ – то же, что и в уравнении (5), индексы 1 и 2 соответствуют направлению армирования ячейки.

Для квадратных ($l_1 = l_2 = l$) ячеек перекрытия с одинаковым армированием в обоих направлениях уравнения (4) и (5) упрощаются соответственно:

$$ql^3, \quad (6)$$

$$\frac{ql^3}{8} \left[1 - 2 \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] = R_s (A_{son} \cdot Z_{оп} + A_{snp} Z_{пр}). \quad (7)$$

При расчете средних ячеек рекомендуется принимать

$$\frac{A_{son}}{A_{son} + A_{snp}} = 0,5 \dots 0,67;$$

$$\frac{A_{son}}{A_{son} + A_{snp}} = 0,5 \dots 0,33.$$

Плита монолитного безбалочного перекрытия армируется сетками в соответствии с эпюрами изгибающих моментов. Пролетные моменты воспринимают нижние, а опорные – верхние сетки (в соответствии с соответствующими сжатыми зонами бетона).

План размещения: *a* – верхних сеток, *б* – нижних сеток, штриховкой показано направление рабочего армирования.

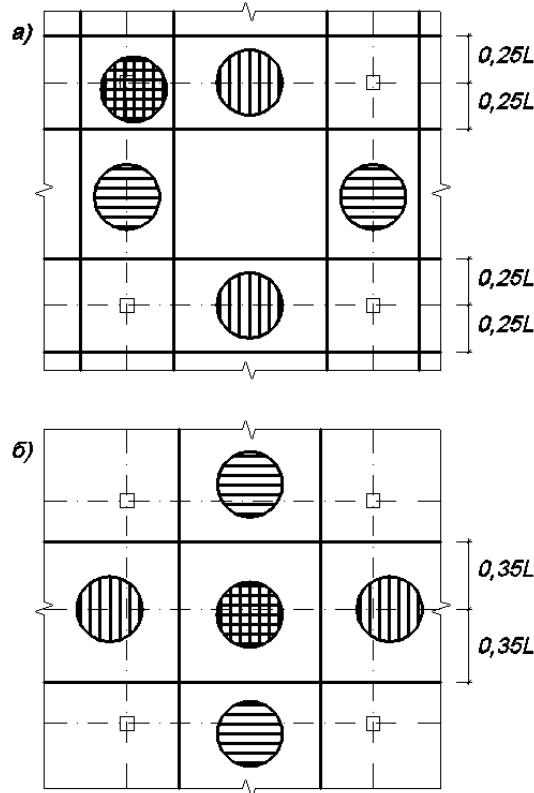


Рис. 146. Армирование монолитного безбалочного перекрытия

Рекомендуется при отсутствии капителей использовать полосовое загружение для выявления соотношения площадей поперечного сечения арматуры A_{s1} и A_{s2} , а сплошное загружение применять для определения их величины.

При формировании сборных безбалочных перекрытий членение монолитного перекрытия производится на следующие виды плит:

- капительных плит с осевым отверстием для пропуска колонн, стык с колонной выполняется с использованием сварки выпусков арматуры и закладных деталей и с последующим омоноличиванием;
- надколонных плит двух взаимно перпендикулярных направлений по разбивным осям, опирающихся на капительные плиты и жестко с ними соединяющихся сваркой выпусков и закладных деталей;
- пролетных плит в серединах ячеек перекрытий, обычно свободно опирающихся по контуру на межколонные плиты.

КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

ТЕМА 1. Общие положения

Каменные конструкции по истории применения относятся к наиболее древним из существующих конструкций.

Применялись в прошлом в довольно широком виде:

- фундаментов (бутовых, кирпичных);
- стен и столбов;
- сводчатых покрытий и перекрытий;
- плоских покрытий и перекрытий (с применением стальных балок);
- подпорных стенок (в том числе с контрфорсами);
- дымовых труб и т.д.

В настоящее время каменные конструкции применяются в основном в виде стен ограждающего и несущего назначения и столбов.

Основа всех каменных конструкций – это кладка из искусственных или природных камней, объединенных раствором в монолитный материал.

Достоинством каменных конструкций является высокая огнестойкость, долговечность, архитектурная выразительность, хорошая тепло- и звукоизоляция, малые эксплуатационные затраты, применение местных строительных материалов. Недостатком каменных конструкций является большая собственная масса и малая индустриальность (много ручного труда).

Основные требования к каменной кладке – монолитность, которая обеспечивается сцеплением камня с раствором, полностью заполняющим швы, и перевязкой камней в горизонтальных рядах. Толщина швов кладки равна 10...12 мм.

Кладка подразделяется на следующие виды:

- сплошная кладка из кирпича или камней;
- облегченная кладка из кирпича и камней с перевязкой горизонтальными рядами или вертикальными диафрагмами (колодцевая) с заполнением зазоров бетонами низких марок или утеплителем.

Несущую способность кладки при необходимости увеличивают в результате применения стальной арматуры (армированная кладка). Возможность применения продольного и поперечного армирования.

Сетчатое армирование горизонтальных швов кладки допускается применять только в случаях, когда повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемую прочность кладки, при этом площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена.

ТЕМА 2. Материалы для каменной кладки

Каменные материалы для кладок классифицируют:

– по происхождению:

а) природные камни, добываемые в карьерах;

б) искусственные камни, изготавливаемые путем обжига (кирпич, керамические камни) и необжиговые камни (кирпич силикатный, шлаковый, камни из тяжелого, легкого и ячеистого бетона);

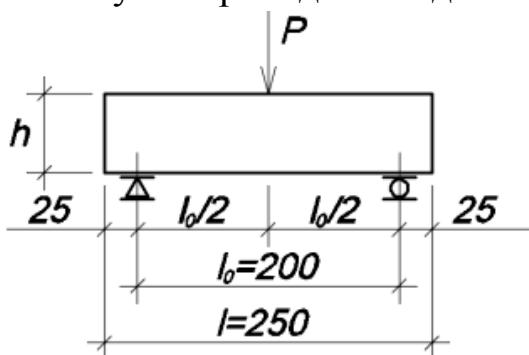
– по структуре:

– полнотелый кирпич и сплошные камни;

– кирпичи и камни с пустотами и пустотелые камни.

Для ручной каменной кладки применяют кирпич одинарный с размерами 250x120x65 мм, модульный (утолщенный) – 250x120x88 (полуторный кирпич) и камни большой толщины. Модульные кирпичи и камни с целью уменьшения массы выпускают с технологическими вертикальными и горизонтальными пустотами.

Основной характеристикой каменных материалов является прочность на сжатие, характеризуемое маркой, которая обозначает временное сопротивление образцов при сжатии 4...25...300 (кгс/см²). Для одинарного и утолщенного кирпича необходимо дополнительное определение прочности на растяжение при изгибе. Испытания кирпича в этом случае проводят как для балки на двух опорах (ГОСТ 8462).



$$\begin{aligned}l_0 &= 200 \text{ мм}; l = 250 \text{ мм}; \\ \sigma &= M/W = R_{uzs}; \\ M &= P \cdot l_0 / 4; \\ W &= b \cdot h^2 / 6; \\ R_{uzs} &= 6 \cdot P \cdot l_0 / 4 \cdot b \cdot h^2 = 1,5 \cdot P \cdot l_0 / b \cdot h^2.\end{aligned}$$

Рис. 147. Расчетная схема
при определении марки кирпича

Например (ГОСТ 530–2012): марка полнотелого кирпича 100 принимается по средней (из 5 образцов) прочности на сжатие 100 кгс/см² и средней прочности на растяжение не ниже 22 кгс/см².

Обычно половинки кирпича, полученные после испытания на изгиб, используются для испытания на сжатие (с использованием распределительных прокладок).

Растворы, заполняющие швы каменной кладки, обеспечивают прочность и непроницаемость кладки и подразделяются на следующие виды:

- цементные;
- известковые;
- смешанные (цементно-известковые, цементно-глиняные).

Прочность раствора характеризуется его маркой – времененным сопротивлением при сжатии (в кгс/см²) кубиков с ребром 70,7 мм на 28 сутки их твердения при $t=20 \pm 2$ °C. Нормами установлены марки раствора в диапазоне 4... 200 кгс/см².

Для армокаменных конструкций применяют горячекатаную сталь Ø6;8 мм и холоднотянутую проволоку Ø 3...5 мм.

Горячекатаная сталь применяется класса А240 (AI), холоднотянутая проволока – Вр500 (Вр-I).

Для сетчатого армирования применяют арматуру класса А240 (AI) и Вр500 (Вр-I); для продольной и поперечной арматуры, анкеров и связей А240 (AI) и Вр500 (Вр-I).

Плотность кладки зависит от вида камней, для сплошной кладки из плотного кирпича $\rho=1800$ кг/м³ из блоков тяжелого бетона $\rho=2400$ кг/м³.

ТЕМА 3. Прочность каменной кладки

Прочность каменной кладки при условиях качественного ее выполнения зависит от прочности и деформативности камня и раствора.

В связи с тем, что в загруженной кладке возникает сложнонапряженное состояние, прочность ее значительно меньше прочности камня. Объясняется это неоднородностью массива кладки, вызываемой:

- неровностью поверхностей камня;
- неодинаковой плотностью и толщиной раствора по длине и ширине шва, приводящих к изгибу и скальванию камня;
- значительной поперечной деформацией раствора, вызывающей растягивающие усилия в камнях (см. расчетную схему).

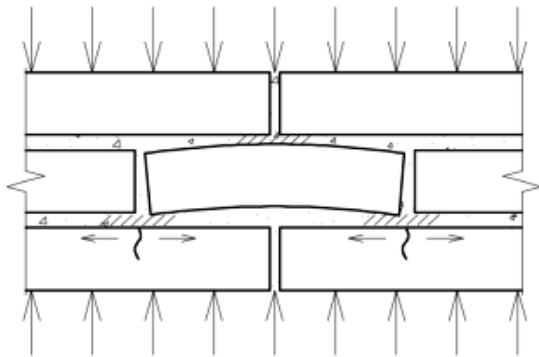


Рис. 148. Неоднородность массива кладки

Например, для кирпичной кладки из кирпича марки 75 и раствора 50 расчетное сопротивление кладки сжатию составляет всего 13 кгс/см².

Испытанием кирпичных призм установлено 4 стадии поведения кладки под нагрузкой. Если напряжение при разрушении призмы (временное сопротивление сжатию) R_u принять за 100%, то:

– Первая стадия наблюдается при напряжениях, не превышающих 50% от R_u ; состояние соответствует режиму нормальной эксплуатации, трещины отсутствуют.

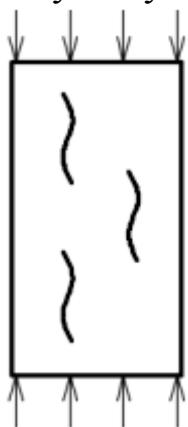


Рис. 149. Вторая стадия

– Вторая стадия наблюдается при напряжениях, составляющих 70% от R_u ; возникают трещины, захватывающие до трех рядов кладки, трещины нормального характера.

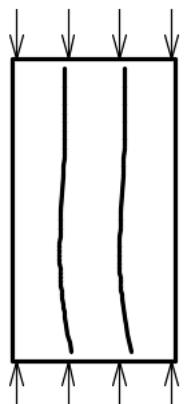
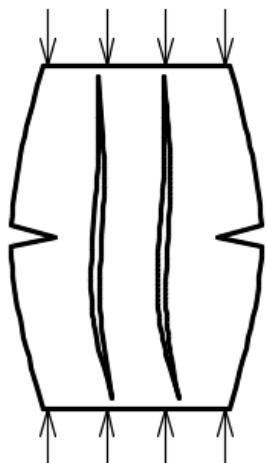


Рис. 150. Третья стадия

– Третья стадия – напряжения составляют $\approx 90\%$ от R_u ; локальные трещины развиваются, объединяются между собой и раскалывают призму на отдельные столбики.



– Четвертая стадия – стадия разрушения; напряжения достигают уровня временного сопротивления ($R_u = 100\%$), кладка разрушается от потери устойчивости столбиков.

Рис. 151. Четвертая стадия

Основными прочностными характеристиками кладки являются:

- временное сопротивление сжатию R_u (средний предел прочности);
- расчетное сопротивление осевому сжатию R ;
- расчетное сопротивление осевому растяжению R_t ;
- расчетное сопротивление растяжению при изгибе R_{tb} (R_{tw});
- расчетное сопротивление срезу R_{sq} .

Исходной характеристикой для всех расчетных сопротивлений является временное сопротивление сжатию R_u , полученное в результате обработки данных испытаний серий образцов – эталонов кладки.

Условное нормативное сопротивление кладки с учетом изменчивости характеристик и с обеспеченностью 0,98 на основании статистических данных

$$R_n = R_u \cdot (1 - 2C),$$

где 2 – характеристика безопасности для обеспеченности 0,98;

$C=0,15$ – коэффициент вариации (изменчивости) прочности.

Таким образом:

$$R_n = 0,7R_u.$$

Расчетное сопротивление кладки получается путем деления нормативного на коэффициент надежности по материалу кладки γ_{kc} ; принято $\gamma_{kc}=1,4$ (учет понижающих факторов, в том числе пустошовка, гнезда, отклонения от вертикали и т.п.).

Тогда расчетное сопротивление

$$R = 0,7R_u / 1,4 = 0,5 R_u.$$

В нормах проектирования приводится формула $R_u = k \cdot R$, где $k=2$.

Например, для кирпичной кладки из кирпича марки 75 и раствора марки 50 расчетное сопротивление сжатию составляет $R=13 \text{ кгс/см}^2$, а временное сопротивление

$$R_u = 2 \cdot 13 = 26 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчетное сопротивление кладки сжатию следует умножать на коэффициент условия работы γ_c . Например, для столбов и простенков площадью сечения $0,3 \text{ м}^2$ и менее $\gamma_c = 0,8$; для кладки после длительного времени твердения раствора (более года) $\gamma_c = 1,15$ и т.п.

В итоге можно сделать вывод, что расчетные сопротивления кладки соответствуют напряжениям, которые наблюдаются на первой стадии, рассмотренной выше, поведения кладки под нагрузкой.

ТЕМА 4. Деформативность каменной кладки

Каменная кладка является упругопластическим материалом, ее полные относительные деформации при сжатии ε складываются из упругой ε_y и неупругих ε_{pl} составляющих:

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{yi} + \varepsilon_{pli}$$

Рассмотрим диаграмму $\sigma - \varepsilon$ при сжатии.

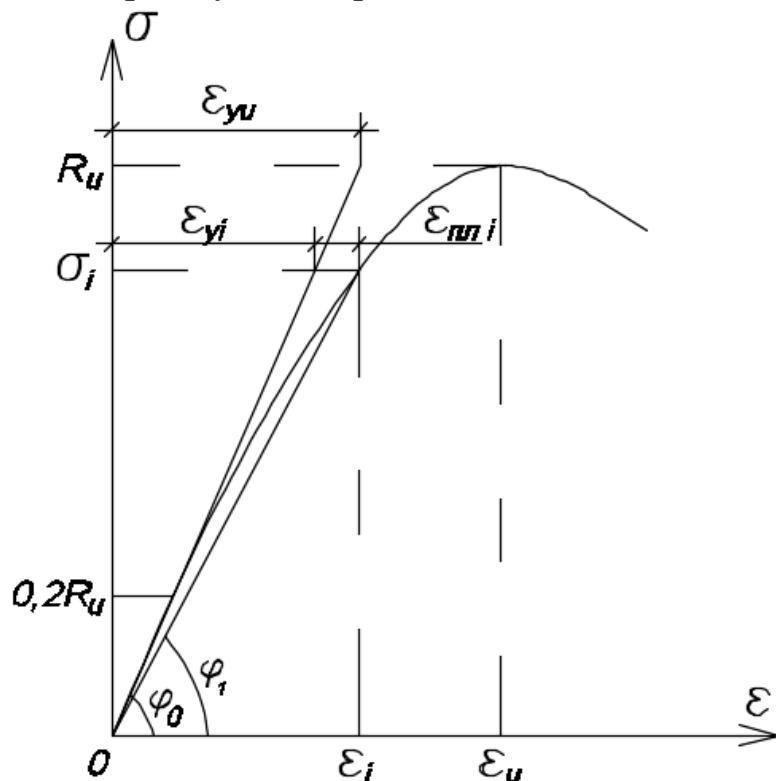


Рис. 152. Диаграмма $\sigma - \varepsilon$

Неупругие пластические деформации обусловлены ползучестью раствора, проявляются при напряжениях выше $0,2R_u$. Как показывают опыты, на образцах кладки при напряжениях менее $0,2R_u$ (временного сопротивления сжатию) кладка работает упруго и ее деформативность характеризуется модулем упругости E_0 , который принимается равным тангенсу угла наклона касательной зависимости $\sigma - \varepsilon$ в начале координат

$$E_0 = \operatorname{tg} \varphi_0 = \sigma_i / \varepsilon_{yi},$$

или $E_0 = R_u / \varepsilon_{yu} = R_u \cdot (1 / \varepsilon_{yu})$,

где ε_{yu} – доля упругих относительных деформаций, соответствующих временному сопротивлению кладки R_u .

В нормах проектирования применяется следующая формула:

$$E_0 = \alpha \cdot R_u,$$

где α – упругая характеристика кладки, величина, как следует из вышеотмеченного, обратная предельным упругим относительным деформациям:

$$\alpha = 1 / \varepsilon_{yu}.$$

Для получения полных относительных деформаций (с учетом ползучести) пользуются значением секущего модуля деформации:

$$E = \operatorname{tg} \varphi_1 = \sigma_i / \varepsilon_i.$$

При расчете конструкций по прочности кладки значение модуля деформаций рекомендуется принимать равным

$$E = 0,5E_0.$$

ТЕМА 5. Конструктивные особенности каменных конструкций

Каменные стены, в зависимости от конструктивной схемы здания, подразделяются на:

- несущие, воспринимающие кроме нагрузок от собственного веса и ветра, также и нагрузки от покрытий и перекрытий и т.п.;
- самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственного веса стен всех вышележащих этажей здания и ветровую нагрузку;
- ненесущие (в том числе навесные наружные стены), воспринимающие только нагрузку от собственного веса и ветра в пределах одного этажа;
- перегородки – внутренние стены, воспринимающие только нагрузки от собственного веса и ветра (при открытых проемах).

Конструктивные схемы каменных зданий подразделяются на:

- жесткие;
- упругие.

В зданиях с жесткой конструктивной схемой каменные стены и столбы опираются в горизонтальном направлении на перекрытия и жесткие неподвижные поперечные стены или конструкции с расстоянием между ними не более регламентированных нормами проектирования, например, не более 42 м при сборных железобетонных перекрытиях с замоноличенными швами. При расстояниях выше регламентированных здания с упругой конструктивной схемой рассматриваются как рамная система со стойками из стен и столбов и ригелями из перекрытий.

Жесткую конструктивную схему имеют, как правило, жилые дома и общественные здания; стены и столбы рассчитываются от нагрузок, приложенных непосредственно к конструкциям. Стены и столбы, имеющие в плоскостях междуэтажных перекрытий опоры на горизонтальное воздействие, допускается при расчете на вертикальную нагрузку считать расчлененными по высоте на однопролетные стержни с шарнирными опорами. Нагрузка от вышележащих этажей прикладывается центрально (если не меняется сечение стены в уровне перекрытия над данным этажом); нагрузка, прикладываемая в пределах рассматриваемого этажа, учитывается с фактическими эксцентризитетами. Изгибающие моменты от ветровой нагрузки определяются в пределах каждого этажа как для балки с защемленными концами (рис. 153).

В результате статического расчета горизонтальные сечения стен и столбов рассматриваются как центрально и внецентренно сжатые.

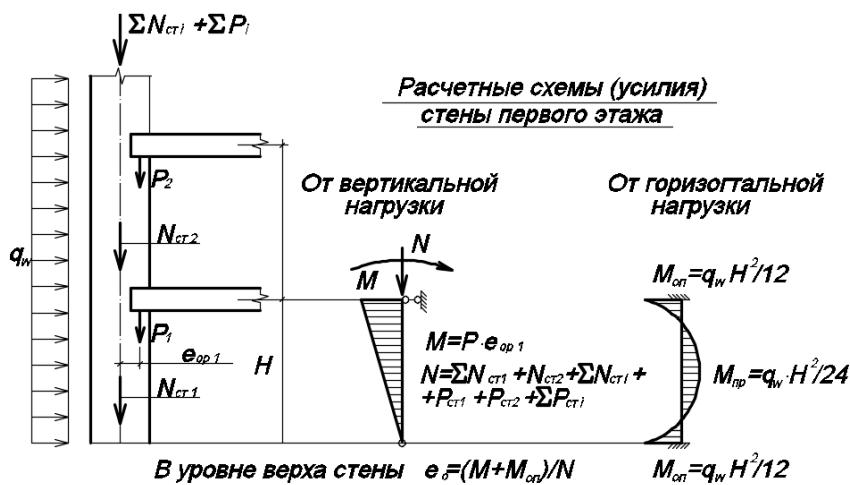


Рис. 153. Расчетная схема для сбора нагрузок и статического расчета кирпичной кладки

Ширину расчетного сечения стены без пилastr следует принимать:

а) при равномерной передаче давления от перекрытия по всей длине его опирания:

– для стен без проемов – 1 м;

– для стен с проемами – ширине простенка; при этом ширина грузовой площади равна расстоянию между осями проемов;

б) при сосредоточенной передаче давления (под опорами ферм и балок):

– не более $b_{on} + 2/3H$; не более $6h$, и не более ширины простенка (b_{on} – ширина опорной плиты, H – высота этажа, h – высота стены).

При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, допускается принимать расстояние от точки приложения опорной реакции прогонов, балок или настила до внутренней грани стены или опорной плиты, равной $1/3$ глубины заделки, но и не более 7 см.

Каменные стены и столбы должны крепиться к перекрытиям и покрытиям анкерами сечением не менее $0,5 \text{ см}^2$ и расстоянием между ними не более 6 м, диаметр анкера соразмерен с шириной шва кладки ($\varnothing 8$; $\varnothing 10$).

Самонесущие стены к колоннам несущего каркаса должны быть закреплены по высоте гибкими связями, допускающими независимость вертикальных деформаций стен и колонн. Расстояние между связями по высоте не должно превышать 1,5 м (для зимней кладки).

Расчет анкеров должен производиться при расстоянии между анкерами более 3 м. Расчетное усилие в анкерах определяется по формуле

$$N_s = M/H + 0,01N,$$

где M – изгибающий момент от расчетных нагрузок в уровне перекрытия в месте опирания на стену на ширине, равной расстоянию между анкерами;

N – расчетная нормальная сила в уровне расположения анкера на ширине, равной расстоянию между анкерами;

H – высота этажа.

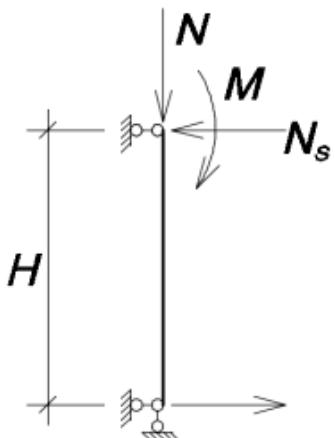


Рис. 154. Расчетная схема при определении усилий в анкерах

При определении требуемой площади сечения анкера расчетное сопротивление необходимо принимать с учетом коэффициентов условия работы для арматуры γ_{cs} .

Пример:

Запроектировать анкеры крепления стены толщиной 640 мм за диск перекрытия пустотных плит пролетом 6 м. Глубина опирания диска 120 мм, расчетная нагрузка на перекрытие с учетом собственной массы плит равна 1130 кгс/м². Расчетная нагрузка по оси стены в уровне перекрытия равна 15 000 кгс/м. Высота этажа – 3 м.

Решение:

– давление перекрытия на стену:

$$1130 \cdot 6 / 2 = 3390 \text{ кгс/м};$$

– эксцентриситет давления перекрытия на стену:

$$e_0 = (640/2) - (120/3) = 280 \text{ мм};$$

– изгибающий момент в уровне перекрытия на 1 погонный метр стены:

$$M = 3390 \cdot 0,28 = 949,2 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

– расчетное усилие в анкере с длиной стены 1 м:

$$N_s = M/H + 0,01N = (949,2/3) + 0,01 \cdot 15\,000 = 466,4 \text{ кгс};$$

– требуемая для 1 м стены площадь поперечного сечения анкера (сталь класса А240, $R_s = 2100 \text{ кгс}/\text{см}^2$, (табл. 6.15 [1]) $\gamma_{cs}=0,9$ [2, табл.14].

$$A_s = N_s / (R_s \cdot \gamma_{cs}) = 466,4 / (2100 \cdot 0,9) = 0,247 \text{ см}^2.$$

Если принять диаметр анкеров 8 мм ($A_s = 0,503 \text{ см}^2$), то расстояние между ними равно $0,503/0,247=2,03 \text{ м}$, а для анкеров диаметром 10 мм ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$), то расстояние равно $0,785/0,247=3,18 \text{ м}$.

ТЕМА 6. Центральное сжатие неармированной кладки

При центральном сжатии напряжение по поперечному сечению элемента распространяется равномерно.

Несущая способность сечения зависит не только от прочности материала кладки, но и от устойчивости формы элемента.

Расчет прочности центрально-сжатого элемента производится по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A,$$

где N – расчетная продольная сила;

m_g – коэффициент, учитывающий негативное влияние прогиба сжатых элементов на их несущую способность при длительной нагрузке;

φ – коэффициент продольного изгиба;

R – расчетное сопротивление кладки сжатию [2, табл. 2];

A – расчетная площадь сечения элемента.

Коэффициент φ [2, табл. 19] зависит от упругой характеристики кладки α [2, табл. 16] и гибкости элемента

$$\lambda_i = l_0/i$$

или для прямоугольного сплошно по сечения,

$$\lambda_h = l_0/h,$$

где i и h – наименьший радиус инерции или размер сечения; l_0 – расчетная длина (высота) сжатого стержня; при неподвижных опорах стержня $l_0 = H$ (H – высота этажа многоэтажного здания, п.7.3 [2]).

Коэффициент m_g отражает влияние ползучести при длительном влиянии нагрузки:

$$m_g = 1 - \eta \cdot (N_g/N),$$

где N_g – расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки; η – коэффициент, зависящий от гибкости элемента и вида кладки [2, табл. 21].

Для прямоугольного сечения при $h \geq 30$ см, а для сечения произвольной формы $i \geq 8,7$ см влияние ползучести незначительно: $m_g = 1$.

Пример:

Найти несущую способность кирпичной колонны сечением 510 x 510 мм; высота этажа многоэтажного здания 6 м, марка кирпича 75, марка раствора 50.

Решение:

– расчетная длина

$$l_0 = H = 6 \text{ м};$$

– площадь сечения:

$$A = 0,51 \cdot 0,51 = 0,26 \text{ м}^2 < 0,3 \text{ м}^2;$$

тогда коэффициент условия работы [2, п 6.12], $\gamma_c = 0,8$;

– $h > 30 \text{ см}$, тогда $m_g = 1$;

– гибкость $\lambda_h = 600/51 = 12$;

– упругая характеристика кладки $\alpha = 1000$ [2, табл. 16];

– по λ_h и α устанавливаем коэффициент продольного изгиба $\varphi = 0,84$ [2, табл. 19] ;

– расчетное сопротивление кладки по табл.2 для кирпича М75 и раствора М50 $R = 13 \text{ кгс/см}^2$;

– несущая способность кладки:

$$N_u = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot \gamma_c \cdot A = 1 \cdot 0,84 \cdot 13 \cdot 0,8 \cdot 2600 = 22\ 714 \text{ кгс} = 22,7 \text{ тс.}$$

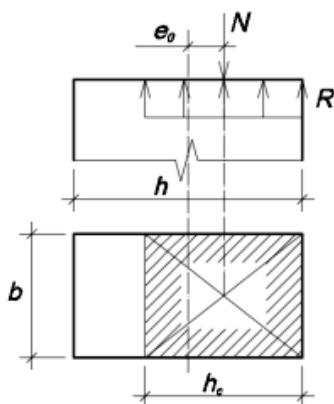
ТЕМА 7. Внекентренное сжатие неармированной кладки

Во внешнецентренно сжатых элементах сжимающее усилие N приложено с эксцентриситетом e_0 , поэтому напряжения по сечению распределяются неравномерно.

В нормах проектирования [2] приняты следующие допущения:

– сжатая зона занимает часть сечения элемента, центр тяжести зоны совпадает с точкой приложения продольной силы N ;

– в сжатой зоне сечения прямоугольная эпюра напряжений с ординатой R (расчетное сопротивление кладки сжатию).



Площадь сжатой зоны

$$A_c = h_c \cdot b,$$

где

$$h_c = 2 \cdot (h/2 - e_0) = (h - 2e_0) = h(1 - 2e_0/h),$$

или

$$A_c = h \cdot b (1 - 2e_0/h) = A (1 - 2e_0/h).$$

Рис. 155. Внекентренное сжатие

На основании приведенной расчетной схемы с учетом длительности нагрузки, гибкости элемента и влияния незагруженных участков сечения сформулировано условие прочности:

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega,$$

где N – расчетная продольная сила;

m_g – коэффициент, учитывающий негативное влияние ползучести кладки при длительном действии нагрузки

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{og}}{h} \right),$$

здесь η (табл.21 [2]);

N_g – расчетная продольная сила от длительных нагрузок;

e_{og} – эксцентриситет от N_g ;

как в п.6 при $h \geq 30$ см и $i \geq 8,7$ см $m_g = 1$;

φ_1 – коэффициент продольного изгиба с учетом снижения изгибной жесткости элемента при возможности образования трещин в швах растянутой зоны кладки,

$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2$,

здесь φ [2, табл.19] см. п.6;

φ_c – коэффициент продольного изгиба стержня площадью A_c и расчетной длиной H определяется также по табл. 19 [2] в зависимости от гибостей:

$$\lambda_{hc} = H/h_c \text{ и } \lambda_{ic} = H/i_c;$$

h_c и i_c – высота и радиус инерции сжатой части сечения;

ω – коэффициент, учитывающий повышение расчетного сопротивления кладки сжатию за счет влияния незагруженных участков сечения (эффект обоймы), для прямоугольного сечения определяется по табл. 20 [2]

$$\omega = 1 + e_o/h \leq 1,45.$$

При расчете несущих и самонесущих стен толщиной 25 см и менее ($h \leq 25$ см) следует учитывать случайный эксцентриситет e_a , который суммируется с эксцентриситетом продольной силы

$$e_o = e_a + M/N.$$

Величина случайного эксцентриситета назначается:

- для несущих стен $e_a = 2$ см;
- для самонесущих стен, а также для отдельные слоев трехслойных стен $e_a = 1$ см.

Если $b < h$, то внецентренно сжатый элемент проверяется на центральное сжатие в другой плоскости (в таком случае в расчетных формулах вместо h подставляется b).

Пример:

К исходным данным примера в п. 6 добавляется $e_0 = 8,5$ см.

Решение:

Определение несущей способности внецентренно сжатой колонны:

- $A_c = A(1-2e_0/h) = 2600(1-2 \cdot 2,85/551) = 1733 \text{ см}^2$;
- $\omega = 1 + e_0/h = 1 + 8,5/51 = 1,17 < 1,45$;
- $m_g = 1$, так как $h > 30$ см;
- $h_c = h - 2e_0 = 51 - 2 \cdot 8,5 = 34$ см;
- $\lambda_{hc} = H/h_c = 600/34 = 17,65 \approx 18$;
- в табл. 19 [2] по $\alpha = 1000$ и λ_{hc} коэффициент продольного изгиба $\varphi_c = 0,7$;
- $\varphi = 0,84$ – см.п.6;
- $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0,84 + 0,70)/2 = 0,77$;
- несущая способность колонны

$$N_u = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega = 1 \cdot 0,77 \cdot 13 \cdot 1733 \cdot 1,17 = 16\,237 \text{ кгс.}$$

Вывод: несущая способность внецентренно сжатой колонны составляет 71,5 % от центрально-сжатой колонны (п. 6).

ТЕМА 8. Центральное сжатие кладки с сетчатым армированием

Сетчатое армирование применяется для повышения прочности тяжело нагружаемых столбов и простенков малой гибкости ($\lambda_h \leq 15$; $\lambda_i \leq 53$), загруженных с небольшими, не выходящими за пределы ядра сечения эксцентрикитетами (для прямоугольных сечений $e_0 \leq 0,17h$).

Сетки изготавливаются из стали классов Вр500 и А240 Ø 3 ... 8 мм. При пересечении арматуры в швах диаметр ее должен быть более 6 мм, шаг сетки в диапазоне 30 ... 120 мм. Сетки следует укладывать не реже чем через 400 мм или через 5 рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича. Марка раствора кладки с сетчатым армированием применяется не ниже 50.

Степень насыщения кладки сетчатой арматурой характеризуется объемным процентом армирования; для сеток с квадратными ячейками, равномерно расставленных по высоте кладки:

$$\mu = (2 \cdot A_{st} \cdot C / C^2 \cdot S) \cdot 100, \text{ или}$$
$$\mu = (2 \cdot A_{st} / C \cdot S) \cdot 100,$$

где A_{st} – площадь поперечного сечения стержня;

C – шаг стержней в сетке;

S – шаг сеток по высоте кладки.

С целью исключения недоиспользования арматуры процент армирования для центрального сжатия ограничивается величиной $\mu_{\max}=50 \cdot R/R_s$, которая назначается не ниже 0,1%.

В связи с тем, что сетки препятствуют расширению кладки в поперечном направлении, расчетное сопротивление кладки повышается (эффект обоймы). Расчетное сопротивление армированной кладки при центральном сжатии определяется по формуле

$$R_{sk} = R + (2 \cdot \mu \cdot R_s / 100) \leq 2R;$$

также повышается временное сопротивление R_{sku} армированной кладки по сравнению с неармированной:

$$R_{sku} = R_u + (2 \cdot \mu \cdot R_s / 100),$$

где $R_u = k \cdot R$ – временное сопротивление кладки,

$k = 2$ для кирпичной кладки;

R_{sn} – нормативное сопротивление арматуры сетки (для стали класса Вр500 с учетом коэффициента условия работы 0,6).

Повышение временного сопротивления сжатой арматурной кладки R_{sku} связано с пропорциональным снижением упругой характеристики армированной кладки

$$\alpha_{sk} = \alpha R_u / R_{sku},$$

где α – упругая характеристика неармированной кладки.

Условия прочности центрально-сжатой армированной кладки:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A,$$

m_g – коэффициент, учитывающий негативное влияние длительных нагрузок;

φ – коэффициент продольного изгиба [2, табл.19] в зависимости от λ_h или λ_i (п. 6) и упругой характеристики кладки α_{sk} ;

A – площадь расчетного сечения.

Пример:

Найти несущую способность кирпичной колонны по исходным данным п.6, армированной сетками из стержней Ø 6 мм класса А240 с квадратной ячейкой (100x100 мм) $C=10$ см; сетки установлены через 4 ряда кладки, $S=30$ см, $A_{st}=0,283$ см². Расчетное сопротивление стали А240 $R_s=2100$ кгс/см² [1, табл.6.14], нормативное сопротивление $R_{sn}=2400$ кгс/см² [1, табл.6.13], коэффициент условия работы $\gamma_{cs}=0,75$ [2, табл.14].

Решение:

- $A = 2600 \text{ см}^2, \gamma_c = 0,8; R = 13 \text{ кгс/см}^2, m_g = 1, \alpha = 1000, \lambda_h = 12;$
- $\mu_{\max} = 50 \cdot R/R_s = 50 \cdot 13 \cdot 0,8 / 2100 = 0,25\% > 0,1\%;$
- $\mu = (2 \cdot A_{st}/C \cdot S) \cdot 100 = (2 \cdot 0,283 / 10 \cdot 30) \cdot 100 = 0,19\% < \mu_{\max};$
- $R_{sk} = R + (2 \cdot \mu \cdot R_s / 100) = 13 \cdot 0,8 + (2 \cdot 0,19 \cdot 2100 \cdot 0,75 / 100) = 16,4 \text{ кгс/см}^2 < 2R = 2 \cdot 13 \cdot 0,8 = 20,8 \text{ кгс/см}^2;$
- $R_{sku} = R_u + (2 \cdot \mu \cdot R_{sw} / 100) = 2 \cdot 13 \cdot 0,8 + (2 \cdot 0,19 \cdot 2400 / 100) = 29,9 \text{ кгс/см}^2$
- $\alpha_{sk} = \alpha \cdot R_u / R_{sku} = 1000 \cdot 20,8 / 29,9 = 695;$
- по табл. 19 [2] по λ_h и α_{sk} определяем $\varphi = 0,81$;
- несущая способность центрально-сжатой армированной колонны: $N_u = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1 \cdot 0,81 \cdot 16,4 \cdot 2600 = 34\,538 \text{ кгс}$, что в 1,5 раз выше, чем для центрально-сжатой неармированной колонны (п.1.6), что подтверждает эффект усиления кладки сетчатым армированием.

ТЕМА 9. Внеклассенно сжатая кладка с сетчатым армированием

Применять сетчатое армирование во внеклассенно сжатых элементах с эксцентрикитетами, выходящими за пределы ядра сечения, не следует, если для прямоугольных сечений $e_0 > 0,17h$.

По сравнению с центральным сжатием (п.8) корректируется максимальный процент армирования

$$\mu_{\max} = \frac{50R}{(1 - \frac{2e_0}{y})R_s} \geq 0,1\%,$$

где y – расстояние от центра тяжести сжатой грани элемента (для прямоугольного сечения $y = h/2$).

Также корректируются расчетные сопротивления армированной кладки; при внеклассенном сжатии оно определяется по формуле

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) \leq 2R.$$

Расчет прочности внеклассенно сжатой арматурной кладки следует произвести по формуле

$$N \leq m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \omega,$$

где $A_c = A(1 - 2e_0/h)$ площадь сжатой зоны сечения (см. п. 7);

m_g – коэффициент, учитывающий негативное влияние длительности нагрузки (см. п.7);

$\omega = 1 + e_0/h \leq 1,45$ коэффициент, учитывающий влияние незагруженной части сечения (см. п.7);

φ_1 – коэффициент продольного изгиба определяется в соответствии с п.7 с заменой упругой характеристики α на α_{sk} (п.8).

Пример:

Найти несущую способность армированной кладки по исходным данным п.8 с эксцентрикитетом сжимающего усилия $e_0 = 8,5$ см, что незначительно меньше $0,017h = 0,17 \cdot 51 = 8,67$ см.

Решение:

- $A_c = 1733 \text{ см}^2$, $m_g = 1$, $h = 51 \text{ см}$, $R = 13 \text{ кгс/см}^2$, $\gamma_c = 0,8$;
- $\lambda_h = 12$, $\lambda_{hc} = 18$, $\omega = 1,17$ (см. пример п. 7);
- $\mu_{\max} = \frac{50R}{(1-\frac{2e_0}{y})R_s} = \frac{50 \cdot 13 \cdot 0,8}{(1-\frac{2 \cdot 8,5}{51 \cdot 0,5}) \cdot 2100 \cdot 0,75} = 0,99\% > 0,1\%$;
- $\mu_{\max} = 0,19\%$ (п.1.8.) $< \mu_{\max}$;
- $\alpha_{sk} = 0,646$ (п.1.8); $\varphi = 0,76$; $R_s = 2300 \text{ кгс/см}^2$; $\gamma_{cs} = 0,75$;
- $R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 18 \cdot 0,8 + \frac{2 \cdot 0,19 \cdot 2100 \cdot 0,75}{100} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 8,5}{0,5 \cdot 51}\right) = 16,4 \text{ кгс/см}^2$
- $16,4 \text{ кгс/см}^2 < 20,8 \text{ кгс/см}^2$;
- по табл. 19 [2] в соответствии с $\alpha_{sk} = 695$ и $\lambda_{hs} = 18$ устанавливаем $\varphi_c = 0,61$;
- $\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c)/2 = (0,76 + 0,61)/2 = 0,685$;
- несущая способность внецентренно сжатой арматурной кладки $N_u = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \omega = 1 \cdot 0,685 \cdot 16,4 \cdot 1733 \cdot 1,17 = 22778 \text{ кгс}$, что всего на 28% выше, чем для внецентренно (с тем же эксцентрикитетом) сжатого неармированного сечения (см.п. 7); подтверждается малая эффективность сетчатого армирования при эксцентрикете на границе ядра сечения.

ТЕМА 10. Расчет кладки на местное сжатие (смятие)

При передаче на каменную кладку опорного давления от плит, балок, ферм и т.д. через ограниченные по площади контакта участки возникают условия для местного повреждения кладки (смятия).

Ввиду влияния смежных с зоной контакта незагруженных зон сопротивление каменной кладки местному сжатию больше, чем осевому (эффект обоймы). Расчетное сопротивление кладки на смятие R_c рассчитывается по формуле [2, п.7.14]

$$R_c = \xi R,$$

где R – расчетное сопротивление кладки при осевом сжатии;

ξ – коэффициент эффекта обоймы:

$$\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} \leq \xi_1 \leq \xi_1,$$

где A_c – площадь смятия (контакта);

A – расчетная площадь, включающая площадь контакта и площадь смежных, влияющих на него незагруженных зон (п.7.16 [2]), например:

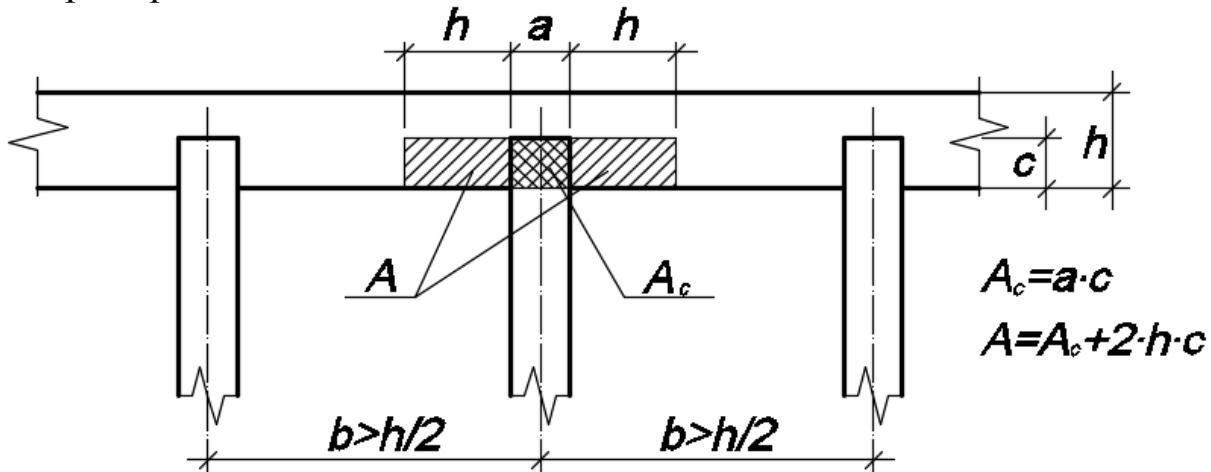


Рис. 156. Определение площади контакта

Расчет прочности сечения при местном сжатии определяется по формуле

$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c,$$

где ψ – коэффициент полноты эпюры давления; при равномерном распределении давления $\psi=1$ (под опорными распределительными пластинами); $\psi = 0,5$ при треугольной эпюре давления (под непосредственным контактом изгибающего элемента через слой раствора); d – коэффициент, учитывающий распределительную пластику кладки; например, для кирпичной кладки $d = 1,5 - 0,5\psi$.

Пример:

Определить возможность опирания плиты покрытия непосредственно на кирпичную стену.

Параметры кладки:

- марка кирпича 75; марка раствора 50;
- толщина стены 510 мм, $h=51$ см;
- кирпич полнотелый одинарный.

Характеристика плит покрытия:

- плита ребристая железобетонная с размерами в плане 3х6 м;
- расчетная нагрузка на плиту с учетом собственного веса 500 кгс/м²;
- плита концами продольных ребер опирается на кладку;
- глубина заделки ребер 120 мм, $c = 12$ см;
- ширина ребра понизу 70 мм, ширина спаренных ребер $a=14$ см.

Решение:

– опорное давление плиты: $N_c = 500 \cdot 3 \cdot 6 / 2 = 4500$ кгс;

– $A_c = a \cdot c = 14 \cdot 12 = 168$ см²;

– $R = 13$ кгс/см² [2, табл.2] ;

– $A = A_c + 2 \cdot h \cdot c = 168 + 2 \cdot 51 \cdot 12 = 1392$ см²;

– $\xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = \sqrt[3]{\frac{1392}{168}} = 2,021 > \xi_1 = 2$ [2, табл.22] ;

$\xi = 2$;

– $R_c = \xi R = 2 \cdot 13 = 26$ кгс/см²,

– $\psi = 0,5$;

– $d = 1,5 - 0,5 \psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,5 = 1,25$;

– несущая способность контакта на местное сжатие (смятие)

$N_u \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 26 \cdot 168 = 2730$ кгс, что меньше $N_c = 4500$ кгс – прочность на смятие при непосредственном контакте не обеспечена; необходимо опирание плит покрытия осуществлять через распределительные плиты.

Конструктивные параметры опирания элементов конструкции на кладку

Под опорными участками элементов и под распределительными плитами следует предусматривать слой раствора толщиной не более 15 мм.

Толщина распределительных плит назначается кратной толщине рядов кладки, но не менее 150 мм.

Глубина заделки плит перекрытия в стену, а также распределительных плит, установленных на пилонах в основную стену, должна составлять не менее 120 мм.

Если опорное давление N_c превышает 80% расчетной несущей способности кладки, при местном сжатии следует предусматривать сетчатое армирование опорного участка кладки. Сетки укладываются не менее чем в трех верхних горизонтальных швах. Диаметр стержней сеток не менее 3 мм, размер ячейки не более 60x60 мм.

Такими же сетками конструктивно через 3 ряда кладки в пределах 1 м ниже распределительной плиты формируются пилонны, при этом сетки заделываются в основную стену на глубину не менее 120 мм.

Продолжение примера:

Под продольными ребрами в стене приняты распределительные опорные железобетонные плиты толщиной 150 мм, размер которых в плане 250x380 мм ($c \times a$).

– расчетный вес распределительной плиты:

$$1,1 \cdot 2500 \cdot 0,15 \cdot 0,25 \cdot 0,38 = 40 \text{ кгс};$$

– опорное давление на контакт

$$N_c = 4500 + 40 = 4540 \text{ кгс};$$

$$- A_c = a \cdot c = 25 \cdot 38 = 950 \text{ кгс};$$

$$- A = A_c + 2 \cdot h \cdot c = 950 + 2 \cdot 51 \cdot 25 = 3500 \text{ см}^2;$$

$$- \xi = \sqrt[3]{\frac{3500}{950}} = 1,54 > \xi_1 = 2;$$

$$- R_c = 1,54 \cdot 13 = 20,02 \text{ кгс/см}^2;$$

– $\psi = 0,5$ (краевой пригруз распределительной плиты);

$$- d = 1,5 - 0,5 \quad \psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,5 = 1,25;$$

– несущая способность контакта на местное сжатие

$N_u \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 20,02 \cdot 950 = 11887 \text{ кгс}$, что больше давления ($N_c = 4500 \text{ кгс}$).

Библиографический список

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52–01–2003. – Введ. 2013–01–01. – Изд. официальное. – Москва : Минрегион России, 2013. – 155 с.
2. СП 15.13330.2012. Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81*. – Введ. 2013–01–01. – Изд. официальное. – Москва : Минрегион России, 2013. – 89 с.
3. ГОСТ 530–2012. Кирпич и камень керамические. Общие технические условия. – Введ. 2013–07–01. – Изд. официальное. – Москва : Стандартинформ, 2013. – 33 с.