

1. Основы расчета и конструирования монолитной балочной плиты ребристого перекрытия.
2. Основы расчета и конструирования арматуры второстепенной балки.
3. Основы расчета и конструирования арматуры неразрезного ригеля.
4. Сборное перекрытие. Основы расчета и конструирования ребристой панели.
5. Основы расчета и конструирования контурных плит.
6. Безбалочные перекрытия. Основные положения расчета
7. Центральнo нагруженный фундамент (2 варианта)
8. Внецентреннo нагруженный фундамент
9. Материалы для каменной кладки
10. Основные факторы, влияющие на прочность кладки при сжатии.
11. Четыре стадии работы центрально-сжатой кладки.
12. Прочность кладки при растяжении, изгибе, срезе. Упруго-пластические свойства кладки. Модули упругости и деформации. Упругая характеристика кладки.
13. Расчет центрально сжатых каменных элементов по несущей способности.
14. Расчет внецентреннo сжатых каменных элементов по несущей способности.
15. Расчет кладки на срез, изгиб, местное действие нагрузки.
16. Расчет кладки по 2ой группе предельных состояний.
17. Армирование каменной кладки. Элементы с сетчатым армированием. Элементы с продольным армированием конструктивные особенности.
18. Расчет по несущей способности элементов с сетчатыми армированием и продольным армированием.
19. Конструктивные схемы кирпичных зданий. Жесткая и упругая конструктивные схемы кирпичных зданий.
20. Сущность, достоинства и недостатки ПНЖБК. Способы создания ПНЖБК
21. Материалы, Особенности конструирования. Анкеровка арматуры в ПНЖБК.
22. Потери напряжений в ПНЖБК.
23. Геометрические характеристики приведенного сечения. Определение напряжений при обжатии
24. Расчет прочности ПНЖБК в стадии предварительного обжатия.
25. Расчет ПНЖБК на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации.
26. Расчет изгибаемых ПНЖБК по образованию и раскрытию трещин.
27. Последовательность изменения предварительного напряжения в центрально растянутых и изгибаемых элементах
28. Расчет и конструирования преднапряженной фермы покрытия
29. Расчет и конструирования сплошной двускатной балки покрытия
30. Многоэтажные железобетонные здания. Классификация по конструктивным схемам.
31. Основы расчета многоэтажных железобетонных зданий рамной системы.

1. Основы расчета и конструирования монолитной балочной плиты ребристого перекрытия

1. **Характеристика материалов:** принимаем класс бетона и арматуры (Например В25, А500с). Проверяем соотношение усилий от постоянных и длительных нагрузок к усилию от полных нагрузок, определяем коэф. усл. раб. бет γ_{bl} .

2. **Сбор нагрузок, статический расчет:** определение расчетных пролетов, определение расчетной схемы плиты, сбор нагрузок на 1 п.м. плиты, определение расчетных нагрузок на 1 п.м. плиты, определение расчетных изгиб. моментов, построение эпюры моментов.

3. **Определение толщины плиты:** определяем относит. высоту сжатой зоны $\xi = \frac{x}{h_0} = \mu \frac{R_s}{\gamma_{b1} R_b}$ и относит-ю несущую способность арматуры $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ для каждого варианта армирования, находим рабочую высоту сечения общую для двух вариантов

армирования $h_0 = \sqrt{\frac{M_{max}}{\gamma_{b1} R_b b \alpha_m}}$, определяем защитный слой бетона (не менее 20 мм),

определяем полную высоту сечения плиты (не менее 80 мм) $h'_f = h_0 + a$, $a = 20 + \frac{d}{2}$.

4. **Расчет продольной арматуры в плите:** Армирование осуществляется в основном сетками (рулонными, либо плоскими), иногда отдельными стержнями. 1. Непрерывное армирование: осущ. сварными рулонными сетками; d стержней от 4-5 мм. Рулонные сетки раскатываются вдоль главных балок, поперек второстепенных. Рабочая арматура в сетках в продольном направлении. 2. Раздельное армирование: осущ. сварными плоскими сетками; d стержней от 6-10 мм. Плоские сетки укладываются вдоль второстепенных балок. В них рабочая арматура расположена в поперечном направлении.

Рабочая арматура в сетках балочных плит расположена в одном направлении, в другом – распределительная арматура. Распределительную арматуру устанавливают для: - обеспечения проектного положения стержней; - уменьш. усадочных и тем. деформаций; - распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь. Треб. площадь рабочей арматуры в сетке опр-т по формуле $A_s =$

$$\frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s}$$

2. Основы расчета и конструирования арматуры второстепенной балки.

Характеристика материалов: принимаем класс бетона и арматуры (Например: бетон В25, вязаный каркас: рабочая арматура А500с, поперечная и монтажная – А240.)
Проверяем соотношение усилий от постоянных и длительных нагрузок к усилию от полных нагрузок, определяем γ_{bl} .

Сбор нагрузок, статический расчет: определение расчетных пролетов, сбор нагрузок на 1 м² второстепенной балки, опред. расчетных нагрузок на 1 п.м. для более нагруженной балки, опред. расчетных изгибающих моментов, построение огибающей эпюры моментов по двум схемам загрузки равномерно распределенной нагрузкой (четный/нечетный пролет, приведенная постоянная/полная нагрузки), построение эпюры поперечных сил.

Определение высоты сечения: определение относит. несущ. способности $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$ при $\xi = 0,3$, находим рабочую высоту сечения общую для двух вариантов

армирования $h_0 = \sqrt{\frac{M_{max}}{\gamma_{b1}R_b b \alpha_m}}$, определяем защ. слой бетона, опред. полную высоту

сечения плиты $h'_f = h_0 + a$, $a = 35 + \frac{d}{2}$.

Расчет продольной рабочей арматуры: определение ширины полки, опред. границу сжатой зоны бетона (полка/ребро) из условия $M \leq M'_f$, $M'_f = \gamma_{b1} \cdot r_b \cdot h'_f \cdot b'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right)$, аналогично при действии положительных изгиб. моментов, определение относит.

несущ. способности сечения $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1}R_b b h_0^2}$ и требуемой площади рабочей арматуры

$$A_s = \frac{\gamma_{b1}R_b b h_0(1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s}$$

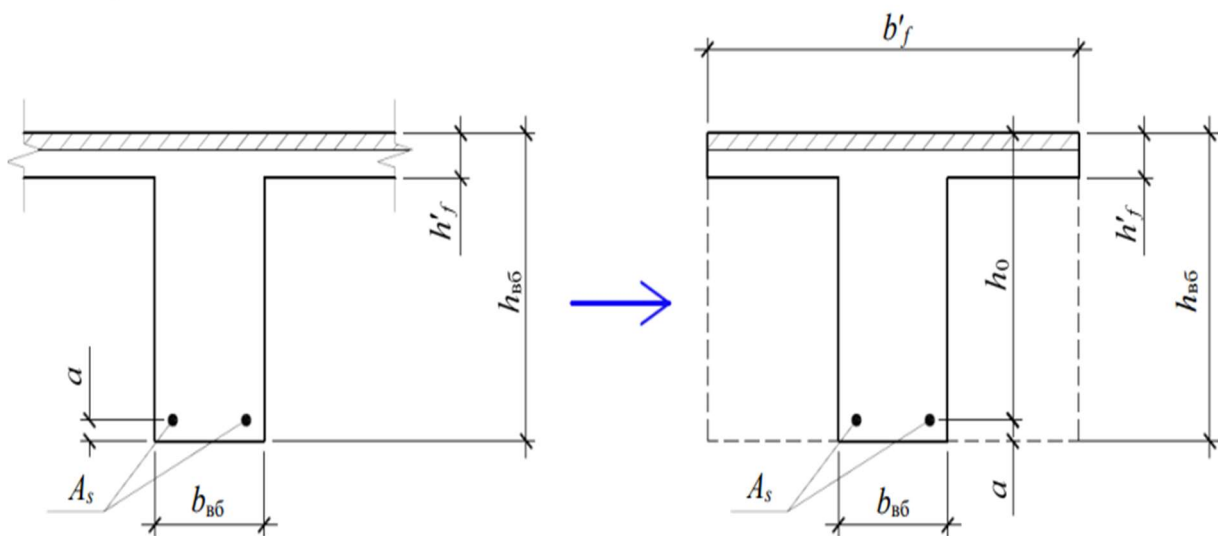


Рис. 13. Расчетные сечения во второстепенной балке на действие положительных изгибающих моментов

Расчет по прочности при действии поперечных сил: необходимо произвести расчет на прочность по полосе между наклонными сечениями, по наклонному сечению на действие поперечных сил и момента.

3. Основы расчета и конструирования арматуры неразрезного ригеля.

Характеристика материалов: класс бетона рекомендуется принимать не ниже В20, для ригелей без предварительного напряжения арматуры – не ниже В15. Назначаем рабочую и поперечную арматуру (В курсовом А500С).

Сбор нагрузок, статический расчет: Нагрузка на ригель от сборных плит передается продольными ребрами сосредоточенно. Сбор нагрузок включает: вес пола из цементного раствора с затиркой, вес ж/б плиты, вес поперечных и продольных ребер, вес ригеля.

Определение размеров поперечного сечения: За расчетное в опорном сечении ригеля принимается сечение по грани колонны. Необход. расчетн. высоту сечения ригеля опред. по макс. перераспределенному изгиб. моменту у граней колонн.

Определяем изгиб. моменты в расчет. сечениях. Затем определяем расчет. высоту

$$\text{ригеля: } h_0 = \sqrt{\frac{M_C^{\text{гр}}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot \alpha_m}}; A_s = \frac{\gamma_{b1} R_b b h_0 \xi}{R_s} \text{ - треб. } S \text{ рабочей арматуры.}$$

Мин. знач. толщины защ. слоя бетона следует принимать: - не менее 15 мм, для сборных железобетонных конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при норм. и пониж. влажности; - не менее d стержня ; - не менее 10 мм.

Полн. высота ригеля $h = h_0 + a$, где $a = 28 + \frac{d}{2}$. (округляем в больш. сторону кратно 50 мм). В пролетах для нижней арматуры, располож. в 2 ряда по высоте ригеля $h_0 = h - a$, где $a = 28 + 28 + \frac{d}{2}$. На опорах и в пролетах для верхней арматуры, располож. в 1 ряд по высоте ригеля $h_0 = h - a$. Далее производят подбор продольной рабочей арматуры в ригеле.

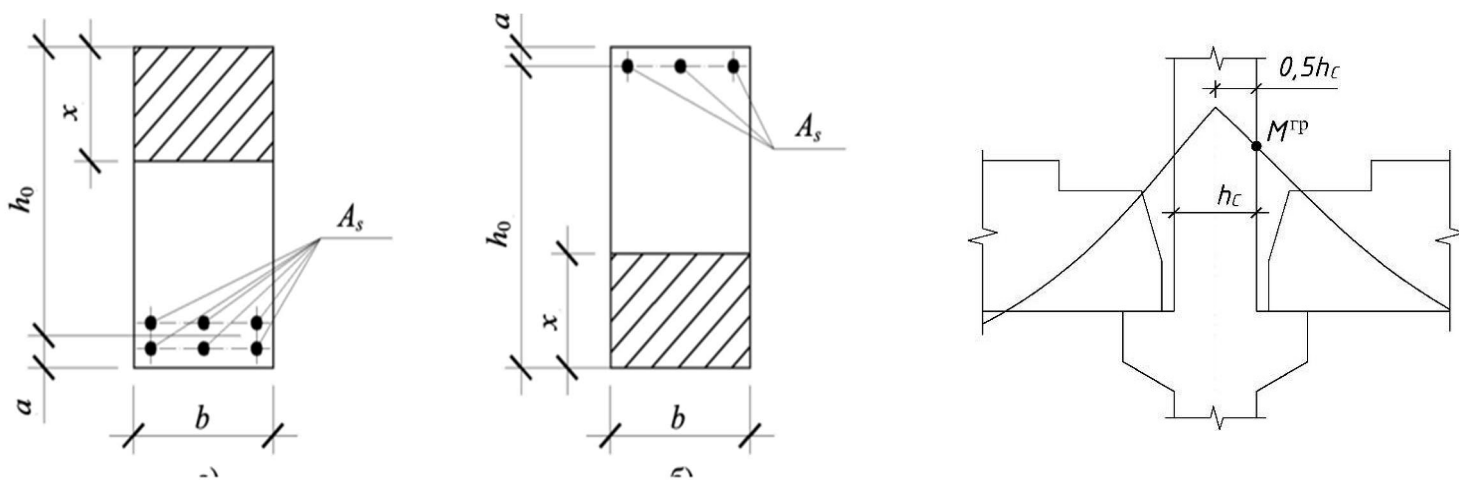


Рисунок 34 – Расчетные сечения ригеля

а) в пролете для нижней арматуры; б) на опоре и в пролете для верхней арматуры

Расчет по прочности ригеля при действии поперечных сил: для опор В и С производят расчет ригеля по: полосе между наклонными сечениями, по наклонным сечениям на действие поперечных сил. У опоры А добавляется расчет по наклон. сечениям на действие моментов. Далее определяется шаг поперечной арматуры в средней части крайнего и среднего пролета. Шаг определяем по наиб. значению поперечной силы Q_1 на расстоянии $\frac{1}{4}$ пролета от оси опоры. Затем опред. места обрыва стержней продольной арматуры. Для проверки экономичности армирования ригеля и прочности всех его сечений строят эпюру материалов. Если значительно отходит от эпюры M , – избыточный запас прочности, в местах, где ступенчатая линия эпюры рассчитываемой арматуры пересекает эпюру M , прочность недостаточна.

4. Сборное перекрытие. Основы расчета и конструирования ребристой панели.

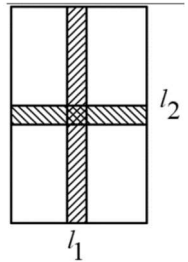
- 1. Назначение классов бетона и арматуры:** перекрытия рекомендуется проектировать из тяжелого или легкого бетона не ниже В20. В качестве рабочей арматуры полки плиты используем арматуру класса В500С (в курсаче)
- 2. Расчет полки плиты:** производим сбор нагрузок (от веса пола и ж/б плиты) и статический расчет полки плиты. Опред. коэфф. условий работы бетона γ_{bl} , который зависит от соотнош. усилий (изгиб. момента) от постоянн. и длит. нагрузок к усилию от полных нагрузок. Опред. высоту сечения $h_0 = \sqrt{\frac{M}{\gamma_{bl} R_b b \alpha_m}}$. Рассчитываем треб. площадь сечения арматуры $A_s = \frac{R_b \gamma_{bl} \cdot b \cdot h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s}$. Подбираем рулонную сетку с продольной и поперечной рабочей арматурой. На опорах также устанавливаем сетку с рабочей арматурой, которая заводится в продольные ребра на длину анкеровки.
Мин. толщина защитного слоя:- не менее 15 мм, для конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при норм. и пониж. влажности; - не менее d стержня; - не менее 10 мм.
- 3. Расчет промежуточного поперечного ребра:** сбор нагрузок и статический расчет поперечного ребра. Складывается из полной нагрузки на полку плиты и равномерно распределенной нагрузки от собственного веса поперечного ребра. Расчет рабочей продольной арматуры поперечного ребра. При расчете поперечного ребра за расчетное принимаем тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. Определяем необходимое кол-во продольной арматуры $A_s = \frac{R_b \gamma_{bl} \cdot b'_f \cdot h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s}$. Расчет по прочности поперечного ребра при действии поперечных сил ($Q_{min} > 0,5 \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b_p \cdot h_0$). Расчет по полосе между наклонными сечениями ($Q < 0,3 \gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b_p \cdot h_0$). Расчет по наклонным сечениям на действие поперечных сил ($Q_b + Q_{sw} > Q$).
- 4. Расчет продольного ребра:** Сбор нагрузок и статический расчет. (вес пола, полки ж/б плиты, поперечных и продольных ребер). Расчет продольной рабочей арматуры продольных ребер (Определяем, где проходит граница сжатой зоны бетона, затем находим относит. несущую способность сечения; определяем граничную относит. высоту сжатой зоны бетона и граничную относит. несущую способность для арматуры; определяем требуемое кол-во продольной арматуры); Расчет по прочности продольных ребер при действии поперечных сил ($Q_{min} > 0,5 \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$). По наклонным сечениям $Q \leq Q_b + Q_{sw}$. По полосе между наклонными сечениями $Q \leq 0,3 \gamma_{bl} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$
- 5. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы:** расчет по образованию трещин из условия $M^n > M_{crc}$, где M^n – изгиб. момент от внешней нагрузки; M_{crc} – изгиб. момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин; расчет по раскрытию трещин из условия $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$, где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки; $a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.; расчет по деформациям из условия $f \leq f_{ult}$, где f – прогиб элемента от действия внешней нагрузки; f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба.

5. Основы расчета и конструирования контурных плит.

Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия (имеющие опоры по 4 сторонам) в зависимости от отнош. сторон опорного контура делятся:

$\frac{l_1}{l_2} \leq 2$ – контурные плиты, работающие в двух направлениях (квадрат) (Хегай сказал, что может быть и 3)

$\frac{l_1}{l_2} > 2$ – балочные плиты, работающие в коротком направлении (прямоугольник)



Расчет по упругой стадии: q – нагрузка на m^2 $q = q_1 + q_2$; $f_1 = f_2$. Прогиб в упругой

стадии: $f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_1 l_1^4}{B}$ и $f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_2 l_2^4}{B}$, где B – жесткость. Прогибы между собой равны

$q_1 l_1^4 = q_2 l_2^4 \rightarrow \frac{q_1}{q_2} = \left(\frac{l_2}{l_1}\right)^4 = \lambda^4 \rightarrow q_1 = q_2 \lambda^4$; $q_2 = \frac{q}{1+\lambda^4}$; $f_1 = \frac{q \lambda^4}{1+\lambda^4}$

Полоски не только изгибаются, но и скручиваются. Расчет на скручивание сложен, поэтому есть таблицы, по которым, в зависимости от условий опирания, определяются моменты опорный и пролетный ($M_{пр} = \alpha q$, $M_{оп} = \beta q$).

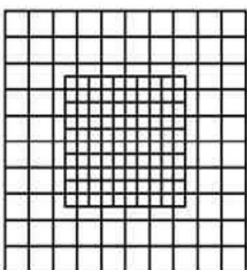
Армирование: (а- нижняя зона, б – верхняя). Плиты, опертые по контуру (работающие в

2-х направлениях), рассчитывают кинематическим способом: метод предельного

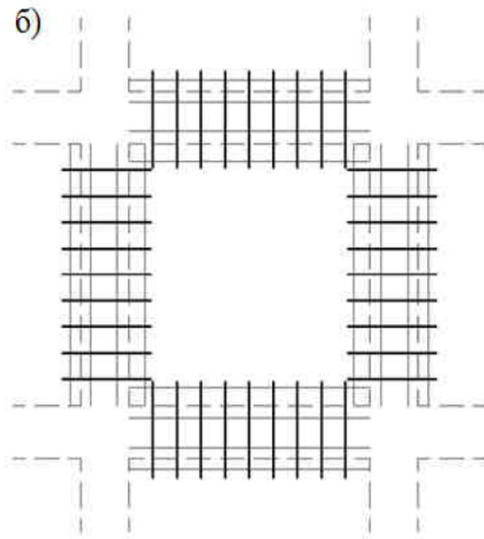
равновесия. В основе расчета: равенство работ внешн. нагрузки и внутр. усилий $W_q = W_m$, где W_q – работа нагрузки на соответствующие перемещения и W_m – работа изгиб.

момента на углы поворота. Если плита имеет свободные опоры, то соответств. моменты равны нулю. В контурных плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными балками, в предельном равновесии возникают распоры, повыш. их несущ. способность. При подборе арматуры моменты можно уменьш. на 10-20%.

а)



б)



6. Безбалочные перекрытия. Основные положения расчета.

Безбалочные сборные состоят из системы, надколонной панели и пролетной панели.

Конструкция рассматривается как система рам с жесткими узлами, располож. в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Необходимо учитывать невыгодные сочетания нагрузок. Нагружение сплошной нагрузкой или полосовой через пролет.

Расчет: Надколонная панель опирается на капители и работает как широкая неразрезная балка, после сварки закладных деталей. В поперечном направлении обладает больш. деформативностью, рабочую продольную арматуру располагают равномерно по всему сечению. Моменты определяют с учетом перераспределения $M_{оп} = M_{пр} = \frac{ql^2}{16}$.

Пролетная панель опирается по 4 сторонам на полки надколонных панелей и работает на изгиб в двух направлениях, как плита опертая по контру. С учетом свободного опирания (опорные моменты равны 0) пролетные моменты в обоих направлениях: $M_{пр} = \frac{ql^2}{24}$.

Безбалочные монолитные состоят из сплошной плиты, опирающейся на колонны с капителями. Толщину монолитной плиты принимают из условия жесткости $h = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{35}\right) l$. Ее проверяют из условия продавливания грузом, сосредоточенным на небольшой площади. Расчет безбалочных перекрытий производится по методу предельного равновесия. Наиболее опасными являются загрузки: полосовой нагрузки через пролет и сплошной нагрузкой. Загружение полосовой нагрузки через пролет. Расчет ведут из условия, что сумма опорного и пролетного моментов воспринимаемых сечением плиты в пластических шарнирах равны балочному моменту плиты шириной равной

l_2 и пролетом $l_1 - 2c_1$.

$$\frac{ql_2(l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq R_s (A_{s,пр} \cdot z_{пр} + A_{s,оп} \cdot z_{оп})$$

$$A_s = A_{s,пр} + A_{s,оп}; \quad Q_{оп} = \frac{A_{s,оп}}{A_s}; \quad Q_{пр} = \frac{A_{s,пр}}{A_s}$$

$$\frac{ql_2(l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq R_s A_s z_{пр} \left(Q_{оп} \frac{z_{оп}}{z_{пр}} + Q_{пр} \right)$$

$Q_{оп} = (0,5 \div 0,67); \quad Q_{пр} = (0,5 \div 0,33)$ – установлены опытным путем

$$\frac{c_1}{l_1} = \frac{c_2}{l_2} = (0,08 \div 0,12)$$

Загружение сплошной нагрузкой:

Расчет выполняют из условия равновесия моментов всех сил одной четверти.

$$\frac{ql_1 l_2}{8} \left(\frac{l_1 + l_2}{2} - 2c + \frac{4}{3} \frac{c^3}{l_1 l_2} \right) \leq \frac{R_s}{2} A_s z_{пр} \left(Q_{оп} \frac{z_{оп}}{z_{пр}} + Q_{пр} \right)$$

$$l_1 = l_2; \quad A_s = A_{s,пр} = A_{s,оп}$$

7.1 Центральное нагруженный фундамент.

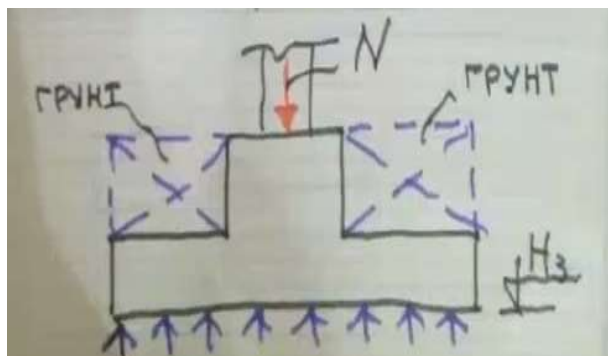
Сбор нагрузок, определение подошвы фундамента: Нормативная нагрузка от собственного веса колонны $G_c^n = \gamma_n \cdot \gamma \cdot b_c \cdot h_c (h_{эт} n + 0,75)$, где γ_n – коэфф. надежности по ответственности сооруж., $\gamma_n = 1,0$ для расчетов по предельным сост. 2 группы; γ – удельный вес; b_c и h_c – размеры сечения колонны; n – число перекрытий, с которых нагрузка передается на колонну. Определяем нагрузку на фундамент при расчете по предельным состояниям второй группы. $N^n = q^n \cdot l_{\text{риг}} \cdot n + G_c^n$, где q^n – полная нормативная нагрузка на 1 пог. м. ригеля; $l_{\text{риг}} = l_{\text{ср}}$ – средний расчетный пролет неразрезного ригеля. Необход. площадь подошвы фундамента под колонну находится из нормативных нагрузок, так как определение площади фундамента связано с их осадками, что относится к предельным сост. 2 группы $A = \frac{N^n}{R - \gamma_m H}$, где R – расчетное сопротивление

грунта основание. Реактивное давление грунта на подошву фундамента от расчетных нагрузок, если принять распределение его по подошве равномерным, будет $p = \frac{N}{B^2} < R$

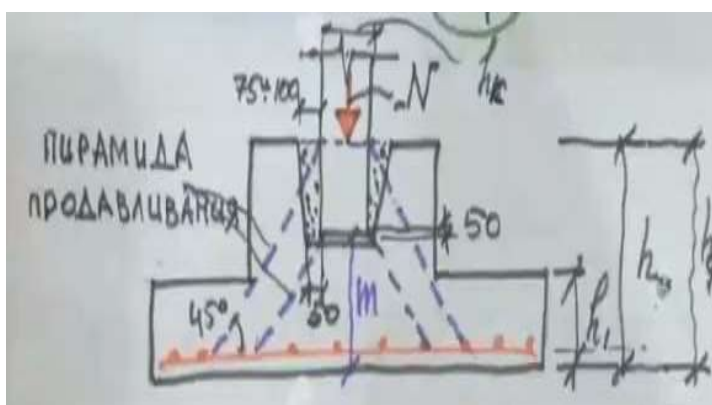
Определение высоты фундамента: Расчетная высота сечения фундамента из условия обеспеч. его прочности против продавливания колонной определяется из формулы: $N \leq \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot u \cdot h_0$, где u – периметр контура расчетного поперечного сечения, располож. на расстоянии $0,5h_0$ от границы площади приложения сосредоточенной силы N (колонны) с рабочей высотой сечения h_0 . Полная высота фундамента $h_\phi \geq h_0 + 40 + 1,5d$, где $1,5d$ учитывает расположение рабочей арматуры в сетке в двух направлениях, таким образом, рабочая высота принимается от центра тяжести верхней арматуры сетки до обреза фундамента. Необходимая высота фундамента из условия обеспечения заделки колонны в стакане $h_\phi \geq h_c + 250$ мм, где 250 мм – толщина дна стакана фундамента. Расчетная высота фундамента $h_{02} = h_\phi - 40 - 1,5d$; $h_{01} = h_1 - 40 - 1,5 \cdot d$.

Проверка прочности нижней ступени против продавливания: Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание производится из условия $F_n \leq F_{ult}$, где F_n – сосредоточ. сила от внешней нагрузки; F_{ult} – предельное усилие, воспринимаемое бетоном.

Расчет плиты фундамента на изгиб: Рассчитываем изгиб. Моменты от реактивного давления грунта в сечениях по граням колонны и уступов фундамента. Затем определяем необход. площадь продольной арматуры подошвы фундамента в продольном и поперечном направлениях. И определяем процент армирования μ_{min} , который должен быть больше 0,1% для изгибаемых элементов



рисунки к 7.2



7.2 Центральна нагнуженный фундамент.

I. Определение прочности и деформаций грунта основания. В результате определяется A_ϕ

II. Определение высоты фундамента h_ϕ и армирования As

Определение A_ϕ : $\sum y = N^n + \gamma_m H_3 A_\phi = R_0 A_\phi$; Отсюда: $A_\phi = \frac{N^n}{R_0 - \gamma_m H_3}$

N^n – нормативная нагрузка на фундамент (2 ГПС). γ_m – усредненный объемный вес грунта и фундамента. R_0 – расчетное сопротивление грунта.

Определение h_ϕ Расчет h_ϕ ведется из условия на продавливание колонной после замоноличивания (верхняя пунктирная линия).

Продавливание колонной дна стакана обеспечивается из условия: $m = (200 + 50) \text{ мм}$

Продавливающая сила: $\{F = N - p_{2p}(h_k + 2h_0)^2; F = Rbt(h_k + h_0) \cdot 4 \cdot h_0,$

где $p_{2p} = \frac{N}{A_\phi}, ((h_k + h_0) \cdot 4)$ – периметр пирамиды продавливания,

Отсюда $h_0 = -\frac{hc}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{p_{2p} + Rbt}}$ – полезная высота фундамента, $h_\phi = h_0 + a = a_3 +$

$\frac{d}{2}, \{a_3 = 40 \text{ мм} – \text{наличие бетонной подготовки } a = 70 \text{ мм} – \text{отсутствие бетонной подготовки}$

1) Конструктивные требования: связаны с надежностью заземления колонны в стакане $\{h_\phi = hc + 250; h_\phi = 25d + 250$, где d – диаметр рабочей арматуры. Выбирается наибольшая h_ϕ (кратно 50 мм). Далее фундамент разбивается на ступени по вышеуказанным правилам, ступени примерно равные и кратные 50 мм.

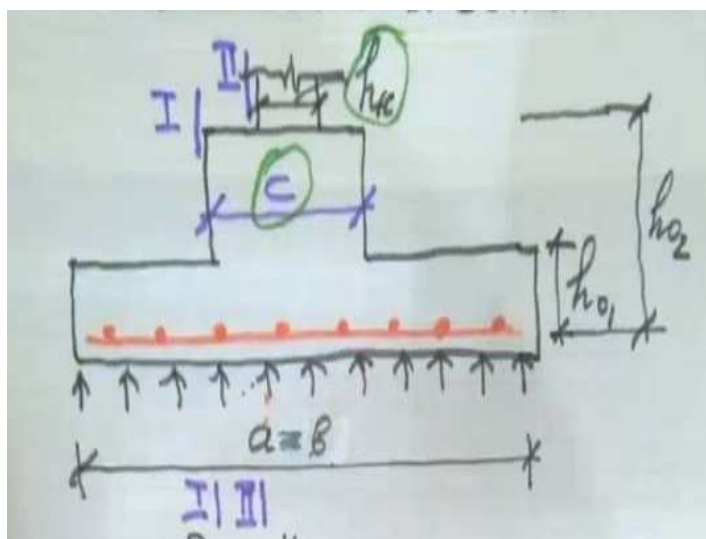
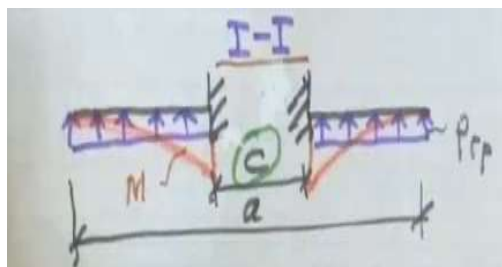
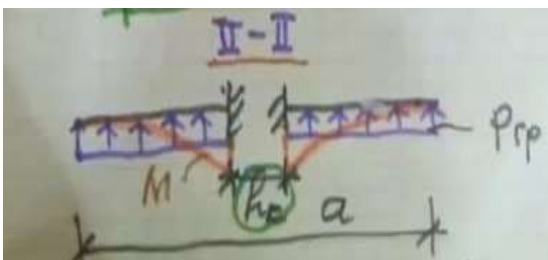
2) Расчет арматуры фундамента.

Нужно рассмотреть 2 сечения. 1 сечение идет по грани 1 ступени, а 2 по грани колонны.

Расчетная схема представляет собой балку, заземленную в стакане (в ступени) $M_{I-I} =$

$0,125 p_{2p} (b - c)^2 a$; $As1 = \frac{M_{I-I}}{R_s \cdot h_{01} \cdot 0,9}$; $M_{II-II} = 0,125 p_{2p} (b - h_k)^2 a$; $As2 = \frac{M_{II-II}}{R_s \cdot h_{02} \cdot 0,9}$

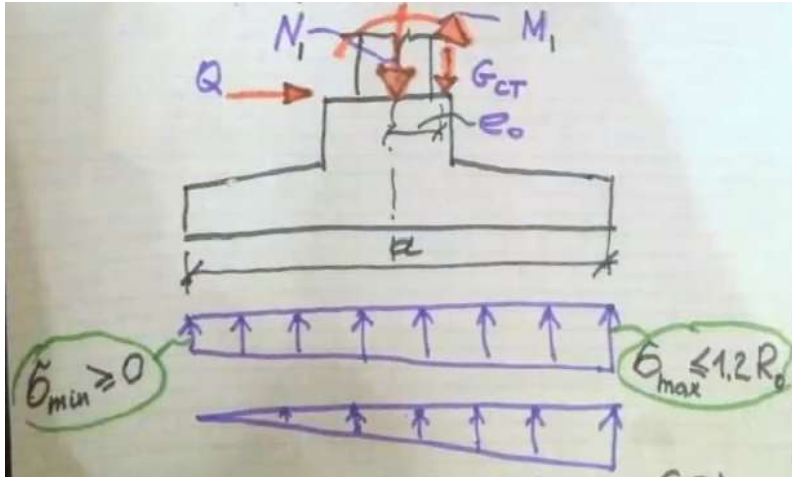
Из двух значений $As1$ и $As2$ принимается большее по величине, по которой подбирается сетка.



8. Внецентренно нагруженный фундамент

Внецентренно нагруженным считают фундамент, у которого равнодействующая внешних нагрузок не проходит через центр тяжести площади его подошвы.

Такое нагружение фундамента является следствием передачи на него момента или горизонтальной составляющей нагрузки, как у фундамента под наружную стену заглубленного помещения.



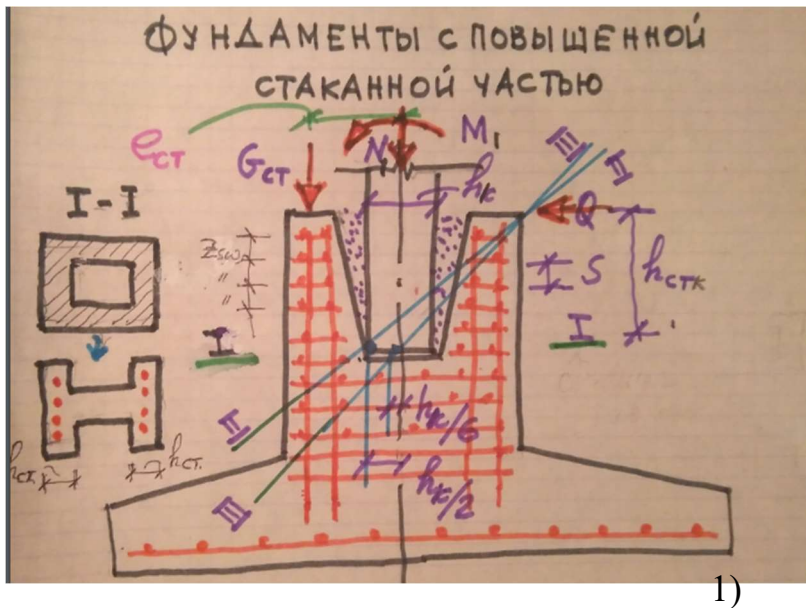
$$\sigma_{max\min} = \frac{N}{A_\phi} \pm \frac{M}{W_\phi}$$

$$= \frac{N}{A_\phi} \left(1 \pm \frac{6e_0}{a} \right)$$

$$\begin{cases} N = N_1 + G_{ст} + \gamma_m H_3 A_\phi \\ M = M_1 + Q h_\phi + G_{ст} e_0 \end{cases}$$

$G_{ст}$ – нагрузка от стены

Q – появляется от ветровой нагрузки



Стаканная часть армируется дополнительной арматурой, потому что возникают усилия от внецентренного сжатия грунта, стаканная часть армируется как продольной, так и поперечной арматурой. Продольная арматура подбирается по сечению I-I.

$$\begin{cases} M = M_1 + Q h_{ст} + G_{ст} e_{ст} \\ N = N_1 + G_{ст} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{h_k}{6}$$

тогда арматура сеток A_{s1} ставится конструктивно.

То есть все сечение сжато и усилие приходится на ядро сечения. $z_{sw} \leq \begin{cases} 200 \text{ мм} \\ 0,25 h_{ст} \end{cases}$

2) При $\frac{h_k}{2} > e_0 > \frac{h_k}{6}$ (между II и III)

$$A_{sw2} = \frac{M + Q h_{ст} - 0,7 N e_0}{R_{sw} \sum z_{sw}}, \quad \sum z_{sw} - \text{Сумма всех } S \text{ от верхней до нижней сетки,}$$

располагающейся под дном стакана

3) При $e_0 \geq \frac{h_k}{2}$ (за II – II) $A_{sw2} = \frac{M + Q h_{ст} - N \cdot h_k / 2}{R_{sw} \sum z_{sw}}$

$$A_{s1} < A_{s2} < A_{s3}$$

9. Материалы для каменной кладки.

Каменные конструкции выполняют: из **глиняного кирпича, керам-х камней, силикатного кирпича, камней и крупн. блоков из тяжелых цем-х и силикатных бетонов, бетонов на пористых заполн-х, ячеистых бетонов, из камней осадочных и вулк. пород, крупных блоков и панелей, изг-х на заводах или полигонах из кирпича, керамических или природных камней.** Основной хар-кой каменных мат-в является их прочность, хар-емая марками - их временное сопротивление (предел прочности) сжатию и при изгибе. Для кладок применяются кирпич и камни по среднему пределу прочности на сжатие: - кирпич и камни малой прочности – легкие бетонные и природные, керамич-е – М7-М75; - камни и кирпич средней прочности – керамические, бетонные и природные – М100-М200; - кирпич и камни высокой прочности – М250-М1000. Для кладок применяются бетоны, из которых изготавливаются камн и крупные блоки: Тяжелые: В3-В30; на пористых заполнителях: В2-В30; ячеистые: В1-В12,5; полистиролбетон: В1-В3,5; крупнопористые: В1-В7,5. Марки каменных мат-в по морозостойкости: F10-F300 (для бетонов от F15.). **Растворы**, применяемые для кладок: по виду вяжущего растворы бывают: **цементные; известковые; гипсовые; смешанные (цементно-известковые, цементно-глиняные, известково-гипсовые).** Марки растворов по прочности на сжатие – М4- М200. Прочность раствора хар-ется его маркой, которую устанавливают по пределу прочности при сжатии образцов в виде кубиков с размером грани 70,7 мм после 28 суток твердения при температуре 20±2°.

10. Основные факторы, влияющие на прочность кладки при сжатии.

1. **прочность камня.** Определяется прочность кирпича на сжатие производится испытанием двух половинок кирпича, уложенных друг на друга и соединенных швом из раствора. На изгиб испытывается кирпич как балка на двух опорах при действии сосредоточенной нагрузки. Прочность кладки определяется испытанием крупных образцов, имеющих сечение 380x510 мм и высотой 1000-1200 мм. Прочность кладки составляет 40-50% от прочности кирпича. При увеличении марки кирпича в 2 раза, прочность кладки возрастает в 1,5-1,7 раза.

2. **размеры камня.** С увеличением высоты камня уменьшается количество горизонтальных швов кладки и увеличивается сопротивление камня изгибу и срезу. => уменьшается влияние дефектов раствора. Кладка, выполненная из камней большей высоты, имеет большую прочность.

3. **форма камня** (правильность). Если камень имеет неправильную форму (например, рваный бут), то соприкосновение камней мало. То есть будет иметь место значительная концентрация напряжений. Чем правильнее форма камня, тем равномернее передается нагрузка через горизонтальные швы кладки, тем выше прочность кладки.

4. **прочность раствора.** В случае применения слабых растворов разрушение швов при сжатии начинается быстрее разрушения кладки. В связи с этим увеличивается деформация отдельных кирпичей и их разрушение наступает раньше. Чем прочнее раствор, тем меньше его деформации, и это увеличивает прочность кладки. С существенным увеличением марки раствора рост прочности кладки затухает.

5. **удобноукладываемость** (подвижность) раствора. Большая подвижность раствора облегчает его укладку в шов. Он получается более равномерный по толщине и плотности, что уменьшает напряжения изгиба, растяжения и среза, возникающие в кирпиче при действии нагрузки.

6. **упруго-пластические свойства** (деформативность) раствора. Наибольшая прочность кладки достигается на таких растворах, в которых при одинаковой их марке одновременно сочетаются высокая подвижность при укладке и высокая плотность после затвердевания.

7. **качество кладки.** Качество кладки характеризуется главным образом равномерностью заполнения горизонтальных швов, толщиной швов, вертикальностью конструкций, горизонтальностью швов и др. Предел прочности кладки может отличаться в 1,5-1,8 раза.

8. **перевязка кладки.** Кладка без перевязки - отдельные столбики, которые при внецентренно приложенной нагрузке и большой высоте потеряют устойчивость. Перевязка должна осуществляться не реже, чем через 5 рядов кладки, а в кладке из бетонных камней - в каждом 3-ем ряду.

9. **сцепление раствора с камнем** увеличивает монолитность кладки, улучшает ее работу при изгибе, внецентренном сжатии с большими эксцентриситетами, при растяжении. Повышенная трещиностойкость, сопротивление кладки сейсмическим и динамическим воздействиям, повышение долговечности и продуваемости.

10. **степень заполнения вертикальных швов.** Вертикальные швы - 8% площади горизонтального сечения кладки => разница между прочностью кирпичной кладки с идеально заполненными вертикальными швами и прочностью кладки, выполненной «в пустошовку» не превышает 8%.

11. Четыре стадии работы центрально-сжатой

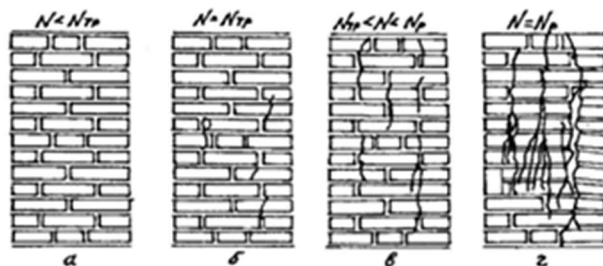
кладки.

А) Первая стадия соответствует нормальной стадии эксплуатации кладки. Действующие усилия не вызывают видимых повреждений, то есть до появления первых волосных трещин. **Б)**

Переход **во вторую стадию** характеризуется появлением

небольших трещин в отдельных кирпичах. В этой стадии кладка еще несет нагрузку (величина ее составляет 60-70% от разрушающей) и дальнейшего развития трещин при неизменной нагрузке не наблюдается. **В) Третья стадия.** При увеличении нагрузки происходит развитие трещин на высоту 3-4 рядов кладки. При длительном действии этой нагрузки будет происходить постепенное их развитие (вследствие пластических деформаций). Данная стадия считается аварийной. **Г) Четвертая стадия** – самая

быстрая, стадия разрушения. Происходит разделение кладки на тонкие гибкие столбики, у которых жесткость в несколько раз меньше, чем у целого образца. Поэтому и происходит быстрое разрушение, вследствие потери устойчивости этих отдельных столбиков.



12. Прочность кладки при растяжении, изгибе, срезе. Упруго-пластические свойства

кладки. Модули упругости и деформации. Упругая характеристика кладки.

Прочность кладок зависит сцепления между раствором и камнем.

Работа кладки при растяжении. два вида сцепления: нормальное – S ;

касательное (или тангенциальное) – T . Величина сцепления возрастает: \uparrow марки раствора, \uparrow шероховатости пов-ти, \uparrow очищенности пов-ти, при увлажнении камня. В вертикал-х швах, из-за усадки раствора при твердении, сцепление его с камнем ослабляется или совсем нарушается. \Rightarrow в расчетах сцепление в вертикал-х швах не учитывается, а учитывается только в гориз-х.

Два вида растяжения кладки: Растяжение по неперевязанному сечению \updownarrow (S) (кладка в большинстве случаев разрушается по плоскости соприкосновения раствора и камня, мб разрушение по раствору. При растяжении кладки по перевязанному сечению, встр-ся редко); растяжение по перевязанному сечению $\leftarrow\rightarrow$ (T) (разрыву сопротивляются

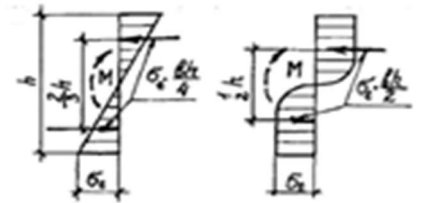
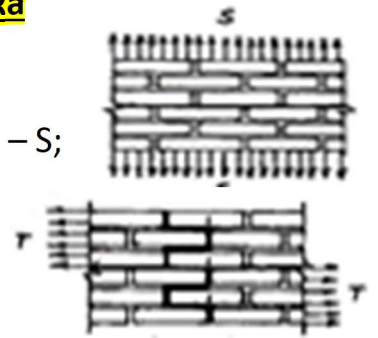
только участки горизонтальных швов, в которых действует касательное сцепление.

Разруш-ся кладка либо по раствору, либо по камням и раствору).

Работа кладки при изгибе. Сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению R_{tb} принимают \approx в 1,5 раза больше расчетного сопротивления кладки при центральном растяжении. Это происходит потому, что в кладке имеют место пластические деформации и эпюра напряжений приближается к прямоугольной.

Работа кладки при срезе. При действии усилий вдоль гориз-ых швов – срез по неперевяз-му сечению (в подпорных стенах и в пятовых сечениях арок). Сопротивление оказывает касательное сцепление раствора с камнем, а при сжимающих нормальных напряжениях в кладке сопротивление срезу увелич-ся, благодаря сопротивлению от трения. При действии усилий перпенд-но гориз-м швам – срез по перевязанному шву (в консольных выступах). учитывается сопротивление только камня срезу без учета вертикальных швов.

Упруго-пластические свойства кладки. Если каменную кладку нагружать очень быстро и довести до разрушения за несколько секунд, то в кладке возникнут только упругие деф-ции и кладка будет работать как упругий мат-л, а зависимость между напряж-ми и деф-ми будет линейной.. Начальный модуль деф-й: $E_0 = \tan \phi_0 = \text{const}$ – это **модуль упругости**. **Модуль деформаций** кладки будет величиной переменной $E = d\sigma/d\varepsilon = \tan \phi$. При кратковременной нагрузке для неармированной кладки модуль упругости определяется $E_0 = \alpha \cdot R_u$, где: α – упругая характеристика кладки, R_u – временное сопротивление сжатию кладки: $R_u = k \cdot R$; R – расчетные сопротивления сжатию кладки. При многократно повторных нагрузках после некоторого числа циклов нагрузка-разгрузка пластические деформации выбираются, и **материал начинает работать упруго** с модулем упругости E_0 , но только, если напряжения не превосходят напряжений, при которых появляются трещины в кладке, т.е. $\sigma \leq \sigma_{срс}$. Если же напряжения в кладке $\sigma > \sigma_{срс}$, то после некоторого кол-ва циклов нагрузка-разгрузка деф-ции начинают неограниченно расти и кладки разрушается.



$$M_{\mu} = \sigma_1 \cdot \frac{b \cdot h}{2} \cdot \frac{h}{2} = \sigma_1 \cdot \frac{b \cdot h^2}{4}$$

13. Расчет центрально сжатых каменных элементов по несущей способности.

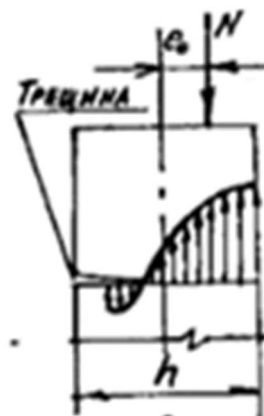
В некоторых случаях эксцентриситеты от нагрузки малы и ими можно пренебречь - расчет можно производить по формуле центрального сжатия (тяжело нагруженные столбы, простенки нижних этажей многоэтажных зданий, отдельно стоящие столбы, к которым нагрузка прикладывается через центрирующие прокладки). • При эксцентриситетах от нагрузки, не превышающих: $e \leq l_0/600$; $e \leq h/30$; $e \leq 10-20$ мм Несущая способность определяется: $N \leq m_g \cdot \phi \cdot R \cdot A$, где N – продольная сила, R – расчетное сопротивление кладки сжатию, ϕ – коэффициент продольного изгиба в зависимости от гибкости $\lambda_i = l_0/i$ и упругой характеристики α , A – площадь поперечного сечения элемента, m_g – коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки: $m_g = 1 - \eta \cdot N_g/N \cdot (1 + 1,2 \cdot e_{0g}/h)$ при $e_{0g} = 0$ $m_g = 1 - \eta \cdot N_g/N$, где η – коэффициент, принимаемый по табл. 21 СП в зависимости от гибкости, вида камня и процента армирования. При размере прямоугольного сечения 300мм и более (или при радиусе инерции элементов любого сечения не менее 8,7 см) коэффициент m_g следует принимать равным 1.



14. Расчет внецентренно сжатых каменных элементов по несущей способности.

На внецентренное сжатие работают большинство элементов каменных конструкций: стены, столбы, стены подвалов, карнизные участки. При внецентренном сжатии на элементы действует нормальная сжимающая сила N и изгибающий момент $M=N \cdot e$. При

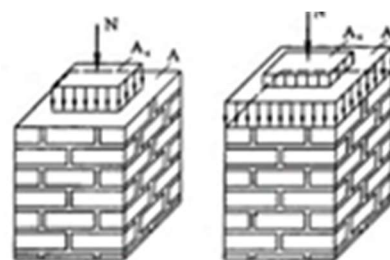
расчете сечений, к которым приложено несколько нормальных сил и несколько изгибающих моментов, выполняется замена сил и моментов их равнодействующими. При небольших эксцентриситетах все сечение сжато. С увеличением эксцентриситета сечение испытывает не только сжатие, но и растяжение. При больших эксцентриситетах, даже при малых нагрузках, напряжения в растянутой зоне элемента могут превысить предельное сопротивление кладки растяжению при изгибе и в растянутой зоне появятся горизонтальные трещины. При раскрытии трещин



происходящее уменьшение момента за счет уменьшения эксцентриситета => возрастание несущей способности элемента до

определенного предела после раскрытия трещины. При расчете каменных элементов на внецентренное сжатие учитывается фактически несущая способность сжатой зоны кладки. Расчет на внецентренное сжатие производится с

учетом гибкости и длительности действия нагрузок по формуле $N \leq m_g \cdot \phi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega$, где m_g - коэффициент, учитывающий длительно действующие нагрузки; $\phi_1 = (\phi + \phi_c)/2$, где ϕ - коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной



высоте элемента l_0 , ϕ_c - коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента l_0 в плоскости действия изгибающего момента при гибкости $\lambda_{hc} = l_0/h_c$ для прямоугольного сечения или гибкости $\lambda_{ic} = l_0/i_c$, где h_c и i_c - высота и радиус инерции сжатой части сечения (площадь A_c) в плоскости действия момента, R - расчётное сопротивление кладки сжатию, A_c - площадь сжатой части сечения $A_c = h_c \cdot b = (0,5 \cdot h - e_0) \cdot 2 \cdot b = 0,5h \cdot 2 \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot e_0/h) = h \cdot b \cdot (1 - 2 \cdot e_0/h) = A \cdot (1 - 2 \cdot e_0/h)$, ω - экспериментальный коэффициент, учитывающий увеличение расчетного сопротивления кладки сжатию при приведении действительной криволинейной эпюры напряжений в сечении к условной прямоугольной, симметричной относительно оси действия внешней нагрузки.

15. Расчет кладки на срез, изгиб, местное действие нагрузки.

Местное сжатие происходит при действии нагрузки на ограниченную площадку. Ненагруженные и слабонагруженные площади сечения кладки вокруг площадки местного сжатия препятствуют развитию поперечных деформаций более нагруженной зоны. Возникает эффект обоймы. Поэтому прочность при местном сжатии выше прочности при равномерном сжатии. Расчет сечений каменных элементов производится по формуле $N_c \leq \psi * d * R_c * A_c$, где N_c – продольная сжимающая сила от местной нагрузки; R_c – расчетное сопротивление кладки на смятие, A_c – площадь смятия, на которую передается нагрузка; $d = 1,5 - 0,5 * \psi$ – коэффициент определяется для кирпичной и виброкирпичной кладки, а также кладки из сплошных камней или блоков, изготовленных из тяжелого или легкого бетонов, ψ – коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки. **Расчет на изгиб** выполняется по формуле $M \leq R_{tb} * W$, где M – расчетный изгибающий момент; W – момент сопротивления сечения кладки при упругой работе; R_{tb} – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению. Изгибаемые элементы следует рассчитывать на поперечную силу по формуле $Q \leq R_{tw} * b * z$, R_{tw} – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе, b – ширина сечения, z – плечо внутренней пары сил, для прямоугольного сечения $z = 2 * h / 3$. **Расчёт на срез** по неперевязанному сечению производится с учетом дополнительного сопротивления кладки трению по срезанному шву (со снижением нормативной нагрузки - коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$). Расчетная формула выводится $Q \leq (R_{sq} * A + P * \mu)$ Преобразуем $Q \leq (R_{sq} * A + P / A * A * \mu) = A * (R_{sq} + \sigma_0 * \mu)$, где Q – расчетная поперечная сила; R_{sq} – расчетное сопротивление кладки срезу по неперевязанному сечению, P – наименьшая продольная сила с учетом $\gamma_f = 0,9$; $\sigma_0 = P / A$ – среднее, распределенное по сечению, напряжение кладки при сжатии при наименьшем продольном усилии P (принимается наименьшее, как более опасное), μ – коэффициент трения по шву кладки.

16. Расчет кладки по 2ой группе предельных состояний.

По образованию и раскрытию трещин (швов кладки) и по деформациям следует рассчитывать:

1) внецентренно сжатые неармированные элементы при $e_0 \geq 0,7y$; 2) смежные, работающие совместно конструктивные элементы кладки из материалов различной деф-ти или при значительной разнице в напряжениях, возникающих в этих элементах; 3) самонесущие стены, связанные с каркасами и работающие на поперечный изгиб, если несущая способность стен не достаточна для самостоятельного (без каркаса) восприятия нагрузок; 4) стеновые заполнения каркасов – на перекося в плоскости стены; 5) продольно армированные изгибаемые, внецентренно сжатые и растянутые элементы, эксплуатируемые в условиях агрессивной среды; 6) продольно армированные емкости при наличии требований непроницаемости штукатурных или плиточных изоляционных покрытий; 7) другие элементы зданий и сооружений, в которых образование трещин не допускается или же раскрытие трещин должно быть ограничено по условиям эксплуатации.

Расчет по раскрытию трещин при $e_0 \geq 0,7y$ должен производиться, исходя из следующих предпосылок: 1. при расчете принимается линейная эпюра напряжений внецентренного сжатия как для упругого тела; 2. расчет производится по условному краевому напряжению растяжения, которое характеризует величину раскрытия трещин в растянутой зоне: где I – момент инерции сечения в плоскости действия изгибающего момента; y – расстояние от центра тяжести сечения до сжатого его края; R_{tb} – расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по неперевязанному сечению; γ_r – коэффициент условий работы кладки при расчёте по раскрытию трещин. Деформации не должны превышать допустимых значений, приводимых в таблице 26 СП 15.13330.

Расчет по деформациям растянутых поверхностей каменных конструкций из неармированной кладки производятся по формулам: - при осевом растяжении $N \leq E \cdot A \cdot \epsilon_u$; - при изгибе $M \leq E \cdot I \cdot \epsilon_u / (h - y)$; где ϵ_u – предельные относительные деформации, $(h - y)$ – расстояние от центра тяжести сечения кладки до наиболее удалённой растянутой грани покрытия; I – момент инерции сечения; E – модуль деформаций кладки, определяемый $E = 0,8 \cdot E_0$.

17. Армирование каменной кладки. Элементы с сетчатым армированием. Элементы с продольным армированием конструктивные особенности.

а) поперечное (сетчатое) из стальных сеток, укладываемых в горизонтальные швы (элементы с центральным сжатием или с малыми эксцентриситетами); Марка кирпича, рекомендуемого для армокаменных конструкций, не должна быть менее 75, а камня – не менее 50, марка раствора – не менее 50. А240 и В500 (d 3-8 мм) – из них сварные сетки с квадратными или прямоугольными ячейками или сетки-зигзаг (более эффективны).

Воспринимает растягивающее усилие. Применяется, когда увеличивать сечение и марку материалов неэффективно. При больших значениях гибкости и эксцентриситетов сетчатое армирование прочности кладки не повышает.

б) продольное – из продольных арматурных стержней с хомутами, устанавливаемых снаружи кладки или внутри кладки в швах (увеличение нес-ти на растяжение при изгибе и вне сж с большими эксцентриситетами, увеличивает устойчивость применяется также в изгибаемых элементах; столбы, стены, перемычки). А240, А300. Армирование столбов внутреннее (в швах; при длине большей стороны столба более 2,5 кирпича и действии агрессивной среды или высокой температуры) или наружное (под слоем цементного раствора). В обоих случаях сжатая арматура принимается диаметром не менее 8 мм и располагается в горизонтальных швах. Каркасы делают вязаными. Кирпич пустотелый или сплошной. Наличие хомутов не позволяет кладке при разрушении распадаться на столбики.

В обоих случаях швы кладки армокаменных конструкций должны иметь толщину, превышающую диаметр стержней не менее, чем на 4 мм.

18. Расчет по несущей способности элементов с сетчатыми армированием и продольным армированием.

а) поперечное: Процент армирования: $\mu = V_s/V_k \cdot 100\%$ (V_s – объем арматуры, V_k – объем кладки) больше 0,1%. Расчетное сопротивление армированной кладки центральносж эл-

та: $R_{sk} = R + p \cdot \mu \cdot R_s / 100 \leq 2 \cdot R$ p – коэф, учитывающий пустотность кирпича, R – расчетное сопротивление кладки сжатию. Несущая способность кладки:

$N = m_g \cdot \varphi \cdot A \cdot R_{sk}$, где φ – коэф продольного изгиба, m_g – коэф, учитывающий влияние длительной нагрузки. Расчет внецентр сж эл-тов с малыми

$$N = m_g \cdot \varphi \cdot l \cdot R_{skb} \cdot A_c \cdot \omega$$

эксцентриситетами:

R_{skb} – расчетное сопротивление армированной кладки из кирпича всех видов, и керамических камней со щелевидными пустотами при внецентренном сжатии. ω – коэф приведения криволинейной эпюры напряжений в сечении к прямоугольной.

б) продольное: При расчете центральносж эл-в учитывается неполное использование нес сп-ти кладки (коэф 0.85) и неполное использование работы сжатой арм (γ_{cs}). Нес.сп-

та: $N \leq \varphi \cdot (0,85 \cdot m_g \cdot R \cdot A + R_{sc} \cdot A_s')$

R_{sc} – расчетное сопротивление продольной сжатой арматуры; A_s' - площадь сечения продольной арматуры (при подборе арматуры выражается из формулы несущей способности). При внецентр сж расчете 2 случая: большой эксц ($Sc < 0,8S_0$) и малый ($Sc \geq 0,8S_0$). Sc – статический момент сжатой части сечения относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры. S_0 - статический момент всего сечения относительно центра тяжести растянутой или менее сжатой арматуры. При двойной арматуре:

- - при больших эксцентриситетах $Sc < 0,8S_0$

- $N \leq \varphi \cdot m_g \cdot (0,85 \cdot w \cdot R \cdot A_c + R_{sc} A_s' - R_s A_s)$

- - при малых эксцентриситетах $Sc \geq 0,8S_0$

- $N \leq \varphi \cdot m_g \cdot (0,85 \cdot w \cdot R \cdot S_0 + R_{sc} S_s) / e$

19. Конструктивные схемы кирпичных зданий. Жесткая и упругая конструктивные схемы кирпичных зданий.

Конструктивная схема здания назначается в зависимости от жесткости поперечных стен, расстояния между поперечными устойчивыми конструкциями, и группы кладки, из которой выполнены стены.

Здания с жесткой к/с: многоэт промыш зд, где часто расположены поперечные стены (гориз усилия воспринимаются продольными стенами, передаются на перекрытия, от них на попереч стены, затем на фундамент и грунт). Продольные стены рассчитываются как вертикальные неразрезные балки, перекрытия = неподвижные шарнирные опоры. Для ветра ($M = wH_{st}$ (H_{st} – высота эт) стена рассматривается в пределах этажа как балка с защемленными концами. Стену считаем как внецентренно сж эл-т. 3 сечения: 1-1 на уровне низа перекрытия (N (от вышележ констр), N_1 (от веса перекр), M) 2-2 в уровне начала оконного проема (N , N_1 , Q_1 (вес кладки над перемычкой), $M_2 = M_1N_1/H$ (H – высота эт, N_1 – высота от опоры до верха проема); 3-3 на расстоянии $1/3H_{эт}$ от низа верхнего перекрытия ($M_3 = 2M_1/3$, $N_3 = N_2 + Q_2$ (вес части простенка, расположенной выше сечения 3-3)). Поперечные стены рассчитываются как консоли, защемленные в фундаменте (сжато-изогнутый стержень). Проверка прочности при сдвиге: $Q\Delta y/l \leq hR_{sq}$ (Q - расчетная поперечная сила от горизонтальной нагрузки в середине высоты этажа; A - площадь сечения примыкающей продольной стены; y - расстояние от оси продольной стены до оси, проходящей через центр тяжести сечения стен; l - момент инерции нетто стен относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения стен; h - толщина поперечной стены; R_{sq} – расчетное сопротивление кладки срезу по перевязанному сечению). Расчет прочности на главные растягивающие напряжения при изгибе: или если в стене есть растянутая зона

Где l – длина поперечной стены в плане; R_{tq} – расчетное сопротивление скалыванию кладки, обжатой силой N ; A - площадь сечения поперечной стены с учетом (или без учета) участков продольной стены; A_c - площадь только сжатой части сечения; h – ширина поперечной стены на участке с наименьшей толщиной; $v = S_0/l$ - коэф неравномерности касат напр; l – мом инерции сеч; S – статич мом инерции.

Здания с упругой к/с: одноэт пром зд и многоэт зд, в кот расст между попереч констр превышают предельные. Рассматриваются как рамы (стойки = кирп столбы, защемл в фундаменте в уровне пола, ригель = перекрытие, шарнирно связанное со стойками). Если нагрузка от покрытия или перекрытия распределена равномерно по длине стены, за ширину сечения стойки при статическом расчете принимается вся ширина простенка, а в глухих стенах – вся длина стены между осями. Нагрузки: соб вес, ветер, торможение крана. Каждая рама рассчитывается отдельно. Изгибающие моменты определяются в местах приложения нагрузок, изменения поперечного сечения стойки и у основания стойки. Составляются РСУ для определения M , N , Q .

20. Сущность, достоинства и недостатки ПНЖБК. Способы создания ПНЖБК

Преднапряженными называют конструкции, в которых в процессе изготовления искусственно созданы начальные растягивающие напряжения в рабочей арматуре. (+) повышенная трещиностойкость и жесткость конструкции; возможность использования высокопрочных сталей; снижение соб.веса конструкции. (-) сложность проектирования и изготовления; необходимость усиления торцевых элементов; ниже огнестойкость и коррозионная стойкость.

Способы создания:- натяжение арматуры на упоры (1. Один конец арм-ры закрепляют в анкере, второй – в домкрате; 2. вытяжка арматуры домкратом. 3. Анкеруют арматуру со стороны домкрата; 4. натягивают остальную арматуру; 5. Укладка бетона; 6. После набора прочности бетона, срезаем арматуру с упоров. Чтобы избежать разрушение бетона в торцах, отпуск арматуры производят постепенно.- натяжение на бетон (1. Изготавливают слабоармированный бетонный элемент с каналами (их создают трубками). 2. После набора прочности пропускают арматуру через канал, производят анкеровку арматуры и вытяжку. 3. Для создания сцепления арматуры с бетоном и защиты арматуры от коррозии каналы заполняют цементным раствором (для контроля заполнения делают отверстия)).

Схемы преднапряжения: со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном (Канал делают из трубы из гофрированной стали или пластика, после натяжения арм он заполняется безусадочным цементным раствором. Натягивают пучки канатов.

Применяются в массивных балках, фундаментных плитах). - без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Отсутствие сцепление с бетоном в течении всего срока эксплуатации. Пластиковая оболочка и смазка защищают арматуру от коррозии и уменьшают потери от трения в каналах. Передача осевых усилий на бетон за счет установки на торцах анкерных устройств. Применяется в тонких конструкциях.

21. Материалы, Особенности конструирования. Анкеровка арматуры в

ПНЖБК.

Класс бетона по прочности на сжатие В20 ÷ В70., т.к. надо обеспечить сцепление арматуры с бетоном. Бетон должен воспринять усилие при обжатии. Прочность бетона на момент обжатия не менее 15 МПа и не менее 0.5В (класс бетона). Напрягаемая арматура: А600÷А1000; Вр1200÷Вр1600; К1400÷К1900 (при длине элемента до 12 м используется стержневая и проволочная арматура, более 12 м – проволочная и канатная). Ненапрягаемая арматура: А240, А400÷А600; В500, Вр500.

Особенности конструирования: 1. Расположение арм (большой защитный слой для защиты от коррозии, которая снижает предв напр. Величина защ сл зависит от вида арматуры, наличия канала и тд); 2. Усиление опасных участков (там, где происходит передача усилия от арм на бет. (сетки поперечного армирования, которые сдерживают деформации бетона и повышают несущую способность конструкции); 3. Анкеровка: $l_{an} = \alpha \cdot l_{0an}$ (альфа учит НДС арм, кол-во арм, расстояние между стыкуемыми стержнями; соотношение площадей по расчету и фактическое; базовая длина анкеровки). Не менее 15d и не менее 200 мм. (При натяжении на упоры арматуры периодического профиля или арматурные канаты и достаточной прочности бетона специальные анкера можно не ставить. Виды анкеров: кольцо (делают кольцо из арматуры и пропускают в него стержень, кольцо зажимается); коротыш (привариваются короткие арматурные стержни к основной арматуре); гайка (на арм делают резьбу и закручивают на нее гайку); шайба (на стержень одевают шайбу и приваривают с двух сторон); высаженная головка (к концу арматуры приваривают «шляпку», как у болтов); гильзовый анкер (гильзу протягивают ч/з обжимное кольцо, материал гильзы деформируется и превращается в цилиндр и запрессовывает проволоку пучка); цанговый захват (специальное устройство захватывает арматуру и держит в проектном положении); анкер колодочного типа (с помощью домкрата пучок арм натягивают до опр напр-я и затем из домкрата выдвигается пробка, которая фиксирует арм); стаканного типа (делают прямоугол «емкость», в которую загибают концы арм, затем ее заливают раствором). 4. Зона передачи напр с арм на бет (если арм натягивают на упоры и нет анкера, то напряжения от торца до l_p растут линейно. $l_p =$ (сигма – напр в пн ар с учетом первых потерь; A_s и u_s – площадь и периметр пн арм; R_{bond} – расч сопр сцепления арм с бет). Не менее 10d и 200 мм. Используется при расчете пнк в стадии предварительного обжатия.

22. Потери напряжений в ПНЖБК.

Первые потери (до передачи напр на бет) и вторые потери (после передачи).

При натяжении арматуры на бетон следует учитывать: первые потери (от деформации анкеров; от трения арматуры о стенки каналов или поверхность конструкции;) вторые потери: (от релаксации предварительных напряжений в арматуре; от усадки и ползучести бетона).

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать: первые потери (от релаксации предварительных напряжений в арматуре; температурного перепада при термической обработке конструкции; деформации анкеров; деформации формы (упоров)). вторые потери (от усадки и ползучести бетона).

- Потери от релаксации (Релаксация – снижение напряжений с течением времени при отсутствии изменения длины. Зависит от механических свойств и химического состава стали. Формулы для опр потерь определяются по СП 63 в зависимости от вида арматуры и способа создания ПН). $\Delta\sigma_{sp1}$

- Потери от температурного перепада (при прогреве бетона до его схватывания арматура тоже нагревается без изменения длины, падает ПН, При схватывании нагретого бетона уменьшенное напряжение фиксируется сцеплением арматуры с затвердевшим бетоном. $\Delta\sigma_{sp2} = 1.25\Delta t$ (Δt - разность t натянутой арматуры в зоне прогрева и в зоне устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона.)

- Потери от деформации упоров (Потери учитываются в зависимости от способа и последовательности натяжения. $\Delta\sigma_{sp3} = (n - \text{кол-во стержней, натягиваемых одноврем, } l - \text{расстояние между упорами, } \Delta l - \text{сближение упоров})$.

- Потери от деформации анкеров ($\Delta\sigma_{sp4} = , \Delta l - \text{обжатие анкеров. При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров не учитывают, т.к. они учитываются при вычислении полного удлинения арматуры})$

- Потери от трения о стенки каналов или поверхность конструкции (при натяжении на бетон) ($\Delta\sigma_{sp7} = \sigma_{sp}(1 -)$, где δ – коэф трения о стенки каналаобразователя, ω – коэф учета непрямолин арм, x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, m , θ – суммарный угол поворота оси арматуры (град), кот зависит от вида раскладки канатов)

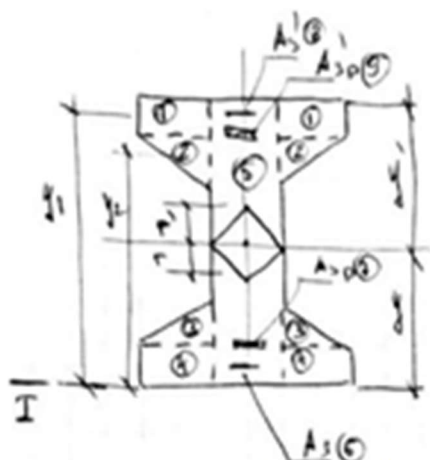
- Потери от усадки бетона ($\Delta\sigma_{sp5} = \epsilon_{b,sh} \cdot ,$ где $\epsilon_{b,sh}$ – деформация усадки бетона, кот зависит от класса бетона. Используется коэффициент 0,75 при натяжении арм на бет, 0,85 – при тепловой обработке бет).

- Потери от ползучести бет ($\Delta\sigma_{sp6}$ – зависит от $\phi_{b,crc}$ - коэффициент ползучести бетона, σ_{bpj} - напряжение в бетоне на уровне центра тяжести, рассматриваемой j -й группы стержней напрягаемой арматуры (при $P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)})$ – усилие предварительно обжатия с учетом первых потерь), $\alpha =$ - коэффициент приведения арматуры к бетону, y_{sj} – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемой группы стержней, $\mu_{spj} = A_{spj}/A$ – коэффициент армирования рассматриваемой напрягаемой арматуры, A_{red} , I_{red} – площадь и момент инерции приведенного сечения.

Полные первые и вторые потери определяются путем суммирования всех потерь, входящих в каждую группу. Величина полных потерь определяется путем суммирования первых и вторых потерь и дб не менее 100 МПа.

23. Геометрические характеристики приведенного сечения. Определение напряжений при обжатии

При расчете преднапряженных конструкций приходится рассматривать не в отдельности арматуру и бетон, рассматривать приведенное сечение, в котором арматура приводится к бетону путем умножения геометрических характеристик на коэффициент $\alpha = E_s/E_b$



При $\Sigma A_s < 0,03A$ допустается не уменьшать площадь всего сечения за счет площади арматуры. В противном случае вместо α используют $(\alpha-1)$.

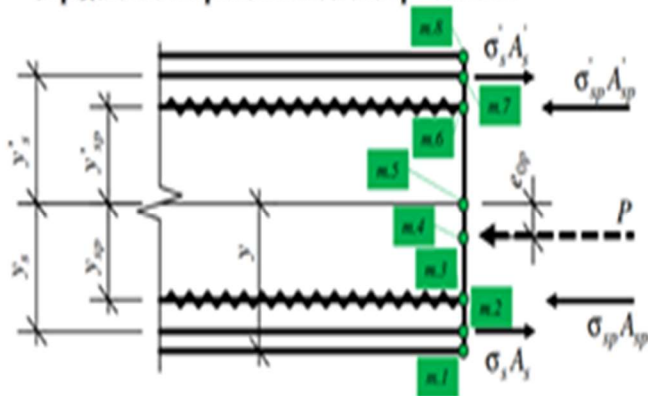
Элемент разбивают на простые фигуры. y_i – расстояние от нижней грани до центра тяжести любого элемента;

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

$$I_{red} = \sum_{i=1}^9 [I_{oi} + A_i (y - y_i)^2]; \quad r = \frac{I_{red}}{A_{red} y} = \frac{W_{red}}{A_{red}}$$

$$S_{red} = \sum_{i=1}^5 A_i y_i + \alpha \sum_{i=6}^9 A_s y_i; \quad y = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

Определение напряжений в бетоне при обжатии



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

$$P e_{0p} = \sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s.$$

$$M = \sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s$$

$$e_{0p} = \frac{M}{P}$$

$$P e_{0p} = M$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой точки:

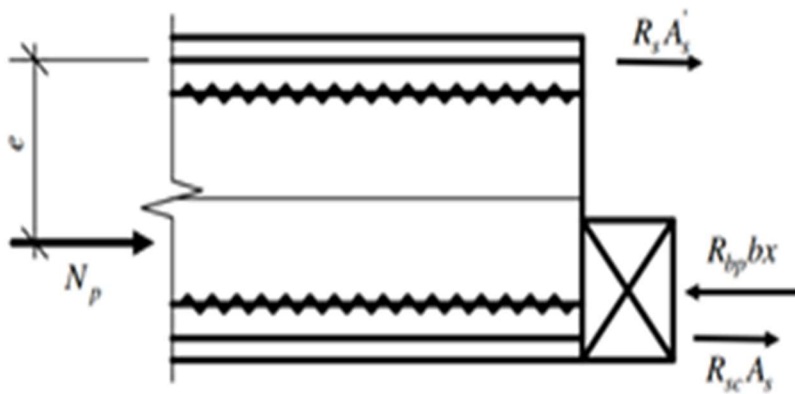
$$\sigma_{bp(i)} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{P e_{0p}}{I_{red}} y_i \pm \frac{M}{I_{red}} y_i$$

Где P – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь или вторых потерь; M – изгибающий момент от внешней нагрузки, действующий в стадии обжатия; «плюс» - сжатие; «минус» - растяжение; y_i – расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемого волокна; e_{0p} – эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

При определении усилия обжатия с учетом полных потерь следует учитывать сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре (A_s, A'_s), которые обусловлены проявлением усадки и ползучести бетона до приложения внешней нагрузки (укорочение элемента). При одинаковых модулях упругости напрягаемой и ненапрягаемой арматуры $\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}, \sigma'_{sp} = \Delta\sigma_{sp'5} + \Delta\sigma_{sp'6}$.

Предварительное напряжение в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{(1)}$, не должны превышать: $0,9R_{bp}$ – если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок (изгибаемый элемент, нижняя арматура); $0,7R_{bp}$ – если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок (сжатый элемент, изгибаемый элемент, верхняя арматура);

24. Расчет прочности ПНЖБК в стадии предварительного обжатия.



Усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчёт как внешняя продольная сила N_p . В нижней напрягаемой арматуре напряжения погасятся частично, на величину, обусловленную укорочением бетона.

$$N_p = \sigma'_{sp} A'_{sp} + (\sigma_{sp} - 330) A_{sp}$$

330 – величина потерь
 R_{bp} – прочность бетона
 насжатие.

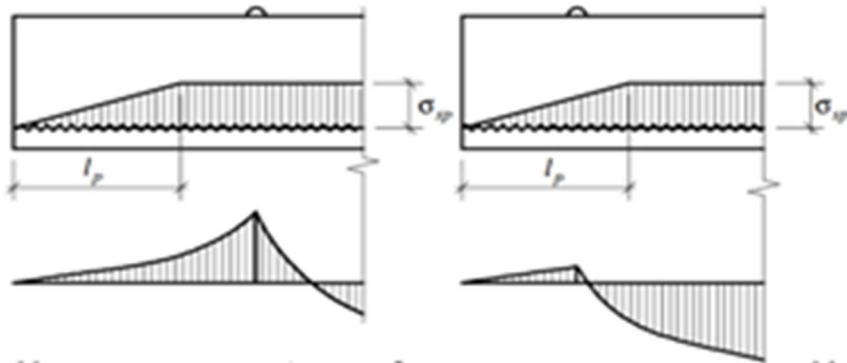
$$\sum F_x = 0 \quad N_p = R_{bp}bx + R_{sc}A_s - R_sA'_s$$

$$\sum M_{A'} = 0 \quad N_p e = R_{bp}bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc}A_s(h_0 - a)$$

$$e = e_p \pm \frac{M_{с.в.}}{N_p}$$

$M_{св}$ – момент от собственного веса элемента,

действующих в стадии изготовления, «плюс», если момент растягивает менее обжатую зону, «минус» – если сжимает эту зону. e_p – расстояние от точки приложения силы N_p до центра тяжести ненапрягаемой арматуры.



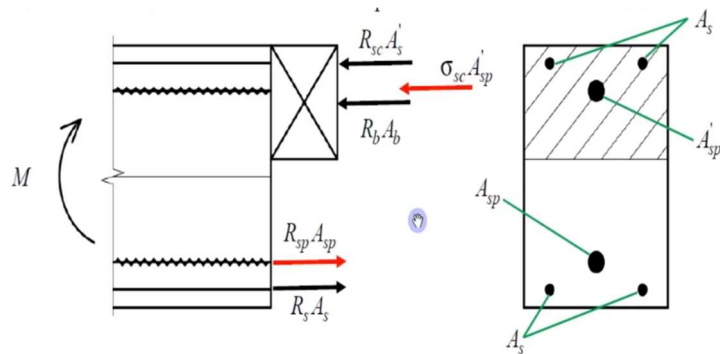
Расчетное сечение – в месте строповки. Если M растягивает верхнюю (менее обжатую) зону, то следует учитывать коэффициент динамичности 1,4 и $\gamma_f=1,1$, в противном случае, без коэф. динамичности и $\gamma_f=0,9$.

25. Расчет ПНЖБК на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации

Уравнение суммы всех сил на продольную ось элемента:

$$\sum F_x = 0 \quad R_b b x + \sigma_{sc} A'_{sp} + R_{sc} A'_s - R_s A_s - R_{sp} A_{sp} = 0$$

$$\sum M_A = 0 \quad M = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)$$



Суммы моментов относительно ц.т. всей растянутой арматуры: (совсем малое плечо в растянутой зоне, усилия там не учитываем)

Решаем обратную задачу, т.к. для прямой мало данных (неизвестна пн арматура сжатой A'_{sp} и растянутой зоны A_{sp} , арматура сжатой A'_s и растянутой зоны A_s , сж. зона бетона x) Принимаем армирование, а далее опр. несущую способность, сравнивая с требуемой.

1. Необходимо определить напряжение в верхней пн арматуре, расположенной в сжатой зоне (изначально растянута с напряжением $\sigma'_{(sp)}$)
2. После приложения нагрузки на первоначальные растягивающие накладываются сжимающие напряжения, из условия совместности деф-ий и предельной сжимаемости бетона $\epsilon_{ub} = 2 \cdot 10^{-3}$ – кратковр дейст нагр или $\epsilon_{ub} = 2,5 \cdot 10^{-3}$ длительно действ нагр
3. Напряжение пн арматуры в сжатой зоне:

$$\sigma_{sc} = 400 - \gamma_{sp} \sigma'_{sp(2)} \quad \text{– при } \gamma_{b1} = 1,0 \text{ (все нагрузки, включая кратковременные);}$$

$$\sigma_{sc} = 500 - \gamma_{sp} \sigma'_{sp(2)} \quad \text{– при } \gamma_{b1} = 0,9 \text{ (постоянные и длительные нагрузки);}$$

$\gamma_{sp} = 1,1$ – коэффициент точности натяжения.

σ_{sc} может быть растягивающим или сжимающим (сжимающие не более R_{sc})

4. Рекомендуется назначать сечение, чтобы происходило разрушение в растянутой зоне,

т.е. $\xi < \xi_R$

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\epsilon_{s,el}}{\epsilon_{b,ult}}}$$

$$\epsilon_{b,ult} = 3,5 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} \quad \text{– для арматуры с условным пределом текучести.}$$

$$\epsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} \quad \text{– для ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести.}$$

26. Расчет изгибаемых ПНЖБК на образование и раскрытие трещин

Образование трещин. Рассчитывается как внецентренно сжатый элемент на совместное действие усилий от M и P – продольной силы обжатия.

$M \leq M_{crc}$, где M_{crc} – момент, воспринимаемый норм.

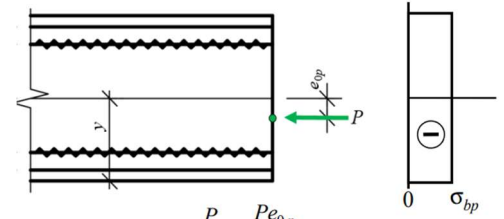
сечением элемента при образовании трещин. **Напряжение в бетоне:** после нагрузки погашаются напряжения от обжатия,

появляются растяжение в бетоне снизу, напряжения достигают $R_{bt,ser}$ – предел прочности бетона ; M_1 – изгибающий момент, погашающий напряжение в бетоне σ_{bp} ; M_2 – изгибающий момент, который продолжает работу M_1 , при нем напряжения в бетоне

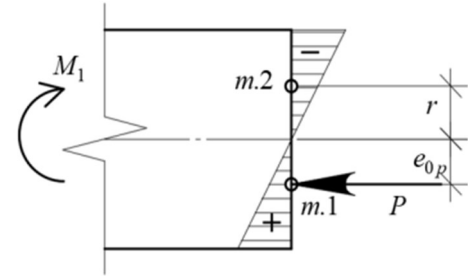
возрастают от 0 до $R_{bt,ser}$.

Находим M_1 на основе упругой теории ж/б, т.к. усилия малы.

т.1. – точка приложения силы обжатия; т.2. – верхняя граница ядра сечения.



$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{0p}}{W_{red}}$$



$$M_1 = W_{red}\sigma_{bp} = P(r + e_{0p}) \quad M_2 = R_{bt,ser}W_{pl}$$

M_2 находится с учетом развития пластических деформаций в бетоне растянутой зоны, эпюра криволинейна – заменяем трапецией. $W_{pl} = \gamma W_{red}$ – упругопластический момент сопротивления. γ – коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона, зависит от формы сечения (справа). W_{red} – упругий момент сопр. приведенного сечения раст. зоны. Рассматриваем приведенное сечение, в котором арматура приводится к бетону умножением геом. характеристик на коэффициент $\alpha = E_s/E_b$.

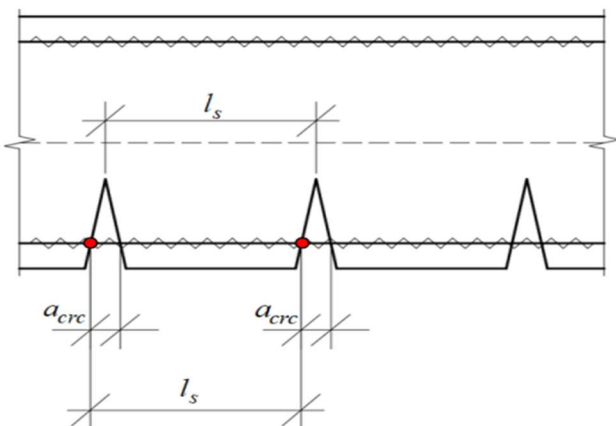
$$M_{crc} = P(r \pm e_{0p}) + W_{pl}R_{bt,ser}$$

знак “+” ставится при противоположном направлении вращения моментов Pe и внешнего изгибающего момента M , знак “-” при совпадающем.

При изготовлении, монтаже и перевозке ПН элементов из-за усилия обжатия и собственного веса в верхней зоне могут возникнуть растягивающие усилия и трещины. Необходима проверка на их образование, но сжатая и растянутая грани меняются

местами. **Раскрытие трещин:** должно выполняться условие $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$, где $a_{crc,ult} = 0,2 \div 0,4$ мм – предельно допустимая ширина, в зависимости от вида арматуры, условия эксплуатации.

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi \frac{\sigma_s l_s}{E_s}$$



φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки (1,0 при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 при продолжительном)
 φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры (0,5 для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 для гладкой арматуры)
 φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения (1,0 для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 для растянутых элементов)

ψ_s – учитывает неравномерное распределения напряжений в арматуре на участке м/у

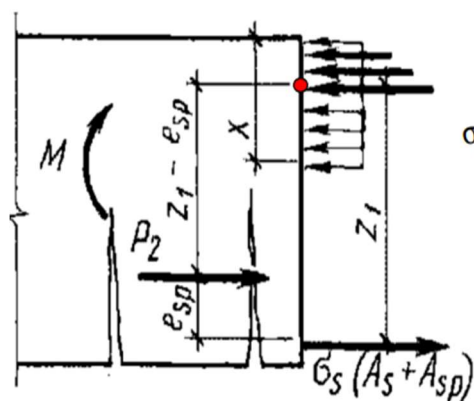
трещинами
$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M}$$

$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s$ l_s – базовое расстояние между трещинами $10d \leq l_s \leq 40d, \quad 100 \leq l_s \leq 400$

, где A_{bt} – площадь растянутой зоны. $A_{bt} = b(h-x)$

σ_s – напряжение в растянутой арматуре изгибаемого ПН элемента.

Для нахождения рассматривается следующая модель: бетон растянутой зоны не учитывается, эпюра в бетоне сжатой зоны криволинейная.



$$M = \sigma_s (A_s + A_{sp}) z + P(z - e_{sp})$$

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{z(A_s + A_{sp})} = \frac{M + P e_{sp} - P z}{z(A_s + A_{sp})} \leq (R_{s,ser} - \sigma_{sp})$$

Если нет верхней напрягаемой арматуры

$$e_{sp} = 0 \Rightarrow \sigma_s = \frac{M - P z}{z(A_s + A_{sp})}$$

$$z = 0,7 h_0$$

Расчет ж/б элементов следует производить **по продолжительному и непродолжительному раскрытию трещин.**

Ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = a_{crc1}$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин $a_{crc,ult} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}$

a_{crc1} – от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок $\varphi_1 = 1,4$

a_{crc2} – от непродолжительного действия всех нагрузок $\varphi_1 = 1,0$

a_{crc3} – от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок $\varphi_1 =$

1,0

27. Последовательность изменения предварительного напряжения в центрально растянутых и изгибаемых элементах

Центрально растянутые элементы. При изготовлении элемента арматуру натягивают до начального контролируемого напряжения на упоры форм, производят бетонирование, тепловую обработку и выдерживают в форме до приобретения бетоном необходимой передаточной прочности. В этом состоянии произошли первые потери в основной их части. Затем при освобождении с упоров форм и отпуске натяжения арматуры благодаря сцеплению материалов создается обжатие бетона, развиваются деформации быстронатекающей ползучести и происходят потери.

С течением времени происходят вторые потери, соответственно уменьшаются и упругие напряжения в бетоне.

После загрузки элемента при постепенном увеличении внешней нагрузки напряжения в бетоне от предварительного обжатия погашаются.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к появлению в бетоне предельных растягивающих напряжений.

Изгибаемые элементы. При натяжении на упоры форм верхнюю и нижнюю арматуру натягивают на величину начальных контролируемых напряжений. После бетонирования и твердения в процессе тепловой обработки происходит основная часть первых потерь предварительных напряжений в арматуре. После приобретения бетоном необходимой прочности арматура освобождается с упоров форм и обжимает бетон; предварительные напряжения в арматуре в результате быстронатекающей ползучести и упругого обжатия бетона уменьшаются. При этом вследствие несимметричного армирования и внецентренного обжатия элемент получает выгиб. С течением времени происходят вторые потери напряжений арматуры. После загрузки внешней нагрузкой погашаются напряжения обжатия в бетоне.

При увеличении нагрузки напряжения в бетоне растянутой зоны достигают предельных R_{bt} . Это и будет концом напряженно-деформированного состояния при изгибе. При изгибе, как и при растяжении, перед образованием трещин напряжение в растянутой арматуре превышает соответствующее напряжение в арматуре элементов без предварительного напряжения. Этим и определяется значительно более высокое сопротивление образованию трещин при изгибе предварительно напряженных элементов. При увеличении нагрузки в растянутой зоне появляются трещины, наступает стадия напряженно-деформированного состояния. С дальнейшим увеличением нагрузки растягивающие напряжения в арматуре и бетоне достигают предельных, происходит разрушение. Напрягаемая арматура площадью сечения A_{sp} , расположенная в зоне, сжатой от действия внешней нагрузки, деформируется совместно с бетоном сжатой зоны, при этом предварительные растягивающие напряжения в ней уменьшаются.

28. Расчет и конструирование преднапряженной фермы покрытия

Расчет опорного узла:

1. Расчет прочности по линии АВ (отрыв) $\sum X = 0$;

$$N_p = N_{sp} + N_s + N_{sw} \operatorname{ctg}(\alpha)$$

$$A_{sw} = \frac{N_p - N_{sp} - N_s}{R_{sw} \operatorname{ctg} \alpha}, \text{ где } N_{sp} = R_s A_{sp} \frac{l_1}{l_{an}};$$

$$N_s = R_s A_s \frac{l_1}{l_{an}}$$

2. Расчет прочности по линии АС (изгиб) $\sum M_c = 0$

$$Q(l_2 + a) \leq N_{sw} \frac{l_2 - 10}{2} + N_s \left(h_{0s} - \frac{x}{2} \right) +$$

$$N_{sp} \left(h_{0p} - \frac{x}{2} \right), \text{ где } x = \frac{N_s + N_{sp}}{R_b b}$$

Общие положения по расчету фермы

1. Определение действующих нагрузок:

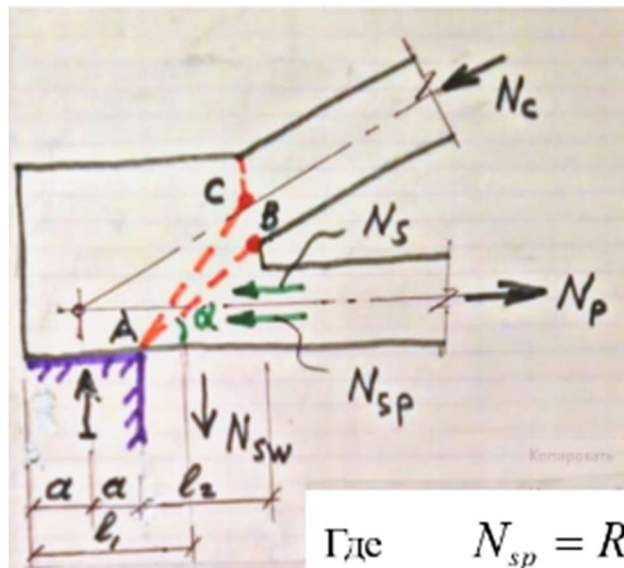
• Постоянных и Временных

2. Расчетная схема – статически-определимая система за счет введения в узлы шарниров (учет влияния жестких узлов незначительно влияет на усилия в элементах фермы, в пределах точности инженерных расчетов).
3. Нагрузки на фермы за счет подбора ширины плит приложены в узлах фермы, это приводит к тому, что все элементы фермы либо растянуты, либо сжаты. (плиты преимущественно дб оперты на узлы)
4. Усилия в элементах фермы определяются одним из методов строительной механики (чаще всего графическим методом, построением диаграммы Максвелла-Кремоны).
5. Усилия сводятся в таблицу, по которой устанавливаются наиболее невыгодные сочетания, на которые и производят расчет элементов фермы: нижний пояс – на растяжение, верхний – на внецентренное сжатие, решетка – на сжатие и растяжение. По расчету в нижнем поясе устанавливается напрягаемая арматура.
6. Расчет по I группе предельных состояний ведется для стадий: изготовления, транспортировки, монтажа и эксплуатации. Расчет по II группе предельных состояний ведется только для стадии эксплуатации.

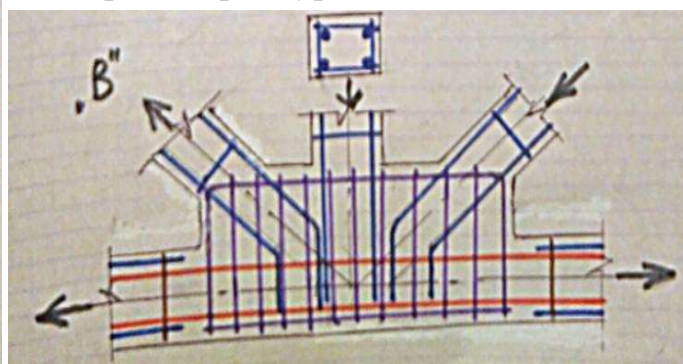
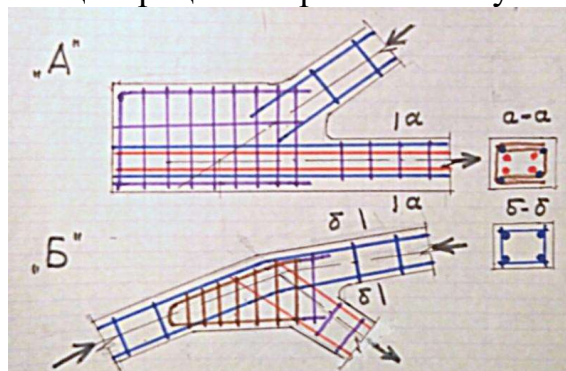
Примечания:

1. При узловой передаче нагрузки верхний пояс рассчитывается как многопролетная неразрезная балка ломаного очертания, опорами которой являются узлы.
2. Безраскосные фермы рассчитываются как многопролетные статически неопределимые рамы с помощью ЭВМ или по специальным таблицам единичных усилий.

При конструировании предусматриваются уширения в узлах (вуты): уменьшение концентрации напряжения и лучшая анкеровка арматуры.



Где $N_{sp} = R$

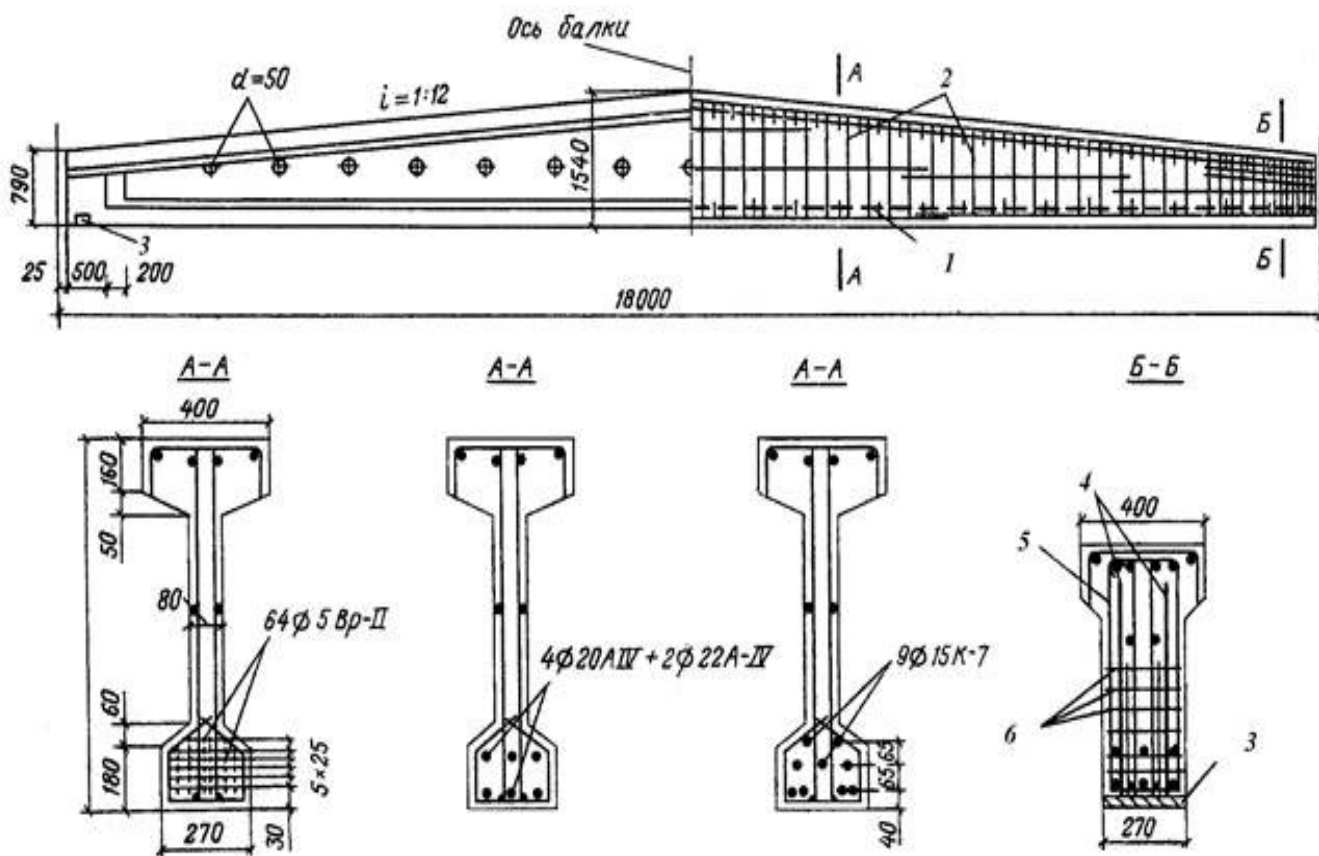


29. Расчет и конструирование сплошной двухскатной балки покрытия

1. Действующие нагрузки:

- Постоянные (кровельный ковер, плиты покрытия, собственный вес балки);
 - Временные (снег – длит., кратковременная, подвесной транспорт).
2. Расчетная схема – простая балка на двух опорах.
 3. Определяем усилия (M , Q) и наиболее опасные сечения.
 4. Для двускатной балки $M - 0,37L$ от опоры.
 5. По M определяем A_s арматуры, по Q – диаметр и шаг поперечной арматуры.
 6. Расчет по I группе предельных состояний ведется для стадий: изготовления, транспортировки, монтажа и эксплуатации.
 7. Расчет по II группе предельных состояний ведется только для стадии эксплуатации.

Армирование: По нижнему поясу пп арматурой: Проволоки Вр1200/ Вр1400; Стержневая арматура А540/А600; Канаты К1400/К1500. Верхний пояс армируется обычной арматурой: А400/А500/А500С. Стенка армируется каркасами.

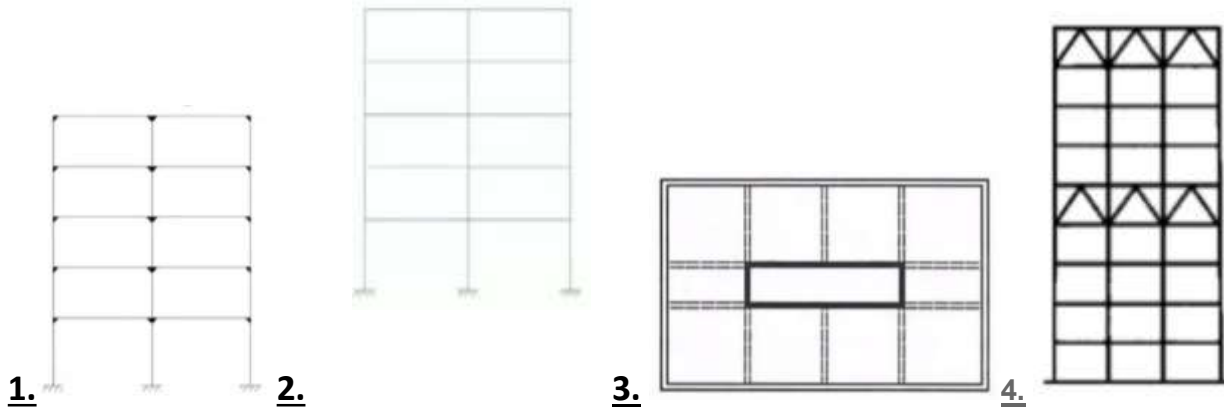


30. Многоэтажные железобетонные здания. Классификация по конструктивным схемам.

По этажности делят на: 1) 16 эт, 50м 2)25 эт, 75м 3)40 эт, 120м 4) все, что выше

По конструктивной схеме:

1. Рамно-каркасная (жесткие узлы сопряжения ригелей и колонн создают диски жесткости, обеспечивающие пространственную устойчивость)
2. Каркасная с безбалочными плитами перекрытия (плиты перекрытия опираются непосредственно на колонны, пространственная жесткость обеспечивается жесткими дисками перекрытия и установкой диафрагм жесткости- стенки между колоннами для избегания крутящих моментов и обеспечения жесткости. Пространственная система диафрагм- ядро или ствол жесткости)
3. Каркасно-ствольная система (имеет ствол жесткости, обеспечивающий боковую жесткость здания, например, лифтовая шахта)
4. Каркасная с решетчатыми горизонтальными диафрагмами в виде ферм
5. Многосекционная, коробчатая (выполняется из отдельных секций по коробчатой системе)
6. Бескаркасные здания (с несущими наружными или внутренними стенами)
7. Здания из объемных блоков на комнату или квартиру



31. Основы расчета многоэтажных железобетонных зданий рамной системы.

Рамная система имеет все жесткие узлы, а все вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимает ж/б каркас.

1. Назначаются предварительные размеры сечения ригеля и колонн.
- $$h_0 = h_{\text{ригеля}} = 1,8 \sqrt{\frac{M}{R_b b}} \quad \left. \begin{array}{l} M = (0,6 \div 0,7) M_c \\ M_c = \frac{q b^2}{6} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{Параметры приняты с учетом} \\ \text{перераспределения усилий.} \\ b_k \times h_k = \frac{(1,2 \div 1,5)}{R_b} \end{array}$$

2. По результатам предварительного подбора сечения производят их унификацию. Подсчитывают погонную жесткость стоек и ригеля (i_p, i_c). Погонная жесткость - жесткость сечения деленная на длину элемента.

3. Если пролеты равны или отличаются не более чем на 20%, а высота этажей и ярусная нагрузка одинаковы, все узлы стоек получают равные углы поворота и узловы моменты. Таким образом многоэтажная рама мб расчленена на ряд одноэтажных.

4. Изгибающие моменты в стойках определяют как разность опорных моментов ригелей в узлах путем распределения ее пропорционально погонным жесткостям стоек.

5. Выполняется перераспределение усилий в целях экономии арматуры (с опорных сечений момент распределяют в пролетные, что экономит до 20%). При расчете на горизонтальную ветровую нагрузку, распределенную нагрузку заменяют сосредоточенной силой в узлах.

$$Q_i = \sum W_i \quad \text{- сумма сосредоточенных сил с вышележащих этажей}$$

Усилие в колонне

$$Q_{col} = \frac{Q_i B_i}{\sum B} \quad \begin{array}{l} B_i \text{ - жесткость стойки} \\ \sum B \text{ - суммарная жесткость всех стоек яруса} \end{array}$$

Момент на этаже кроме первого

Момент на первом этаже

$$M = \frac{Q_{col} h}{2} \quad h \text{ - высота этажа} \quad M_c = \frac{Q_{col} h}{3} \quad M_n = \frac{2 Q_{col} h}{3}$$

6. По полученным усилиям производится перерасчет сечения ригеля и колонны, подбирается рабочая арматура. В сечении колонны меняем только армирование (в целях унификации). В связи с чем рамные конструкции ограничиваются 16-ю этажами, так как при более высоких этажах имеет место переармирование и сечение ригеля и колонны не может быть постоянным. Предельное армирование колонны – 3%.