

Министерство образования и науки Российской Федерации
Кумертауский филиал
федерального государственного
бюджетного образовательного учреждения
высшего профессионального образования
«Оренбургский государственный университет»
(Кумертауский филиал ОГУ)

Кафедра городского строительства и хозяйства

О.А. Лунева

**Методические указания
для проведения практических занятий по дисциплине
«Железобетонные и каменные конструкции»**

для студентов, обучающихся по направлению подготовки 270800 Строительство

Профиль подготовки
Городское строительство и хозяйство

Рекомендовано к изданию Научно-методическим советом
Кумертауского филиала ОГУ

Кумертау
2013

УДК 699.8;693.76+624.012.1
ББК 38.683я7+38.51я73
Л.82

Лунёва О.А.

Л. 82 Методические указания для проведения практических занятий по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции»/ О.А. Лунёва; Кумертауский филиал ОГУ - Кумертау: Кумертауский филиал ОГУ, 2013. - 74 с.

Методические указания предназначены для проведения практических занятий по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» для студентов профиля «Городское строительство и хозяйство» очной и заочной форм обучения.

Методические указания рассмотрены на заседании кафедры городского строительства и хозяйства протокол № 3 от «03» октября 2013 года.

Методические указания рекомендованы к изданию решением научно-методического совета Кумертауского филиала ОГУ, протокол № 2, от «04» декабря 2013г.

© Лунёва О.А., 2013

© Кумертауский филиал ОГУ, 2013

Введение

Дисциплина «Железобетонные и каменные конструкции» изучается студентами профиля «Городское строительство и хозяйство» на 3 и 4 курсах.

Цель дисциплины – формирование профессиональных знаний в области проектирования, расчета и эксплуатации строительных сборных и монолитных железобетонных конструкций.

Задачи освоения дисциплины:

- познакомить с материалами, типами сечений изгибаемых, сжатых, растянутых элементов и научить выбирать из них рациональный вариант, обосновывая свой выбор;

- научить проектировать монолитные и сборные плиты перекрытия, стропильные балки;

- научить компоновать конструктивные и расчетные схемы каркасов зданий;

- научить определять расчетные комбинации нагрузок.

Процесс изучения дисциплины направлен на формирование элементов следующих компетенций в соответствии с ФГОС ВПО по данному направлению:

профессиональных (ПК):

- использует основные законы естественнонаучных дисциплин в профессиональной деятельности, применяет методы математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования (ПК1);

- выявляет естественнонаучную сущность проблем, возникающих в ходе профессиональной деятельности, привлекает их для решения соответствующий физико-математический аппарат (ПК 2);

- владеет основными законами геометрического формирования, построения и взаимного пересечения моделей плоскости и пространства, необходимыми для выполнения и чтения чертежей зданий, сооружений, конструкций, составления конструкторской документации и деталей (ПК 3);

- владеет основными методами, способами и средствами получения, хранения, переработки информации, навыками работы с компьютером как средством управления информацией (ПК5);

- знает нормативные базы в области инженерных изысканий, принципы проектирования зданий, сооружений, инженерных систем и оборудования, планировки и застройки населенных мест (ПК 9);

- владеет методами проведения инженерных изысканий, технологией проектирования деталей и конструкций в соответствии с техническим заданием с использованием стандартных прикладных расчетных и графических программных пакетов (ПК 10);

- проводит предварительное технико-экономическое обоснование проектных расчетов, разрабатывает проектную и рабочую техническую документацию, оформляет законченные проектно-конструкторские работы, контролирует соответствие разрабатываемых проектов и технической документации зданию, стандартам, техническим условиям и другим нормативным документам (ПК 11);

- знает научно-техническую информацию, отечественного и зарубежного опыта по профилю деятельности (ПК 17);

- владеет математическим моделированием на базе стандартных пакетов автоматизации проектирования и исследований, методами постановки и проведения экспериментов по заданным методикам (ПК 18).

В результате освоения дисциплины обучающийся должен:

Знать: физико-механические свойства бетона, арматуры; методику расчета железобетонных и каменных конструкций по I и II группе предельных состояний; конструктивные схемы зданий, выполненных в железобетонных, бетонных и каменных конструкциях;

Уметь: выбирать материалы, типы сечений изгибаемых, сжатых, растянутых элементов, обосновывая свой выбор;

Владеть: навыками самостоятельной работы с нормативной литературой.

Приобрести опыт деятельности в: определении расчетных комбинаций нагрузок; проектировании сборных и монолитных железобетонных конструкций здания.

Трудоемкость дисциплины составляет 252 часа, из них 144 часа изучаются в 6 семестре, 108 часов в 7 семестре.

Практические занятия проводятся под руководством преподавателя по разделам дисциплины. Темы занятия выдаются преподавателем заранее, так как требуется предварительная теоретическая подготовка по соответствующей теме с помощью учебной и дополнительной литературы.

Практические занятия по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» в соответствии с рабочей программой включают наиболее часто встречающиеся в практической деятельности задачи.

На практических занятиях студент решает задачи с целью приобретения опыта деятельности по расчету изгибаемых, сжатых строительных конструкций.

Решение задач позволяет студенту научиться правильно работать со строительными нормами и правилами (СП, Пособия к СНиП) и поможет без затруднений выполнить курсовой проект.

Тематический план практических занятий в (6 семестре очная форма обучения)

№ занятия	№ раздела	Тема	Кол-во часов
1	2	3	4
1	2	Определение кубиковой прочности бетона.	2
2	2	Определение призмной прочности бетона.	2
3	2	Определение площади сечения арматуры A_s железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.	2

№ занятия	№ раздела	Тема	Кол-во часов
4	3	Определение несущей способности M_k железобетонных элементов прямоугольного сечения.	2
5	4	Определение несущей способности M_k железобетонных элементов прямоугольного сечения с двойным армированием .	2
6,7	4	Определение площади сечения арматуры A_s железобетонных элементов таврового сечения.	4
8,9	4	Определение несущей способности M_k железобетонных элементов таврового сечения .	4
10,11, 12		Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций.	6
13,14		Расчёт прочности центрально сжатых каменных и армокаменных элементов.	4
15,16		Определение несущей способности железобетонной балки, усиленной шпренгельной затяжкой.	4
17,18		Определение несущей способности сжатого железобетонного элемента, усиленного композитной обоймой.	4
Итого:			36

Темы практических занятий в 7 семестре (очная форма обучения)

№ занятия	№ раздела	Тема	Кол-во часов
1	2	3	4
1,2	6	Компоновка конструкции многоэтажного здания. Расчет нагрузки на конструкции.	4
3,4,5	6	Расчет железобетонных плит перекрытия по первой группе предельных состояний.	6
6-10	6	Расчет железобетонных плит перекрытия по второй группе предельных состояний.	10
11-14	5	Расчет железобетонной балки.	8
15-18		Расчет железобетонной колонны.	8
Итого:			36

В методических указаниях изложены алгоритмы решения задач по темам практических занятий, исходные данные для решения по вариантам, рекомендуемый список литературы по каждой тематике для самостоятельного ознакомления с теорией и приложение с нормативными параметрами расчетных элементов согласно СНИП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №1

Тема: Определение кубиковой прочности бетона.

Сущность метода

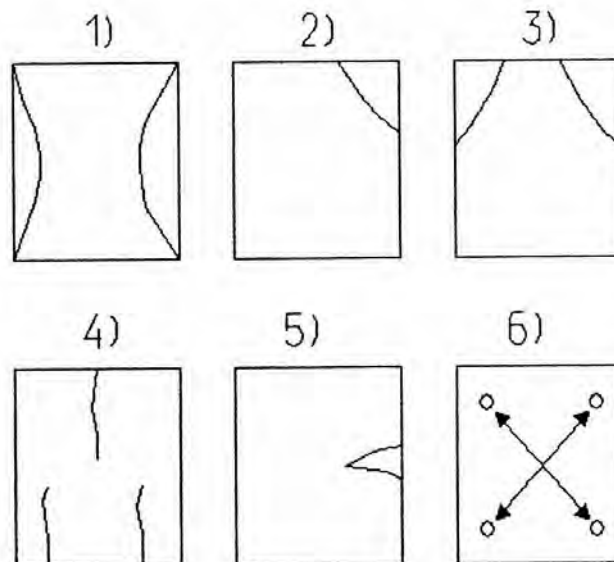
Определение прочности бетона заключается в определении напряжений в контролируемом образце при его разрушении на прессе. В качестве контрольных образцов могут использовать кубы, цилиндры и призмы. Однако, за базовый принимается куб 150x150x150мм.

Подготовка к испытаниям

Отмечаются грани куба №2, которые должны примыкать к плитам прессы (сила сжатия должна быть параллельна слоям укладки бетонной смеси в форму).

Проведение испытаний

1. Устанавливают куб №2 одной из выбранных граней на плиту прессы и центрируют его по насечкам на плите так, чтобы он был в геометрическом центре плиты (в соответствии с разметкой).
2. Осуществляют нагружение образца непрерывно со скоростью 0.4-0.6 МПа/сек.
3. Максимальное усилие, достигнутое в процессе испытаний, принимают за разрушающую нагрузку и заносят в журнал испытаний.
4. Зарисовывают характер разрушения куба и устанавливают соответствие нормальному разрушению. Возможные случаи разрушения образцов при испытаниях на сжатие показаны на рисунке.



- 1 – нормальное разрушение;
2,3,3,4,5 – дефектное разрушение;
6 – расположение контактов при ультразвуковом контроле.

Обработка результатов и их анализ

1. Прочность бетона (в МПа в контрольном образце определяют по формуле:

2.

$$R = \alpha F / A,$$

где F – разрушающая нагрузка N (Ньютонах; $1 \text{ кН} = 1000 \text{ Н}$);

A – площадь рабочего сечения образца в мм^2 ;

α – масштабный коэффициент для приведения полученных результатов в соответствие с размерами образца базового размера.

Значение масштабного коэффициента – α , принимаются в соответствии с таблицей :

Значение масштабного коэффициента для бетонных образцов различных форм и размеров

Куб или призма	Куб (ребро) или призма (сторона) мм					Цилиндр (диаметр на высоту) Мм			
	70	100	150	200	300	100x200	150x300	200x400	300x600
Коэффициент α	0,85	0,95	1,0	1,05	1,1	1,16	1,20	1,24	1,28

Значения полученных прочностей образцов – $R_{\text{разр}}$ заносят в журнал испытаний.

Журнал испытаний кубов на сжатие

Дата	Номер образца	Масса	Размеры	Плотность γ	Площадь A	Максимальная нагрузка	Прочность образца $R_{\text{разр}}$	Средняя серии R_i
		Кг		кг/м ³				
26.10	F-12/1-1	8,118	15,2x15,1x14,8	2390	229,5	5049	22,0	22,6
26.10	F-12/1-2	8,118	15,2x15,1x14,8	2390	229,5	5071	22,1	
26.10	F-12/2-1	8,193	15,2x15,0x15,1	2380	228,2	5431	23,8	
26.10	F-12/2-2	7,750	14,6x15,2x14,9	2344	221,9	3483	15,7	-

Образец F-12/2-2 исключен из подсчётов значения средней прочности, т.к. имеет наименьшее значение из четырёх образцов (ГОСТ 10180-90 п. 6.4.)

3. Прочность бетона в одной серии образцов (принимается как единичное значение прочности – R_i) определяют как среднеарифметическое значение прочностей R в i -ой серии:

- из двух образцов – по двум образцам;
- из трёх образцов – по двум наибольшим по прочности образцам;
- из четырёх образцов – по трём наибольшим по прочности образцам.

При отбраковке дефектных образцов прочность бетона в серии определяют по всем оставшимся образцам (их должно быть не менее двух). Результат заносят в журнал испытаний.

Таким образом, группа определяет значение фактической прочности бетона в испытанных образцах одной серии, которую можно принять за единичное значение прочности (R_f). Однако, эта характеристика не позволяет оценить возможное гарантированное отклонение прочности в конструкции, так как не учитывает естественный разброс прочности бетона, в виду его неоднородности.

Рекомендуемая литература:

1. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
2. ГОСТ 18105-86. Бетоны. Правила контроля прочности.
3. ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №2

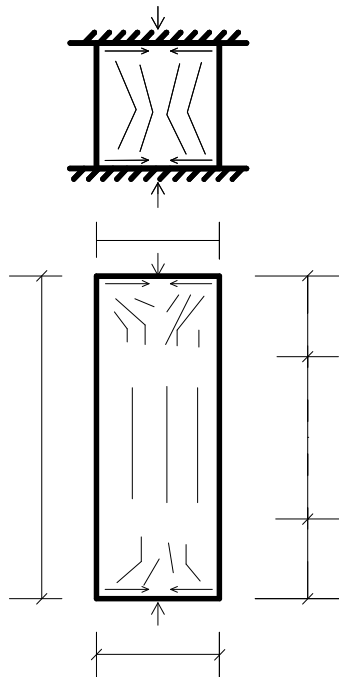
Тема: Определение призмной прочности бетона.

Основной прочностной характеристикой бетона является его призмная прочность R_b , фигурирующая в большинстве расчётных формул.

Известно, что на прочностные показатели любого материала существенное влияние оказывает масштабный фактор – чем меньше размер образца, тем больше относительная прочность материала, из которого этот образец выполнен.

Кубиковая прочность бетона, которая определялась в работе 1 данных указаний, является важной характеристикой прочностных качеств бетона, но не основной.

При испытаниях “кубика” на картину трещинообразования сказываются силы трения между бетоном и “щеками” пресса, за счёт чего в центре образуется ядро уплотнения с объёмным напряжённым состоянием бетона, при котором его прочность существенно выше. В реальных конструкциях такие “сдерживающие” силы τ отсутствуют (во всех элементах при $h/b > 4$. т.е. колоннах, сжатых элементах ферм, и т. д.), поэтому для установления более достоверной “средней” прочности бетона в качестве образца принимается призма с размером основания “ b ” и высотой $h_n = 4b$ таким образом, чтобы средняя зона в пределах $2/4 h_n$ была свободна от влияния сил трения, т.е. не сдерживалась касательными напряжениями τ .

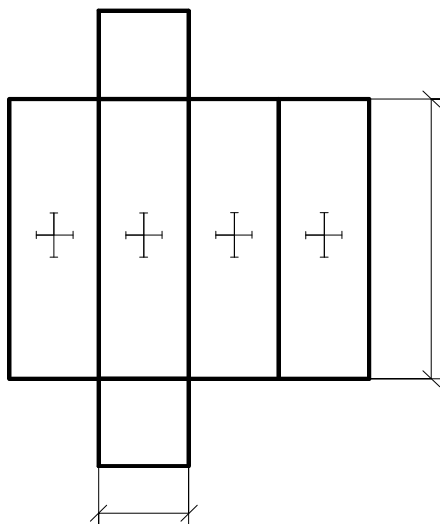


Порядок выполнения работы:

Опытный образец – призма – центрируется по геометрической оси на опорной плите пресса и оснащается измерителями деформаций различного вида (тензодатчиками “Т”, индикаторами часового типа “И”, и т. д.) с определённой ценой деления и фиксированной базой измерений.

В простейшем случае устанавливаются четыре индикатора $I_1 - I_4$ на гранях призмы на базе 200 мм и (при необходимости установления коэффициента Пуассона) четыре деформометра $T_1 - T_4$ с базой 50 мм в середине призмы поперёк её оси.

Схема установки приборов при испытании



При необходимости центрирования призмы по физической оси (по заданию руководителя) это можно осуществить, используя показания индикаторов I_1 : I_4 . Обычно такая необходимость возникает при испытаниях в научных целях, при учебных испытаниях этого не требуется.

Предварительно перед фиксацией показаний приборов призму “обжимают” нагрузкой в пределах 2 – 5% от ожидаемой разрушающей R_u , которая устанавливается пробными испытаниями аналогичной призмы (без установки приборов) или принимается равной $0,75 A_b \cdot B$, где B – класс бетона по результатам испытания кубиков (при бетоне того же состава).

В дальнейшем испытания производят в следующей последовательности:

- нагружение ступенями по $0,1 R_u$ до нагрузки $0,6 R_u$ со сбросом на каждой ступени до $0,05 R_u$; (начиная со ступени $0,7 R_u$, разгрузку не производят);
- с нагрузки $0,8 R_u$ величину последующих ступеней уменьшают до $0,05 R_u$ и доводят призму до разрушения. На этой же ступени ($0,8 R_u$) следует снять приборы во избежание их поломки.

На каждой ступени нагрузки и разгрузки фиксируются показания приборов и заносятся в таблицы испытаний (примеры которых даны в табл.).

Отсчёты производятся сразу после подъёма нагрузки на очередную ступень, после выдержки под начальной нагрузкой, т.е. дважды в каждом фиксированном положении.

Призменная прочность вычисляется как частное от деления величины разрушающей нагрузки на фактическую минимальную площадь:

$$R_b = \frac{P_u}{A_{b \min}} \cdot (10) \text{ МПа}$$

Начальный модуль упругости устанавливается в интервале нагрузки от $0,05 R_u$ до $(0,3 : 0,4) R_u$. Следует иметь в виду, что истинная деформация вдоль

физической оси устанавливается как полусумма показаний $\left(\frac{I_1 + I_2}{2} \right) u \left(\frac{I_3 + I_4}{2} \right)$

Начальный модуль упругости

$$E_b = \frac{\Delta\sigma_b}{\Delta\varepsilon_b} \text{ МПа}, \text{ где:}$$

$\Delta\sigma_b$ – приращение напряжений в МПа при увеличении нагрузки от 0,05 P_u до (0,3 : 0,4) P_u ;

$\Delta\varepsilon_b$ – разность между относительной деформацией, измеренной после выдержки под нагрузкой (0,3 : 0,4) P_u , и остаточной деформацией, измеренной после сброса нагрузки и выдержки на ступени 0,05 P_u . Подсчёт E_b ведётся с точностью до 100 МПа.

Пользуясь полученными данными, следует построить график зависимости σ_b - ε_b .

При необходимости установления коэффициента поперечной деформации (коэффициент Пуассона) μ , фиксация поперечных деформаций деформометрами T_1 : T_4 производится на тех же этапах, что и показания индикаторов I_1 : I_4 . Показания D_1 : D_4 также берутся как полусумма показаний противоположащих приборов.

$$\mu = \frac{\varepsilon_{b.np}}{\varepsilon_{b.non}},$$

где: $\varepsilon_{b.np}$ – продольные относительные деформации
 $\varepsilon_{b.non}$ – поперечные относительные деформации.

Размеры призмы: $a=10 \text{ см}$; $b=10 \text{ см}$; $c=40 \text{ см}$

N ступени	Нагрузка F, кН	Показания				Ступени				Примечание
		И1		И2		И3		И4		
		c1	$\Delta c1$	c2	$\Delta c2$	c3	$\Delta c3$	c4	$\Delta c4$	
0	0	3,00	0	4,00	0	2,00	0	1,00	0	
1	50	3,03	0,03	4,02	0,02	2,03	0,03	1,03	0,03	
2	75	3,07	0,04	4,05	0,03	2,04	0,01	1,06	0,03	
3	100	3,09	0,02	4,06	0,01	2,05	0,01	1,07	0,01	
4	125	3,13	0,04	4,09	0,03	2,07	0,02	1,11	0,04	
5	150	3,15	0,02	4,11	0,02	2,09	0,02	1,13	0,02	
6	175	3,18	0,03	4,13	0,02	2,12	0,03	1,16	0,03	
7	200	3,21	0,03	4,16	0,03	2,15	0,03	1,20	0,04	

8	225	3,23	0,02	4,18	0,02	2,20	0,05	1,26	0,06	
9	250	3,27	0,04	4,34	0,16	2,38	0,18	1,34	0,08	

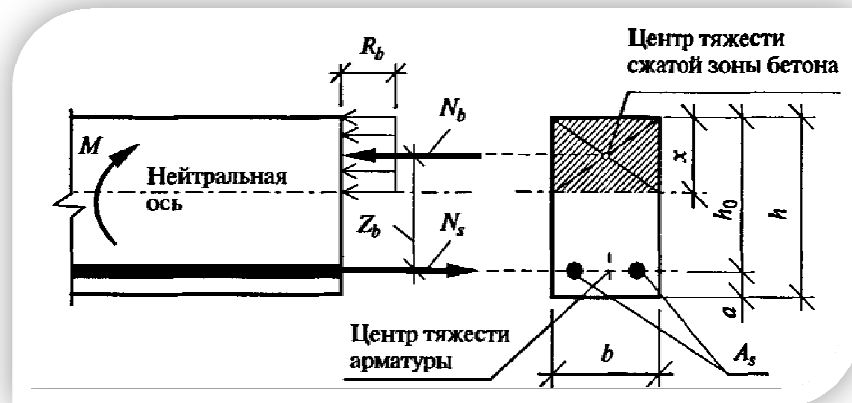
$$R_b = \frac{P_u}{A_{b\min}} \cdot (10) = \frac{250}{10^2} \cdot 10 = 25 \text{ МПа}$$

Рекомендуемая литература:

4. ГОСТ 10180-90. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
5. ГОСТ 18105-86. Бетоны. Правила контроля прочности.
6. ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №3

Тема: Определение площади сечения арматуры изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой .



1 Подготовка к расчету:

Определяем параметры:

Параметры для расчета	Обозначение	Ед. изм.	Справочная литература
назначаем предварительно диаметр арматуры	d	мм	принимаем
защитный слой и параметр	a	мм	Пособие п.5.32 и п.5.33
рабочую высоту	h_0	мм	расчет
коэффициент условий работы бетона			СНиП 2 таблица 15
расчетное сопротивление бетона	R_b	Мпа	СНиП 2 таблица 13
расчетное сопротивление арматуры	R_s	Мпа	СНиП 2 таблица 22
высоту сжатой зоны			Пособие табл. 18-19
относительный коэффициент	a_R		Пособие табл. 18-19

2 Расчет:

Определяем для расчетной полосы 1 м величину	a_m	_____
----------------------------------------------	-------	-------

Для определения дальнейших действий сравниваем a_m и a_R

Если	a_m	>	a_R
	a_m	<	a_R

			Пособие табл 20
Опр. относит высоту сжатой зоны бетона			Пособие табл 20
Опр. высоту сжатой зоны бетона	X	мм	
И определяем площадь сечения арматуры	A_s	мм ²	_____
Опр. диаметр арматуры	d	мм	

Задание №1:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	Вид бетона	Класс бетона	Класс арматуры	Колич. стержней	W , %	$M_{вн}$, кНм
150	300	тяж.	B10	A-III	3	70	58,2

Задание №2:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	Вид бетона	Класс бетона	Класс арматуры	Колич. стержней	W , %	$M_{вн}$, кНм
300	650	мелкозер.	B20	A-II	3	40	40,2

Задание №3:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	Вид бетона	Класс бетона	Класс арматуры	Колич. стержней	W , %	$M_{вн}$, кНм
50	150	тяж.	B15	A-IV	4	40	86,2

Рекомендуемая литература:

1. СП 63.133330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 75 с.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №4

Тема: Определение несущей способности изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой

1 Подготовка к расчету:

Определяем параметры:

Параметры для расчета	Обозначение	Ед. изм.	Справочная литература
площадь арматуры	A_s	мм ²	расчет или Пособие (прил. 4)
защитный слой и параметр	a	мм	Пособие п.5.32 и п.5.24
рабочую высоту	h_0	мм	расчет
коэффициент условий работы бетона	γ_{b2}		СНиП 2 таблица 15
коэффициент надежности по отв. здания	γ_n		СНиП Приложение 7
расчетное сопротивление бетона	R_b	Мпа	СНиП 2 таблица 13
расчетное сопротивление арматуры	R_s	Мпа	СНиП 2 таблица 22
макс относ высоту сжатой зоны	ξ_R		Пособие табл. 18-19
относительный коэффициент	a_R		Пособие табл. 18-19

2. Расчет:

Опр. высоту сжатой зоны бетона	X	мм	$\frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}$
Опр. макс высоту сжатой зоны бетона	X_{max}	мм	$\xi_R \cdot h_0$
Опр. относит высоту сжатой зоны бетона	ξ		$\frac{X}{h_0}$
Сравниваем	ξ	и	ξ_R
	или		X
1 вариант	ξ	<	ξ_R
	или		X
	M_k		$= R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5 \cdot X)$
	M^*_k		$\frac{M_k}{\gamma_n}$
2 вариант	ξ	>	ξ_R
	или		X
	M_k		$R_b \cdot b \cdot a_R \cdot h_0^2$
	M^*_k		$\frac{M_k}{\gamma_n}$

Задание №1:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента по нормальному сечению при размерах сечения:

<i>b</i> , мм	<i>h</i> , мм	Вид бетона	Класс бетона	Класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Колич. стержней	<i>W</i> , %	Класс ответ. здания
350	700	лёг.	B10	A-II	18	6	60	I

Задание №2:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента по нормальному сечению при размерах сечения:

<i>b</i> , мм	<i>h</i> , мм	Вид бетона	Класс бетона	Класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Колич. стержней	<i>W</i> , %	Класс ответ. здания
280	600	мелкозер.	B25	A-V	12	3	40	I

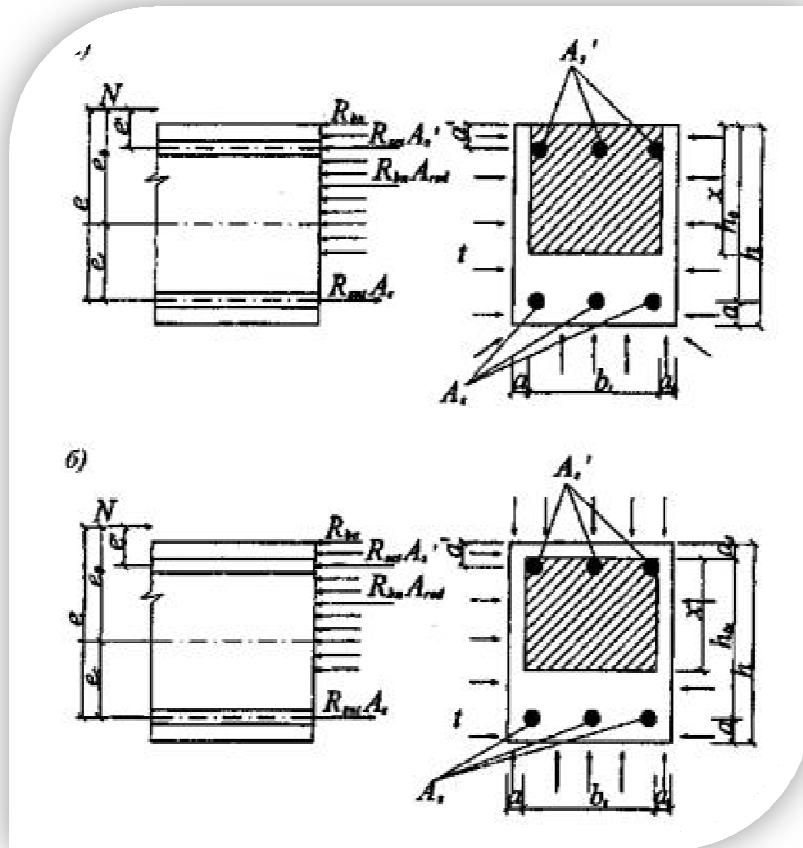
Задание №3:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента по нормальному сечению при размерах сечения:

<i>b</i> , мм	<i>h</i> , мм	Вид бетона	Класс бетона	Класс арматуры	Диаметр арматуры, мм	Колич. стержней	<i>W</i> , %	Класс ответ. здания
250	650	тяж.	B15	A-II	16	3	70	II

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №5

Тема: Определение несущей способности изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения с двойным армированием.



1 Подготовка к расчету:

Определяем параметры:

Параметры для расчета	Обозначени е	Ед. изм.	Справочная литература
площадь арматуры	A_s	мм ²	расчет или Пособие (прил 4)
защитный слой и параметр	a	мм	Пособие п.5.32 и п.5.24
рабочую высоту	h_0	мм	расчет
площадь арматуры	A_s'	мм	расчет или Пособие (прил 4)
защитный слой и параметр	a'	мм	Пособие п.5.32таб43
рабочую высоту	h_0'	мм	расчет
коэффициент условий работы бетона			СНиП 2 таблица 15
коэффициент надежности по ответственности здания			СНиП Приложение 7
расчетное сопротивление бетона	R_b	Мпа	СНиП 2 таблица 13
расчетное сопротивление арматуры	R_s	Мпа	СНиП 2 таблица 22
расчетное сопротивление арматуры	R_{sc}	Мпа	СНиП 2 таблица 22

2 Расчет:

Необходимость учета в расчете сжатой арматуры проверяется сравнением X и a'

Опр. высоту сжатой зоны бетона	$X =$	$(R_s A_s - 0,5 R_{sc} A_s') / R_b b$	
Если X	$>$	a' , то сжатая арматура в расчете учитывается	
и тогда			
	$x =$	$(R_s A_s - R_{sc} A_s') / R_b b$	
$M_k =$	$R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A_s' (h_0 - a')$		кНм
$M_k^* =$	$\frac{M_k}{\gamma_n}$		кНм

Задание №1:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр арматуры, расположенной в сжатой и растянутой зонах изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	Бетон	Арматура растянутая			Арматура сжатая			W , %	Класс ответ. здания
			Кл.	ϕ , мм	Кол. стерж.	Кл.	ϕ , мм	Кол. стерж.		
350	700	лёг. В10	А-П	30	6	А-И	18	1	70	І

Задание №2:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр арматуры, расположенной в сжатой и растянутой зонах изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	Бетон	Арматура растянутая			Арматура сжатая			W , %	Класс ответ. здания
			Кл.	ϕ , мм	Кол. стерж.	Кл.	ϕ , мм	Кол. стерж.		
250	500	лёг. В25	А-П	20	3	В- П	8	3	70	ІІ

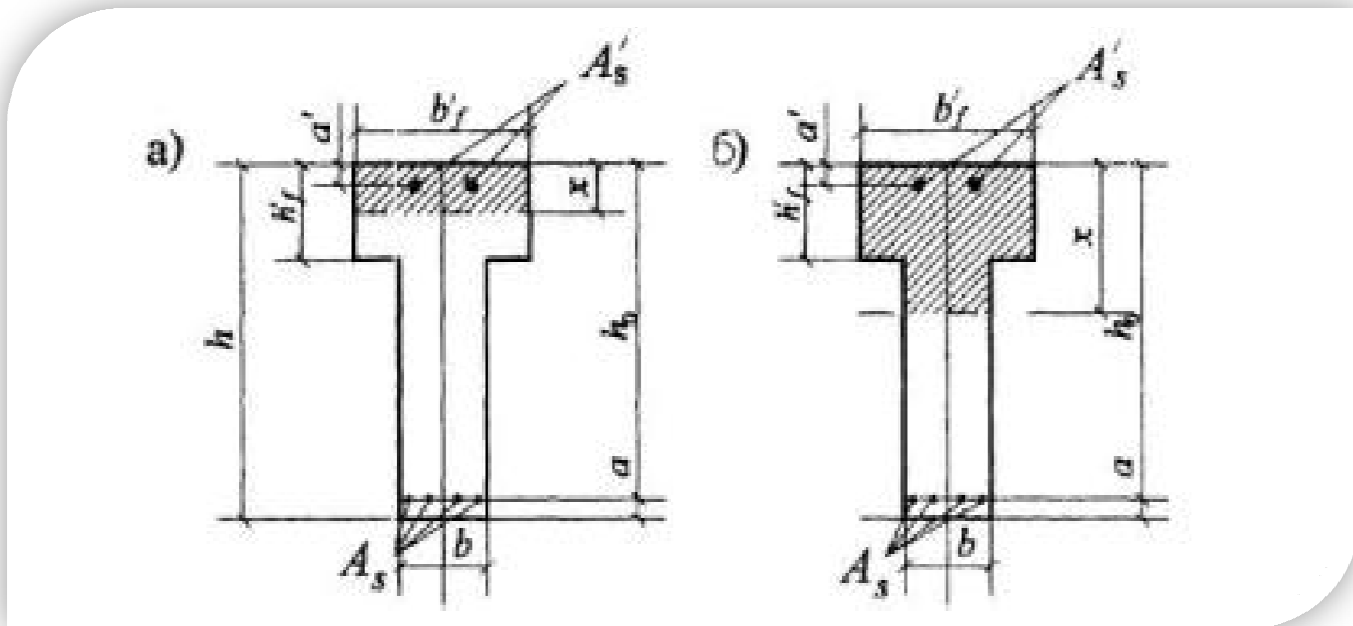
Задание №3:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр арматуры, расположенной в сжатой и растянутой зонах изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	Бетон	Арматура растянутая			Арматура сжатая			W , %	Класс ответ. здания
			Кл.	ϕ , мм	Кол. стерж.	Кл.	ϕ , мм	Кол. стерж.		
200	400	лёг. В20	А-П	18	4	А-И	8	3	76	ІІ

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №6

Тема: Определение площади сечения арматуры изгибаемого железобетонного элемента таврового сечения с одиночной арматурой.



1 Подготовка к расчету

Определяем параметры

Параметры для расчета	Обозначение	Ед. изм.	Справочная литература
назначаем диаметр арматуры	d	мм	принимаем
защитный слой и параметр	a	мм	Пособие п.5.32 и п.5.24
рабочую высоту	h_0	мм	расчет
коэффициент условий работы бетона			СНиП 2 таблица 15
расчетное сопротивление бетона	R_b	Мпа	СНиП 2 таблица 13
расчетное сопротивление арматуры	R_s	Мпа	СНиП 2 таблица 22
макс относ высоту сжатой зоны			Пособие табл 18-19
относительный коэффициент	a_R		Пособие табл 18-19

2 Расчет:

Определяем положение границы сжатой зоны, сравнивая $M_{вн}$ и M_k . Если $M_{вн} < M_k$, то $x < h'_f$ и граница сжатой зоны находится в полке.

Расчет производится как для конструкции с прямоугольного сечением с одиночным армированием, где

$b =$	$b'_f =$	900	мм
$M_k =$	$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$	$>$	$M_{вн}$
$M_k >$	$M_{вн}$	и $X <$	h'_f

Следовательно граница сжатой зоны проходит **в полке**

a_m	$\frac{M_{BH}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$	
a_m	<	a_R

Опр. относит высоту сжатой зоны бетона	ξ		Пособие табл 20
Опр. величину	$\zeta(\eta)$		Пособие табл 20
Опр. высоту сжатой зоны бетона	X	мм	$\xi \cdot h_0$
и определяем площадь сечения арматуры	A_s	мм ²	$\frac{M_{BH}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0}$
Опр. диаметр арматуры	d	мм	

Задание №1:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{f_3} мм	h'_{f_3} мм	Бетон	Арматура		W , %	M_{en} , кНм
					Кл.	Кол. стерж.		
250	600	300	60	мз. В25	А-IV	3	70	186,4

Задание №2:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{f_3} мм	h'_{f_3} мм	Бетон	Арматура		W , %	M_{en} , кНм
					Кл.	Кол. стерж.		
280	700	420	60	лёг.В15	А-I	4	50	69,5

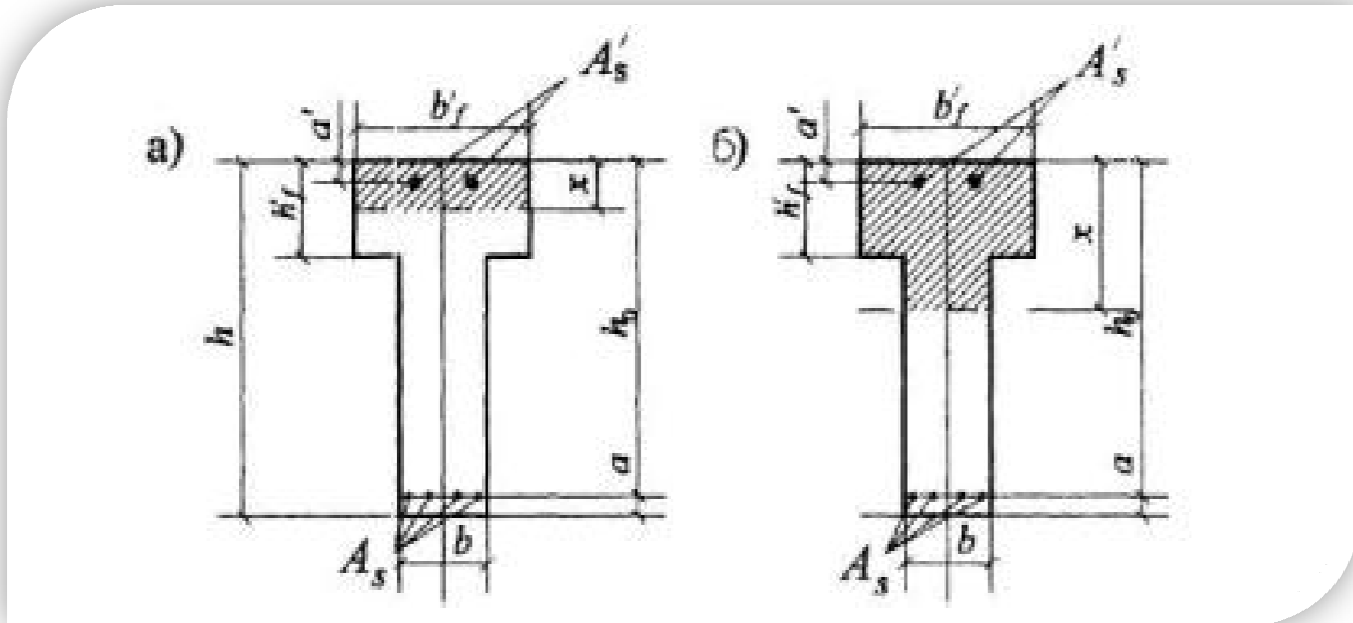
Задание №3:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{f_3} мм	h'_{f_3} мм	Бетон	Арматура		W , %	M_{en} , кНм
					Кл.	Кол. стерж.		
120	350	300	40	тяж.В30	А-V	2	45	58

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №7

Тема: Определение площади сечения арматуры изгибаемого железобетонного элемента таврового сечения с одиночной арматурой.



1 Подготовка к расчету:

Определяем параметры:

Параметры для расчета	Обозначение	Ед. изм.	Справочная литература
назначаем диаметр арматуры	d	мм	принимаем
защитный слой и параметр	a	мм	Пособие п.5.32 и п.5.24
рабочую высоту	h_0	мм	расчет
коэффициент условий работы бетона			СНиП 2 таблица 15
расчетное сопротивление бетона	R_b	Мпа	СНиП 2 таблица 13
расчетное сопротивление арматуры	R_s	Мпа	СНиП 2 таблица 22
макс относ высоту сжатой зоны			Пособие табл 18-19
относительный коэффициент	a_R		Пособие табл 18-19

2 Расчет

Определяем положение границы сжатой зоны, сравнивая $M_{вн}$ и M_k . Если $M_{вн} > M_k$, то $x > h'_f$ и граница сжатой зоны находится в ребре.

	$b =$	b	
M_k	$=$	$R_b \cdot b_f' \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$	$M_{вн}$
M_k		$M_{вн}$ и $X <$	b_f'

Следовательно граница сжатой зоны проходит **в ребре**

$a_m =$	$\frac{M_{BH}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$	
a_m	<	a_R

Опр. относит высоту сжатой зоны бетона	ξ		Пособие табл 20
Опр. величину	$\zeta(\eta)$		Пособие табл 20
Опр. высоту сжатой зоны бетона	X	мм	ξh_0
и определяем площадь сечения арматуры	A_s	мм ²	$\frac{M_{BH}}{R_s \cdot \eta \cdot h_0}$
Опр. диаметр арматуры	d	мм	

Задание №1:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{fj} , мм	h'_{fj} , мм	Бетон	Арматура		W , %	M_{BH} , кНм
					Кл.	Кол. стерж.		
150	500	400	40	мз. В25	А-IV	4	70	186,4

Задание №2:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{fj} , мм	h'_{fj} , мм	Бетон	Арматура		W , %	M_{BH} , кНм
					Кл.	Кол. стерж.		
180	400	420	60	лёг.В15	А-II	3	45	39,5

Задание №3:

Определить расчетную площадь сечения и диаметр продольной растянутой арматуры изгибаемого элемента при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{fj} , мм	h'_{fj} , мм	Бетон	Арматура		W , %	M_{BH} , кНм
					Кл.	Кол. стерж.		
160	250	500	70	тяж.В30	А-V	3	45	85

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №8

Тема: Определение несущей способности изгибаемого железобетонного элемента таврового сечения с одиночной арматурой.

1 Подготовка к расчету:

Определяем параметры

Параметры для расчета	Обозначение	Ед. изм.	Справочная литература
назначаем диаметр арматуры	A_s	мм ²	расчет или Пособие (прил4)
защитный слой и параметр	a	мм	Пособие п.5.32 и п.5.24
рабочую высоту	h_0	мм	расчет
коэффициент условий работы бетона	γ_{b2}		СНиП 2 таблица 15
коэффициент надежности по ответственности здания	γ_n		СНиП Приложение 7
расчетное сопротивление бетона	R_b	Мпа	СНиП 2 таблица 13
расчетное сопротивление арматуры	R_s	Мпа	СНиП 2 таблица 22
высоту сжатой зоны	ξ_R		Пособие табл 18-19

2 Расчет :

Если соблюдается условие

$$R_s A_s < R_b b'_f h'_f$$

То граница сжатой зоны проходит **в полке**

X	$=$	$\frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'}$
X_{\max}	$=$	$\xi_R \cdot h_0$

Сравниваем полученное значение X с

Определяем несущую способность элемента	
M_k	$R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 h'_f)$
Определяем расчетную несущую способность	
M^*_k	M_k / γ_n

Задание №1:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента таврового сечения по нормальному сечению при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_f , мм	h'_f , мм	Бетон	Арматура			W , %	Кл.отв.здания
					Кл.	Кол. стер.	\emptyset , мм		
450	950	630	90	тяж.В15	А-IV	2	14	70	II

Задание №2:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента таврового сечения по нормальному сечению при размерах сечения:

b , мм	h , мм	$b'_{\text{ф}}$ мм	$h'_{\text{ф}}$ мм	Бетон	Арматура			W , %	Кл.отв.здания
					Кл.	Кол. стер.	\varnothing , мм		
200	600	500	60	лёг. В20	А-П	2	22	45	III

Задание №3:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента таврового сечения по нормальному сечению при размерах сечения:

b , мм	h , мм	$b'_{\text{ф}}$ мм	$h'_{\text{ф}}$ мм	Бетон	Арматура			W , %	Кл.отв.здания
					Кл.	Кол. стер.	\varnothing , мм		
200	600	420	40	лег.В10	А- П	4	12	80	III

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №9

Тема: Определение несущей способности изгибаемого железобетонного элемента таврового сечения с одиночной арматурой.

1 Подготовка к расчету:

Определяем параметры

Параметры для расчета	Обозначение	Ед. изм.	Справочная литература
назначаем диаметр арматуры	A_s	мм ²	расчет или Пособие (прил4)
защитный слой и параметр	a	мм	Пособие п.5.32 и п.5.24
рабочую высоту	h_0	мм	расчет
коэффициент условий работы бетона	γ_{b2}		СНиП 2 таблица 15
коэффициент надежности по ответственности здания	γ_n		СНиП Приложение 7
расчетное сопротивление бетона	R_b	Мпа	СНиП 2 таблица 13
расчетное сопротивление арматуры	R_s	Мпа	СНиП 2 таблица 22
высоту сжатой зоны	ξ_R		Пособие табл 18-19

2 Расчет:

Если соблюдается условие	$R_s A_s > R_b b'_f h'_f$
То граница сжатой зоны проходит в ребре	
X	$= \frac{R_s \cdot A_s - R_b(b'_f - b)h'_f}{R_b \cdot b}$
Сравниваем полученное значение X с	$X_{\max} = \xi_R \cdot h_0$

Опр. относит высоту сжатой зоны	ξ	=	0,157	$\frac{X}{h_0}$
Определяем несущую способ элемента				
M_K	$R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 h_f)$		95,7	кНм
Определяем расчетную несущую способность			с учетом коэф	γ_n
M^*_K	M_K / γ_n		106,3	кНм

Задание №1:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента таврового сечения по нормальному сечению при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{f_3} мм	h'_{f_3} мм	Бетон	Арматура			W , %	Кл.отв.здания
					Кл.	Кол. стер.	\emptyset , мм		
450	950	630	90	тяж.В15	А-IV	2	14	70	II

Задание №2:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента таврового сечения по нормальному сечению при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{f_3} мм	h'_{f_3} мм	Бетон	Арматура			W , %	Кл.отв.здания
					Кл.	Кол. стер.	\emptyset , мм		
200	600	500	60	лёг. В20	А-II	2	22	45	III

Задание №3:

Определить расчетную несущую способность изгибаемого элемента таврового сечения по нормальному сечению при размерах сечения:

b , мм	h , мм	b'_{f_3} мм	h'_{f_3} мм	Бетон	Арматура			W , %	Кл.отв.здания
					Кл.	Кол. стер.	\emptyset , мм		
200	600	420	40	лег.В10	А- II	4	12	80	III

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №10

Тема: Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций.

Определить группу кладки в соответствии с [1, табл. 26].

Принять допустимое отношение:

$$\beta = H/h$$

H – определить с учетом уклона кровли.

Назначить предварительные размеры:

$$h \geq H / \beta \cdot k$$

с учетом размеров кирпича, при этом коэффициент k принять в зависимости от h по [1, табл. 30].

Расчетную схему принять руководствуясь [1, п. 4.2].

Собрать нагрузки:

$$F = F_q + F_s$$

– постоянная от покрытия:

$$F_q = q \cdot s_l \cdot l$$

– собственный вес столба;

$$F_s = s \cdot s_l \cdot l$$

– временная от снега

$$G = \rho \cdot g \cdot h^2 \cdot \gamma_f \cdot H$$

Определить площадь сечения из условия прочности, руководствуясь [1, п. 4.1], при этом предварительно принять коэффициент $\varphi = 1$.

Уточнить размеры сечения столба, учитывая стандартные размеры кирпича; повторить расчет при уточненных значениях коэффициентов λ и φ . Расчетное сечение столба принять согласно [1, п. 4.3].

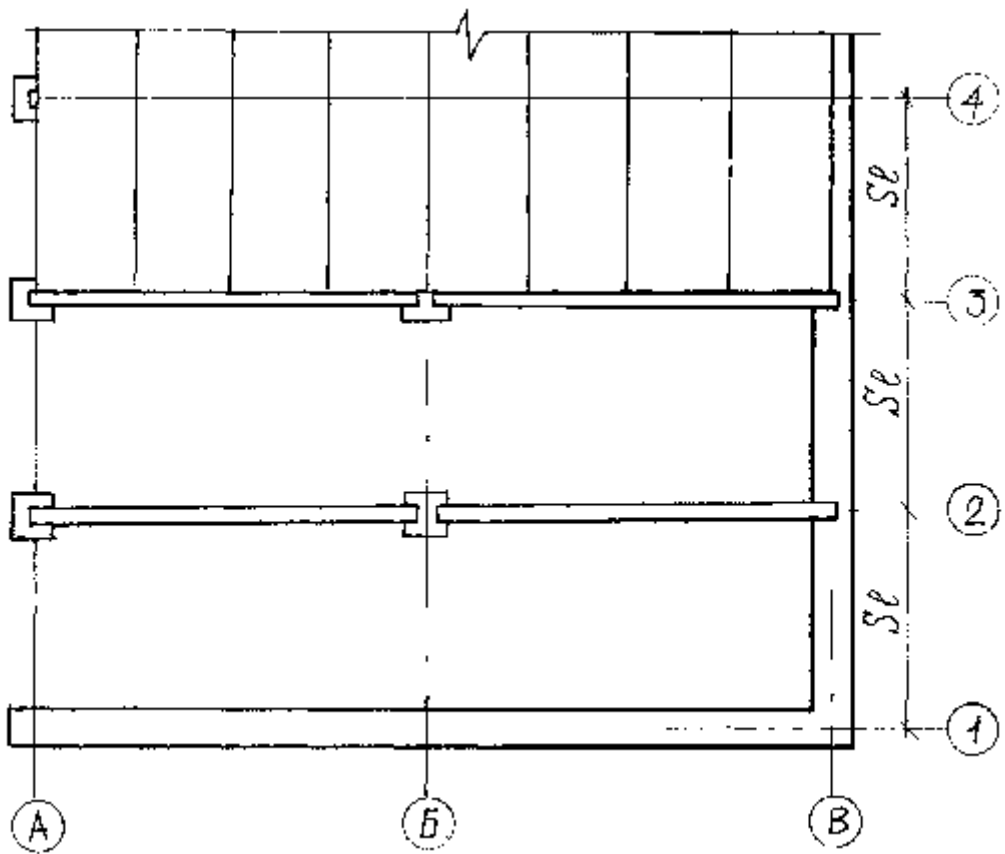
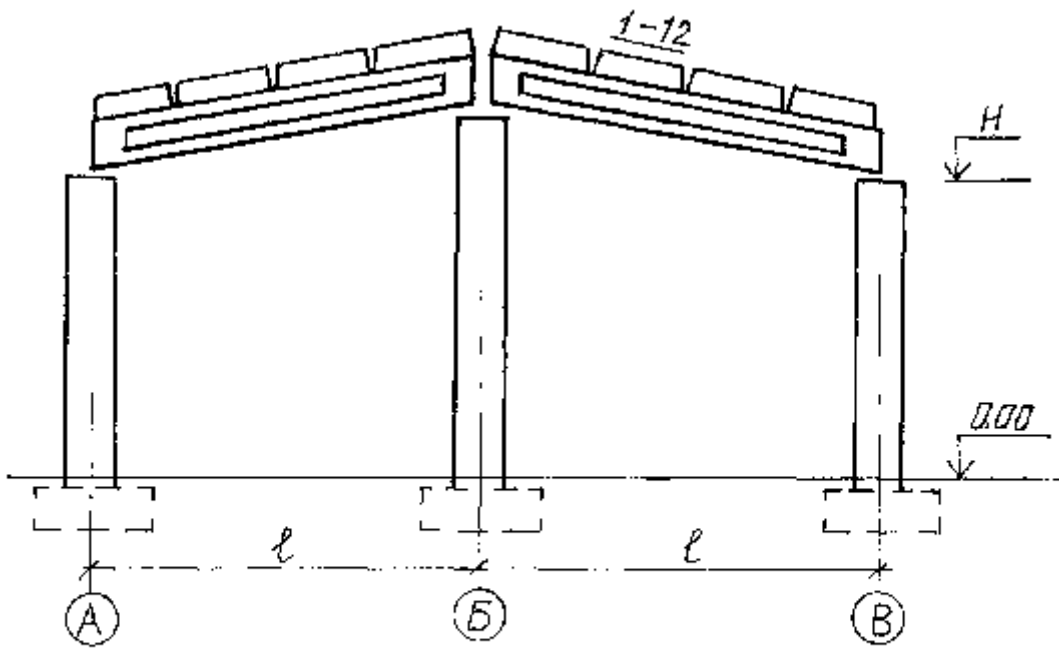


Схема здания

Задание:

Определить размеры сечения столба по оси Б при исходных данных, приведенных в таблицах; перекрытия считать жесткими опорами.

Исходные данные	Вариант					
	1	2	3	4	5	6
Пролет здания l , м	9	9	9	12	12	12
Шаг столбов s_l , м	6	6	6	6	6	6
Отметка верха крайнего столба H , м	4.05	4.05	3.45	3.45	4.65	4.05
Расчетная нагрузка от покрытия с учетом веса балок $q \cdot 10^{-2}$, МН/м ²	0.3	0.25	0.4	0.35	0.15	0.3
Расчетная снеговая нагрузка $s \cdot 10^{-2}$, МН/м ²	0.14	0.14	0.14	0.098	0.098	0.098

Исход. данные	Вариант					
	1	2	3	4	5	6
Кирпич	Глиняный пластического прессования	Силикатный	Глиняный полусухого прессования	Глиняный пластического прессования	Силикатный	Глиняный полусухого прессования
Марка кирпича	100	150	75	100	150	75
Раствор	Цементный	Цементно-известковый	Цементно-известковый	Цементный	Цементно-известковый	Цементно-известковый
Марка раствора	50	75	50	75	75	50
Плотность кладки ρ , т/м ³	1.8	2.0	1.8	2	2	1.8

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №11

Тема: Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций.

Предварительное конструирование, определение расчетной схемы и сбор нагрузок производить в соответствии с указаниями к задаче работы 10.

Расчет прочности нормального сечения:

а) определить требуемое расчетное сопротивление кладки из условия прочности, руководствуясь [1, п. 4.1],

коэффициенты m_{ξ} и φ принять в соответствии с [1, п.4.4];

б) в зависимости от полученного значения расчетного сопротивления кладки определить марку кирпича и раствора.

Задание:

Запроектировать столб (определить размеры, марку кирпича и раствора) по оси Б при исходных данных, приведенных в таблицах работы 10

Исход. данные	Вариант					
	1	2	3	4	5	6
Кирпич	Глиняный пластического прессования	Силикатный	Глиняный полу-сухого прессования	Глиняный пластического прессования	Силикатный	Глиняный полу-сухого прессования
Раствор	Цементный	Цементно-известковый	Цементно-известковый	Цементный	Цементно-известковый	Цементно-известковый
Плотность кладки $\rho_{т/м^3}$	1.8	2.0	1.8	1.8	2.0	1.8

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №12

Определить значение продольной сжимающей силы N_c , равное опорной реакции балки.

Определить расчетное сопротивление кладки на смятие, а также вспомогательные коэффициенты ψ и d в соответствии с [1, п. 4.13, 4.14].

Проверить несущую способность стены на сжимающую силу N_c от местной нагрузки.

Задание:

Проверить несущую способность стены по оси **Б** на местное смятие, при размерах опорной подушки $h \times b$ согласно исходным данным таблиц работы 10

Исходные данные	Вариант					
	1	2	3	4	5	6
Толщина стены h , м	0.51	0.64	0.38	0.51	0.64	0.51
Размеры опорной подушки $h \times b$, м	0.2x0.2	0.25x0.25	0.2x0.2	0.25x0.25	0.3x0.3	0.25x0.25
Марка кирпича	100	150	75	100	150	75
Марка раствора	50	75	50	75	75	50

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №13

Тема: Расчёт прочности центрально сжатых каменных и армокаменных элементов

Проверку прочности каменной кладки на центральное сжатие производят из условия:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A$$

где: m_g -коэффициент, учитывающий влияние длительных нагрузок;
 φ - коэффициент продольного изгиба;
 R - расчётное сопротивление каменной кладки;
 A - площадь сечения каменной кладки элемента.

Если условие не выполняется, то для увеличения несущей способности кладки в 2-2,5 раза применяют сетчатое армирование. Сетки располагают в растворных швах толщиной 12мм. Для армирования кладки применяют сетки с квадратными или прямоугольными ячейками. Размер ячейки принимается в пределах 3÷12см, а диаметр стержней 3÷6мм. Шаг сеток по высоте кладки принимается не более 45см и не более 5 рядов кладки.

При проектировании центрально сжатого армированного столба следует соблюдать следующие условия:

- гибкость элемента:

$$\lambda_h = \frac{l_0}{h} \leq 15,$$

где l_0 - расчетная длина сжатого элемента,
 h -высота сечения;

- процент армирования кладки ограничивается следующими пределами $0,1 \leq \mu \leq 1\%$;

$$R_{sk} \leq 2R,$$

где R_{sk} и R - расчетное сопротивление армированной и неармированной каменной кладки соответственно.

Пример.

Требуется запроектировать центрально нагруженный каменный (армокаменный) столб при следующих исходных данных: столб выполняется из глиняного обыкновенного кирпича пластического прессования марки 100 на растворе марки 50. Арматурные сетки выполнены из проволоки класса Вр-I диаметром 5мм. Расчётная продольная сжимающая сила $N=500$ кН. Высота подвала 4,2м.

Расчётное сопротивление кладки сжатию из кирпича марки 100 на растворе марки 50 согласно табл. 2 СНиП II-22-81 «Каменные и армокаменные конструкции» составляет $1,5$ МПа= 150 Н/см².

В первом приближении определим размеры поперечного столба:

$$a = \sqrt{\frac{N}{1,5 \cdot R}} = \sqrt{\frac{500 \text{ кН}}{1,5 \cdot 1500 \text{ кПа}}} = 0,471 \text{ м} = 47,1 \text{ см}$$

Принимаем размеры сечения столба 51x51см с $A=2601 \text{ см}^2$ (размеры керамического кирпича 250x120x65мм, силикатного 250x120x88мм).

Коэффициент $m_g=1$ т.к. $h=51 \text{ см} > 30 \text{ см}$.

Упругая характеристика кладки $\alpha=1000$ (табл.15 СНиП II-22-81).

Гибкость столба $\lambda_h=l_0/h=1,25 \cdot 4,2 \text{ м} / 0,51 \text{ м} = 10,3 < 15$ (коэффициент 1,25 принят для случая расчётной схемы при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре, см. п. 4.3 СНиП II-22-81).

Коэффициент продольного изгиба $\varphi=0,88$, см. табл. 18 СНиП II-22-81.

Несущая способность кладки:

$$m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A = 1 \cdot 0,88 \cdot 1500 \text{ кПа} \cdot 0,2601 \text{ м}^2 = 343 \text{ кН},$$

что меньше продольной сжимающей силы от внешних нагрузок $N=500 \text{ кН}$.

Следовательно необходимо:

- 1) усилить кладку сетчатым армированием;
- 2) увеличит размеры сечения столбы;
- 3) изменить расчётное сопротивление кладки путём увеличения марок кирпича и раствора.

Задание 1:

Высота подвала Н,м	Вид кладки	Марка кирпича	Марка раствора	Диаметр и класс арматуры	Продольная сила N кН
4,0	силикатный	75	75	4, Вр-I	500

Задание 2:

Высота подвала Н,м	Вид кладки	Марка кирпича	Марка раствора	Диаметр и класс арматуры	Продольная сила N кН
4,4	керамический	150	75	6, А-III	610

Задание 3:

Высота подвала Н,м	Вид кладки	Марка кирпича	Марка раствора	Диаметр и класс арматуры	Продольная сила N кН
5,0	керамический	100	75	4, Вр-I	400

Задание 4:

Высота подвала Н,м	Вид кладки	Марка кирпича	Марка раствора	Диаметр и класс арматуры	Продольная сила N кН
5,2	силикатный	100	50	6, А-III	480

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №14

Тема: Расчёт прочности центрально сжатых каменных и армокаменных элементов

Расчёт сетчатого армирования (на примере работы №13).

Согласно табл.14 и 15 СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» и табл.13 СНиП II-22-81 нормативное сопротивление арматура кл. Вр-I Ø5 равно 395МПа, расчётное - 360МПа, коэффициент условия работы $\gamma_s=0,6$. Для арматуры класса А-I и А-III $\gamma_s=0,75$.

Тогда:

$$R_{sn}=0,6 \cdot 395=237\text{МПа}$$

$$R_s=0,6 \cdot 360=216\text{МПа.}$$

Принимая в первом приближении $\varphi=0,88$ для случая неармированной кладки определяем согласно формул (26) и (27) СНиП II-22-81 минимальный коэффициент объёмного армирования:

$$\mu = \left(\frac{N}{m_g \cdot \varphi \cdot A} - R \right) \cdot \frac{100}{2 \cdot R_s} = \left(\frac{500\text{кН}}{1 \cdot 0,88 \cdot 0,2601\text{м}^2} - 1500\text{кПа} \right) \cdot \frac{100}{2 \cdot 216000\text{кПа}} = 0,158\%$$

Принимаем по табл.9 «Пособия по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81)» при шаге $S=15,4\text{см}$ (через 2 ряда кладки) сетку с ячейкой 10x10см, для которой $\mu=0,51/2=0,255\%$

Временное сопротивление сжатию армированной кладки:

$$R_{sk,u} = k \cdot R + 2 \cdot R_{sn} \cdot \mu / 100 = 2 \cdot 1,5\text{МПа} + 2 \cdot 237\text{МПа} \cdot 0,255 / 100 = 4,21\text{МПа,}$$

где коэффициент $k=2$ принят согласно табл.14 СНиП II-22-81.

Упругая характеристика армированной кладки:

$$\alpha_{sk} = \alpha \cdot k \cdot R / R_{sk,u} = 1000 \cdot 2 \cdot 1,5\text{МПа} / 4,21\text{МПа} = 713$$

Коэффициент продольного изгиба для армированной кладки:

$$\varphi = \frac{1}{1,33 \cdot \frac{(\lambda_h)^2}{\alpha_{sk}} + 1} = \frac{1}{1,33 \cdot \frac{10,3^2}{713} + 1} = 0,835$$

Расчётное сопротивление армированной кладки:

$$R_{sk} = R + 2 \cdot R_s \cdot \mu / 100 = 1,5\text{МПа} + 2 \cdot 216\text{МПа} \cdot 0,255 / 100 = 2,6\text{МПа}$$

Проверяем условие $R_{sk} \leq 2 \cdot R$

$2,6\text{МПа} < 2 \cdot 1,5 = 3,0\text{МПа}$, условие выполняется.

Несущая способность армокаменного столба:

$$m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A = 1 \cdot 0,835 \cdot 2600 \text{кПа} \cdot 0,2601 \text{м}^2 = 564,6 \text{кН}$$

$$N = 500 \text{кН} < 564,6 \text{кН}.$$

Следовательно, несущая способность армокаменного столба обеспечена. Определяем экономичность принятого решения:

$$\frac{(m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A) - N}{N} = \frac{564,6 \text{кН} - 500 \text{кН}}{500 \text{кН}} \cdot 100\% = 13\%,$$

что меньше 20%. Следовательно, можно считать, что сечение подобрано достаточно экономично. Армирование столба показано на рисунке:

Армирование столба

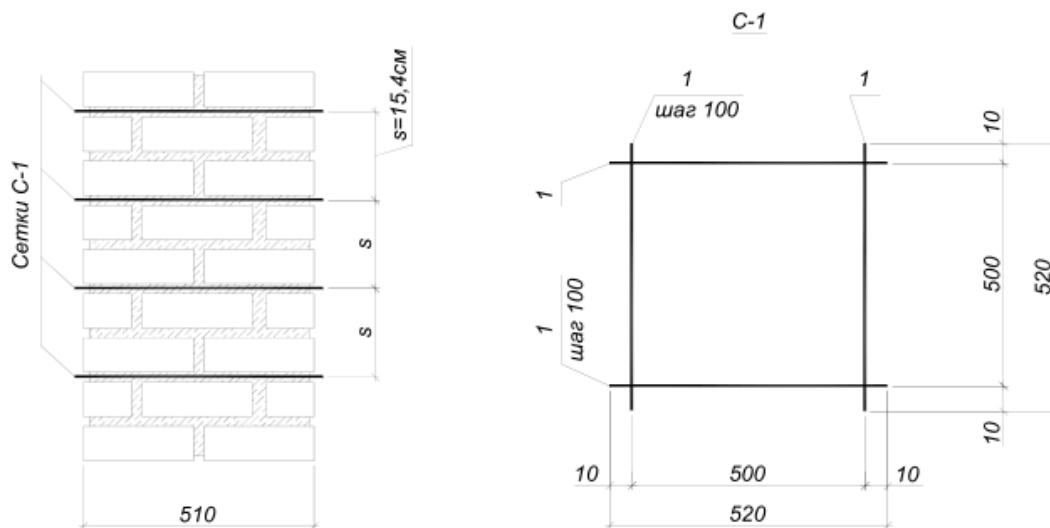


рис. А

Задание 1:

Высота подвала Н,м	Вид кладки	Марка кирпича	Марка раствора	Диаметр и класс арматуры	Продольная сила N кН
4,0	силикатный	75	75	4, Вр-I	500

Задание 2:

Высота подвала Н,м	Вид кладки	Марка кирпича	Марка раствора	Диаметр и класс арматуры	Продольная сила N кН
4,4	керамический	150	75	6, А-III	610

Задание 3:

Высота подвала Н,м	Вид кладки	Марка кирпича	Марка раствора	Диаметр и класс арматуры	Продольная сила N кН
5,0	керамический	100	75	4, Вр-I	400

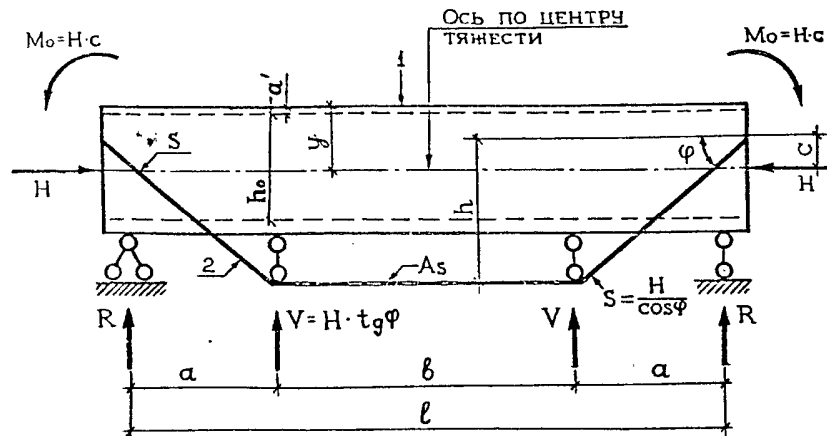
Задание 4:

Высота подвала Н,м	Вид кладки	Марка кирпича	Марка раствора	Диаметр и класс арматуры	Продольная сила N кН
5,2	силикатный	100	50	6, А-III	480

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №15,16

Тема: Определение несущей способности железобетонной балки, усиленной шпренгельной затяжкой

Установка шпренгельных затяжек превращает усиливаемый элемент в статически неопределимую систему. При этом усиливаемый элемент начинает работать как внецентренно сжатый:



1 – усиливаемая балка; 2 – шпренгельная затяжка.

Приближенный расчет выполняется без учета статической неопределимости системы. При этом усиливаемый элемент рассматривается как балка, воспринимающая усилия от внешней нагрузки и реакции шпренгеля.

Назначение геометрических характеристик: a , b , c , h , φ , A_s .

Определяются значения изгибающего момента в простой балке до усиления M и после усиления M_d .

Назначается величина напряжения затяжки - σ_{sp} .

Определяется горизонтальная составляющая (распор) в затяжке

$$H = ((M_d - M)/h + \sigma_{sp} A_s) 0,8 \leq 0,8 R_s A_s,$$

где A_s – площадь сечения затяжки;

R_s – расчетное сопротивление материала затяжки;

0,8 – коэффициент условий работы.

Определяются усилия от шпренгеля в предельном состоянии

$$V = H \operatorname{tg} \varphi,$$

$$M_0 = H c.$$

Определяются расчетные усилия в системе в предельном состоянии - изгибающий момент

$$M_{пр} = M_A + M_0 - V a;$$

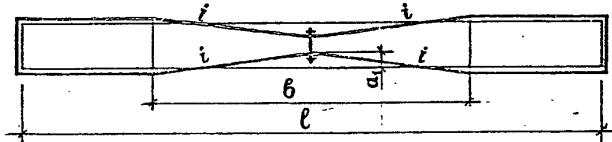
- поперечная сила

$$Q_{\Pi} = R - V.$$

Усилия натяжения в затяжках создаются при помощи винтов, домкратов, рычагов и других приспособлений с измерением создаваемого усилия. При сближении тяжей величину натяжения можно определить по формуле :

$$\sigma_{sp} = \varepsilon E_s = ((i^2 + 1)^{0,5} - 1) E_s,$$

где $i = \operatorname{tg} \varphi = b/(2a_1)$ – наклон ветвей затяжки к продольной оси элемента:



Следует выбрать индивидуальные исходные данные из таблицы 5 и выполнить расчет.

Пример расчета:

Пролет балки – 5,7 м.

Класс бетона балки - В25. Армирование нормальных сечений - 2Ø25 А400.

Внешняя погонная нагрузка $q_{вн} = 4$ т/м.

Сечение балки $b \times h = 200 \times 500$ мм.

Следует выполнить поверочный расчет балки и произвести ее усиление шпренгельной затяжкой с подбором площади сечения.

Оценка прочности нормальных сечений балки

Нагрузка от собственного веса балки:

$$q_{с.в.} = h \times b \times \rho \times \gamma_f = 0,5 \times 0,2 \times 2,5 \times 1,1 = 0,275 \text{ т/м}$$

Полная погонная нагрузка:

$$q = q_{вн} + q_{с.в.} = 4 + 0,275 = 4,275 \text{ т/м}$$

Изгибающий момент от внешней нагрузки:

$$M_{вн} = ql^2/8 = 4,275 \times 5,7^2/8 = 17,36 \text{ т*м}$$

Воспринимаемый сечением изгибающий момент:

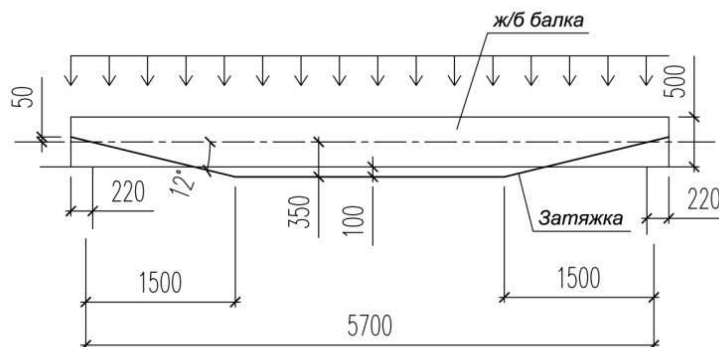
$$M_{сеч} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = 3620 \times 4,91 \times 2 (45 - 0,5 \times 12,1) = 1395921 \text{ кг*см} = 13,96 \text{ т*м}$$

где $x = R_s A_s / R_b b = 3620 \times 4,91 \times 2 / (148 \times 20) = 12,1$ см.

Поскольку $M_{вн} > M_{сеч}$ прочность балки не обеспечена – необходимо усиление.

Назначаем характеристики шпренгельной затяжки - $2\varnothing 20$ А400:

$a = 1,5$ м; $b = 5,7 - 2 \times 1,5 = 2,7$ м; $c = 0,05$ м; $h = 0,35$ м; $\varphi = 12^\circ$; $A_s = 6,28$ см².



Величина момента M_d без учета увеличения высоты сжатой зоны x

$$M_d = M_{сеч} + R_s A_{s,зат} (h+c) =$$

$$= 1395921 + 3620 \times 6,28 \times (35+5) = 2305265 \text{ кг*см} = 23,1 \text{ т*м}$$

Натяжение ветвей затяжки $\sigma_{сп} = 800$ кг/см².

Горизонтальная составляющая (распор) в затяжке :

$$H = ((M_d - M_{вн})/h + \sigma_{сп} A_s) 0,8 =$$

$$= ((2305265 - 1736000)/35 + 800 \times 6,28) \times 0,8 = 17030 \text{ кг}$$

Проверка условия:

$$H \leq 0,8 R_s A_s,$$

$$H = 17030 \text{ кг} < 0,8 R_s A_s = 0,8 \times 3620 \times 6,28 = 18186 \text{ кг}$$

Условие выполняется.

Определяются усилия от шпренгеля в предельном состоянии

$$V = H \operatorname{tg} \varphi = 17030 \times 0,213 = 3627 \text{ кг},$$

$$M_0 = H c = 17030 \times 5 = 85150 \text{ кг*см}.$$

Определяются расчетные усилия в системе в предельном состоянии.

- изгибающий момент в пролете балки:

$$M_{пр} = M_{вн} + M_0 - V a =$$

$$= 1736000 + 85150 - 3627 \times 150 = 1277100 \text{ кг*см} = 12,77 \text{ т*м};$$

- поперечная сила на опоре

$$Q = R - V = ql/2 - V = 4,275 \times 5,7/2 - 3,627 = 8,55 \text{ т}$$

Конструирование узлов затяжки.

После окончания расчета необходимо заполнить контрольный талон, приведенный ниже, и сдать его преподавателю.

Контрольный талон для занятия			
Номер варианта			
Результаты расчетов			
$M_{вн}$	$M_{сеч}$	N	V
Контрольные результаты			

Задание №1:

Класс бетона/Армирование	Сечение балки $b \times h$, мм	Пролет, м	Внешняя нагрузка $q_{вн}$, т/м
B20/2Ø20 A300	250×450	5,6	3,5

Задание №2:

Класс бетона/Армирование	Сечение балки $b \times h$, мм	Пролет, м	Внешняя нагрузка $q_{вн}$, т/м
B20/3Ø20 A240	300×600	6,8	4

Задание №3:

Класс бетона/Армирование	Сечение балки $b \times h$, мм	Пролет, м	Внешняя нагрузка $q_{вн}$, т/м
B20/3Ø20 A300	300×600	6,8	3,8

Задание №4:

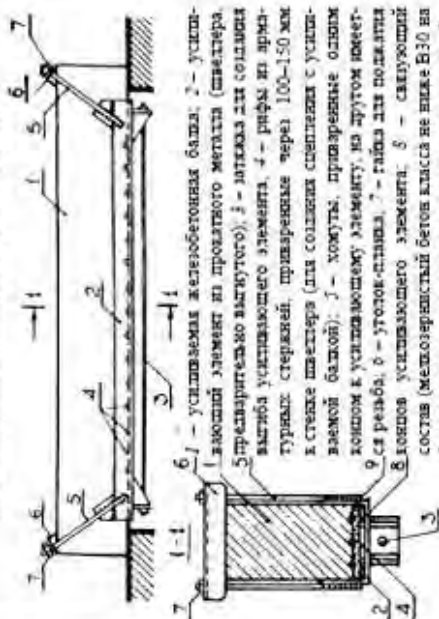
Класс бетона/Армирование	Сечение балки $b \times h$, мм	Пролет, м	Внешняя нагрузка $q_{вн}$, т/м
B20/2Ø22 A300	250×550	6,4	3,8

Задание №5:

Класс бетона/Армирование	Сечение балки $b \times h$, мм	Пролет, м	Внешняя нагрузка $q_{вн}$, т/м
B15/3Ø25 A400	250×550	4,8	4,2

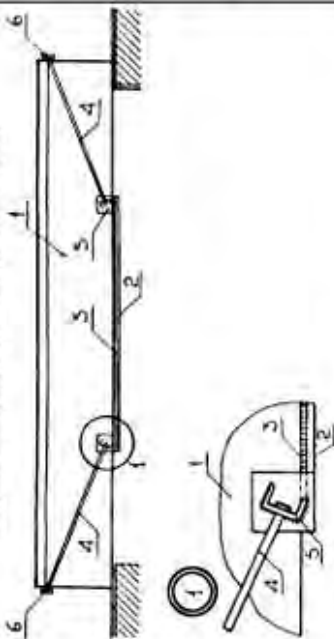
УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ УСТАНОВКОЙ ЗАТЯЖЕК

УСТАНОВКА ПРЕВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ПРОКАТНОГО МЕТАЛЛА (А. с. № 1465519)



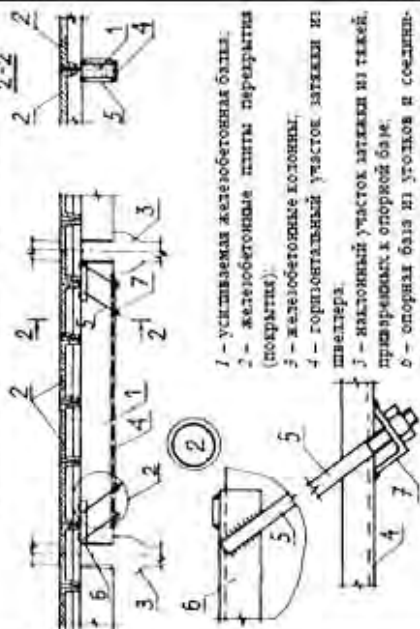
- 1 - усиленная железобетонная балка; 2 - усиливший элемент из прокатного металла (швеллера, стержневидно выгнутого); 3 - латка для солидирования усиливающего элемента; 4 - рифлы из арматурных стержней, приваренные через 100-150 мм к стенке швеллера (для солидирования с усиливаемой балкой); 5 - хомуты, приваренные осям конком к усиливающему элементу, на другом повер-тывании; 6 - уголок-стакан; 7 - гайка для подтяжки с резьбой; 8 - уголок усиливающего элемента; 9 - сварочный состав (мелкозернистый бетон класса не ниже В30 на безусадочном или расширяющемся цементе); 10 - латка поверхуosity балки, подготовленная к уси-лению (очистка, отбивка рифления и т. п.)

НАКЛЕЙКА СТАЛЬНОГО ЛИСТА С УСТАНОВКОЙ ШПРЕНГЕЛЬНЫХ ЗАТЯЖЕК (А. с. № 1152460)



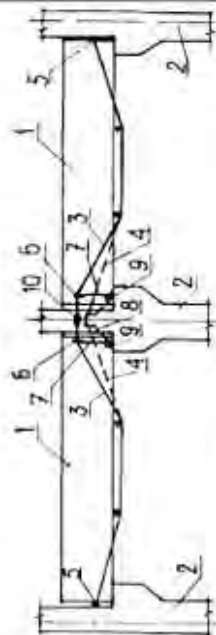
- 1 - усиливаемая железобетонная балка; 2 - стальной лист, наклеенный на нижнюю грань балки и натянутый затяжками до набора прочности клея; 3 - клей; 4 - шпренгелевые затяжки; 5 - анкеры устройства, приваренные к стальному листу; 6 - анкеры устройства на торцах балки

УСТАНОВКА ШПРЕНГЕЛЬНЫХ ЗАТЯЖЕК



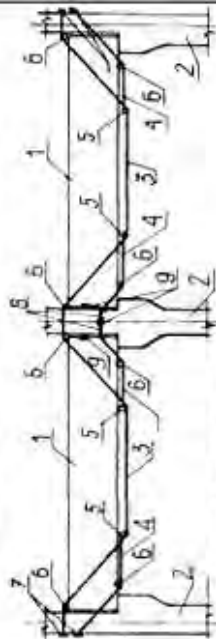
- 1 - усиливаемая железобетонная балка; 2 - железобетонные плиты перекрытия (покрытия); 3 - железобетонные колонны; 4 - горизонтальный участок латки из швеллера; 5 - наклонный участок латки из тяжелой приваренной к опорной балке; 6 - опорная база из уголков и соединительных планок (в местах опоры на ребро плиты перо уголка вырезается); 7 - поперечный уголок-шайба

УСТАНОВКА ЗАТЯЖЕК С ОПОРНЫМИ ПОДКОСАМИ (А. с. № 1155702)



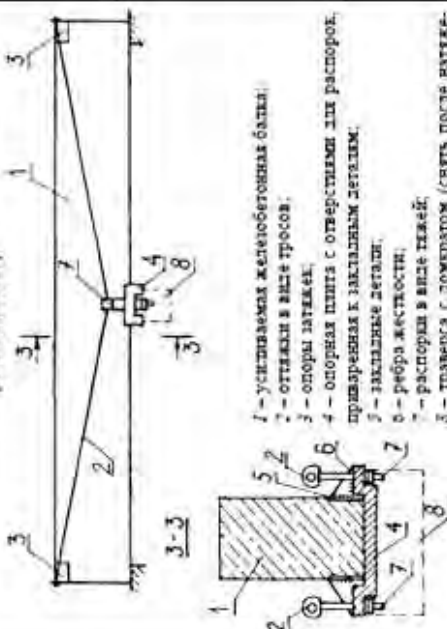
- 1 - усиливаемая железобетонная балка; 2 - железобетонные колонны; 3 - латка усиленная до натяжения; 4 - латка усиленная после натяжения; 5 - опоры латки, установленные на балки; 6 - опоры латки, установленные на опорные поворотные полки; 7 - опорные поворотные полки, установленные нижней частью на шарнирные опоры (до натяжения); 8 - то же после натяжения; 9 - шарнирные опоры, расположенные в месте опорных балок; 10 - инвариантное стальное устройство

УСТАНОВКА ЗАТЯЖЕК С ТРЕХСТЕРЖНЕВЫМИ НАПРЯЖАЕМЫМИ ЗВЕНЬЯМИ (А. с. № 1338464)



- 1 - усиливаемая железобетонная балка; 2 - железобетонные колонны; 3 - двухстрельчатые шпренгелевые затяжки; 4 - дополнительные талы, прикрепленные к подвижным шарнирным опорам; 5 - подвижные шарнирные опоры; 6 - неподвижные опоры; 7 - опоры латки из колонн; 8 - трехстрельчатые натяжные звенья, выполненные из шарнирно соединенных стержней, снабженных муфтами (крепятся шарнирно к подвижным шарнирным опорам и дополнительным талкам); 9 - муфта для солидирования трехстрельчатого звена, выполненного в шпренгелевых латках

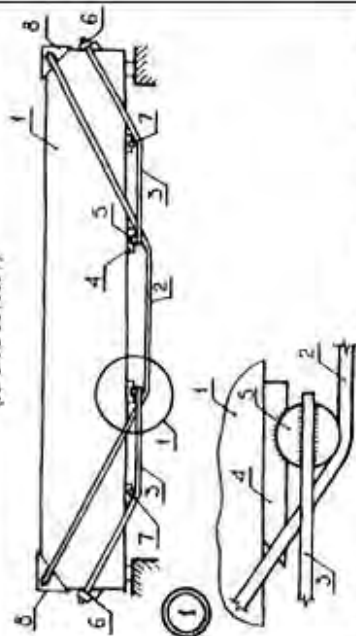
УСТАНОВКА ОТТЯЖЕК В ВИДЕ ГРОСОВ И РАСПОРОВ (А. с. № 668029)



- 1 - усиливаемая железобетонная балка; 2 - оттяжки в виде тросов; 3 - опоры латки; 4 - опорная плита с отверстиями для распоров, приваренная к закладным деталям; 5 - закладные детали; 6 - ребра жесткости; 7 - распоры в виде талей; 8 - траверса с дожатом (снять после натяже-ния тросов и затягивания талей распоров)

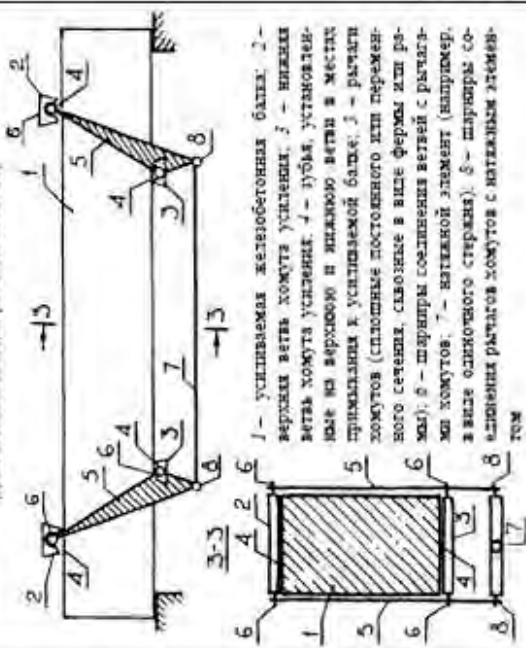
УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПОКРЫТИЙ И ПЕРЕКРЫТИЙ ПИЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ ШПРЕНГЕЛЬНЫМИ ЗАТЯЖКАМИ

УСТАНОВКА ДВУХВЕТВЕРЫХ ШПРЕНГЕЛЬНЫХ ЗАТЯЖЕК (А. с. № 1170097)



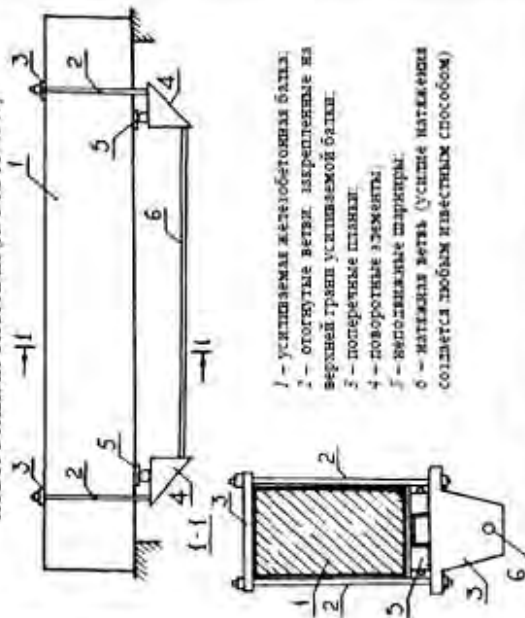
1 - усиленная железобетонная балка, 2 - двухветвевые шпренгельные затяжки, 3 - дополнительные тросы, приваренные к упорным шпилькам, 4 - подкладки со ступенчатыми гранями и со сменными углублениями для упорных шпилек, 5 - упорные шпильки, приваренные к подкладке, 6 - анкеры натяжные узлы, 7 - шарнирно-накладные опоры для изменения геометрии дополнительных тросов, 8 - опорные базы для двухветвевых шпренгельных затяжек.

УСТАНОВКА ХОМУТОВ С ШАРНИРНЫМИ УЗЛАМИ И ЗУБЬЯМИ ДЛЯ ЗАДЕПЛЕНИЯ (А. с. № 1263786)



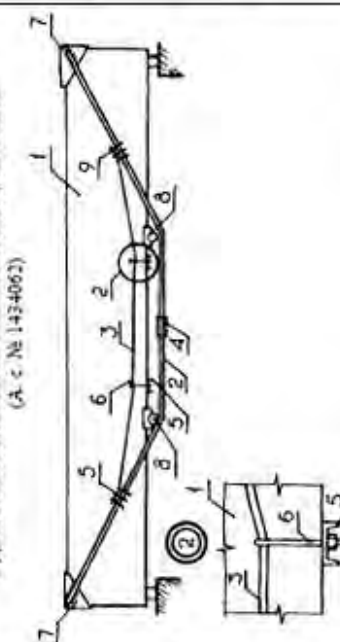
1 - усиленная железобетонная балка, 2 - верхняя ветвь хомута усиления, 3 - нижняя ветвь хомута усиления, 4 - зубья, установленные на верхнюю и нижнюю ветви в местах примыкания к усиленной балке, 5 - рачьи хомуты (сплошные поперечного или периметрального сечения, сварные в виде фермы или рамы), 6 - шарниры соединения ветвей с рачьи хомутами, 7 - натяжной элемент (шпилька, в виде одиночного троса), 8 - шарниры соединения рачьих хомутов с натяжным элементом.

УСТАНОВКА ШПРЕНГЕЛЯ С ПРОМЕЖУТОЧНЫМИ ПОВОРОТНЫМИ ОПОРАМИ (А. с. № 1174547)



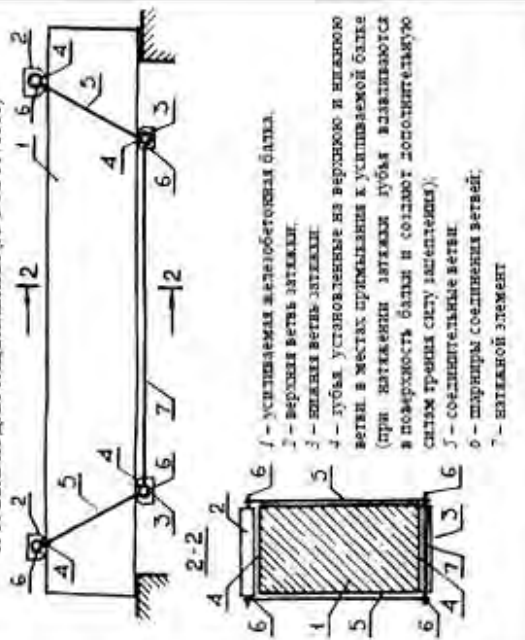
1 - усиленная железобетонная балка, 2 - отогнутые ветви, закрепленные на верхней грани усиленной балки, 3 - поперечные плиты, 4 - поворотные опоры, 5 - вспомогательные шарниры, 6 - натяжная ветвь (усилена известным способом).

УСТАНОВКА ШПРЕНГЕЛЬНЫХ ЗАТЯЖЕК С ДОПОЛНИТЕЛЬНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ В ПРОЛЁТЕ (А. с. № 1434062)



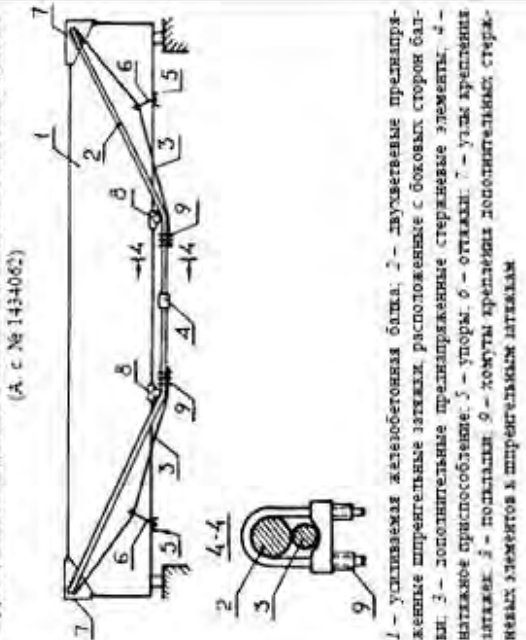
1 - усиленная железобетонная балка, 2 - двухветвевые преднатяжные шпренгельные затяжки, расположенные с боковых сторон балки, 3 - дополнительные преднатяженные стержневые элементы, 4 - натяжное приспособление, 5 - упоры, 6 - оттяжки, 7 - узлы крепления затяжек, 8 - подкладки, 9 - хомуты крепления дополнительных стержневых элементов к шпренгельным затяжкам.

УСТАНОВКА ШПРЕНГЕЛЯ С ШАРНИРНЫМИ УЗЛАМИ И ЗУБЬЯМИ ДЛЯ ЗАДЕПЛЕНИЯ (А. с. № 1178888)



1 - усиленная железобетонная балка, 2 - верхняя ветвь затяжки, 3 - нижняя ветвь затяжки, 4 - зубья, установленные на верхнюю и нижнюю ветви в местах примыкания к усиленной балке (при натяжении затяжки зубья вставляются в поверхность балки и создают дополнительную силу трения скру зацепления), 5 - соединительные ветви, 6 - шарниры соединения ветвей, 7 - натяжной элемент.

УСТАНОВКА ШПРЕНГЕЛЬНЫХ ЗАТЯЖЕК С ДОПОЛНИТЕЛЬНЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ В ПРИГОРНЫХ ЗОНАХ (А. с. № 1434062)

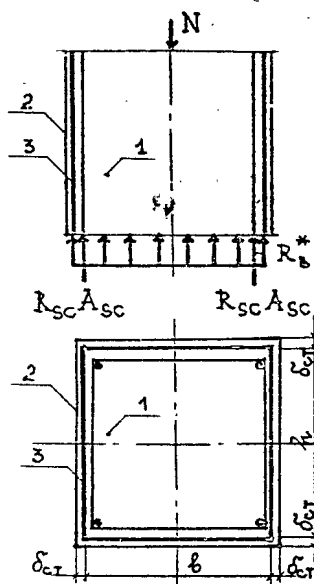


1 - усиленная железобетонная балка, 2 - двухветвевые преднатяжные шпренгельные затяжки, расположенные с боковых сторон балки, 3 - дополнительные преднатяженные стержневые элементы, 4 - натяжное приспособление, 5 - упоры, 6 - оттяжки, 7 - узлы крепления затяжек, 8 - подкладки, 9 - хомуты крепления дополнительных стержневых элементов к шпренгельным затяжкам.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №17,18

Тема: Определение несущей способности сжатого железобетонного элемента, усиленного композитной облойкой

Определение несущей способности сжатого железобетонного элемента, усиленного композитной облойкой. На рисунке приведена расчетная схема центрально сжатого элемента, усиленного оклеечным материалом.



1. усиливаемый элемент;
2. поверхностно-оклеечный материал (стеклопластик, углепластик и т.п.);
3. эпоксидный клей.

Расчет прочности центрально сжатых элементов, усиленных поверхностно-оклеечным материалом, производится по формуле:

$$N = \gamma \varphi (R_b^* A_b + R_{sc} A_s'),$$

где N – продольная сжимающая сила от внешних нагрузок;

γ – коэффициент условий работы, принимаемый равным: $\gamma=0,9$ при $h \leq 200$ мм; $\gamma=1$ при $h > 200$ мм;

A_b – площадь бетонного сечения усиливаемого элемента $A_b = b h$;

φ – коэффициент продольного изгиба;

A_s' – площадь сечения усиливаемого элемента;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры усиливаемого элемента;

R_b^* – приведенная призматическая прочность бетона усиленной конструкции, определяемая по формуле:

$$R_b^* = R_b (1 + 0,5 \sigma_3 / R_{bt}),$$

где R_b – призматическая прочность бетона усиливаемой конструкции;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению усиливаемой конструкции.

σ_3 – обжимающее напряжение, создаваемое обоймой из оклеечного композита и определяемое по формуле:

$$\sigma_3 = 2\delta_{ст} R_{ст}/b,$$

где $\delta_{ст}$ – толщина слоя композита;

b – ширина/высота сечения усиливаемого элемента;

$R_{ст}$ – расчетное сопротивление растяжению композита. В таблице приведены значения для композита из стеклосетки и эпоксидного клея. Сопротивление растяжению композитов из углеволоконных материалов с толщиной 0,4 мм (1 слой) – 280 МПа.

РАСЧЕТНАЯ ПРОЧНОСТЬ НА РАСТЯЖЕНИЕ ОБРАЗЦОВ
СТЕКЛОПЛАСТИКА

Количество слоев стеклопластика или стеклосетки	Марка стеклопластика		
	РС ₂ - 3	СТ - 11	СТ - 13
1	16,5	35,5	52,0
	170	240	500
2	21,0	64,0	70,0
	270	580	800
3	34,0	71,5	82,5
	500	1000	1550

Примечание: в числителе приводятся значения прочности в МПа,
в знаменателе – в Н/см.

При определении расчетной толщины δ_k должно соблюдаться условие:

$$R_{ст} \delta_{ст} \geq R_{bt} b [(N/\gamma\phi - R_{sc} A_s') / (R_b A_b) - 1]$$

Пример расчета:

Высота колонны – 3,0 м.

Сечение колонны $b \times h = 300 \times 300$ мм.

Бетон класса В 15. Расчетное сопротивление $R_b = 8,5$ МПа;

Продольное армирование $4\varnothing 18A-400$ ($A_s = 10,18$ см²);

Продольная внешняя сила – 150 тн.

Необходимо выполнить поверочный расчет колонны и, в случае необходимости, рассчитать усиление композитной обоймой.

Гибкость элемента:

$$\lambda_n = \frac{300}{30} = 10 \dots \varphi = 0,98$$

Поверочный расчет колонны:

$$\begin{aligned} N_{\text{сеч}} &= \gamma\varphi (R_b A_b + R_{sc} A_s') = \\ &= 1 \times 0,98 (85 \times 30 \times 30 + 3620 \times 10,18) = 111085 \text{ кг} \end{aligned}$$

Предварительно принимается 3 слоя стеклопластика СТ-13 с сопротивлением:

$$R_{\text{ст}} = 82,5 \text{ МПа.}$$

Обжимающее напряжение, создаваемое обоймой из оклеечного композита:

$$\sigma_3 = 2\delta_{\text{ст}} R_{\text{ст}}/b = 2 \times 0,4 \times 825/30 = 22 \text{ кг/см}^2$$

Приведенная призмная прочность бетона усиленной конструкции:

$$R_b^* = R_b (1 + 0,5 \sigma_3/R_{bt}) = 85 (1 + 0,5 \times 22/7,6) = 208 \text{ кг/см}^2$$

Несущая способность усиленной колонны:

$$N = \gamma\varphi (R_b^* A_b + R_{sc} A_s') = 1 \times 0,98 (208 \times 30 \times 30 + 3620 \times 10,18) = 224051 \text{ кг}$$

Прочность обеспечена.

Проверка условия:

$$R_{\text{ст}} \delta_{\text{ст}} \geq R_{bt} b [1/ R_b A_b (N/\gamma\varphi - R_{sc} A_s') - 1]$$

$$R_{\text{ст}} \delta_{\text{ст}} = 825 \times 0,4 = 330 \text{ кг/см}$$

$$\begin{aligned} R_{bt} b [(N/\gamma\varphi - R_{sc} A_s') / (R_b A_b) - 1] &= \\ = 7,6 \times 30 [(150000/1 \times 0,98 - 3620 \times 10,18) / (85 \times 30 \times 30) - 1] &= 118 \text{ кг/см} \end{aligned}$$

Условие выполняется.

Разработка технологических решений по устройству композитной облоймы.

Контрольный талок для занятия			
Номер варианта			
Результаты расчетов			
$N_{сеч}$	$\delta_{ст}$	σ_3	R_b^*
Контрольные результаты			

Задание №1:

Сечение колоны $b \times h, мм$	Класс бетона/Армирование колоны	Продольная внешняя сила, тн	Марка стеклопластика
300×300	B20/4Ø20A-300	200	PC ₂ -3

Задание №2:

Сечение колоны $b \times h, мм$	Класс бетона/Армирование колоны	Продольная внешняя сила, тн	Марка стеклопластика
400×400	B15/4Ø16A-400	200	СТ-13

Задание №3:

Сечение колоны $b \times h, мм$	Класс бетона/Армирование колоны	Продольная внешняя сила, тн	Марка стеклопластика
350×350	B25/4Ø18A-300	250	PC ₂ -3

Задание №4:

Сечение колоны $b \times h, мм$	Класс бетона/Армирование колоны	Продольная внешняя сила, тн	Марка стеклопластика
350×350	B15/4Ø25A-240	180	СТ-13

Задание №5:

Сечение колоны $b \times h, мм$	Класс бетона/Армирование колоны	Продольная внешняя сила, тн	Марка стеклопластика
350×350	B15/4Ø16A-400	180	СТ-11

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №1

Тема: Расчет плиты по первой группе предельных состояний

Расчетный пролет плиты при опирании на ригель поверху

$$l_0 = l - \frac{b}{2};$$

где l - шаг колонн в продольном направлении, м;

b - половина ширины ригеля

$$l_0 = 6000 - \frac{250}{2} = 5875 \text{ мм} = 5,875 \text{ м.}$$

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в таблице:

Таблица 1 – Нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Постоянная:			
- от массы плиты с круглыми пустотами $\delta=0,12 \text{ м}, \rho=19,9 \text{ кН/м}^3$	$0,12 \cdot 19,9 = 2,39$	1,1	2,63
- от массы пола	0,80	1,2	0,96
Итого:	3,19		3,59
Временная:	5,00	1,2	6,00
-длительная;	3,50	1,2	4,20
-кратковременная	1,50	1,2	1,80
Всего:	8,19		9,59
В том числе постоянная и длительная	6,69		

Расчетные нагрузки на 1 м длины при ширине плиты $2,2 \text{ м}$, с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ (для II класса ответственности здания):

- для расчетов по первой группе предельных состояний

$$q = 9,59 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 20,04 \text{ кН/м}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний

полная

$$q_{tot} = 8,19 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 17,12 \text{ кН/м}$$

длительная

$$q_l = 6,69 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 14,0 \text{ кН/м}$$

Расчетные усилия:

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{20,04 \cdot 5,875^2}{8} = 86,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{20,04 \cdot 5,875}{2} = 58,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$M_{tot} = \frac{q_{tot} \cdot l_0^2}{8} = \frac{17,12 \cdot 5,875^2}{8} = 73,86 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$M_l = \frac{q_l \cdot l_0^2}{8} = \frac{14 \cdot 5,875^2}{8} = 60,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Назначаем геометрические размеры плиты с учетом требований :

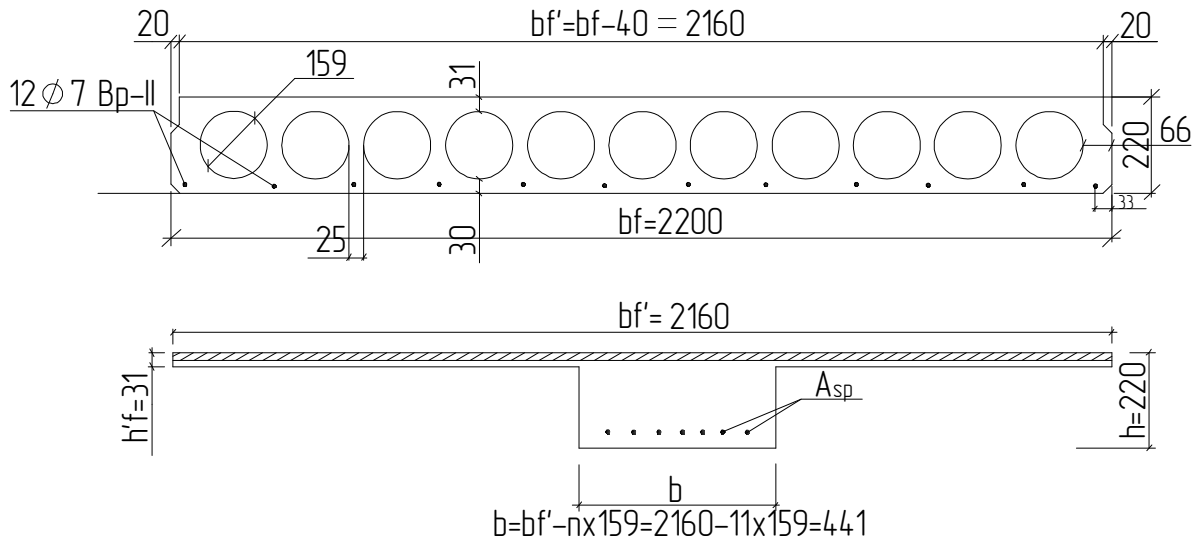


Рисунок 1- Поперечное сечение плиты с круглыми пустотами

Нормативные и расчетные характеристики легкого бетона класса В35, марка по плотности D1800 на плотном заполнителе, твердеющего в условиях тепловой обработки при атмосферном давлении, $\gamma_{b2} = 0,9$ (при влажности 50%).

$$E_b = 20500 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,17 \text{ МПа}$$

$$R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$$

$$R_{bn} = R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}$$

$$R_b = 17,55 \text{ МПа}$$

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса ВР-II диаметром 7мм:

$$R_{sn} = R_{s,ser} = 1100 \text{ МПа, по СНиП табл.20}$$

$$R_s = 915 \text{ МПа}$$

$$E_s = 200000 \text{ МПа}$$

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры

$$\sigma_{sp} = 1000 \text{ МПа}$$

Проверяем условие:

$$\sigma_{sp} + P < R_{s,ser} \text{ и } \sigma_{sp} - P > 0,3R_{s,ser}$$

где значение P при механическом способе натяжения арматуры принимается равным:

$$P=0,05 \cdot \sigma_{sp};$$

а при электротермическом и электротермомеханическом способах определяется по формуле

$$P = 30 + \frac{360}{l}$$

l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м.

При автоматизированном натяжении арматуры значение числителя 360 вменяется на 90.

В данном примере способ натяжения арматуры механический поэтому:

$$P=0,05 \cdot \sigma_{sp}=0,05 \cdot 1000=50\text{МПа}$$

Так как

$$1000 + 50 = 1050\text{МПа} < 1100\text{МПа}$$

и

$$1000 - 50 = 950\text{МПа} > 0,3 \cdot 1100 = 330\text{МПа},$$

Следовательно, условия выполняются.

Предварительное напряжение при благоприятном влиянии с учетом натяжения арматуры будет равно:

$$\sigma_{sp} \cdot (1 - \Delta \gamma_{sp}) = 1000 \cdot (1 - 0,1) = 900\text{МПа}$$

где $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$ согласно [1, п.1.27].

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №2

Тема: Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Расчет по прочности железобетонных элементов должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси, а также для наклонных к ней сечений наиболее опасного направления. При наличии крутящих моментов следует проверить прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной наиболее опасного из возможных направлений. Кроме того, следуют производить расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв).

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси:

$$M=86,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне (рис.1). Согласно [1] при $h'_f / h=31/220=0,14 \geq 0,1$ расчетная ширина $b'_f=2160\text{мм}$ (2,16м)

Параметр $a=30\text{мм}$, рабочая высота $h_0= h-a=220-30=190\text{мм}$

Проверяем условие:

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 h'_f) \geq M$$

$$17,55 \cdot 2160 \cdot 31 \cdot (190 - 0,5 \cdot 31) = 205 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 205 \text{ кНм} > M = 86,45 \text{ кНм}$$

Т.е. граница сжатой зоны проходят в полке и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b=b'_f=2160\text{мм}$.

Определяем значение:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{86,45 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 2160 \cdot 190^2} = 0,063;$$

Пользуясь СНиП 2.03.01.-84* находим:

$$\xi=0,063 \text{ и } \zeta=0,967.$$

Вычислим относительную граничную высоту сжатой зоны ξ_R по формулам [1, п.3.12]:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SA}}{\sigma_{SC,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,66}{1 + \frac{685}{500} \left(1 - \frac{0,66}{1,1}\right)} = 0,426$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона;

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,8 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,066;$$

где $\alpha=0,8$ для легкого бетона;

$\alpha=0,85$ для тяжелого бетона;

G_{SR} -напряжение в арматуре:

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SP} = 915 + 400 - 630 = 685 \text{ МПа}$$

(предварительное напряжение принято с учетом полных потерь $\sigma_{SP}=0,7 \cdot 900=630\text{МПа}$); $\sigma_{SC,U}=500\text{МПа}$ при $\gamma_{b2} < 1,0$.

Если соблюдается условие $\xi < \xi_R$, расчетное сопротивление арматуры R_s в оговоренных случаях умножается на коэффициент условий работы γ_{s6} , определяемый по формуле

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta,$$

где η - коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов:

A-IV.....	1,20
A-V, B-II, Bp-II, K-7 и K-19	1,15
A-VI	1,10
прочих	1,00

Если $\xi < 0,5\xi_R$, можно, не пользуясь формулой, принимать $\gamma_{s6} = \eta$.

Так как $\xi=0,063 < 0,5 \xi_R = 0,5 \cdot 0,426=0,213$, то согласно [3, п.3,7], коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести можно принимать равным $\gamma_{s6} = \eta=1,15$.

Вычислим требуемую площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{86,45 \cdot 10^6}{1,15 \cdot 915 \cdot 0,967 \cdot 190} = 447 \text{ мм}^2$$

Принимаем 12 стержней диаметром 7, Bp-II, $A_{SP}= 462 \text{ мм}^2$

Проверка прочности плиты по наклонным сечениям к продольной оси:

$$Q_{\max}=58,86 \text{ кН}; \quad q_1 = q = 20,04 \text{ кН/м}$$

Поскольку [2, п.5,26] допускается не устанавливать поперечную арматуру в многопустотных плитах, выполним проверку прочности сечения плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры согласно [2, п.3,32].

Проверим условие [3]:

$$2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 > Q_{\max};$$

где $b=2160-11 \cdot 159=441 \text{ мм}$

$$2,5 \cdot 1,17 \cdot 441 \cdot 190 = 228,4 \cdot 10^3 \text{ Н} = 228,4 \text{ кН} \geq 58,86 \text{ кН}$$

Условие выполняется.

Проверим условие [3], принимая упрощение $Q_{b1} = Q_{b,\min}$ и

$$C = 2,5 \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,19 = 0,475 \text{ м}$$

Находим усилие обжатия от растянутой продольной арматуры

$$P=0,7 \cdot \sigma_{SP} \cdot A_{SP} = 0,7 \cdot 1000 \cdot 462=323,4 \cdot 10^3 \text{ Н}=323,4 \text{ кН.}$$

Вычислим:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \frac{323,4 \cdot 10^3}{1,17 \cdot 411 \cdot 190} = 0,354 < 0,5$$

Согласно [1] $\varphi_{b3}=0,4$, тогда:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,4 \cdot (1 + 0,354) \cdot 1,17 \cdot 411 \cdot 190 = \\ = 49,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 49,5 \text{ кН}$$

$$Q_{b1} = Q_{b,\min} = 49,5 \text{ кН}$$

Так как

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 58,86 - 20,04 \cdot 0,475 = 49,3 \text{ кН} \\ Q \leq Q_{b1}$$

Следовательно, для прочности наклонных сечений по расчету арматуры не требуется.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №3

Тема: Расчет плиты по предельному состоянию второй группы.

Согласно таблицы [1, табл.2] пустотная плита, эксплуатируемая в закрытом помещении и армированная напрягаемой арматурой класса ВР-II диаметром 7мм, должна удовлетворять 3-й категории требований по трещиностойкости, то есть допускается непродолжительное раскрытие трещин шириной $\alpha_{crc1} = 0,3\text{мм}$ и продолжительное - $\alpha_{crc1} = 0,2\text{мм}$. Прогиб плиты от действия постоянной и длительной нагрузок не должен превышать:(см.[1, табл.4])

$$f_u = \frac{l_0}{200} = \frac{5875}{200} = 29,4\text{мм}$$

Геометрические характеристики приведенного сечения:

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b \cdot h' + b'_f \cdot h'_f + \alpha \cdot A_s$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{20500} = 9,75$$

$$A_{red} = 2160 \cdot 31 + 411 \cdot 159 + 2160 \cdot 30 + 9,75 \cdot 462$$

$$A_{red} = 201613,5 \text{ мм}^2$$

Статический момент сечения относительно нижней грани расчетного сечения:

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot (h - 0,5 \cdot h'_f) + b \cdot h' \cdot 0,5h + b'_f \cdot h'_f \cdot 0,5h'_f + \alpha \cdot A_s \cdot a$$

$$S_{red} = 2160 \cdot 31 \cdot (220 - 0,5 \cdot 30) + 441 \cdot 31 \cdot 0,5 \cdot 220 + 2160 \cdot 30 \cdot 0,5 \cdot 30 + 9,75 \cdot 462 \cdot 30$$

$$S_{red} = 15333345 \text{ мм}^3 = 1533 \cdot 10^4 \text{ мм}^3$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

$$y_0 = 76 \text{ мм}$$

Момент инерции сечения:

$$J_{red} = \frac{b'_f \cdot h_f'^3}{12} + b'_f \cdot h'_f \cdot (h - y_0 - 0,5h'_f)^2 + \frac{b \cdot (h - h'_f - h_f'')^3}{12} + b(h - h'_f - h_f'') \cdot \left(\frac{h}{2} - y_0\right)^2 + \frac{b'_f \cdot h_f'^3}{12} + b'_f \cdot h_f'' \cdot (y_0 - 0,5 \cdot h_f'')^2 + \alpha \cdot A_s (y_0 - a)^2$$

$$J_{red} = \frac{2160 \cdot 31^3}{12} + 2160 \cdot 31 \cdot (220 - 76 - 0,5 \cdot 31)^2 + \frac{441 \cdot (220 - 31 - 30)^3}{12} + 441(220 - 31 - 30) \cdot \left(\frac{220}{2} - 76\right)^2 + \frac{2160 \cdot 30^3}{12} + 2160 \cdot 30 \cdot (75 - 0,5 \cdot 30)^2 + 9,75 \cdot 462(76 - 30)^2 = 1587474929 \text{ мм}^4 = 15874 \cdot 10^5 \text{ мм}^4$$

Момент сопротивления сечения относительно грани, растянутой от внешней нагрузки:

$$W_{red}^{inf} = \frac{J_{red}}{y_0} = 20887828,02 \text{ мм}^3$$

Относительно грани, сжатой от внешней нагрузки:

$$W_{red}^{sup} = \frac{J_{red}}{h - y_0} = 11024135,45 \text{ мм}^3$$

Если $\frac{b'_f}{b} \leq 3$ и $\frac{h'_f}{h} < 0,2$ тогда $\gamma=1,5$

Если $4 \leq \frac{b'_f}{b} \leq 8$ и $\frac{h'_f}{h} < 0,2$, тогда $\gamma=1,25$.

Так как $\frac{b'_f}{b} = \frac{2160}{441} = 4,8$ и $\frac{h'_f}{h} = \frac{30}{220} < 0,2$, тогда $\gamma=1,25$

и упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне в стадии эксплуатации:

$$W_{pl}^{inf} = W_{red}^{inf} \cdot 1,25 = 26109785 \text{ мм}^3$$

То же по растянутой зоне в стадии изготовления и монтажа:

$$W_{pl}^{sup} = W_{red}^{sup} \cdot 1,25 = 13780168 \text{ мм}^3$$

Определение первых потерь предварительного напряжения арматуры

Используем табл.5 СНиП 2.03.01-84

1) потери от релаксации напряжений в арматуре:

- при механическом способе натяжения арматуры:

$$\sigma_1 = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) \cdot \sigma_{sp}$$

- при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения арматуры:

$$\sigma_1 = 0,05 \cdot \sigma_{sp}$$

σ_{sp} принимается без учета потерь, МПа. Если вычисленные значения потерь окажутся отрицательными, их следует принимать равными нулю.

Так как в данном расчете механический способ, тогда:

$$\sigma_1 = \left(0,22 \cdot \frac{1000}{1100} - 0,1 \right) \cdot 1000 = 100 \text{ МПа}$$

2) потери от температурного перепада (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона):

- для бетона классов В15-В40: $\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t$;

- для бетона класса В45 и выше: $\sigma_2 = 1 \cdot \Delta t$;

Где Δt -разность между t нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимаемых усилия натяжения, т.к. точных данных не дано, то принимаем $\Delta t=65^\circ\text{C}$.

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа}$$

3) потери от деформации анкеров:

- при электротермическом способе натяжения потери от деформаций анкеров в расчете не учитываются.

- при механическом способе натяжения:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s;$$

где Δl - обжатие опрессованных шайб, смещение стержней в инвентарных зажимах:

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 7 = 2,3 \text{ мм}$$

l -длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы), мм:

$$l = 6000 + 1000 = 7000 \text{ мм}$$

$$\sigma_3 = \frac{2,3}{7000} \cdot 200000 = 65,7 \text{ МПа}$$

Таким образом, усилие обжатия P_1 с учетом потерь равно:

$$\begin{aligned} P_1 &= (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \cdot A_{sp} = (1000 - 100 - 81,25 - 65,7) \cdot 462 \\ &= 349,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 347,9 \text{ кН} \end{aligned}$$

Точка приложения усилия P_1 совпадает с центром тяжести сечения напрягаемой арматуры, поэтому $e_{op} = y_0 = 76 \text{ мм}$

Определяем потери от быстроснатекающей ползучести бетона, для чего вычислим напряжения в бетоне в середине пролета от действия силы P_1 и изгибающего момента M_w от собственного веса плиты:

Нагрузка от собственного веса плиты:

$$q_w = 2,39 \cdot 2,2 = 5,26 \text{ кН/м}$$

тогда

$$M_w = \frac{q_w \cdot \ell_0^2}{8} = \frac{5,26 \cdot 5,675^2}{8} = 22,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Напряжение на опоре $\sigma_{\text{вр}}$ растянутой арматуры (т.е. при $y = e_{\text{оп}} = 76\text{мм}$) будет:

$$\sigma_{\text{вр}} = \frac{P_1}{A_{\text{ред}}} + \frac{(P_1 \cdot e_{\text{оп}} - M_w) \cdot y}{J_{\text{ред}}} = \frac{347,9 \cdot 10^3}{2016 \cdot 10^2} + \frac{(347,9 \cdot 10^3 \cdot 76 - 22,7 \cdot 10^6) \cdot 76}{15874 \cdot 10^5} = 1,61 \text{ МПа}$$

Напряжение $\sigma'_{\text{вр}}$ на уровне крайнего сжатого волокна при эксплуатации (то есть при $y = h - y_0 = 220 - 76 = 144\text{мм}$) равна:

$$\sigma'_{\text{вр}} = \frac{P_1}{A_{\text{ред}}} + \frac{(P_1 \cdot e_{\text{оп}} - M_w) \cdot y}{J_{\text{ред}}} = \frac{347,9 \cdot 10^3}{2016 \cdot 10^2} + \frac{(347,9 \cdot 10^3 \cdot 76 - 22,7 \cdot 10^6) \cdot 144}{15874 \cdot 10^5} = 3,39 \text{ МПа}$$

Назначаем передаточную прочность бетона $R_{\text{вр}} = 20\text{МПа}$.

4) Потери от быстроснатекающей ползучести бетона равна:

- на уровне растянутой арматуры:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 + R_{\text{вр}}$$

$$\alpha = 0,75 < 0,8$$

поскольку

$$\frac{\sigma_{\text{вр}}}{R_{\text{вр}}} = \frac{1,61}{20} = 0,08 < \alpha,$$

То для бетона, подвергнутого тепловой обработке:

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{вр}}}{R_{\text{вр}}} \right) = 40 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{1,61}{20} \right) = 2,73 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{\sigma'_{\text{вр}}}{R_{\text{вр}}} \right) = 40 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{3,39}{20} \right) = 5,763 \text{ МПа}$$

Коэффициент 0,85 учитывает тепловую обработку при твердении бетона.

Для бетона естественного твердения:

$$\sigma_6 = 40 \cdot \frac{\sigma_{\text{вр}}}{R_{\text{вр}}};$$

Если $\frac{\sigma_{\text{вр}}}{R_{\text{вр}}} > \alpha$, тогда $\sigma_6 = 40\alpha + 85\beta \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{вр}}}{R_{\text{вр}}} - \alpha \right)$; где $\beta = 5,25 - 0,185R_{\text{вр}}$.

Определяются первые потери:

$$\sigma_{\text{los1}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6$$

$$\sigma_{\text{los1}} = 100 + 81,25 + 65,7 + 2,73 = 249,7 \text{ МПа}$$

Тогда усилие обжатия с учетом первых потерь будет равно:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) \cdot A_{sp} = (1000 - 249,7) \cdot 462 = 342,6 \cdot 10^3 \text{ кН}$$

Вычислим максимальные сжимающие напряжения в бетоне от действия силы P_1 без учета собственного веса, принимая $y = y_0 = 76 \text{ мм}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y}{J_{red}} = \frac{347,9 \cdot 10^3}{2016 \cdot 10^2} + \frac{347,9 \cdot 10^3 \cdot 76 \cdot 144}{15874 \cdot 10^5} = 3,29 \text{ МПа}$$

Поскольку

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{3,29}{20} = 0,16 < 0,95 - \text{требования [2] п.1.29 удовлетворяются.}$$

Определение вторых потерь предварительного напряжения арматуры.

Используем табл.5 п.8 СНиП 2.03.01-84

-потери от усадки бетона:

Для тяжелого бетона естественного твердения марки ниже В35 $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$, марки выше В35 $\sigma_8 = 50 \text{ МПа}$; для тяжелого бетона подвергнутого тепловой обработке марки ниже В35 $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$, марки выше В35 $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$.

Для мелкозернистого бетона потери определяются как для тяжелого с умножением на коэффициент, равный 1,3.

Для легкого бетона естественного твердения $\sigma_8 = 50 \text{ МПа}$, для легкого бетона подвергнутого тепловой обработке $\sigma_8 = 45 \text{ МПа}$.

В данном примере бетон легкий, подвергающийся тепловой обработке:

$$\sigma_8 = 45 \text{ МПа}$$

- потери от ползучести бетона:

Напряжение в бетоне от действия силы P_1 и изгибающего момента M_w будут равны:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_w) y}{J_{red}} = \frac{347,9 \cdot 10^3}{2016 \cdot 10^2} + \frac{(347,9 \cdot 10^3 \cdot 76 - 22,7 \cdot 10^6) \cdot 144}{15874 \cdot 10^5} = 2,06 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_w) y}{J_{red}} = \frac{347,9 \cdot 10^3}{2016 \cdot 10^2} - \frac{(347,9 \cdot 10^3 \cdot 76 - 22,7 \cdot 10^6) \cdot 144}{15874 \cdot 10^5} = 1,39 \text{ МПа}$$

Если $\frac{\sigma_{bp}}{R_{b\text{н}}} < 0,75$, тогда $\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{b\text{н}}}$;

Если $\frac{\sigma_{bp}}{R_{b\text{н}}} > 0,75$, тогда $\sigma_9 = 300 \cdot \alpha \cdot (\frac{\sigma_{bp}}{R_{b\text{н}}} - 0,375)$.

где $\alpha = 1$, для тяжелого и легкого бетона естественного твердения;

$\alpha = 0,85$, для тяжелого и легкого бетона подвергнутого тепловой обработке.

Для мелкозернистого потери вычисляются по тем же формулам с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,3.

Так как $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,06}{20} = 0,1 < 0,75$ и $\frac{\sigma'_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1,39}{20} = 0,07 < 0,75$ и бетон легкий, подвергнутый тепловой обработке, тогда

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,1 = 12,75 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma'_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,07 = 8,925 \text{ МПа}$$

Итого вторые потери:

$$\sigma_{\text{los}2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 45 + 12,75 = 57,75 \text{ МПа}$$

Суммарные потери:

$$\sigma_{\text{los}} = \sigma_{\text{los}1} + \sigma_{\text{los}2} = 249,7 + 57,75 = 307,45 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{\text{los}} = 307,45 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

Потери не увеличиваем.

Усилие обжатия с учетом суммарных потерь будет равно:

$$P_2 = (\sigma_{\text{sp}} - \sigma_{\text{los}}) \cdot A_{\text{sp}} = (1000 - 307,45) \cdot 462 = 319,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 319,9 \text{ кН}$$

Проверка образования трещин в плите

Выполняется по формулам СНиП 2.03.01-84 п.4.5. Для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчета по деформациям.

При действии внешней нагрузки в стадии эксплуатации максимальных напряжений в сжатом бетоне (т.е. по верхней грани) равно:

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{\text{red}}} + \frac{M_{\text{tot}} - P_2 \cdot e_{op}}{W_{\text{red}}^{\text{sup}}} = \frac{319,9 \cdot 10^3}{2016 \cdot 10^2} + \frac{78,86 \cdot 10^6 - 319,9 \cdot 10^3 \cdot 76}{13780 \cdot 10^3} = 5,5 \text{ МПа}$$

$$\text{тогда } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,\text{ser}}} = 1,6 - \frac{5,5}{25,5} = 1,39$$

Коэффициент φ принимается не менее 0,7 и не более 1.

Принимаем $\varphi = 1$ МПа.

$$r_{\text{sup}} = \varphi \cdot \frac{W_{\text{red}}^{\text{inf}}}{A_{\text{red}}} = 1 \cdot \frac{20887 \cdot 10^3}{2016 \cdot 10^2} = 103,6 \text{ мм}$$

Так как при действии усилия обжатия P_1 в стадии изготовления минимальное напряжение в бетоне (в верхней зоне), равно:

$$\frac{P_1}{A_{\text{red}}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} - M_w}{W_{\text{red}}^{\text{sup}}} = \frac{347,9 \cdot 10^3}{2016 \cdot 10^2} + \frac{347,9 \cdot 10^3 \cdot 76 - 22,7 \cdot 10^6}{11024 \cdot 10^3} = 2,06 \text{ МПа} > 0$$

Следовательно, напряжение в бетоне будет сжимающим, верхние начальные трещины не образуются.

Согласно СНиП 2.03.01-84 п.4.5 принимаем:

$$M_r = M_{tot} = 73,86 \text{ кНм}$$

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r_{sup}) = 319,9 \cdot 10^3 \cdot (76 + 103,6) = 57,4 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \\ = 57,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}^{inf} + M_{rp} = 1,95 \cdot 26109 \cdot 10^3 + 57,4 \cdot 10^6 = 110,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \\ = 110,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Должно выполняться условие:

$$M_r < M_{crc}$$

$$M_r = 73,86 \text{ кНм} < M_{crc} = 110,3 \text{ кНм} \text{ -выполняется}$$

Следовательно трещины в нижней зоне не образуются, т.е. расчет ширины раскрытия трещин не требуется.

Расчет прогиба плиты

Согласно СНиП 2.03.01-84 п.4.25 и п.4.24. При условии отсутствия трещин в растянутой зоне бетона.

Находим кривизну от действия постоянной и длительной нагрузок

$$M = M_l = 60,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\varphi_{b1} = 0,85$$

$$\varphi_{b2} = 2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}} = \frac{60,4 \cdot 10^6 \cdot 2}{0,85 \cdot 20500 \cdot 1587 \cdot 10^6} = 4,4 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}$$

Прогиб плиты без учета выгиба от усадки и ползучести бетона при предварительном обжатии будет равен:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_2 \cdot \rho_m \cdot l_0^2 = 4,4 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5875^2 = 16 \text{ мм} = 1,6 \text{ см}$$

$$f = 1,6 \text{ см} < f_u = \frac{l_0}{200} = 2,89 \text{ см}$$

Если условие выполняется, расчет окончен.

Если окажется превышение расчетного прогиба против допускаемого, то необходимо выполнить расчет с учетом выгиба от усадки и ползучести бетона:

-кривизну, обусловленную выгибом плиты от кратковременного действия усилия обжатия $P = P_2 = 319,9\text{кН}$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P \cdot e_{op}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}} = \frac{319,9 \cdot 10^3 \cdot 76}{0,85 \cdot 20500 \cdot 1587 \cdot 10^6} = 0,979 \cdot 10^{-6}\text{мм}^{-1}$$

- кривизну, обусловленную выгибом плиты вследствие усадки и ползучести бетона от усилия обжатия

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{E_b - E'_b}{h_0} = \frac{3,02 \cdot 10^{-4} - 2,98 \cdot 10^{-4}}{190} = 0,210 \cdot 10^{-6}\text{мм}^{-1}$$

$$\text{где } E_b = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{E_s} = \frac{2,73 + 45 + 12,75}{200000} = 3,02 \cdot 10^{-4}$$

$$E'_b = \frac{\sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9}{E_s} = \frac{5,763 + 45 + 8,925}{200000} = 2,98 \cdot 10^{-4}$$

Так как сумма $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,979 \cdot 10^{-6} + 0,210 \cdot 10^{-6} = 1,189 \cdot 10^{-6}\text{мм}^{-1} >$

$$\frac{P \cdot e_{op} \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}} = \frac{319,9 \cdot 10^3 \cdot 76 \cdot 2}{0,85 \cdot 20500 \cdot 1587 \cdot 10^6} = 1,785 \cdot 10^{-6}\text{мм}^{-1}, \text{ принимаем наибольшее}$$

значение, то есть $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 1,785 \cdot 10^{-6}\text{мм}^{-1}$

Выгиб плиты от усадки и ползучести бетона при предварительном обжатии составит:

$$\left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right] \cdot \rho_m \cdot l_0^2 = 1,785 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{8} \cdot 5875^2 = 7,7\text{мм}$$

Соответственно величина прогиба будет равна $f = 16 - 7,7 = 8,3\text{мм} = 0,83\text{см} < f_u = \frac{l_0}{200} = 2,89\text{см}$

Расчет окончен.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №4

Тема: Расчет сборной железобетонной балки. Расчет железобетонных колонн.

Балка многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов балки на наружные стены и равных пролетах ригель можно рассматривать как неразрезную балку.

Предварительно назначаются размеры поперечного сечения по следующей формуле:

$$h = (1/8 \div 1/12) \cdot l,$$

где l - шаг колонн в поперечном направлении, м.
Ширина сечения ригеля:

$$b = (0,3 \div 0,5) \cdot h,$$

Принятые размеры поперечного сечения ригеля (размеры должны быть кратны 50 мм).

Сбор нагрузок балки крайнего пролета

Нагрузка на балки от многопустотных плит считается равномерно распределенной. Ширина грузовой полосы равна шагу колонн в поперечном направлении здания.

Сбор нагрузок балки крайнего пролета

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Постоянная: - от веса перекрытия (с учетом коэффициента надежности по назначению здания γ_n): -от собственного веса балки (сечение, плотность железобетона, с учетом коэффициента надежности γ_n)			
Итого: Постоянная нагрузка g			

Проверка высоты ригеля

Проверяется условие:

$$M_k \geq M_{вн},$$

где M_k - несущая способность балки, кН·м;
 $M_{вн}$ – внешний момент конструкции, кН·м.

$$M_k = R_b \cdot b \cdot \alpha_m \cdot h_0^2,$$

$$M_{вн} = \frac{q \cdot l^2}{8},$$

где l – расчетный пролет балки (длина от середины глубины опирания до середины глубины опирания балки на консоль колонны), м.

Уточняется значение h_0 по формуле:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{вн}}{R_b \cdot b \cdot \alpha_m}},$$

Условие $M_k \geq M_{вн}$ выполняется. Следовательно, принимаются окончательные высоту и ширину ригеля .

Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси

Подбор продольной арматуры производится исходя из следующей формулы:

$$\alpha_m = \frac{M_{вн}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2},$$

Если выполняется условие $\alpha_m < \alpha_R$, то сжатая арматура не требуется.

Тогда требуемая площадь растянутой арматуры определяется по следующей формуле:

$$A_s = \frac{M_{вн}}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0},$$

Таким образом принимается количество стержней, их диаметр.

Расчет прочности ригеля по наклонным сечениям

Проверяется выполнение условий

$$Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

$$Q \leq Q_{b1},$$

где Q - поперечная сила в конце наклонного сечения, начинающегося от опоры длиной проекции c :

$$c = \frac{\varphi_{b4}}{\varphi_{b3}} \cdot h_0 \approx 2,5h_0,$$

Поперечная сила на опоре равна:

$$Q_{max} = \frac{q \cdot l}{2},$$

$$Q_{b1} = \frac{M_b}{c},$$

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

$$M_b = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2,$$

Если условие выполняется, следовательно, расчет поперечной арматуры не требуется.

Расчет на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе

Расчет на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе определяется из условия:

$$Q_{max} \leq Q_k,$$

$$Q_k = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

где φ_{w1} - коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, и определяемый по формуле ;

φ_{b1} - коэффициент, определяемый по формуле.

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w,$$

При этом:

$$\varphi_{w1} \leq 1,3,$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS},$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b},$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b,$$

где β - коэффициент, принимается по СНиП.

Расчет на действие поперечной силы по наклонной трещине

Расчет на действие поперечной силы по наклонной трещине выполняется из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

где Q - поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, кН;

Q_b - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, кН.

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

$$Q_b = \frac{M_b}{c},$$

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2,$$

где φ_{b2} - коэффициент, учитывающий вид бетона.

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

Интенсивность поперечных стержней у опоры и в пролете будет соответственно равна:

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} R_{sw}}{s},$$

И проверяется условие:

$$q_{sw} > Q_{b,min} / (2h_0),$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

где φ_{b3} - коэффициент, учитывающий вид бетона.

Определяется длина проекции c .

$$q > 0,56q_{sw},$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q + q_{sw}}},$$

$$c_{max} = \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0,$$

Причем $c > h_0$, $c_{max} > c$,

Определяется длина проекции опасного наклонного сечения c_0 :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}},$$

Причем $c_0 > h_0$, $c_0 < c$

Условия выполняются, следовательно, прочность наклонного сечения обеспечена.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ЗАНЯТИЕ №5

Тема: Проектирование сборной железобетонной колонны

Сбор нагрузок на колонну

Определение нагрузки на колонну с грузовой площади, соответствующей заданной сетке колонн.

Постоянная нагрузка от конструкций одного этажа:

- от перекрытия;
 - от собственного веса балки;
 - от собственного веса колонны;
- Итого:

Временная нагрузка :

- от перекрытия одного этажа;
- в том числе длительная.

Постоянная нагрузка на 1 м² покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
1) Гидроизоляционный ковер (3 слоя рубероида на битумной мастике)			
2) Цементно-песчаная стяжка ($\delta=30$ мм, $\gamma=1800$ кг/м ³)			
3) Утеплитель ($\delta=150$ мм, $\gamma=250$ кг/м ³)			
4) Пароизоляция			
5) Ж/б плита покрытия ($\delta=220$ мм, $\rho=18$ кг/м ³)			
Итого:			

Таким образом, суммарная (максимальная) величина продольной силы в колонне первого этажа (при заданном количестве этажей) N , в том числе длительно действующая N_l .

Требуемая площадь сечения арматуры (φ принимается равным 0,8):

$$A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi \cdot R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}},$$

Принимается количество стержней и их диаметр.

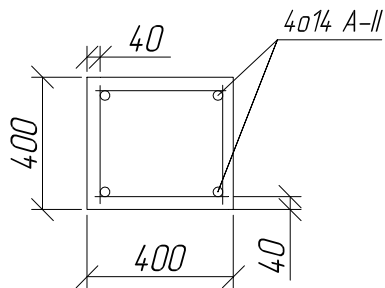


Рисунок – Схема армирования колонны

Расчет прочности сечения колонны

Расчет прочности сечения колонны выполняется на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом.

Фактическая несущая способность расчетного сечения колонн будет равна:

$$N_u = \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}),$$

$$N_u > N,$$

Если условие выполняется, следовательно, прочность колонны обеспечена. Так же удовлетворяются требования по минимальному армированию, поскольку:

$$\mu(\%) = \frac{A_{s,tot}}{A} \cdot 100\%,$$

Поперечная арматура в колонне конструируется из арматуры класса диаметром, устанавливается она с помощью контактной сварки с шагом $S=150 - 300\text{мм} < 20d$ и не менее 500 мм.

Основные буквенные обозначения

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента:

M — изгибающий момент;

Q — поперечная сила.

Характеристики материалов:

$R_b, R_{b,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{bt}, R_{bt,ser}$ — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_s, R_{s,ser}$ — расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

E_b — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s — модуль упругости арматуры.

Геометрические характеристики:

b — ширина прямоугольного сечения; ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, b'_f — ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f, h'_f — высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

a, a' — расстояния от равнодействующей усилий в арматуре;

h_0, h'_0 — рабочая высота сечения, равная соответственно $h-a$ и $h-a'$;

x — высота сжатой зоны бетона;

ξ — относительная высота сжатой зоны бетона, равная.

Таблица 2 - Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа

Арматура классов	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
	растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
А-I	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)
А-II	280 (2850)	225 (2300)	280 (2850)
А-III диаметром, мм:			
6—8	355 (3600)	285* (2900)	355 (3600)
10—40	365 (3750)	290* (3000)	365 (3750)
А-IV	510 (5200)	405 (4150)	450 (4600)**
А-V	680 (6950)	545 (5550)	500 (5100)**
А-VI	815 (8300)	650 (6650)	500 (5100)**
АТ-VII	980 (10 000)	785 (8000)	500 (5100)**
Вр-I диаметром, мм:			
3	375 (3850)	270 (2750)	375 (3850)
4	365 (3750)	265 (2700)	365 (3750)
5	360 (3700)	260 (2650)	360 (3700)
В-II диаметром, мм:			
3	1240 (12 650)	990 (10 100)	400 (4000)
4	1180 (12 000)	940 (9600)	400 (4000)
5	1110 (11 300)	890 (9000)	400 (4000)
6	1050 (10 600)	835 (8550)	400 (4000)
7	980 (10 000)	785 (8000)	400 (4000)
8	915 (9300)	730 (7450)	400 (4000)
Вр-II диаметром, мм:			
3	1215 (12 400)	970 (9900)	400 (4000)
4	1145 (11 700)	915 (9350)	400 (4000)
5	1045 (10 700)	835 (8500)	400 (4000)
6	980 (10 000)	785 (8000)	400 (4000)
7	915 (9300)	730 (7450)	400 (4000)
8	850 (8700)	680 (6950)	400 (4000)
К-7 диаметром, мм:			
6	1210 (12 300)	965 (9850)	400 (4000)
9	1145 (11 650)	915 (9350)	400 (4000)
12	1110 (11 300)	890 (9050)	400 (4000)
15	1080 (11 000)	865 (8800)	400 (4000)
К-19 диаметром 14мм	1175 (12 000)	940 (9600)	400 (4000)

Таблица 3 - Значения ω , ξ_R , α_R и ψ_c для элементов из тяжелого бетона классов

Коэффициент условий работы бетона γ_{b2}	Класс растянутой арматуры	Обозначение	Значения ω , ξ_R , α_R и ψ_c для элементов из тяжелого бетона классов											
			B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
0,9	Любой	ω	0,796	0,788	0,766	0,746	0,726	0,710	0,690	0,670	0,650	0,634	0,614	
	А-III (\varnothing 10–40) и Вр-I (\varnothing 4; 5)	ξ_R	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564	0,542	0,521	0,500	0,484	0,464	
		α_R	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405	0,395	0,381	0,376	0,367	0,355	
		ψ_c	4,96	4,82	4,51	4,26	4,03	3,86	3,68	3,50	3,36	3,23	3,09	
	А-II	ξ_R	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592	0,571	0,550	0,531	0,512	0,490	
		α_R	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417	0,408	0,399	0,390	0,381	0,370	
		ψ_c	6,46	6,29	5,88	5,55	5,25	5,04	4,79	4,57	4,38	4,22	4,03	
	А-I	ξ_R	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612	0,591	0,570	0,551	0,533	0,510	
		α_R	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,416	0,407	0,399	0,391	0,380	
		ψ_c	8,04	7,82	7,32	6,91	6,54	6,27	5,96	5,68	5,46	5,25	5,01	
	1,0	Любой	ω	0,790	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694	0,674	0,650	0,630	0,610	0,586
		А-III (\varnothing 10–40) и Вр-I (\varnothing 4,5)	ξ_R	0,628	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473	0,453	0,434	0,411
α_R			0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,350	0,340	0,327	
ψ_c			3,89	3,79	3,52	3,29	3,12	2,97	2,83	2,68	2,56	2,46	2,35	
	А-II	ξ_R	0,660	0,650	0,623	0,593	0,573	0,551	0,530	0,505	0,485	0,465	0,442	
		α_R	0,442	0,439	0,429	0,417	0,409	0,399	0,390	0,378	0,367	0,357	0,344	
		ψ_c	5,07	4,94	4,60	4,29	4,07	3,87	3,69	3,49	3,34	3,21	3,06	
	А-I	ξ_R	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528	0,508	0,488	0,464	
		α_R	0,449	0,447	0,437	0,427	0,419	0,410	0,400	0,389	0,379	0,369	0,356	
		ψ_c	6,31	6,15	5,72	5,34	5,07	4,82	4,59	4,35	4,16	3,99	3,80	

Таблица 4 - Значения ω , ξ_R , α_R и ψ_c для элементов из мелкозернистого бетона и легкого бетонов.

Коэффициент условий работы бетона γ_{b2}	Класс растянутой арматуры	Обозначение	Значения ω , ξ_R , α_R и ψ_c для элементов из мелкозернистого бетона группы А, легкого и поризованного бетонов классов											
			B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40		
0,9	Любой	ω	0,780	0,768	0,757	0,746	0,738	0,716	0,696	0,676	0,660	0,640		
		А-III (\varnothing 10–40) и Вр-I (\varnothing 4; 5)	ξ_R	0,643	0,629	0,617	0,604	0,595	0,571	0,551	0,528	0,510	0,490	
			α_R	0,436	0,431	0,427	0,422	0,418	0,408	0,399	0,388	0,380	0,370	
	А-II	ψ_c	4,71	4,54	4,39	4,26	4,16	3,92	3,75	3,55	3,42	3,28		
		ξ_R	0,671	0,657	0,644	0,632	0,623	0,599	0,577	0,556	0,539	0,519		
			α_R	0,446	0,441	0,437	0,432	0,429	0,420	0,411	0,401	0,394	0,384	
	А-I	ψ_c	6,14	5,92	5,73	5,55	5,43	5,12	4,86	4,63	4,46	4,27		
		ξ_R	0,690	0,676	0,664	0,652	0,643	0,619	0,597	0,576	0,559	0,539		
			α_R	0,452	0,448	0,444	0,439	0,436	0,427	0,419	0,410	0,403	0,394	
	1,1	Любой	ψ_c	7,64	7,36	7,13	6,91	6,75	6,37	6,05	5,76	5,56	5,31	
			А-III (\varnothing 10–40), Вр-I (\varnothing 4; 5)	ω	0,774	0,761	0,747	0,734	0,725	0,700	0,672	0,648	0,628	0,608
				ξ_R	0,609	0,594	0,578	0,563	0,553	0,526	0,496	0,471	0,451	0,432
А-II		α_R	0,424	0,418	0,411	0,405	0,400	0,388	0,373	0,360	0,349	0,339		
		ψ_c	3,70	3,56	3,42	3,29	3,22	3,01	2,82	2,67	2,55	2,45		
		ξ_R	0,641	0,626	0,610	0,595	0,585	0,558	0,528	0,503	0,482	0,463		
α_R			0,436	0,430	0,424	0,418	0,414	0,402	0,389	0,377	0,366	0,356		
А-I		ψ_c	4,82	4,64	4,45	4,29	4,19	3,67	3,48	3,30	3,33	3,19		
		ξ_R	0,663	0,648	0,633	0,618	0,608	0,581	0,551	0,526	0,506	0,486		
			α_R	0,443	0,438	0,433	0,427	0,423	0,412	0,399	0,388	0,378	0,368	
А-I		ψ_c	6,00	5,71	5,54	5,34	5,21	4,89	4,57	4,33	4,14	3,97		

Таблица 5 – Определение ξ и ζ

1	2	3	1	2	3	1	2	3
ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,010	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,020	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,030	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,243	0,54	0,730	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,850	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,970	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,720	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,840	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,960	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,710	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,830	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,950	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,700	0,420
0,11	0,945	0,104	0,36	0,820	0,295	0,62	0,690	0,428
0,12	0,940	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,680	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,810	0,308	0,66	0,670	0,442
0,14	0,930	0,130	0,39	0,805	0,314	0,68	0,660	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,800	0,320	0,70	0,650	0,455
0,16	0,920	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,640	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,790	0,332	0,74	0,630	0,466
0,18	0,910	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,620	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,780	0,343	0,78	0,610	0,476
0,20	0,900	0,180	0,45	0,775	0,349	0,80	0,600	0,480
0,21	0,895	0,188	0,46	0,770	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,890	0,196	0,47	0,765	0,360	0,90	0,550	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,760	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,880	0,211	0,49	0,755	0,370	1,00	0,500	0,500
0,25	0,875	0,219	0,50	0,750	0,375	—	—	—

Таблица 6 – Сортамент арматуры

Масса Погонн ого метра кг.	Диам етр армат уры	Расчетная площадь (см ²) <u>1</u> стержня	Расчетная площадь (см ²) <u>2</u> стержня	Расчетная площадь (см ²) <u>3</u> стержня	Расчетная площадь (см ²) <u>4</u> стержня	Расчетная площадь (см ²) <u>5</u> стержн	Расчетная площадь (см ²) <u>6</u> стержн	Расчетная площадь (см ²) <u>7</u> стержн	Расчетная площадь (см ²) <u>8</u> стержн	Расчетная площадь (см ²) <u>9</u> стержн	Расчетная площадь (см ²) <u>10</u> стержн	Диаме тр армату ры А-I	Диам етр армат уры А-II	Диам етр армат уры А-III	Диам етр армат уры AIV, VI	Диам етр армат уры Vp-I	Диам етр армат уры A-V
0,055	3	0,1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,6	0,6	0,7					3	
0,099	4	0,1	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3					4	
0,154	5	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0					5	
0,222	6	0,3	0,6	0,8	1,1	1,4	1,7	2,0	2,3	2,5	2,8	6		6			
0,395	8	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	8		8			
0,617	10	0,8	1,6	2,4	3,1	3,9	4,7	5,5	6,3	7,1	7,9	10	10	10	10		10
0,888	12	1,1	2,3	3,4	4,5	5,7	6,8	7,9	9,0	10,2	11,3	12	12	12	12		12
1,208	14	1,5	3,1	4,6	6,2	7,7	9,2	10,8	12,3	13,9	15,4	14	14	14	14		14
1,578	16	2,0	4,0	6,0	8,0	10,1	12,1	14,1	16,1	18,1	20,1	16	16	16	16		16
1,998	18	2,5	5,1	7,6	10,2	12,7	15,3	17,8	20,4	22,9	25,4	18	18	18	18		18
2,466	20	3,1	6,3	9,4	12,6	15,7	18,8	22,0	25,1	28,3	31,4	20	20	20	20		20
2,984	22	3,8	7,6	11,4	15,2	19,0	22,8	26,6	30,4	34,2	38,0	22	22	22	22		22
3,853	25	4,9	9,8	14,7	19,6	24,5	29,5	34,4	39,3	44,2	49,1	25	25	25			25
4,834	28	6,2	12,3	18,5	24,6	30,8	36,9	43,1	49,3	55,4	61,6	28	28	28			28
6,313	32	8,0	16,1	24,1	32,2	40,2	48,3	56,3	64,3	72,4	80,4	32	32	32			32
7,990	36	10,2	20,4	30,5	40,7	50,9	61,1	71,3	81,4	91,6	101,8	36	36	36			
9,865	40	12,6	25,1	37,7	50,3	62,8	75,4	88,0	100,5	113,1	125,7	40	40	40			
12,485	45	15,9	31,8	47,7	63,6	79,5	95,4	111,3	127,2	143,1	159,0		45				
15,413	50	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,4	157,1	176,7	196,3		50				
18,650	55	23,8	47,5	71,3	95,0	118,8	142,5	166,3	190,1	213,8	237,6		55				
22,195	60	28,3	56,5	84,8	113,1	141,4	169,6	197,9	226,2	254,5	282,7		60				
30,210	70	38,5	77,0	115,5	153,9	192,4	230,9	269,4	307,9	346,4	384,8		70				
39,458	80	50,3	100,5	150,8	201,1	251,3	301,6	351,9	402,1	452,4	502,7		80				

Рекомендуемая литература

1. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для студентов вузов/ В.М. Бондаренко, В.И. Римшин – М.: «ТИД»Студент, 2011.-887с.
2. Бондаренко В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. Учебное пособие для студентов вузов/ В.М. Бондаренко, В.И. Римшин – М.: «ТИД»Студент, 2011.-576с.
3. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.ГУП ЦПП, 2002 – 79с.
4. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М,2004.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84*) .

Список использованных источников

1. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции. Учебник для студентов вузов/ В.М. Бондаренко, В.И. Римшин – М.: «ТИД»Студент, 2011.-887с.
2. Бондаренко В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций. Учебное пособие для студентов вузов/ В.М. Бондаренко, В.И. Римшин – М.: «ТИД»Студент, 2011.-576с.
3. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.ГУП ЦПП, 2002 – 79с.
4. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М,2004.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84*) -
6. Заикин А.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного промышленного здания. – М.:АСВ, 2002. – 105с.
7. Кузнецов В.С., Малахова А.И., Прокуронова Е.А. Сборные железобетонные конструкции многоэтажных зданий. – М.: АСВ, 2004.
8. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия. / Госстрой СССР – М.: ЦПП Госстроя СССР, 2003 – 44с.
9. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения. – М,2004.