

МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Промышленное и гражданское строительство»

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

*Методические рекомендации к практическим занятиям
для студентов специальности
7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений»
дневной и заочной форм обучения*

Часть 3



Могилев 2026

УДК 624.012.45
ББК 38.5
Ж51

Рекомендовано к изданию
учебно-методическим отделом
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Промышленное и гражданское строительство»
«27» марта 2026 г., протокол № 9

Составители: ст. преподаватель Е. С. Хмельницкий;
ассистент Ю. Н. Котов

Рецензент ст. преподаватель Н. В. Курочкин

Методические рекомендации к практическим занятиям по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции» предназначены для студентов
специальности 7-07-0732-01 «Строительство зданий и сооружений» дневной и
заочной форм обучения. Даны теоретические сведения и представлены примеры
расчета элементов и конструкций.

Учебное издание

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Часть 3

Ответственный за выпуск	С. В. Данилов
Корректор	И. В. Голубцова
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 56 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования
«Белорусско-Российский университет».
Свидетельство о государственной регистрации издателя,
изготовителя, распространителя печатных изданий
№ 1/156 от 07.03.2019.
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский
университет, 2026

Содержание

Введение.....	4
1 Практическое занятие № 1. Компоновка конструктивной схемы одноэтажного промышленного здания	5
2 Практическое занятие № 2. Сбор нагрузок на поперечную раму одноэтажного промышленного здания.....	7
3 Практическое занятие № 3. Статический расчет поперечной рамы одноэтажного промышленного здания	14
4 Практическое занятие № 4. Особенности расчета предварительно напряженных конструкций.....	15
5 Практическое занятие № 5. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: сегментной фермы.....	19
6 Практическое занятие № 6. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: фермы с параллельными поясами.....	21
7 Практическое занятие № 7. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: безраскосной фермы.....	23
8 Практическое занятие № 8. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: двускатной балки.....	25
9 Практическое занятие № 9. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: балки с параллельными поясами.....	27
10 Практическое занятие № 10. Расчет и конструирование внецентренно-нагруженных сплошных колонн.....	30
11 Практическое занятие № 11. Расчет и конструирование внецентренно-нагруженных двухветвевых колонн.....	33
12 Практическое занятие № 12. Расчет и конструирование внецентренно-нагруженного фундамента под колонну.....	36
13 Практическое занятие № 13. Расчет и конструирование каменных конструкций по двум группам предельных состояний.....	39
14 Практическое занятие № 14. Расчет и конструирование каменных конструкций по двум группам предельных состояний: предельным состояниям эксплуатационной пригодности.....	42
15 Практическое занятие № 15. Расчет и конструирование армокаменных конструкций.....	43
Список литературы.....	46

Введение

Методические рекомендации разработаны в соответствии с требованиями действующих ТНПА по проектированию железобетонных, каменных и армокаменных конструкций.

Методические рекомендации предназначены для студентов специальности 7-07-0732-01-1 «Строительство зданий и сооружений» всех форм обучения для решения задач на практических занятиях с целью приобретения навыков практических расчетов и конструирования различных конструкций и узлов. Также могут быть полезны студентам строительного факультета при выполнении расчетно-конструктивного раздела дипломного проекта.

При использовании данных методических рекомендаций в процессе решения задач студентам целесообразно руководствоваться прежде всего положениями действующих ТНПА, обращая внимание на изменения к ним (при наличии изменений).

Методические рекомендации способствуют закреплению теоретических знаний, полученных в ходе изучения дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции», при изучении которой уделяется особое внимание действительной работе конструкций под нагрузкой.

1 Практическое занятие № 1. Компонировка конструктивной схемы одноэтажного промышленного здания

1.1 Теоретические сведения

Компировка конструктивной схемы одноэтажного промышленного здания заключается в разработке объемно-планировочного решения и выборе взаимного расположения несущих элементов (колонн, ферм, подкрановых балок, связей) для обеспечения жесткости, устойчивости и технологической гибкости сооружения. Исходными данными служат ширина пролета L , шаг колонн B , высота до низа несущих конструкций H и грузоподъемность мостовых или подвесных кранов.

Типовые параметры:

- пролеты: 12, 18, 24, 30, 36 м;
- шаг колонн: 6 или 12 м (для крайних рядов часто сохраняют 6 м для упрощения крепления стеновых панелей);
- высота: от 4,8 до 18 м (кратно 1,2 м).

В одноэтажных промзданиях преобладает каркасная схема, где все горизонтальные и вертикальные нагрузки воспринимает железобетонный остов.

Поперечная рама (колонны + ригель/ферма) работает на вертикальные нагрузки от кранов и покрытия.

Продольный каркас обеспечивается подкрановыми балками, распорками и системой связей.

Здания делятся на бескрановые, с подвесным оборудованием и с мостовыми кранами. Для крановых режимов обязательна жесткая привязка подкранового пути (ось рельса смещена от оси колонны на 250, 500 или 750 мм в зависимости от грузоподъемности).

Для компенсации температурных деформаций и усадки бетона здание разрезают на температурные блоки. Продольные швы устраивают через 72 м (в отапливаемых) или 48 м (в неотапливаемых зданиях).

Основными вертикальными связями являются связи по колоннам. Эти связи предусматриваются для восприятия горизонтальных сил, действующих в плоскости продольной рамы здания (тормозные усилия от мостовых кранов, ветровое воздействие, действующее на торец здания). Вертикальные связи по колоннам обычно выполняют из металлических уголков, которые привариваются к закладным деталям колонн. При шаге колонн 12 м применяют порталные связи, а при шаге 6 м – преимущественно крестовые. Связи по колоннам устанавливают ниже уровня подкрановых балок в середине температурного блока. В уровне верха всех колонн ставятся временные или постоянные распорки из металлического проката.

Привязка колонн крайних рядов к продольным разбивочным осям принимается:

- 1) «нулевой» – в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно, шаге колонн 6 м и высоте до низа стропильных

конструкций $H \leq 14,4$ м;

2) «250 мм» – при шаге колонн 6 м в зданиях с мостовыми кранами более 30 т и $H > 14,4$ м;

3) «250 мм» – при шаге колонн 12 м во всех случаях;

4) «500 мм» – при специальном обосновании.

1.2 Пример расчета

Исходные данные: здание длиной 108 м, пролетом 36 м, оборудованное двумя мостовыми кранами грузоподъемностью 125 т (отметка головки кранового рельса +13,000).

1 Выбор сетки колонн и разбивочных осей. Назначаем шаг колонн в продольном направлении – 12 м, а в поперечном (пролет) – 36 м. Это даёт сетку 36×12 м. В зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью > 30 т для колонн крайних рядов часто применяют «привязку 250 мм» (внешняя грань колонны смещена от координационной оси на 250 мм), а для средних рядов – симметричное расположение оси по центру сечения колонны.

2 Определение вертикальных размеров поперечной рамы. Сначала от отметки чистого пола до головки кранового рельса назначаем $H_1 = 13,0$ м.

Минимальная высота от головки рельса до низа стропильной конструкции $H_2 = (H_c + 100) + a$.

При высоте крана $H_c = 2,75$ м и запасе на прогиб $a = 0,4$ м получаем $H_2 \approx 3,25$ м.

Полная высота цеха до низа ригеля $H = H_1 + H_2 = 16,25$ м (кратно 0,3 м).

Высота надкрановой части колонны $l_2 = h_{нб} + h_p + H_2 = 1,2 + 0,15 + 3,25 = 4,6$ м. Высота подкрановой части $l_1 = H + h_b - l_2 \approx 12,45$ м, общая высота колонны составляет 17,05 м.

3 Конструкция покрытия и разрезка на температурные блоки. Поскольку длина здания 108 м превышает предельную длину температурного блока (для отапливаемых зданий 72 м), необходимо устройство температурного шва. Разрезаем здание на два блока по 54 м с помощью парных колонн на линии шва. Ригель принимаем в виде стропильной фермы с уклоном кровли 1,5 % и высотой на опоре 2,75 м.

4 Обеспечение пространственной жесткости. Для совместной работы всех элементов в каркасе предусматривают систему связей.

Поперечная устойчивость: обеспечивается жестким защемлением колонн в фундаменте и конструкцией поперечной рамы.

Продольная устойчивость: создается вертикальными связями (например, крестового типа) между колоннами по центру каждого температурного блока.

Горизонтальный диск: образуется плитами покрытия, приваренными к фермам, и горизонтальными связями по поясам ферм.

1.3 Индивидуальное задание

1 Выполнить компоновку конструктивной схемы одноэтажного однопролетного промышленного здания длиной 96 м, пролетом 24 м, оборудованного двумя мостовыми кранами грузоподъемностью 80 т (отметка головки кранового рельса +9,000).

2 Выполнить компоновку конструктивной схемы одноэтажного двухпролетного промышленного здания длиной 72 м, пролетом 30 м, оборудованного четырьмя мостовыми кранами грузоподъемностью 50 т (отметка головки кранового рельса +14,000).

2 Практическое занятие № 2. Сбор нагрузок на поперечную раму одноэтажного промышленного здания

2.1 Теоретические сведения

Поперечная рама является основной несущей конструкцией одноэтажного промышленного здания. Сбор нагрузок выполняется для определения усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил) в стойках и ригеле.

Постоянная нагрузка складывается из нагрузки на ригель и нагрузки на колонну. Постоянная нагрузка от покрытия включает вес кровли, утеплителя, стяжки и несущих конструкций (ферм/балок). Постоянная нагрузка от стенового ограждения передается на раму через фундаментные балки. Учитывается вес стеновых панелей, остекления и переплетов. Собственный вес ригеля (фермы/балки) и колонн задается ориентировочно или вычисляется по геометрическим размерам.

Снеговая нагрузка зависит от климатического района строительства.

Крановая нагрузка учитывается для зданий с мостовыми кранами. Вертикальное давление от колес крана передается на подкрановую балку, а затем на колонну.

Ветровая нагрузка носит динамический характер. Она действует в форме давления на внешние поверхности наружного ограждения зданий, а вследствие его проницаемости также и на внутренние поверхности.

2.2 Пример расчета

Снеговая нагрузка.

Согласно СН 2.01.04–2019 [4] для постоянных/переходных расчетных ситуаций характеристические снеговые нагрузки на покрытия следует определять по формуле

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k, \quad (2.1)$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок, допускается принимать $\mu_i = \mu_1 = 0,8$ [4, таблица 5.2];

s_k – характеристическое значение снеговых нагрузок на грунт [4, таблица НП.1], согласно г. Гродно $s_k = 1,35 \text{ кПа}$;

C_e – коэффициент окружающей среды, допускается принимать $C_e = 1$ [4, таблица НП.1];

C_t – температурный коэффициент, допускается принимать $C_t = 1$ [4, таблица НП.1].

Расчетное погонное равномерно распределенное воздействие от снега на ригель рамы

$$q_s = s \cdot \gamma_Q \cdot B, \quad (2.2)$$

где γ_Q – частный коэффициент для снегового воздействия ($\gamma_Q = 1,6$ при отношении характеристического значения снегового воздействия к полному значению воздействия на элемент конструкции, включая воздействие от его собственного веса (более 0,5); $\gamma_Q = 1,5$ – в других случаях [2]);

B – шаг ферм и колонн.

$$\gamma_Q = \frac{S}{\sum (G_k + 0,5) + S},$$

$$\gamma_Q = \frac{1,08}{(2,9 + 0,5) + 1,08} = 0,24 < 0,5, \text{ значит, } \gamma_Q = 1,5.$$

В соответствии с [4, п. 6.2] при наличии на покрытии выступающих частей и заграждений схема распределения снегового воздействия представлена на рисунке 2.1.

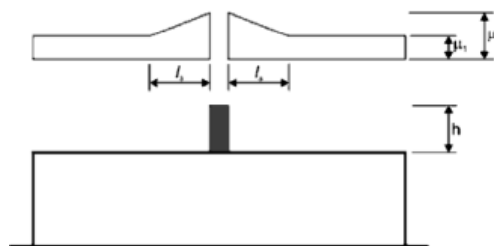


Рисунок 2.1 – Коэффициенты формы снеговых воздействий на покрытиях с выступающими частями и заграждениями

Коэффициент формы снеговых воздействий $\mu_1 = 0,8$. Тогда μ_2 определяется по формуле

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{s_k}, \quad (2.3)$$

где γ – удельный вес снега, допускается принимать $\gamma = 2 \text{ кН/м}^3$ [4];
 h – высота парапета, м.

$$\mu_2 = \frac{2 \cdot 0,6}{1,35} = 0,8.$$

Значение коэффициента формы снеговых воздействий μ_2 должно быть в пределах $0,8 \leq \mu_2 \leq 2$ [4].

Значение l_s допускается принять равным $2h$, но в пределах $2 \text{ м} \leq l_s \leq 6 \text{ м}$ [4].

Снеговое воздействие на покрытие у парапета вычисляется по формуле

$$s_1 = \mu_2 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k. \quad (2.4)$$

$$s_1 = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,35 = 1,08 \text{ кПа.}$$

Таким образом, расчетное погонное равномерно распределенное воздействие от снега на ригель рамы у парапета

$$q_{s1} = s_1 \cdot \gamma_Q \cdot B, \quad (2.5)$$

$$q_{сн,d} = 1,5 \cdot 1,08 \cdot 12 = 19,44 \text{ кН/м.}$$

Ветровая нагрузка.

В соответствии с СН 2.01.05–2019 [5] ветровые воздействия переменны во времени. Они действуют в форме давления на внешние поверхности наружного ограждения зданий, а вследствие его проницаемости также и на внутренние поверхности.

Базовое значение скорости ветра рассчитывается по формуле

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}, \quad (2.6)$$

где v_b – базовая скорость ветра, определяемая как функция направления ветра и времени года, на высоте 10 м над уровнем земли для типа местности II;

$v_{b,0}$ – основное значение базовой скорости ветра [6, таблица НП.1],

$$v_{b,0} = 23 \text{ м/с};$$

c_{dir} – коэффициент, учитывающий направление ветра, $c_{dir} = 1$ согласно [5, таблица НП.1];

c_{season} – сезонный коэффициент, $c_{season} = 1$ согласно [6, таблица НП.2].

$$v_b = 1 \cdot 1 \cdot 23 = 23 \text{ м/с.}$$

Средняя скорость ветра $v_m(z)$ на высоте z над уровнем земли, зависящая от шероховатости местности, орографии и базового значения скорости ветра v_b , вычисляется по формуле

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b, \quad (2.7)$$

где $c_r(z)$ – коэффициент, учитывающий тип местности;

$c_0(z)$ – орографический коэффициент [6, таблица НП.1].

Значение коэффициента $c_r(z)$ при $z_{\min} \leq z < z_{\max}$ определяется по формуле

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right), \quad (2.8)$$

где z – базовая высота для скоростного напора, принимается равной высоте до верхней отметки;

z_0 – параметр шероховатости [6, таблица 4.1], $z_0 = 2$;

k_r – коэффициент местности, зависит от параметра шероховатости поверхности z_0 и находится по формуле

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,\Pi}}\right)^{0,07}, \quad (2.9)$$

где $z_{0,\Pi}$ принимается согласно [5, таблица 4.1], $z_{0,\Pi} = 0,05$ для типа местности II.

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{2}{0,05}\right)^{0,07} = 0,25;$$

$$c_r(z) = 0,25 \cdot \ln\left(\frac{0,7}{2}\right) = 0,26;$$

$$v_m(z) = 0,23 + 1 + 0,26 = 1,49 \text{ м/с}.$$

Интенсивность турбулентности $l_v(z)$ на высоте z определяется по формуле

$$l_v(z) = \frac{k_i}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}, \quad (2.10)$$

где k_i – коэффициент турбулентности, $k_i = 1$ согласно [5, таблица НП.1].

$$l_v(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{18,6}{2}\right)} = 0,95.$$

Влияниями орографии можно пренебречь, если средний уклон местности с наветренной стороны менее 3° .

Пиковое значение скоростного напора $q_p(z)$ на высоте z определяется по формуле

$$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot l_v(z)\right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z), \quad (2.11)$$

где ρ – плотность воздуха, $\rho = 1,25 \text{ кг/м}^3$ согласно [6, таблица НП.1].

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,95] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 1,49^2 = 8,49.$$

Ветровое давление w_e , действующее на внешние поверхности конструкций здания, рассчитывается по формуле

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \quad (2.12)$$

где $q_p(z_e)$ – пиковое значение скоростного напора ветра, можно принять, что $q_p(z_e) = q_p(z)$;

z_e – базовая высота для внешнего давления;

c_{pe} – аэродинамический коэффициент внешнего давления [5, таблица 7.1].

Ветровое давление w_i , действующее на внутренние поверхности конструкций здания, вычисляется по формуле

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi}, \quad (2.13)$$

где $q_p(z_i)$ – пиковое значение скоростного напора ветра;

z_i – базовая высота для внутреннего давления;

c_{pi} – аэродинамический коэффициент внутреннего давления.

Коэффициенты наружного давления c_{pe} для зданий и его частей зависят от размера загруженной площади A , которая является площадью конструкции, создающей ветровое воздействие в рассчитываемом сечении.

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log A,$$

где $A = 12 \cdot 18,6 = 223,2 \text{ м}^2$.

Для наветренных стен прямоугольных в плане зданий наружные давления по высоте здания при $h \leq b$ определяются по рисунку 2.2.

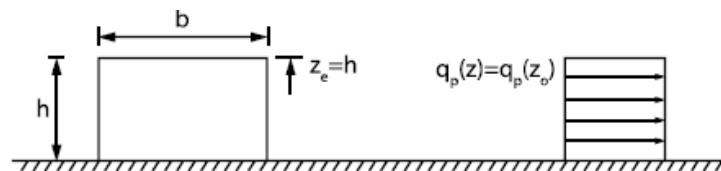


Рисунок 2.2 – К расчету ветровых воздействий для зданий при $h \leq b$

Схема здания и распределение ветровых нагрузок, согласно [6], представлены на рисунке 2.3.

Коэффициенты наружного давления $c_{pe,10}$ и $c_{pe,1}$ для зон А–Е представлены в таблице 2.1.

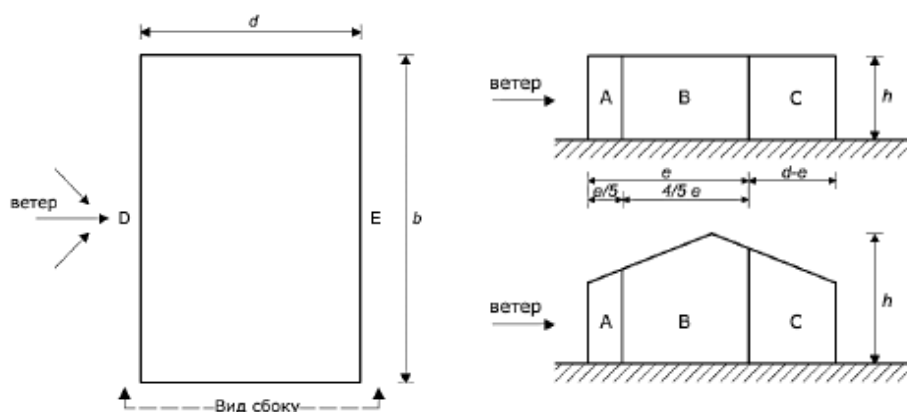


Рисунок 2.3 – Схема здания для расчета ветрового воздействия

Таблица 2.1 – Коэффициенты наружного давления $c_{pe,10}$ и $c_{pe,1}$

Зона	<i>A</i>		<i>B</i>		<i>C</i>		<i>D</i>		<i>E</i>	
h / d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	−1,2	−1,4	−0,8	−1,1	−0,5		+0,8	+1,0	−0,7	
1	−1,2	−1,4	−0,8	−1,1	−0,5		+0,8	+1,0	−0,5	
$\leq 0,25$	−1,2	−1,4	−0,8	−1,1	−0,5		+0,7	+1,0	−0,5	

Рассматриваются только зоны *D* и *E*.

Учет ветрового давления, приложенного к внутренним поверхностям конструкций зданий, выполняется с использованием аэродинамического коэффициента внутреннего давления c_{pi} , который, в случае невозможности определения приемлемого параметра проницаемости наружного ограждения или в случае невозможности расчета, принимает самое неблагоприятное значение из +0,2 и −0,3. При этом для $c_{pe} < 0$ принимается суммарное значение ($c_{pe} + c_{pi}$), для $c_{pe} > 0$ в расчетах учитывается величина аэродинамического коэффициента внешнего давления c_{pe} .

Значение ветрового воздействия для средней рамы q_w при учете самого неблагоприятного сочетания при одновременном воздействии внешнего и внутреннего давления определяется по формуле

$$q_w = c_s c_d \cdot q_p(z) \cdot B \cdot \gamma_Q, \quad (2.14)$$

где $c_s c_d$ – конструкционный коэффициент, допускается принимать $c_s c_d = 1$ [6];

γ_Q – частный коэффициент, $\gamma_Q = 1,5$ [2].

Схема характерных зон для расчета ветрового воздействия на плоские покрытия, имеющие уклон менее $\pm 5^\circ$, представлена на рисунке 2.4.

Значения аэродинамических коэффициентов для покрытия представлены в таблице 2.2.

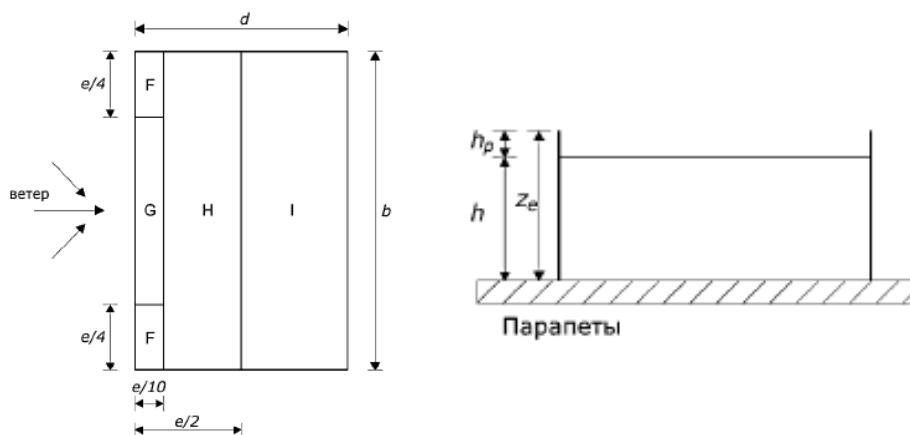


Рисунок 2.4 – Схема характерных зон для расчета ветрового воздействия на плоские покрытия ($e = b$ или $2h$, принимается меньшее значение)

Таблица 2.2 – Значения аэродинамических коэффициентов для покрытия

Покрытие с парапетом	Зона							
	<i>F</i>		<i>G</i>		<i>H</i>		<i>I</i>	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
$h_p/h = 0,1$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

$$c_{pe,1D} = 1; c_{pe,10D} = 0,8;$$

$$c_{pe,1E} = -0,5; c_{pe,10E} = -0,5;$$

$$c_{pe,D} = 1 - (1 - 0,8) \cdot \log 223,2 = 0,53;$$

$$c_{pe,E} = -0,5 - (-0,5 - (-0,5)) \cdot \log 223,2 = -0,5;$$

$$w_{e,D} = q_p(z) \cdot c_{pe,D} = 8,49 \cdot 0,53 = 4,43 \text{ Па};$$

$$w_{e,E} = q_p(z) \cdot c_{pe,E} = 8,49 \cdot (-0,5) = -4,175 \text{ Па}.$$

Характеристические значения

$$q_{w,D,k} = w_{e,D} \cdot 12 = 4,43 \cdot 12 = 53,16 \text{ Н/м};$$

$$q_{w,E,k} = w_{e,E} \cdot 12 = -4,175 \cdot 12 = -50,1 \text{ Н/м}.$$

2.3 Индивидуальное задание

Собрать снеговую и ветровую нагрузку на поперечную раму одноэтажного промышленного здания, построенного в городе Могилеве и скомпонованного в практической работе № 1.

3 Практическое занятие № 3. Статический расчет поперечной рамы одноэтажного промышленного здания

3.1 Теоретические сведения

На поперечную раму производственного здания действуют нагрузки: постоянные – от веса ограждающих и несущих конструкций здания; переменные – снеговые, ветровые и воздействия от кранового оборудования.

Сбор воздействий должен выполняться в соответствии с действующими ТНПА.

Рама рассчитывается обычными методами строительной механики (методами сил, перемещений) с учетом действительной работы каркаса, представляющего пространственную систему, и с принятием некоторых упрощений, не приводящим к большим погрешностям.

Рассматриваются следующие загрузки поперечной рамы:

- постоянное воздействие;
- снеговое воздействие на ригель рамы в двух вариантах;
- вертикальное давление от нагруженного крана $\sum Q_{r,\max}$ и $\sum Q_{r,(\max)}$ на колонну;
- вертикальное давление от нагруженного крана $\sum Q_{r,\max}$ и $\sum Q_{r,(\max)}$ на противоположную колонну;
- вертикальное давление от ненагруженного крана $\sum Q_{r,\min}$ и $\sum Q_{r,(\min)}$ на колонну;
- вертикальное давление от ненагруженного крана $\sum Q_{r,\min}$ и $\sum Q_{r,(\min)}$ на противоположную колонну;
- горизонтальная крановая сила T_1 и T_2 на колонну;
- горизонтальная крановая сила T_1 и T_2 на противоположную колонну;
- ветровая нагрузка, включающая воздействия ветра на вертикальные стены и покрытие в характерных зонах слева;
- ветровая нагрузка, включающая воздействия ветра на вертикальные стены и покрытие в характерных зонах справа.

Статический расчет рамы выполняется для каждого нагружения. Далее вычисляются значения усилий M , Q и N в расчетных сечениях левой либо правой стойки. Результаты расчета сводятся в таблицу. В результате статического расчета поперечной рамы на различные нагружения определяются усилия в

расчетных сечениях.

Нагрузка на расчетной схеме задается в последовательных нагружениях.

В первом нагружении прикладываются постоянные воздействия; в последующих – снеговые, ветровые и крановые.

В настоящее время значительная часть расчетов при проектировании строительных конструкций выполняется при помощи программных комплексов. Существуют сотни программных продуктов, имеющих специализированное либо универсальное назначение, рынок которых развивается непрерывно и динамически. Так, например, к таким программным комплексам можно отнести Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Лира-Сапр, Real Steel, Advance Steel и многие другие.

Autodesk Robot Structural позволяет производить расчет конструкций, используя различные нормы проектирования. Основными этапами расчета в программных комплексах являются: составление расчетных схем; задание воздействий; генерация расчетных сочетаний усилий (РСУ); подбор сечения.

После создания геометрической схемы рамы и опор переходят к заданию воздействий, действующих на поперечную раму, и выполняют расчет модели. После расчета можно увидеть эпюры усилий, а также просмотреть результаты в табличной форме. Программа предусматривает также подбор сечения элементов рамы и формирует отчет о проверке сечений.

3.2 Индивидуальное задание

Выполнить статический расчет поперечной рамы одноэтажного промышленного здания, скомпонованного в практической работе № 1.

4 Практическое занятие № 4. Особенности расчета предварительно напряженных конструкций

4.1 Теоретические сведения

Предварительно напряжёнными называют железобетонные конструкции, в которых в процессе изготовления искусственно создаются напряжения сжатия в бетоне, а арматура получает предварительное растяжение. Это достигается натяжением арматуры на упоры до твердения бетона или на затвердевший бетон. Основная цель – повысить трещиностойкость и жёсткость конструкций, уменьшить расход арматуры и увеличить перекрываемые пролёты.

При проектировании предварительно напряженных конструкций следует учитывать следующие потери предварительного напряжения:

- кратковременные (технологические) потери в момент времени $t = t_0$, проявляющиеся в процессе напряжения и анкеровки напрягающего элемента и непосредственно после передачи усилия с напрягающего элемента на бетон;
- длительные (эксплуатационные) потери в момент времени $t > t_0$,

проявляющиеся в процессе эксплуатации конструкции.

При проектировании предварительно напряженных конструкций (с натяжением напрягающих элементов на упоры) следует рассматривать кратковременные (технологические) потери порядке их проявления:

- в процессе натяжения: потери от трения напрягающих элементов об огибающие приспособления (при криволинейной трассе проволоки или канатов); потери от деформации анкеров; потери от проскальзывания (втягивания) напрягаемой арматуры в анкерных устройствах; потери от деформации стальной формы;

- до передачи усилия с напрягающего элемента на бетон конструкции: потери от релаксации напряжений в стали в период времени от момента натяжения до момента передачи усилия на бетон; потери от температурного перепада.

Потери от релаксации арматуры и усадки бетона при температурно-влажностной обработке бетона определяют с учетом требований раздела 6 [1];

- в процессе передачи усилия обжатия с напрягающего элемента на бетон: потери, вызванные упругой деформацией бетона.

При проектировании постнапряженных конструкций (с натяжением напрягающих элементов на бетон) учитывают кратковременные (технологические) потери, вызванные:

- трением напрягающих элементов о стенки каналов, об огибающие приспособления или поверхность бетона;

- проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах;

- упругой деформацией бетона (только при последовательном натяжении напрягающих элементов).

4.2 Пример расчета

Определить кратковременные (технологические) потери предварительного напряжения ребристой плиты. Материал плиты – бетон С 35/45. В качестве напрягаемой арматуры – четыре стержня Ø20 класса S800 ($A_{sp}^{np} = 1256 \text{ мм}^2$) по два стержня в каждом ребре.

Нормы по проектированию железобетонных конструкций устанавливают следующие условия назначения величины предварительного напряжения для стержневой арматуры:

$$\begin{aligned}\sigma_{0,\max} &\leq 0,9 \cdot f_{p0,2k} - p; \\ \sigma_{0,\max} &\geq 0,3 \cdot f_{p0,2k} + p,\end{aligned}\tag{4.1}$$

где $\sigma_{0,\max}$ – начальное контролируемое предварительное напряжение арматуры,

$$\sigma_{0,\max} = (0,5...0,9) \cdot f_{pk};\tag{4.2}$$

p – максимально допустимое отклонение значения предварительного напряжения, вызванное технологическими причинами,

$$p = 30 + 360 / l; \quad (4.3)$$

f_{pk} – нормативное сопротивление напрягаемой арматуры (для стали S800 $f_{pk} = 800$ МПа).

$$\sigma_{0,\max} = (0,5 \dots 0,9) \cdot 800 = 400 \dots 720 \text{ МПа};$$

$$p = 30 + 360 / 12 = 60 \text{ МПа}.$$

Условия

$$\sigma_{0,\max} \leq 0,9 \cdot 800 - 60 = 660 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{0,\max} \geq 0,3 \cdot 800 + 60 = 300 \text{ МПа}.$$

Принимаем $\sigma_{0,\max} = 660$ МПа.

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{0,\max} = 1256 \cdot 660 = 828,960 \text{ кН}.$$

Кратковременные потери (технологические потери в момент $t = t_0$).

1 Потери усилия предварительного обжатия от деформаций анкеров

$$\Delta P_A = 0. \quad (4.4)$$

2 Потери усилия предварительного обжатия от деформаций стальной фермы

$$\Delta P_f = 0. \quad (4.5)$$

3 Потери усилия предварительного обжатия от трения напрягающих элементов об огибающее приспособление

$$\Delta P_{\mu(x)_0} = 0. \quad (4.6)$$

4 Потери усилия предварительного обжатия от реакции напряжений в стали

$$\Delta P_{ir} = 0,03 \cdot \sigma_{p,i} \cdot A_p; \quad (4.7)$$

$$\sigma_{p,i} = \sigma_{0,\max} - \Delta \sigma_{\mu(x)_0} - \Delta \sigma_A - \Delta \sigma_f = 660 \text{ МПа};$$

$$\Delta P_{ir} = 0,03 \cdot 660 \cdot 1256 = 24,87 \text{ кН}.$$

5 Потери усилия предварительного обжатия от температурного перепада

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25 \cdot \Delta T \cdot A_p; \quad (4.8)$$

$$\Delta T = 65 \text{ }^{\circ}\text{C};$$

$$\Delta P_T = 1,25 \cdot 65 \cdot 1256 = 102,06 \text{ кН.}$$

6 Потери усилия предварительного обжатия, вызванные упругой деформацией бетона при передаче обжатия,

$$\Delta P_{c,el} = \alpha_p \cdot \rho_p \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_{red}}{I_{red}} \right) \cdot P_{oc}; \quad (4.9)$$

$$\alpha_p = E_p / E_{cm} = 2 \cdot 10^{11} / 2,9 \cdot 10^{10} = 6,9;$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{1256 \cdot 10^{-6}}{0,217} = 0,0058;$$

$$A_c = A_{red} - \alpha_p \cdot A_{sp} = 0,2257 - 6,9 \cdot 1256 \cdot 10^{-6} = 0,217 \text{ м};$$

$$z_{cp} = y_0 - c = 0,342 - 0,04 = 0,302 \text{ м};$$

$$P_{oc} = (P_{\max} - \Delta P_A - \Delta P_f - \Delta P_{\mu(x)_0} - \Delta P_{\Delta T}) = 828,960 - 102,06 = 726,9 \text{ кН};$$

$$\Delta P_{c,el} = 6,9 \cdot 0,0058 \cdot \left(1 + 0,302^2 \cdot \frac{0,2257}{0,00412} \right) \cdot 726,9 = 174,43 \text{ кН.}$$

Проверяем условие:

$$P_{m0} \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p, \quad (4.10)$$

$$0,75 \cdot 800 \cdot 1256 = 753,6 \text{ кН};$$

$$P_{m0} = (P_{\max} - P_{c,el} - P_{ir} - P_{\mu(x)_0} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A - \Delta P_f), \quad (4.11)$$

$$P_{m0} = (828,960 - 174,43 - 24,87 - 0 - 102,06 - 0 - 0) = 527,6 \text{ кН.}$$

Условие сходится.

4.3 Индивидуальное задание

Определить кратковременные (технологические) потери предварительного напряжения ребристой плиты. Материал плиты – бетон С 20/25. В качестве напрягаемой арматуры – два стержня Ø18 класса S800 ($A = 509 \text{ мм}^2$) по два стержня в каждом ребре.

5 Практическое занятие № 5. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: сегментной фермы

5.1 Теоретические сведения

Сегментные фермы применяются для перекрытия пролётов от 18 до 36 м. Верхний пояс имеет криволинейное очертание (по дуге окружности или параболе), что позволяет приблизить эпюру моментов к оптимальной. Обычно уклон верхнего пояса 1:12 (около 5°). Решётка – треугольная с дополнительными стойками или раскосная.

Расчёт включает следующее.

1 Статический анализ – ферма рассматривается как стержневая система с шарнирными узлами (для железобетона допускается жёсткость узлов, но усилия определяют по недеформированной схеме). Учитываются нагрузки: собственный вес, кровля, снег, ветер.

2 Расчёт по предельным состояниям первой группы (несущая способность):

- подбор продольной арматуры в поясах и элементах решётки по усилиям от сочетаний нагрузок;
- расчёт наклонных сечений на действие поперечных сил (особенно в опорных узлах и примыкании раскосов);
- проверка устойчивости сжатых элементов (гибкость, эксцентриситеты).

3 Расчёт по второй группе (пригодность к нормальной эксплуатации):

- определение прогибов;
- расчёт по раскрытию трещин;
- конструирование.

Бетон – класс не ниже С25/30 (для ферм пролётом более 24 м – С30/37).

Армирование поясов – пространственными каркасами из стержней диаметром 12...28 мм (S500). Верхний пояс армируется симметрично или с большим сжатием.

Решётка – сварные каркасы с хомутами. Узлы армируются дополнительными гнутыми сетками и поперечной арматурой.

Опорные узлы – массивные, с закладными деталями для крепления к колоннам.

Для сегментных ферм с пролётом > 24 м обязательно выполнять расчёт на усилия от предварительного напряжения (если оно применяется).

5.2 Пример расчета

Расчет нижнего пояса.

Расчетные характеристики бетона:

$$f_{ck} = 35 \text{ МПа};$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot k_{tc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 35}{1,5} = 23,33 \text{ МПа} \left(\alpha_{cc} = \left(\frac{40}{35} \right)^{\frac{1}{3}} = 1,05 > 1 \right);$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{2,2}{1,5} = 1,47 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk} = 2,2;$$

$$f_{cm} = 43 \text{ МПа};$$

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ МПа}.$$

Характеристика напрягаемой арматуры класса Y1770S7:

$$f_{pk} = 1770 \text{ МПа}; f_{p0,1k} = 1550 \text{ МПа};$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_c} = \frac{1550}{1,15} = 1347,8 \text{ МПа}; E_p = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Расчет выполняем по максимальному усилию в нижнем поясе $N_{sd} = 863,91 \text{ кН}$.

Требуемую площадь рабочей арматуры рассчитываем по формуле

$$A_{sp} = \frac{N_{sd}}{f_{pd}}; \quad (5.1)$$

$$f_{pd} = 1120 \text{ МПа};$$

$$A_{sp} = \frac{863,91 \cdot 10^3}{1347,8} = 540 \text{ мм}^2.$$

Принимаем три каната Y1770S7-16 с $S_0 = 200 \text{ мм}^2$ ($A_{sp} = 600 \text{ мм}^2$). Назначаем ширину и высоту нижнего пояса: $b = 280 \text{ мм}$, $h = 240 \text{ мм}$.

5.3 Индивидуальное задание

Рассчитать нижний пояс сегментной фермы. Бетон класса C25/30. Напрягаемая арматура класса S1200. Максимальное усилие в нижнем поясе $N_{sd} = 792,35 \text{ кН}$.

6 Практическое занятие № 6. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: фермы с параллельными поясами

6.1 Теоретические сведения

Фермы с параллельными поясами имеют прямоугольное очертание (высота постоянна по длине). Пролёты – от 12 до 30 м. Чаще всего используются в плоских и малоуклонных покрытиях (например, над подвесными потолками, техническими этажами). Решётка – классическая треугольная, раскосная или шпренгельная. Преимущество – простота изготовления опалубки, унификация узлов.

6.2 Пример расчета

Расчет верхнего пояса.

Ведём по наибольшему усилию $N_{sd} = 947,55$ кН. Остальные элементы верхнего пояса из соображений унификации армируем по данному усилию. Длина панели верхнего пояса фермы $l = 3000$ мм, расчетная длина $l_0 = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 3000 = 2700$ мм. Сечение верхнего пояса принимаем 240×250 мм. Арматура класса S500. Пояс рассчитываем как центрально сжатый элемент. В этом случае расчетный эксцентриситет равен случайному ($e_{tot} = e_a$), а начальный равен 0 ($e_0 = 0$).

Случайный начальный эксцентриситет принимается большим из

$$e_a = \begin{cases} (1/30)h \\ 20 \text{ мм}, \end{cases} \quad (6.1)$$

где h – высота сечения элемента.

$$e_a = \begin{cases} \frac{250}{30} = 8,3 \text{ мм} \\ 20 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем эксцентриситет продольного усилия относительно центра тяжести сечения $e_{tot} = e_a = 20$ мм.

Длина панели верхнего пояса фермы $l = 3000$ мм, $e_{tot} = 20$ мм $< h/8 = 250/8 = 31,25$ мм, поэтому расчетная длина $l_0 = 0,9 \cdot l = 0,9 \cdot 3000 = 2700$ мм.

При $\lambda = l_0 / h = \frac{2700}{250} = 10,8 < 24$ расчет сжатого пояса с симметричным армированием разрешается производить из условия

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \phi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}), \quad (6.2)$$

где ϕ – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов,

$$\phi = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h}\right) - 0,02 \frac{l_0}{h} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h}; \quad (6.3)$$

$A_{s,tot}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении.

$$\phi = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 20}{250}\right) - 0,02 \cdot \frac{2700}{250} = 0,74 \leq 1 - \frac{2 \cdot 20}{250} = 0,84.$$

Исходя из условия (3.21), необходимое сечение арматуры

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{947,55 \cdot 10^3}{0,74} - 1 \cdot 23,33 \cdot 240 \cdot 250}{435} = -274,315 \text{ мм}^2.$$

Так как площадь получилась отрицательная, армируем сечение конструктивно.

По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры

$$A_{s,tot,min} = 2 \cdot \rho_{min} \cdot b \cdot h, \quad (6.4)$$

где $2 \cdot \rho_{min}$ – минимальная площадь сечения продольной рабочей арматуры центрально сжатых элементов в процентах от площади сечения бетона.

$$\rho_{min} = \frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d}, \text{ но не менее } \rho_{\lambda},$$

где $\rho_{\lambda} = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440}$, принимаемый не менее 0,10 и не более 0,25.

$$0,10 < \rho_{\lambda} = \frac{27 + \frac{l}{h}}{440} = \frac{27 + \frac{2700}{250}}{440} = 0,15 < 0,25 - \text{условие выполняется.}$$

$$\rho_{min} = \frac{5 \cdot 947,55 \cdot 10^3}{435 \cdot 240 \cdot 250} = 0,18 > \rho_{\lambda} = 0,15 \Rightarrow \text{принимаем } \rho_{min} = 0,18 \% .;$$

$$A_{s,tot,min} = 2 \cdot 0,0018 \cdot 240 \cdot 250 = 216 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $4\emptyset 12$ S500 $A_{s,tot} = 452 \text{ мм}^2$.

6.3 Индивидуальное задание

Рассчитать верхний пояс фермы с параллельными поясами. Бетон класса C20/25. Арматура класса S500. Максимальное усилие в верхнем поясе $N_{sd} = 1002,15 \text{ кН}$.

7 Практическое занятие № 7. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: безраскосной фермы

7.1 Теоретические сведения

Безраскосная ферма – это разновидность железобетонной стропильной конструкции, решётка которой состоит только из вертикальных стоек. Отсутствие наклонных раскосов упрощает армирование и бетонирование, что делает такие фермы одной из самых массовых железобетонных стропильных конструкций пролётами от 12 до 24 м.

Основные элементы безраскосной фермы:

- 1) верхний пояс – сжатый или сжато-изогнутый элемент;
- 2) нижний пояс – растянутый элемент;
- 3) стойки решётки – вертикальные элементы, работающие на сжатие;
- 4) опорные узлы – места передачи нагрузки на колонны.

Расчёт ведётся по двум группам предельных состояний:

- 1) предельные состояния по несущей способности (ULS) – проверка прочности всех элементов;
- 2) предельные состояния по пригодности к нормальной эксплуатации (SLS) – проверка трещиностойкости и деформативности.

Для статического расчёта ферму рассматривают как стержневую систему. Усилия в элементах определяют методами строительной механики или с помощью программных комплексов.

Конструирование.

Бетон C20/25–C30/37.

Армирование поясов – продольные стержни диаметром 16...25 мм с хомутами.

Армирование стоек – двойное симметричное, с поперечными стержнями, охватывающими продольную арматуру.

7.2 Пример расчета

Максимальное продольное усилие $N_{sd} = 60,18 \text{ кН}$.

При расчёте центрально-растянутых железобетонных элементов по прочности должно соблюдаться условие $N_{sd} < N_{Rd}$.

$$N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot},$$

где $A_{s,tot}$ – полная площадь продольной арматуры в сечении,

$$A_{s,tot} = A_{s1} + A_{p1}.$$

Определение площади рабочей арматуры:

$$A_{s1} = \frac{N_{sd}}{f_{yd}} = \frac{60,18 \cdot 10^3}{435} = 138,34 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø12 S500 $A_{s,tot} = 452 \text{ мм}^2$.

Определим суммарный процент армирования:

$$p_1 = \frac{A_{s1}}{b \cdot h} = \frac{452}{240 \cdot 250} = 0,0075.$$

Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси для центрально растянутых элементов, следует проводить из условия

$$N_{sd} \leq N_{cr}, \quad (7.1)$$

где N_{sd} – продольное растягивающее усилие ;

N_{cr} – усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин.

$$N_{cr} = f_{ctm} \cdot (A + 2 \cdot \alpha_p \cdot A_{sp}), \quad (7.2)$$

$$N_{cr} = 3,2 \cdot 10^6 \cdot (0,25 \cdot 0,24 + 2 \cdot 5,291 \cdot 452 \cdot 10^{-6}) = 207,35 \text{ кН} > 60,18 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, трещины не образуются.

7.3 Индивидуальное задание

Выполнить расчёт и конструирование стойки безраскосной фермы для следующих данных. Бетон класса С35/45, арматура класса S500, максимальное продольное усилие $N_{sd} = 85,53 \text{ кН}$.

8 Практическое занятие № 8. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: двускатной балки

8.1 Теоретические сведения

Двускатные балки применяются в скатных кровлях (уклон 1:8–1:12) для пролётов 6, 9, 12, 15, 18 м. Наиболее экономичны до 12 м. Сечение – прямоугольное, тавровое или двутавровое (полки уширены для опирания плит). Изготавливаются из бетона С20/25–С35/45, армируются ненапрягаемой или предварительно напряжённой арматурой.

Общая последовательность расчета.

1 Сбор нагрузок.

2 Статический расчёт – балка переменной высоты рассматривается как шарнирно опёртая. Эпюра изгибающих моментов – параболическая, поперечных сил – треугольная.

3 Расчёт по нормальным сечениям – подбор продольной арматуры в растянутой зоне. В сжатой зоне – конструктивная арматура.

4 Расчёт по наклонным сечениям – особенно важен для двускатных балок, т. к. у опор высота минимальна, а поперечная сила максимальна.

5 Расчёт прогибов и ширины раскрытия трещин.

Конструирование двутавровых двускатных балок.

Полки – верхняя и нижняя, уширенные (ширина составляет 200...400 мм). Толщина полок – не менее 60 мм.

Стенка – тонкая (80...120 мм), армируется вертикальными и наклонными сетками. У опор стенку утолщают (до 150...200 мм).

Армирование нижнего пояса – напрягаемая арматура (канаты или стержни S800, S1200) размещается в два-три ряда. Напряжение контролируется по удлинению.

Закладные детали – для крепления плит (в верхней полке) и для монтажа (в торцах).

8.2 Пример расчета

Расчет балки по деформациям.

Максимальный прогиб в середине пролета свободно опертой однопролетной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, определяют по формуле

$$a_{\max} = \alpha_k \cdot \frac{M_{Ek} \cdot l_{\text{eff}}^2}{B(\infty, t_0)}, \quad (8.1)$$

где B – изгибная жесткость железобетонного элемента, соответствующая изгибающему моменту M_{Ek} ;

l_{eff} – эффективный (расчетный) пролет элемента.

Коэффициент α_k в формуле представляет собой постоянную интегрирования, зависящую от условий закрепления и схемы нагружения элемента.

Жесткость зависимости от длительности действия нагрузки и момента инерции сечения в стадии I напряженно-деформированного состояния и определяется по формуле

$$B(\infty) = \frac{E_{c,eff} \cdot J_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ek}} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right)}. \quad (8.2)$$

Для прямоугольного сечения

$$J_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(x_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha_e \cdot A_{sc} \cdot (x_1 - d')^2 + \alpha_e \cdot A_{sl} \cdot (d - x_1)^2; \quad (8.3)$$

$$x_1 = \frac{0,5 \cdot b \cdot h^2 + \alpha_e \cdot (A_{sl} \cdot d + A_{sc} \cdot d')}{b \cdot h + \alpha_e \cdot (A_{sl} + A_{sc})}. \quad (8.4)$$

При $A_{sc} = 0$ получим

$$x_1 = \frac{0,5 \cdot 270 \cdot 185^2 + 17,06 \cdot 1274,4 \cdot 1472,5}{270 \cdot 185 + 17,06 \cdot 1274,4} = 511 \text{ мм};$$

$$J_I = \frac{270 \cdot 185^3}{12} + 270 \cdot 185 \cdot \left(511 - \frac{185}{2} \right)^2 + 17,06 \cdot 1274,4 \cdot (1172,5 - 511)^2 = 18263 \cdot 10^6 \text{ мм};$$

$$J_{II} = \frac{b \cdot x_{II}^3}{12} + \alpha_e \cdot \rho_{11} \cdot b \cdot d \cdot (d - x_{II})^2 + \alpha_e \cdot \rho_{12} \cdot b \cdot d \cdot (x_{II} - d')^2. \quad (8.5)$$

При $x_{II} = 342$ мм получаем

$$J_{II} = \frac{270 \cdot 342^3}{12} + 17,06 \cdot 0,003 \cdot 270 \cdot 1472,5 \cdot (1472,5 - 342)^2 = 26905 \cdot 10^6.$$

Жесткость сечения с трещиной

$$B(\infty) = \frac{11,14 \cdot 10^3 \cdot 26905 \cdot 10^6}{1 - 1,0 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{1119,1}{1135,5} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{26905 \cdot 10^6}{18263 \cdot 10^6} \right)} = 243713 \cdot 10^9.$$

Прогиб в середине пролета

$$a_{\max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{1135,5 \cdot 10^6}{243713 \cdot 10^9} = 0,049 \text{ м} = 49,0 \text{ мм}.$$

Допустимый прогиб для частого сочетания нагрузок

$$a_{\lim} = \frac{L}{300} = \frac{18000}{300} = 60,0 \text{ мм} = 49,0 \text{ мм};$$

$$a_{\max} = 49,0 \text{ мм} < a_{\lim} = 60,0 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает допустимый, т. е. проверка выполняется.

8.3 Индивидуальное задание

Проверить жесткость двускатной балки прямоугольного сечения шириной 200 мм, высотой 450 мм. Предельно допустимый прогиб $L/350$. Балка длиной 24 м.

9 Практическое занятие № 9. Расчет и конструирование несущей стропильной конструкции: балки с параллельными поясами

9.1 Теоретические сведения

Железобетонные стропильные балки применяются для перекрытия пролетов (6, 9, 12, 18 и 24 м). Балки с параллельными поясами применяются в качестве продольных ригелей для малоуклонных кровель, где уклон кровли создается утеплителем.

Все балки длиной более 12 м изготавливаются с предварительным напряжением арматуры. Нагрузка на балку от веса покрытия передается через ребра плит в виде сосредоточенных сил. При числе ребер менее 4 нагрузки принимаются как сосредоточенные силы, при большем количестве ребер – заменяются равномерно распределенной нагрузкой.

Нагрузка от подвесного оборудования и коммуникаций прикладывается к нижнему поясу балки в виде сосредоточенных сил. Балки рассматриваются как шарнирно опертые, разрезные, с расчетными пролетами, равными расстоянию между серединами площадок опирания.

Общая последовательность расчета.

1 Назначение расчетных характеристик материалов, типа и геометрических размеров сечений.

2 Сбор нагрузок.

3 Назначение расчетной схемы и определение усилий в необходимых расчетных сечениях.

4 Предварительный подбор продольной напрягаемой арматуры (выбор (расчетного) наиболее опасного сечения; назначение начальной величины

напряжений в арматуре $\sigma_{0,\max}$; расчет армирования в наиболее опасном сечении).

5 Определение геометрических характеристик сечения балки.

6 Определение потерь предварительного напряжения.

7 Проверка сопротивления нормального расчетного сечения балки для стадии эксплуатации с учетом технологических и эксплуатационных потерь.

8 Проверка сопротивления сечения балки в стадии изготовления (с учетом технологических потерь).

9 Проверка несущей способности балки в стадии эксплуатации на действие поперечных сил.

10 Проверка сопротивления балки в коньке на отрыв верхней полки.

11 Расчет по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (расчет на образование трещин; расчет ширины раскрытия трещины при необеспеченной трещиностойкости; при необходимости обеспечение условия декомпрессии; определение деформации балки с учетом трещин и без учета трещин).

9.2 Пример расчета

Требуется проверить несущую способность сборной железобетонной балки при подъеме и перевозке. Балка длиной $l_d = 7,1$ м прямоугольного сечения с размерами $b \times h = 300 \times 600$ мм. Бетон тяжелый класса С25/30. Верхняя продольная арматура – три стержня диаметром 14 мм класса S500 ($A_s = 462$ мм²), расстояние от центра тяжести арматуры до ближайшей грани сечения $c_1 = 45$ мм. Монтажные петли расположены на расстоянии 2,0 м от торцов балки. Сечение балки представлено на рисунке 9.1.

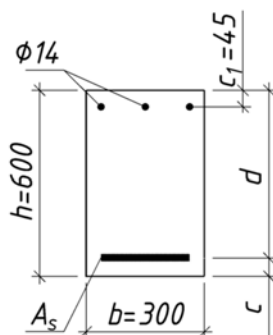


Рисунок 9.1 – Сечение балки

Характеристики бетона класса С25/30:

- характеристическая прочность на сжатие $f_{ck} = 25$ МПа;
- средняя прочность бетона на осевое растяжение $f_{ctm} = 2,6$ МПа;
- расчетная прочность на осевое сжатие

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,5 = 16,67 \text{ МПа.}$$

Характеристики арматуры класса S500:

- характеристическое сопротивление $f_{yk} = 500$ МПа;
- расчетное сопротивление

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа.}$$

Расчетная схема балки при подъеме за две петли приведена на рисунке 9.2.

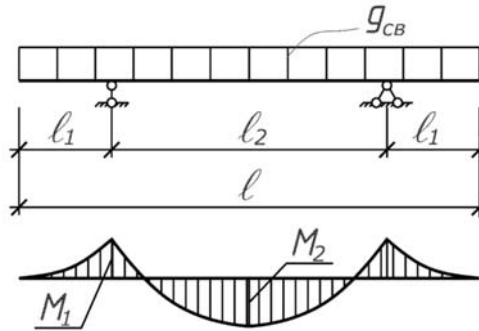


Рисунок 9.2 – Расчетная схема балки при подъеме из формы

Погонная нагрузка от собственного веса балки

$$g_{cb} = b \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_F \cdot \varphi_d = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,2 \cdot 1,6 = 8,64 \text{ кН/м,}$$

где ρ – объемный вес сборного железобетона, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$;

γ_F – частный коэффициент для постоянной нагрузки, $\gamma_F = 1,2$;

φ_d – коэффициент динамичности при перевозке, $\varphi_d = 1,6$, $\varphi_d = 1,4$ при подъеме).

Изгибающий момент от действия собственного веса на опоре (петле)

$$M_1 = -gl^2/8 = -8,64 \cdot 2^2/2 = -17,28 \text{ кНм.}$$

Поскольку балка бетонируется и поднимается из формы в положении, совпадающем с проектным, расчет выполняется на действие изгибающего момента, растягивающего верхнюю плоскость балки (рисунок 9.3).

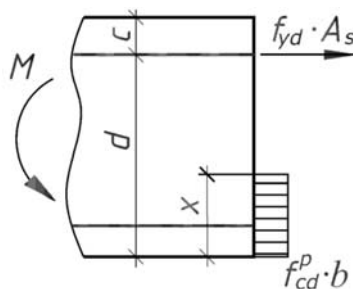


Рисунок 9.3 – Схема усилий в сечении балки при подъеме

Балка рассчитывается как элемент с одиночным армированием.

Условия статического равновесия имеют вид

$$M \leq f_{cd}^p \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_m;$$

$$f_{yd} A_s \leq f_{cd}^p \cdot b \cdot x,$$

где d – полезная высота сечения,

$$d = h - c = 600 - 45 = 555 \text{ мм.}$$

Распалубочную прочность бетона принимаем равной 70 % от проектной:

$$f_{cd}^p = 0,7f_{cd} = 0,7 \cdot 16,67 = 11,67 \text{ МПа.}$$

Относительный момент сжатой зоны сечения

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd}^p \cdot b \cdot d^2} = \frac{17,28 \cdot 10^6}{11,67 \cdot 300 \cdot 555^2} = 0,016.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi_{eff} = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,016} = 0,016.$$

Относительное плечо внутренней пары сил

$$\eta = 1 - 0,5\xi_{eff} = 1 - 0,5 \cdot 0,016 = 0,992.$$

Требуемая площадь продольной арматуры у одной грани сечения

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{17,28 \cdot 10^6}{435 \cdot 555 \cdot 0,992} = 72,2 \text{ мм}^2.$$

Так как у верхней грани сечения балки установлено три стержня диаметром 14 мм класса S500 ($A_s = 462 \text{ мм}^2$), то несущая способность балки при перевозке обеспечена.

9.3 Индивидуальное задание

Проверить несущую способность и трещиностойкость сборной железобетонной балки при подъеме из формы. Сечение прямоугольное с размерами $b \times h = 300 \times 600 \text{ мм}$. Длина балки – 8,1 м. Бетон класса C25/30. Верхняя продольная арматура – два стержня диаметром 20 мм класса S500 ($A_s = 628 \text{ мм}^2$), расстояние от центра тяжести арматуры до сжатой грани сечения $c_1 = 50 \text{ мм}$. Подъем выполняется за две петли. Расстояние от петель до ближайших торцов балки – 1,8 м.

10 Практическое занятие № 10. Расчет и конструирование внецентренно-нагруженных сплошных колонн

10.1 Теоретические сведения

В строительстве одноэтажных промышленных зданий с железобетонным каркасом преимущественно применяют колонны сплошного прямоугольного сечения, развитого в плоскости действия большего изгибающего момента.

Размеры колонн по высоте выше отметки чистого пола определяют по технологическим требованиями к проектируемому зданию с учетом размещения

кранового оборудования и принимаются кратными 0,6 м от уровня чистого пола, принимаемого в проектах условно +0.000.

Размеры колонн по высоте ниже отметки чистого пола определяются расстоянием от чистого пола до верха фундамента и условиями заделки колонн в фундамент. При отсутствии специальных технологических требований расстояние от чистого пола до верха фундамента принимается равным 0,15 м (из условия окончания работ нулевого цикла до начала монтажа колонн).

Размеры поперечных сечений колонн назначаются на основе технико-экономического сопоставления нескольких сечений, удовлетворяющих расчетным и конструктивным требованиям. В целях стандартизации размеры сечения колонн назначают кратными 50 мм. Бетон для колонн применяют в зависимости от условий эксплуатации здания, но не ниже С20/25.

В целях унификации сечения колонн под разные нагрузки в пределах одного здания рекомендуется принимать одинаковыми, регулируя несущую способность за счет изменения армирования в допустимых пределах и повышая класс бетона на одну ступень. При этом следует исходить из условия, что принятые размеры должны быть оптимальными для возможно большего количества унифицированных колонн.

Размеры сечения колонн принимают не менее 300 × 300 мм. Ориентируясь на ограничения, установленные практикой проектирования, рекомендуется принимать следующие размеры сечения.

1 Для колонны крайнего ряда:

- надкрановой части: $h \times b = 380 \times 400$ мм;
- подкрановой части: $h \times b = 600 \times 400$ мм.

2 Для колонны среднего ряда:

- надкрановой части: $h \times b = 600 \times 400$ мм;
- подкрановой части: $h \times b = 800 \times 400$ мм.

Колонны армируют продольными стержнями из стали класса S500 диаметром не менее 16 мм и хомутами из стали класса S500.

При проектировании сжатых колонн надо соблюдать следующие конструктивные требования:

1) размеры сечений колонн должны быть такими, чтобы их гибкость в любом направлении не превышала 120;

2) минимальная величина сечения продольной арматуры должна составлять не менее

$$A_{s1} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d, \quad (10.1)$$

где $\rho_{\min}$ – минимальный процент армирования,

$$\rho_{\min} = \max \{ \rho_N ; \rho_Y \}; \quad (10.2)$$

$$\rho_N = \frac{5N_{Ed}}{f_{yd}bd}, \quad (10.3)$$

$$\rho_{\lambda} = \frac{27+\lambda_a}{440}, \text{ но не менее } 0,10 \text{ и не более } 0,25, \quad (10.4)$$

где N_{Ed} – расчетное усилие;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

λ_a – гибкость колонны;

3) площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s,max} = 0,04A_c$, за исключением сечений соединений, где предельное значение площади арматуры может быть увеличено до $0,08A_c$;

4) в колоннах прямоугольного сечения в каждом углу должно быть расположено не менее одного стержня;

5) диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм;

6) поперечная арматура должна быть надежно заанкерена;

7) во внецентренно сжатых линейных элементах (при минимальном диаметре продольной арматуры) поперечная арматура должна быть установлена с шагом не более:

– на участках стыковки без сварки продольной рабочей арматуры – $10d$;

– при площади сечения сжатой арматуры более 1,5 % по расчету – $10d$ и не более 300 мм;

– если все сечение сжато и общая площадь сечения арматуры по расчету более 3 % – $10d$ и не более 300 мм;

– по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету в сжатой зоне сечения при $f_{yd} > 400$ Н/мм² – не более 400 мм и не более $12d$ и $15d$ – в вязанных и сварных каркасах соответственно;

8) каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу сечения, должен быть подкреплён (привязан) поперечной арматурой. Ни один продольный стержень, расположенный в пределах сжатой зоны, не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепленного стержня;

9) в колоннах прямоугольного сечения не менее одного стержня должно быть расположено в каждом углу.

10.2 Пример расчета

Рассчитать величину сечения продольной арматуры сплошной железобетонной колонны нагруженной сжимающей нагрузкой 500 кН. Для армирования применяется арматура класса S500. Сечение колонны 600 × 400 мм. Гибкость колонны равна 40.

Расчетное значение прочности на растяжение арматуры f_{yd} для арматуры класса S500 следует определять по формуле

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}, \quad f_{yd} = \frac{500}{1,35} = 435 \text{ МПа.}$$

Определяем процент армирования:

$$\rho_N = \frac{5N_{Ed}}{f_{yd}bd}, \quad \rho_N = \frac{5 \cdot 500000}{435 \cdot 400 \cdot 600} = 0,024;$$

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \lambda_a}{440}, \quad \rho_\lambda = \frac{27 + 40}{440} = 0,152;$$

$$\rho_{\min} = \max\{\rho_N; \rho_\lambda\}, \quad \rho_{\min} = \max\{0,024; 0,152\} = 0,152.$$

Тогда минимальная величина сечения продольной арматуры должна составлять не менее

$$A_{s1} \geq 0,01 \cdot \rho_{\min} \cdot b \cdot d, \quad A_{s1} = 0,01 \cdot 0,152 \cdot 400 \cdot 600 = 365,45 \text{ мм}^2.$$

Минимальная величина сечения продольной арматуры составляет 365,45 мм².

10.3 Индивидуальное задание

Рассчитать величину сечения продольной арматуры сплошной железобетонной колонны, загруженной сжимающей нагрузкой 600 кН. Для армирования применяется арматура класса S500. Сечение колонны 800 × 400 мм. Гибкость колонны равна 50.

11 Практическое занятие № 11. Расчет и конструирование внецентренно-нагруженных двухветвевых колонн

11.1 Теоретические сведения

Колонны являются гибкими сжатыми элементами и поэтому согласно всем нормам необходим учет влияний гибкости и начальных эксцентриситетов.

Расчет колонн одноэтажных производственных зданий выполняется отдельно для надкрановой и подкрановой частей здания, поскольку части колонны отличаются размерами поперечного сечения и условиями закрепления концов стержней:

- подкрановая часть – защемление в фундаменте и в консоли;
- надкрановая часть – защемление в консоли и шарнирно подвижное опирание на ригель рамы.

Общий расчет колонны состоит из следующих этапов.

- 1 Назначение типа конструктивного решения колонны (зависящий от вида каркаса) и расчетной схемы колонны.
- 2 Определение действующих нагрузок и воздействий.
- 3 Выполнение статического расчета каркаса здания методом перемещений или методом конечных элементов.
- 4 Анализ результатов расчета и составление расчетных сочетаний усилий:

- сечение I–I – верхний конец надкрановой части колонны;
- сечение II–II – непосредственно над консолью;
- сечение III–III – непосредственно под консолью;
- сечение IV–IV – на уровне верхнего обреза фундамента.

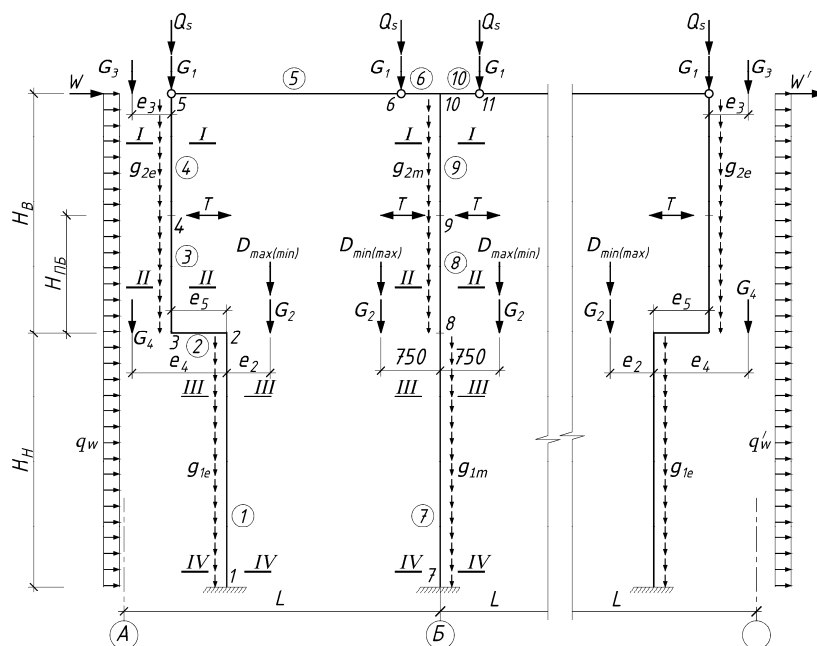


Рисунок 11.1 – Расчетная схема поперечной рамы с учитываемыми нагрузками

Расчет колонны выполняется на действие каждого сочетания усилий.

Эффекты первого порядка – эффекты от воздействия, которые рассчитываются без учета влияния деформации конструкции, но с учетом геометрических несовершенств. Моменты первого порядка в колоннах определяются без учета гибкости, при этом следует учитывать неблагоприятные эффекты от возможных отклонений в геометрии сечений и в расположении нагрузок (геометрических несовершенств).

Эффекты первого порядка могут учитываться в виде эксцентриситета, определяемого из следующих условий: минимальный эксцентриситет $e_0 = h/30$, но не менее 20 мм. При этом h является высотой сечения либо в виде геометрических несовершенств, которые могут быть представлены углом наклона стоек рамы.

6 Проверка и, при необходимости, учет продольного изгиба (эффектов второго порядка) – дополнительных эффектов от воздействий, обусловленных деформацией конструкции. Для гибких сжатых элементов необходим анализ необходимости учета продольного изгиба.

Непосредственный учет продольного изгиба (эффектов второго порядка) зависит от отношения фактической и предельной гибкости. Фактическая гибкость – отношения расчетной длины к радиусу инерции. Предельная гибкость λ_{lim} определяется с учетом специфики каждой страны.

7 Определение области деформирования сечения колонны с помощью относительного момента сжатой зоны сечения.

8 Определение площади арматуры. Выполняется по значению изгибающего момента относительно центра тяжести растянутой (или менее сжатой арматуры).

9 Конструирование колонн.

Двухветвевые колонны сквозного сечения – сложная рамная конструкция, расчет которой выполняется с учетом продольных деформаций, при этом допускается ряд допущений (упрощений) в расчете.

1 Продольная вертикальная нагрузка N в сквозном сечении распределяется между ветвями по правилу рычага. Это допустимо, т. к. влияние жестких узлов сопряжения элементов на распределение продольных усилий в подкрановых ветвях незначительны;

2 Изгибающие моменты подкрановых ветвях определяются из условия, что нулевые точки моментов расположены по середине высоты рассматриваемых ветвей между распорками;

3 Верхняя распорка принимается с жесткостью равной бесконечности, так как ее погонная жесткость во много раз превышает жесткость ветви и рядовых распорок.

4 При наличии растягивающих усилий в одной из ветвей жесткость на этом участке при расчете по группе предельных состояний несущей способности принимается равной нулю. В этом случае моменты в сжатой ветви определяются из условия передачи всей поперечной силы только на сжатую ветвь.

11.2 Пример расчета

Рассчитать армирование промежуточной распорки в подкрановой части двухветвевой колонны, подверженной воздействию поперечной силы 110 кН. Сечение распорки $b \times h = 600 \times 400$ мм. Толщина защитного слоя – 40 мм. Высота подкрановой части – 12 м. Расстояние между осями ветвей колонны – 1,6 м.

Для рабочих стержней применяется арматура класса S500. Расчетное значение прочности на растяжение арматуры f_{yd} для арматуры класса S500 следует определять по формуле

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}; \quad f_{yd} = \frac{500}{1,35} = 435 \text{ МПа.}$$

Рабочая высота сечения

$$d = h - c = 400 - 40 = 360 \text{ мм.}$$

Находим значение изгибающего момента в распорке:

$$S = H_1/6, \quad S = 12/6 = 2 \text{ м.}$$

$$M_F = V_{Ed} \cdot S/2, \quad M_F = 110 \cdot 2/2 = 110 \text{ кНм.}$$

Сечение распорки армируем симметричной арматурой:

$$A_S = \frac{M_F}{f_{yd} \cdot (d-c)}, \quad A_S = \frac{110}{435 \cdot (0,36-0,04)} = 790 \text{ мм}^2.$$

В качестве рабочей арматуры принимаем четыре стержня диаметром 16 мм из арматуры класса S500 с площадью поперечного сечения 804 мм². Поперечная арматура распорки устанавливается конструктивно с использованием хомутов диаметром 8 мм из арматуры класса S240, установленных с шагом 100 мм.

11.3 Индивидуальное задание

Рассчитать армирование промежуточной распорки в подкрановой части двухветвевой колонны, подверженной воздействию поперечной силы 100 кН. Сечение распорки $b \times h = 800 \times 500$ мм. Толщина защитного слоя – 40 мм. Высота подкрановой части – 10 м. Расстояние между осями ветвей колонны – 1,5 м.

12 Практическое занятие № 12. Расчет и конструирование внецентренно-нагруженного фундамента под колонну

12.1 Теоретические сведения

Расчет и конструирование внецентренно-нагруженного фундамента под колонну осуществляется в следующей последовательности:

- назначается глубина заложения в зависимости от региона строительства;
- назначаются размеры тела фундамента;
- определяются усилия, возникающие от действующие на фундамент нагрузок;
- определяются размеры подошвы фундамента;
- проверяются напряжения в грунте под подошвой фундамента;
- проводится расчет плиты фундамента и подбирается его армирование;
- рассчитывается сопряжение колонны с фундаментом (подколонник и его армирование).

Высота фундамента стаканного типа под колонну назначается из конструктивных условий по требованиям, обеспечивающих достаточную прочность заделки железобетонной колонны в фундаменте, прочность плитной части фундамента на продавливание при монтаже и эксплуатации, обеспечения возможности выверки колонны в процессе установке, а также из условий глубины заложения фундамента, по глубине сезонного промерзания грунтов и конструктивным решением здания. Минимальная глубина заложения фундамента назначается в соответствии с СП 5.01.05–2025 *Фундаменты плитные* [3].

Глубина заделки колонны в фундамент зависит от величины эксцентриситета продольной силы от расчетных нагрузок, определяемых без учета веса

фундамента и веса грунта на его уступах.

При устройстве фундаментов под сборные колонны размеры стакана для установки колонны назначают более размеров колонны. Зазоры между стенками стакана и колонной принимают: по низу – не менее 50 мм, по верху – не менее 75 мм. Глубину стакана фундамента h_c для сборной колонны принимают равной глубине заделки колонны с учетом положений СП 5.03.01 [0] по условиям анкеровки арматуры колонны плюс зазор (50 мм) от ее торца до дна стакана.

Толщину плиты от дна стакана до подошвы определяют расчетом на продавливание и принимают не менее 200 мм.

Для заделки зазора между сборной колонной и стенкой стакана применяют бетон на мелком заполнителе, соответствующий классу бетона стакана фундамента, но не ниже класса С16/20 (ХС2).

Армирование фундаментов назначают расчетом с учетом положений СП 5.03.01 [1] (класс арматуры, диаметр рабочей арматуры, минимальная площадь сечения арматуры, толщина защитного слоя бетона).

Расчетные усилия, действующие на фундамент, определяются по результатам расчета поперечной рамы одноэтажного промышленного здания для наиболее неблагоприятного варианта сочетания нагрузок.

Размеры подошвы плитного фундамента назначают по результатам проверки непревышения предельного состояния несущей способности грунта, в зависимости от нагрузок и характера эпюры контактных давлений, которую принимают:

- прямоугольной, если эксцентриситет равнодействующей нагрузки относительно центральной вертикальной оси $e = 0$;
- трапецеидальной при $0 < e < r$;
- треугольной при $e = r$;
- двузначной, если $e > r$,

где e – относительный эксцентриситет нагрузки, м; $e = M/N$ (здесь M , N – действующие на фундамент изгибающий момент и продольная сила);

r – радиус ядра сечения, м; $r = W/A$ (здесь W – момент сопротивления подошвы фундамента относительно его менее нагруженной стороны, м³; A – эффективная площадь подошвы фундамента, м²).

Размеры подошвы плитного фундамента назначают не менее размеров опорных частей надфундаментных конструкций исходя из следующих условий:

$$p_{d,m} \leq R_d; \quad (12.1)$$

$$p_{d,\max} \leq 1,2R_d; \quad (12.2)$$

$$p_{d,\max,C} \leq 1,5R_d; \quad (12.3)$$

$$p_{d,\min} \geq 0, \quad (12.4)$$

где $p_{d,m}$ – среднее давление под подошвой фундамента соответственно от центральной и внецентренной вертикальной нагрузки (компоненты суммарного

воздействия), перпендикулярной его подошве;

R_d – расчетное сопротивление грунта этой нагрузке в уровне нижней плоскости фундамента, МПа; определяют с использованием физико-механических значений свойств грунтов и условий дренирования;

$p_{d,max}$, $p_{d,min}$, $p_{d,max,C}$ – соответственно расчетные максимальное и минимальное краевые давления вдоль осей x и y и в точке C (определяют по формуле (12.5) и рисунку 5.1 СП 5.01.05–2025 *Фундаменты плитные* [3] под подошвой фундамента от центральной и внецентренной нагрузок).

Размеры фундамента назначают из условия, что недонапряжение грунта под его подошвой не превышает 10 %.

Для внецентренно – нагруженных фундаментов с моментами $M_{d,x}$ и $M_{d,y}$ относительно главных осей x и y и сплошной или местной равномерно распределенной нагрузкой q_d краевые давления на гранях фундамента и в угловой точке C определяют по формуле

$$P_{(dmax,(maxC), min)} = V_d/A \pm M_{d,x}/W_x \pm M_{d,y}/W_y + q_d \alpha, \quad (12.5)$$

где V_d – расчетная вертикальная нагрузка или вертикальная компонента общей нагрузки на фундамент, кН;

W_x , W_y – моменты сопротивления для опорной части подошвы фундамента относительно осей x и y , м³;

α – коэффициент затухания напряжения по глубине основания;

A – эффективная площадь фундамента.

Знак «плюс» используют для определения p_{max} , «минус» для p_{min} .

12.2 Пример расчета

Примеры расчета различных вариантов плитных железобетонных фундаментов приведены в приложении В СП 5.01.05–2025 *Фундаменты плитные* [3].

12.3 Индивидуальное задание

Определить глубину заложения сборного железобетонного фундамента под колонну для отапливаемого промышленного здания, без подземного этажа. Район строительства – г. Минск. По данным изысканий грунт основания супесь с показателем текучести $I_L = 0,32$. Уровень подземных вод находится на глубине $d_w = 8$ м от поверхности земли (планировочной отметки). Среднесуточная температура в помещениях, примыкающих к наружным стенам здания, 10 °С. Согласно расчету не превышение условий для фундамента обеспечено при его размерах $1,5 \times 1,5$ м на глубине $d_3 = 1,2$ м.

13 Практическое занятие № 13. Расчет и конструирование каменных конструкций по двум группам предельных состояний

13.1 Теоретические сведения

Расчет сопротивления сжатию стен из неармированной каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки выполняют с учетом геометрии стен, эксцентриситетов приложения нагрузки и характеристик свойств материалов для каменной кладки.

Расчет сопротивления сжатию стен при действии преимущественно вертикальной нагрузки выполняют с учетом следующих условий:

- поперечные сечения после приложения нагрузки остаются плоскими;
- прочность на растяжение каменной кладки перпендикулярно горизонтальным растворным швам в расчетах не учитывают.

Проверку предельного состояния несущей способности стен из неармированной каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки базовым методом производят из условия, согласно которому расчетное значение продольного усилия N_{Ed} в произвольном сечении стены не превышает расчетное значение сопротивления сжатию N_{Rd} данного сечения: $N_{Ed} \leq N_{Rd}$.

Расчетное значение сопротивления сжатию N_{Rd} сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины при действии продольного усилия определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi t f_d, \quad (13.1)$$

где Φ – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки;

t – толщина стены;

f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки.

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены Φ , учитывающий влияние гибкости и эксцентриситета приложения нагрузки, при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне сечения элемента определяют для верхнего и нижнего сечения стены по формуле

$$\Phi = 1 - 2e_i/t, \quad (13.2)$$

где t – толщина стены;

e_i – результирующий эксцентриситет приложения нагрузки, определяемый по формуле

$$e_i = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_{init}, \quad (13.3)$$

где M_{id} – расчетное значение изгибающего момента в верхнем или нижнем сечении стены вследствие эксцентриситета приложения нагрузки от перекрытия на стену;

N_{id} – расчетное значение продольного усилия в верхнем или нижнем сечении стены;

e_{he} – эксцентриситет на уровне верхнего или нижнего обреза стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок;

e_{init} – начальный эксцентриситет, принимаемый со знаком, при котором абсолютное значение увеличивается;

Для среднего сечения по высоте стены эксцентриситет приложения нагрузки определяют с учетом приложения Л СП 5.02.01–2021 [2] по формуле

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t, \quad (13.4)$$

где e_m – результирующий эксцентриситет приложения нагрузки, определяемый по формуле

$$e_m = M_{md}/N_{md} + e_{hm} + e_{init}, \quad (13.5)$$

где M_{md} – расчетное значение изгибающего момента в среднем сечении по высоте стены;

N_{md} – расчетное значение продольного усилия в среднем сечении по высоте стены, включая продольные усилия от всех других внецентренно-приложенных нагрузок;

e_{hm} – эксцентриситет в среднем сечении по высоте стены от горизонтальных нагрузок.

e_k – эксцентриситет, возникающий вследствие ползучести каменной кладки, определяемый по формуле

$$e_k = 0,002\Phi_{\infty} \frac{h_{eff}}{t_{eff}} \sqrt{te_m}, \quad (13.6)$$

где h_{eff} – расчетная (эффективная) высота стены для соответствующих узлов опирания или типа закрепления;

t_{eff} – расчетная (эффективная) толщина стены;

Φ_{∞} – предельное значение коэффициента ползучести каменной кладки.

13.2 Пример расчета

Проверить сопротивление сжатию для верхнего сечения неармированной каменной стены толщиной 380 мм. Кладка выполнена из керамических кирпичей I категории, для первого класса контроля производства работ, на кладочном растворе заданного качества, стандартного, класса по прочности на сжатие М10. Приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия (в направлении сжимающего усилия) $f_b = 20$. На 1 мп стены действуют изгибающий момент $M_{id} = 1$ кНм и продольная сила $N_{ed} = 36$ кН. Эксцентриситет на уровне верхнего обреза стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок $e_{he} = 10$ мм. Начальный эксцентриситет $e_{init} = 20$ мм.

Характеристические значения прочности на сжатие каменной кладки из керамических кладочных изделий первой группы $f_k = 6,5$ МПа согласно табли-

це 6.4 СП 5.02.01–2021 [2]. Значения частного коэффициента для характеристик свойств материалов для кладочных изделий I категории для каменной кладки на кладочном растворе заданного качества для первого класса контроля производства работ $\gamma_M = 2$ согласно таблице 5.1 СП 5.02.01–2021 [2]. Тогда расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки в направлении действия сжимающего усилия

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad f_d = \frac{6,5}{2} = 3,25 \text{ МПа.}$$

Расчетное значение продольного усилия в верхнем сечении стены будет равняться продольной силе. Тогда $N_{id} = 36 \text{ кН}$.

Находим результирующий эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_i = M_{id}/N_{id} + e_{he} + e_{init}, \quad e_i = 1000/36000 + 0,01 + 0,02 = 0,058 \text{ м.}$$

Определяем коэффициент уменьшения сопротивления сжатию верхнего сечения стены:

$$\Phi = 1 - 2e_i/t, \quad \Phi = 1 - 2 \cdot 0,058/0,38 = 0,696.$$

Расчетное значение сопротивления сжатию стены

$$N_{Rd} = \Phi t f_d, \quad N_{Rd} = 0,696 \cdot 0,38 \cdot 3,25 \cdot 10^6 = 859,44 \text{ кН.}$$

Проверяем условие прочности:

$$N_{Ed} = 36 \text{ кН} \leq N_{Rd} = 859,44 \text{ кН.}$$

Следовательно, прочность стены обеспечена.

13.3 Индивидуальное задание

Проверить сопротивление сжатию для верхнего сечения неармированной каменной стены толщиной 250 мм. Кладка выполнена из керамических кирпичей I категории, для первого класса контроля производства работ, на кладочном растворе заданного качества, стандартного, класса по прочности на сжатие М5. Приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия (в направлении сжимающего усилия) $f_b = 25$. На 1 п. м стены действует изгибающий момент $M_{id} = 2 \text{ кНм}$ и продольная сила $N_{ed} = 40 \text{ кН}$. Эксцентриситет на уровне верхнего обреза стены вследствие изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок $e_{he} = 20 \text{ мм}$. Начальный эксцентриситет $e_{init} = 15 \text{ мм}$.

14 Практическое занятие № 14. Расчет и конструирование каменных конструкций по двум группам предельных состояний: предельным состояниям эксплуатационной пригодности

14.1 Теоретические сведения

Конструкции проектируют с условием, чтобы при воздействиях, рассчитанных для предельного состояния эксплуатационной пригодности, не были превышены установленные проектом или ТНПА параметры конструкций, определяющие их пригодность к нормальной эксплуатации.

При проверке эксплуатационной пригодности выполняют расчеты деформаций (перемещений), оказывающих неблагоприятное воздействие на конструкции (включая применяемые материалы) и техническое оборудование, а также нарушающих герметичность конструкций.

Конструкции проектируют с условием, чтобы исключить влияние деформаций (перемещений) смежных элементов (плит перекрытий или покрытий, стен и др.) на показатели эксплуатационной пригодности проектируемых конструкций.

Проверку предельного состояния эксплуатационной пригодности конструкций из неармированной каменной кладки допускается не выполнять, если выполняются требования предельного состояния несущей способности, подтвержденные расчетами.

Деформации каменных стен, вызванные ветровым воздействием, а также особыми воздействиями (например, давлением толпы или механическим ударом), не должны оказывать влияния на пригодность стен к нормальной эксплуатации.

Стены, воспринимающие горизонтальные нагрузки, направленные перпендикулярно их поверхности, для которых расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности, допускается считать соответствующими требованиям эксплуатационной пригодности согласно при условии, что размеры стен ограничены по длине и высоте в зависимости от их толщины, как приведено в приложении К СП 5.02.01–2021 [2].

При эксплуатации армокаменных конструкций не допускается появление трещин, размеры которых превышают допустимые, а также развитие чрезмерных прогибов (перемещений).

При ограничении размеров армокаменных конструкций согласно пп. 8.5.2.14–8.5.2.16 СП 5.02.01–2021 [2] без расчетной проверки допускается принимать условие, что прогиб (выгиб) стены при действии нагрузки, направленной перпендикулярно ее поверхности, или вертикальный прогиб балки не превышает допустимых значений.

Расстояние в свету между горизонтальными опорами l , однопролетных и неразрезных элементов изгибаемых армокаменных конструкций определяют из условий, принимая меньшее из значений:

$$l_r \leq 60b_c; \quad (14.1)$$

$$l_r \leq \frac{250}{d} b_c^2, \quad (14.2)$$

где d – рабочая высота сечения конструкции;

b_c – ширина сжатой зоны поперечного сечения в середине пролета.

14.2 Пример расчета

Определить минимальное расстояние в свету между горизонтальными опорами l_r однопролетных и неразрезных элементов изгибаемых армокаменных конструкций при ширине сжатой зоны поперечного сечения в середине пролета 380 мм. При этом рабочая высота сечения конструкции составляет 650 мм.

Расстояние в свету между горизонтальными опорами l_r однопролетных и неразрезных элементов изгибаемых армокаменных конструкций определяют из следующих условий, принимая меньшее из значений:

$$l_r \leq 60b_c, \quad l_r = 60 \cdot 380 = 22800 \text{ мм};$$

$$l_r \leq \frac{250}{d} b_c^2, \quad l_r = \frac{250}{650} 380^2 = 55538 \text{ мм}.$$

Следовательно, минимальное расстояние между горизонтальными опорами однопролетных и неразрезных элементов изгибаемых армокаменных конструкций равно 22,8 м.

14.3 Индивидуальное задание

Определить минимальное расстояние в свету между горизонтальными опорами l_r однопролетных и неразрезных элементов изгибаемых армокаменных конструкций при ширине сжатой зоны поперечного сечения в середине пролета 250 мм. При этом рабочая высота сечения конструкции составляет 500 мм.

15 Практическое занятие № 15. Расчет и конструирование армокаменных конструкций

15.1 Теоретические сведения

Расчет армированных конструкций, подверженных изгибу, сжатию с изгибом или сжатию, выполняют с учетом следующих условий:

- поперечные сечения конструкций после приложения нагрузки остаются плоскими (гипотеза плоских сечений);
- относительные деформации арматуры равны относительным деформациям окружающей каменной кладки;

- прочность на растяжение каменной кладки в расчетах не учитывают;
- максимальные относительные деформации укорочения каменной кладки принимают в зависимости от ее вида;
- максимальные относительные деформации удлинения арматуры принимают в зависимости от ее вида;
- диаграмму деформирования каменной кладки принимают параболической или параболически-линейной;
- диаграмму деформирования для арматуры принимают в соответствии с СП 5.03.01 [1].

Форму эпюры распределения расчетных напряжений сжатия в каменной кладке и материалах заполнения принимают в соответствии с рисунком 6.2 СП 5.02.01–2021 [2]. При этом f_d принимают равным расчетному значению прочности на сжатие неармированной каменной кладки или материалов заполнения по направлению действующей нагрузки.

Проверку предельного состояния несущей способности армированных конструкций, подверженных изгибу и (или) сжатию, производят из условия, согласно которому расчетное значение усилия E_d , возникающего в элементе конструкции, не превышает расчетное значение сопротивления R_d сечений данной конструкции: $E_d \leq R_d$. Относительная деформация удлинения арматуры ϵ_s не должна превышать 0,01.

Расчетное сопротивление изгибу сечения определяют с учетом прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне сечения.

Для армированного прямоугольного сечения при чистом изгибе расчетное значение сопротивления изгибу M_{Rd} сечения определяют по формуле

$$M_{Rd} = f_{yd} A_s z. \quad (15.1)$$

Плечо внутренней пары сил z в сечении изгибаемой армированной конструкции, при условии одновременного достижения напряжениями растяжения и сжатия предельных значений (расчетных сопротивлений) в поперечном сечении элемента, определяют по формуле

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \frac{f_{yd} A_s}{b d f_d} \right) \leq 0,95d, \quad (15.2)$$

где d – рабочая высота поперечного сечения элемента;

A_s – площадь поперечного сечения продольной растянутой арматуры;

f_{yd} – расчетное значение прочности на растяжение арматуры;

b – ширина поперечного сечения элемента;

f_d – расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки в направлении действия сжимающего усилия.

При определении расчетного значения сопротивления изгибу M_{Rd} сечения армированной конструкции расчетное значение прочности на сжатие f_d кладки допускается принимать постоянным в пределах высоты сжатой зоны сечения λ_x . Сопротивление изгибу M_{Rd} сечения определяют из условий:

– для кладочных изделий первой группы, кроме изделий из пористых бетонов,

$$M_{Rd} \leq 0,4f_d b d^2; \quad (15.3)$$

– для кладочных изделий второй группы и из пористого бетона первой группы

$$M_{Rd} \leq 0,3f_d b d^2. \quad (15.4)$$

15.2 Пример расчета

Проверить прочность элемента армированной каменной кладки, подверженного действию изгибающего момента $M_{Ed} = 20$ кНм. Ширина поперечного сечения элемента – 250 мм. Рабочая высота поперечного сечения элемента – 500 мм. Армирование выполнено в виде четырех стержней диаметром 6 мм из арматуры класса S500. Кладка выполнена из керамических кирпичей I категории, для первого класса контроля производства работ, на кладочном растворе заданного качества, стандартного, класса по прочности на сжатие M10. Приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия (в направлении сжимающего усилия) $f_b = 20$.

Расчетное значение прочности на растяжение арматуры f_{yd} для арматуры класса S500 следует определять по формуле

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M}, \quad f_{yd} = \frac{500}{1,35} = 435 \text{ МПа.}$$

Площадь поперечного сечения для данного армирования, согласно сортаменту арматуры, $A_s = 113 \text{ мм}^2$. Характеристические значения прочности на сжатие каменной кладки из керамических кладочных изделий первой группы $f_k = 6,5 \text{ МПа}$ согласно таблице 6.4 СП 5.02.01–2021 [2]. Значения частного коэффициента для характеристик свойств материалов для кладочных изделий I категории для каменной кладки на кладочном растворе заданного качества для первого класса контроля производства работ $\gamma_M = 2$ согласно таблице 5.1 СП 5.02.01–2021 [2]. Тогда расчетное значение прочности на сжатие каменной кладки в направлении действия сжимающего усилия

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad f_d = \frac{6,5}{2} = 3,25 \text{ МПа.}$$

Определяем плечо внутренней пары сил z в сечении изгибаемой армированной конструкции по формуле

$$z = d \cdot \left(1 - 0,5 \frac{f_{yd} A_c}{b d f_d}\right) \leq 0,95d, \quad z = 500 \cdot \left(1 - 0,5 \frac{435 \cdot 113}{250 \cdot 500 \cdot 3,25}\right) =$$

$$= 469 \text{ мм} \leq 0,95 \cdot 500 = 475 \text{ мм}.$$

Тогда расчетное значение сопротивления изгибу

$$M_{Rd} = f_{yd} A_s z, \quad M_{Rd} = 435 \cdot 113 \cdot 469 = 23,09 \text{ кНм}.$$

Проверяем условие прочности:

$$M_{Ed} = 20 \text{ кН} \leq M_{Rd} = 23,09 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность элемента обеспечена.

15.3 Индивидуальное задание

Проверить прочность элемента армированной каменной кладки, подверженного действию изгибающего момента $M_{Ed} = 15 \text{ кНм}$. Ширина поперечного сечения элемента – 250 мм. Рабочая высота поперечного сечения элемента – 450 мм. Армирование выполнено в виде трех стержней диаметром 8 мм из арматуры класса S500. Кладка выполнена из керамических кирпичей I категории, для первого класса контроля производства работ, на кладочном растворе заданного качества, стандартного, класса по прочности на сжатие М5. Приведенная (нормированная) прочность на сжатие кладочного изделия (в направлении сжимающего усилия) $f_b = 25$.

Список литературы

- 1 Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01–2020. – Переиздание (март 2022 г.) с Изменением № 1 (введено в действие с 20.05.2022 постановлением Минстройархитектуры от 15.03.2022 № 33). – Введ. 16.09.2020 (с отменой СНиП 2.03.01–84 и СНБ 5.03.01–02). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 244 с.
- 2 Каменные и армокаменные конструкции : СП 5.02.01–2021. – Введ. 10.06.2021. – Мн. : Минстройархитектуры, 2021. – 123 с.
- 3 Фундаменты плитные : СП 5.01.05-2025. – Введ. 15.09.2025 (взамен ТКП 45-5.01-67–2007*). – Мн. : Минстройархитектуры, 2025. – 129 с.
- 4 Воздействия на конструкции. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04–2019. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-3–2009 (02250)). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 42 с.
- 5 Воздействия на конструкции. Ветровые воздействия : СН 2.01.05–2019. – Введ. 16.11.2019 (с отменой ТКП EN 1991-1-4–2009 (02250)). – Мн. : Минстройархитектуры, 2020. – 127 с.