

Министерство образования и науки РТ
Государственное автономное профессиональное
образовательное учреждение
«Казанский колледж коммунального хозяйства и строительства»
(ГАПОУ «КККХиС»)

"Утверждаю"
зам. директора по учебной работе
_____Тимергалиева Н.В.

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ
по выполнению дипломного проекта
расчетно-конструктивной части
«Основы проектирования строительных конструкций»

Для выпускных групп очного и заочного отделений 422, 423, 429, 416, 420, 124, 126 специальностей 270802 /08.02.01/ Строительство и эксплуатация зданий и сооружений, 051001 /44.02.06/ Профессиональное обучение (по отраслям).

Казань
2015

Составитель: Ибатуллина Рузалия Наилевна

Должность: преподаватель строительных дисциплин

Полное название: Государственное автономное профессиональное образовательное учреждение «Казанский колледж коммунального хозяйства и строительства», город Казань, 2015 год.

Рецензенты работы:

1. Преподаватель высшей категории, строительных дисциплин, ГАПОУ «КККХиС», Аухадеева Альфия Габдулловна.
2. Преподаватель высшей категории, строительных дисциплин, ГАПОУ «КККХиС», Хасанова Тамара Кузьминична.

Рассмотрено и одобрено к применению
на заседании методической комиссии

Протокол от _____, № _____

Председатель методической комиссии

Ф.И.О.

(подпись)

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА I.....	6
1.1 МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОФОРМЛЕНИЮ ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТА	6
1.2 ОФОРМЛЕНИЕ ДИПЛОМНОГО ПРОЕКТА.....	7
1.3 ПЕРЕЧЕНЬ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПРЕДЛАГАЕМЫХ ДЛЯ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ПРОЕКТА.....	8
1.4 КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ.....	9
ГЛАВА 2.....	12
2.1 ПРИМЕР РАСЧЕТА ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ.....	12
2.2 ПРИМЕР РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РИГЕЛЯ.....	19
2.3 ПРИМЕР РАСЧЕТА НИЖНЕЙ РЯДОВОЙ КОЛОННЫ.....	24
2.4 ПРИМЕР РАСЧЕТА СТОЛБЧАТОГО ФУНДАМЕНТА.....	30
2.5 ПРИМЕР РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЛЕНТОЧНОГО ФУНДАМЕНТА.....	33
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	37

1. Введение

Здания и сооружения проектируют на основании задания на проектирование, в котором излагаются требования и условия, предъявляемые к объекту проектирования. Размеры несущих конструкций здания и сооружения определяют из условий прочности, деформативности и трещиностойкости. Вместе с тем, должна быть обеспечена устойчивость конструкций и их элементов и пространственная неизменяемость сооружений в целом.

При проектировании железобетонных конструкций следует, как правило, применять такие конструктивные решения, которые отвечали бы требованиям индустриализации и экономичности в строительстве. При этом должны учитываться местные условия района строительства: вид и качество заполнителей для бетона, наличие заводов по изготовлению сборных железобетонных конструкций, оснащенность строительства машинами и механизмами и т.д.

Технико-экономическое обоснование принятых решений при проектировании конструкций имеет важное значение. В результате сопоставления вариантов необходимо принимать такое проектное решение, при котором конструкции будут иметь наименьшую стоимость в деле.

Конструкции зданий и сооружений образуются из отдельных частей и элементов, имеющих различное назначение и различно работающих под нагрузкой. Так, несущие конструкции покрытия здания несут нагрузку от кровли и снега, и работают на изгиб; междуэтажные перекрытия несут нагрузку от массы людей, оборудования, материалов, изделий и т.п., и также работают на изгиб; колонны поддерживают покрытие и междуэтажные перекрытия и работают на сжатие, передавая нагрузку на фундаменты.

Основные вертикальные и горизонтальные несущие элементы здания – колонны и ригели перекрытий и покрытий – образуют остов здания, который называют каркасом.

Важное значение имеет унификация конструктивных схем зданий и сооружений и типизация элементов конструкций.

Производство сборных железобетонных элементов наиболее эффективно в случае, когда на заводе ведется изготовление серий однотипных элементов. Практически наилучшие результаты получают на тех заводах, на которых выпускают один тип изделий, например, плиты покрытий или стропильные фермы. Такая специализация дает возможность совершенствовать технологические процессы изготовления арматурных каркасов и укладки бетонной смеси, позволяет специализировать транспорт.

Здания должны собираться из элементов ограниченной номенклатуры, для чего следует унифицировать основные размеры самих сооружений.

Унификация объемно – планировочных решений является сложной задачей, т. к. размеры зданий тесно связаны с их функциональным назначением.

Использование унифицированных габаритных схем и нагрузок дает возможность ограничить число типов и размеров элементов, заказываемых

заводам, тем самым уменьшить парк дорогих стальных форм и улучшить их оборачиваемость.

Чтобы ограниченное число типов элементов могло широко применяться в различных зданиях, расстояние между колоннами в плане и высоты этажей унифицируются, т. е. приводятся к ограниченному числу размеров.

Для одноэтажных промышленных зданий установлены унифицированные размеры пролетов: 6, 12, 18, 24, 30, 36 метров и т.д.; шаг колонн 6 и 12 метров; высота от пола до низа несущих конструкций покрытия должна быть кратна модулю 600 мм, например 10,8 м, 12,6 м и т.д. до 18 м.

Для увязки размеров здания с размерами отдельных элементов конструкций используют три категории размеров: номинальные, конструктивные, натурные.

Номинальными размерами являются расстояния между разбивочными осями здания в плане.

Конструктивные размеры отличаются от номинальных на величину швов и зазоров.

Натурными называются фактические размеры элемента, которые от точности его изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3-10 мм).

При проектировании конструктивные размеры назначают с учетом необходимых зазоров в швах и стыках и нормированных допусков.

Нельзя ограничиваться только унификацией схем сооружений и нагрузок, т.к. форма сечения элементов и способы их соединения могут быть разнообразны.

С учетом всех условий составляются типовые рабочие чертежи конструкций, обязательные для применения в проектах зданий и сооружений.

Типовые чертежи со временем перерабатываются, чтобы в них можно было внести изменения, называемые техническим прогрессом и новыми требованиями.

ГЛАВА I.

1.1 Методические рекомендации по оформлению дипломного проекта по ПМ 01. МДК 01.01 Тема 2.1 "Основы проектирования строительных конструкций"

- ✓ Дипломная работа выполняется после изучения раздела "Железобетонные конструкции". Тема дипломного проекта – расчет и конструирование железобетонных элементов (конструкций) гражданского здания, выданного в архитектурной части проекта.
- ✓ В задании приводятся основные данные для проектирования: назначение здания, пролет, шаг колонн, количество этажей, высота этажа, район строительства и др.
- ✓ Выполнение дипломного проекта начинается с вычерчивания совмещенного плана конструкций перекрытия (покрытия), колонн, фундаментов и разреза, если они имеются в здании.
- ✓ Объем проекта включает расчет и конструирование основных несущих элементов сборного перекрытия или покрытия: панели перекрытия (покрытия), колонны и фундамента под колонну и др.
- ✓ Расчет сборной колонны нижнего ряда выполняется на внецентренное сжатие со случайным эксцентриситетом. При расчете необходимо учитывать влияние продольного изгиба и длительного действия нагрузки.
- ✓ Фундаменты под колонну проектируются стаканного типа сборными или монолитными и рассчитываются на центральное сжатие.
- ✓ В кирпичном здании проектируют ленточные фундаменты и расчетом осадки основания.
- ✓ Порядок расчета изложен в учебнике "Строительные конструкции" В.И.Сеткова, Т.Н.Цая.
- ✓ Графическая часть работы представляет собой чертежи проектируемых элементов и должна содержать:
 - Опалубочные чертежи проектируемых элементов;
 - Арматурные чертежи проектируемых элементов (М 1:20);
 - Чертежи арматурных изделий – каркасы и сетки (М 1:20, 1:10);
 - Узлы и детали (М 1:10);
 - Спецификации и выборки арматуры по расходу металла;
 - Примечания-пояснения к чертежам, например, по изготовлению арматурных изделий.

1.2 Оформление дипломного проекта

Графическая часть.

- Рабочий чертеж проектируемых элементов (конструкций) выполняется в карандаше или в программе «Автокад» на листе чертежной бумаги формата А-1.

- Чертежи должны быть выполнены четко, со строгим соблюдением масштаба, условных обозначений согласно действующей ЕСКД, и снабжены необходимыми размерами и поясняющими надписями. Размерные линии следует располагать от изображений на расстоянии не менее 15 мм, а друг от друга не менее 8-10 мм. Линейные размеры на всех чертежах должны быть в мм.

Пояснительная записка.

Пояснительная записка расчетно-конструктивной части проекта должна быть написана четким почерком пастой или напечатана в Word на одной стороне листа писчей бумаги формата А-4, с правой стороны, сверху и снизу оставляются поля шириной 5 мм, с левой стороны - 20 мм. Текст записки следует сопровождать расчетными схемами рассчитываемых элементов, схемами армирования элементов и т.д. Все схемы, эскизы при выполнении расчетов должны быть выполнены аккуратно с соблюдением масштаба.

Содержание и структура пояснительной записки зависят от характера проектируемого элемента. Например, применительно к проектированию изгибаемых элементов записка должна содержать разделы:

- Данные для проектирования;
- Сбор нагрузок;
- Определение внутренних усилий;
- Определение площади сечения рабочей арматуры;
- Подбор количества и диаметра арматуры по сортаменту;
- Указание по конструированию.

Записка должна иметь нумерацию страниц, оглавление, задание на проектирование, расчет. В конце записки – перечень используемой литературы.

1.3 Перечень конструктивных элементов, предлагаемых для расчета и конструирования дипломного проекта

Выбор конструкций для расчета и конструирования в проекте принимается согласно зданию в архитектурной части.

1. Расчет и конструирование железобетонной балки прямоугольного профиля.
2. Расчет и конструирование железобетонной балки таврового профиля.
3. Расчет и конструирование железобетонной плиты.
4. Расчет и конструирование железобетонного ригеля.
5. Расчет и конструирование железобетонного монолитного перекрытия.
6. Расчет и конструирование железобетонной колонны со случайным эксцентриситетом.
7. Расчет и конструирование железобетонного фундамента под колонну.
8. Расчет и конструирование железобетонного ленточного фундамента.
9. Расчет и конструирование стальной центрально-сжатой колонны.
10. Расчет и конструирование стальной балки.
11. Расчет и конструирование железобетонной перемычки.
12. Расчет и конструирование кирпичного столба армированного или неармированного.
13. Расчет и конструирование деревянных стропил.

1.4 Конструктивные требования конструкций

Плиты перекрытия.

1. Пустотные плиты (панели) перекрытий выполняются длиной 3-9 м различной ширины, что обеспечивает их раскладку в различных по размерам перекрытиях. Высота пустотных плит чаще всего принимается 220 мм, пустоты круглого сечения диаметром 159 мм, минимальная толщина полок 25-30 мм.

Пустотные плиты могут опираться на стены, балки, ригели. Опираемые плиты выполняют на двух опорах и, следовательно, пустотная плита рассчитывается как простая балка.

2. Плиты армируют сварными сетками. Рабочая арматура должна быть расположена ближе к растянутой грани плиты, чем монтажная, при условии соблюдения минимально допустимой толщины защитного слоя бетона. Стержни рабочей арматуры обычно имеют диаметр 3-10 мм, а в толстых плитах 12-16 мм, и располагаются по ширине плиты с шагом 100-200 мм. Монтажные стержни имеют меньший диаметр и шаг 250-300 мм, при этом площадь их сечения должна составлять не менее 10 процентов площади сечения рабочих стержней.

3. Для плит марка бетона рекомендуется от В 7,5 до В 20, арматура А-I, II, III, Вр-I.

Железобетонные колонны.

1. Размеры сечения колонн следует принимать не менее 250 мм, и они назначаются кратными 50 мм при размерах стороны сечения до 500 мм и кратными 100 мм при размерах стороны сечения больше 500 мм.
2. Требования к материалам для колонн следующие:
 - бетон обычно принимается класса $\geq$ В 20; для тяжело нагруженных колонн – не менее В 30;
 - рабочая арматура принимается классов А-III, А-II, диаметрами от 12 до 40 мм, оптимально 16-25 мм;
 - поперечная арматура назначается классов А-I, А-III, Вр-I, диаметром $d_{sw} \geq 0.25 d_s$ (диаметр хомутов в вязаных каркасах принимают не менее $0,25 d_s$ и не менее 5 мм); шаг поперечных стержней не более $U \leq 20 d_s$ (в вязаных каркасах $U \leq 15 d_s$), где d_s – меньший диаметр продольной рабочей арматуры.
3. Правила установки арматуры в колонны и проектирования каркасов:
 - стержни продольной арматуры располагаются у граней колонны с защитным слоем бетона не менее 20 мм и не менее их диаметра; поперечная арматура с защитным слоем не менее 15 мм и не менее ее диаметра;
 - для свободной укладки в формы концы продольной арматуры не должны доходить до грани торца колонны на 10 мм при ее длине до 9 м

- и на 15 мм при длине до 12 м. При этом, если в оголовке колонны предусмотрена закладная деталь для опирания вышележащих конструкций, то продольный стержень арматуры должен не доходить до этой закладной детали не менее чем на 10 мм;
- при сечении колонны до 400 х 400 мм можно ставить 4 стержня продольной арматуры, располагая их по углам колонны, при больших размерах сечения расстояния между осями продольных стержней не должны превышать 400 мм;
 - плоские арматурные каркасы перед постановкой в опалубку объединяются в пространственные каркасы при помощи соединительных стержней;
 - для восприятия сосредоточенных нагрузок от балок или ферм верхние части колонн (оголовки) дополнительно армируются горизонтальными сетками (не менее 4-х) и могут усиливаться закладной деталью, которая служит для распределения нагрузок от опирающихся на колонну конструкций и для их прикрепления.

Для транспортирования, складирования и монтажа в сборных железобетонных колоннах предусматриваются монтажные петли или отверстия.

Железобетонный ленточный фундамент.

Для изготовления монолитных фундаментов рекомендуется тяжелый бетон классов В10 - В20 и для сборных фундаментов – тяжелый бетон классов В15 - В25.

Армирование подошвы фундаментов (фундаментных подушек) осуществляется сетками из арматуры классов А-II или А-III. Расстояние между осями рабочих стержней 100х200 мм, диаметр стержней при длине фундамента до 3 м – не менее 10 мм, при большей длине – не менее 12 мм. Фундаментные блоки ленточных фундаментов не армируются.

Арматурные сетки в подошву фундамента ставятся с защитным слоем бетона:

- $a_{з.с.} \geq 30$ мм в сборных фундаментах;
- $a_{з.с.} \geq 35$ мм в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки (бетонная подготовка под фундаментами выполняется толщиной 100 мм из бетона класса В5);
- $a_{з.с.} \geq 70$ мм в монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки.

Расчет прочности ленточных фундаментов заключается в определении арматуры в подушке фундамента и проверке достаточности высоты подушки на действие поперечной силы. В случае если в ленточном фундаменте не требуется установки подушки, то расчет прочности по материалу не проводится, а просто назначается класс прочности бетона фундамента.

Как и отдельно стоящие фундаменты, ленточный фундамент по прочности рассчитывается на действие расчетных нагрузок. Нагрузка на фундамент собирается на условно вырезанный метр длины фундамента. Расчетное сечение принимается по краю фундаментных блоков.

Расчетная величина осадки фундамента S ограничивается максимальной предельной осадкой $S_{\text{пред}}$:

$$S \leq S_{\text{пред}}$$

Значения максимальной предельной осадки фундаментов приведены в Приложении 4 СНиП 2.02.01-83.

Для определения осадки пользуются различными способами; наиболее распространенным является метод послойного суммирования, сущность которого состоит в разделении всей толщи основания на слои и определении осадок в каждом элементарном слое с последующим их суммированием. Для нахождения осадок необходимо знать напряжения в грунте, возникающие от собственного веса грунта, характер распределения напряжений по подошве фундамента и их изменение в массиве основания.

ГЛАВА II.

2.1 Пример расчета плиты перекрытия ПК 56.12

Для плиты принимаем бетон марки В 12,5, арматуру класса А-II

Выписываем размеры плиты из спецификации:

1. Длина плиты $L=5650$ мм,
2. Ширина плиты $B=1190$ мм,
3. Высота плиты $H=220$ мм,
4. Диаметр отверстий плиты 159 мм,
5. Расстояние между отверстиями 30 мм.

Расход бетона $0,8 \text{ м}^3$, расход стали 54,6 кг, масса плиты 2,0 т.

Решение:

Определим количество отверстий плиты:

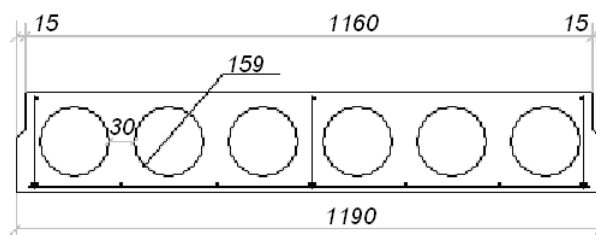
$$n = B / (159 + 30) = 1190 / 189 = 6,29 \approx 6 \text{ отверстий.}$$

Принимаем 6 отверстий, т.к. седьмая может не поместиться.

Определим расстояние от отверстий до верха и низа плиты (толщину полки плиты):

$$h'_f = (H - 159) / 2 = 30,5 \text{ мм} = 3,05 \text{ см}$$

Схема сечения плиты:



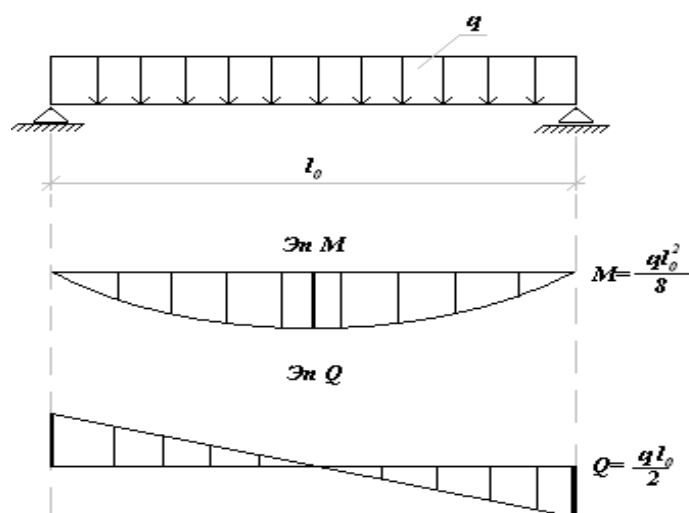
I. Расчет плиты по нормальному сечению.

1) Расчетная схема и расчетное сечение плиты.

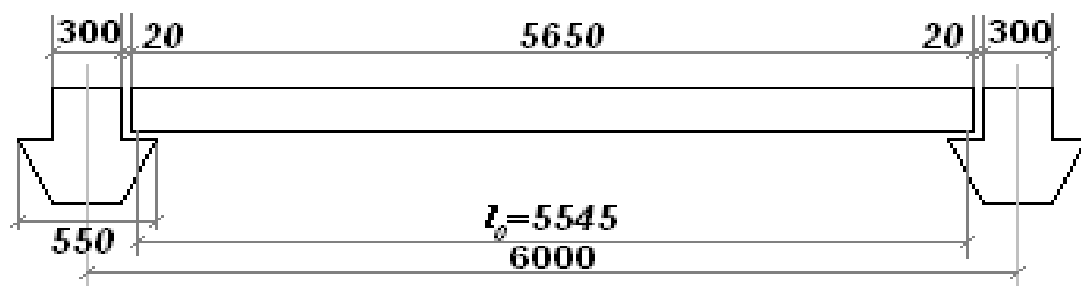
За расчетную схему плиты принимаем схему свободно лежащей конструкции на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой:

$$M = ql_0^2 / 8$$

$$Q = ql_0 / 2$$



Определим расчетный пролет плиты, для этого изобразим схему опирания плиты на ригели:

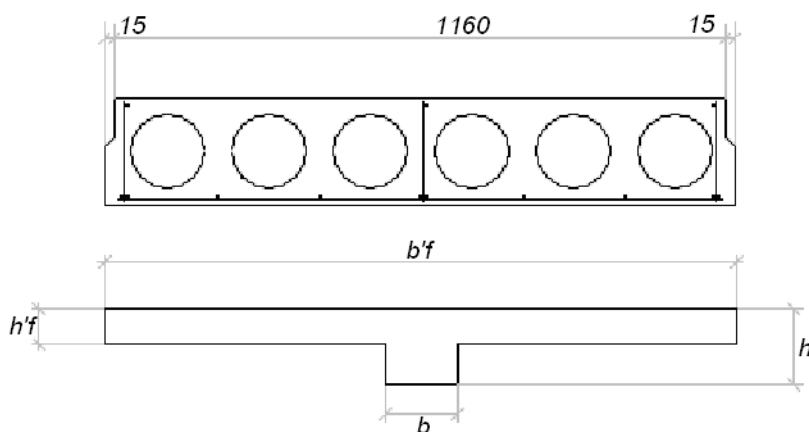


$$l_{\text{оп}} = ((550 - 300) / 2) - 20 = 105 \text{ мм.}$$

За расчетный пролет плиты принимают расстояние между серединами опор:

$$l_0 = l_{\text{пл}} - 2 (l_{\text{оп}} / 2) = 5650 - (2 (105 / 2)) = 5650 - 100 = 5545 \text{ мм} = 5,45 \text{ м}$$

Расчетное сечение плиты принимается как тавровое сечение, т.к. плита имеет неопределенные размеры сечения:



Определим рабочую высоту сечения:

$$h_0 = h - a_{з.с.} - d/2 = 220 - 30 - 20/2 = 180 \text{ мм} = 18 \text{ см},$$

где $a_{з.с.}$ – толщина защитного слоя, принимается 2 - 5 см;

d – средний диаметр рабочей арматуры, принимается 2 см.

Определим ширину ребра таврового сечения:

$$b = b'_f - 159 \cdot n = 1160 - 159 \cdot 6 = 206 \text{ мм} = 20,6 \text{ см}$$

2) Сбор нагрузки на плиту.

Сбор нагрузки на 1 м² перекрытия:

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м ²
<u>Постоянная:</u>			
1. Керамическая плитка, $t = 10 \text{ мм}$ $0,01 \text{ м} \cdot 2500 \text{ кг/м}^3 \cdot 10 \text{ м/сек}^2$	250	1,1	275
2. Прослойка и заполнение швов из цементно-песчаного раствора, $t = 15 \text{ мм}$ $0,015 \text{ м} \cdot 1700 \text{ кг/м}^3 \cdot 10 \text{ м/сек}^2$	255	1,3	331,5
3. Железобетонная многопустотная плита, $t = 220 \text{ мм}$ $0,22 \text{ м} \cdot 2500 \text{ кг/м}^3 \cdot 10 \text{ м/сек}^2$	5500	1,1	6050
<i>Итого:</i>	6005		6656,5
<u>Временная (гостиница):</u>			
полная $150 \text{ кгс/м}^2 \cdot 10 \text{ м/сек}^2$	1500	1,2	1800
в т.ч. длительно действующая $30 \text{ кгс/м}^2 \cdot 10 \text{ м/сек}^2$	300	1,3	390
<i>Всего:</i>	7505		8456,5

Определим нагрузку на 1 пог. м плиты с учетом ширины плиты:

$$q = q_{1\text{м}^2} \cdot B = 8456,5 \text{ Н/м}^2 \cdot 1,190 \text{ м} = 10063,23 \text{ Н/м}$$

3) Проводим статический расчет плиты:

$$M = ql_0^2 / 8 = (10063,23 \text{ Н/м} \cdot 5,45 \text{ м}^2) / 8 = 38746,58 \text{ Н} \cdot \text{м} = 3874658 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

$$Q = ql_0 / 2 = (10063,23 \text{ Н/м} \cdot 5,45 \text{ м}) / 2 = 27925,46 \text{ Н}$$

4) Определим расчетные характеристики материалов по табл. СНиПа 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции":

для бетона В 12,5:

$$R_b = 7,5 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 0,66 \text{ МПа}$$

для арматуры А-III:

$$R_s = 280 \text{ МПа}$$

$$R_{sc} = 280 \text{ МПа}$$

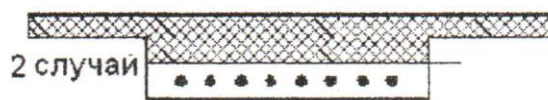
5) Определим коэффициент A_o :

Чтобы определить A_o , необходимо выяснить расчетный случай таврового сечения. Встречаются два случая расчета:



$$x < h'_f$$

$$M_f > M$$



$$x > h'_f$$

$$M_f < M$$

В первом случае нейтральная ось проходит в полке сечения:

$$x < h'_f$$

$$M_f > M$$

Во втором случае нейтральная ось проходит в ребре сечения:

$$x > h'_f$$

$$M_f < M$$

Для определения расчетного случая подсчитаем момент, воспринимаемый полкой:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_o - (h'_f/2)) = \\ &= 7,5 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 0,9 \cdot 116 \text{ см} \cdot 3,05 \text{ см} \cdot (18 \text{ см} - 3,05/2) = 3934477,12 \text{ Н} \cdot \text{см} \end{aligned}$$

где γ_{b2} – коэффициент условия работы бетона, принимается равным 0,9.

Сравним момент в полке с моментом от внешней нагрузки:

$$3934477,12 \text{ Н} \cdot \text{см} > 3874658 \text{ Н} \cdot \text{см} \rightarrow M_f > M$$

Момент, воспринимаемый полкой больше момента, воспринимаемой нагрузкой, т.е. имеем I случай расчета таврового сечения:

Определяем расчетный коэффициент A_o по I случаю:

$$A_o = M / (R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2 \cdot \gamma_{b2}) =$$

$$= 3874658 \text{ Н} \cdot \text{см} / (7,5 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 116 \text{ см} \cdot 18 \text{ см}^2 \cdot 0,9) = 0,15$$

$$A_o < 0,5$$

(Для второго случая:

$$A_o = (M - R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_o - h'_f/2)) / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2)$$

6) Определяем расчетные коэффициенты по табл. 4 СНиПа 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции":

$$\xi = 0,16$$

$$\eta = 0,92$$

Определим высоту сжатой зоны x : $x = \xi \cdot h_o = 0,16 \cdot 18 \text{ см} = 2,88 \text{ см}$

Сравним высоту сжатой зоны и высоту полки: $2,88 \text{ см} < 3,05 \text{ см} \rightarrow x < h'_f \rightarrow$ следовательно, имеем I случай расчета таврового сечения.

7) Определим площадь сечения рабочей арматуры по I случаю:

$$A_s = M / (\eta \cdot h_o \cdot R_s) = 3874658 \text{ Н} \cdot \text{см} / (0,92 \cdot 18 \text{ см} \cdot 280 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2) = 8,35 \text{ см}^2$$

Принимаем по сортаменту 7 рабочих стержней $\varnothing 14$ с $A_s = 10,77 \text{ см}^2$ (можно принять $\varnothing 12$ с $A_s = 7,92 \text{ см}^2$).

II. Расчет плиты по наклонному сечению.

(Обеспечение прочности по наклонной трещине).

1) Проверим выполнение условия:

$$Q \leq Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o;$$

где φ_{b3} – коэффициент для тяжелого и ячеистого бетона, принимается равным 0,6;

φ_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, принимается не более 0,5;

Если элемент без предварительного напряжения $\varphi_n = 0$

$$Q_{b,\min} = 0,6 \cdot (1 + 0,5 + 0) \cdot 0,66 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 20,6 \text{ см} \cdot 18 \text{ см} = 22025,52 \text{ Н} = 22,025 \text{ кН}$$

$$Q > Q_{b,\min} \rightarrow 27,925 \text{ кН} > 22,025 \text{ кН}$$

Условие не выполняется, бетон не выдерживает поперечную силу и дальше требуется расчет по прочности по наклонной трещине.

Если условие выполняется, конструируют плиту.

2) Находим погонное поперечное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями (хомутами):

$$q_{sw} = (R_{sw} \cdot a_{sw} \cdot n) / U = (175 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 0,283 \text{ см}^2 \cdot 3) / 11 \text{ см} = 1350,68 \text{ Н/см};$$

где R_{sw} – расчетное сопротивление поперечных стержней, принимается по табл. СНиПа 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции" для арматуры А-I;
 a_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры, находящейся в рассчитываемом поперечном сечении плиты, принимается равным $0,283 \text{ см}^2$ согласно табл. СНиПа 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции";

n – количество каркасов в сечении плиты;

U – шаг поперечных стержней в каркасе.

В плите 6 отверстий и 7 ребер. Вертикальные каркасы в таких плитах ставят через 3-4 отверстия, поэтому принимаем 3 вертикальных каркаса из арматуры класса А-I диаметром 6 мм. Вертикальные каркасы ставят независимо от рабочих стержней, поэтому диаметр поперечных стержней назначен произвольно.

Согласно СНиП 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции" назначаем шаг хомутов:

$$U = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} 220 = 110 \text{ мм} = 11 \text{ см}.$$

$$(U = \frac{1}{2} h, \text{ если } h \leq 45 \text{ см}; U = \frac{1}{3} h, \text{ если } h \geq 45 \text{ см})$$

3) Находим значение коэффициента c_o по формуле:

$$c_o = \sqrt{(\gamma_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2) / q_{sw}} < c = 2 h_o$$

где γ_{b2} – коэффициент для тяжелого и ячеистого бетона, принимается равным 2;

$$c_o = \sqrt{(2 \cdot (1 + 0,5 + 0) \cdot 0,66 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 20,6 \text{ см} \cdot 18 \text{ см}^2) / 1350,68 \text{ Н/см}} = 31,28 \text{ см}$$
$$2 h_o = 2 \cdot 18 \text{ см} = 36 \text{ см} > 31,28 \text{ см} \rightarrow c_o < c \text{ принимаем } c = c_o = 31,28 \text{ см}$$

Если получилось $c_o > c$, то принимаем 36 см. c_o не должно превышать 36 см.

4) Находим поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

$$Q_b = (\gamma_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \varphi_{b2} \cdot b \cdot h_o^2) / c = 2 \cdot (1 + 0,5 + 0) \cdot 0,66 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 0,9 \cdot 20,6 \text{ см} \cdot 18 \text{ см}^2 / 31,28 \text{ см} = 38023,6 \text{ Н}$$

$$Q \leq Q_b$$

Сравним поперечную силу, воспринимаемую бетоном с действующей поперечной силой:

$27925,46 \text{ Н} < 38023,6 \text{ Н} \rightarrow$ следовательно, прочность по наклонной трещине обеспечена.

На этом расчет прочности по наклонной трещине закончен, а если $Q > Q_b$, продолжают расчет до тех пор, пока не будет выполняться условие.

Вывод: при принятом в расчете армировании прочности нормальных и наклонных сечений плиты обеспечены.

Конструируем плиту.

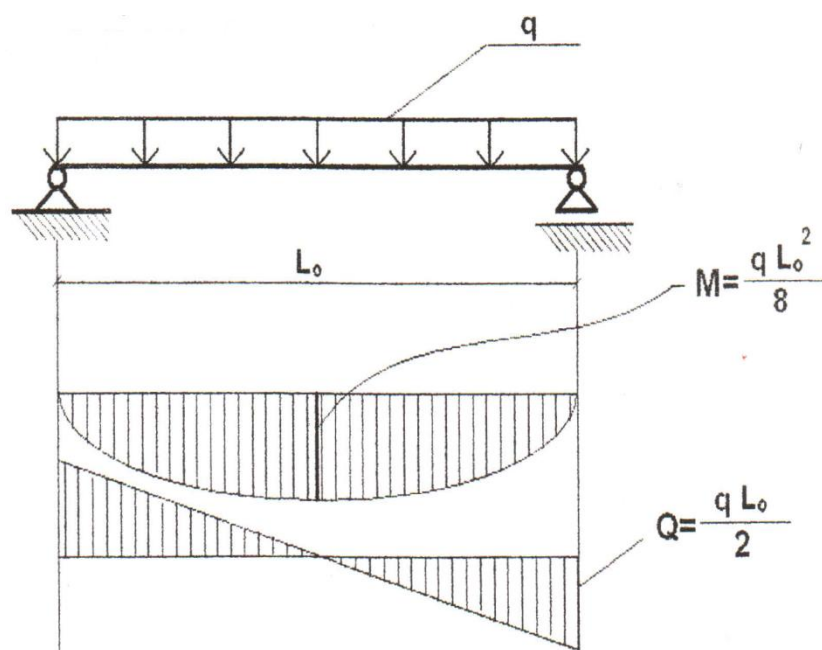
2.2 Пример расчета железобетонного ригеля 1РДП 4.57

Требуется рассчитать и законструировать сборный неразрезной ригель для перекрытия. Пролет ригеля между осями колонн 6 м. Класс бетона В25, арматура продольная класса А-III. Выписываем размеры ригеля: $L=5660$ мм; $H=450$ мм; $B=300/550$ мм. Расход бетона $1,01$ м³; расход стали 132 кг; масса $2,4$ т. Ригель работает на изгиб; при этом в нем могут возникнуть 2 вида трещин: нормальные и наклонные.

Решение:

I. Расчет ригеля по нормальному сечению.

1. За расчетную схему можно принять свободно лежащую балку на двух опорах.



2. Сбор нагрузки на ригель.

Нагрузка на 1 м длины ригеля складывается из постоянной – от перекрытия, собственного веса ригеля и временной нагрузки.

Сбор нагрузки на 1 м² перекрытия

Таблица №1.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м ²
<u>Постоянная:</u>			
2. Керамическая плитка, $t = 10$ мм $0,01 \text{ м} \cdot 2500 \text{ кг/м}^3 \cdot 10$	250	1,1	275

м/сек ² 2. Прослойка и заполнение швов из цементно-песчаного раствора, t = 15 мм 0,015 м · 1800 кг/м ³ · 10 м/сек ²	270	1,3	351
3. Железобетонная многопустотная плита, t = 220 мм 0,22 м · 2500 кг/м ³ · 10 м/сек ²	5500	1,1	6050
Итого:	6020		6676
<u>Временная</u> (жилой дом): полная 150 кгс/м ² · 10 м/сек ²	1500		1500
в т.ч. длительно действующая 30 кгс/м ² · 10 м/сек ²	300		300
Всего:	7520		8176

Площадь поперечного сечения ригеля:

$$A_{\text{сеч}} = 0,3 \cdot 0,45 + 2 \cdot 0,125 \cdot 0,25 = 0,135 + 0,0625 = 0,1975 \text{ м}^2$$

Собственный вес 1 м длины ригеля (нормативная нагрузка):

$$g = A_{\text{сеч}} \cdot \gamma = 0,1975 \text{ м}^2 \cdot 2500 \text{ Н/м}^3 \cdot 10 \text{ м/сек}^2 = 4937,5 \text{ Н/м},$$

где γ – удельный вес железобетона.

Расчетная нагрузка с учетом коэффициента надежности: $\gamma_f = 1,1$:

$$q_{\text{с.в.р.}} = 4937,5 \text{ Н/м} \cdot 1,1 = 5431,25 \text{ Н/м}$$

Нагрузка на 1 п.м. ригеля:

$$q_{\text{п.м.}} = q_{\text{лм}^2} \cdot 7,0 \text{ м} + q_{\text{с.в.р.}} = 8176 \text{ Н/м}^2 \cdot 7 \text{ м} + 5431,25 \text{ Н/м} = 62663,25 \text{ Н/м}$$

где 7,0 м = 7,2 м – 0,2 м (7,2 м – ширина грузовой площади, приходящейся на ригель; 0,2 м – привязка оси стены от внутренней грани).

3. Проводим статический расчет (определяем эпюры M, Q и находим максимальные значения поперечных сил и моментов):

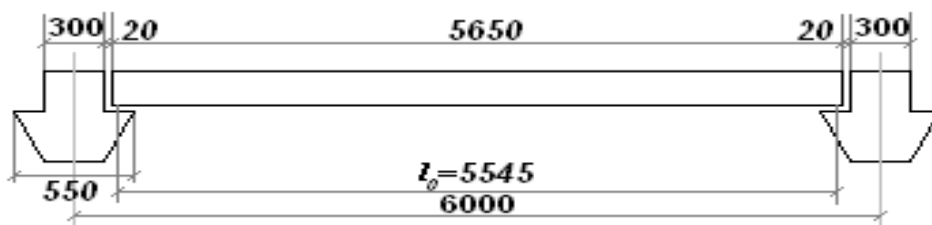
$$M = q_{\text{п.м.}} \cdot l_0^2 / 8 = (62663,25 \text{ Н/м} \cdot 5,545 \text{ м}^2) / 8 = 240838,56 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$$Q = q_{\text{п.м.}} \cdot l_0 / 2 = (62663,25 \text{ Н/м} \cdot 5,545 \text{ м}) / 2 = 173733,86 \text{ Н}$$

В крайнем пролете за расчетный пролет l_0 принимается расстояние от оси колонны до середины опорной площадки ригеля в стене:

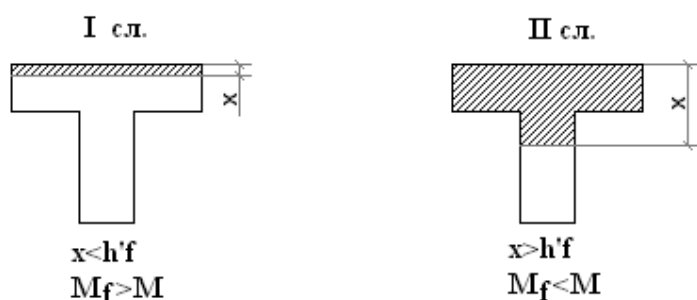
$$l_0 = l_{пл} - (2 (l_{оп} / 2)) = 5650 - 2 (105 / 2) = 5650 - 105 = 5545 \text{ мм} = 5,54 \text{ м}$$

$$l_{оп} = ((550-300) / 2) - 20 = 105 \text{ мм.}$$



4. Определение расчетного коэффициента A_0 .

Чтобы определить A_0 , необходимо выяснить расчетный случай таврового сечения. Встречаются два случая расчета:



Задаемся материалами: принимаем тяжелый бетон В25, класс прочности: арматура стержневая горячекатаная класса А-III. Выписываем прочностные характеристики:

$$\text{В25: } R_b = 14,5 \text{ МПа, } R_{bt} = 1,05 \text{ МПа,}$$

$$\text{А-III: } R_s = 365 \text{ МПа, } R_{sw} = 290 \text{ МПа}$$

Задаемся расстоянием от центра тяжести арматуры до крайнего растянутого волокна бетона a , и определяем рабочую высоту ригеля:

$$h_0 = h - a = 45 - 3 = 42 \text{ см.}$$

Устанавливаем расчетный случай таврового элемента:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = \\ &= 14,5 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 55 \text{ см} \cdot 25 \text{ см} \cdot (42 \text{ см} - 0,5 \cdot 25) = 58815625 \text{ Н} \cdot \text{см} \end{aligned}$$

$M = 240838,56 \text{ Н} \cdot \text{м} = 24083856 \text{ Н} \cdot \text{см} < M_f = 58815625 \text{ Н} \cdot \text{см}$, следовательно, имеем 1 случай расчета таврового сечения.

5. Определяем коэффициент A_o по 1 случаю:

$$A_o = M / (R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2 \cdot \gamma_{b2}) = \\ = 24083856 \text{ Н} \cdot \text{см} / (14,5 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 55 \text{ см} \cdot 42 \text{ см}^2 \cdot 0,9) = 0,19$$

$$A_o < 0,5$$

где $\gamma_{b2} = 0,9$ – коэффициент условия работы бетона.

(Для второго случая:

$$A_o = (M - R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_o - h'_f/2)) / (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2)$$

Определяем расчетные коэффициенты ξ и η (определяем по ближайшему значению A_o) по табл. 4 СНиПа 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции":

$$\xi = 0,22$$

$$\eta = 0,89$$

Определим высоту сжатой зоны x : $x = \xi \cdot h_o = 0,22 \cdot 42 \text{ см} = 9,24 \text{ см}$

Сравним высоту сжатой зоны и высоту полки: $9,24 \text{ см} < 25 \text{ см} \rightarrow x < h'_f \rightarrow$ следовательно, имеем I случай расчета таврового сечения.

6. Находим требуемую площадь арматуры по I случаю:

$$A_s = M / (\eta \cdot h_o \cdot R_s) = 24083856 \text{ Н} \cdot \text{см} / (0,89 \cdot 42 \text{ см} \cdot 365 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2) = 17,652 \text{ см}^2$$

Принимаем по сортаменту 2 рабочих стержня $\varnothing 36$ мм А-III с $A_s = 20,36 \text{ см}^2$.

Проверяем процент армирования ригеля:

$$\mu = (A_s / (b \cdot h_o)) \cdot 100\% = 20,36 \text{ см}^2 / (30 \text{ см} \cdot 42 \text{ см}) = 1,62 \%$$

Процент армирования больше минимального, равного 0,05%.

II. Расчет наклонного сечения ригеля.

(Обеспечение прочности по наклонной трещине).

1) Проверим выполнение условия:

$$Q \leq Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o;$$

где φ_{b3} – коэффициент для тяжелого и ячеистого бетона, принимается равным 0,6;

φ_f - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах, принимается не более 0,5; при этом b'_f принимается не более $b + 3 \cdot h'_f$:

$$b'_f < b + 3 \cdot h'_f = 30 \text{ см} + 3 \cdot 25 \text{ см} = 105 \text{ см.}$$

$$55 \text{ см} < 105 \text{ см.}$$

$$\begin{aligned} \varphi_f &= 0,75 \cdot ((b'_f - b) \cdot h'_f) / (b \cdot h_o) = \\ &= 0,75 \cdot ((55 \text{ см} - 30 \text{ см}) \cdot 25 \text{ см}) / (30 \text{ см} \cdot 42 \text{ см}) = 0,37 < 0,5 \end{aligned}$$

Если элемент без предварительного напряжения $\varphi_n = 0$

$$Q_{b,\min} = 0,6 \cdot (1 + 0,37 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 30 \text{ см} \cdot 42 \text{ см} = 108750,6 \text{ Н} = 108,75 \text{ кН}$$

$$Q > Q_{b,\min} \rightarrow 173,73386 \text{ кН} > 108,75 \text{ кН}$$

Условие не выполняется, следовательно, необходимо продолжать расчет. (Если условие выполняется, это значит, бетон выдерживает поперечную силу и дальнейший расчет обеспечения прочности по наклонной трещине не требуется).

Если условие выполняется, конструируют плиту.

2) Определяем погонное поперечное усилие, воспринимаемое поперечными стержнями (хомутами):

$$q_{sw} = (R_{sw} \cdot A_{sw}) / S = (175 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 0,503 \text{ см}^2) / 20 \text{ см} = 440 \text{ Н/см};$$

где R_{sw} – расчетное сопротивление поперечных стержней, принимается по табл. СНиПа 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции" для арматуры А-I;

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры, находящейся в рассчитываемом поперечном сечении плиты, принимается равным $0,503 \text{ см}^2$ для $\varnothing 8 \text{ мм}$, согласно табл. СНиПа 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции";

S – шаг поперечных стержней в каркасе: $S = \frac{1}{2} \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 42 \text{ см} = 21 \text{ см} \approx 20 \text{ см}$

3) Определяем значение коэффициента c_o по формуле:

$$c_o = \sqrt{((\gamma_{b2} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2)) / q_{sw}} < c = 2 h_o$$

где γ_{b2} – коэффициент для тяжелого и ячеистого бетона, принимается равным 2;

$$c_o = \sqrt{(2 \cdot (1 + 0 + 0,37) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 30 \text{ см} \cdot 42^2 \text{ см}) / 440 \text{ Н/см}} = 186,02 \text{ см}$$

$$c_o > 2 h_o = 2 \cdot 42 \text{ см} = 84 \text{ см} \rightarrow c_o > c, \text{ тогда принимаем } c = c_o = 84 \text{ см}$$

Если получилось $c_o > c$, то принимаем 84 см. c_o не должно превышать 84 см.

4) Находим уточненную поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

$$Q_b = ((\gamma_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2)) / c = \\ = 2 \cdot (1 + 0,37 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 30 \text{ см} \cdot 42^2 \text{ см} / 84 \text{ см} = 181251 \text{ Н}$$

$$Q \leq Q_b$$

Сравним поперечную силу, воспринимаемую бетоном с действующей поперечной силой:

$$173733,86 \text{ Н} < 181251 \text{ Н} \rightarrow \text{следовательно, прочность по наклонной трещине обеспечена.}$$

На этом расчет прочности по наклонной трещине закончен, а если $Q > Q_b$, продолжают расчет до тех пор, пока не будет выполняться условие.

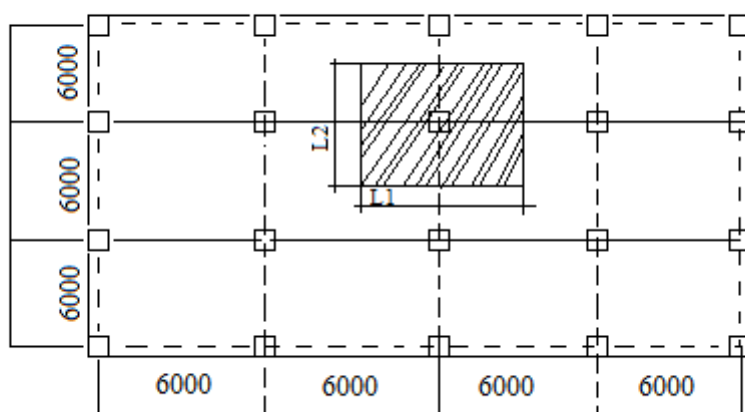
Вывод: полученная поперечная сила, воспринимаемая бетоном, больше действующей поперечной силы $Q_b > Q$, на этом расчет прочности по наклонной трещине закончен.

Конструируем ригель.

2.3 Пример расчета нижней рядовой колонны

Расчет колонны проводим как для случая внецентренного сжатия со случайным эксцентриситетом. Колонна нижняя рядовая марки КНР-342.

1. Определение грузовой площади для колонны.



Колонна принимает нагрузку с грузовой площади:

$$A_{гр} = l_1 \times l_2 = 6 \text{ м} \times 6 \text{ м} = 36 \text{ м}^2,$$

где l_1 - пролет, l_2 – шаг колонн по плану в здании.

2. Определение нагрузки на 1 м² покрытия:

Сбор нагрузки на 1 м² покрытия.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка q_n , Н/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка q , Н/м ²
<u>Постоянная:</u>			
1.Трехслойный рубероид на битумной мастике 40 х 3	120	1,2	144
2.Цементно-песчаная стяжка t=2 см 0,02м х 1800кг/м ³ х 10м/сек ²	360	1,3	468
3.Утеплитель – пенобетон t=15 см 0,15м х 400кг/м ³ х 10м/сек ²	600	1,2	720
4.Пароизоляция из одного слоя рубероида на битумной мастике	40	1,2	48
5. Пустотная ж/б плита t=22 см	3000	1,1	3300
Итого:	4120		4680
<u>Временная:</u> г. Казань, IV район			

полная по весу снегового покрова	1680	-	2400
в том числе длительно действующая (50%)	840	-	1200
Всего от покрытия:	5800		7080

3. Определение продольной силы N на колонну.

$$N = N_{\text{длит}} + N_{\text{кратковрем}}$$

На колонну действует нагрузка от веса колонн, веса перекрытий, веса покрытия и веса ригелей.

$$N_{\text{длит}} = N_{\text{перекр пост}} + N_{\text{покр пост}} + N_{\text{с.в.к.}} + N_{\text{с.в.р.}}$$

$$N_{\text{перекр пост}} = q_{1\text{м}^2 \text{ пост}} \times A_{\text{гр}} \times n_{\text{эт}} = 3926 \text{ Н/м}^2 \times 36 \text{ м}^2 \times 2 = 282672 \text{ Н}$$

где $n_{\text{эт}}$ – количество этажей

$$N_{\text{покр пост}} = q_{1\text{м}^2 \text{ пост}} \times A_{\text{гр}} = 4680 \text{ Н/м}^2 \times 36 \text{ м}^2 = 168480 \text{ Н}$$

$$N_{\text{с.в.к.}} = (m_1 + m_2) \times \gamma_f = (0,851 \text{ т} + 0,510 \text{ т}) \times 1,1 = 1,49 \text{ т} = 14,9 \text{ кН}$$

где $m_1 + m_2$ – масса всех колонн для 2-х этажного здания,

$$N_{\text{с.в.р.}} = m_p \times n_{\text{эт}} \times \gamma_f = 2,4 \text{ т} \times 2 \times 1,1 = 5,28 \text{ т} = 52,8 \text{ кН},$$

где m_p – масса ригеля, на который опирается плита, в данном случае ригель марки 1РДП 4.57.

Определяем длительно действующую нагрузку на колонну:

$$N_{\text{длит}} = 282,672 \text{ кН} + 168,480 \text{ кН} + 14,9 \text{ кН} + 52,8 \text{ кН} = 518,852 \text{ кН}$$

Определяем кратковременную нагрузку на колонну:

$$N_{\text{кратк}} = N_{\text{перекр врем}} + N_{\text{покр врем}}$$

$$N_{\text{перекр врем}} = q_{1\text{м}^2 \text{ врем}} \times A_{\text{гр}} \times n_{\text{эт}} = 1800 \text{ Н/м}^2 \times 36 \text{ м}^2 \times 2 = 129600 \text{ Н}$$

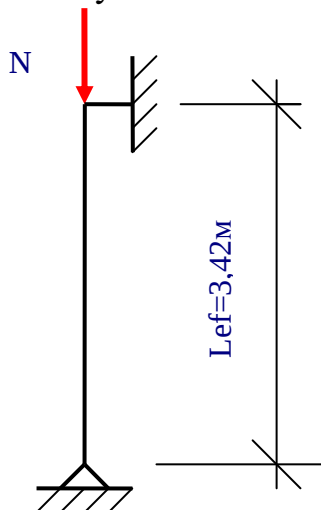
$$N_{\text{покр врем}} = q_{1\text{м}^2 \text{ врем}} \times A_{\text{гр}} = 2400 \text{ Н/м}^2 \times 36 \text{ м}^2 = 86400 \text{ Н}$$

$$N_{\text{кратк}} = 129600 \text{ Н} + 86400 \text{ Н} = 216000 \text{ Н} = 216 \text{ кН}$$

Определяем продольную силу на колонну:

$$N = N_{\text{длит}} + N_{\text{кратковрем}} = 518,852 \text{ кН} + 216 \text{ кН} = 734,852 \text{ кН}$$

4. Определение расчетной длины колонны: расчетная длина колонны принимается равной высоте этажа $l_0 = 3,42 \text{ м}$. Фактически колонна выполняется высотой в 2 этажа, но учитывая ее закрепление в перекрытии, получаем схему:



5. Находятся отношения:

$$l_0 / h = 342 \text{ см} / 30 \text{ см} = 11,4 \text{ см} < 20, \text{ т.к. } l_0 \leq 20 h \rightarrow l_0 / h \leq 20$$

$$N_{\text{дл}} / N = 518,852 \text{ кН} / 734,852 \text{ кН} = 0,706$$

6. По табл. 5.6 стр. 121 [1] определяют значения коэффициентов φ_b и $\varphi_{ж}$

$$\varphi_b = 0,88$$

$$\varphi_{ж} = 0,90$$

7. Задаемся коэффициентом армирования $\mu = 0,01$, вычисляем коэффициент α :

$$\alpha = R_{sc} \times \mu / (R_b \times \gamma_{b2}) = 280 \text{ МПа} \times 0,01 / 7,5 \text{ МПа} \times 0,9 = 0,415$$

где $R_{sc} = 280 \text{ МПа}$ для класса арматуры А-II - расчетное сопротивление арматуры сжатию, принимается по табл. 2.8 согласно своему классу арматуры на стр. 44 [1],

$R_b = 7,5 \text{ МПа}$ для бетона В 12,5 – расчетное сопротивление бетона, принимается по табл. 2.6 на стр. 41 согласно своей марки бетона [1],

$\gamma_{b2} = 0,9$ – коэффициент условия работы бетона.

8. Вычисление коэффициента предельного изгиба:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \times (\varphi_{ж} - \varphi_b) \times \alpha = 0,88 + 2 \times (0,9 - 0,88) \times 0,415 = 0,896 < \varphi_{ж} = 0,90$$

9. Определение требуемой площади рабочей арматуры:

$$\begin{aligned}(A_s + A_s) &= (N/\varphi - R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h) / R_{sc} = \\&= (734,852/0,896 - 7,5 \text{ МПа} \times 0,9 \times 30 \text{ см} \times 30 \text{ см}) / 280 \text{ МПа} = \\&= (734852 \text{ Н}/0,896 - 7,5 \times 10^2 \text{ Н/см}^2 \times 0,9 \times 30 \text{ см} \times 30 \text{ см}) / 280 \times 10^2 \text{ Н/см}^2 = \\&= 7,59 \text{ см}^2 > 0\end{aligned}$$

Получилось положительное число требуемой площади арматуры, по полученной площади назначаем диаметр арматуры по сортаменту в приложении 3 [1].

Для армирования колонны принимают 4 стержня арматуры и располагаем по углам колонны. Принимаем 4 стержня диаметра 16 с $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

Если получилась требуемая площадь отрицательной, это значит, что бетон один (без арматуры) справляется с нагрузкой и арматуру следует принимать по конструктивным требованиям; учитывая, что необходимо обеспечить минимальный процент армирования колонны и что при меньшей стороне сечения $> 250 \text{ мм}$ диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 12 мм, принимаем 4 стержня диаметра 16 мм с $A_s = 8,04 \text{ см}^2$.

10. Проверка процента армирования:

$$\mu = (A_s + A_s) \times 100 / b \times h = 8,04 \text{ см}^2 \times 100 / 30 \text{ см} \times 30 \text{ см} = 0,893 \%,$$

что больше минимального значения $\mu_{\min} = 0,4 \%$ и меньше максимального значения $\mu_{\max} = 3,0 \%$ согласно табл. 5.5 на стр. 118 [1]

Принятая арматура обеспечивает необходимый процент армирования.

11. Проверка несущей способности колонны из условия прочности.

Продольная сила должна быть меньше или равна сумме внутренних усилий:

$$N \leq \varphi \times [R_{sc} \times (A_s + A_s) + R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h]$$

$$734,852 \text{ кН} < 0,896 \times [280 \times 10^2 \text{ Н/см}^2 \times 8,04 \text{ см}^2 + 7,5 \times 10^2 \text{ Н/см}^2 \times 0,9 \times 30 \text{ см} \times 30 \text{ см}] = 746027,52 \text{ Н} = 746,027 \text{ кН}$$

Прочность колонны обеспечена или достаточна.

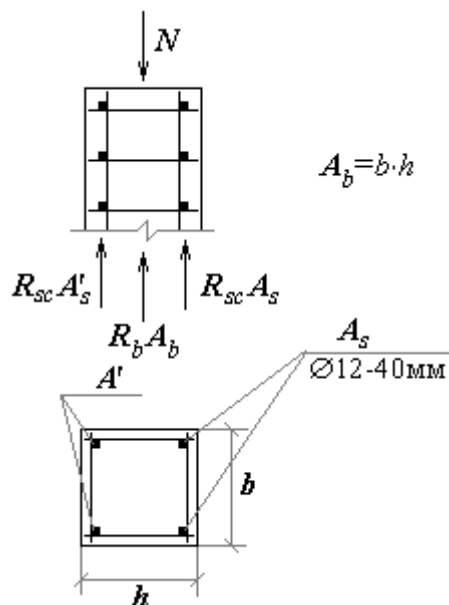
12. Определение шага хомутов в каркасе колонны.

По конструктивным требованиям шаг должен быть: $U = 20 d \leq 500 \text{ мм}$

$$U = 20 d = 20 \times 16 = 320 \text{ мм} < 500 \text{ мм}.$$

Округляем и принимаем шаг хомутов 300 мм, по условиям сварки назначаем диаметр поперечных стержней (хомутов) диаметром 6 мм арматура класса А-I.

Конструируем колонну.



2.4 Пример расчета столбчатого фундамента 1Ф21.

Произвести расчет и сконструировать столбчатый фундамент под колонну сечением 300 x 300 мм.

1. Выписываем размеры фундамента из спецификации:

$L = 2100 \text{ мм}$, $B = 2100 \text{ мм}$, $H = 1050 \text{ мм}$, масса 5,5 т.

Данные для расчета: принимаем бетон В12,5 для фундамента:

$R_{bt} = 0,66 \text{ МПа} = 0,66 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 = 660 \text{ кН/м}^2$;

арматура для фундамента класса А-II:

$R_s = 280 \text{ МПа}$;

глубина заложения фундамента: $H = d_1 = 1,7 \text{ м}$;

коэффициент надежности по ответственности: $\gamma_f = 1,2$;

средний объемный вес бетона фундамента и грунта на его участках:

$\gamma_{cp} = 2 \text{ т/м}^3 = 20 \text{ кН/м}^3$;

размер сечения колонны: $h_c \times b_c = 300 \times 300 \text{ мм}$;

основание фундамента – песок;

расчетное сопротивление грунта для песка $R_o = 1 - 6 \text{ кгс/см}^2$; суглинок $R_o = 1 - 3 \text{ кгс/см}^2$, глина $R_o = 1 - 6 \text{ кгс/см}^2$ (СНиП 2.02.01-83 "Основание зданий и сооружений").

$R_o = 200 \text{ кПа} = 200 \text{ кН/м}^2$.

2. Определяем размеры сторон фундамента:

$$A_{\phi} = N' / (R_o - \gamma_{cp} \cdot d_1) = 612,376 \text{ кН} / (200 \text{ кН/м}^2 - 20 \text{ кН/м}^3 \cdot 1,7 \text{ м}) = 3,69 \text{ м}^2$$

где нормативная нагрузка: $N' = N / \gamma_f = 734,852 \text{ кН} / 1,2 = 612,376 \text{ кН}$.

Фундамент имеет квадратное сечение, следовательно, $a = b = \sqrt{A_{\phi}} = \sqrt{3,69} = 1,92 \text{ м}$

Округляем требуемые размеры сторон и принимаем стороны фундамента с размерами сторон 2,1 м x 2,1 м.; фактическая площадь принятого фундамента $A_{\phi} = 4,41 \text{ м}^2$.

3. Уточнение размеров фундамента.

Чтобы определить точнее размер фундамента, необходимо найти расчетное давление на грунт с учетом реальных размеров согласно СНиП 2.02.01-83 "Основание зданий и сооружений".

Предварительно принимаем расчетное сопротивление при глубине заложения подошвы 2 м и шириной подошвы фундамента 1 м:

$$R = R_o \cdot [1 + k_1 \cdot ((b - b_o) / b_o)] \cdot (d_1 + d_o) / (2 \cdot d_o) =$$

$$= 200 \text{ кН/м}^2 \cdot [1 + 0,125 \cdot ((2,1 \text{ м} - 1 \text{ м}) / 1 \text{ м})] \cdot (1,7 \text{ м} + 2 \text{ м}) / (2 \cdot 2 \text{ м}) = \\ = 210,44 \text{ кН/м}^2$$

где $k_1 = 0,125$ – пески, крупнообломочные грунты;

$k_1 = 0,05$ – супесь, суглинок, глина;

$b = 2,1 \text{ м}$; $b_0 = 1 \text{ м}$; $d_1 = H = 1,7 \text{ м}$; $d_0 = 2 \text{ м}$.

4. Определение окончательного размера фундамента с учетом расчетного давления на грунт по формуле:

$$A_{\phi} = N' / (R - \gamma_{\text{ср}} \cdot d_1) = 612,376 \text{ кН} / (210,44 \text{ кН/м}^2 - 20 \text{ кН/м}^3 \cdot 1,7 \text{ м}) = 3,47 \text{ м}^2$$

$$a = b = \sqrt{A_{\phi}} = \sqrt{3,47} = 1,86 \text{ м}.$$

Принимаем окончательно ширину подошвы фундамента $b = 2,1 \text{ м}$.

5. Определяем отпор грунта (проверка условия прочности грунта):

$$P_{\text{гр}} = (N' / A_{\phi}) + (\gamma_{\text{ср}} \cdot d_1) \leq R$$

$$P_{\text{гр}} = (612,376 \text{ кН} / 4,41 \text{ м}^2) + 20 \text{ кН/м}^3 \cdot 1,7 \text{ м} = 172,861 \text{ кН/м}^2 < 210,44 \text{ кН/м}^2$$

Условие прочности выполнено.

6. Определение высоты фундамента из условия на продавливание. Определяем рабочую высоту фундамента:

$$h_0 = - ((b_c + h_c) / 4) + \frac{1}{2} \sqrt{(N / (k \cdot R_{bt} + P_{\text{гр}}))} = \\ = - ((0,3 \text{ м} + 0,3 \text{ м}) / 4) + \frac{1}{2} \sqrt{(734,852 \text{ кН} / (0,75 \cdot 660 \text{ кН/м}^2 + 172,861 \text{ кН/м}^2))} = \\ = 0,374 \text{ м};$$

где $k = 0,75$ – расчетный коэффициент для тяжелого бетона;

$R_{bt} = 0,66 \text{ МПа} = 660 \text{ кН/м}^2$ – расчетное сопротивление бетона на растяжение.

$0,374 \text{ м} < 1,05 \text{ м} \Rightarrow h_0 < h$ следовательно, принимаем высоту фундамента по типовой серии $h = 1,05 \text{ м}$.

7. Определяем расчетные сечения фундамента 1 - 1 и 2 - 2:

Поперечная сила в сечении 1 - 1:

$$Q_1 = P_{\text{гр}} \cdot l_1 \cdot b = 172,861 \text{ кН/м}^2 \cdot 0,8 \text{ м} \cdot 2,1 \text{ м} = 290,41 \text{ кН};$$

(для фундаментов с шириной подошвы $b = 2,1$ м: $l_1 = 0,8$ м; $l_2 = 0,5$ м;
для фундаментов с шириной подошвы $b = 1,7$ м: $l_1 = 0,65$ м; $l_2 = 0,4$ м;
для фундаментов с шириной подошвы $b = 1,3$ м: $l_1 = 0,5$ м; $l_2 = 0,3$ м;)

Поперечная сила в сечении 2 - 2:

$$Q_2 = P_{гр} \cdot l_2 \cdot b = 172,861 \text{ кН/м}^2 \cdot 0,5 \text{ м} \cdot 2,1 \text{ м} = 181,51 \text{ кН};$$

Изгибающий момент в сечении 1 - 1:

$$M_1 = Q_1 \cdot (l_1 / 2) = 290,41 \text{ кН} \cdot (0,8 \text{ м} / 2) = 116,164 \text{ кНм};$$

Изгибающий момент в сечении 2 - 2:

$$M_2 = Q_2 \cdot (l_2 / 2) = 181,51 \text{ кН} \cdot (0,5 \text{ м} / 2) = 45,377 \text{ кНм}.$$

8. Определяем требуемую площадь арматуры фундамента в сечении 1 - 1:

$$A_{s1} = M_1 / (0,9 \cdot h_{o1} \cdot R_s) = 116,164 \text{ кНм} / (0,9 \cdot 101,5 \text{ см} \cdot 280 \text{ МПа}) = \\ = 116,164 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot 10^2 \text{ см} / (0,9 \cdot 101,5 \text{ см} \cdot 280 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2) = 4,54 \text{ см}^2;$$

где $h_{o1} = h_1 - a_{з.с.} = 105 \text{ см} - 3,5 \text{ см} = 101,5 \text{ см};$

$a_{з.с.} = 3,5 \text{ см}$ – защитный слой бетона;

$h_{o2} = h_2 - a_{з.с.} = 40 \text{ см} - 3,5 \text{ см} = 36,5 \text{ см};$

$$A_{s2} = M_2 / (0,9 \cdot h_{o2} \cdot R_s) = 45,377 \text{ кНм} / (0,9 \cdot 36,5 \text{ см} \cdot 280 \text{ МПа}) = \\ = 45,377 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot 10^2 \text{ см} / (0,9 \cdot 36,5 \text{ см} \cdot 280 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2) = 4,93 \text{ см}^2.$$

9. Принимаем площадь сечения по максимальному значению и работаем с сортаментом.

В арматурных сетках фундамента назначаем шаги стержней арматуры: $S = 100; 200$ или 300 мм, определяем количество стержней, расположенных в одном направлении арматурной сетки:

$$n_s = ((b - 100) / S) + 1 = ((2100 \text{ мм} - 100) / 200) + 1 = 11 \text{ штук}.$$

Принимаем по сортаменту 11 стержней $\varnothing 10$ мм А-II с $A_s = 0,785 \cdot 11 = 8,68 \text{ см}^2$, что больше чем требуется по расчету, но соответствует рекомендуемому минимальному диаметру арматуры для арматурных сеток фундамента.

Конструируем фундамент.

2.5 Пример расчета железобетонного ленточного фундамента

Рассчитать ленточный фундамент под наружные несущие стены двухэтажного здания без подвала. Стены кирпичные $t=53$ см., в два кирпича со штукатуркой с внутренней стороны. Подошва фундамента заложена от природного рельефа на глубину $H=1,7$ м. Район строительства IV по снеговому покрову (г. Казань). Ширина подошвы фундамента $b=1,4$ м.

Марка бетона В 12,5, класс арматуры А-II.

Давление грунта $R_0=2,5$ кг/см²=250 кН/м².

Средняя плотность грунта и фундамента $\gamma_{cp}=2$ т/м³ = 20 кН/м³.

Решение:

1. Собираем расчетную нагрузку на фундамент.

Сбор нагрузки на 1 м² покрытия.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка Н/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка Н/м ²
<u>Постоянная:</u>			
1. Рулонный ковер 3-х слойный $t=2$ см $0,02\text{м} \times 600\text{кг/м}^3 \times 10\text{м/сек}^2$	120	1,2	144
2. Цементно-песчаная стяжка $t=2$ см $0,02\text{м} \times 1800\text{кг/м}^3 \times 10\text{м/сек}^2$	360	1,3	468
3. Утеплитель – пенобетон $t=12$ см $0,12\text{м} \times 400\text{кг/м}^3 \times 10\text{м/сек}^2$	480	1,2	576
4. Пароизоляция из одного слоя рубероида на битумной мастике	50	1,2	60
5. Пустотная ж/б плита $t=22$ см	3000	1,1	3300
Итого:	4010		4548
<u>Временная:</u>			
г. Казань, IV район полная	1680	-	2400
в том числе длительно действующая (50%)	840	-	1200
Всего от покрытия:	5690		6948

Сбор нагрузки на перекрытие.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка Н/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная нагрузка Н/м ²
<u>Постоянная:</u>			
1. Плиточный пол $t=1,5$ см $0,015\text{м} \times 2500\text{кг/м}^3 \times 10\text{м/сек}^2$	375	1,1	412,5
2. Цементный раствор $t=2$ см $0,02\text{м} \times 1800\text{кг/м}^3 \times 10\text{м/сек}^2$	360	1,3	468
3. Шлакобетон (плиты) $t=6$ см $0,06\text{м} \times 1400\text{кг/м}^3 \times 10\text{м/сек}^2$	840	1,3	1092
4. Железобетонная плита $t=22$ см	3000	1,1	3300
Итого:	4575		5272,5
<u>Временная</u> (жилой дом):			
полная	1500	1,3	1950
в том числе длительно действующая	300	1,3	390
Всего от перекрытия:	6075		7222,5

2. Расчет ведем на 1 пог. метр. Собираем нагрузку на фундамент на 1 пог. м.:

$$N_{\phi} = N + G_{\phi} + G_{гр},$$

где $N = N_{пер} + N_{стены} + N_{покр},$

$$N_{пер} = q_{пер} \times n \times A_{гр} = 7222,5 \text{ Н/м}^2 \times 1 \times 2,95 \text{ м}^2 = 21306,38 \text{ Н}$$

где n – количество перекрытий,

$A_{гр}$ – грузовая площадь:

$$A_{гр} = 1\text{м} \times l_2/2 = 1\text{м} \times 5,9\text{м}/2 = 2,95\text{м}^2$$

$6,3\text{м} - 0,4\text{м} = 5,9\text{м}$, где $0,4\text{м}$ – толщина внутренней стены (выполненной из пустотелого глиняного кирпича, $t = 38 \text{ см} \approx 0,4\text{м}$).

$$N_{стены} = t_{вн.ст.} \times \gamma_{гл.кирп.} \times \gamma_{кирп.кл.} \times H \times \gamma_f = 0,51\text{м} \times 1,3\text{тс/м}^3 \times 1800\text{кг/м}^3 \times 13,5\text{м} \times 1,1 = 17,72199 \text{ т} = 177,21 \text{ кН} = 177219,9 \text{ Н},$$

где H – высота стены от фундамента до кровли, м.

$$N_{покр} = q_{покр.} \times A_{гр.} = 6948 \text{ Н/м}^2 \times 2,95 \text{ м}^2 = 20496,66 \text{ Н}$$

$$N = N_{\text{пер}} + N_{\text{стены}} + N_{\text{покр}} = 21306,38 \text{ Н} + 177219,9 \text{ Н} + 20496,66 \text{ Н} = 219022,94 \text{ Н}$$

$$G_{\text{ф}} + G_{\text{гр}} = b \times H_{\text{зал}} \times \gamma_{\text{ср}} \times n \times \gamma_{\text{ф}} = 1,4 \text{ м} \times 1,7 \text{ м} \times 2 \text{ т/м}^3 \times 1 \times 1,1 = 5,236 \text{ т} = 52,36 \text{ кН} = 52360 \text{ Н}$$

$$N_{\text{ф}} = N + G_{\text{ф}} + G_{\text{гр}} = 219022,94 \text{ Н} + 52360 \text{ Н} = 271382,94 \text{ Н} = 271,382 \text{ кН}$$

3. Определение отпора грунта:

$$P_{\text{гр}} = N_{\text{ф}}/b = 271,382 \text{ кН} / 1,4 \text{ м} = 193,844 \text{ кН/м}$$

4. Устанавливаем длину консольного участка фундамента:

$$l_1 = (b-b_1)/2 = (1,4-0,6)/2 = 0,4 \text{ м.}$$

5. Определим поперечную силу, приходящуюся на 1 метр длины фундамента:

$$Q = P_{\text{гр}} \times l_1 = 193,844 \text{ кН/м} \times 0,4 \text{ м} = 77,54 \text{ кН}$$

6. Находим изгибающий момент, действующий по краю фундаментного блока:

$$M = Q \times l_1/2 = 77,54 \text{ кН} \times 0,4 \text{ м}/2 = 15,51 \text{ кНм}$$

7. Определим требуемую площадь арматуры подушки:

$$A_s = M / 0,9 \times h_0 \times R_s = 15,51 \text{ кНм} / 0,9 \times 26,5 \text{ см} \times 280 \text{ МПа} = \\ = 15,51 \times 10^3 \times 10^2 / 0,9 \times 26,5 \times 280 \times 10^2 = 2,32 \text{ см}^2$$

где $h_0 = h - a_{\text{з.с.}} = 30 \text{ см} - 3,5 \text{ см} = 26,5 \text{ см}$ – рабочая высота фундамента,
 $a_{\text{з.с.}}$ – защитный слой бетона, принимается равным 3,5 см.

R_s – расчетное сопротивление арматуры для класса А-II принимается равным 280 МПа по табл. 2.8 [1] или по табл. [4].

Принимаем шаг рабочих стержней в арматурной сетке 200 мм (можно принять от 100 до 200 мм); на 1 м длины фундамента приходится 5 стержней арматуры диаметром 10 мм (диаметр арматуры для фундамента принимается 10-12 мм). Диаметр и площадь арматуры принимаем по сортаменту табл. 1 в Приложении 3 [1].

$$5 \text{ d } 10 \text{ мм с } A_s = 3,93 \text{ см}^2 > 2,32 \text{ см}^2$$

8. Проверяем прочность подушки фундамента на действие поперечной силы:

$$Q \leq \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0,$$

где $b = 100$ см – полоса фундамента длиной в 1 метр,
 $\varphi_{b3} = 0,6$ – расчетный коэффициент для тяжелого бетона,
 $\gamma_{b2} = 1$,
 $\varphi_n = 0$,

$$Q < 0,6 \times (1+0) \times 0,66 \times 10^2 \text{ Н/см}^2 \times 1 \times 100 \text{ см} \times 26,5 \text{ см} = \\ = 104940 \text{ Н} = 104,94 \text{ кН}$$

$$77,54 \text{ кН} < 104,94 \text{ кН}$$

Условие выполняется, прочность обеспечена.

Вывод: фундаментную подушку армируем арматурной сеткой, в которой рабочая арматура принята диаметром 10 мм класса А-II с шагом 200 мм.

Список используемой литературы:

1. Сетков В.И., Сербин Е.П. Строительные конструкции: Расчет и проектирование. – М : ИНФРА-М, 2013.
2. Цай Т.Н. Строительные конструкции. Железобетонные конструкции. Лань – 2012.
3. СНиП 2.01.07-85* (2009). Нагрузки и воздействия
4. СНиП 52.01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения".
5. СНиП 2.02.01-83 "Основания зданий и сооружений".
6. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения
7. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции

РЕЦЕНЗИЯ
на методическую разработку

(ФИО педагога)
(должность)
(место работы)
(тема работы)

- актуальность выбранной темы;
- новизна, оригинальность, практическая значимость, возможность использования опыта в практике другими педагогами;
- полнота выполнения поставленных задач;
- эффективность предлагаемых автором способов разрешения проблемы;
- обоснованность предлагаемых материалов;
- логичность, последовательность, грамотность, научность изложения;
- структура, качество оформления.

Работа может быть представлена _____

ФИО рецензента _____
ученая степень _____
звание, должность _____
место работы _____

Подпись:

Дата «__» _____ 200__ г.