Документ подписан простой электронной подписью
Информация о владельце:
ФИО: Ткачева Татьяна Юрьевна
Должность: декан ФЭиМ
Дата подписания: 29.10.2026 16:07:49
Уникальный программный ключ:
73ec3e90d2fc287e0185b8571569dffca4822a95099bacb11112ac130be7e3d6

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Юго-Западный государственный университет»
(ЮЗГУ)

Кафедра промышленного и гражданского строительства

УТВЕРЖДАЮ
Проректор
_____ Т.Ю. Ткачева
«21» 10 2026 г.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Методические указания к практическим занятиям
для студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство»

Курск 2026

УДК 624.012.35(071.8)

Составитель: Н.Ю. Кушнерев, Б.Н. Сабельников, Д.А. Творогов.

Рецензент
Кандидат экономических наук, доцент Шлеенко А.В.

Железобетонные и каменные конструкции: методические указания к практическим занятиям / Юго-Зап. гос. ун-т; сост.: Н.Ю. Кушнерев, Б.Н. Сабельников, Д.А. Творогов - Курск, 2023. - 20 с. - Библиогр.: с. 20.

Методические указания содержат рекомендации к практическим занятиям по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции».

Предназначены для студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство».

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать 21.10.2026. Формат 60х84 1/16.
Усл. печ. л. 3,54 . Уч.-изд. л. 3,21.
Тираж 100 экз. Заказ 691 . Бесплатно.
Юго-Западный государственный университет.
305040, г. Курск, ул. 50 лет Октября, 94.

Содержание

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ 4
Практическое занятие № 1 6
Практическое занятие № 2 9
Проектирование изгибаемых элементов 11
1.1. Общая часть 11
1.2. Особенности работы железобетонных балок под нагрузкой 13
1.3. Основы расчета изгибаемых элементов 14
Практическое занятие № 3 23
2. Расчет изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой (расчет рабочей продольной арматуры) 27
Практическое занятие № 4 30
Проектирование изгибаемых элементов ..... таврового профиля с одиночной арматурой 35
Практическое занятие № 5 37
КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ 38
Задание 1. Проверить прочность наклонного сечения. 41
Задание 2. Расчет поперечной арматуры (проектирование балки). 44
Практическое занятие № 6 47
Практическое занятие № 7 53
Приложение 1 56
Приложение 2 58
Приложение 3 59
Список литературы 60

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Рабочей программой курса «Железобетонные и каменные конструкции» предусмотрено проведение практических (семинарских) занятий, на которых студент должен получить первые навыки расчета, конструирования и разработки рабочих чертежей простейших железобетонных элементов.

На выполнение этих работ в первой части предусмотрено 18 аудиторных часов, в течение которых студент должен самостоятельно выполнить не менее 70 % заданий, остальные 30%

-во время внеаудиторной (домашней) работы.

Задания составлены таким образом, что отлично успевающий студент может выполнить полный объем заданий во время аудиторных занятий.

В результате выполнения заданий по этой части курса студент должен **знать**:

- принципы построения расчетных схем для простейших элементов; предпосылки для расчета сечений железобетонных конструкций; расчетные формулы для расчета прочности нормальных и наклонных сечений;

уметь:

- запроектировать железобетонную балку (по результатам выполнения практических работ № 3, 5, 6, и 7), т.е. рассчитать, сконструировать и выполнить рабочие чертежи.

Таблица 1.1. Ниже приведено содержание практических работ

№ занятия	Содержание	Кол. часов
1	Определение напряжений в бетоне и арматуре сжатого железобетонного элемента	2
2	Определение приведенных характеристик сечения железобетонного элемента.	2
3	Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой	2
4	Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов таврового профиля	4
5	Расчет прочности наклонного сечения железобетонной балки	2
6	Конструирование (армирование) однопролетной железобетонной балки прямоугольного профиля	2
7	Разработка рабочего чертежа балки	4
	Итого	18

Практическое занятие № 1
Тема. Определение напряжений в бетоне и арматуре железобетонного элемента

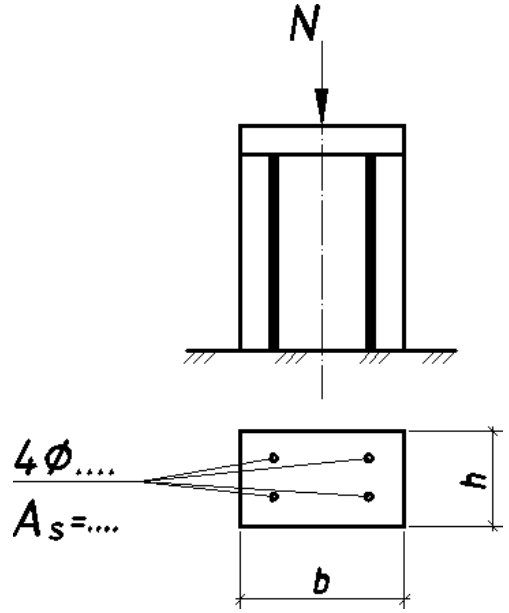


Рисунок 1.1. Центрально-сжатый элемент

Условие равновесия

Сумма проекций всех сил на вертикальную ось равна нулю - $\sum y = 0$

$$N = Nb + Ns = \sigma b\ Ab + \sigma s\ As$$

Уравнение одно, а неизвестных – два - σb *и* σs .

Необходимо еще одно условие.

Используем уравнение равенства деформаций бетона и арматуры

$$\varepsilon b = \Delta l/l = \varepsilon s = \Delta l/l$$

По закону Гука $\sigma b = \varepsilon b\ Eb$; $\sigma s = \varepsilon s\ Es$ или $\varepsilon b = \sigma b\ /Eb$; $\varepsilon s = \sigma s/Es$

$$\sigma s/Es = \sigma b\ /Eb;$$

умножим все на Es

$\sigma_s = \sigma_b \; E_s/E_b$, обозначим $E_s/E_b = \alpha$ – коэффициент приведения

- $\sigma_s = \sigma_b \; \alpha \; N = \sigma_b \; A_b + \sigma_b \; \alpha \; A_s = \sigma_b \; (A_b + \alpha \; A_s) = \sigma_b \; A_{red}$

$$\sigma_b = N / A_{red}$$

$$\sigma_s = \alpha \; N / A_{red}$$

E_s – модуль упругости арматуры ≈ 200000 МПа E_b - модуль упругости бетона – 20000…40000 Мпа

σ_s в 6-8 раз больше σ_b.

Для изгибаемых элементов

$$\sigma_b = M / W_{red} = M \cdot y_i / I_{red}$$

$$\sigma_s = \alpha \, M / W_{red} = \alpha \, M \cdot y_s / I_{red}$$

Для внецентренно сжатых в точке y_i

$$\sigma_b = N/A_{red} + M \cdot y_i / I_{red}$$

$$\sigma_s = \alpha((N/A_{red} + M \cdot y_i / I_{red})$$

Таким образом очевидно, что для расчетов необходимо уметь вычислить приведенные геометрические характеристики сечений

Задания для самостоятельной работы

Определить напряжения в бетоне и арматуре центрально сжатого железобетонного элемента

Таблица 1.2.- Исходные данные

Номер по списку группы	Размеры сечения колонны, *b x h,* мм	Класс бетона	Количество продольной рабочей арматуры	Нагрузка на элемент, N, кН	Модуль упругости бетона, Eb, МПа	Модуль упругости арматуры, Es, МПа
1	300 x 300	B20	4∅ 18 A400	1200	24000	200000
2	300 x 300	B25	4∅ 18 A400	1200	27000	
3	300 x 300	B30	4∅ 18 A400	1500	29000	
4	300 x 300	B20	4∅ 20 A400	1000	24000	
5	300 x 300	B25	4∅ 20 A400	1500	27000	
6	300 x 300	B30	4∅ 20 A400	1400	29000	
7	300 x 300	B20	4∅ 22A400	1350	27000	
8	300 x 300	B25	4∅ 22 A400	1340	30000	
9	300 x 300	B30	4∅ 22 A400	1700	32500	
10	400 x 400	B20	8∅ 16 A500	1900	24000	
11	400 x 400	B25	8∅ 16 A500	2600	27000	
12	400 x 400	B30	8∅ 16 A500	2500	29000	
13	400 x 400	B20	8∅ 18 A500	2250	27000	
14	400 x 400	B25	8∅ 18 A500	2400	30000	
15	400 x 400	B30	8∅ 18 A500	2900	32500	
16	350 x 350	B20	4∅ 25 A500	1680	27000	
17	350 x 350	B25	4∅ 25 A500	2140	30000	
18	350 x 350	B30	4∅ 25 A500	2200	32500	
19	350 x 350	B20	4∅ 28 A500	1840	24000	
20	350 x 350	B25	4∅ 28 A500	1900	27000	
21	350 x 350	B30	4∅ 28 A500	2420	29000	
22	350 x 350	B20	4∅ 32 A500	2100	24000	
23	350 x 350	B25	4∅ 32 A500	2600	27000	
24	350 x 350	B30	4∅ 32 A500	2500	29000	
25	400 x 400	B20	4∅ 36 A500	2680	24000	

В таблице 1 приведен сортамент арматуры: площади поперечных сечений, знаком X отмечено изготовление арматуры данного параметра

При выполнении задания необходимо:

1. **вычертить эскиз сечения,**
2. **выполнить расчет**
3. ***3.*** **сформулировать вывод.**

Практическое занятие № 2

Тема. Определение приведенных характеристик сечений железобетонного элемента

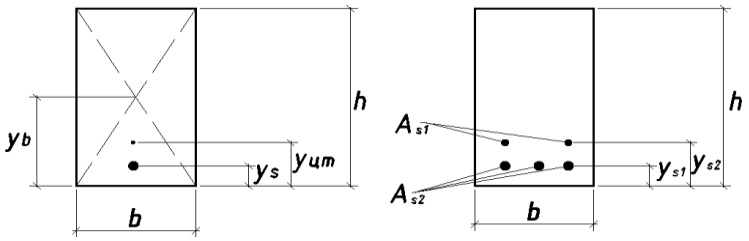


Рисунок 1.2. Схема рассчитываемого элемента

$A_{red} = A_b + \sum \alpha A_{si}$ - площадь приведенного сечения железобетонного элемента,

$S_{red} = A_b y_b + \sum \alpha A_{si} y_{si}$ – статический момент приведенного сечения относительно нижней грани,

$y_{цт} = S_{red} / A_{red}$ - расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести приведенного сечения,

$I_{red} = I_b + A_b (y_b - y_{цт})^2 + \sum \alpha A_{si} (y_{si} - y_{цт})^2$ – момент инерции приведенного ечения относительно его центра тяжести,

$W_{red} = I_{red} / y_{цт}$ – момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани,

$W'_{red} = I_{red} / (h - y_{цт})$ – момент сопротивления приведенного сечения относительно верхней грани,

$r = W_{red} / A_{red}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки,

$r' = W'_{red} / A_{red}$ – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки.

Задания для самостоятельной работы.

Вычислить приведенные характеристики железобетонного элемента

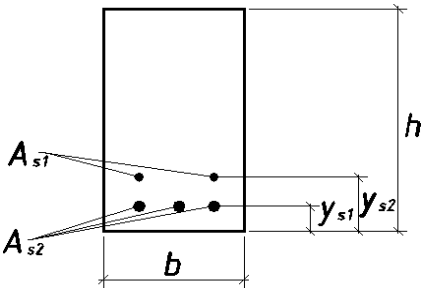


Рисунок 1.3. Схема рассчитываемого элемента

Таблица 1.2 - Исходные данные

Номер по списку группы	Размеры сечения колонны, *b x h,* мм	Количество арматуры		Расположение арматуры		Модуль упругости бетона, Eb, МПа	Модуль упругости арматуры, Es, МПа
		As1	As2	y s1	ys2		
1	300 x 600	3∅ 32	2∅ 28	50	115	24000	200000
2	300 x 600	3∅36	2∅25	50	125	27000	
3	300 x 600	3∅28	2∅25	45	110	29000	
4	300 x 600	3∅25	2∅25	40	90	24000	
5	300 x 600	3∅28	2∅22	45	110	27000	
6	300 x 600	3∅32	2∅28	50	115	29000	
7	300 x 600	3∅28	2∅25	45	110	27000	
8	300 x 600	3∅22	2∅20	40	85	30000	
9	300 x 600	3∅28	2∅25	45	115	32500	
10	400 x 800	4∅ 32	2∅ 28	50	115	24000	
11	400 x 800	4∅32	2∅25	45	110	27000	
12	400 x 800	4∅36	2∅28	50	125	29000	
13	400 x 800	4∅32	2∅32	45	110	27000	
14	400 x 800	4∅36	2∅32	50	125	30000	
15	400 x 800	4∅40	2∅28	60	130	32500	
16	350 x 750	3∅ 32	2∅ 28	45	110	27000	
17	350 x 750	3∅32	2∅25	45	110	30000	
18	350 x 750	3∅28	2∅28	45	105	32500	
19	350 x 750	3∅25	2∅25	40	90	24000	
20	350 x 750	3∅28	2∅25	45	105	27000	
21	350 x 800	3∅ 32	2∅ 28	45	110	29000	
22	350 x 800	3∅28	2∅22	45	110	24000	
23	350 x 800	3∅25	2∅25	40	90	27000	
24	350 x 800	3∅32	2∅28	50	115	29000	

Проектирование изгибаемых элементов

1.1. Общая часть

Наиболее распространенные изгибаемые элементы железобетонных конструкций - плиты и балки.

Плитами называют плоские элементы, толщина которых значительно меньше длины и ширины.

Балками называют линейные элементы, длина которых значительно больше поперечных размеров сечения.

Из плит и балок образуют многие железобетонные конструкции, чаще других - плоские покрытия и перекрытия, сборные и монолитные, а также сборно-монолитные.

Железобетонные балки могут быть прямоугольного (а), таврового (б), двутаврового (г), трапециевидного сечения и др.

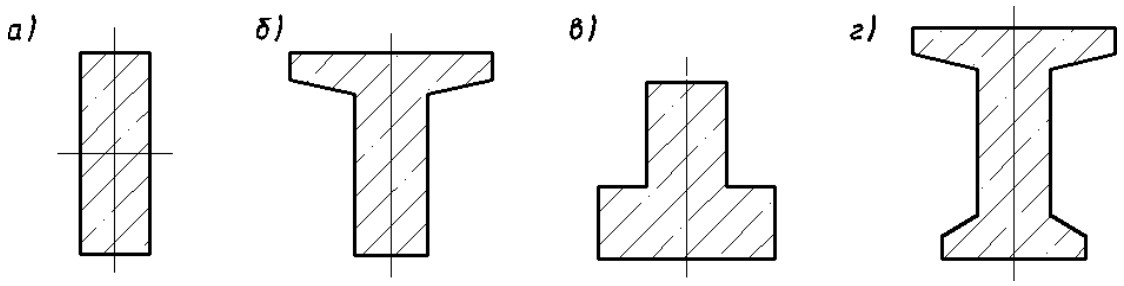


Рисунок 1.4.Типы сечений

При расчете различных конструктивных элементов их фактические (конструктивные) сечения приводят к эквивалентным.

На рис. 1.4 и 1.5 приведены фактические и эквивалентные сечения ребристых и пустотных железобетонных плит.

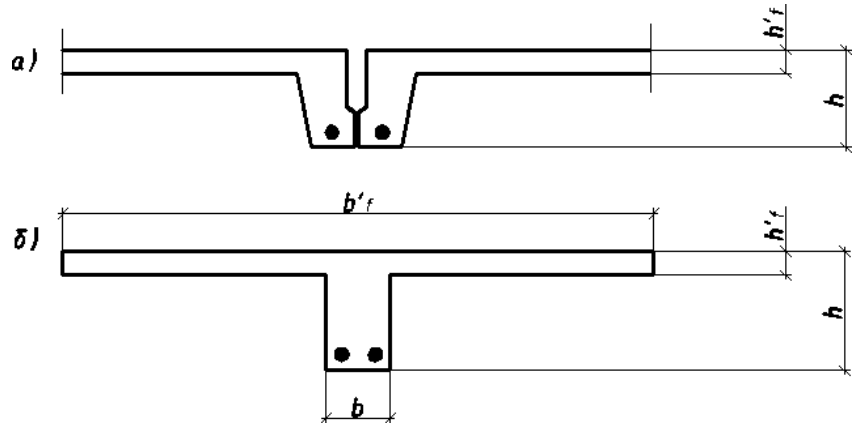


Рисунок 1.5. Фактическое (а) и эквивалентное (б) сечения ребристых плит перекрытий и покрытий

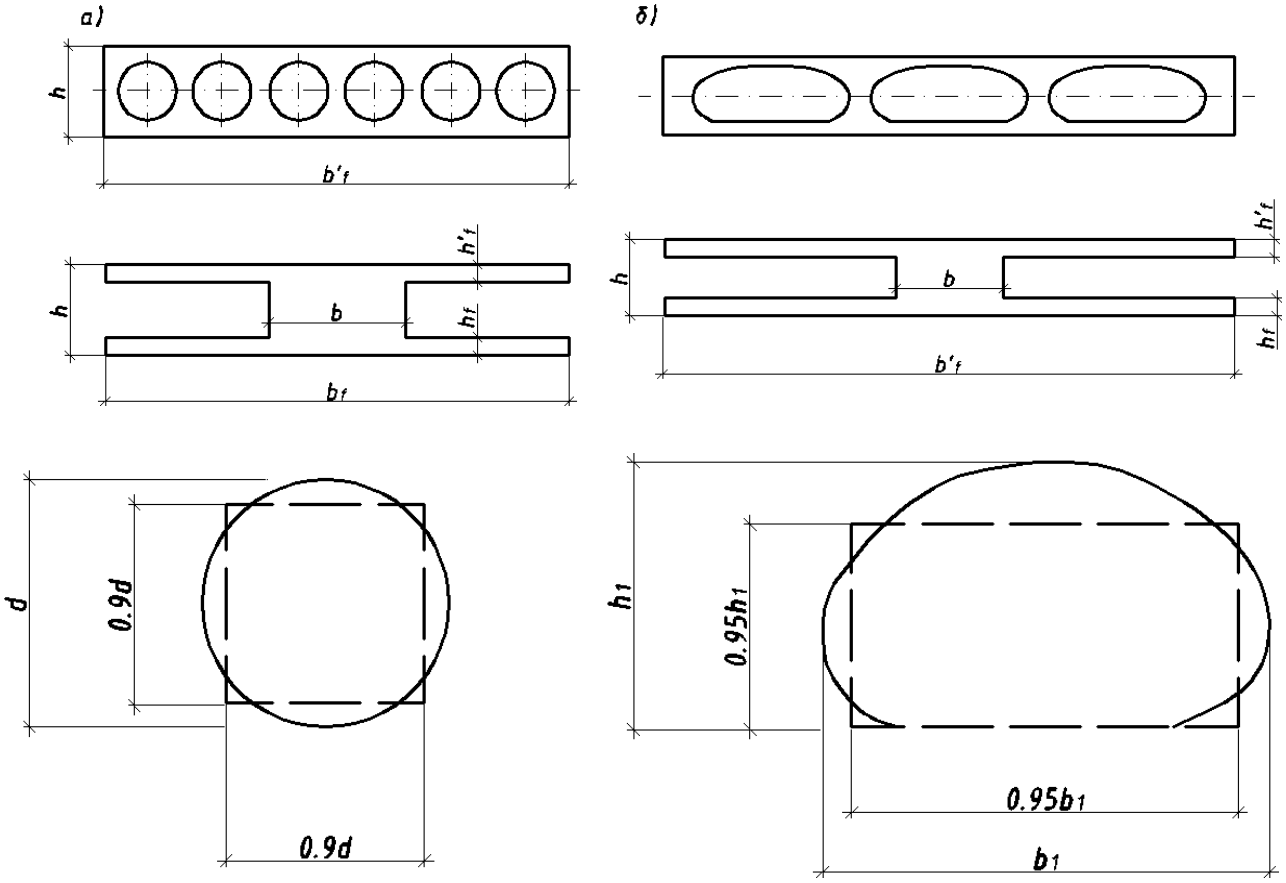


Рисунок 1.6. Фактические и эквивалентные сечения: а) плит с круглыми пустотами, б) плит с овальными пустотами

1.2. Особенности работы железобетонных балок под нагрузкой

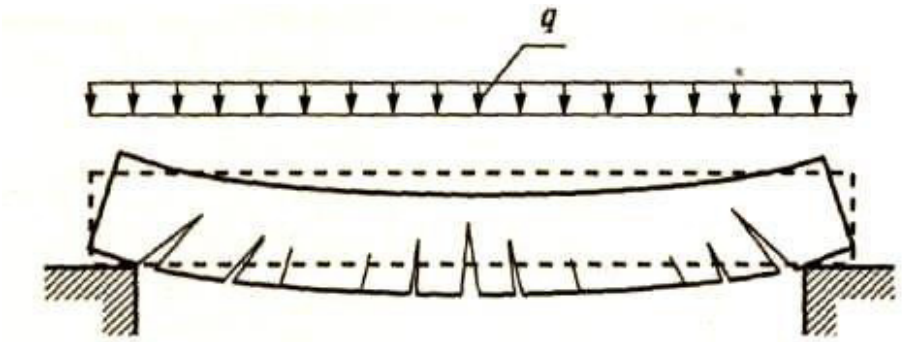


Рисунок 1.7. Схема разрушения железобетонной балки (арматура условно не показана)

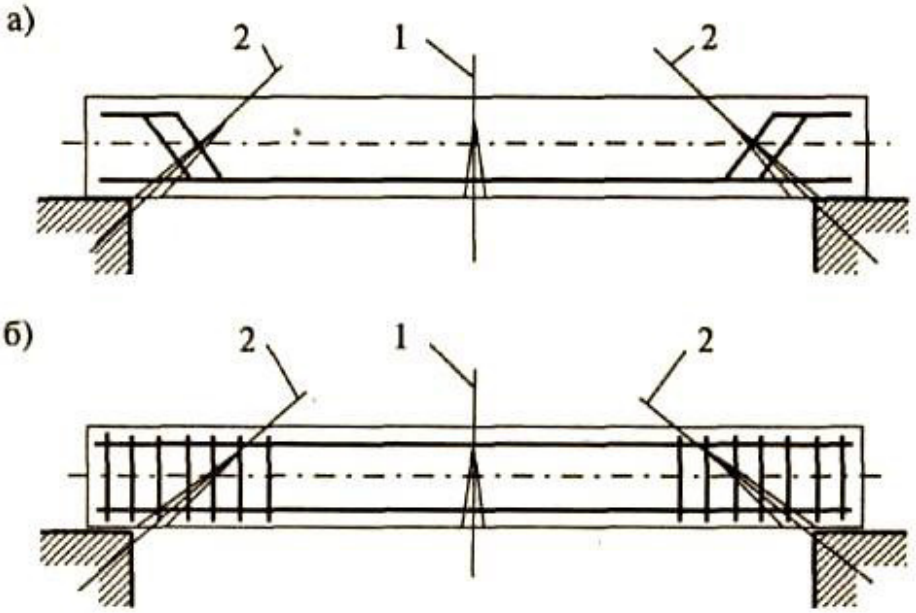


Рисунок 1.8. Схемы армирования железобетонных балок а) отгибами продольной арматуры на опорах, б) поперечными стержнями (хомутами) на приопорных участках, 1- нормальное сечение, 2- наклонное сечение.

Процесс проектирования включает в себя три составных части:

- расчет,
- конструирование и
- разработка рабочих чертежей.

1.3. Основы расчета изгибаемых элементов

Для вывода расчетных формул приняты следующие предпосылки:

- напряженно-деформированное состояние расчетного сечения (сечения с трещиной) рассматривают в стадии разрушения (см. Рис.5);
- напряжения в материалах принимают равными расчетным:

в бетоне $\sigma_b = R_b$

в арматуре $\sigma_s = R_s$

- бетон растянутой зоны в работе не учитывают.

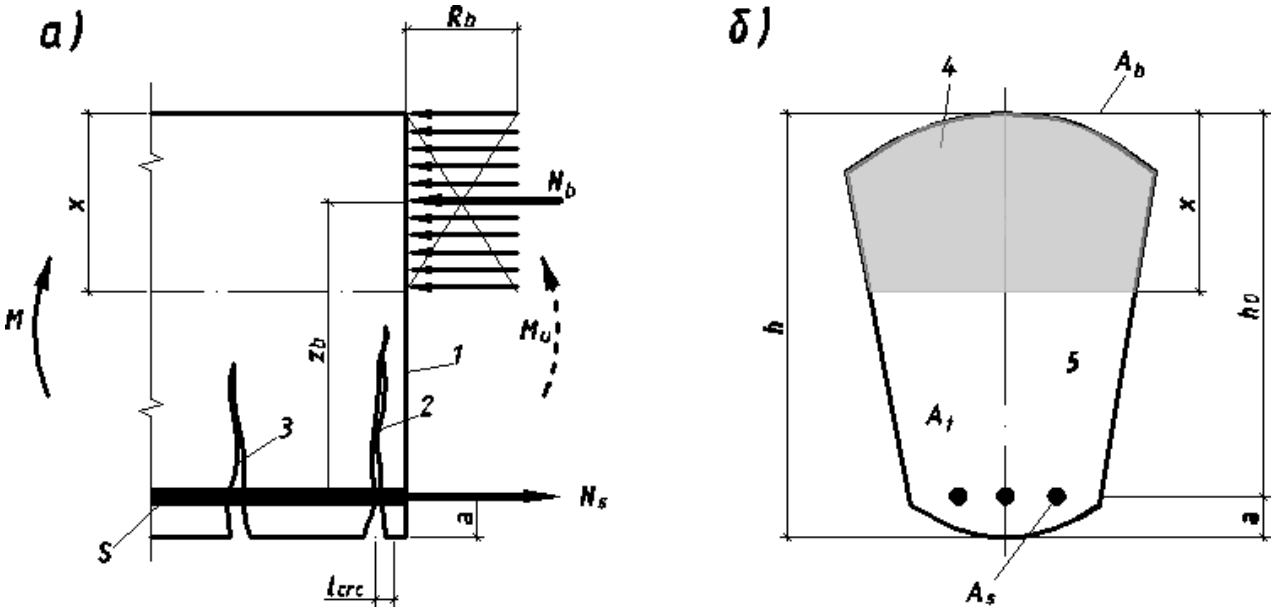


Рисунок 1.9. Эпюры напряжений в расчетном сечении:

M - изгибающий момент от внешней нагрузки;

M_u - уравновешивающий момент внутренних усилий (момент сечения);

N_b – равнодействующая усилий в бетоне сжатой зоны сечения;

N_s - равнодействующая усилий в растянутой арматуре;

1– расчетное нормальное сечение элемента, 2, 3 - нормальные трещины; 4 - сжатая зона сечения (Ab); 5 - растянутая зона сечения (At)

На рис. 1.10, 1.11, 1.12, 1.13 и 1.14 показаны напряженно-деформированные состояния, рассматриваемые для получения

расчетных формул для сечений прямоугольного профиля с одиночной арматурой (рис.1.10), прямоугольного профиля с двойной арматурой (рис.1.11), таврового профиля (рис. 1.12, 1.13 и 1.14).

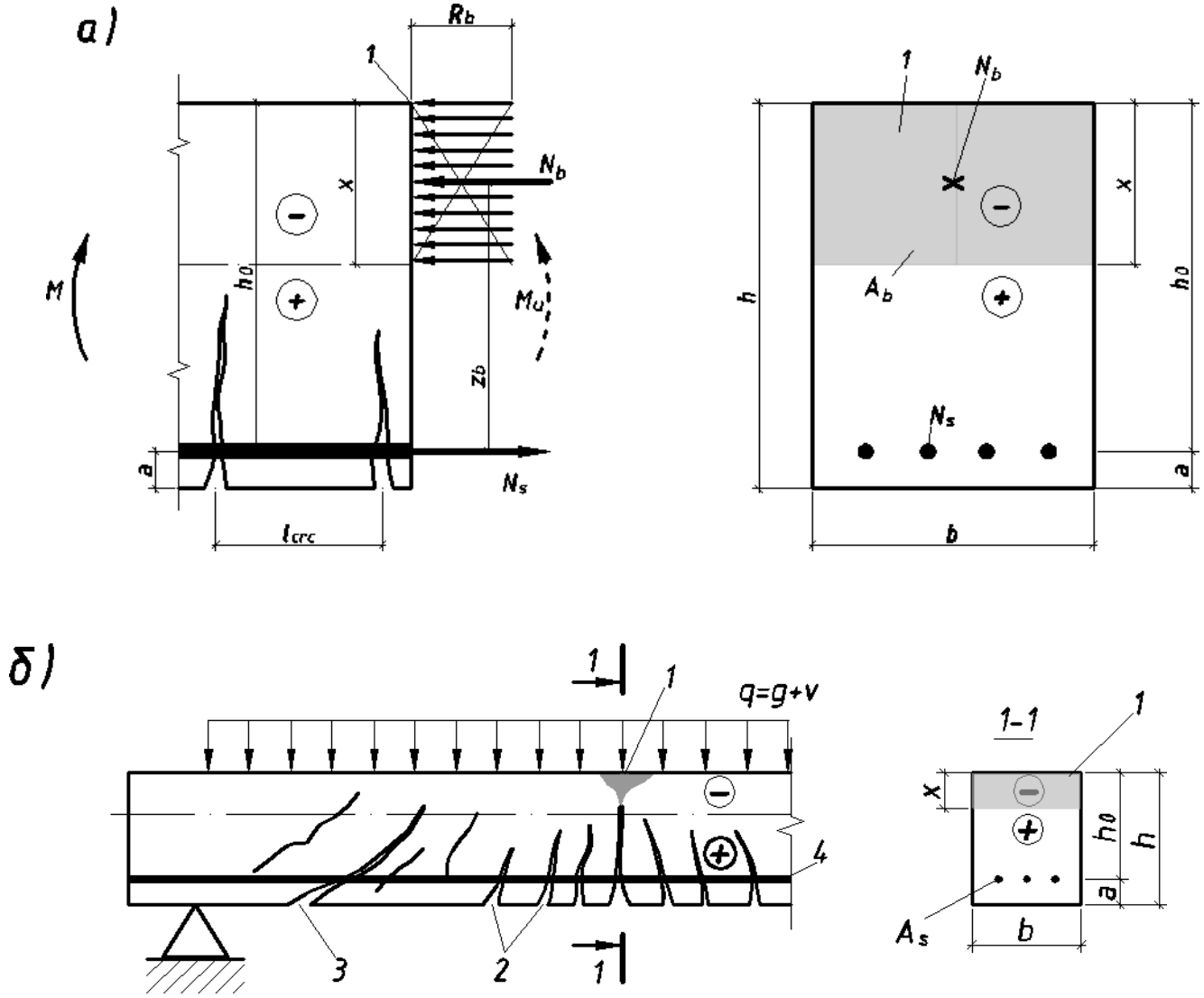


Рисунок 1.10. К расчету изгибаемых элементов
а – схема напряжений и усилий в нормальном расчетном сечении прямоугольных элементов с одиночной арматурой,
б - схема разрушения по нормальному сечению, 1 - нормальное сечение, 2,3 - соответственно нормальные и наклонные трещины, 2 – продольная рабочая арматура

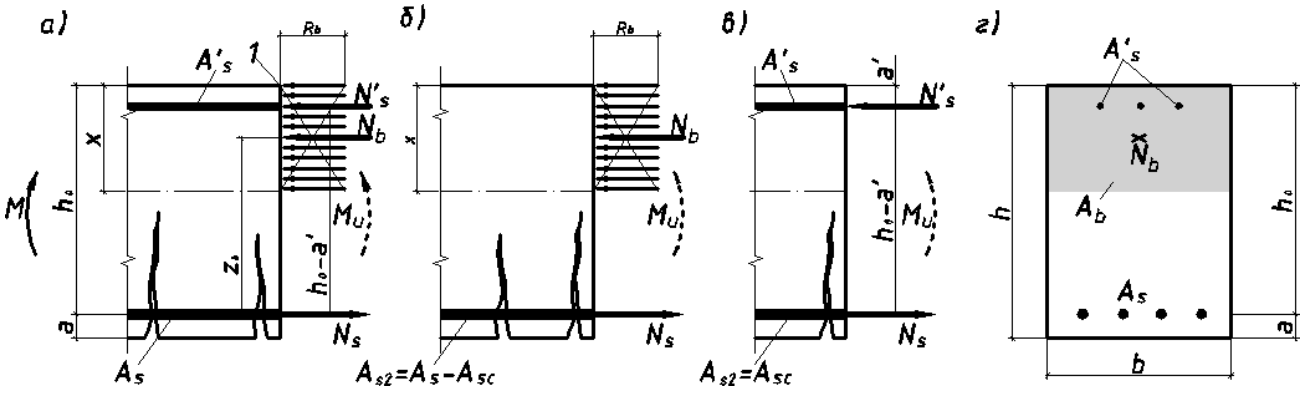


Рисунок 1.11. Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении прямоугольных элементов с двойной арматурой:
а - общая схема;
б – схема усилий, воспринимаемых бетоном сжатой зоны и частью растянутой арматуры;
в – схема усилий, воспринимаемых сжатой арматурой и другой частью растянутой арматуры.

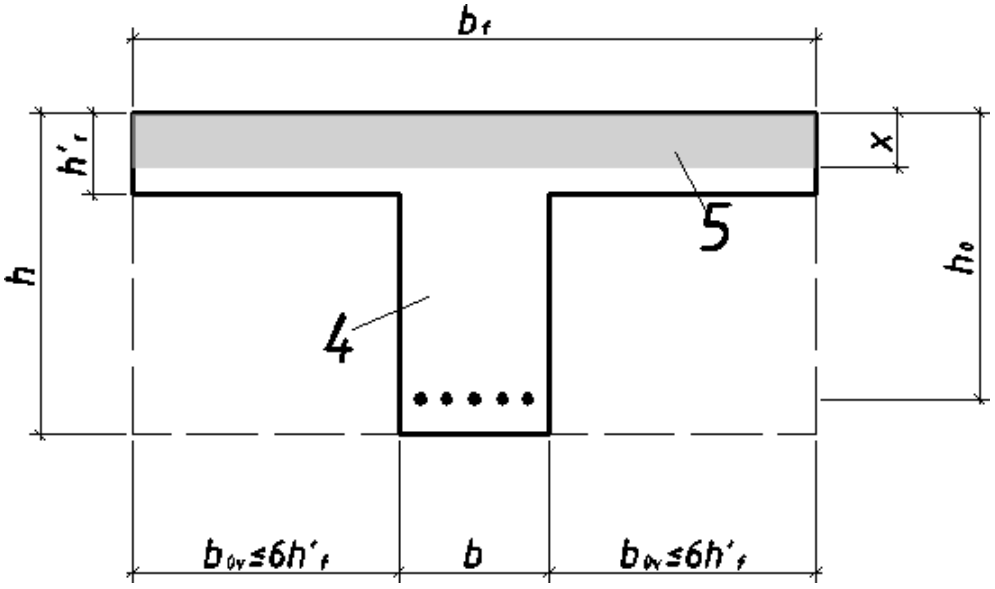


Рисунок 1.12. Тавровое сечение с одиночной арматурой (1–й случай - сжатая зона сечения находится выше ребра, т.е. нулевая линия проходит в пределах полки): 4- ребро балки, 5- полка балки.

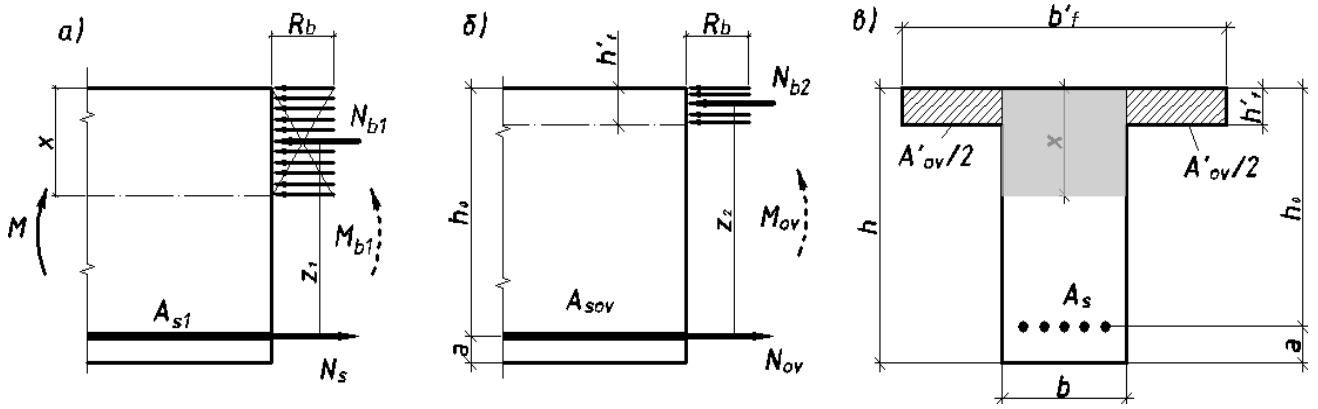


Рисунок 1.13. Тавровое сечение с одиночной арматурой (2–й случай - нулевая линия проходит в пределах ребра). а - схема напряжений и усилий в ребре балки;

б - схема напряжений и усилий в свесах полок балки; в - нормальное сечение балки.

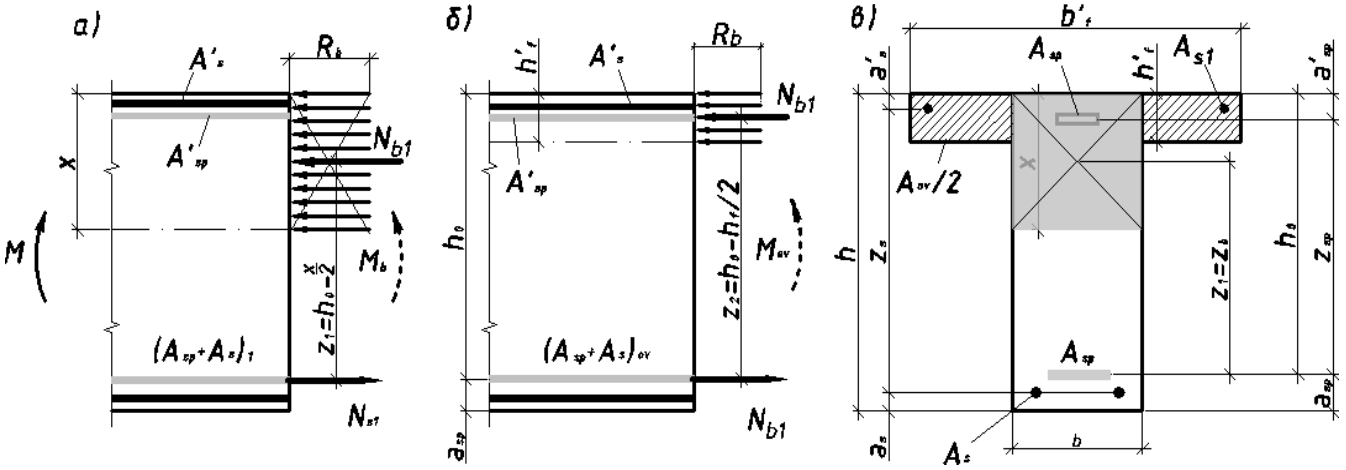


Рисунок 1.14. Схема усилий и напряжений в нормальном расчетном сечении таврового профиля с двойной арматурой

При расчете изгибаемых элементов на прочность должно быть выполнено условие

$$M \le Mu \ (Mсеч),$$

где M - изгибающий момент в расчетном сечении от внешней нагрузки (определяемый методами строительной механики в зависимости от расчетной схемы элемента или конструкции в

целом),

M_u ($M_{сеч}$) - изгибающий момент, воспринимаемый сечением при $\sigma_b = R_b$ и $\sigma_s = R_s$.

Для определения момента внутренних усилий M_u ($M_{сеч}$) используют условия равновесия:

$\Sigma M = 0$

$\Sigma X = 0$.

Вывод расчетных формул выполним для прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

Аналогично получают расчетные формулы для других видов сечений как с одиночным, так и с двойным армированием. При этом формулы для расчета тавровых сечений могут быть использованы как универсальные; принимая $b'_f = b$, $A'_s=0$ получим формулы для расчета прямоугольных сечений с двойной арматурой, принимая получим формулы для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой.

Условные обозначения, принимаемые в расчетных формулах:

геометрические характеристики сечений:

b - ширина сечения,

h - высота сечения,

h_f - высота нижней (растянутой) полки таврового сечения,

h'_f - высота верхней (сжатой) полки таврового сечения,

b_f - ширина нижней (растянутой) полки таврового сечения,

b'_f - ширина верхней (сжатой) полки таврового сечения,

h_0 - рабочая высота сечения (расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до верхней сжатой грани сечения),

A_s - площадь сечения продольной растянутой арматуры,

A'_s - площадь сечения продольной сжатой арматуры,

$\xi = x/h_0$ - относительная высота сжатой зоны,

$\eta = 1 - 0{,}5\xi$ - относительная величина плеча пары внутренних усилий,

$A_0 = \xi(1 - 0{,}5\xi)$ – относительная величина статического момента площади сжатой зоны бетона относительно центра тяжести растянутой арматуры;

характеристики материалов:

R_b - расчетная характеристика прочности бетона, МПа

R_s - расчетная характеристика прочности арматурной стали, МПа

Согласно рис. 1.14 равнодействующая сжимающих напряжений в сжатой зоне бетона

$$N_b = R_b\, b\, x;$$

Равнодействующая усилий в растянутой арматуре

$$N_s = R_s\, A_s;$$

Сумма проекций внутренних усилий на горизонтальную ось

$$R_b\, b\, x = R_s\, A_s$$

Сумма моментов всех усилий относительно центра тяжести растянутой арматуры

$$M - R_b\, b\, x\, (h_0 - 0{,}5x) = 0.$$

Условие прочности можно записать в виде

$$M \le M_u = R_b\, b\, x\, (h_0 - 0{,}5x)$$

Сумма моментов всех внутренних усилий относительно центра тяжести сжатой зоны бетона

$$M - R_S A_S (h0 - 0,5x) = 0$$

Формулы могут быть использованы для расчета изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой при

$$x \le xR,$$

где x_R - граничное (предельное) значение высоты сжатой

В практике проектирования возникает необходимость решать задачи по определению несущей способности железобетонных изгибаемых элементов. В этом случае могут быть использованы. Однако при решении другой практической задачи по проектированию железобетонных изгибаемых элементов, т.е. по определению требуемого армирования, эти формулы неудобны и поэтому их преобразуют, введя значения:

$\xi = x/h0$ – относительной высоты сжатой зоны бетона,

$\eta = 1 - 0,5\,\xi$ – относительного плеча пары внутренних усилий,

$A0 = \xi\,(1 - 0,5\,\xi)$ – относительного статического момента единичной площади сжатой зоны бетона относительно центра тяжести растянутой арматуры.

После преобразования получим расчетные формулы для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой:

$$M \le A_0 \, R_b \, b \, h^2$$

$$M \le R_s \, A_s \, \eta \, h_0$$

$$R_s \, A_s = R_b \, b \xi \, h_0$$

Преобразованные формулы можно использовать при решении любых практических задач. При этом следует помнить, что обязательно должны быть выполнены условия

$$\xi \le \xi_R \; ; \; A_0 \le A_R$$

Значение ξR может быть вычислено по формуле [СП 63.13330-2018], принимая $\varepsilon_{s.el} = R_s / E_s$; ε_{b2}=0,0035 (для бетонов В60 и ниже – см. п.6.1.20) получим

$$\xi = \frac{0{,}8}{1 + \frac{\xi_{s,el}}{\xi_{b2}}} = \frac{0{,}8}{1 + 0{,}001429 R_s}$$

$$A_R = \xi_R (1 - 0{,}5 \, \xi_R)$$

В практике проектирования железобетонных конструкций используют табулированные значения ξ_R, A_R , ξ , η и A_0 (см. табл. 1 и 2).

Таблица 1.3 - Значения коэффициентов ξ_R и A_R

Коэффициент	Класс арматуры		
	A400 (A-III) R_S = 355 МПа	A240(A-I) R_S = 215 МПа	B500 (Bp-I) R_S = 415 МПа
ξ_R	0,531	0,612	0,502
A_R	0,390	0,425	0,376

Таблица 1.4 – Значение коэффициентов ξ,η,A_0

Значения коэффициентов ξ, η, A_0

ξ	η (ς)	A_0 (α_m)	ξ	η (ς)	A_0 (α_m)
0,01	0,995	0,01	0,37	0,815	0,301
0,02	0,99	0,02	0,38	0,81	0,309
0,03	0,985	0,03	0,39	0,805	0,314
0,04	0,98	0,039	0,4	0,8	0,32
0,05	0,975	0,048	0,41	0,795	0,326
0,06	0,97	0,058	0,42	0,79	0,332
0,07	0,965	0,067	0,43	0,785	0,337
0,08	0,96	0,077	0,44	0,78	0,343
0,09	0,955	0,085	0,45	0,775	0,349
0,1	0,95	0,095	0,46	0,77	0,354
0,11	0,945	0,104	0,47	0,765	0,359
0,12	0,94	0,113	0,48	0,76	0,365
0,13	0,935	0,121	0,49	0,755	0,37
0,14	0,93	0,13	0,5	0,75	0,375
0,15	0,925	0,139	0,51	0,745	0,38
0,16	0,92	0,147	0,52	0,74	0,385
0,17	0,915	0,155	0,53	0,735	0,39
0,18	0,91	0,164	0,54	0,73	0,394
0,19	0,905	0,172	0,55	0,725	0,399
0,2	0,9	0,18	0,56	0,72	0,403
0,21	0,895	0,188	0,57	0,715	0,408
0,22	0,89	0,196	0,58	0,71	0,412
0,23	0,885	0,203	0,59	0,705	0,416
0,24	0,88	0,211	0,6	0,7	0,42
0,25	0,875	0,219	0,61	0,695	0,424
0,26	0,87	0,226	0,62	0,69	0,428
0,27	0,865	0,236	0,63	0,685	0,432
0,28	0,86	0,241	0,64	0,68	0,435
0,29	0,855	0,248	0,65	0,675	0,439
0,3	0,85	0,255	0,66	0,67	0,442
0,31	0,845	0,262	0,67	0,665	0,446
0,32	0,84	0,269	0,68	0,66	0,449
0,33	0,835	0,275	0,69	0,655	0,452
0,34	0,83	0,282	0,7	0,65	0,455
0,35	0,825	0,289			
0,36	0,82	0,295			

Примечание. В учебной литературе по расчету железобетонных конструкций могут приниматься разные обозначения коэффициентов: коэффициент η может обозначаться буквой ς; коэффициент A_0 обозначается α_m.

Практическое занятие № 3
Тема. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой

1. Проверка прочности изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой

В практике строительства и проектирования может возникнуть задача использования готовых балок (или других элементов) в зданиях или сооружениях.

В этом случае необходимо определить несущую способность балки, т.е. определить максимальный изгибающий момент, который может воспринимать нормальные (перпендикулярные продольной оси) сечения балки с фактическими размерами и армированием.

Для решения такой задачи о балке должно быть известно всё!

Информацию о балке можно получить из рабочих

чертежей, по которым эта балка была изготовлена: размеры сечения, класс бетона, количество стержней, их диаметр и класс арматурной стали; размещение рабочей продольной арматуры.

При отсутствии рабочих чертежей всю эту информацию получают экспериментальным путем: измеряют, определяют класс бетона и арматуры и т.д.

Пример расчета

Задание. Определитьнесущую способность балки - Mu (Мсеч) - см. рис. 6 а

Исходные данные: сечение балки 300х600 мм,

бетон класса В20,

рабочая (продольная) арматура - 5∅25А400, рабочая высота сечения равна - $h_0 = 0,55$ м, коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b1} = 0,9$ (см. СП 63.13330-2012 (п.6.1.12)-стр.19)

Решение. По СП 63.13330-2012 расчетное сопротивление арматуры - R_s = 350 МПа (см. табл.3.3), расчетное сопротивление бетона - R_b = 11,5 МПа (см. табл. 3.1).

Площадь сечения рабочей арматуры (5∅25А400) - A_s = 24,54 см^2 С учетом коэффициента условий работы бетона γ_{b1}

$$R_b = 11,5 \text{ x } 0,9 = 10,35 \text{ МПа.}$$

Из уравнения (2) находим высоту сжатой зоны бетона

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{350 \cdot 24,54 \cdot 10^{-4}}{10,35 \cdot 0,3} = 0,277 \text{ м}$$

Проверяем условие $x \le x_R$., где $x_R = \xi_R h_0$.

По таблице 1.3 находим ξ_R = 0,531.

$$x = 0,277 \text{ м} \le x_R = \xi_R h_0 = 0,531 \cdot 0,55 = 0,293 \text{ м}$$

Условие выполнено.

Несущую способность балки определим по формуле $M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 10,35 \cdot 0,3 \cdot 0,277 (0,55 - 0,5 \cdot 0,277) = 0,354$ МН·м.

Задания для самостоятельной работы

Задача 3.1. Определить несущую способность M_u ($M_{сеч}$) железобетонной балки.

Исходные данные принять по табл. 3.1 Во всех примерах принять $\gamma_{b1} = 0,9$.

При выполнении задания необходимо:

1. вычертить эскиз сечения:
2. вычислить значение высоты сжатой зоны и выделить сжатую зону на эскизе,
3. проверить условие - не переармирована ли балка?
4. выполнить расчеты,
5. сформулировать вывод.

Таблица 1.1 -Исходные данные

Номер по списку группы	Размеры сечения		Рабочая продольная арматура	Класс бетона
	Ширина b, мм	Высота (рабочая высота) h (h_0), мм		
1	200	400 (350)	4∅16 А400	В 15
2			4∅18 А500	В20
3			4∅20 А400	В25
4			4∅25 А500	В 15
5	250	500 (450)	4∅20 А500	В20
6			4∅25 А400	В25
7			4∅28 А400	В 15
8			4∅25 А400	В20
9			4∅22 А500	В25
10	300	600 (530)	5∅28 А500	В 15
11			6∅20 А400	В20
12			6∅32 А500	В25
13			6∅28 А400	В 15
14			5∅32 А500	В20
15	200	500 (450)	4∅16 А400	В25
16			4∅16 А500	В 15
17			4∅16 А400	В20
18			4∅16 А500	В25
19	400	800 (730)	6∅25 А500	В 15
20			8∅32 А600	В20
21			6∅28 А600	В25
22	400	700 (630)	6∅36 А500	В 15
23			8∅32 А600	В20
24			6∅32 А500	В25
25	350	600 (530)	5∅28 А500	В 15

Таблица 1.2 - Извлечения из табл. 6.8 и 6.11 СП 63.13330.2018

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона R_b, R_{bt}, МПа, для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие						
		B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35
Сжатие осевое (призменная прочность), R_b	Тяжелый и мелкозернистый	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5
Растяжение осевое, R_{bt}	Тяжелый	0,56	0,66	0,75	0,90	1,05	1,15	1,30
Начальный модуль упругости, МПа · 10^{-3}	Тяжелый	19,0	21,5	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5

Таблица 1.3 -Извлечения из табл. 6.13; 6.14 и 6.15 СП 63.13330.2018

Класс арматуры	Номи-наль- ный диаметр, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные для предель-ных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа	Значения расчетного сопротивления арматуры для предельных состояний перврй группы, МПа		Расчетные значения сопротивления попереч- ной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) растяжению для предельных состояний первой группы R_{sw}, МПа
			растяжению R_s	сжатию R_{sc}	
A240 (AI)	6-40	240	210	210	170
A400 (AIII)	10-40	400	350	350	280
A500	10-40	500	435	435 (400)	300
A600	10-40	600	520	470 (400)	-
B500	3-16	500	435	415 (380)	-
B_p500 (B_pI)	3-5	500	415	390 (360)	300

Примечание. Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

2. Расчет изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой (расчет рабочей продольной арматуры)

При проектировании железобетонных конструкций или их элементов необходимо назначить размеры поперечных сечений изгибаемых элементов и рассчитать требуемое количество арматуры.

При решении такого рода задач может быть известен только изгибающий момент от внешних нагрузок.

Предварительно размеры сечений могут быть вычислены при использовании формулы (6).

Принимая $b = (0,4 \div 0,5)h_0$ и $A_0 = 0,35 \div 0,4 \leq A_R$, а также, выбрав виды и классы материалов, получим

$$h_0 = 1,8\sqrt[3]{\frac{M}{R_b}} \quad .$$

Размеры сечений балок принимают кратными 50 мм (150х300, 200х400, 250х500, 300х600 и т.д.) В реальном проектировании учитывают также архитектурно-конструктивные решения узлов и соединений с другими элементами.

Пример расчета

Задание. Определить размеры поперечного сечения изгибаемого элемента и рассчитать требуемое количество арматуры.

Исходные данные: изгибающий момент - M = 120 кН·м; рабочая (продольная) арматура класса А400; бетон класса В20;

коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b1} = 0,9$

Решение.

По СП 63.13330.2018 (см. также табл. 3.2 и 3.3) расчетное сопротивление арматуры - $R_s = 350$ МПа, расчетное сопротивление бетона - $R_b = 11,5$ МПа

С учетом γ_{b1} $R_b = 11,5 \times 0,9 = 10,35$ МПа.

Определим размеры поперечного сечения элемента, предварительно вычислив

$$h_0 = 1{,}8\sqrt[3]{\frac{M}{R_b}} = 1{,}8\sqrt[3]{\frac{0{,}12}{10{,}35}} = 0{,}4074 \text{ м}$$

Назначаем размеры сечения - 200 х 500 мм, $h_0 = h - a = 500 - 50 = 450$ мм.

С учетом принятых размеров сечения вычисляем

$$A_0 = M/(R_b\, b\, h^2) = 0{,}12/(10{,}35 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}45^2) = 0{,}286.$$

Проверим условие $A_0 = 0{,}286 \le A_R = 0{,}390$.

Условие выполнено.

По таблице 1.4 при $A_0 = 0{,}286$ находим (по интерполяции) $\xi = 0{,}345$. (Значение ξ можно вычислить по формуле

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}286} = 0{,}345)$$

Требуемую площадь арматуры вычислим, используя формулу:

$$A_s = R_b\, b\xi\, h_0 / R_s = 10{,}35 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}345 \cdot 0{,}45/350 =$$
$$= 9{,}18 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 9{,}18 \text{ см}^2$$

По сортаменту принимаем 2∅25 А400 с $A_{s,\,факт} = 9{,}82$ см^2
или 3∅20 А400 с $A_{s,\,факт} = 9{,}41$ см^2,
или 4∅18 А400 с $A_{s,\,факт} = 10{,}18$ см^2

Окончательный выбор количества и диаметра стержней производят при конструировании элемента.

Задания для самостоятельной работы

Задача 3.2. Назначить размеры сечения балки, рассчитать требуемое количество арматуры.

Исходные данные принять по таблице 3.4. Во всех примерах принять $\gamma_{b1} = 0{,}9$.

При выполнении задания необходимо:

1. определить (предварительно) размеры поперечного

сечения балки,
2. выполнить расчеты,
3. вычертить эскиз сечения,
4. уточнить размер рабочей высоты сечения,
5. при необходимости выполнить поверочный расчет.

Таблица 1.4 - Исходные данные

Номер по списку группы	Класс бетона	Класс арматуры	М, кНм	Номер по списку группы	Класс бетона	Класс арматуры	М, кНм
1	B15	A400	170	13	B15	A500	161
2	B20	A500	180	14	B20	A400	187
3	B25	A400	182	15	B25	A500	196
4	B15	A500	175	16	B15	A400	166
5	B20	A400	185	17	B20	A500	196
6	B25	A500	193	18	B25	A400	180
7	B15	A400	151	19	B15	A500	180
8	B20	A500	165	20	B20	A400	190
9	B25	A400	175	21	B25	A500	215
10	B15	A500	172	22	B15	A400	190
11	B20	A400	182	23	B20	A500	195
12	B25	A500	180	24	B25	A500	201

Практическое занятие № 4
Тема. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов таврового профиля

При расчете изгибаемых элементов таврового профиля возможны два случая положения нулевой линии (границы между сжатой и растянутой зонами):

1 – ый случай - нулевая линия находится в полке (см. рис. 8);

2 – ой случай - нулевая линия находится в ребре (см. рис. 9 и 10).

В первом случае расчет тавровых сечений выполняют по формулам для расчета прямоугольных сечений, принимая в них $b = b'_f$.

Во втором случае расчет ведут по формулам:

$$M \le A_0 R_b b h_0^2 + R_b(b_f' - b) h_f' (h_0 - 0{,}5 h_f') + A_s' R_s'(h_0 - a')$$

$$R_s A_s = R_b b\xi h_0 + R_b(b_f' - b) h_f' + A_s' R_s'$$

Формулы выше можно использовать при решении любых практических задач, в том числе и для случая положения нулевой линии в полке, принимая в них $b = b_f'$; при отсутствии верхней арматуры принимают $A_s' = 0$.

Следует помнить, что во всех случаях обязательно должны быть выполнены условия

$$\xi \le \xi_R, \; A_0 \le A_R.$$

Для определения случая расчета (положения нулевой линии) можно из формулы вычислить значение ξ - относительной высоты сжатой зоны, принимая $b = b_f'$.

Если $x = \xi h_0 \le h_f'$ - нулевая линия расположена в полке (1 случай);

если $x = \xi h_0 > h_f'$ - нулевая линия расположена в ребре (2 случай).

Проверку прочности нормальных сечений элементов таврового профиля (известны размеры сечения, класс бетона, количество стержней, их диаметр и класс арматурной стали; размещение рабочей продольной арматуры) выполняют в следующей последовательности:

1. устанавливают случай расчета, т.е. определяют положение границы сжатой зоны бетона (нулевой линии);

2. вычисляют значение ξ - относительной величины сжатой зоны по формуле - для 1-го случая расчета (при $b = b_f'$), по формуле – для 2-го случая расчета;

3. определяют значение A_0 по табл. 1.4 или по формуле

$$A_0 = \xi (1 - 0{,}5\xi);$$

4. определяют несущую способность - M_u ($M_{сеч}$) по формуле

$$M_u = A_0 R_b b h_0^2 + R_b(b_f' - b) h_f' (h_0 - 0{,}5 h_f') + A_s' R_s' (h_0 - a')$$

5. при $A_0 > A_R$ ($\xi > \xi_R$) определяют предельную несущую способность по формуле

$$M_{u.lim} = A_R R_b b h_0^2 + R_b(b_f' - b) h_f' (h_0 - 0{,}5 h_f') + A_s' R_s' (h_0 - a')$$

При выполнении индивидуальных заданий следует помнить,

что, вводимая в расчет ширина полки b_f' зависит от соотношения h_f' и h.

Ширину свесов полки в каждую сторону от ребра принимают не более 1/6 пролета балки и не более следующих величин: при $h_f' > 0{,}1\ h$ - $6h_f'$, т.е. $b_f' = b + 2\cdot 6h_f'$;

при $0{,}05h \le h_f' < 0{,}1h$ - $3h_f'$, т.е. $b_f' = b + 2\cdot 3h_f'$; при $h_f' < 0{,}05h$ - свесы не учитывают.

Более подробную информацию по учету свесов полок в элементах таврового профиля см. [1, стр. 251].

Задания для самостоятельной работы

Задача 4.1. Проверить несущую способность ($M \le M_u$ ($M_{сеч}$)) железобетонной балки таврового профиля.

Исходные данные принять по таблице 4.1. Во всех примерах принять $\gamma_{b1} = 0{,}9$.

При выполнении задания необходимо:

1. вычертить эскиз сечения,
2. вычислить значение высоты сжатой зоны и выделить сжатую зону на эскизе,
3. проверить условие - не переармирована ли балка?
4. выполнить расчеты,
5. проверить условие ($M \le M_u$ ($M_{сеч}$)),
6. сформулировать вывод.

Таблица 1.5 - Исходные данные

№	M, кНм	Геометрические характеристики сечения, мм					Класс бетона	A_s
		b	h	h_0	b_f'	h_f'		
1	230	250	500	450	400	70	B15	4∅ 18 A400
2	200	250	500	450	400	70	B20	4∅ 18 A400
3	250	250	500	450	400	70	B25	4∅ 18 A400
4	200	250	500	450	500	60	B15	4∅ 20 A400
5	320	250	500	450	500	100	B20	4∅ 20 A400
6	380	250	500	450	500	120	B25	4∅ 20 A400
7	120	200	500	450	400	100	B15	4∅ 22A400
8	100	200	500	450	400	100	B20	4∅ 22 A400
9	210	200	500	465	500	90	B25	4∅ 22 A400
10	115	200	500	430	500	70	B15	6∅ 16 A500
11	230	200	500	430	500	140	B20	6∅ 16 A500
12	270	200	500	430	400	160	B25	6∅ 16 A500
13	125	200	500	430	400	90	B15	6∅ 18 A500
14	225	200	500	430	400	70	B20	6∅ 18 A500
15	240	200	500	430	400	80	B25	6∅ 18 A500

Продолжение таблица 1.5

№	M, кНм	Геометрические характеристики сечения, мм					Класс бетона	A_s
		b	h	h_0	b_f'	h_f'		
16	120	200	400	330	500	80	B15	4∅ 25 A500
17	310	200	400	330	500	120	B20	4∅ 25 A500
18	420	200	400	350	500	150	B25	4∅ 25 A400
19	215	250	500	450	500	60	B15	4∅ 28 A400
20	280	250	500	450	500	60	B20	4∅ 28 A500
21	315	250	500	450	400	60	B25	4∅ 28 A400
22	200	250	500	450	400	70	B15	4∅ 32 A400
23	280	250	500	450	400	60	B20	4∅ 32 A500
24	250	250	500	425	400	60	B25	4∅ 32 A500
25	300	250	500	450	500	70	B25	4∅ 28 A500

Проектирование изгибаемых элементов таврового профиля с одиночной арматурой (расчет рабочей продольной арматуры)

При проектировании изгибаемых элементов, когда известен расчетный изгибающий момент, а также заданы (или известны) размеры сечения, положение нулевой линии можно определить следующим образом.

Вычислим изгибающий момент M'_f («полочный момент»), воспринимаемый сечением при $x = h'_f$

$$M'_f = Rb_f b'_f h'_f (h0 - 0,5_f h'_f)$$

Если $M \le M'_f$, нулевая линия походит в полке - 1 случай:

Если $M > M'_f$, нулевая линия походит в ребре - 2 случай.

Затем вычисляют значение A_0 по формуле $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S}$ - для 1-го случая расчета (при $b = b'_f$), по формуле $M \le A0\ Rb\ b\ h_0^2 + Rb(b'_f - b)\ h'_f\ (h0 - 0,5\ h'_f) + A'_s\ R'_s(h0 - a')$ – для 2-го случая расчета.

Во всех случаях проверяют условие - $A0 \le AR$ ($\xi \le \xi R$).

Требуемое количество продольной рабочей арматуры определяют по формуле $As = Rb\ b\xi\ h0/Rs$ - для случая 1; по формуле $As = (R_b\ \xi_b\ h_0 + Rb_f(b' - b_f)\ h'\ ))/ Rs$ - для случая 2.

Задания для самостоятельной работы

Задача 4.2. Рассчитать требуемое количество продольной рабочей арматуры и подобрать по сортаменту диаметр и количество стержней в железобетонной балке таврового профиля.

Исходные данные принять по таблице 4.2. Во всех примерах принять $\gamma_{b1} = 0,9$.

При выполнении задания необходимо:

1. вычертить эскиз сечения:
2. вычислить значение M/f («полочного момента») – установить случай расчета;

3. вычислить значение A_0 ,

4. проверить условие – не переармирована ли балка?

5. выполнить расчет требуемого количества арматуры?

6. по сортаменту подобрать количество и диаметр арматуры,

7. на эскизе показать размещение подобранных стержней, уточнить значение рабочей высоты сечения - h0 ,

8. при необходимости выполнить поверочный расчет (при h0 менее принятого в расчете).

Таблица 1.6 - Исходные данные

№	M, кНм	Геометрические характеристики сечения, мм					Класс бетона	Класс арматуры
		b	h	h_0	b_f'	h_f'		
1	125	250	500	450	400	70	B15	A400
2	225	250	500	450	400	70	B20	A500
3	240	250	500	450	400	70	B25	A400
4	120	250	500	450	500	60	B15	A500
5	310	250	500	450	500	100	B20	A400
6	420	250	500	450	500	120	B25	A500
7	215	200	500	425	400	100	B15	A400
8	280	200	500	330	400	100	B20	A500
9	315	200	500	330	500	90	B25	A400
10	200	200	500	330	500	70	B15	A500
11	280	200	500	325	500	140	B20	A400
12	250	200	500	325	400	160	B25	A500
13	230	200	500	330	400	90	B15	A400
14	200	200	500	430	400	70	B20	A500
15	250	200	500	430	400	80	B25	A400
16	200	200	400	330	500	80	B15	A500
17	320	200	400	430	500	120	B20	A400
18	380	200	400	425	500	150	B25	A500
19	120	250	500	450	500	60	B15	A400
20	100	250	500	450	500	60	B20	A500
21	210	250	500	450	400	60	B25	A400
22	115	250	500	450	400	70	B15	A500
23	230	250	500	450	400	60	B20	A400
24	270	250	500	425	400	60	B25	A500

Практическое занятие № 5
Тема. Расчет прочности наклонных сечений

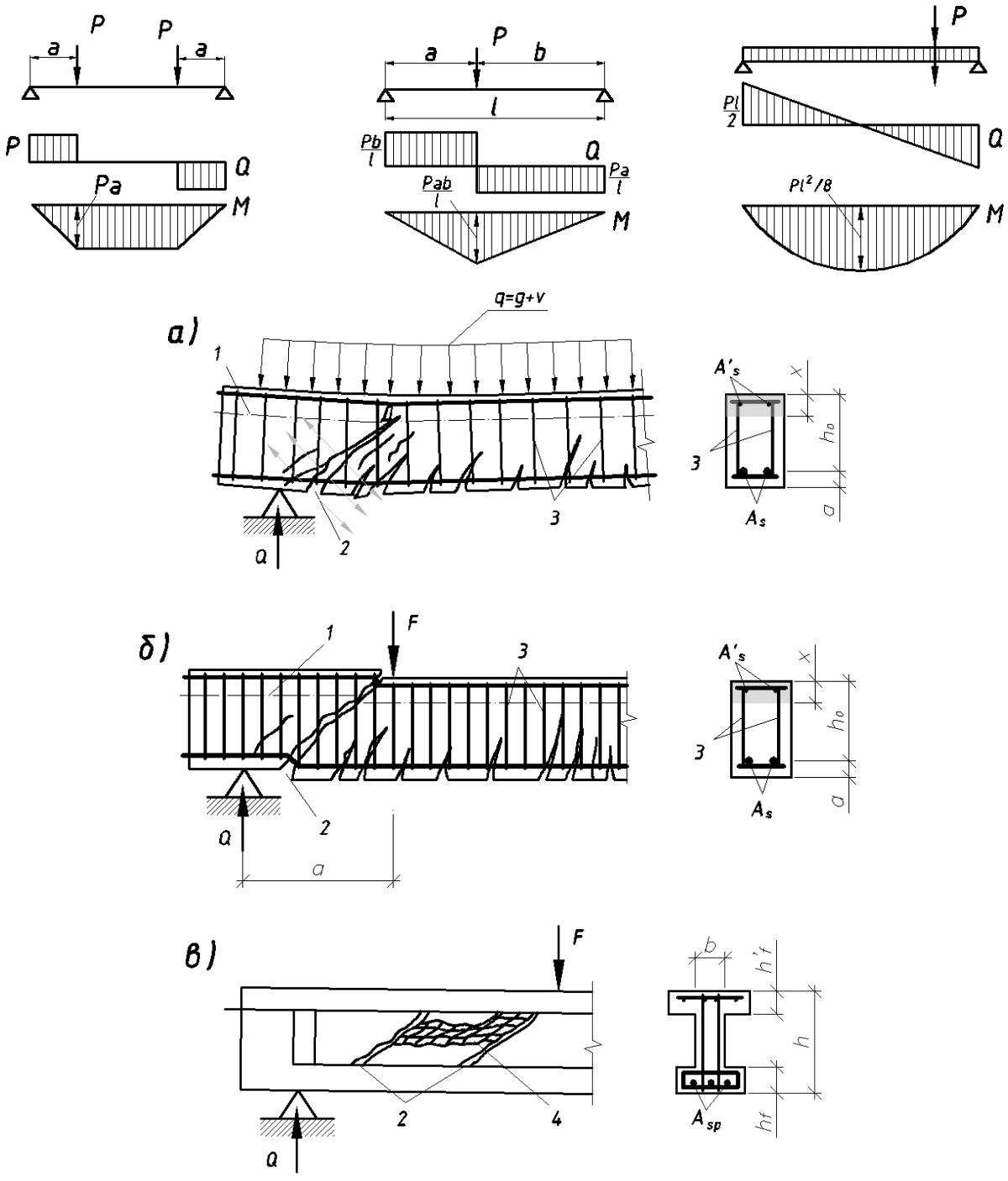


Рисунок 1.16. Схемы разрушения изгибаемых элементов по наклонному сечению

а - от доминирующего действия изгибающего момента б - от доминирующего действия поперечной силы, в - по сжатой полосе между наклонными трещинами

1 - нулевая линия, 2 - наклонная трещина, 3 - хомуты,

1 - раздробление сжатой полосы стенки между трещинами.

Прочность стенки элементов между наклонными трещинами (рис. 1,в) обеспечена, если соблюдено условие

Условие достаточности размеров поперечного сечения

$$Q \leq 0{,}3\, R_b\, b\, h_0$$

Если условие не выполнено, следует увеличить размеры сечения (или повысить класс бетона).

Проверяют необходимость установки поперечной арматуры по расчету из условия

$$Q \leq 2{,}5\, R_{bt}\, b\, h_0$$

Если условие выполнено, поперечную силу воспринимает бетон, поперечная арматура по расчету не нужна и её устанавливают по конструктивным требованиям.

КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

1. В балочных конструкциях высотой при $h > 150$ мм должна устанавливаться поперечная арматура.

2. Поперечную арматуру устанавливают на приопорных участках

- при равномерно распределенной нагрузке на 1/4 пролета,

- при сосредоточенных нагрузках - на расстоянии от опоры до груза, но не менее ¼ пролета, с шагом:

при $h \leq 450$ мм ……. не более $h/2$ и не более 150 мм

при h > 450 мм ……. не более h/3 и не более 500 мм
на остальной части пролета
при h > 300 мм ……. не более ¾ h и не более 500 мм

3. Диаметр поперечных стержней (в сварных сетках и каркасах) назначают не менее допустимого по условиям сварки:

Таблица 1.7 -Соотношения диаметров стержней по условиям сварки

Диаметр продольных стержней, мм	3-12	14,16	18,20	22	25-32	36,40
Наименьший допустимый диаметр поперечных стержней, мм	3	4	5	6	8	10

Расчетная схема усилий в наклонном сечении железобетонной балки показана на рисунке 1.17.

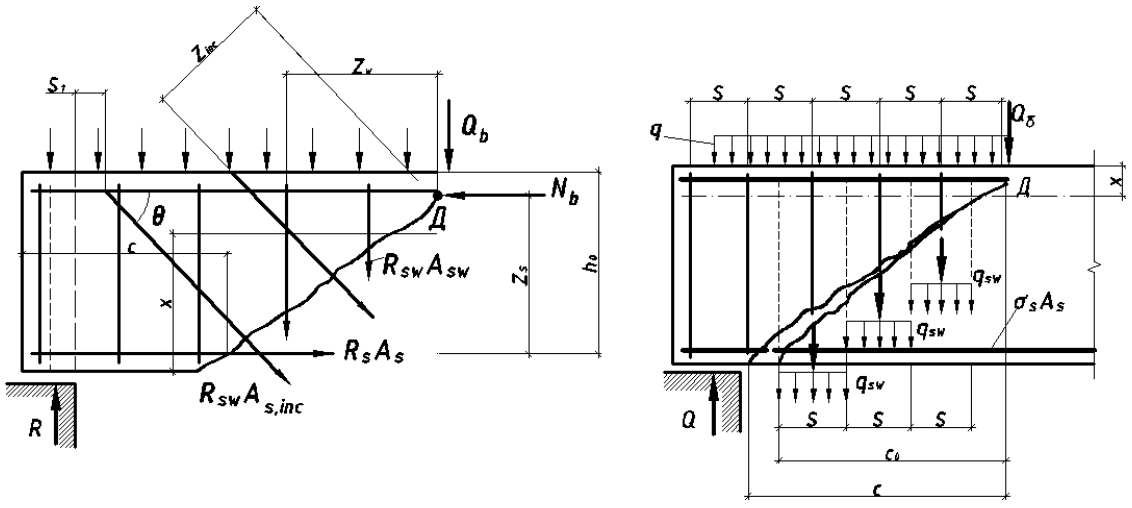


Рисунок 1.17. Расчетная схема усилий в наклонном сечении

В общем случае должно быть выполнено условие

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

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны,

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами (поперечными стержнями),

$Q_{s,inc}$ - поперечная сила, воспринимаемая отгибами (если таковые установлены).

На данном практическом занятии рассмотрим наклонное сечение элемента прямоугольного профиля, в котором предусмотрены поперечные стержни (хомуты), а отгибы отсутствуют (рис. 2б).

В этом случае должно быть выполнено условие

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

Поперечную силу, воспринимаемую бетоном, определяют по формуле

$Qb = \varphi b2\ Rb_t b\ h^2 / c < 2{,}5\ Rb_t b\ h_0$, но не менее $0{,}5\ Rb_t b h_0$

где c – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения

$\varphi_{b2} = 1{,}5$ (для тяжелого бетона)

Анализ формулы выше показывает, что длина проекции опасного наклонного сечения для вычисления силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны должна быть более $0{,}6\ h_0$ и менее $3\ h_0$ ($0{,}6\ h_0 < c \leq 3\ h_0$).

Расчет производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при C не менее h_0 и не более $2\ h_0$.

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$Q_{sw} = 0{,}75\ q_{sw} \cdot c_0.$$

Значение q_{sw} - усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента (иначе - интенсивность поперечного армирования) определяют по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}$$

A_{sw} - площадь сечения поперечных стержней,
s - шаг поперечных стержней.
При назначении шага стержней следует соблюдать условие

$$s \le s_{max} = R_{bt}bh_0^2/Q.$$

Порядок решения практических задач
Примеры расчета

Задание 1. Проверить прочность наклонного сечения.

Исходные данные:
Эпюра поперечных сил - Q_{max}, = 162 кН; q = 54 кН/м размеры сечения балки, мм - b = 200, h= 400, h_o=350, площадь сечения (2∅8А240) - A_{sw}, = 1,01см^2,
шаг поперечных стержней - s = 150 мм,
прочностные характеристики материалов R_b= 8,5 МПа,
R_{bt} = 0,75 МПа, R_{sw} = 175 МПа.

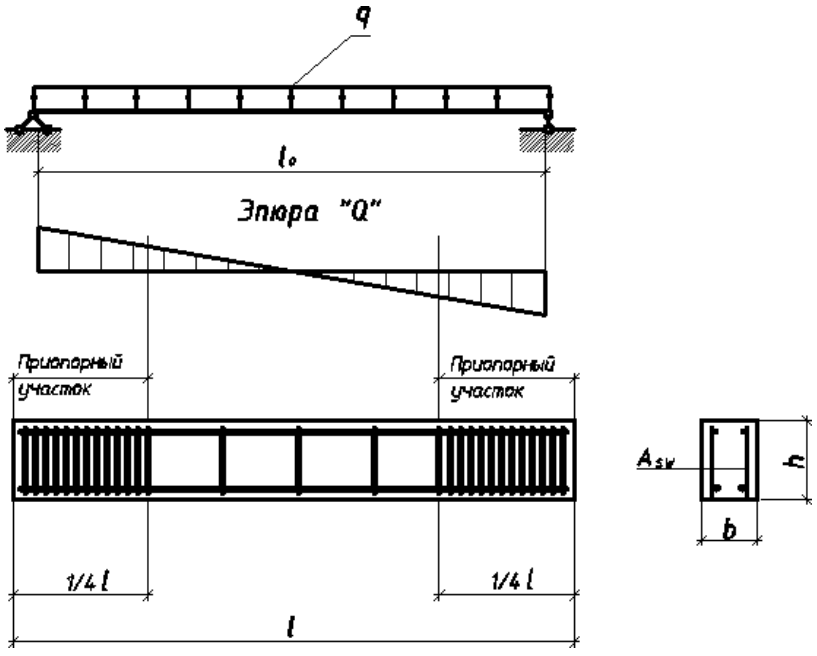


Рисунок 1.18. Эпюра элемента

Решение.

1. Проверим условие достаточности размеров поперечного сечения по формуле

$$Q = Q_{max} - q \cdot h = 162 - 54 \cdot 0,4 = 140,4 \text{ кН}$$

$$Q = 140,4 \text{ кН} \leq 0,3\, R_b\, b\, h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 0,2 \cdot 0,35 = 0,1785 \text{ МН} = 178,5 \text{ кН}$$

Условие выполнено, размеры сечения достаточны!

2. Принимаем проекцию наклонного сечения равной

$$2h_0 = 2 \cdot 0,35 = 0,7 \text{ м}.$$

3. Вычислим поперечную силу, воспринимаемую бетоном

$$Q_b = \varphi_{b2}\, R_{bt} b h_0^{\,2} / c =$$

$$= 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,2 \cdot 0,35^2/0,7 = 0,039375 \text{ МН} = 39,375 \text{ кН}$$

4. Определим интенсивность принятого поперечного армирования

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{175 \cdot 1,01 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 0,11736 \text{ МН/м} = 117,36 \text{ кН/м}$$

5. Определим поперечную силу, воспринимаемую поперечными стержнями

$$Q_{sw} = q_{sw}\, c = 117,36 \cdot 0,7 = 82,152 \text{ кН}$$

6. Проверим условие прочности наклонного сечения

$$Q = 140,4 \text{ кН} \leq Q_b + Q_{sw} = 39,375 + 82,152 = 121,527 \text{ кН}.$$

Условие не выполнено. Прочность наклонного сечения не обеспечена.

При проектировании балки следует увеличить либо диаметр

стержней, либо принять более прочную сталь, либо уменьшить шаг поперечных стержней.

Примем сталь класса А400 (2∅8А400) – $R_{sw} = 280$ Мпа.

$$\text{Тогда } q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S} = \frac{280 \cdot 1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}15} = 0{,}18853 \frac{\text{МН}}{\text{м}} = 188{,}53 \text{ кН/м}$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями из стали класса А400

$$Q_{sw} = q_{sw}\, c = 188{,}53 \cdot 0{,}7 = 131{,}97 \text{ кН}$$

Проверим условие прочности наклонного сечения

$$Q = 140{,}4 \text{ кН} \leq Q_b + Q_{sw} = 54{,}85 + 131{,}97 = 186{,}82 \text{ кН}$$

Прочность наклонного сечения обеспечена. Окончательно следует принять поперечное армирование на приопорных участках – 2∅8А400 с шагом 150 мм.

Задание 2. Расчет поперечной арматуры (проектирование балки).

Исходные данные:

эпюра поперечных сил – Q_{max} = 241 кН; q = 41,4 кН/м; размеры сечения балки, мм – b = 250, h= 500, h_o=450; продольная рабочая арматура - ∅28А600, прочностные характеристики бетона – R_b= 8,5 Мпа,

R_{bt} = 0,75 Мпа, R_{sw} = 170 Мпа;

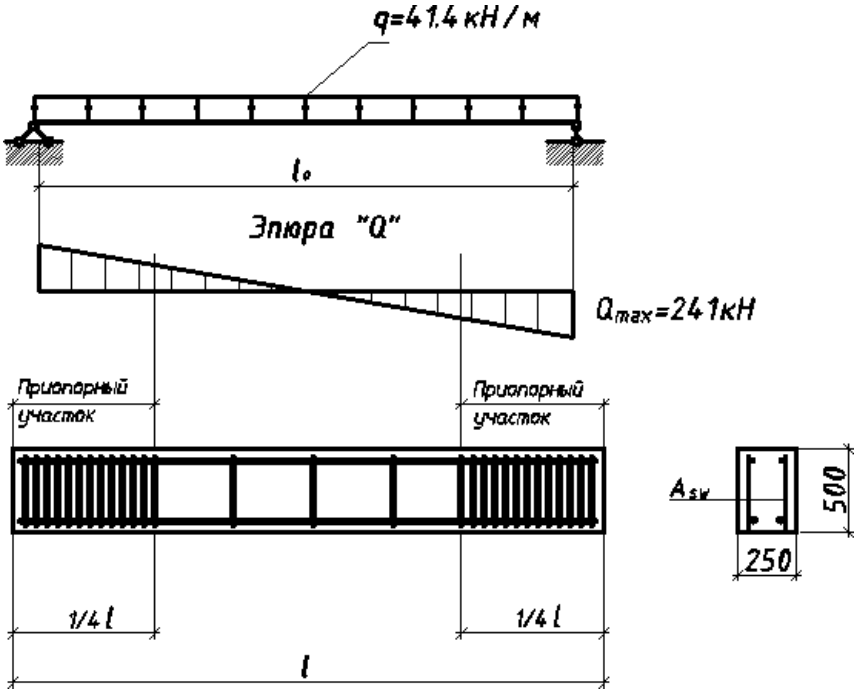


Рисунок 1.19. Эпюра элемента

Решение.

1. Проверим условие достаточности размеров поперечного сечения по формуле

2.

$$Q = Q_{max} - q \cdot h = 241 - 41,4 \cdot 0,5 = 220,3 \text{ кН}$$

$$Q = 220,3 \text{ кН} \leq 0,3\, R_b\, b\, h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 0,25 \cdot 0,45 =$$
$$= 0,287 \text{ МН} = 287 \text{ кН}$$

Условие выполнено, размеры сечения достаточны!

3. Проверим необходимость установки поперечной арматуры

по расчету по формуле

$$Q = 220 \text{ кН} \le 2{,}5\, R_{bt}\, b\, h_0 = 2{,}5 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}45 = 0{,}21094 \text{ МН} \cong 211 \text{ кН}$$

Условие не выполнено, поперечная арматура требуется по расчету!

4. Определим поперечную силу, воспринимаемую бетоном, предварительно принимая $c = 2h_o = 2 \cdot 0{,}45 = 0{,}9$ м

$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b\, h_0^2 / c = 1{,}5 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}45^2/0{,}9 = 0{,}06328$ МН = 63,28 кН.

5. Определим поперечную силу, воспринимаемую поперечными стержнями

$$Q_{sw} = Q - Q_b = 220 - 63{,}28 = 156{,}72 \text{ кН}$$

5. Определим требуемую интенсивность поперечного армирования, используя формулу

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{0{,}75c} = \frac{156{,}72}{0{,}75 \cdot 0{,}9} = 232{,}18 \text{ кН/м}$$

Учитывая диаметр продольных стержней (∅28А600), из условий сварки назначаем поперечные стержни ∅10 мм - A_{sw}, = 1,57 см^2 (2∅10А240).

Используя формулу (6), определим требуемый шаг поперечных стержней

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{170 \cdot 0{,}000157}{0{,}23218} = 0{,}115 \text{ м} = 115 \text{ мм}$$

По конструктивным требованиям при высоте балки h = 500 мм > 450 мм шаг поперечных стержней должен быть $s \le h/3 = 500/3 = 166{,}7$ мм и ≤ 500 мм.

Принимаем s = 100 мм (с учетом расчетного s = 115 мм).

Задания для самостоятельной работы

Задача 5.1. Рассчитать требуемое количество поперечной арматуры.

Исходные данные принять по таблице 1.8

Во всех примерах принять $\gamma_{b2} = 1$.

Выполнить эскиз поперечного армирования балки!

Таблица 1.8 -Исходные данные

№ по списку группы	Mmax кНм	L_0, м	q, кН/м	Класс попереч-ной арматуры	Размеры сечения			Кол., класс и диаметр продольной арматуры	К иласс Бетона
					b	h	h0		
1	170	4	8M/l2	Bp500	Данные выписать из решения задачи 3.2. практического занятия № 3				
2	180	4,8		A240					
3	182	4,4		A400					
4	175	4		B_p500					
5	185	5		A240					
6	193	5,4		A400					
7	151	4,8		B_p500					
8	165	4,8		A240					
9	175	5		A400					
10	172	5,4		B500					
11	182	6		A240					
12	180	4,8		A400					
13	161	5		B_p500					
14	187	4		A240					
15	196	6		A400					
16	166	5,3		B_p500					
17	196	4,9		A240					
18	180	4,1		A400					
19	180	4,7		B_p500					
20	190	5,1		A240					
21	215	6,4		A400					
22	190	4,8		B500					
23	195	5,6		A240					
24	201	6		A400					

Практическое занятие № 6
Тема. Конструирование (армирование) однопролетной железобетонной балки прямоугольного сечения

Для конструирования балки исходными данными являются результаты расчетов по прочности нормальных и наклонных сечений:

- размеры сечений, рабочая высота сечения (h_0),
- количество, диаметр и класс продольной арматуры,
- диаметр, количество, класс и шаг поперечной арматуры,
- класс бетона.

При конструировании железобетонных элементов должны быть выполнены требования СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции», изложенные в разделе 10.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в каркасы и затем устанавливают в опалубку (форму), в которой формуется изделие. Для обеспечения свободной укладки каркаса в форму его размеры должны быть меньше размера балки, как правило, на 10 мм (см. Рисунок 1.20).

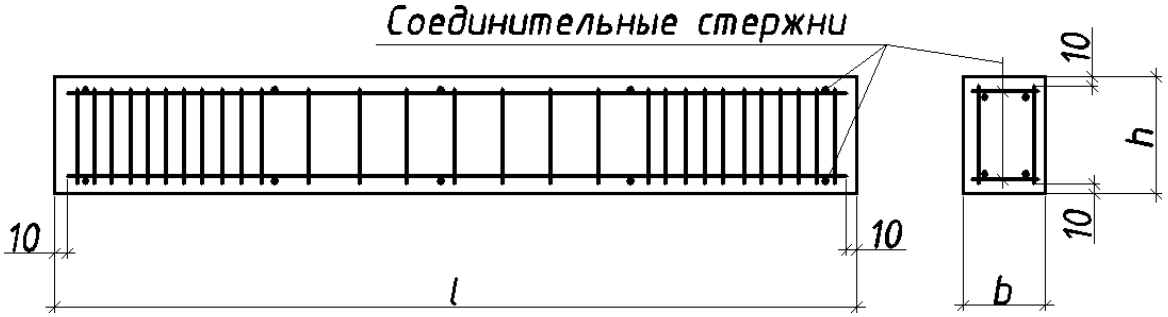


Рисунок 1.20. Схема армирования

Каркас состоит из плоских сеток и соединительных стержней. При ширине балки до 150 мм можно устанавливать одну сетку, при большей ширине балки количество сеток в каркасе должно быть не менее двух.

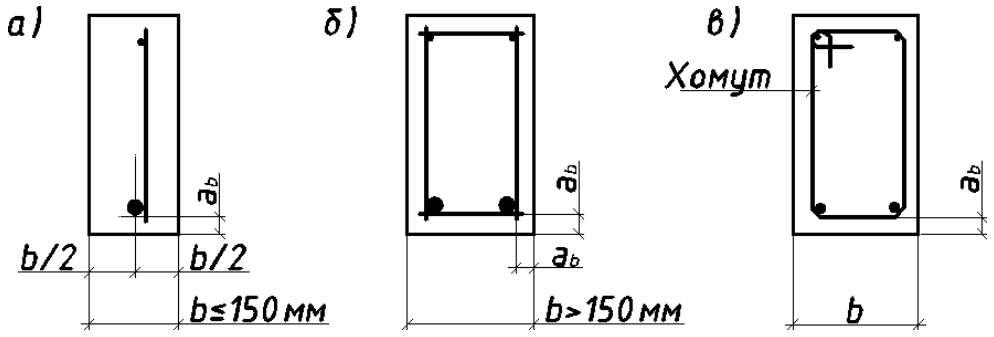


Рисунок 1.21. Постановка каркасов в балке
а , б - сварные каркасы; в - вязаные каркасы

При размещении рабочей арматуры должен быть обеспечен защитный слой бетона – a_b.

Толщину защитного слоя бетона для сборных элементов следует принимать с учетом роли арматуры в конструкциях (рабочая или конструктивная), типа конструкции (плиты, балки, колонны и т.п.), диаметра и вида арматуры, условий эксплуатации. В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности воздуха для сборных элементов минимальное значение толщины защитного слоя бетона для рабочей арматуры должно быть не менее 15 мм, а также не менее диаметра стержня, для конструктивной арматуры минимальное значение толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемым для рабочей арматуры.

Стержни продольной рабочей арматуры должны размещаться равномерно по ширине сечения балки и, как правило, не более чем в три ряда. При этом в третьем ряду должно быть не менее двух стержней. Размещение стержней последующих рядов над просветами (в пролетах) или под просветами (на опорах) предыдущих рядов запрещается. Размещение продольной арматуры показано на рисунке 1.22.

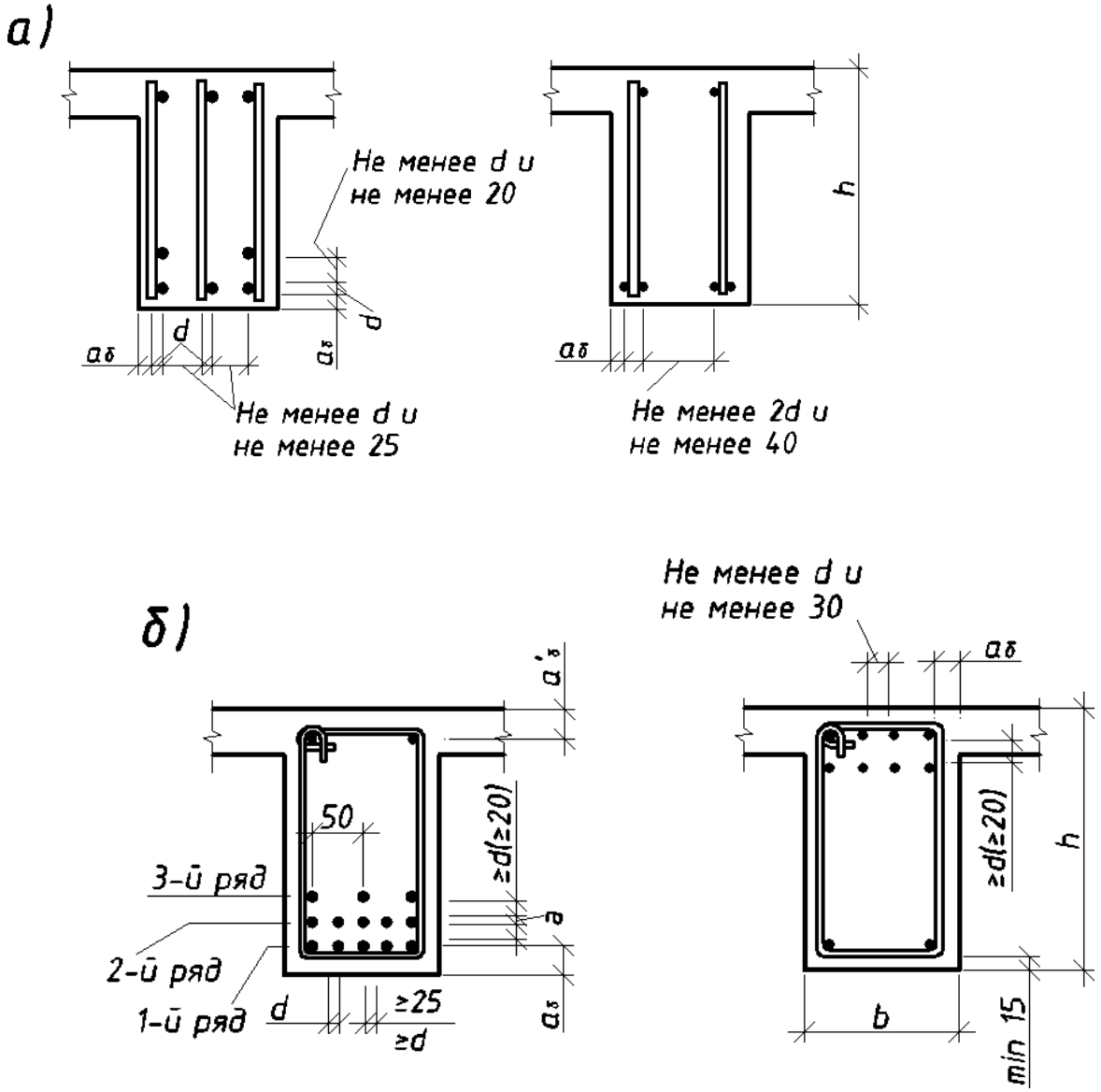


Рисунок 1.22. Расположение продольной рабочей арматуры а – сварная арматура, б – вязаная арматура

Диаметр и количество поперечных стержней в поперечном сечении балки устанавливают расчетом. При этом могут быть использованы одно-, двух-, трех- и четырехсрезные хомуты (поперечные стержни). Схемы армирования поперечной арматурой показаны на рисунок 1.23.

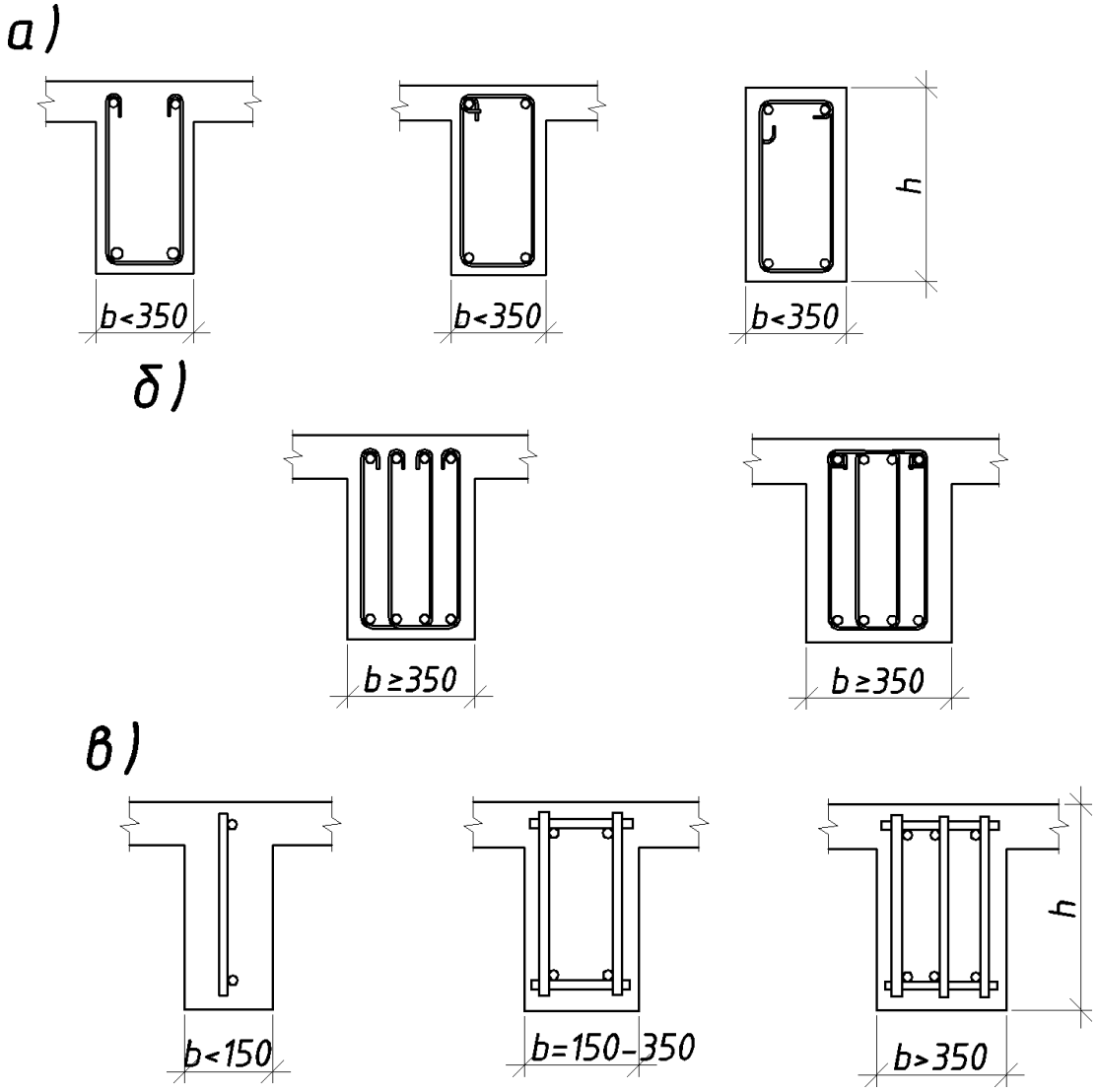


Рисунок 1.23. Схемы армирования сечений балок
а – вязаной арматурой, двухсрезными хомутами, б – то же, четырехсрезными хомутами,
в – сварной арматурой

Количество стержней продольной арматуры определяют расчетом в наиболее опасном нормальном сечении при действии максимального изгибающего момента. Однако максимальный изгибающий момент находится в пролете и уменьшается к опорам.

Для экономичного армирования балок использует построение эпюры материалов.

Эпюра материалов - это эпюра изгибающих моментов,

воспринимаемых нормальными сечениями балки с фактически поставленной в них арматурой.

Вид эпюры материалов показан на рисунке 1.24.

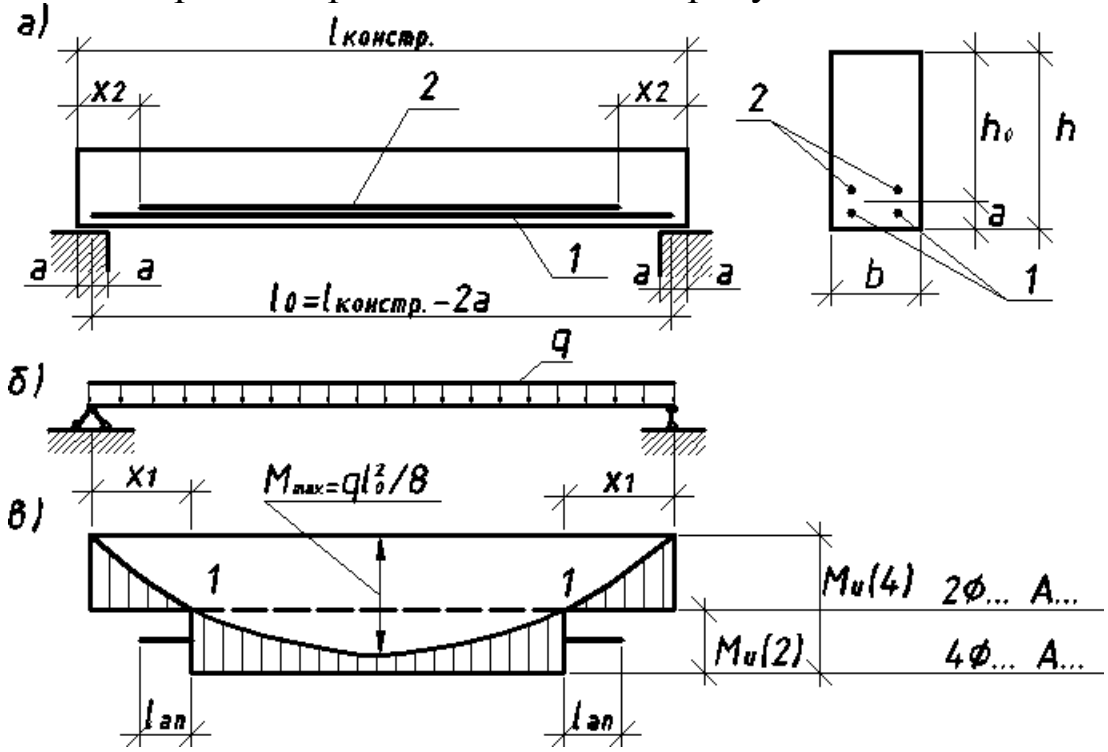


Рисунок 1.24. К построению эпюры материалов а) конструктивная схема балки, б) расчетная схема балки, в) эпюра материалов

1- точка теоретического обрыва,

$M_{u(4)}$ – изгибающий момент, воспринимаемый сечением с арматурой, поставленной по расчету,

$M_{u(2)}$ - изгибающий момент, воспринимаемый сечением с учетом обрываемых стержней,

l_{an} - длина зоны анкеровки обрываемой арматуры.

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры l_{an} можно вычислить по формуле (с учетом формул 10.1÷10.3 СП 63.13330.2018)

$$l_{an} = \frac{R_S A_S}{8 R_{bt} d}$$

где A_s – площадь сечения стержня,

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению, R_{bt} – расчетное сопротивление бетона на растяжение, d – диаметр обрываемой арматуры.

Более точно требуемую величину анкеровки арматуры определяют по СП 63.13330.2018

$$l_{an} = \alpha l_{0.an} \frac{A_{s\ \text{þðàñ}}}{A_{s.\text{ôàê}}}$$

α=1 для растянутых стержней
α=0,75 для сжатых стержней,
$l_{0.an}$ - базовая длина анкеровки –

$$l_{0.an} = \frac{Rs\ As}{R_{bond}\ u_s}$$

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном
$R_{bond} = \eta 1\ \eta 2 Rbt$
$\eta_1 = 2,5$ - для горячекатаной и термически арматуры
$\eta_2 = 1$ – при диаметре $d_s \leq 32$ мм
$\eta_2 = 0,9$ – при диаметре 36 и 40 мм
A_S – площадь сечения стержня,
u_S – периметр стержня.

По результатам расчета и конструирования разрабатывают рабочие чертежи.

В состав рабочих чертежей железобетонной конструкции входят:

- опалубочные чертежи,
- чертеж армирования* (сборочный чертеж),
- чертежи арматурных и закладных изделий. Рабочие чертежи должны содержать:
- спецификации изделий (в том числе спецификацию балки, спецификацию арматурных и закладных изделий);
- ведомость расхода стали.

Основную надпись (штамп) на рабочих чертежах конструкций выполняют по форме 4.

*) В учебной работе чертеж армирования можно совместить с опалубочным чертежом, т.е. на чертеже армирования (сборочном чертеже) проставить и опалубочные размеры.

Практическое занятие № 7

Тема. Разработка рабочего чертежа балки Пример выполнения рабочих чертежей.

Расчетные данные для разработки рабочих чертежей:

-размеры сечения балки b=200 мм , h =400 мм, $l_{констр.}$= 5980 мм,

-рабочая высота сечения h_o = 350 мм,

-рабочая продольная арматура - 2∅ 25 А400,

- поперечная арматура - 2∅8 А400 (с шагом 150 мм на расстоянии 1,5 м от торцов балки, с шагом 300 мм в середине пролета),

- бетон класса В15,

- монтажные петли - ∅10 А240.

Образец выполнения рабочего чертежа сборной железобетонной балки дан в Приложении 1.

Задание для самостоятельной работы

Задание. Разработать рабочие чертежи балки по результатам расчетов, выполненных на практических занятиях № 3, 5 и 6.

Работу выполнять в следующей последовательности:

1. Внести изменения в образцы по результатам расчетов,
2. Вычертить рабочий чертеж балки (либо на компьютере, либо от руки)

Монтажные петли принять из арматуры класса А240, определив требуемую площадь сечения их по формуле

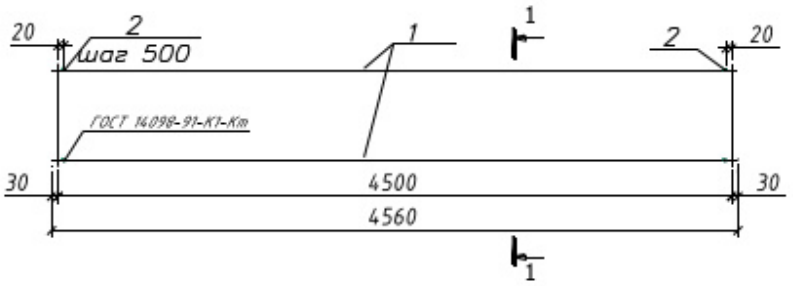
$A_s = G/210/2$,

где G - собственный вес балки с коэффициентами динамичности и надежности по нагрузке

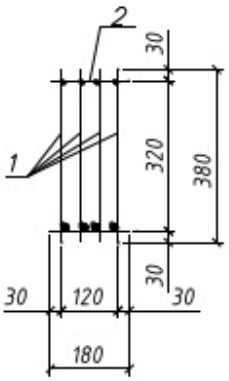
$G = b \cdot h \cdot l \cdot 25 \cdot \gamma_d \cdot \gamma_f$ (кН).

γ_d = 1,5 – коэффициент динамичности,

γ_f = 1,1 - коэффициент надежности по нагрузке. Диаметр стержней подобрать по сортаменту.



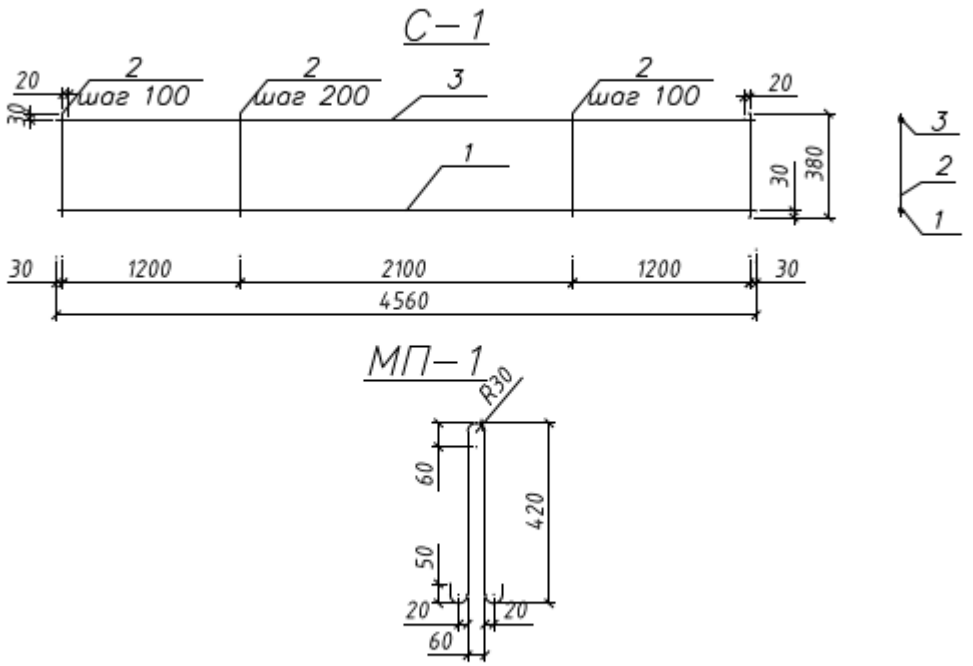
1–1



Спецификация каркаса К–1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Приме-чание
		Сборочные единицы		
		Сетки арматурные		
1	ЮЗГУ–419000–КЖИ–3	С–1	4	26,95 кг
		Детали		
2		Ø6А400 ГОСТ 6727–80 l=180	18	0,04 кг

						ЮЗГУ–419000–КЖИ–1–А1	
Изм.	Кол.	Лист	?док.	Подпись	Дата		
Проверил		Черняева				Каркас К–1	Стадия: УР; Масса; Масштаб; Лист 2; Листов 3
Разработал						См. спецификацию	ПГС–ПС–91



Спецификация сетки С–1, детали МП–1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Приме–чание
		С–1		
		Детали		
1		Ø25А400 ГОСТ 5781–82 l=4560	1	17,5
2		Ø8А400 ГОСТ 5781–82 l=380	36	0,15
3		Ø12А400 ГОСТ 5781–82 l=4560	1	4,05
		итого		26,95
		МП–1		
		Детали		
2		Ø10А240 ГОСТ 5781–82 l=1100	2	0,74

						ЮЗГУ–419000–КЖИ–1–А2	
Изм.	Кол.	Лист	?док	Подпись	Дата		
Проверил		Черняева				Сетка С–1. Монтажная петля МП–1	Стадия: УР; Масса; Масштаб
							Лист 3; Листов 3
Разработал						См. спецификацию	ПГС–ПС–91

Приложение 1

Расчетные площади поперечных сечений арматуры,

(сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки)

Диаметр Ø, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см^2, при числе стержней										Масса, кг/м	Ø мм	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали классов						Сортамент арматурной проволоки	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			A240 (A-I)	A400 (A-III)	A500	A600 (A-IV)	A800 (A-V)	A1000 (A-VI)	B_p500 (B_p-I)	B_p1200* (B_p-II)
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	**0,052**	**3**	-	-	-	-	-	-	X	-
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	**0,092**	**4**	-	-	-	-	-	-	X	-
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	**0,144**	**5**	-	-	-	-	-	-	X	-
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	**0,222**	**6**	X	X	-	-	-	-	-	-
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	**0,302**	**7**	-	-	-	-	-	-	-	-
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	**0,395**	**8**	X	X	-	-	-	-	-	X
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	**0,617**	**10**	X	X	X	X	X	X	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,3	**0,888**	**12**	X	X	X	X	X	X	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,4	**1,208**	**14**	X	X	X	X	X	X	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	24,07	16,08	18,10	20,1	**1,578**	**16**	X	X	X	X	-	-	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,4	**1,998**	**18**	X	X	X	X	-	-	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,4	**2,466**	**20**	X	X	-	X	-	-	-	-
22	3,801	7,60	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,0	**2,984**	**22**	X	X	-	X	-	-	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,1	**3,853**	**25**	X	X	-	-	-	-	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,6	**4,834**	**28**	X	X	-	-	-	-	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,4	**6,313**	**32**	X	X	-	-	-	-	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	**7,990**	**36**	X	X	-	-	-	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,5	113,04	125,6	**9,870**	**40**	X	X	-	-			-	-

*) Для арматуры B_p1400 – Ø 4,5,6 мм; B_p1500 – Ø 3 мм; B_p1600 – Ø 3-5 мм

Приложение 1
(продолжение)

Данные по арматуре

Характеристика арматуры и ГОСТ на сортамент		Класс арматуры	Номинальные диаметры, мм, стержней арматуры данного класса, выпускаемых промышленностью	Пример условного обозначения
Стержневая горячекатанная арматура, гладкая, ГОСТ 5781-82*		A240	6,8,10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40	3Ø12A240
Стержневая горячекатанная арматура периодического профиля, ГОСТ 5781-82*		A400 A500 A600 A800 A1000	6,8,10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32	4Ø20A400 3Ø28A500 5Ø22A600 6Ø25A800 4Ø32A1000
Стержневая термомеханически и термически упрочненная арматура периодического профиля, ГОСТ 10884-94		$A_т400$ $A_т500$ $A_т600$ $A_т800$ $A_т1000$	6,8,10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32 10,12,14,16,18,20,22,25,28,32	$4Ø20A_т400$ $3Ø28A_т500$ $5Ø22A_т600$ $6Ø25A_т800$ $4Ø32A_т1000$
Проволока обыкновенная холоднотянутая, ГОСТ 6727-80	Гладкая Периодического профиля	B500 $B_р500$	3,4,5 3,4,5	10Ø4 B500 8Ø5 $B_р500$
Проволока высокопрочная холоднотянутая, ГОСТ 7348-81	Периодического профиля	$B_р1200$ $B_р1400$ $B_р1500$ $B_р1600$	8 4,5,6 3 3,4,5	12Ø8 $B_р1200$ 18Ø5 $B_р1400$ 16Ø3 $B_р1500$ 24Ø5 $B_р1600$
Канаты арматурные (К7), ГОСТ 13840		К1500 К1400	6,9,12 15	8Ø9 К1500 6Ø15 К1400
Канаты арматурные (К19), ТУ 14-4-22-71		К1400	14	4Ø14 К1400

Приложение 2

Характеристики бетонов

Извлечения из СП 63.13330 табл. 6.7; 6.8; 6.11

Вид	Бетон	**Нормативные** сопротивления бетона $R_{b.n}$, $R_{bt.n}$, МПа, и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b.ser}$, $R_{bt.ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие				
		B12,5	B15	B20	B25	B30
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b.n}$ и $R_{b.ser}$	Тяжелый	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0
	Легкий	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0
Растяжение осевое $R_{bt.n}$ и $R_{bt.ser}$	Тяжелый	1,00	1.10	1.35	1,55	1,75
	Легкий	1,00	1.10	1.35	1,55	1,75
		Расчетные сопротивления бетона R_b, R_{bt} для предельных состояний первой группы $R_{b.ser}$, $R_{bt.ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие				
		B12,5	B15	B20	B25	B30
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0
Растяжение осевое R_{bt}	Легкий	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0
		Значения **начального модуля** упругости бетона при сжатии и растяжении E_b, при классе бетона по прочности на сжатие				
		B12,5	B15	B20	B25	B30
	Тяжелый	21500	24000	27500	30000	32500
	Легкий марки по средней плотности:					
	*D*1400	11700	12500	13500	14500	15500
	*D*1600	13200	14000	15500	16500	17500
	*D*1800	14700	15500	17000	18500	19500
	*D*2000	17000	18000	19500	21000	22000

Приложение 3

Характеристики арматуры*

Извлечение из СП 63.13330 табл. 6.13; 6.14

Класс арматуры	$R_{s,ser}$, МПа	R_s, МПа	R_{sc}, МПа	R_{sw}, МПа	E_s, МПа
A240	240	210	210	170	200000
A400	400	350	350	280	
A500	500	435	435(400)	300	
B500	500	435	415(380)	300	
B_p500	500	415	390(360)	-	

*) $R_{s,ser}$ – нормативные значения сопротивления растяжению и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы;

R_s – расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой группы;

R_{sc} – расчетные значения сопротивления арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

R_{sw} – расчетные значения сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) растяжению для предельных состояний первой группы;

E_s – значения модуля упругости арматуры.

Значения R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременные нагрузки.

Список литературы

Учебники

1. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит, спец. вузов/ В.М.Бондаренко, Р.О.Бакиров, В.Г.Назаренко, В.И.Римшин; Под ред. В.М.Бондаренко - 5-е изд. стер. - М: Высш. шк.2008. —887 с.
2. Железобетонные конструкции: учебник. Ч.1/О.Г. Кумпяк, [и др.]; Под ред. О.Г. Кумпяка. - М.: АСВ, 2003. - 280с.
3. Байков В.Н.,Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. Учеб. для вузов/ 5-е изд. перераб. и доп. — М.; Стройиздат, 1991. —767 с.
4. Еременок П.Л., Еременок И.П. Каменные а армокаменные конструкции: Учебник для вузов. -Киев.: Вища. школа. Головное изд.-во,1981. —224 с.

Нормативная литература

5. Российская Федерация. Законы. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений : Федеральный закон № 384-ФЗ : принят Государственной Думой 23 декабря 2009 года : одобрен Советом Федерации 25 декабря 2009 года. — Москва, 2009.
6. СП 15.13330.2020. Каменные и армокаменные конструкции : актуализированная редакция СНиП II-22-81* : утвержден приказом Минстроя России от 30 декабря 2020 г. № 902/пр : введен в действие с 1 июля 2021 г. — Москва : Минстрой России, 2020. — (С изменением № 1 от 2023 г.).
7. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия : актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : утвержден приказом Минстроя России от 3 декабря 2016 г. № 891/пр : введен в действие с 4 июня 2017 г. — Москва : Минстрой России, 2016. — (С изменениями № 1–6).
8. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений : актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* : утвержден приказом Минстроя России от 16 декабря 2016 г. № 970/пр : введен в действие с 17 июня 2017 г. — Москва : Минстрой России, 2016. — (С изменением № 5).
9. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 : утвержден приказом Минстроя России от 19 декабря 2018 г. № 832/пр : введен в действие с 20 июня 2019 г. — Москва : Минстрой России, 2018.

10. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) / ЦНИИ Промзданий, НИИЖБ. — Москва : ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. — 214 с.

11. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52.102-2004) / ЦНИИ Промзданий, НИИЖБ. — Москва : ОАО «ЦНИИПромзданий», 2005. — 52 с.

Научные, учебные и учебно-методические пособия

12. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие /А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П.Полищук, А.В.Харченко, И.В. Руденко; Под ред. А.Б. Голышева. - 2-е изд., перераб. и доп. - Киев: Будивельник, 1990. - 544с. (Б-ка проектировщика).

13. Бедов А.И. Проектирование каменных и армокаменных конструкций: Учеб. пособие для студ. вуз. /А.И. Бедов, Т.А. Щепетьева. - М.: АСВ, 2003.-240с.

14. Заикин А.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажных промышленных зданий (примеры расчета): [Текст]: учебное пособие для студентов вузов/А.И. Заикин. - М: АСВ, 2003. - 200с.

15. Заикин А.И. Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий: Учебное пособие/А.И. Заикин. - М.: АСВ, 2004. - 272с.

16. Кузнецов В.С. Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций. Курсовое и дипломное проектирование: Учеб. Пособие/В.С. Кузнецов. - М: АСВ, 2000. - 128с: рис., табл. - 40.05.

17. Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций: Учебное пособие/А.И. Бедов, В.Н. Шпанова, А.Ю. Родина, Т.В. Фролова. - М.: АСВ, 2004. - 176с.

18. Проектирование железобетонных, каменных и армокаменных конструкций: Учебное пособие. - М.: АСВ, 2001. - 170с: ISBN 5-93093-084- 8: 66.00.

19. Сильванович Т.Г. Альбом схем и справочных таблиц по курсу «Железобетонные и каменные конструкции»: учебное пособие для студентов вузов. Ч.1/Т.Г. Сильванович. -М.: Издательство АСВ, 2003. - 168с

20. Сперанский И.М. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебное пособие/ И.М. Сперанский, С.Г. Сташевская, СВ. Бондаренко. - М:

Высшая школа, 1989. – 176 с.

21. Полищук В.П, Черняева Р.П. Проектирование междуэтажных перекрытий: Учебное пособие. - Тула: ТПИ, 1984. - 104 с.

22. Полищук В.П, Черняева Р.П. Проектирование железобетонных конструкций производственных зданий: Учебное пособие. - Учеб. пособие – 2-е изд., перераб. и доп. - Юго-Зап. гос. ун-т. Курск . 2013. 116 с. Библиогр.

23. Черняева Р.П. Статический расчет железобетонных балок по методу предельного равновесия:учеб. пособие/Р.П.Черняева, В.П.Полищук; Юго-Зап. гос. ун-т. Курск,2011.72с.

24. Меркулов С.И., Дворников В.М. Проектирование железобетонных конструкций: учеб. пособие/ С.И.Меркулов,В.М.Дворников; Курск, гос. техн. ун-т. Курск, 2005. - 216 с: ил.

25. Меркулов С.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажных зданий: учеб. пособие, СИ. Меркулов, А.М. Крыгина; Курск, гос. техн. ун-т. Курск, 2007. - 206 с: ил.

26. Статический расчет конструкций на ЭВМ: Методические указания по подготовке данных для курсового проекта № 2/ КурскГТУ; Сост.: В.П.Полищук, А.М.Крыгина.