

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

«СЕВЕРО-КАВКАЗСКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬСТВО И УПРАВЛЕНИЕ НЕДВИЖИМОСТЬЮ»



С. Х. Байрамуков
З. Н. Долаева

РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Учебно-методическое пособие
для обучающихся по направлению подготовки
08.03.01 Строительство

Черкесск
2025

УДК 624.073.5 624.07; 624.073.11
ББК 38.539
Б 18

Рекомендовано к изданию редакционно-издательским советом СКГА.
Протокол № 27 от «07» ноября 2024 г.

Рецензенты:

Боровков А. В. – к.э.н., заведующий кафедрой «Строительство, транспорт, машиностроение и энергетика», Невинномысский государственный гуманитарно-технический институт

Мекеров Б. А. – к.т.н., доцент кафедры «Строительство и управление недвижимостью», СКГА

Б 18 Байрамуков, С. Х. Расчет и проектирование железобетонных конструкций зданий и сооружений: учебно-методическое пособие для обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 Строительство / С. Х. Байрамуков, З. Н. Долаева. – Черкесск: БИЦ СКГА, 2025. – 160 с.

Учебно-методическое пособие по освоению дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» предназначены для обучающихся направления подготовки 08.03.01 Строительство, направленность (профиль) «Промышленное и гражданское строительство».

Учебно-методическое пособие по освоению дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» составлены на основании федерального государственного образовательного стандарта высшего образования по направлению подготовки 08.03.01 Строительство.

**УДК 624.073.5; 624.07; 624.073.11
ББК 38.539**

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	5
1 Материалы для обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. Диаграммы состояния арматуры и бетоны.....	7
1.1 Бетон	7
1.2 Арматура	9
1.3 Диаграммы состояния бетона и арматуры.....	11
2 Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы	15
2.1 Расчет по прочности железобетонных элементов без предварительного напряжения на действие изгибающих моментов и продольных сил.....	15
2.1.1 Расчет по прочности нормальных сечений по предельным усилиям.....	15
2.1.2 Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения	16
2.1.3 Расчет изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечения ...	20
2.1.4 Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели	24
2.1.5 Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил.....	29
2.2 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по прочности	52
2.2.1 Предварительные напряжения арматуры. Потери предварительного напряжения.....	53
2.2.2 Расчет предварительно напряженных элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям .	63
2.2.3 Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия	75
2.2.4 Расчет нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели.....	80
2.2.5 Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил.....	84
3 Общие положения и исходные данные курсового проекта	107
3.1 Структура и содержание курсового проекта.....	107
4 Расчет элементов монолитного перекрытия	115
4.1 Расчет монолитной плиты перекрытия	115
4.1.1 Расчет монолитной плиты по нормальным сечениям	117
4.1.2 Расчет монолитной плиты по наклонным сечениям.....	119
4.2 Расчет монолитной второстепенной балки.....	120
4.2.1 Расчет прочности нормального сечения	122
4.2.2 Расчет прочности наклонного сечения балки.....	125
5 Расчет многпустотной плиты покрытия	126
5.1 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы	127
5.2 Расчет по прочности при действии поперечной силы.....	129
5.3 Расчет плиты по предельным состояниям второй группы	129
5.4 Потери предварительного напряжения	130

5.5 Расчет прогибов плиты при отсутствии трещин в растянутой зоне	132
6 Расчет многопустотной плиты перекрытия.....	134
6.1 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы	135
6.2 Расчет по прочности при действии поперечной силы.....	137
6.3 Расчет плиты по предельным состояниям второй группы	138
6.4 Потери предварительного напряжения	139
6.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси	140
6.6 Расчет прогибов плиты при наличии трещин в растянутой зоне.....	142
Литература	145
Приложения	147

ВВЕДЕНИЕ

Одной из основных задач капитального строительства является возрастание эффективности строительного производства. Для этого, в частности, требуется существенное повышение качества проектных решений железобетонных конструкций.

Совершенствование железобетонных конструкций и конструктивных решений в числе прочих факторов зависит от создания и внедрения новых методов расчета, обеспечивающих необходимую надежность и позволяющих получить максимальную экономию материалов. При этом важная роль принадлежит реализации положений новых норм по проектированию железобетонных конструкций, которые отражают достижения отечественной науки и практики проектирования железобетонных конструкций.

Настоящее учебное пособие разработано с учетом положений новых, действующих СНиП 52-01-2003, СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры», СП 52-102-04 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции», СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции.

В учебно-методическом пособии приведены указания по расчету железобетонных конструкций с предварительным напряжением и без нее, а также по их проектированию и примеры расчета наиболее типичных случаев.

Учебное пособие может быть использовано как для расчета предварительно напряженных конструкций, так и конструкций без предварительного напряжения арматуры.

Единицы физических величин, приведенные в учебном пособии:

- силы выражены в ньютонах (Н) или килоньютонах (кН);
- линейные размеры – в мм (для сечений) или в м (для элементов или их участков), см для расчетов;
- напряжения, сопротивления, модули упругости и деформации – в мегапаскалях (МПа);
- распределенные нагрузки – в кН/м или Н/мм. Поскольку $1\text{ МПа} = 1\text{ Н/мм}^2 = 0,1\text{ кН/см}^2$, при использовании в примерах расчета формул, включающих величины в МПа (напряжения, сопротивления, и т.п.), остальные величины приводятся в Н, кН и мм (мм^2), см (см^2).

В таблицах нормативные и расчетные сопротивления и модули упругости материалов приведены в МПа и в кгс/см^2 .

Общие рекомендации и основные расчетные требования

Рекомендации, приведенные в настоящем пособии, распространяются на проектирование:

- бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений, выполняемых из тяжелого бетона классов по прочности на сжатие от В10 до В60 без предварительного напряжения арматуры и эксплуатируемых при систематическом воздействии температур не выше 50°C и не ниже минус

40°C в среде с неагрессивной степенью воздействия при статическом действии нагрузки;

- предварительно напряженных железобетонных изгибаемых элементов, выполненных из тяжелого бетона классов по прочности на сжатие от В20 до В60 с натяжением арматуры до твердения бетона (на упоры), эксплуатируемых при систематическом воздействии температуры не выше 50°C и не ниже минус 40°C в среде с неагрессивной степенью воздействия при статическом действии нагрузки.

При проектировании обычных (без предварительного напряжения) и предварительно напряженных железобетонных конструкций должны выполняться технологические требования при изготовлении конструкций, а также должны быть обеспечены условия для надлежащей эксплуатации зданий и сооружений, с учетом требований по экологии, согласно соответствующим нормативным документам.

Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается как средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки в зависимости от района строительства согласно СНиП 23-01-99. Расчетные технологические температуры устанавливаются заданием на проектирование.

Расчеты обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций следует производить по предельным состояниям, включающим:

- предельные состояния первой группы (по полной непригодности к эксплуатации вследствие потери несущей способности);
- предельные состояния второй группы (по непригодности к нормальной эксплуатации вследствие образования или чрезмерного раскрытия трещин, появления недопустимых деформаций и др.).

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают расчет по прочности.

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают расчеты по раскрытию трещин и по деформациям.

Расчет по предельным состояниям конструкций в целом, а также отдельных ее элементов следует, как правило, производить для всех стадий - изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации; при этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям.

Расчеты обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций необходимо, как правило, производить с учетом возможного образования трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре.

Определение усилий и деформаций от различных воздействий в конструкциях и в образуемых ими системах зданий и сооружений следует производить по методам строительной механики, как правило, с учетом физической и геометрической нелинейности работы конструкций.

При проектировании обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций надежность конструкций устанавливают расчетом путем использования расчетных значений нагрузок и воздействий, расчетных значений характеристик материалов, определяемых с помощью

соответствующих частных коэффициентов надежности по нормативным значениям этих характеристик с учетом степени ответственности зданий и сооружений.

Нормативные значения нагрузок и воздействий, коэффициентов сочетаний, коэффициентов надежности по нагрузке, коэффициентов надежности по назначению конструкций, а также подразделение нагрузок на постоянные и временные (длительные и кратковременные) принимают согласно СНиП 2.01.07-85*.

При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от всех элементов следует принимать с коэффициентом динамичности, равным: 1,60 - при транспортировании, 1,40 - при подъеме и монтаже. В этом случае учитывается также коэффициент надежности по нагрузке.

Допускается принимать более низкие, обоснованные в установленном порядке, значения коэффициентов динамичности, но не ниже 1,25.

Класс бетона, в котором расположена напрягаемая арматура без анкеров, следует принимать не ниже, указанного в табл. 1 приложения.

Передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона.

1 Материалы для обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций. Диаграммы состояния арматуры и бетоны.

1.1 Бетон

Для обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций следует предусматривать бетон следующих классов и марок:

– классов по прочности на сжатие:

B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60.

– марок по морозостойкости:

F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500.

– марок по водонепроницаемости:

W2; W4; W6; W8; W10; W12.

Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие, назначают при проектировании, исходя из реальных сроков загрузки конструкций проектными нагрузками. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливают в возрасте 28 суток.

Марку бетона по морозостойкости назначают для конструкций, подвергаемых попеременному замораживанию и оттаиванию, в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, режима их эксплуатации и условий окружающей среды.

Марку бетона по водонепроницаемости назначают для конструкций, к которым предъявляются требования ограничения водонепроницаемости (резервуары, подземные конструкции и т.п.) по специальным указаниям.

Основными прочностными характеристиками бетона являются нормативные значения: сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) $R_{b,n}$; сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$.

Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ в зависимости от класса бетона приведены в табл. 3 приложения.

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} определяются делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по бетону, принимаемые равными: при сжатии $\gamma_b = 1,3$; при растяжении $\gamma_{bt} = 1,5$.

Значения коэффициента надежности по бетону при сжатии γ_b принимают равными: 1,3 - для предельных состояний по несущей способности (первая группа); 1,0 - для предельных состояний по эксплуатационной пригодности (вторая группа).

Значения коэффициента надежности по бетону при растяжении γ_{bt} принимают равными: 1,5 - для предельных состояний по несущей способности при назначении класса бетона по прочности на сжатие; 1,3 - для предельных состояний по несущей способности при назначении класса бетона по прочности на осевое растяжение; 1,0 - для предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ принимаются равными нормативными сопротивлениями $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$.

Расчетные значения сопротивления бетона R_b , R_{bt} , $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ в зависимости от их классов по прочности на сжатие приведены в табл. 3, 4 приложения.

При расчете на действие только постоянных и временных длительных нагрузок расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} умножаются на коэффициент условий работы $\gamma_{b1} = 0,9$.

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие В согласно табл. 5 приложения учебного пособия.

При продолжительном действии нагрузки значение начального модуля деформаций бетона определяют по формуле $E_{b,\tau} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr})$, где $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести, принимаемый в зависимости от относительной влажности воздуха и класса бетона согласно табл. 6 приложения. При этом относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СНиП 23-01-99 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Значения коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) допускается принимать $\nu_{b,p} = 0,2$, а модуль сдвига бетона $G = 0,4E_b$.

Значения коэффициента линейной температурной деформации бетона при изменении температур от минус 40 до плюс 50°C принимают $\alpha_{b,t} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Для определения массы железобетонной конструкции плотность тяжелого бетона принимается равной 2400 кг/м^3 . Плотность железобетона при содержании арматуры 3% и менее может приниматься равной 2500 кг/м^3 , а при содержании арматуры более 3% плотность определяется как сумма масс бетона и арматуры на единицу объема железобетонной конструкции.

1.2 Арматура

Для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций следует применять отвечающую требованиям соответствующих государственных стандартов или технических условий арматуру следующих видов: горячекатаную гладкую или периодического профиля диаметром 6-40 мм; термомеханически упрочненную периодического профиля диаметром 6-40 мм; холоднодеформированную периодического профиля диаметром 3-12 мм; арматурные канаты диаметром 6-15 мм.

В железобетонных конструкциях допускается также применять арматуру, упрочненную вытяжкой на предприятиях строительной индустрии.

Для железобетонных конструкций следует предусматривать:

в качестве напрягаемой арматуры:

- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600, А800, А1000;

- холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500;

- канатную 7- и 19- проволочную классов К1400 и К1500;

- упрочненную вытяжкой периодического профиля класса А540;

в качестве ненапрягаемой арматуры:

- горячекатаную гладкую класса А240;

- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А300, А400, А500;

- холоднодеформированную периодического профиля класса В500, В500С в сварных каркасах и сетках.

Арматуру классов А540, А600, А800 и А1000 можно применять в качестве ненапрягаемой вместе с напрягаемой арматурой тех же классов, а также в конструкциях без предварительного напряжения арматуры.

Применяемая в железобетонных конструкциях арматура имеет предел текучести:

- физический (классов А240, А300, А400, А500).

- условный, равный величине напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2% (классов А600, А800, А1000, Вр1200 – Вр1500, К1400, К1500).

Упрочненная вытяжкой арматура класса А540 и холоднодеформированная класса В500 по особенностям расчета условно отнесены к арматуре, имеющей физический предел текучести.

В конструкциях, эксплуатируемых на открытом воздухе или в неотапливаемых зданиях в районах с расчетной зимней температурой ниже минус 30°C не допускается применение арматуры класса А600 марки стали

80С (диаметром 10-18 мм), класса А300 марки стали Ст5пс (диаметром 18-40 мм) и класса А240 марки стали Ст3кп.

Эти виды арматуры можно применять в конструкциях отапливаемых зданий, расположенных в указанных районах, если в стадии возведения несущая способность конструкций будет обеспечена исходя из расчетного сопротивления арматуры с понижающим коэффициентом 0,7 к расчетной нагрузке с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Прочие виды и классы арматуры можно применять без ограничения.

Для монтажных петель элементов сборных железобетонных конструкций следует применять горячекатаную арматурную сталь класса А240 марок Ст3сп и Ст3пс и класса А300 марки 10ГТ.

Основной прочностной характеристикой арматуры является нормативное значение сопротивления растяжению $R_{s,n}$, равное наименьшему значению физического или условного предела текучести и принимаемое в зависимости от класса арматуры по табл. 8 приложения.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой группы R_s определяют по формуле $R_s = R_{s,n} / \gamma_s$, где γ_s - коэффициент надежности по арматуре, принимаемый равным:

- 1,1 - для арматуры классов А240, А300, А400;
- 1,15 - для арматуры классов А500, А600, А800;
- 1,2 - для арматуры классов А540, А1000, В500, Вр1200, Вр1500, К1400 и К1500.

Расчетные значения R_s приведены в табл. 9 приложения. При этом значения $R_{s,n}$ приняты равными наименьшим контролируемым значениям по соответствующим ГОСТ.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ принимают равными соответствующим нормативным сопротивлениям $R_{s,n}$.

Расчетные значения сопротивления арматуры сжатию R_{sc} принимаются равными расчетным значениям сопротивления арматуры растяжению R_s , но не более 400 МПа, при этом для арматуры класса В500 $R_{sc} = 360$ МПа.

Расчетные значения R_{sc} приведены в табл. 9 приложения.

При расчете конструкции на действие только постоянных и длительных нагрузок, когда расчетное сопротивление бетона сжатию R_b принимается с учетом коэффициента $\gamma_{b1} = 0,9$ расчетное сопротивление арматуры сжатию R_{sc} допускается принимать не более 500 МПа (5100 кгс/см²), при этом для арматуры класса А600 принимается $R_{sc} = 470$ МПа (4800 кгс/см²).

Во всех случаях для арматуры класса А540 принимается $R_{sc} = 200$ МПа (2030 кгс/см²).

Расчетное сопротивление растяжению ненапрягаемой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw} снижают по сравнению с R_s путем умножения на коэффициент условий работы $\gamma_{s1} = 0,8$, но принимают не более 300 МПа. Расчетные значения R_{sw} приведены в табл. 9 приложения.

При расположении стержней арматуры классов Вр1200-Вр1500 попарно вплотную без зазоров расчетное сопротивление растяжению R_s умножается на коэффициент условий работы $\gamma_{s2} = 0,85$.

Основными деформационными характеристиками арматуры являются значения: относительных деформаций удлинения арматуры ε_{so} при достижении напряжениями расчетного сопротивления R_s ; модуля упругости арматуры E_s .

Значения относительных деформаций арматуры ε_{so} определяют, как упругие при значении сопротивления арматуры ($\varepsilon_{so} = R_s / E_s$).

Значение модуля упругости арматуры всех видов, кроме канатной, принимается равным $E_s = 200000$ МПа (2000000 кгс/см²), а для канатной арматуры классов К1400 и К1500 - $E_s = 180000$ МПа (1800000 кгс/см²).

1.3 Диаграммы состояния бетона и арматуры

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают трехлинейную и двухлинейную диаграммы (рис. 1.1, а, б).

Диаграммы состояния бетона используют при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели.

При трехлинейной диаграмме (рис. 1.1, а) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций укорочения бетона ε_b определяют по формулам:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1} \rightarrow \sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b;$$

$$\text{при } \varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0} \rightarrow \sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] R_b;$$

$$\text{при } \varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2} \rightarrow \sigma_b = R_b.$$

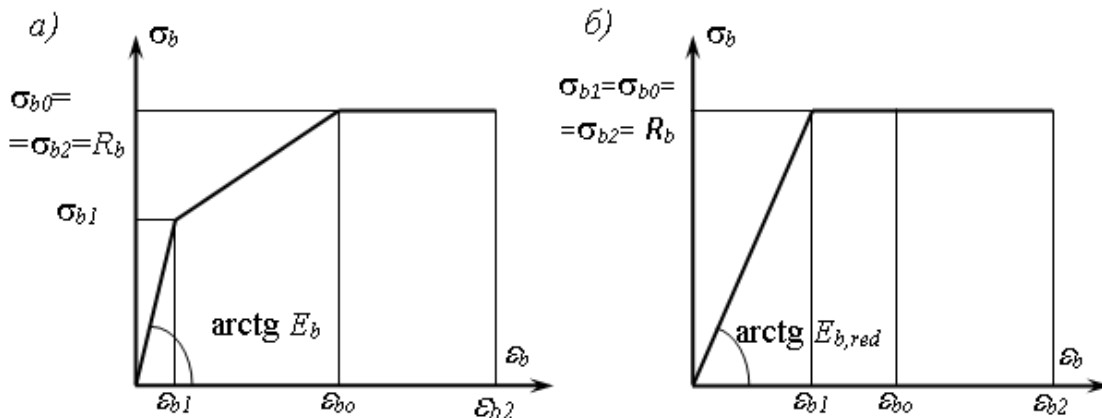


Рисунок 1.1 - Диаграммы состояния сжатого бетона: а - трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона; б - двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

Значения напряжений σ_{b1} принимают: $\sigma_{b1} = 0,6R_b$, а значения относительных деформаций ε_{b1} принимают: $\varepsilon_{b1} = \sigma_{b1} / E_b$.

Значения относительных деформаций ε_{b2} принимают:

– при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b2} = 0,0035$;

– при продолжительном действии нагрузки - по табл. 7 приложения.

При двухлинейной диаграмме (рис. 1.1, б) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций ε_b определяют по формулам:

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1} \rightarrow \sigma_b = E_{b,red} \cdot \varepsilon_b$, где $\varepsilon_{b1} = R_b / E_{b,red}$;

при $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2} \rightarrow \sigma_b = R_b$.

Значения приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$ принимают:
 $E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red}$.

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{b1,red}$ принимают:

– при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$;

– при продолжительном действии нагрузки - по табл. 7 приложения.

Растягивающие напряжения бетона σ_{bt} в зависимости от относительных деформаций ε_{bt} определяют по приведенным выше диаграммам (рис. 1.1). При этом расчетные значения сопротивления бетона сжатию R_b заменяют на расчетные значения сопротивления бетона растяжению R_{bt} , значения начального модуля упругости E_{bt} определяют при сжатии и растяжении принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие **B** согласно таблице 5 приложения учебного пособия.

При продолжительном действии нагрузки значения начального модуля деформаций бетона определяют по формуле $E_{b,\tau} = E_b / (1 + \varphi_{b,cr})$, где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести, принимаемый по табл. 6 приложения.

Значения относительной деформации ε_{bto} принимают:

– $\varepsilon_{b0} = 0,002$ - при осевом сжатии;

– $\varepsilon_{bto} = 0,0001$ – при осевом растяжении, при продолжительном действии нагрузки – по табл. 7 приложения в зависимости от относительной влажности окружающей среды.

Значения относительной деформации ε_{bt2} принимают при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{bt2} = 0,00015$, при продолжительном действии нагрузки по табл. 7 приложения. Для двухлинейной диаграммы принимают $\varepsilon_{bt1,red} = 0,00008$ - при непродолжительном действии нагрузки, а при продолжительном по табл. 7 приложения; значения $E_{bt,red}$ определяют по формуле $E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red}$, подставляя в нее R_{bt} и $\varepsilon_{bt1,red}$.

При расчете прочности железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатой зоны бетона используют диаграммы состояния сжатого бетона, приведенные на рис. 1.1 с деформационными характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки. При этом в качестве наиболее простой используют двухлинейную диаграмму состояния бетона.

При расчете образования трещин в железобетонных конструкциях по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния сжатого и растянутого бетона используют трехлинейную диаграмму состояния бетона с деформационными

характеристиками, отвечающими непродолжительному действию нагрузки. Двухлинейную диаграмму как наиболее простую используют для определения напряженно-деформированного состояния растянутого бетона при упругой работе сжатого бетона.

При расчете деформаций железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели при отсутствии трещин для определения напряженно-деформированного состояния в сжатом и растянутом бетоне используют трехлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки. При наличии трещин для определения напряженно-деформированного состояния сжатого бетона помимо указанной выше диаграммы используют как наиболее простую двухлинейную диаграмму состояния бетона с учетом непродолжительного и продолжительного действия нагрузки.

При расчете раскрытия нормальных трещин по нелинейной деформационной модели для определения напряженно-деформированного состояния в сжатом бетоне используют диаграммы состояния, приведенные на рис. 1.1 с учетом непродолжительного действия нагрузки. При этом в качестве наиболее простой используют двухлинейную диаграмму состояния бетона.

Влияние попеременного замораживания и оттаивания, а также отрицательных температур на деформационные характеристики бетона учитывают коэффициентом условий работы $\gamma_{bt} \leq 1,0$. Для надземных конструкций, подвергаемых атмосферным воздействиям окружающей среды при расчетной температуре наружного воздуха в холодный период минус 40 °С и выше, принимают коэффициент $\gamma_{bt} = 1,0$. В остальных случаях значения коэффициента γ_{bt} принимают в зависимости от назначения конструкций и условий окружающей среды.

Диаграммы состояния арматуры

При расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели в качестве расчетной диаграммы состояния арматуры, устанавливающей связь между напряжениями σ_s и относительными деформациями ε_s арматуры, принимают для:

- арматуры с физическим пределом текучести классов А240-А500, В500 двухлинейную диаграмму (рис. 1.2, а);
- арматуры с условным пределом текучести классов А600-А1000, Вр1200-Вр1500, К1400, К1500 - трехлинейную (рис. 1.2, б).

Диаграммы состояния арматуры при растяжении и сжатии принимают одинаковыми.

Напряжения в арматуре σ_s согласно двухлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций ε_s по формулам:

$$\text{при } 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s0} \rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s E_s;$$

$$\text{при } \varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2} \rightarrow \sigma_s = R_s.$$

Значения относительной деформации ε_{s2} принимают равными 0,025.

Напряжения в арматуре σ_s согласно трехлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций ε_s по формулам:

$$\text{при } 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s1} \rightarrow \sigma_s = \varepsilon_s E_s;$$

$$\text{при } \varepsilon_{s1} < \varepsilon_s < \varepsilon_{s2} \rightarrow \sigma_s = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \cdot \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right] R_s \leq 1,1 R_s .$$

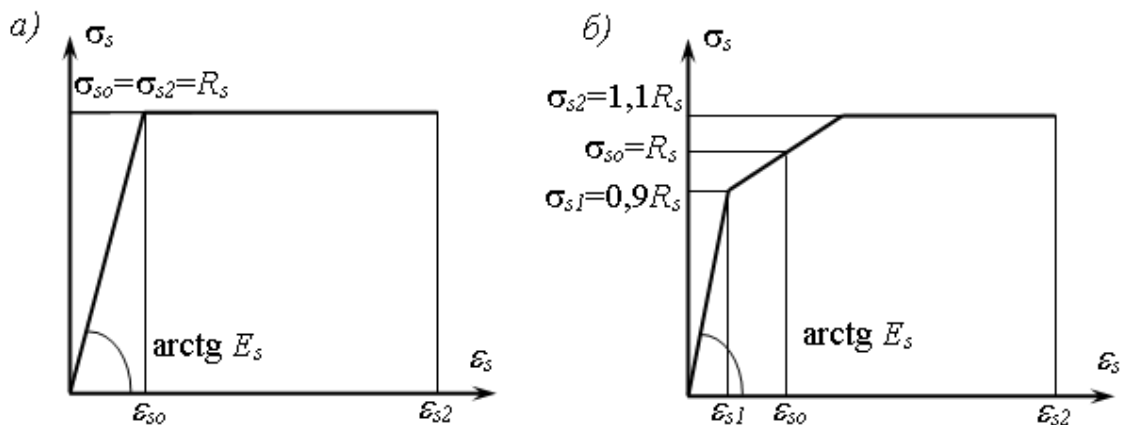


Рис. 1.2 - Диаграммы состояния растянутой арматуры
а - двухлинейная; б – трехлинейная

Значения ε_{s0} , E_s и R_s принимают равными для:

- арматуры с физическим пределом текучести $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s$;
- арматуры с условным пределом текучести $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s + 0,002$.

Значения модуля упругости арматуры E_s принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными: $E_s = 1,8 \cdot 10^5$ МПа - для арматурных канатов (К); $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа - для остальной арматуры (А и В).

Значения напряжений σ_{s1} принимают равными $0,9R_s$, а напряжений σ_{s2} - равными $1,1R_s$.

Значения относительных деформаций ε_{s1} принимают равными $0,9R_s / E_s$, а деформации ε_{s2} - равными $0,015$.

2 Расчет железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы

2.1 Расчет по прочности железобетонных элементов без предварительного напряжения на действие изгибающих моментов и продольных сил

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии изгибающих моментов и продольных сил (внецентренное сжатие или растяжение) следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных элементов следует производить на основе нелинейной деформационной модели, методика расчета которой будет приведена ниже.

Допускается расчет железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии усилий в плоскости симметрии нормальных сечений производить на основе предельных усилий.

При расчете внецентренно сжатых элементов следует учитывать влияние прогиба на их несущую способность, как правило, путем расчета конструкций по деформированной схеме.

Допускается производить расчет конструкций по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $l_0 / i > 14$, влияние прогиба элемента на его прочность, путем умножения начального эксцентриситета e_0 на коэффициент η , определяемый по формуле $\eta = 1 / (1 - N/N_{cr})$, где N_{cr} - условная критическая сила.

Для железобетонных элементов, у которых предельное усилие по прочности оказывается меньше предельного усилия по образованию трещин, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15 % или соответствовать предельному усилию по образованию трещин.

2.1.1 Расчет по прочности нормальных сечений по предельным усилиям

Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, следует определять исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными R_b и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;
- деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;
- растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_s ;
- сжимающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} .

Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x / h_0$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}}, \quad (2.1)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s

$$\varepsilon_{s,el} = R_s / E_s; \quad (2.2)$$

$\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

2.1.2 Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения

Расчет по прочности прямоугольных сечений производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны, определяемой по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}. \quad (2.3)$$

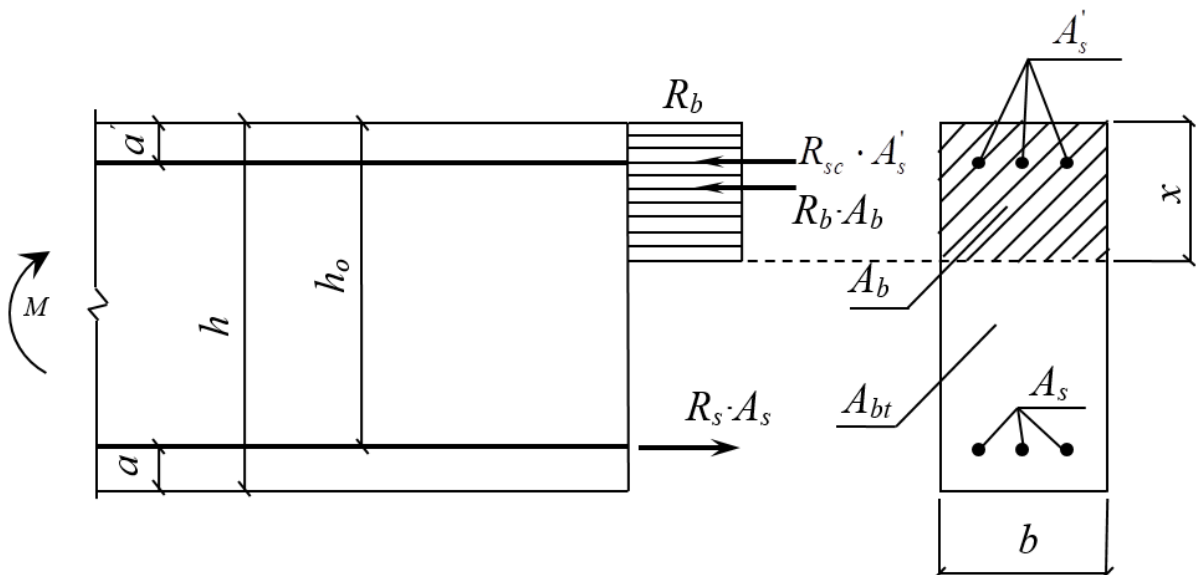


Рисунок 2.1 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ - из условия $M < M_{ult}$,

Значение M_{ult} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (рис. 2.1) определяют по формуле

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.4)$$

б) при $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$ - из условия

$$M < M_{ult} = \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (2.5)$$

где $\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R)$ или по табл.11 приложения.

Правую часть условия (2.5) при необходимости можно несколько увеличить путем замены значения α_R на $(0,7 \alpha_R + 0,3 \alpha_m)$, где $\alpha_m = \xi(1 - 0,5 \xi)$, и принимая здесь ξ не более 1.

Если $x \leq 0$, прочность проверяют из условия

$$M \leq M_{ult} = R_s A_s (h_0 - a') \quad (2.6)$$

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A_s = 0,0$) высота сжатой зоны x меньше $2a'$, проверяется условие (2.6), где вместо a' подставляется $x/2$.

Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\xi \leq \xi_R$. Невыполнение этого условия можно допустить лишь в случаях, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят:

при $x < \xi_R h_0$ из условия

$$M \leq M_{ult} = R_s A_s (h_0 - 0,5x) \quad (2.7)$$

где x — высота сжатой зоны, равная $x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$; ξ_R - по табл.11

приложения;

при $x \geq \xi_R h_0$ из условия

$$M < M_{ult} = \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 \quad (2.8)$$

где $\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R)$ или по табл.11 приложения;

Подбор продольной арматуры производят следующим образом.

Вычисляют значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}.$$

Если $\alpha_m < \alpha_r$ (см. табл. 11 приложения), сжатая арматура по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s. \quad (2.9)$$

Если $a_m > a_r$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

Площади сечения растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2}{R_s(h_o - a')}; \quad (2.10)$$

$$A_s = \xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o / R_s + A'_s, \quad (2.11)$$

где ξ_R и a_r принимают табл. 11 приложения.

Если значение принятой площади сечения сжатой арматуры A'_s значительно превышает значение, вычисленное по формуле (2.10), площадь сечения растянутой арматуры можно несколько уменьшить по сравнению с вычисленной по формуле (2.11), используя формулу

$$A_s = R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s + A'_s \quad (2.12)$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{M - R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a')}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} \geq 0$$

При этом должно выполняться условие $a_m < a_r$ (см. табл. 11 приложения).

Примеры расчета элементов прямоугольного сечения

Пример 1. Дано: сечение размером $b = 300$ мм, $h = 600$ мм; $a = 40$ мм; изгибающий момент с учетом кратковременных нагрузок $M = 200$ кНм; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа); арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = 60 - 4 = 56$ см.

Подбор сечения продольной арматуры.

Вычисляем значение α_m по формуле

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{20000}{0,85 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0,25$$

По табл. 11 приложения находим $a_r = 0,41$. Так как $\alpha_m = 0,25 < a_r$, сжатая арматура по расчету не требуется.

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле

$$A_s = R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s = 0,85 \cdot 30 \cdot 56 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,25}) / 35,5 = 11,78 \text{ см}^2$$

Принимаем по табл. 13 приложения $2\varnothing 25 + 1\varnothing 16$ А400, $A_s = 11,831 \text{ см}^2$.

Пример 2. Дано: сечение размерами $b = 300$ мм, $h = 800$ мм; $a = 70$ мм; растянутая арматура А400 ($R_s = 355$ МПа); площадь ее сечения $A_s = 29,45 \text{ см}^2$ ($6\varnothing 25$); бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); изгибающий момент $M = 550$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o=80-7=73$ см.

Проверку прочности принятого сечения производим по схеме:

Определим значение x :

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{35,5 \cdot 29,45}{1,45 \cdot 30} = 24 \text{ см.}$$

По табл. 11 приложения находим $\xi_R=0,531$.

Так как $\xi=x/h_o=24/73=0,329<\xi_R=0,531$, прочность сечения элемента проверяем по условию (2.7):

$M=550 \text{ кНм} < R_s A_s \cdot (h_o - 0,5x) = 35,5 \cdot 29,45 \cdot (73 - 0,5 \cdot 24) = 637,7 \text{ кНм}$, то есть прочность сечения элемента обеспечена.

Пример 3. Дано: сечение размерами $b=300$ мм, $h=800$ мм; $a=50$ мм; арматура класса А400 $R_s=R_{sc}=355$ МПа; изгибающий момент $M=780$ кНм; бетон класса В15 $R_b=8,5$ МПа.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения элемента $h_o=h-a=80-5=75$ см.

Требуемую площадь продольной арматуры определяем по следующей схеме.

По формуле (2.9) находим значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{780 \cdot 10^2}{0,85 \cdot 30 \cdot 75^2} = 0,544$$

Так как $\alpha_m=0,544>\alpha_r=0,39$ (см. табл. 11 приложения), при заданных размерах сечения и класса бетона необходима сжатая арматура.

Принимая защитный слой сжатой арматуры $a'=30$ мм и $\xi_R=0,531$ (см. табл. 11 приложения), по формулам (2.10) и (2.11) определим необходимую площадь сечений сжатой и растянутой арматуры:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_r \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2}{R_s (h_o - a')} = \frac{780 \cdot 10^2 - 0,39 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 75^2}{35,5 \cdot (75-30)} = 8,63 \text{ см}^2;$$

$$A_s = \xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o / R_s + A'_s = 0,531 \cdot 30 \cdot 75 \cdot 0,85 / 35,5 + 8,63 = 37,24 \text{ см}^2.$$

По табл. 13 приложения принимаем 3Ø20 А400, $A'_s=9,42 \text{ см}^2$; 5Ø32 А400, $A_s=40,21 \text{ см}^2$.

Пример 4. Дано: сечение размерами $b=300$ мм, $h=700$ мм; $a=50$ мм; $a'=30$ мм; бетон класса В30 - $R_b=17$ МПа; арматура А400 - $R_s=R_{sc}=355$ МПа; площадь сечения сжатой арматуры $A_s=9,42 \text{ см}^2$ (3Ø20); изгибающий момент $M=580$ кНм.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o=700-50=650$ мм.

Расчет производим с учетом наличия сжатой арматуры.

Вычисляем значение α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a')}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{580 \cdot 10^2 - 35,5 \cdot 9,42 \cdot (65 - 3)}{1,7 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,173$$

Так как $\alpha_m = 0,173 < \alpha_r = 0,39$ (см. табл. 11 приложения), необходимую площадь растянутой арматуры определяем по формуле (2.12)

$$A_s = R_b \cdot b \cdot h_0 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s + A'_s = 1,7 \cdot 30 \cdot 65 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,173}) / 35,5 + 9,42 = 27,28 \text{ см}^2.$$

По табл. 13 приложения принимаем 3Ø36 А400, $A_s = 30,54 \text{ см}^2$.

Пример 5. Дано: сечение размерами $b=300 \text{ мм}$, $h=700 \text{ мм}$; $a=70 \text{ мм}$; $a'=30 \text{ мм}$; бетон класса В20 - $R_b=11,5 \text{ МПа}$; арматура класса А400 - $R_s=R_{sc}=355 \text{ МПа}$; площадь сечения растянутой арматуры $A_s=48,26 \text{ см}^2$ (6Ø32), сжатой - $A'_s=3,39 \text{ см}^2$ (3Ø12); изгибающий момент $M=630 \text{ кНм}$

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0=70-7=63 \text{ мм}$. Проверку прочности сечения производим в следующем порядке.

По формуле (2.3) определяем высоту сжатой зоны x :

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{35,5 \cdot (48,26 - 3,39)}{1,15 \cdot 30} = 46,17 \text{ см.}$$

По табл. 11 приложения находим $\xi_R=0,531$ и $\alpha_r=0,39$.

Так как $\xi=x/h_0=46,17/63=0,733 > \xi_R=0,531$, прочность сечения проверяем из условия (2.5):

$$M = 630 \text{ кНм} > \alpha_r \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') =$$

$$= 0,39 \cdot 1,15 \cdot 30 \cdot 63^2 + 35,5 \cdot 3,39 \cdot (63 - 3) = 606,2 \text{ кНм, то есть прочность}$$

согласно этому условию не обеспечена. Уточним правую часть условия (2.3) путем замены значения характеристики α_r на $(0,7 \cdot \alpha_r + 0,3 \cdot \alpha_m)$, где $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,733(1 - 0,5 \cdot 0,733) = 0,464$:

$(0,7 \cdot 0,39 + 0,3 \cdot 0,464) \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 630^2 + 355 \cdot 339 \cdot 600 = 636,6 \text{ кНм} > M = 630 \text{ кНм}$, т.е. прочность обеспечена.

2.1.3 Расчет изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечения

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (рис. 2.2, а), т.е. соблюдается условие расчет производят как для прямоугольного сечения шириной b'_f ;

б) если граница проходит в ребре (рис. 2.2, б), т.е. условие (2.13) не соблюдается, расчет производят из условия:

$$M \leq M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h - a'), \quad (2.14)$$

при этом высоту сжатой зоны бетона x определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b}, \quad (2.18)$$

и принимают не более $\xi_R h_o$ (см. табл. 11 приложения).

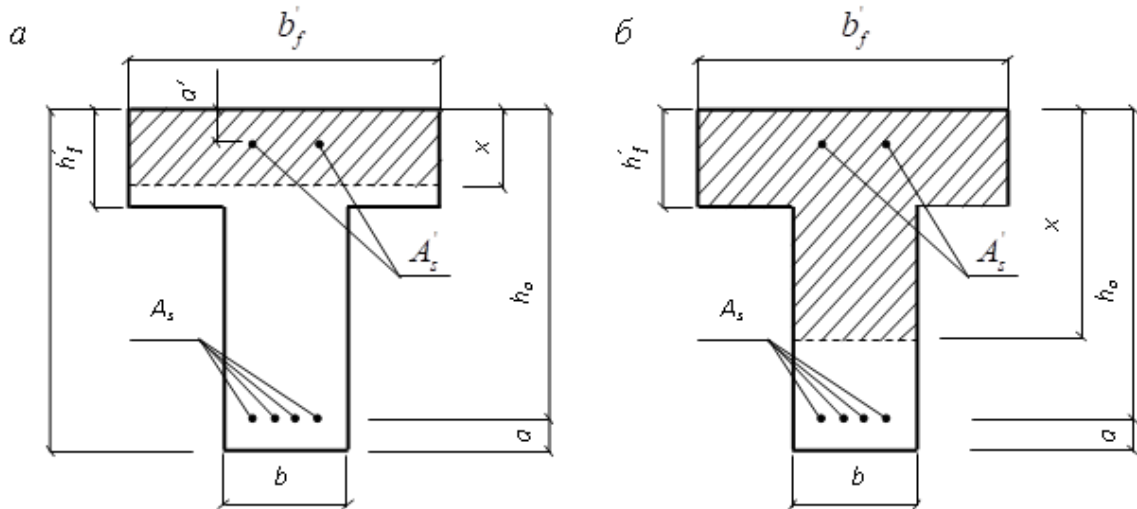


Рисунок 2.2 Положение границы сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента: а - в полке; б - в ребре

$$R_s A_s \leq R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s', \quad (2.13)$$

Если $x > \xi_R h_o$ условие (2.14) можно записать в виде

$$M \leq M_{ult} = \alpha_R R_b b h_o^2 + R_b (b_f' - b) h_f' (h_o - 0,5 h_f') + R_{sc} A_s' (h - a'), \quad (2.19)$$

где α_R - см. табл. 11 приложения.

При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение h_f' равным средней высоте свесов.

Значение b_f' , вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h_f' > 0,1 h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h_f' < 0,1 h - 6 h_f'$;

в) при консольных свесах полки:

при $h_f' \geq 0,1 h - 6 h_f'$;

при $0,05 h \leq h_f' < 0,1 h - 3 h_f'$;

при $h_f' < 0,05 h$ - свесы не учитывают.

Требуемую площадь сечения сжатой арматуры определяют по формуле

$$A_s' = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 - R_b \cdot (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot (h_o - 0,5 h_f')}{R_{sc} \cdot (h_o - a')}, \quad (2.20)$$

где α_R - см. табл. 12 приложения.

При этом должно выполняться условие $h_f' < \xi_R h_o$. В случае, если $h_f' > \xi_R h_o$, площадь сечения сжатой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f'$ по формуле

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2}{R_s (h_o - a')}. \quad (2.21)$$

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяют следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_o - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h - a'), \quad (2.22)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной b'_f .

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$A_s = R_b \cdot b_f \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s. \quad (2.23)$$

Если $a_m > a_r$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

Площади сечения растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам:

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2}{R_s (h_o - a')}; \quad (2.24)$$

$$A_s = \xi_R \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_o / R_s + A'_s, \quad (2.25)$$

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (2.22) не соблюдается, площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) + R_b (b'_f - b) \cdot h'_f + R_{sc} A'_s}{R_s} \quad (2.26)$$

$$\text{где } \alpha_m = \frac{M - R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_o - 0,5h'_f) - R_{sc} \cdot A'_s (h_o - a')}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}. \quad (2.27)$$

При этом должно выполняться условие $a_m < a_r$ (см. табл. 11 приложения).

Значение b'_f вводимое в расчет, принимают аналогично приведенным выше рекомендациям.

Примеры расчета элементов таврового и двутаврового сечения

Пример 6. Дано: сечение размерами $b'_f=1500$ мм, $h'_f=50$ мм, $b=200$ мм, $h=400$ мм; $a=80$ мм; бетон класса В25 ($R_b=14,5$ МПа), арматура класса А400 ($R_s=355$ МПа); изгибающий момент $M=260$ кНм.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = 400 - 80 = 320$ мм.

Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Проверим условие (2.22), принимая $A_s = 0$:

$$M = 260 \text{ кНм} < R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 1,45 \cdot 150 \cdot 5 \cdot (32 - 0,5 \cdot 5) = 320,8 \text{ кНм},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 1500 \text{ мм}$.

Вычисляем значение α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2} = \frac{260 \cdot 10^2}{1,45 \cdot 150 \cdot 32^2} = 0,177 < \alpha_R = 0,39$$

где α_R принимаем по табл. 12 приложения, то есть сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры вычисляем по формуле (2.9)

$$A_s = R_b b h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) / R_s = 1,45 \cdot 150 \cdot 32 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,117}) / 35,5 = 24,46 \text{ см}^2.$$

По табл. 12 приложения принимаем 4Ø28 А400, $A_s = 24,63 \text{ см}^2$.

Пример 7. Дано: сечение размерами $b'_f = 400 \text{ мм}$, $h'_f = 120 \text{ мм}$, $b = 200 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$; $a = 65 \text{ мм}$; бетон класса В15 ($R_b = 8,5 \text{ МПа}$); арматура класса А400 ($R_s = 355 \text{ МПа}$); изгибающий момент $M = 270 \text{ кНм}$.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = 60 - 6,5 = 53,5 \text{ мм}$.

Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Проверим условие (2.22):

$$\text{Так как } M = 270 \text{ кНм} > R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) =$$

$$= 0,85 \cdot 400 \cdot 12 \cdot (53,5 - 0,5 \cdot 12) = 193,8 \text{ кНм}, \text{ граница сжатой зоны проходит в ребре и площадь сечения растянутой арматуры определим по формуле (2.26).}$$

Вычисляем значение α_m при $A'_s = 0$

$$\alpha_m = \frac{M - R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_o - 0,5 h'_f)}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} =$$

$$= \frac{270 \cdot 10^2 - 0,85 \cdot (40 - 20) \cdot 12 \cdot (53,5 - 0,5 \cdot 12)}{0,85 \cdot 20 \cdot 53,5^2} = 0,356 < \alpha_R = 0,39$$

(см. табл. 12 приложения), следовательно, сжатая арматура не требуется.

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_o (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) + R_b (b'_f - b) \cdot h'_f}{R_s} =$$

$$= \frac{0,85 \cdot 20 \cdot 53,5 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,356}) + 0,85 \cdot (40 - 20) \cdot 12}{35,5} = 19,5 \text{ см}^2.$$

По табл. 12 приложения принимаем $4\varnothing 25 \text{ A400}$, ($A_s = 19,64 \text{ см}^2$).

Пример 8. Дано: сечение размерами $b'_f = 400 \text{ мм}$, $h'_f = 100 \text{ мм}$, $b = 200 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$; $a = 70 \text{ мм}$, бетон класса В25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$); растянутая арматура класса А400 ($R_s = 355 \text{ МПа}$); площадь ее сечения $A_s = 1964 \text{ мм}^2$ ($4\varnothing 25$); $A'_s = 0,0$; изгибающий момент $M = 300 \text{ кНм}$.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = 60 - 7 = 53 \text{ мм}$.

Проверку прочности производим принимая $A_s = 0,0$.

Так как $R_s \cdot A_s = 35,5 \cdot 19,64 = 697,22 \text{ кН} > R_b \cdot b'_f \cdot h'_f = 1,45 \cdot 40 \cdot 10 = 580 \text{ кН}$, граница сжатой зоны проходит в ребре, и прочность сечения проверяем из условия (2.14).

Для этого по формуле (2.15) определим высоту сжатой зоны: при этом высоту сжатой зоны бетона x определяют по формуле

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} = \frac{35,5 \cdot 19,64 - 1,45 \cdot (40 - 20) \cdot 10}{1,45 \cdot 20} = 14 \text{ см} <$$

$< \xi_R \cdot h_o = 0,531 \cdot 53 = 28,1 \text{ см}$, (где ξ_R принят из табл. 11 приложения).

$M = 300 \text{ кНм} < R_b b x (h_o - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0,5h'_f) =$
 $= 1,45 \cdot 20 \cdot 14 \cdot (53 - 0,5 \cdot 14) + 1,45 \cdot (40 - 20) \cdot 10 \cdot (53 - 0,5 \cdot 10) = 326 \text{ кНм}$, то есть прочность сечения обеспечена.

2.1.4 Расчет по прочности нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели

При расчете по прочности усилия и деформации в сечении, нормальном к продольной оси элемента, определяют на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элемента, а также следующие положения: распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений); связь между осевыми напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры принимают в виде диаграмм состояния (деформирования) бетона и арматуры (п 1.3 учебного пособия); сопротивление бетона растянутой зоны допускается не учитывать, принимая при $\varepsilon_{bi} \geq 0$ напряжения $\sigma_{bi} = 0$. В конструкциях, которых не допускают трещины расчет по прочности производят с учетом работы растянутого бетона.

Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям определяют с помощью процедуры численного интегрирования напряжений по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение условно разделяют на малые участки: при косом внецентренном сжатии

(растяжении) и косом изгибе - по высоте и ширине сечения; при внецентренном сжатии (растяжении) и изгибе в плоскости оси симметрии поперечного сечения элемента - только по высоте сечения. Напряжения в пределах малых участков принимают равномерно распределенными (усредненными).

При расчете элементов с использованием деформационной модели принимают: значения сжимающей продольной силы, а также сжимающих напряжений и деформаций укорочения бетона и арматуры - со знаком «минус»; значения растягивающей продольной силы, а также растягивающих напряжений и деформаций удлинения бетона и арматуры - со знаком «плюс». Знаки координат центров тяжести арматурных стержней и выделенных участков бетона, а также точки приложения продольной силы принимают в соответствии с назначенной системой координат XOY . В общем случае начало координат этой системы (точка O на рисунке 2.3) располагают в произвольном месте в пределах поперечного сечения элемента.

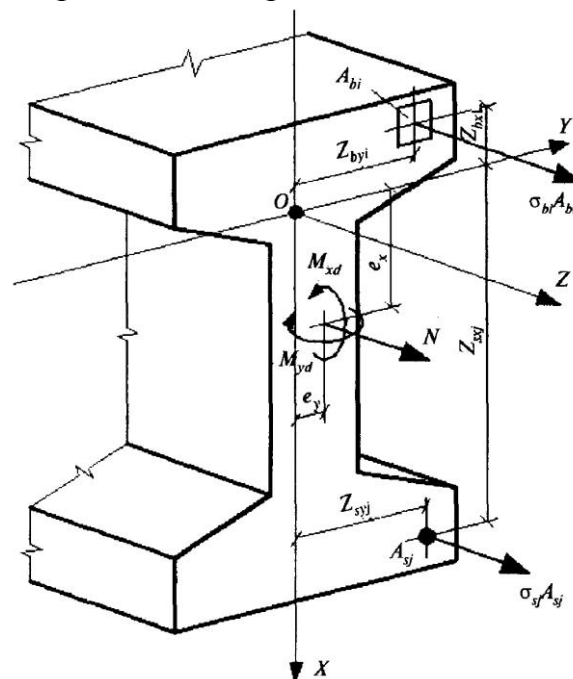


Рисунок 2.3 – Расчетная схема нормального сечения элемента

При расчете нормальных сечений по прочности (рис. 2.3) в общем случае используют:

– уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента:

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxi}; \quad (2.28)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{syi}; \quad (2.29)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj}; \quad (2.30)$$

– уравнения, определяющие распределение деформаций по сечению элемента:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{bxi} + \frac{1}{r_y} Z_{byi} ; \quad (2.31)$$

$$\varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{sxj} + \frac{1}{r_y} Z_{syj} ; \quad (2.32)$$

– зависимости, связывающие напряжения и относительные деформации бетона и арматуры:

$$\sigma_{bi} = E_b v_{bi} \varepsilon_{bi} ; \quad (2.33)$$

$$\sigma_{sj} = E_{sj} v_{sj} \varepsilon_{sj} ; \quad (2.34)$$

В уравнениях (2.28) - (2.34):

M_x, M_y – изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях XOZ и YOZ или параллельно им), определяемые по формулам:

$$M_x = M_{xd} + Ne_x, \quad (2.35)$$

$$M_y = M_{yd} + Ne_y, \quad (2.36)$$

где M_{xd}, M_{yd} – изгибающие моменты в соответствующих плоскостях от внешней нагрузки, определяемые из статического расчета конструкции;

N – продольная сила от внешней нагрузки; e_x, e_y – расстояния от точки приложения силы N до соответствующих выбранных осей; $A_{bi}, Z_{bxi}, Z_{byi}, \sigma_{bi}$ – площадь, координаты центра тяжести i -го участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести; $A_{sj}, Z_{sxj}, Z_{syj}, \sigma_{sj}$ – площадь, координаты центра тяжести j -го стержня арматуры и напряжение в нем; ε_0 – относительная деформация волокна, расположенного на пересечении выбранных осей (в точке O); $\frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y}$ – кривизна продольной оси в рассматриваемом поперечном

сечении элемента в плоскостях действия изгибающих моментов M_x и M_y ; E_b – начальный модуль упругости бетона; E_{sj} – модуль упругости j -го стержня арматуры; v_{bi} – коэффициент упругости бетона i -го участка; v_{sj} – коэффициент упругости j -го стержня арматуры.

Коэффициенты v_{bi} и v_{sj} принимают по соответствующим диаграммам состояния бетона и арматуры, указанным в п.1.3 учебного пособия.

Значения коэффициентов v_{bj} и v_{sj} определяют как соотношение значений напряжений и деформаций для рассматриваемых точек соответствующих диаграмм состояния бетона и арматуры, принятых в расчете, деленное на модуль упругости бетона E_b и арматуры E_s (при двухлинейной диаграмме состояния бетона – на приведенный модуль деформации $E_{b,red}$). При этом используют зависимости «напряжение – деформация» на рассматриваемых участках диаграмм, приведенных в п. 1.3 учебного пособия.

$$v_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \varepsilon_{bi}} ; \quad (2.37)$$

$$v_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_{sj} \varepsilon_{sj}} \quad (2.38)$$

Расчет нормальных сечений железобетонных элементов по прочности производят из условий

$$|\varepsilon_{b,max}| \leq \varepsilon_{b,ult}; \quad (2.39)$$

$$\varepsilon_{s,max} \leq \varepsilon_{s,ult}, \quad (2.40)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ – относительная деформация наиболее сжатого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{s,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого стержня арматуры в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки;

$\varepsilon_{b,ult}$ – предельное значение относительной деформации бетона при сжатии, принимаемое согласно указаниям, приведенных ниже;

$\varepsilon_{s,ult}$ – предельное значение относительной деформации удлинения арматуры, принимаемое согласно указаниям, приведенных ниже.

Для железобетонных элементов, на которые действуют изгибающие моменты двух направлений и продольная сила (рис. 2.3), деформации бетона $\varepsilon_{b,max}$ и арматуры $\varepsilon_{s,max}$ в нормальном сечении произвольной формы определяют из решения системы уравнений (2.41) – (2.43) с использованием уравнений (2.31) и (2.32):

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{12} \frac{1}{r_y} + D_{13} \varepsilon_0; \quad (2.41)$$

$$M_y = D_{12} \frac{1}{r_x} + D_{22} \frac{1}{r_y} + D_{23} \varepsilon_0; \quad (2.42)$$

$$N = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{23} \frac{1}{r_y} + D_{33} \varepsilon_0; \quad (2.43)$$

Жесткостные характеристики D_{ij} ($i, j = 1, 2, 3$) в уравнениях (2.41) – (2.43) определяют по формулам:

$$D_{11} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi}^2 E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj}^2 E_{sj} v_{sj}; \quad (2.44)$$

$$D_{22} = \sum_i A_{bi} Z_{byi}^2 E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj}^2 E_{sj} v_{sj}; \quad (2.45)$$

$$D_{12} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} Z_{byi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} Z_{syj} E_{sj} v_{sj}; \quad (2.46)$$

$$D_{13} = \sum_i A_{bi} Z_{bxi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} E_{sj} v_{sj}; \quad (2.47)$$

$$D_{23} = \sum_i A_{bi} Z_{byi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} Z_{syj} E_{sj} v_{sj}; \quad (2.48)$$

$$D_{33} = \sum_i A_{bi} E_b v_{bi} + \sum_j A_{sj} E_{sj} v_{sj}; \quad (2.49)$$

Обозначения в формулах приведены выше.

Для железобетонных элементов, на которые действуют только изгибающие моменты двух направлений M_x и M_y (косой изгиб), в уравнении (2.43) принимают $N = 0$.

Для внецентренно сжатых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположения оси X в этой плоскости $M_y = 0$ и $D_{12} = D_{22} = D_{23} = 0$. В этом случае уравнения равновесия имеют вид:

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{13} \varepsilon_0; \quad (2.50)$$

$$N = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{33} \varepsilon_0. \quad (2.51)$$

Для изгибаемых в плоскости симметрии поперечного сечения железобетонных элементов и расположения оси X в этой плоскости $N = 0$, $M_y = 0$, $D_{12} = D_{22} = D_{23} = 0$. В этом случае уравнения равновесия имеют вид:

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{13} \varepsilon_0; \quad (2.52)$$

$$0 = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{33} \varepsilon_0. \quad (2.53)$$

Расчет по прочности нормальных сечений внецентренно сжатых бетонных элементов, указанных в 4.1.2а (СП 52-101-2003), производят из условия (2.41), принимая в формулах (2.41) - (2.49) для определения D_{ij} площадь арматуры $A_{sj}=0$.

Для изгибаемых и внецентренно сжатых бетонных элементов, в которых не допускаются трещины, расчет производят с учетом работы растянутого бетона в поперечном сечении элемента из условия

$$\varepsilon_{bt,max} \leq \varepsilon_{bt,ult}, \quad (2.54)$$

где $\varepsilon_{bt,max}$ – относительная деформация наиболее растянутого волокна бетона в нормальном сечении элемента от действия внешней нагрузки, определяемая согласно (2.41) - (2.53);

$\varepsilon_{bt,ult}$ – предельное значение относительной деформации бетона при растяжении, принимаемое согласно указаниям, приведенным ниже.

Предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ ($\varepsilon_{bt,ult}$) принимают при двузначной эпюре деформаций (сжатие и растяжение) в поперечном сечении бетона элемента (изгиб, внецентренное сжатие или растяжение с большими эксцентриситетами) равными ε_{b2} (ε_{bt2}).

При внецентренном сжатии или растяжении элементов и распределении в поперечном сечении бетона элемента деформаций только одного знака предельные значения относительных деформаций бетона $\varepsilon_{b,ult}$ ($\varepsilon_{bt,ult}$) определяют в зависимости от соотношения деформаций бетона на противоположных гранях сечения элемента ε_1 и ε_2 ($|\varepsilon_2| \geq |\varepsilon_1|$) по формулам:

$$\varepsilon_{b,ult} = \varepsilon_{b2} - (\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b0}) \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}; \quad (2.55)$$

$$\varepsilon_{bt,ult} = \varepsilon_{bt2} - (\varepsilon_{bt2} - \varepsilon_{bt0}) \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}; \quad (2.56)$$

где ε_{b0} , ε_{bt0} , ε_{b2} , ε_{bt2} — деформационные параметры расчетных диаграмм состояния бетона пп. 5.1.12, 5.1.18, 5.1.20 (СП 52-101-2003) или п. 1.3 учебного пособия.

Предельное значение относительной деформации арматуры $\varepsilon_{s,ult}$ принимают равным 0,025.

2.1.5 Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил производят на основе модели наклонных сечений.

При расчете по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность элемента по полосе между наклонными сечениями и по наклонному сечению на действие поперечных сил, а также прочность по наклонному сечению на действие момента.

Прочность по наклонной полосе характеризуется максимальным значением поперечной силы, которое может быть воспринято наклонной полосой, находящейся под воздействием сжимающих усилий вдоль полосы и растягивающих усилий от поперечной арматуры, пересекающей наклонную полосу. При этом прочность бетона определяют по сопротивлению бетона осевому сжатию с учетом влияния сложного напряженного состояния в наклонной полосе.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил производят на основе уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции s на продольную ось элемента. Внутренние поперечные силы включают поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, и поперечную силу, воспринимаемую пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом поперечные силы, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям бетона и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции s наклонного сечения.

Расчет по наклонному сечению на действие момента производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции s на продольную ось элемента. Моменты от внутренних сил включают момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение продольной растянутой арматурой, и момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом моменты, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям продольной и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции s наклонного сечения.

2.1.5.1 Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (2.57)$$

где Q - поперечная сила в нормальном сечении элемента;

φ_{b1} - коэффициент, принимаемый равным 0,3.

2.1.5.2 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рис. 2.4) производят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (2.58)$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

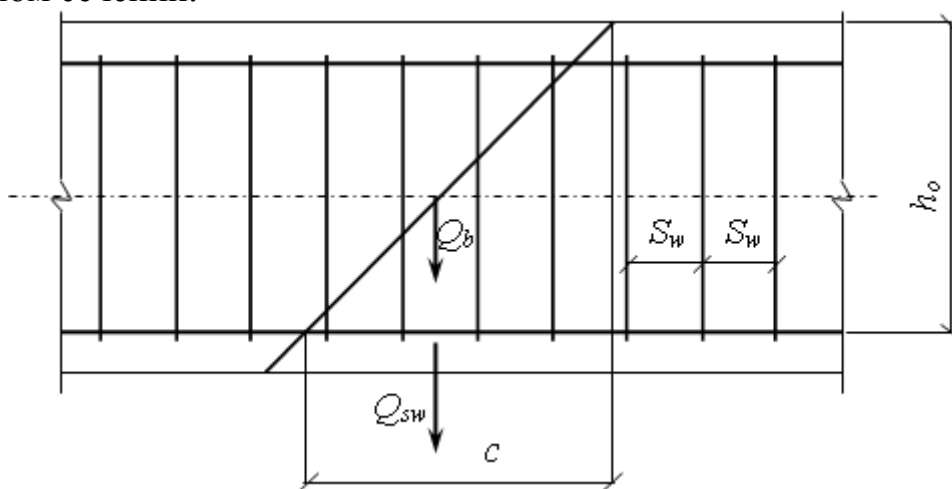


Рисунок 2.4 – Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (2.59)$$

но принимают не более $2,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $0,5 R_{bt} b h_0$;

φ_{b2} - коэффициент, принимаемый равным 1,5. Тогда $M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2$.

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

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c, \quad (2.60)$$

где φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0,75;

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_w}. \quad (2.61)$$

Расчет производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения c . При этом длину c в формуле (2.59) принимают не более $2,0 h_0$.

Хомуты учитывают в расчете, если соблюдается условие $q_{sw} > 0,25 R_{bt} b$.

Можно не выполнять это условие, если принимать $M_b = 6h_o^2 q_{sw}$.

Допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1}, \quad (2.62)$$

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки;

$$Q_{b1} = 0,5 R_{bt} b h_0; \quad (2.63)$$

$$Q_{sw,1} = q_{sw} h_0. \quad (2.64)$$

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1 , вблизи опоры на расстоянии a менее $2,5h_0$ расчет из условия (2.62) производят, умножая значения Q_{b1} , определяемые по формуле (2.63), на коэффициент, равный $2,5 / (a / h_0)$, но принимают значение Q_{b1} не более $2,5 R_{bt} b h_0$.

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1 на расстоянии a менее h_0 расчет из условия (2.62) производят, умножая значение $Q_{sw,1}$ определяемое по формуле (2.64), на коэффициент, равный a/h_0 .

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b. \quad (2.65)$$

Можно учитывать поперечную арматуру и при невыполнении этого условия, если в условии (2.58) принимать

$$Q_b = 4\varphi_{b2} h_0^2 q_{sw} / c.$$

Шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, S_w/h_0 должен быть не больше значения $S_{w,max} / h_0 = R_{bt} b h_0 / Q$.

При отсутствии поперечной арматуры или нарушении указанных выше требований расчет производят из условий (2.58) или (2.62), принимая усилия Q_{sw} или $Q_{sw,1}$ равными нулю. Поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям, приведенным в пп. 8.3.9-8.3.17 СП 52-101-2003.

При проверке условия (2.58) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c , не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $3h_0$

При действии на элемент сосредоточенных сил значения c принимают равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил, а также равными $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw}}}$, но не меньше h_0 , если это значение меньше

расстояния от опоры до 1-го груза. При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки q невыгоднейшее значение c принимают равным $\sqrt{M_b / q_1}$, а если при этом $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1 - 0,5q_{sw} / (R_{bt} b)}$ или

$\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} > 2$, следует принимать $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}}$, где значение q_1 определяют

следующим образом: а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка q , $q_1 = q$;

б) если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке q_v (т.е. когда эпюра моментов M от принятой в расчете нагрузки q_v всегда огибает эпюру M от любой фактической временной нагрузки), $q_1 = q - 0,5 q_v$.

При этом в условии (2.58) значение Q принимают равным $Q_{max} - q_1 c$, где Q_{max} - поперечная сила в опорном сечении.

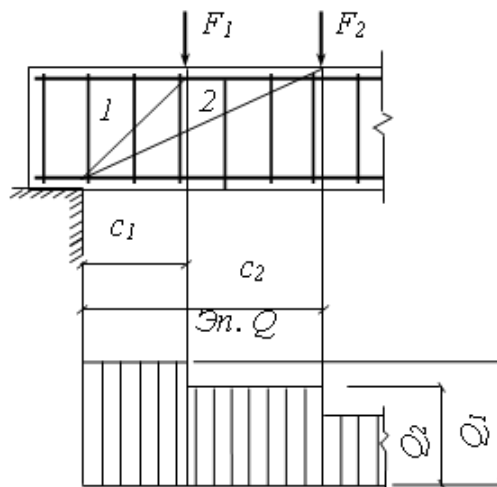


Рисунок 2.5– Расположение расчетных наклонных сечений при сосредоточенных силах: 1 - наклонное сечение проверяемое на действие поперечной силы Q_1 ; 2 – то же, силы Q_2

Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через q_{sw} , определяется следующим образом:

а) при действии на элемент сосредоточенных сил, располагаемых на расстояниях c_i от опоры, для каждого i -го наклонного сечения с длиной проекции c_i не превышающей расстояния до сечения с максимальным изгибающим моментом, значение $q_{sw(i)}$ определяется следующим образом в зависимости от коэффициента $a_i = c_i / h_0$, принимаемого не более 3:

если

$$\varepsilon_i = \frac{Q_i}{R_{bt}bh_o} \leq \varepsilon_{\pi i} = \frac{1,5}{a_i} + 0,1875a_{oi}, \quad q_{sw(i)} = 0,25R_{bt}b \frac{\varepsilon_{\pi i}}{\varepsilon_i} \quad (2.66)$$

если

$$\varepsilon_i > \varepsilon_{\pi i}, \quad q_{sw(i)} = R_{bt}b \frac{\varepsilon_i - 1,5/a_i}{0,75a_{oi}} \quad (2.67)$$

где a_{oi} - меньшее из значений a_i и 2;

Q_i - поперечная сила в i -ом нормальном сечении, расположенном на расстоянии c_i от опоры;

окончательно принимается наибольшее значение q_{sw} ,

б) при действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки q требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется в зависимости от $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1}$ следующим образом: если $Q_{bi} \geq 2M_b/h_o - Q_{max}$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b}; \quad (2.68)$$

если $Q_{bi} < 2M_b/h_o - Q_{max}$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5h_o}; \quad (2.69)$$

при этом, если $Q_{bl} < R_{bt}bh_o$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - 0,5R_{bt}bh_o - 3h_o q_1}{1,5h_o}, \quad (2.70)$$

где $M_b = 1,5R_{bt}bh_o^2$; q_1 - см. выше или п.3.32 СП52-101-2003.

В случае, если полученное значение q_{sw} не удовлетворяет условию (2.65), его следует вычислять по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}/h_o + 8q_1}{1,5h_o} - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}/h_o + 8q_1}{1,5h_o}\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{1,5h_o}\right)^2} \quad (2.71)$$

и принимать не менее $(Q_{max}/h_o - 3q_1)/3,5h_o$.

При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с q_{sw1} до q_{sw2} (например, увеличением шага хомутов) следует проверить условие (2.58) при значениях c , превышающих l_1 - длину участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} (рис. 2.6). При этом значение Q_{sw} принимается равным:

$$\text{если } c < 2h_o + l_1, \rightarrow Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)]; \quad (2.72)$$

$$\text{если } c > 2h_o + l_1, \rightarrow Q_{sw} = 1,5q_{sw2}h_o, \quad (2.73)$$

c_o - длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_o$.

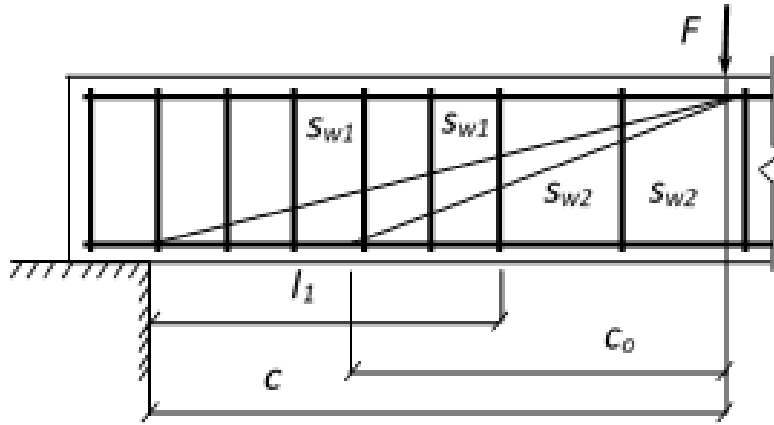


Рисунок 2.6— К расчету наклонных сечений при изменении интенсивности хомутов

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} принимается не менее значения l_1 , определяемого в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2})$ следующим образом:

- если $\Delta q_{sw} < q_1$,

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0,75q_{sw1}c_0 - Q_{max} + q_1c}{\Delta q_{sw}} \quad (2.74)$$

где $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}}$, но не более $3h_o$

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2h_o}{1 - 0,5 \frac{q_{sw1}}{R_{bt}b}}, \quad c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 + 0,75q_{sw2}}}$$

при этом, если $\Delta q_{sw} \geq q_1$

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b,min} + 1,5q_{sw2}h_o)}{q_1} - 2h_o \quad (2.75)$$

Формулы для определения M_b , c_0 , q_1 приведены выше.

$$Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_o$$

Если для значения q_{sw2} не выполняется условие (2.65), длина l_1 вычисляется при скорректированных значениях $M_b = 6h_o^2q_{sw}$ и $Q_{b,min} = 2h_oq_{sw2}$; при этом сумма $(Q_{b,min} + 1,5q_{sw}h_o)$ в формуле (2.75) принимается не менее нескорректированного значения $Q_{b,min}$

Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения:

$$s_{w,max} = R_{bt}bh_o^2 / Q \quad (2.76)$$

Кроме того, хомуты должны отвечать конструктивным требованиям.

а) Элементы переменной высоты с поперечным армированием

Расчет элементов с наклонными на оппорных участках сжатыми или растянутыми гранями производят, принимая в качестве рабочей высоты сечения наибольшее значение h_o в пределах рассматриваемого наклонного сечения (рис. 2.7).

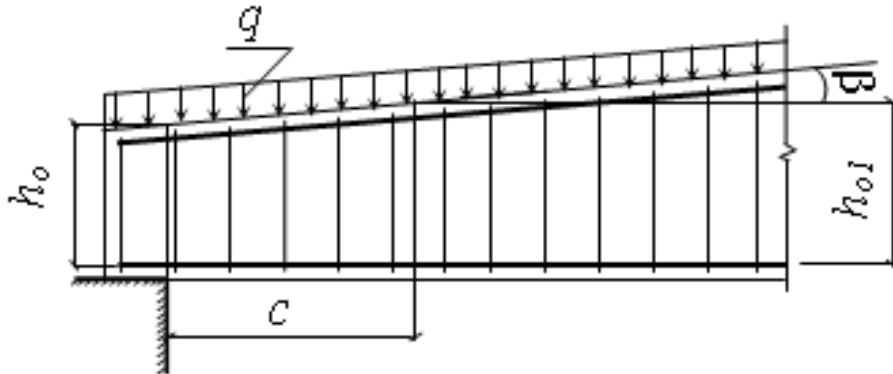


Рисунок 2.7– Балки с переменной высотой сечения

Для балок без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от опоры к пролету, рассчитываемых на действие равномерно распределенной нагрузки q , наклонное сечение проверяют из условия (2.58) при невыгоднейшем значении c , равном

$$c = h_{o1} \sqrt{\frac{1,5}{q_1 / (R_{bt} b) + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta}}, \quad (2.77)$$

при этом, если это значение c меньше $c_{zp} = 2h_{o1} \frac{1 - 2 \operatorname{tg} \beta}{(1 - 2 \operatorname{tg} \beta)^2 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt} b}}$

или,

если $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} > 2(1 - 2 \operatorname{tg} \beta)^2$, то невыгоднейшее значение c равно

$$c = h_{o1} \sqrt{\frac{1,5}{(0,75 q_{sw} + q_1) / (R_{bt} b) + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta}} \quad (2.78)$$

Принятое значение c не должно превышать $3h_o / (1 - 3 \operatorname{tg} \beta)$, а также длину участка балки с постоянным значением β .

где: h_{o1} - рабочая высота опорного сечения балки; $q_1 = q$ - если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка q ; $q_1 = q - 0,5 q_v$ - если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке q_v (т.е. когда эпюра моментов M от принятой в расчете нагрузки q_v всегда огибает эпюру M от любой фактической временной нагрузки); β - угол между сжатой и растянутой гранями балки.

Рабочую высоту принимают равной $h_o = h_{o1} + c \cdot \operatorname{tg} \beta$.

При уменьшении интенсивности хомутов от q_{sw1} у опоры до q_{sw2} в пролете следует проверить условие (2.58) при значениях c , превышающих l_1 - длину участка элемента с интенсивностью хомутов q_{sw1} ; при этом значение

Q_{sw} определяют по формуле $Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_0 - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)]$, если $c < 2h_o + l_1$, либо по формуле $Q_{sw} = 1,5q_{sw2}h_o$, если $c > 2h_o + l_1$, то есть в зависимости от выполнения или невыполнения условия $c = (2h_{o1} + l_1)/(1 - 2tg\beta)$.

При действии на балку сосредоточенных сил, значение c принимают равным расстоянию от опоры до точек приложения этих сил, а также определяют по формуле (2.78) при $q_1 = 0$, если это значение c меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

б) Элементы, армированные отгибами

Проверку прочности наклонного сечения на действие поперечной силы для элемента с отгибами производят из условия (2.57) с добавлением к правой его части значения

$$Q_{s,inc} = 0,75R_{sw}A_{s,inc}\sin\theta \quad (2.79)$$

где $A_{s,inc}$ – площадь сечения отгибов, пересекающих наклонную трещину, расположенную у конца наклонного сечения с длиной проекции равной c , но не более $2h_o$ (рис. 2.8); θ – угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Значения c принимают равным расстояниям от опоры до концов отгибов, а также до мест приложения сосредоточенных сил; кроме того, следует проверить наклонные сечения, заканчивающиеся на расстоянии $2h_o$ от начала предпоследней и последней плоскости отгибов.

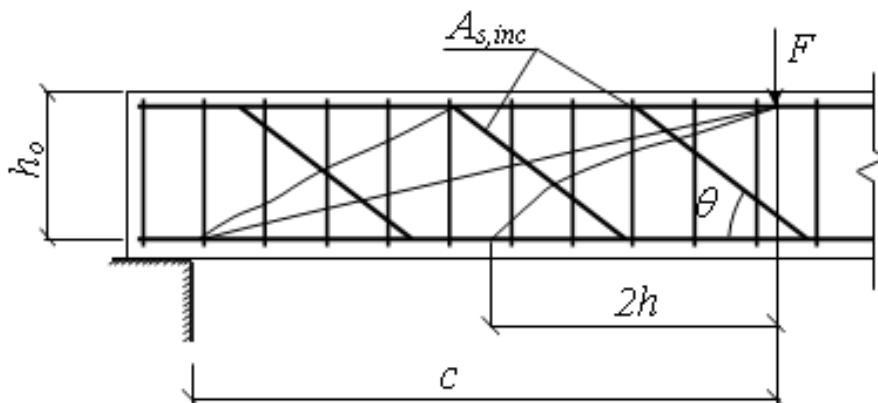


Рисунок 2.8– К определению наиболее опасной наклонной трещины для элементов с отгибами при расчете на действие поперечной силы

Расстояния между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре s_1 также между концом предыдущей и началом последующего отгибов s_2 (рис. 2.9) должно быть не более $R_{bt}bh_o^2 / Q$.

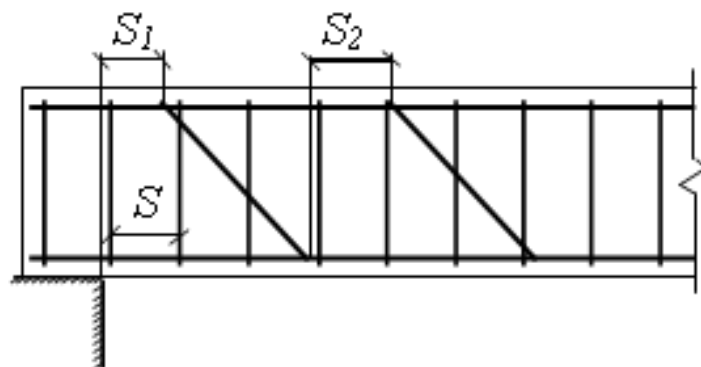


Рисунок 2.9 – Расстояния между хомутами, опорой и отгибами

2.1.5.3 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов (рис. 2.10) производят из условия

$$M \leq M_s + M_{sw}, \quad (2.80)$$

где M - момент в наклонном сечении с длиной проекции c на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка O), противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения; M_s - момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка O); M_{sw} - момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка O).

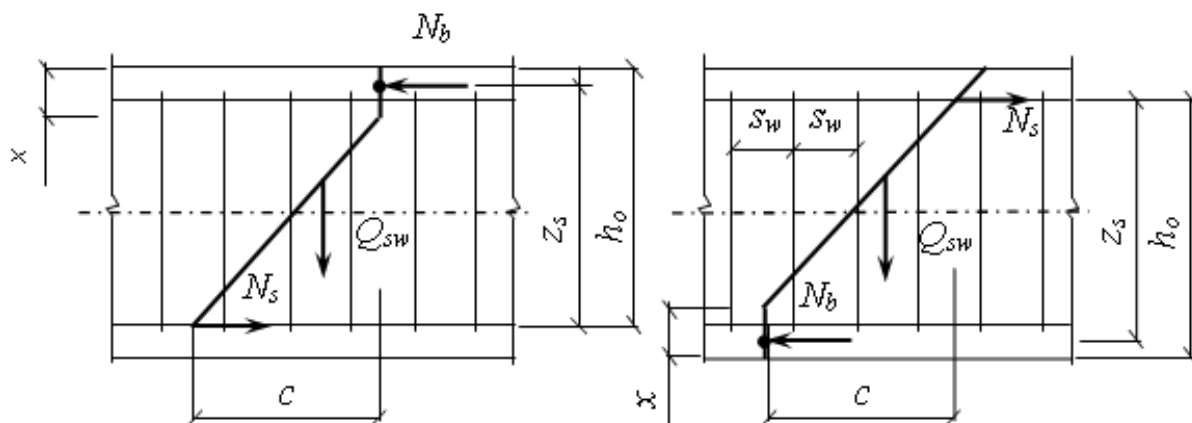


Рисунок 2.10 – Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов

Момент M_s определяют по формуле

$$M_s = N_s z_s, \quad (2.81)$$

где N_s – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным: $R_s A_s$, а в зоне анкеровки – определяемое согласно пп. 8.3.18-8.3.25 СП 52-101-2003;

z_s – плечо внутренней пары сил, определяемое по формуле

$$z = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b},$$

где b – ширина сжатой грани, но при наличии сжатой арматуры принимаемое не менее $h_0 - a'$; допускается также принимать $z_s = 0,9h_0$.

Момент M_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c, \quad (2.82)$$

где Q_{sw} – усилие в поперечной арматуре, принимаемое равным $q_{sw} c$;

q_{sw} – определяют по формуле (2.61), а c принимают в пределах от $1,0 h_0$ до $2,0 h_0$.

Если хомуты в пределах длины c меняют свою интенсивность с q_{sw} у начала наклонного сечения на q_{sw2} , момент M_{sw} определяют по формуле:

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw1} c^2 \cdot 0,5(q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)^2 \quad (2.83)$$

где l_1 – длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} .

Расчет производят для наклонных сечений, расположенных по длине элемента на его концевых участках и в местах обрыва продольной арматуры, при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения c , принимаемой в указанных выше пределах.

Допускается производить расчет наклонных сечений, принимая в условии (2.80) момент M в наклонном сечении при длине проекции c на продольную ось элемента равным $2,0h_0$, а момент $M_{sw} = 0,5q_{sw}h_0^2$.

При отсутствии поперечной арматуры расчет наклонных сечений производят из условия (2.80), принимая момент M в наклонном сечении при длине проекции c на продольную ось элемента равным $2,0 h_0$, а момент $M_{sw} = 0$.

Расчет на действие момента производят для наклонных сечений, расположенных в местах обрыва продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров.

Кроме того, рассчитываются наклонные сечения в местах резкого изменения высоты элемента (например, в подрезках).

При пересечении наклонного сечения с продольной растянутой арматурой, не имеющей анкеров в пределах зоны анкеровки, усилие N_s определяется по формуле:

$$N_s = R_s A_s l_s / l_{an} \quad (2.84)$$

где l_s – расстояние от конца арматуры до точки пересечения с ней наклонного сечения; l_{an} – длина зоны анкеровки, равная $l_{an} = \lambda_{an} d_s$

$$l_{an} = \frac{R_s}{4R_{bond}} \alpha \quad (2.85)$$

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, равное $R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$;

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры и принимаемый равным:

2,5 – для арматуры классов А300, А400, А500;

2,0 – для арматуры класса В500;

1,5 – для арматуры класса А240;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры и принимаемый равным:

1,0 – при диаметре $d_s < 32$ мм,

0,9 – при диаметрах 36 и 40 мм;

α – коэффициент, учитывающий влияние поперечного обжатия бетона и поперечной арматуры и принимаемый равным:

а) для крайних свободных опор,

если $0,25 \leq \sigma_b/R_b \leq 0,75$ принимают 0,75;

если $\sigma_b/R_b < 0,25$ или $\sigma_b/R_b > 0,75$ принимают 1,0,

здесь $\sigma_b = F_{sup}/A_{sup}$;

F_{sup} , A_{sup} – опорная реакция и площадь опирания балки;

при этом если имеется поперечная арматура, охватывающая без приварки продольную арматуру, коэффициент α делится на величину

$1 + \frac{6 \cdot A_{sw}}{\alpha \cdot s}$ (где A_{sw} и s – площадь сечения огибающего хомута и его шаг) и

принимается не менее 0,7;

б) для свободных концов консоли – 1,0.

В любом случае коэффициент λ_{an} принимается не менее 15, а длина зоны анкеровки l_{an} принимается не менее 200 мм.

Для стержней диаметром менее 36 мм значение λ_{an} можно принимать по табл. 21 приложения.

В случае приваривания к продольным растянутым стержням поперечной или распределительной арматуры усилие N_s увеличивается на величину

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt}, \quad (2.86)$$

принимая не более $0,8 R_b d_w^2 n_w$.

где: n_w – количество приваренных стержней по длине l_s ;

φ_w – коэффициент, принимаемый по табл. 22 приложения;

d_w – диаметр припариваемых стержней.

При этом значение N_s принимается не более значения, вычисленного по формуле (2.84) с использованием при определении l_{an} коэффициента, $\alpha = 0,7$.

При устройстве на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т.п., а также при

приварке концов стержней к надежно заанкеренным закладным деталям усилие N_s принимается равным $R_s A_s$.

Для свободно опертых балок невыгоднейшее наклонное сечение начинается от грани опоры и имеет проекцию c , принимаемую не более $2h_o$ и определяемую следующим образом:

а) если на элемент действуют сосредоточенные силы, значения c принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил, а также равным Q_{max}/q_{sw} , если это значение меньше расстояния до 1-го груза;

б) если на элемент действует равномерно распределенная нагрузка q , значение c определяется по формуле:

$$c = \frac{Q_{max}}{q_{sw} + q}, \quad (2.87)$$

здесь q_{sw} – см. формулу (2.61).

Если хомуты в пределах длины c меняют свою интенсивность с q_{sw1} у начала наклонного сечения на q_{sw2} , значение c определяется по формуле (2.87) при уменьшении числителя на $\Delta q_{sw} l_1$ а знаменателя - на Δq_{sw} , (где l_1 - длина участка с интенсивностью q_{sw1} , $\Delta q_{sw} = q_{sw1} - q_{sw2}$)

Для балок с наклонной сжатой гранью при действии равномерно распределенной нагрузки проверяют наклонные сечения со значениями c , равными

$$c = \frac{Q_{max} - N_s \operatorname{tg} \beta}{q_{sw} + q}, \quad c = \frac{Q_{max} - N_s \operatorname{tg} \beta - 4q_{sw} h_o \operatorname{tg} \beta}{q + 4q_{sw} \operatorname{tg}^2 \beta}, \quad (2.88)$$

где h_o – рабочая высота в опорном сечении; β - угол наклона сжатой грани к горизонтали.

При растянутой грани, наклоненной под углом β к горизонтали, в этих формулах значение $\operatorname{tg} \beta$ заменяется на $\sin \beta$.

Для консолей, нагруженных сосредоточенными силами проверяются наклонные сечения, начинающиеся у мест приложения сосредоточенных сил вблизи свободного конца со значениями $c = Q_1/q_{sw}$ (где Q_1 - поперечная сила в начале наклонного сечения), но не более l_1 - расстояния от начала наклонного сечения до опоры. При этом, если $Q_1/q_{sw} > 2h_o$, следует принимать $c = l_1$. Если такие консоли имеют наклонную сжатую грань, значение Q_1/q_{sw} заменяется на $(Q_1 - N_s \operatorname{tg} \beta)/q_{sw}$.

Для консолей, нагруженных только равномерно распределенной нагрузкой q , невыгоднейшее сечение заканчивается в опорном сечении и имеет длину проекции

$$c = \frac{R_s A_s z_s}{l_{an} (q_{sw} + q)}, \quad (2.89)$$

но не более $2h_o$.

В случае, если $c < l - l_{an}$, расчет наклонного сечения можно не производить.

где: A_s – площадь сечения арматуры, доводимой до свободного конца; z_s - плечо внутренней пары сил; l_{an} - длина зоны анкеровки.

При отсутствии поперечной арматуры значение s принимают равным $2h_o$, где h_o - рабочая высота в конце наклонного сечения.

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие момента в элементах постоянной высоты с хомутами продольные растянутые стержни, обрывающиеся в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т.е. за нормальное сечение, в котором внешний момент становится равным предельному моменту M_{ult} без учета обрывающейся арматуры) на длину не менее величины w , определяемой по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s, \quad (2.90)$$

при этом, если $Q/(2q_{sw}) > h_o$

$$w = 2h_o \left(1 - \frac{q_{sw} h_o}{Q}\right) + 5d_s, \quad (2.91)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва;

q_{sw} – по формуле (2.61);

d_s - диаметр обрывающегося стержня.

Для балки с наклонной сжатой гранью при $\operatorname{tg} \beta \leq 0,2$ величина w принимается равной

$$w = ah_o + 5d_s, \quad (2.92)$$

при этом, если $a > 1$,

$$w = h_o(2,2 - 1,2/a) + 5d_s, \quad (2.93)$$

$$\text{где } \alpha = \frac{Q - N_s \operatorname{tg} \beta}{2q_{sw} h_o}$$

β - угол наклона грани к горизонтали.

Для балки с наклонной растянутой гранью w определяется аналогично с заменой $\operatorname{tg} \beta$ на $\sin \beta$.

Для элементов без поперечной арматуры значение w принимают равным $2h_o$.

Примеры расчета наклонных сечений

а) Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил

Пример 9. Дано: ребро ТТ-образной плиты перекрытия с размерами сечения: $h = 350$ мм, $b = 85$ мм; $a = 35$ мм; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа, $R_{bt} = 0,75$ МПа); ребро армировано плоским каркасом с поперечными стержнями из арматуры класса А400 ($R_{sw} = 285$ МПа) диаметром 8 мм ($A_{sw} = 50,3$ мм²) шагом $s_w = 100$ мм; полная равномерно распределенная нагрузка, действующая на ребро, $q = 21,9$ кН/м; временная эквивалентная нагрузка $q_v = 18$ кН/м; поперечная сила на опоре $Q_{max} = 62$ кН.

Требуется проверить прочность наклонных сечений и бетонной полосы между наклонными сечениями.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = h - a = 350 - 35 = 315$ мм.

Проверяем прочность бетонной полосы из условия:

$Q_{max}=62 \text{ кН} < 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 85 \cdot 315 = 68,28 \text{ кН}$, т.е. прочность полосы обеспечена.

Проверяем прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Определяем интенсивность хомутов по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{28,5 \cdot 0,503}{10} = 1,43 \text{ кН/см}$$

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{1,43}{0,075 \cdot 8,5} = 2,24 > 0,25$, т.е. условие выполнено,

хомуты полностью учитываем и значение M_b определяем по формуле

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_o^2 = 1,5 \cdot 0,075 \cdot 8,5 \cdot 31,5^2 = 948,8 \text{ кНсм.}$$

Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения c .

$$q_1 = q - q_v/2 = 21,9 - 18/2 = 12,9 \text{ кН/м} = 0,129 \text{ кН/см.}$$

Поскольку $q_{sw} / (R_{bt} b) > 0,129 / (0,075 \cdot 8,5) = 2,0$, значение c определяем по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75 q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{948,8}{0,75 \cdot 1,43 + 0,129}} = 28,1 \text{ см} < 2h_o = 2 \cdot 31,5 = 63 \text{ см}$$

Принимаем $c_o = c = 28,1 \text{ мм}$. Тогда

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_o = 0,75 \cdot 1,43 \cdot 28,1 = 30,14 \text{ кН.}$$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{948,8}{28,1} = 33,8 \text{ кН.}$$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 62 - 12,9 \cdot 0,281 = 58,4 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (2.57)

$$Q_b + Q_{sw} = 33,8 + 30,14 = 63,94 \text{ кН} > Q = 58,4 \text{ кН,}$$

т.е. прочность наклонных сечений обеспечена.

Проверим требование:

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt} b h_o^2}{Q} = \frac{0,075 \cdot 8,5 \cdot 31,5^2}{62} = 10,2 > s_w = 10 \text{ см, т.е. требование}$$

выполнено. Условия $s_w < h_o/2 = 31,5/2 = 15,7 \text{ см}$ и $s_w < 30 \text{ см}$ также выполнены.

Пример 10. Дано: свободно опертая балка перекрытия с размерами сечения: $b=200 \text{ мм}$, $h=400 \text{ мм}$; $h_o=370 \text{ мм}$; бетон класса В25 ($R_{bt}=1,05 \text{ МПа}$); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ($A_{sw}=101 \text{ мм}^2$) с шагом $s_w=150 \text{ мм}$; арматура класса А240 ($R_{sw}=170 \text{ МПа}$); временная эквивалентная по моменту нагрузка $q_v=36 \text{ кН/м}$, постоянная нагрузка $q_g=14 \text{ кН/м}$; поперечная сила на опоре $Q_{max}=137,5 \text{ кН}$.

Требуется проверить прочность наклонных сечений.

Расчет.

Проверка прочности наклонных сечений проводится по схеме, приведенной ниже.

Определяем интенсивность хомутов по формуле

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{17 \cdot 1,01}{15} = 1,145 \text{ кН/см.}$$

Поскольку $\frac{q_{sw}}{R_{bt} b} = \frac{1,145}{0,105 \cdot 20} = 0,545 > 0,25$, т.е. условие выполнено,

хомуты полностью учитываем и значение M_b определяем по формуле

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_o^2 = 1,5 \cdot 0,105 \cdot 20 \cdot 37^2 = 4312 \text{ кНсм.}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$q_1 = q_g + 0,5 q_v = 14 + 0,5 \cdot 36 = 32 \text{ кН/м} = 0,32 \text{ кН/см.}$$

Поскольку

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{4312}{0,32}} = 116,1 > \frac{2h_o}{1 - 0,5 q_{sw} / (R_{bt} b)} = \frac{2 \cdot 37}{1 - 0,5 \cdot 0,545} = 101,7 \text{ см.}$$

Значение c равное $116,1 \text{ см} > 2h_o = 74 \text{ см}$. Тогда $c_o = 2h_o = 74 \text{ см}$ и $Q_{sw} =$

$$0,75 q_{sw} c_o = 0,75 \cdot 1,145 \cdot 74 = 63,55 \text{ кН; } Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{4312}{116,1} = 37,14 \text{ кН.}$$

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 137,5 - 32 \cdot 1,161 = 100,35 \text{ кН.}$$

Проверяем условие (2.57)

$Q = 100,35 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 37,14 + 63,55 = 100,69 \text{ кН}$, то есть прочность наклонных сечений обеспечена.

Пример 11. Дано: свободно опертая балка перекрытия пролетом $l=5,5 \text{ м}$; полная равномерно распределенная нагрузка на балку $q=50 \text{ кН/м}$; временная эквивалентная нагрузка $q_v=36 \text{ кН/м}$; размеры поперечного сечения $b=200 \text{ мм}$, $h=400 \text{ мм}$; $h_o=370 \text{ мм}$; бетон класса В15 ($R_{bt}=0,75 \text{ МПа}$); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw}=170 \text{ МПа}$).

Требуется определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить, на каком расстоянии и как может быть увеличен шаг хомутов.

Расчет.

Наибольшая поперечная сила в опорном сечении равна

$$Q_{\max} = ql/2 = 50 \cdot 5,5 = 137,5 \text{ кН}$$

Определяем требуемую интенсивность хомутов при опорного участка.

Определяем M_b по формуле

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_o^2 = 1,5 \cdot 0,075 \cdot 20 \cdot 37^2 = 3080 \text{ кНсм} = 30,8 \text{ кНм.}$$

Определяем q_1

$$q_1 = q - 0,5 q_v = 50 - 0,5 \cdot 36 = 32 \text{ кН/м. } Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{30,8 \cdot 32} = 62,79 \text{ кН.}$$

Так как $2M_b/h_o - Q_{\max} = 2 \cdot 30,8/0,37 - 137,5 = 28,99 \text{ кН} < Q_{b1} = 62,79 \text{ кН}$, интенсивность хомутов определяем по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b} = \frac{137,5^2 - 62,79^2}{3 \cdot 3080} = 1,619 \text{ кН/см}$$

Шаг хомутов s_w у опоры принимается не более $h_o/2 = 37/2 = 18,5$ см и 150 мм, а в пролете - $0,75h_o = 0,75 \cdot 37 = 27,1$ и 500 мм.

Максимально допустимый шаг у опоры принимается равным

$$s_{w.max} = \frac{R_{bt} b h_o^2}{Q} = \frac{0,075 \cdot 20 \cdot 37^2}{137,5} = 14,94 \text{ см.}$$

Принимаем шаг хомутов у опоры $s_{w1} = 150$ мм, а в пролете 250 мм, округляем кратко 50 мм в меньшую сторону.

Отсюда

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{1,619 \cdot 15}{17} = 1,429 \text{ см}^2.$$

Принимаем в поперечном сечении 2Ø10 A240 ($A_{sw} = 1,57 \text{ см}^2$).

Таким образом, принятая интенсивность хомутов у опоры и в пролете соответственно равны:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{sw1}} = \frac{17 \cdot 1,57}{15} = 1,779 \text{ кН/см}$$

$$q_{sw2} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_{sw2}} = \frac{17 \cdot 1,57}{25} = 1,068 \text{ кН/см}$$

Проверим условие (2.65):

$$0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,075 \cdot 20 = 0,375 \text{ кН/см} < q_{sw1} = 1,779 \text{ кН/см и}$$

$$0,25R_{bt}b = 0,25 \cdot 0,075 \cdot 20 = 0,375 \text{ кН/см} < q_{sw2} = 1,068 \text{ кН/см,}$$

Следовательно, значения q_{sw1} и q_{sw2} не корректируем.

Определим длину участка l_1 с интенсивностью хомутов q_{sw1} . Так как $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75(1,779 - 1,068) = 0,533 \text{ кН/см} > q_1 = 0,32 \text{ кН/см}$, значение l_1 вычислим по формуле (2.75), приняв $Q_{b.min} = 0,5R_{bt}b h_o = 0,5 \cdot 0,075 \cdot 20 \cdot 37 = 27,75 \text{ кН}$

$$l_1 = \frac{Q_{max} - (Q_{b.min} + 1,5 \cdot q_{sw2} h_o)}{q_1} - 2h_o = \frac{137,5 - (27,75 + 1,5 \cdot 1,068 \cdot 37)}{0,32} - 2 \cdot 37 =$$

$= 83,7 \text{ см}$. Принимаем длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 150$ мм равной 90 см.

Пример 12. Дано: балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами, как показано на рис. 2.11, а; размеры сечения - по рис. 2.11, б; бетон класса В15 ($R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170 \text{ МПа}$).

Требуется определить диаметр и шаг хомутов, а также выяснить, на каком расстоянии от опоры и как может быть увеличен шаг хомутов.

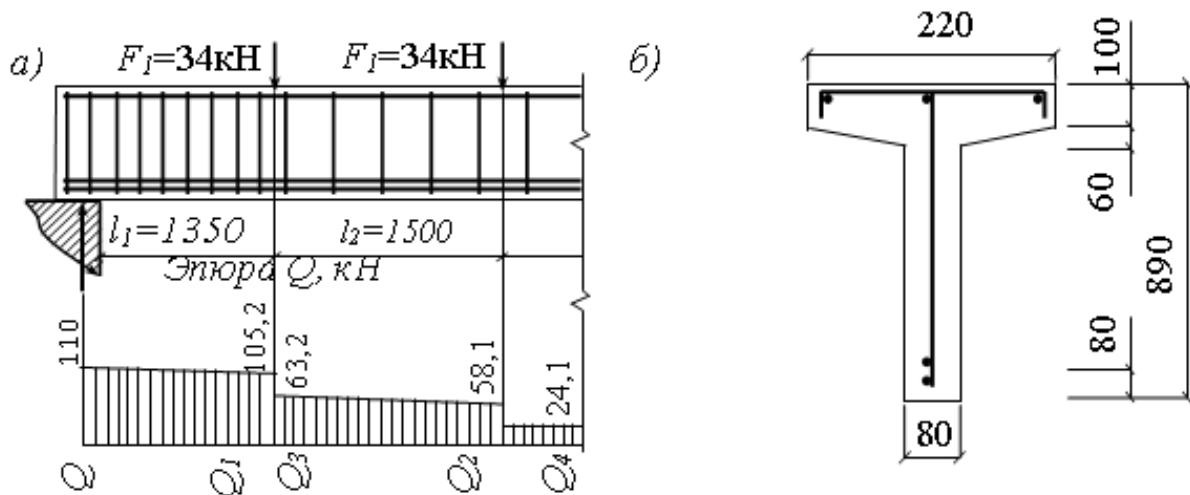


Рисунок 2.11 Схема приложения нагрузок и основные размеры балки покрытия
Расчет.

Определяем рабочую высоту балки $h_o = 890 - 80 = 810$ мм.

Определим требуемую интенсивность хомутов q_{sw} , принимая длину проекции сечения c , равной расстоянию от опоры до первого груза - $c_1 = 1350$ мм. Тогда $a_1 = c_1/h_o = 1350/810 = 1,667 < 2$, и, следовательно, $a_{01} = a_1 = 1,667$.

$$\text{Определяем } \varepsilon_{cp1} = \frac{1,5}{a_1} + 0,1875 a_{01} = \frac{1,5}{1,667} + 0,1875 \cdot 1,667 = 1,212.$$

Согласно рис. 2.11 поперечная сила на расстоянии c_1 от опоры равна $Q_1 = 105,2$ кН. Тогда $\varepsilon_1 = \frac{Q_1}{R_{bt} b h_o} = \frac{105,2}{0,075 \cdot 8 \cdot 81} = 2,165$ и, следовательно, q_{sw} определяем по формуле

$$q_{sw1} = R_{bt} b \frac{\varepsilon_1 - 1,5 / a_1}{0,75 a_{01}} = 0,075 \cdot 8 \frac{2,165 - 1,5 / 1,667}{0,75 \cdot 1,667} = 0,670 \text{ кН/см}$$

Определим q_{sw} при значении c , равном расстоянию от опоры до второго груза - $c_2 = 2850$ мм:

$$a_2 = c_2/h_o = 2850/810 = 3,52 > 3; \text{ принимаем } a_2 = 3,0.$$

Поскольку $a_2 > 2$, принимаем $a_{02} = 2,0$.

$$\varepsilon_{cp2} = \frac{1,5}{a_2} + 0,1875 a_{02} = \frac{1,5}{3} + 0,1875 \cdot 2 = 0,875.$$

Соответствующая поперечная сила равна $Q_2 = 58,1$ кН. Тогда $\varepsilon_2 = \frac{Q_2}{R_{bt} b h_o} = \frac{58,1}{0,075 \cdot 8 \cdot 81} = 1,195 > \varepsilon_{cp2} = 0,875$, и, следовательно,

$$q_{sw1} = R_{bt} b \frac{\varepsilon_2 - 1,5 / a_2}{0,75 a_{02}} = 0,075 \cdot 8 \frac{1,195 - 1,5 / 3}{0,75 \cdot 2} = 0,278 \text{ кН/см}$$

Принимаем максимальное значение $q_{sw} = q_{sw1} = 0,607$ кН/см. Из условия сварки принимаем диаметр хомутов 8 мм ($A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$). Тогда максимально допустимый шаг хомутов на приопорном участке равен

$$s_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw1}} = \frac{17 \cdot 0,503}{0,607} = 14,09 \text{ см}$$

Принимаем $s_{w1} = 100$ мм. Назначаем шаг хомутов в пролете равным $s_{w2} = 300$ мм. Тогда интенсивность хомутов приопорного участка

$$q_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{17 \cdot 0,503}{10} = 0,855 \text{ кН/см}$$

а пролетного участка

$$q_{w1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_{w1}} = \frac{17 \cdot 0,503}{30} = 0,285 \text{ кН/см}$$

Зададим длину участка с шагом хомутов s_{w1} , равной расстоянию от опоры до первого груза - $l_1 = 1350$ мм, и проверим условие (2.58) при значении c , равном расстоянию от опоры до второго груза - $c = 2850$ мм. Но поскольку $3h_o = 3 \cdot 810 = 2430 \text{ мм} < c$, принимаем $c = 2430$ мм. Так как $2h_o + l_1 = 2 \cdot 810 + 1350 = 2970 \text{ мм} > c$, значение Q_{sw} определяем по формуле (2.72). При этом, поскольку $c > 2h_o$, $c_o = 2h_o = 1620$ мм.

$$Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)] = 0,75[0,855 \cdot 1620 - (0,855 - 0,285)(2430 - 1350)] = 57,71 \text{ кН.}$$

При $c = 3h_o$, $Q_b = Q_{b,\min} = 0,5R_{bt}bh_o = 0,5 \cdot 0,075 \cdot 8 \cdot 81 = 24,3 \text{ кН.}$

Поперечная сила на расстоянии $c = 2430$ мм от опоры (рис. 2.11) равна

$$Q = Q_3 - \frac{c - c_1}{l_2}(Q_3 - Q_2) = 63,2 - \frac{2,43 - 1,35}{1,5}(63,2 - 58,1) = 59,5 \text{ кН}$$

Проверяем условие (2.58)

$Q = 59,5 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 24,3 + 57,7 = 82,0 \text{ кН}$, то есть прочность этого наклонного сечения обеспечена.

Большее значение c не рассматриваем, поскольку при этом поперечная сила резко уменьшается.

Таким образом, длину участка с шагом хомутов $s_{w1} = 100$ мм принимаем равной 1,35 м.

Пример 13. Дано: двухскатная балка пролетом 8,8 м (рис. 2.12, а); сплошная равномерно распределенная нагрузка на балку $q = 46 \text{ кН/м}$; размеры опорного сечения по рис. 2.12, б; бетон класса В20 ($R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$); хомуты из арматуры класса А400 ($R_{sw} = 285 \text{ МПа}$) диаметром 10 мм ($A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$) шагом $s_w = 100$ мм.

Требуется проверить прочность наклонного сечения по поперечной силе.

Расчет.

Рабочая высота опорного сечения равна $h_o = 60 - 4 = 56 \text{ см}$ (см. рис. 2.12, б). По формуле (2.61) определим интенсивность хомутов

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{28,5 \cdot 0,785}{10} = 2,237 \text{ кН/см}$$

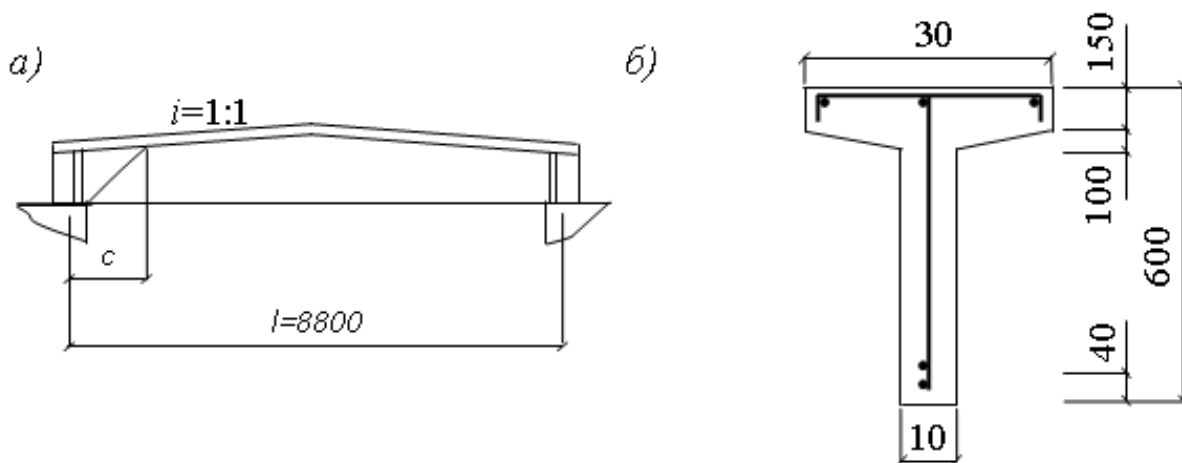


Рисунок 2.12 Схема опирания и размеры сечения двухскатной балки

Определим проекцию невыгоднейшего наклонного сечения c . Из рис 2.12, a имеем $\operatorname{tg}\beta = 1/12$, $b = 10$ см,

$$R_{bt} b = 0,09 \cdot 10 = 0,9 \text{ кН/см}; \quad 1 - 2\operatorname{tg}\beta = 1 - 2/12 = 0,833.$$

Поскольку $q_{sw}/(R_{bt}b) = 2,237/(0,09 \cdot 10) = 2,485 > 2(1 - 2\operatorname{tg}\beta)^2 = 2 \cdot 0,833^2 = 1,389$, значение c вычисляем по формуле (2.78).

$$c = h_{o1} \sqrt{\frac{1,5}{(0,75 \cdot q_{sw} + q_1)/(R_{bt}b) + 1,5\operatorname{tg}^2\beta}} =$$

$$= 56 \sqrt{\frac{1,5}{(0,75 \cdot 2,237 + 0,46)/(0,09 \cdot 10) + 1,5/12^2}} = 44,4 \text{ см.}$$

Рабочая высота поперечного сечения h_o на расстоянии $c = 44,4$ см от опоры равна

$$h_{o1} = h_o + c \cdot \operatorname{tg}\beta = 56 + 44,4/12 = 59,7 \text{ см.}$$

Поскольку $c = 44,4 \text{ см} < 2h_o = 2 \cdot 56 = 112 \text{ см}$, $c_o = c = 44,4 \text{ см}$;

$$Q_b = \frac{1,5 R_{bt} b h_{o1}^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,09 \cdot 10 \cdot 59,7^2}{44,4} = 108,4 \text{ кН}$$

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_o = 0,75 \cdot 2,237 \cdot 44,4 = 74,5 \text{ кН}$$

Проверим условие (2.58), принимая поперечную силу в конце наклонного сечения равной

$$Q_{\max} = q \cdot l/2 = 46 \cdot 8,8/2 = 202,4 \text{ кН. } Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 202,4 - 46 \cdot 0,444 = 182 \text{ кН:}$$

$Q = 182 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 108,4 + 74,5 = 182,9 \text{ кН}$, т.е. прочность наклонных сечений по поперечной силе обеспечена.

Пример 14. Дано: консоль размерами по рис. 2.13, сосредоточенная сила на консоли $F = 130 \text{ кН}$, расположенная на расстоянии $l_1 = 0,8 \text{ м}$ от опоры; бетон класса В15 ($R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$); хомуты двухветвевые диаметром 8 мм ($A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$) из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170 \text{ МПа}$) шагом $s_w = 200 \text{ мм}$.

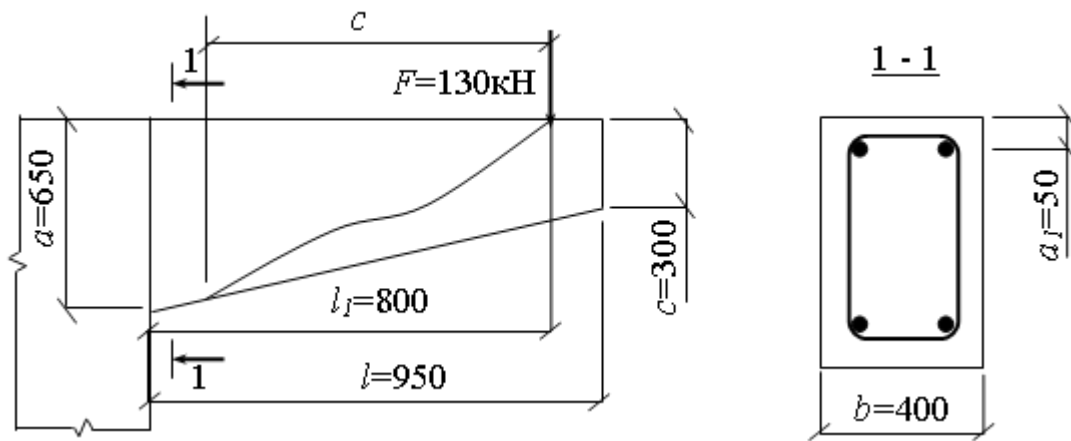


Рисунок 2.13 Схема и размеры конструкции (консоли)

Требуется проверить прочность наклонных сечений по поперечной силе.

Расчет. Проверяем из условия (2.58) невыгоднейшее наклонное сечение, начинающееся от места приложения сосредоточенной силы, при значении c , определенном по формуле (2.78) при $q_1 = 0$ и $\operatorname{tg}\beta = (a-c)/l = (65-30)/95 = 0,368$.

Рабочая высота в месте приложения сосредоточенной силы равна

$$h_{01} = a - (a - c) \frac{l_1}{l} - a_1 = 65 - (65 - 30) \frac{80}{95} - 5 = 30,5 \text{ см (см. рис. 2.13);}$$

$$R_{bt}b = 0,075 \cdot 20 = 1,5 \text{ кН/см.}$$

Значение q_{sw} равно

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{17 \cdot 1,01}{20} = 0,859 \text{ кН/см}$$

$$c = h_{01} \sqrt{\frac{1,5}{0,75 \cdot q_{sw} / (R_{bt}b) + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta}} = 30,5 \sqrt{\frac{1,5}{0,75 \cdot 0,859 / (0,075 \cdot 20) + 1,5 \cdot 0,369^2}} =$$

46,9 см.

Поскольку $2h_{01}/(1-2\operatorname{tg}\beta) = 2 \cdot 30,5 / (1 - 2 \cdot 0,369) = 116,4 \text{ см} > c = 46,9 \text{ см}$, оставляем $c = 46,9 \text{ см}$.

Определим рабочую высоту h_0 в конце наклонного сечения

$$h_0 = h_{01} + c \cdot \operatorname{tg}\beta = 30,5 + 46,9 \cdot 0,369 = 47,8 \text{ см.}$$

Поскольку $c = 46,9 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 47,8 = 95,6 \text{ см}$, $c_0 = c = 46,9 \text{ см}$.

$$Q_b = \frac{1,5 R_{bt} b h_{01}^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,075 \cdot 20 \cdot 47,8^2}{46,9} = 109,6 \text{ кН.}$$

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_0 = 0,75 \cdot 0,859 \cdot 46,9 = 30,2 \text{ кН.}$$

$F = 130 \text{ кН} < Q_b + Q_{sw} = 109,6 + 30,2 = 139,8 \text{ кН}$, то есть прочность наклонных сечений по поперечной силе обеспечена.

Пример 15. Дано: панель стенки резервуара консольного типа с переменной толщиной от $t_1 = 262$ (в заделке) до $t_2 = 120$ мм (на свободном

конце) вылетом $l=4,25\text{м}$; боковое давление грунта, учитывающее нагрузку от транспортных средств на поверхности грунта, линейно убывает от $q_0=55\text{ кН/м}^2$ в заделке до $q=6\text{ кН/м}^2$ на свободном конце; защитный слой бетона, $a=22\text{ мм}$; бетон класса В15 ($R_{bt}=0,75\text{ МПа}$).

Требуется проверить прочность панели на действие поперечной силы.

Расчет.

Рабочая высота сечения панели в заделке равна $h_{o1}=t_1-a=26,2-2,2=24\text{ см}$.

Определим $\text{tg}\beta$ (β - угол между растянутой и сжатой гранями):

$$\text{tg}\beta=(t_1-t_2)/l=(26,2-12)/4,25=0,0334.$$

Поперечная сила в заделке равна

$$Q_{\max}=((q_0+q)/2)\cdot l=((55+6)/2)\cdot 4,25=129,6\text{ кН}.$$

Расчет производим для полосы панели шириной $b=1,0\text{ м}=100\text{ см}$.

Проверим условие при $h_o=h_{o1}=24\text{ см}$.

$Q_{\max}=129,6\text{ кН}<2,5R_{bt}bh_o=2,5\cdot 0,075\cdot 100\cdot 24=450\text{ кН}$, то есть условие выполняется.

Поскольку панели связаны друг с другом, а ширина стенки резервуара заведомо больше $5h$, значение $c_{\max}$ определяем по формуле

$$c_{\max}=\frac{2,4h_{o1}}{1+1,2\cdot \text{tg}\beta}=\frac{2,4\cdot 24}{1+1,2\cdot 0,0334}=55,4\text{ см}.$$

Средняя интенсивность нагрузки на приопорном участке длиной $c_{\max}=55,4\text{ см}$ равна

$$q_1=q_0-(q_0-q)\frac{c_{\max}}{l\cdot 2}=55-(55-6)\frac{55,4}{425\cdot 2}=51,8\text{ кН}$$

Поскольку

$$c=h_o\sqrt{\frac{1}{\text{tg}^2\beta/4+q_1/(1,5R_{bt}b)}}=240\sqrt{\frac{1}{0,0344^2/4+51,8/(1,5\cdot 0,75\cdot 1000)}}=1115\text{ мм}=111,5\text{ см}>q_{\max}=55,4\text{ см}, \text{ поэтому принимаем } c=c_{\max}=55,4\text{ см}.$$

Определим рабочую высоту сечения на расстоянии $c/2$ от опоры (то есть среднее значение h_o в пределах длины c):

$$h_o=h_{o1}-\frac{c}{2}\text{tg}\beta=24-\frac{55,4}{2}\cdot 0,0334=23,1\text{ см}.$$

Поперечная сила на расстоянии $c=55,4\text{ см}$ от опоры равна:

$$Q=Q_{\max}-q_1c=129,6-51,8\cdot 0,554=100,9\text{ кН}.$$

Проверим условие:

$$Q=100,9\text{ кН}<\frac{1,5R_{bt}bh_o^2}{c}=\frac{1,5\cdot 0,075\cdot 100\cdot 23,1^2}{55,4}=108,4\text{ кН}, \text{ то есть}$$

прочность панели по поперечной силе обеспечена.

Расчет наклонных сечений на действие момента

Пример 17. Дано: свободно опертая балка пролетом $l=5,5\text{ м}$ с равномерно распределенной нагрузкой $q=29\text{ кН/м}$; конструкция

приопорного участка балки принята по рис. 2.14; бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа); продольная арматура без анкеров класса А400 ($R_s = 355$ МПа) площадью сечения $A_s = 982 \text{ мм}^2$ ($2\varnothing 25$); хомуты из арматуры класса А240 ($R_{sw} = 170$ МПа) диаметром 8 мм шагом $s_w = 150$ мм приварены к продольным стержням.

Требуется проверить прочность наклонных сечений на действие момента.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = h - a = 40 - 4 = 36$ см. Поскольку растянутая арматура не имеет анкеров, расчет наклонных сечений на действие момента необходим.

Принимаем начало наклонного сечения у грани опоры. Отсюда $l_s = l_{sup} - 10 \text{ мм} = 280 - 10 = 270 \text{ мм}$ (см. рис. 2.14).

Опорная реакция балки равна

$F_{sup} = ql/2 = 29 \cdot 5,5/2 = 80 \text{ кН}$, а площадь опирания балки $A_{sup} = b l_{sup} = 20 \cdot 28 = 560 \text{ см}^2$, откуда $\sigma_b = F_{sup} / A_{sup} = 80 / 560 = 0,143 \text{ кН/см}^2 = 1,43 \text{ МПа}$.

$\sigma_b / R_b = 1,43 / 8,5 = 0,168 < 0,25$, следовательно, $a = 1,0$. Из табл. 21 приложения при классе бетона В15, классе арматуры А400 и $a = 1,0$ находим $\lambda_{an} = 47$. Тогда, длина анкеровки равна $l_{an} = \lambda_{an} d_s = 47 \cdot 25 = 1175 \text{ мм}$.

Определим усилие в растянутой арматуре по формуле (2.84).

$$N_s = R_s A_s (l_s / l_{an}) = 35,5 \cdot 9,82 \cdot (27 / 117,5) = 80,11 \text{ кН}.$$

Поскольку к растянутым стержням в пределах длины l_s приварены 4 вертикальных и 2 горизонтальных поперечных стержня (см. рис. 2.14), увеличим усилия N_s на величину N_w .

Принимая $d_w = 8 \text{ мм}$, $n_w = 6$, $\varphi_w = 150$ (см. табл. 22 приложения), получаем

$$N_w = 0,7 n_w \varphi_w d_w^2 R_{bt} = 0,7 \cdot 6 \cdot 150 \cdot 8^2 \cdot 0,75 = 30,24 \text{ кН}.$$

$$\text{Отсюда } N_s = 80,11 + 30,24 = 110,35 \text{ кН}.$$

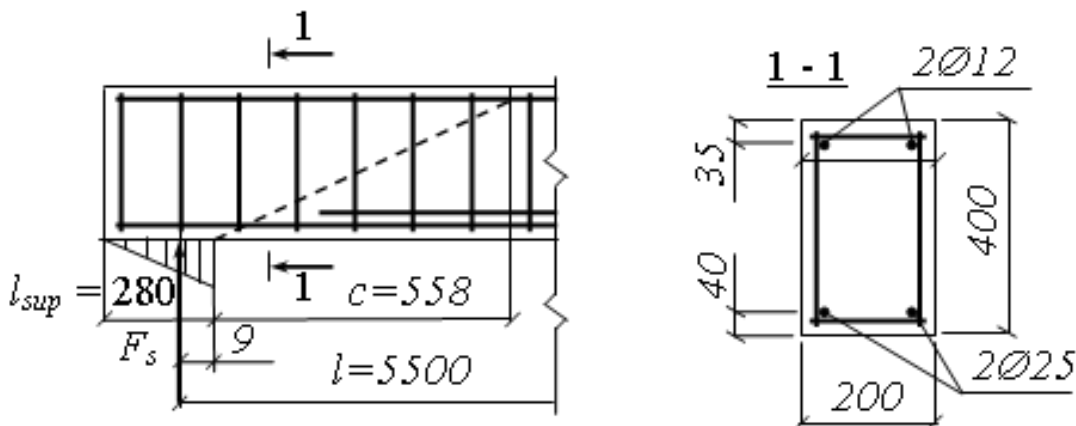


Рисунок 2.1– Схема и размеры балки

Определяем максимально допустимое значение N_s .

Из табл. 21 приложения при $a=0,7$ находим $\lambda_{an}=33$; тогда $N_{s,max}=R_s A_s (l_s / (\lambda_{an} d_s)) = 35,5 \cdot 9,82 \cdot (27 / (33 \cdot 2,5)) = 114,1 \text{ кН}$, то есть оставляем $N_s = 110,35 \text{ Н}$. Определим плечо внутренней пары сил

$$z_s = h_o - \frac{N_s}{2R_b b} = 36 - \frac{110,35}{2 \cdot 0,85 \cdot 20} = 32,75 \text{ см} > h_o - a' = 36 - 3,5 = 32,5 \text{ см}.$$

Тогда момент, воспринимаемый продольной арматурой, равен

$$M_s = N_s z_s = 110,35 \cdot 32,75 = 3614 \text{ кНсм} = 36,14 \text{ кНм}.$$

По формуле (2.61) вычислим величину q_{sw}

$$q_w = R_{sw} A_{sw} / s_w = 17 \cdot 1,01 / 15 = 1,145 \text{ кН/см}$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле (2.87), принимая значение Q_{max} равным опорной реакции балки, то есть $Q_{max} = F_{sup} = 80 \text{ кН}$.

$$c = Q_{max} / (q_{sw} + q) = 80 / (1,145 + 0,29) = 55,8 \text{ см} < 2h_o = 2 \cdot 36 = 72 \text{ см}.$$

Тогда момент, воспринимаемый поперечной арматуры, равен

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \cdot 1,145 \cdot 55,8^2 = 1782 \text{ кНсм} = 17,8 \text{ кНм}.$$

Момент в наклонном сечении определяем, как момент в нормальном сечении, расположенном в конце наклонного сечения, т.е. на расстоянии от точки приложения опорной реакции, равной $x = l_{sup} / 3 + c = 28 / 3 + 55,8 = 65,1 \text{ см}$

$$M = Q_x \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 80 \cdot 0,651 - \frac{29 \cdot 0,651^2}{2} = 45,9 \text{ кНм}.$$

Проверяем условие (2.80)

$M = 45,9 \text{ кНм} < M_s + M_{sw} = 36,1 + 17,8 = 53,9 \text{ кНм}$, т.е. прочность наклонных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

Пример 18. Дано: ригель многоэтажной рамы с эпюрами моментов и поперечных сил от равномерно распределенной нагрузки $q = 228 \text{ кН/м}$ по рис. 2.15; бетон класса В25; продольная и поперечная арматура класса А400 ($R_s = 355 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$); поперечное сечение приопорного участка - по рис. 2.15; хомуты трехветвевые диаметром 10 мм ($R_{sw} = 236 \text{ мм}^2$) шагом s_w равным 150 мм.

Требуется определить расстояние от левой опоры до места обрыва первого стержня верхней арматуры.

Расчет.

Из рис. 2.15 имеем: $h_o = h - a = 80 - 6 = 74 \text{ см}$; $a = 60 \text{ мм}$; $a' = 50 \text{ мм}$; площадь сечения верхней растянутой арматуры без учета одного обрываемого стержня $\varnothing 32$ $A_s = 16,09 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 32$); $A_s = 24,13 \text{ см}^2$ ($3\varnothing 32$). Определим предельный момент, соответствующий этой арматуре по формуле (2.6), поскольку $A_s < A'_s$, т.е. $x < 0$: $M_{ult} = R_s A_s (h_o - a') = 35,5 \cdot 16,09 \cdot (74 - 5) = 39412 \text{ кНсм} = 394,1 \text{ кНм}$.

По эпюре моментов определяем расстояние от опоры до места теоретического обрыва первого стержня из уравнения

$$M = M_{sup} - \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{l} \cdot x - \frac{ql}{2} \cdot x + \frac{q}{2} \cdot x^2 = M_{ult} \text{ откуда}$$

$$z = \frac{l}{2} + \frac{M_{sup} - M'_{sup}}{ql} = \frac{4,9}{2} + \frac{600 - 300}{228 \cdot 4,9} = 2,719 \text{ м;}$$

$$x = z - \sqrt{z^2 - 2 \frac{M_{sup} - M_{ult}}{q}} = 2,719 - \sqrt{2,719^2 - 2 \frac{600 - 394,1}{228}} = 0,355 \text{ м.}$$

Поперечная сила в месте теоретического обрыва равна

$$Q = Q_{max} - q \cdot x = 620 - 228 \cdot 0,355 = 539 \text{ кН.}$$

$$\text{Определим величину } q_{sw}, q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w = 285 \cdot 236 / 150 = 448,4 \text{ кН/см}$$

Поскольку $Q / (2 \cdot q_{sw}) = 539 / (2 \cdot 448,4) = 0,601 \text{ м} < h_o = 0,74 \text{ м}$, длину w , на которую надо завести обрываемый стержень за точку теоретического обрыва, определяем по формуле $w = Q / (2q_{sw}) + 5d_s = 0,601 + 5 \cdot 32 = 761 \text{ мм}$.

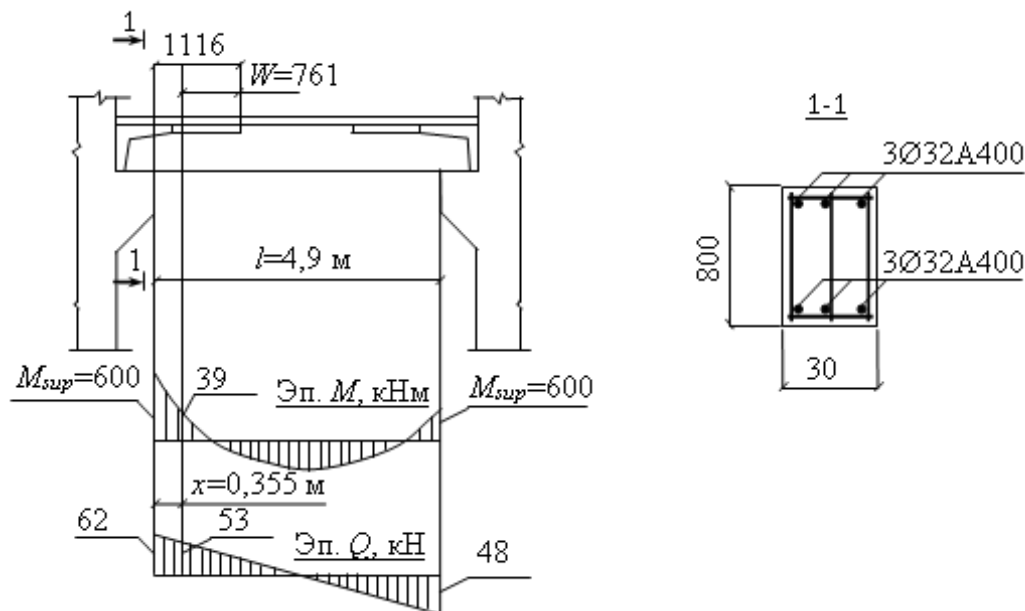


Рисунок 2.15 Схема и размеры конструкции к данному примеру

Следовательно, расстояние от опоры до места обрыва стержня может быть принято равным $x + w = 355 + 761 = 1116 \text{ мм}$.

Определим необходимое расстояние l_{an} от места обрыва стержня до опорного сечения, предполагая полное использование этого стержня в опорном сечении. Для этого по табл. 21 приложения при $a = 1,0$ классе бетона В25, классе арматуры А400 находим $\lambda = 34$. Тогда $l_{an} = \lambda_{an} d = 34 \cdot 32 = 1088 \text{ мм} < 1116 \text{ мм}$.

Следовательно, обрываем стержень на расстоянии 1116 мм от опоры.

2.2 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по прочности

2.2.1 Предварительные напряжения арматуры. Потери предварительного напряжения

Предварительные напряжения арматуры σ_{sp} принимают не более $0,9R_{s,n}$ для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры и не более $0,8R_{s,n}$ для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов: $0,9R_{s,n}$ - для арматуры классов А540, А600, А800, А1000; $0,8R_{s,n}$ - для арматуры классов Вр1200 - Вр1500, К1400, К1500.

Кроме того, для любых классов арматуры значение σ_{sp} принимают не менее $0,3R_{s,n}$.

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

Первые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре, потери от температурного перепада при термической обработке конструкций, потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров).

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.

Потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ определяют по формулам для:

– арматуры классов А600-А1000 при способе натяжения:

а) механическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0,1\sigma_{sp} - 20$; (2.94)

б) электротермическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}$;

– для арматуры классов Вр1200-Вр1500, К1400, К1500 при способе натяжения:

а) механическом - $\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}$; (2.95)

б) электротермическом - $\Delta\sigma_{sp1} = 0,05\sigma_{sp}$.

Здесь σ_{sp} принимается без потерь в МПа.

Для арматуры класса А540 - $\Delta\sigma_{sp1} = 0,0$.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp1}$ принимают- $\Delta\sigma_{sp1} = 0$.

При наличии более точных данных о релаксации арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации.

Потери $\Delta\sigma_{sp2}$ (МПа) от температурного перепада Δt (°C), определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона, принимают равными:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t. \quad (2.96)$$

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать $\Delta t = 65$ °C.

При наличии более точных данных о температурной обработке конструкции допускается принимать иные значения потерь от температурного перепада.

Потери от деформации стальной формы (упоров) $\Delta\sigma_{sp3}$ при одновременном натяжении арматуры на форму определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.97)$$

где n – число стержней (групп стержней), натягиваемых одновременно; Δl – сближение упоров по линии действия усилия натяжения арматуры, определяемое из расчета деформации формы; l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3} = 30$ МПа.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации формы не учитываются.

Потери от деформации анкеров натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.98)$$

где Δl – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров; l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных допускается принимать $\Delta l = 2$ мм.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров не учитывают.

Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s, \quad (2.99)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными: 0,0002 – для бетона классов В35 и ниже; 0,00025 – для бетона класса В40; 0,0003 – для бетона классов В45 и выше.

Допускается потери от усадки бетона определять более точными методами.

Потери напряжений $\Delta\sigma_{sp6}$ в рассматриваемой напрягаемой арматуре (S или S') от ползучести бетона определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr} \alpha \sigma_{bp}}{1 + \alpha \mu_{sp} \left(1 \pm \frac{e_{0p1} y_s A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})}, \quad (2.100)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно табл. 6 приложения;

σ_{bpj} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j -й группы стержней напрягаемой арматуры;

y_{sj} - расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

A_{red} , I_{red} - площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения:

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

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y'^2_{sp} + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y'^2_{sp},$$

где $y_{sp} = y - a_p$; $y'_{sp} = h - a'_p - y$; $y_s = y - a_s$; $y'_s = h - a'_s - y$ (рис. 2.16).

μ_{spj} - коэффициент армирования, равный A_{spj}/A , где A и A_{spj} - площади поперечного сечения соответственно элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры.

Допускается потери от ползучести бетона определять более точными методами.

Напряжения σ_{bpj} определяют по правилам расчета упругих материалов, принимая приведенное сечение элемента, включающее площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s / E_b$ по методике приведенной ниже.

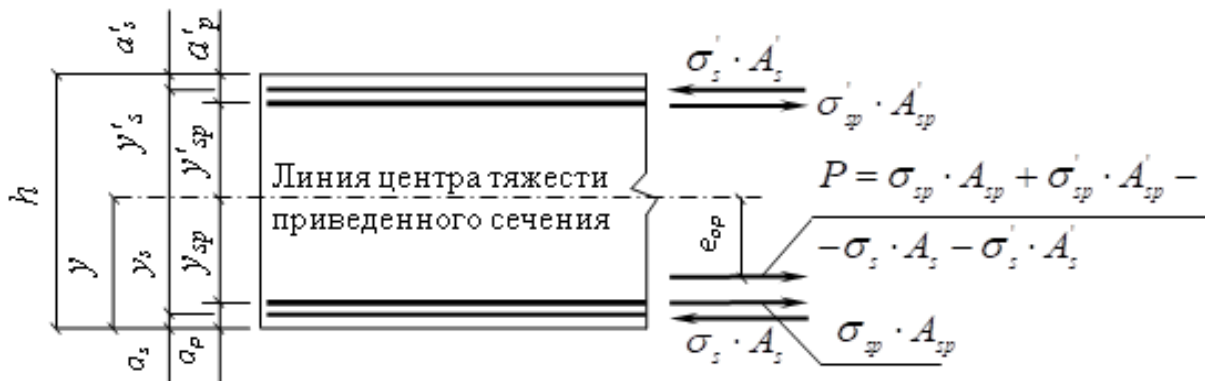


Рисунок 2.16 Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \sum_{i=1}^{i=4} \Delta\sigma_{spi}, \quad (2.101)$$

где i – номер потерь предварительного напряжения.

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно:

$$P_{(1)} = \sum_j (A_{spj} \sigma_{sp(1)j}), \quad (2.102)$$

где A_{spj} и $\sigma_{sp(1)j}$ – площадь сечения j -й группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента и предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j}. \quad (2.103)$$

Здесь σ_{spj} - начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры. Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_{i=1}^{i=6} \Delta\sigma_{spi} . \quad (2.104)$$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь равно:

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \sigma_{sp(2)j}) . \quad (2.105)$$

где $\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j}$.

При проектировании конструкций полные суммарные потери $\Delta\sigma_{sp(2)j}$ для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа.

При определении усилия предварительного обжатия бетона P с учетом полных потерь напряжений следует учитывать сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, численно равные сумме потерь от усадки и ползучести бетона на уровне этой арматуры.

Предварительные напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$, определяемого с учетом первых потерь, не должны превышать: если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок - $0,9R_{bp}$; если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок - $0,7R_{bp}$.

Напряжения в бетоне σ_{bp} определяют по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)}e_{op}y}{I_{red}} \pm \frac{My}{I_{red}} , \quad (2.106)$$

где $P_{(1)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

M – изгибающий момент от внешней нагрузки, действующей в стадии обжатия (собственный вес элемента);

e_{op} – эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента, определяется по формуле

$$e_{op1} = \frac{A_{sp}y_{sp} - A'_{sp}y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}} ; \quad (2.107)$$

y – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна.

Длину зоны передачи предварительного напряжения на бетон для арматуры без дополнительных анкерующих устройств определяют по формуле

$$l_p = \frac{\sigma_{sp} A_s}{R_{bond} u_s} , \quad (2.108)$$

но не менее $10d_s$ и 200 мм, а для арматурных канатов - также не менее 300 мм.

В формуле (2.108): σ_{sp} – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь; R_{bond} – сопротивление сцепления

η – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным: 1,7 - для холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса Bp1500 диаметром 3 мм и арматурных канатов класса K1500 диаметром 6 мм; 1,8 - для холоднодеформированной арматуры класса B_p диаметром 4 мм и более; 2,2 - для арматурных канатов класса K диаметром 9 мм и более; 2,5 - для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры класса A ;

Передачу предварительного напряжения с арматуры на бетон рекомендуется осуществлять плавно.

Пример 19. Дано: плита покрытия размером 1,5х6 м; поперечное сечение – по рис. 2.17; бетон класса В25 ($E_b = 30000$ МПа); передаточная прочность бетона $R_{bp} = 17,5$ МПа; напрягаемая арматура класса А600 ($R_{s,n} = 600$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); площадь сечения $A_{sp} = 2,01$ см² (1Ø16), ненапрягаемая арматура сжатая и растянутая класса А400 площадью сечения $A_s = A'_s = 0,503$ см² (1Ø8); способ натяжения арматуры электротермический; технология изготовления плиты агрегатно-поточная с применением пропаривания; масса плиты 1300 кг.



Расчет.

57

Площадь бетона

$$A=73 \cdot 3 + 5 \cdot 27 + 6 \cdot 27/2 + 9,75 \cdot 1,5 = 450 \text{ см}^2.$$

Приведенная площадь $A_{red} = A + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha \cdot A_s + \alpha \cdot A'_s = 450 + 6,67 \cdot 2,01 + 6,67 \cdot 0,503 + 6,67 \cdot 0,503 = 450 + 13,4 + 3,36 + 3,36 = 470 \text{ см}^2.$

Статический момент сечения бетона относительно нижней грани ребра

$$S = 219 \cdot 28,5 + 135 \cdot 13,5 + 81 \cdot 18 + 14,63 \cdot 4,87 = 9593 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ребра

$$y = \frac{S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A_s a_s + \alpha A'_s \cdot (h - a'_s)}{A_{red}} = \frac{9593 + 13,41 \cdot 3,5 + 3,355 \cdot 2 + 3,355(30 - 2)}{470} = 20,74 \text{ см.}$$

$$y_{sp} = y - a_p = 20,74 - 35 = 172,4 \text{ мм}; y_s = y - a_s = 20,74 - 20 = 187,4 \text{ мм.}$$

$$y'_{sp} = h - a'_p - y = 30 - 2 - 20,74 = 7,26 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y'^2_{sp} = \frac{73 \cdot 3^3}{12} + 219(28,5 - 20,74)^2 + \frac{50 \cdot 270^3}{12} + 135 \cdot (20,74 - 13,5)^2 + \frac{6 \cdot 27^3}{36} + 81 \cdot (20,74 - 18)^2 + \frac{1,5 \cdot 9,75^3}{12} + 1462,5 \cdot (20,74 - 4,87)^2 + 13,41 \cdot 17,24^2 + 3,355 \cdot 18,74^2 + 3,355 \cdot 7,26^2 = 41660 \text{ см}^4.$$

Максимально допустимое значение σ_{sp} без учета потерь равно

$$\sigma_{sp} = 0,9 R_{s,n} = 0,9 \cdot 600 = 540 \text{ МПа.}$$

Определим первые потери.

Потери от релаксации напряжений в арматуре определяем

$$\Delta \sigma_{sp1} = 0,03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 540 = 16 \text{ МПа.}$$

По агрегатно-поточной технологии изделие при пропаривании нагревается вместе с формой и упорами, поэтому температурный перепад между ними равен нулю и, следовательно, $\Delta \sigma_{sp2} = 0$.

Потери от деформации формы $\Delta \sigma_{sp3}$ и анкеров $\Delta \sigma_{sp4}$ при электротермическом натяжении арматуры равны нулю.

Таким образом, сумма первых потерь равна $\Delta \sigma_{sp(1)} = \Delta \sigma_{sp1} = 16 \text{ МПа}$, а усилие обжатия с учетом первых потерь равно

$$P_{(1)} = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta \sigma_{sp(1)}) = 2,01(540 - 16) = 105,324 \text{ кН.}$$

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры (т.е. при $A'_s = 0$) из формулы (2.107) имеем

$$e_{0p1} = y_{sp} = 17,24 \text{ мм.}$$

Проверим максимальное сжимающее напряжение бетона σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя σ_{bp} по формуле (2.106) при $y_s = y = 20,74 \text{ мм}$ и принимая момент от собственного веса M равным нулю:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} = \frac{105,3}{470} + \frac{105,3 \cdot 17,24 \cdot 20,74}{41660} = 11,28 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} =$$

=15,75 МПа, то есть требование выполняется.

Определяем вторые потери напряжений.

Потери от усадки равны $\Delta\sigma_{sp5} = 0,0002 \cdot 2 \cdot 10^5 = 40$ МПа.

Потери от ползучести определяем по формуле (2.100), принимая значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b по классу бетона В25 (согласно табл. 6 приложения $\varphi_{b,cr} = 2,5$, согласно табл. 5 приложения $E_b = 3 \cdot 10^5$ МПа)

Процент армирования $\mu_{sp} = A_{sp}/A = 2,01/450 = 0,0045$

Определим напряжение бетона на уровне арматуры S по формуле (2.106) при $y_s = y_{sp} = 17,24$ мм. Для этого определяем нагрузку от веса половины плиты

$$q_w = 0,5 \cdot (1300 \cdot 0,01/6) = 1,083 \text{ кН/м};$$

Момент от этой нагрузке в середине пролета

$$M = \frac{q_w l^2}{8} = \frac{1,083 \cdot 5,7^2}{8} = 4,4 \text{ кНм},$$

где $l = 5,7$ м - расстояние между прокладками при хранении плиты; тогда

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} - \frac{M y_s}{I_{red}} = \frac{105,3}{470} + \frac{105,3 \cdot 17,24^2}{41660} - \frac{440 \cdot 17,24}{41660} = 7,94$$

МПа.

Напряжение бетона на уровне арматуры S' (то есть при $y_s = y'_s = 7,26$ см)

$$\sigma'_{bp} = \frac{105,3}{470} - \frac{105,3 \cdot 17,24 \cdot 7,26}{41660} + \frac{440 \cdot 7,26}{41660} = -0,16 \text{ МПа} < 0,0.$$

Потери от ползучести

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \varphi_{b,cr} \alpha \sigma_{bp}}{1 + \alpha \mu_{sp} (1 \pm \frac{e_{0p1} y_s A_{red}}{I_{red}}) \cdot (1 + 0,8 \varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 2,5 \cdot 6,67 \cdot 7,94}{1 + 6,67 \cdot 4,47 \cdot 10^{-3} (1 + \frac{17,24^2 \cdot 470}{41660}) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 76,25 \text{ МПа}.$$

Вторые потери для арматуры равны

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 76,2 = 116,2 \text{ МПа}.$$

Суммарная величина потерь напряжения

$$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 16 + 116,2 = 132,2 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

следовательно, требование выполнено и потери не увеличиваем.

Напряжение $\Delta\sigma_{sp2}$ с учетом всех потерь равно

$$\Delta\sigma_{sp2} = 540 - 132,2 = 407,8 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений P определяем по формуле (2.105). При этом сжимающее напряжение в ненапрягаемой

арматуре σ_s условно принимаем равным вторым потерям напряжений, вычисленным для уровня расположения арматуры S , т.е. $\sigma_s = \sigma_{sp2} = 116,2$ МПа, а поскольку $\sigma'_{bp} < 0$, напряжение σ'_s принимаем равным нулю.

$$P = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s = 40,78 \cdot 2,01 - 11,62 \cdot 0,503 = 76 \text{ кН};$$

Эксцентриситет усилия P равен

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P} = \frac{40,78 \cdot 2,01 \cdot 17,24 - 11,68 \cdot 5,03 \cdot 18,74}{76,1} = 17,12$$

см.

Пример 20. Дано: свободно опертая балка с поперечным сечением по рис. 2.18; бетон класса В40 ($E_b = 36000$ МПа); передаточная прочность бетона $R_{bp} = 20$ МПа; напрягаемая арматура класса К1400 ($R_{s,n} = 1400$ МПа, $E_s = 18 \cdot 10^4$ МПа) площадью сечения: в растянутой зоне $A_{sp} = 16,99 \text{ см}^2$ ($12\varnothing 15$), в сжатой зоне $A'_s = 2,83 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 15$); способ натяжения механический на упоры стенда; бетон подвергается пропариванию; длина стенда 20 м; масса балки 11,2 т, длина балки $l = 18$ м.

Требуется определить величину и точку приложения усилия предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{(1)}$ и с учетом всех потерь P для сечения в середине пролета, принимая максимально допустимое натяжение арматуры.

Расчет.

Определяем геометрические характеристики приведенного сечения, принимая коэффициент $\alpha = E_s/E_b = 180\,000/36\,000 = 5$ (площадь сечения конструктивной ненапрягаемой арматуры не учитываем в виду ее малости).

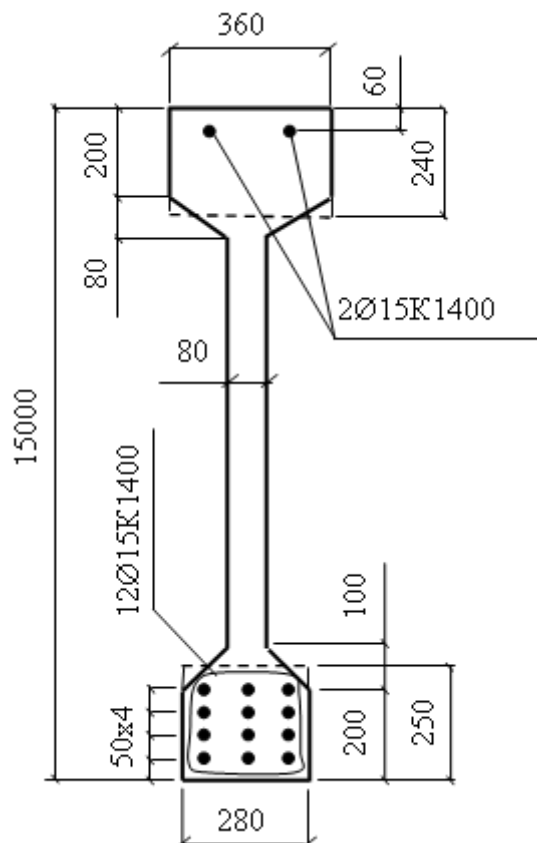


Рисунок 2.18– Размеры сечения и армирование балки

Для упрощения расчета высоту свесов полок усредняем.

Площадь сечения бетона

$$A = 150 \cdot 8 + 28 \cdot 24 + 20 \cdot 25 = 1200 + 672 + 500 = 2372 \text{ см}^2;$$

Площадь приведенного сечения

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

$$2372 + 5 \cdot 16,99 + 5 \cdot 2,83 = 2372 + 84,95 + 14,15 = 2471 \text{ см}^2$$

Расстояние от центра тяжести сечения арматуры S до нижней грани балки (учитывая, что сечения всех четырех рядов арматуры одинаковой площади)

$$a_p = (5 + 10 + 15 + 20) / 4 = 12,5 \text{ см};$$

Статический момент сечения бетона относительно нижней грани балки

$$S = 1200 \cdot 75 + 672 \cdot 138 + 500 \cdot 12,5 = 188986 \text{ см}^3;$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани балки

$$y = \frac{S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} (h - a'_p)}{A_{red}} = \frac{188986 + 5 \cdot 16,99 \cdot 12,5 + 5 \cdot 2,83 \cdot (145 - 77,7)}{2471} =$$

$$= 77,3 \text{ см};$$

$$y_{sp} = y - a_p = 77,7 - 12,5 = 65,2 \text{ мм}; y'_{sp} = h - a'_p - y = 145 - 77,7 = 67,3 \text{ мм};$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y'_{sp}{}^2 = \frac{8 \cdot 150^3}{12} + 1200 \cdot (77,7 - 75)^2 + \frac{28 \cdot 24^3}{12} +$$

$$+ 672 \cdot (138 - 77,7)^2 + \frac{20 \cdot 25^3}{12} + 5000(77,7 - 12,5)^2 + 84,95(77,7 - 12,5)^2 +$$

$$+ 14,15(145 - 77,7)^2 = 7310000 \text{ см}^4.$$

Максимально допустимое значение σ_{sp} без учета потерь равно

$$\sigma_{sp} = 0,8 R_{s,n} = 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ МПа}.$$

Определим первые потери.

Потери от релаксации напряжений в арматуре равны

$$\Delta \sigma_{sp1} = (0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1) \sigma_{sp} = (0,22 \cdot 0,8 - 0,1) \cdot 1120 = 85 \text{ МПа}.$$

Потери от температурного перепада между упорами стенда и упорами при $\Delta t = 65^\circ$ равны

$$\Delta \sigma_{sp2} = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа}.$$

Потери от деформации анкеров при $\Delta l = 2 \text{ мм}$ и $l = 20 \text{ м}$ равны

$$\Delta \sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{20000} 180000 = 18 \text{ МПа}.$$

Потери от деформации стальной формы отсутствуют, поскольку усилие обжатия передается на упоры стенда. Таким образом, сумма первых потерь равна

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 85 + 81 + 18 = 184 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

То есть потери в дальнейшем не корректируем. Усилие обжатия с учетом первых потерь и его эксцентриситет равны

$$P_{(1)} = (A_{sp} + A'_{sp}) \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = (16,99 + 2,83)(112 - 18,4) = 1855 \text{ кН};$$

$$e_{0p1} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}} = \frac{16,99 \cdot 6,52 - 2,83 \cdot 67,3}{16,99 + 2,83} = 46,3 \text{ см.}$$

Проверим максимальное сжимающее напряжение бетона σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя σ_{bp} по формуле (2.102) при $y_s = y = 77,7$ мм и принимая момент от собственного веса M равным нулю:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} = \frac{1855}{2471,1} + \frac{1855 \cdot 46,3 \cdot 77,7}{7310000} = 16,63 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} = 0,9 \cdot 20 = 18 \text{ МПа}, \text{ то есть требование выполняется.}$$

Определяем вторые потери напряжений.

$$\text{Потери от усадки равны } \Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,00025 \cdot 18 \cdot 10^4 = 45 \text{ МПа.}$$

Потери от ползучести определяем по формуле (2.100), принимая значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b по классу бетона равному $R_{bp} = 20$ МПа (т.е. по классу В20, поскольку $R_{bp} < 0,7 \cdot 40 = 28$ МПа). Согласно табл. 6 приложения ($\varphi_{b,cr} = 2,8$,

$$a = \frac{E_s}{E_b} = \frac{180000}{27500} = 6,55.$$

согласно табл. 5 приложения $E_b = 27,5 \cdot 10^3$ МПа,

$$\text{Для арматуры } S \quad \mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{16,99}{2372} = 0,00716;$$

$$\text{Для арматуры } S' \quad \mu_{sp} = \frac{A'_{sp}}{A} = \frac{2,83}{2372} = 0,00119.$$

Определим напряжение бетона на уровне арматуры S при $y_s = y_{sp} = 65,2$ см, принимая момент от собственного веса балки в середине пролета. Нагрузка от веса балки равна:

$$q_w = \frac{0,01 \cdot 11200}{18} = 6,22 \text{ кН/м}; \quad M = \frac{q_w l^2}{8} = \frac{6,22 \cdot 17,5^2}{8} = 238,1 \text{ кНм},$$

где $l = 17,5$ м - расстояние между прокладками при хранении балки.

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} - \frac{M y_s}{I_{red}} = \frac{1855}{2471,1} + \frac{1855 \cdot 46,3 \cdot 65,2}{7310000} - \frac{23810 \cdot 65,2}{7310000} = 13 \text{ МПа.}$$

Напряжение бетона на уровне арматуры S' (то есть при $y_s = -y'_s = -67,3$ см)

$$\sigma'_{sp} = \frac{1855}{2471,1} - \frac{1855 \cdot 46,3 \cdot 65,2}{7310000} + \frac{23810 \cdot 65,2}{7310000} = 1,79 \text{ МПа} > 0,0$$

Тогда потери от ползучести равны: для арматуры S

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 \pm \frac{e_{0p1}y_s A_{red}}{I_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 2,8 \cdot 6,55 \cdot 13}{1 + 6,55 \cdot 0,00716 \cdot \left(1 + \frac{46,3 \cdot 65,2 \cdot 2471,1}{7310000}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,8)} = 145,9 \text{ МПа.}$$

для арматуры S'

$$\Delta\sigma'_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 2,8 \cdot 6,55 \cdot 1,79}{1 + 6,55 \cdot 0,00119 \cdot \left(1 + \frac{463 \cdot 652 \cdot 247110}{7310000}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,8)} = 26,3 \text{ МПа.}$$

Напряжения σ_{bp} с учетом всех потерь равны:

для арматуры S

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} - \Delta\sigma_{sp5} - \Delta\sigma_{sp6} = 1120 - 184 - 45 - 145 = 745 \text{ МПа;}$$

для арматуры S'

$$\sigma'_{sp2} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)} - \Delta\sigma_{sp5} - \Delta\sigma'_{sp6} = 1120 - 184 - 45 - 26 = 865 \text{ МПа.}$$

Определим усилие обжатия с учетом всех потерь P и его эксцентриситет e_{op} .

$$P = \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp2} A'_{sp} = 74,5 \cdot 16,99 + 8,65 \cdot 2,83 = 1510 \text{ кН;}$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp}}{P} = \frac{74,5 \cdot 16,99 \cdot 65,2 - 86,5 \cdot 2,83 \cdot 67,3}{1510} = 43,7 \text{ см.}$$

2.2.2 Расчет предварительно напряженных элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям

В настоящем пособии приведены указания по расчету изгибаемых предварительно напряженных элементов. Расчет предварительно напряженных элементов производят для стадии эксплуатации на действие изгибающих элементов и поперечных сил от внешних нагрузок и для стадии изготовления на действие усилий от предварительного натяжения арматуры и усилий от внешних нагрузок, действующих в этой стадии. Расчет по прочности предварительно напряженных элементов при действии изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси. Расчет по прочности в общем случае производят на основе нелинейной деформационной модели. Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии момента в плоскости симметрии нормального сечения расчет допускается производить на основе предельных усилий, принимая прямоугольную эпюру сжатых напряжений бетона равных R_b . Для железобетонных элементов, у которых предельный момент по прочности оказывается меньше предельного момента образования трещин, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по

сравнению с требуемой из расчета по прочности не меньше чем на 15% или должна удовлетворять расчету по прочности на действие момента образования трещин.

Расчет предварительно напряженных элементов в стадии обжатия производят как при внецентренном сжатии усилием предварительного обжатия в предельном состоянии.

Расчет по прочности предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил следует производить для сечений, наклонных к их продольной оси.

При действии крутящих моментов следует проверять прочность пространственных сечений, образованных наклонными отрезками, следующими по трем растянутым граням элемента, и замыкающим отрезком по четвертой сжатой грани. Расчет таких сечений допускается производить без учета усилия предварительного обжатия согласно «Пособию по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003)».

При расчете предварительно напряженных элементов по прочности следует учитывать возможные отклонения предварительного напряжения путем умножения значений σ_{sp} (или усилия P) для рассматриваемой арматуры S и S' на коэффициент γ_{sp} .

Значения коэффициента γ_{sp} принимают равным: 0,9 – при благоприятном влиянии предварительного напряжения; 1,1 – при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения.

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, производят в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_o$, определяемой из условия равновесия продольных сил, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (2.109)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению; значение $\varepsilon_{s,el}$ принимается равным:

$$\text{для арматуры с условным пределом текучести } \varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s};$$

$$\text{для арматуры с физическим пределом текучести } \varepsilon_{s,el} = \frac{R_s - \sigma_{sp}}{E_s};$$

где σ_{sp} - принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp} = 0,9$; R_s , σ_{sp} , E_s - в МПа; ε_{b2} - предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035. Значения ξ_R для определенных классов арматуры может определяться по табл. 17 приложения в зависимости от отношения σ_{sp} / R_s .

Если соблюдается условие $\xi < \xi_R$, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s допускается умножать на коэффициент условий работы γ_{s3} , определяемый по формуле

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1,1. \quad (2.110)$$

Если $\xi / \xi_R < 0,6$, можно, не пользуясь формулой (2.110), принимать $\gamma_{s3} = 1,1$. Коэффициент γ_{s3} не следует учитывать: для напрягаемой арматуры класса А540; в зоне передачи напряжений; при расположении стержней арматуры классов Вр1200-Вр1500 вплотную друг к другу (без зазоров).

Для арматуры класса А1000, имеющей сварные стыки в зоне элемента, где изгибающие моменты превышают 0,9 максимального расчетного момента, коэффициент γ_{s3} принимается не более 1,05.

Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой от внешней нагрузки зоне, вводится в расчет с напряжением σ_{sc} , равным $(400 - \sigma'_{sp})$ (в МПа), где σ'_{sp} определяется при коэффициенте $\gamma_{sp} = 1,1$. При использовании в расчете коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$ принимается $\sigma_{sc} = 500 - \sigma'_{sp}$.

Во всех случаях напряжение σ_{sc} принимается не более R_{sc} .

Если часть арматуры того же класса, что и напрягаемая, применяется без предварительного напряжения, в формулах (2.111) – (2.131) за величину A_{sp} принимается площадь сечения всей арматуры этого класса A_{sp1} при этом значение ξ_R вычисляется согласно формуле 2.109, принимая значение σ_{sp} равным усредненному его значению $\sigma_{sp,m} = \sigma_{sp} (A_{sp} / A_{sp1})$, а в значении A_s учитывается площадь сечения ненапрягаемой арматуры класса, отличного от класса напрягаемой арматуры.

2.2.2.1 Прямоугольные сечения

Расчет прямоугольных сечений (рис. 2.19) производится в зависимости от относительной высоты сжатой зоны следующим образом:

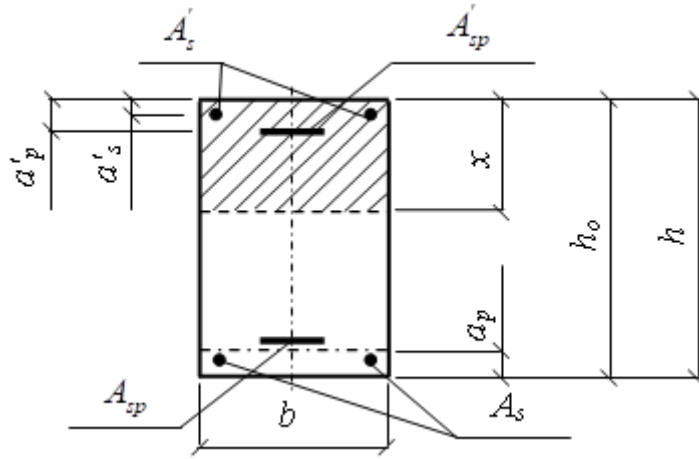


Рис. 2.19 Поперечное прямоугольное сечение изгибаемого железобетонного элемента

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_o} \quad (2.111)$$

а) при $\xi_1 \leq \xi_R$ (где ξ_R - см. табл. 17 приложения) - из условия

$$M \leq R_b b x (h_o - 0,5x) R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_o - a'_p), \quad (2.112)$$

где

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b} \quad (2.113)$$

Здесь коэффициент γ_{s3} определяется по формуле

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + a_c}{4\xi_R + \xi_1 + a_c} \leq 1,1, \quad (2.114)$$

$$\text{где } a_c = \frac{R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_s}{R_b b h_o}.$$

Допускается при отсутствии или малом количестве ненапрягаемой сжатой арматуры коэффициент γ_{s3} определять по формуле (2.110), принимая $\xi = \xi_1$;

б) при $\xi_1 > \xi_R$ - из условия

$$M \leq \frac{2a_m + a_R}{3} R_b b h_o^2 + R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_o - a'_p), \quad (2.115)$$

где $a_m = \xi_1(1 - \xi_1/2)$; $a_R = \xi_R(1 - \xi_R/2)$.

Если по формуле (2.113) $x < 0$, то прочность сечения проверяется из условия

$$M \leq (1,1 R_s A_{sp} + R_s A_s) (h_o - a'_s) \quad (2.116)$$

При напрягаемой арматуре растянутой зоны класса А540 γ_{s3} в формуле (2.110) и коэффициент 1,1 в формуле (2.116) не учитываются, а в условии

(2.115) значение $\frac{2a_m + a_R}{3}$ заменяется на $\frac{a_m + 2a_R}{3}$.

В целях экономичного использования растянутой арматуры изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы выполнялось условие $\xi \leq \xi_R$.

Продольная растянутая арматура при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой зоне подбирается следующим образом.

Вычисляется значение

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} \quad (2.117)$$

Если $a_m < a_R = \xi_R(1 - \xi_R/2)$ (где ξ_R - см. табл. 17 приложения), то сжатой ненапрягаемой арматуры по расчету не требуется. В этом случае площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне при известной площади ненапрягаемой растянутой арматуры A_s (например, принятой из конструктивных соображений) определяется по формуле

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \quad (2.118)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$;

γ_{s3} – по формуле (2.110) или по рекомендациям, приведенным выше к формуле (2.110).

Если $a_m > a_R$, то требуется увеличить сечение, или повысить класс бетона, или установить сжатую ненапрягаемую арматуру по формулам (2.119) – (2.122).

Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры при известной площади напрягаемой арматуры A'_{sp} (например, принятой из условия ограничения начальных трещин) определяется по формуле

$$A'_s = \frac{M - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_o - a'_p) - a_R R_b b h_o^2}{R_{sc} (h_o - a'_s)}, \quad (2.119)$$

где $a_R = \xi_R(1 - \xi_R/2)$ (где ξ_R - см. табл. 17 приложения).

При наличии в сжатой зоне учитываемой в расчете арматуры требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + \sigma_{sc} A'_{sp} + R_{sc} A'_s - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \quad (2.120)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$;

$$a_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_o - a'_p)}{R_b b h_o^2}, \quad (2.121)$$

γ_{s3} – по формуле (2.110). При этом должно выполняться условие $\xi < \xi_R$. В противном случае площадь сечения арматуры в сжатой зоне должна быть принята по формуле (2.119).

Если $a_m < 0$, значение A_{sp} определяется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{M / (h_0 - a'_s) - R_s A_s}{1,1 R_s}. \quad (2.122)$$

Примеры расчета - прямоугольные сечения.

Пример 21. Дано: размеры сечения $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $a = 50$ мм; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); напрягаемая арматура класса А600 ($R_s = 520$ МПа) площадью сечения $A_{sp} = 18,47$ см² (3Ø28); предварительное напряжение при $\gamma_{sp} = 0,9$ с учетом всех потерь $\sigma_{sp2} = 400$ МПа; ненапрягаемая арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа) площадью сечения $A_s = 2,36$ см² (3Ø10); изгибающий момент $M = 570$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_0 = h - a = 70 - 5 = 65$ см. По формуле (2.111) определим значение ξ_1 :

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{52 \cdot 18,47 + 35,5 \cdot 2,36}{1,45 \cdot 30 \cdot 65} = 0,369.$$

По табл. 17 приложения при классе арматуры А600 и при $\sigma_{bp} / R_s = 400 / 520 = 0,769$ находим $\xi_R = 0,457$.

Поскольку $\xi_1 = 0,369 < \xi_R = 0,457$, расчет ведем из условия (2.112), определяя высоту сжатой зоны x по формуле (2.113).

Так как сжатая арматура отсутствует, коэффициент вычисляем по формуле (2.110) при $\xi = \xi_1 = 0,369$:

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \frac{0,369}{0,457} = 1,048 < 1,1.$$

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b} = \frac{1,048 \cdot 52 \cdot 18,47 + 35,5 \cdot 2,36}{1,45 \cdot 30} = 25,06 \text{ см};$$

$R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 1,45 \cdot 30 \cdot 25,06 \cdot (65 - 0,5 \cdot 25,06) = 57200$ кНсм = 572 кНм > $M = 570$ кНм, то есть прочность сечения обеспечена.

Пример 22. Дано: размеры сечения $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $a = 60$ мм; $a_p = 30$ мм; бетон класса В30 ($R_b = 17$ МПа); напрягаемая арматура класса Вр1400 ($R_s = 1170$ МПа) площадью сечения: в растянутой зоне $A_{sp} = 15,70$ см² (80Ø5), в сжатой зоне $A'_{sp} = 3,92$ см² (20Ø5); ненапрягаемая арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа) площадью сечения в растянутой зоне - $A_s = 2,36$ см² (3Ø10); предварительное напряжение с учетом всех потерь: для арматуры в растянутой зоне $\sigma_{sp} = 700$ МПа, для арматуры в сжатой зоне $\sigma'_{sp} = 800$ МПа; изгибающий момент от всех нагрузок $M = 690$ кН·м, от кратковременных нагрузок $M_{sh} = 40$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет.

Определяем рабочую высоту $h_0 = 70 - 6 = 64$ см. Проверим прочность сечения при действии всех нагрузок.

Определяем напряжение в напрягаемой арматуре сжатой зоны σ_{sc} , учитывая коэффициент $\gamma_{sp} = 1,1$:

$$\sigma_{sc} = 400 - 1,1 \cdot 800 = -480 \text{ МПа.}$$

По формуле (2.112) определяем значения ξ_1 :

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - \sigma_{sc} A'_s}{R_b b h_0} = \frac{117 \cdot 15,7 + 35,5 \cdot 2,36 + 48 \cdot 3,92}{1,7 \cdot 30 \cdot 64} = 0,646.$$

Предварительное напряжение арматуры растянутой зоны принимаем с учетом коэффициента $\gamma_{sp} = 0,9$, т.е. $\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 700 = 630$ МПа.

По табл. 17 приложения при классе арматуры Вр1400 и при

$\sigma_{sp} / R_s = 630 / 1170 = 0,538$ $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{630}{1170} = 0,538$ находим $\xi_R = 0,341$. Поскольку $\xi_1 = 0,646 > \xi_R = 0,341$, прочность сечения проверяем из условия (2.115), принимая $a_m = \xi_1(1 - \xi_1/2) = 0,646(1 - 0,646/2) = 0,437$, $a_R = \xi_R(1 - \xi_R/2) = 0,341(1 - 0,341/2) = 0,283$,

$$\frac{2a_m + a_R}{3} R_b b h_0^2 + \sigma_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) = \frac{2 \cdot 0,437 + 0,283}{3} 1,7 \cdot 30 \cdot 64^2 - 48 \cdot 3,92(64 - 3) =$$

$$= 69140 \text{ кНсм} = 691,4 \text{ кНм} > M = 690 \text{ кНм}, \text{ то есть прочность сечения на действие всех нагрузок обеспечена.}$$

Так как момент от кратковременной нагрузки (40 кНм) составляет весьма малую долю от полного момента (690 кНм), проверим прочность сечения на действие только постоянных и длительных нагрузок при $M = 690 - 40 = 650$ кНм. При этом учитываем коэффициент $\gamma_{b2} = 0,9$ т.е. $R_b = 0,9 \cdot 17 = 15,3$ МПа, а напряжение σ_{sc} принимаем равным $\sigma_{sc} = 500 - 380$ МПа. Тогда

$$\xi_1 = \frac{117 \cdot 15,7 + 35,5 \cdot 2,36 + 38 \cdot 3,92}{1,54 \cdot 30 \cdot 64} = 0,704 > \xi_R = 0,341;$$

$$a_m = 0,704(1 - 0,704/2) = 0,456;$$

$((2 \cdot 0,456 + 0,283)/3) \cdot 1,53 \cdot 30 \cdot 64^2 - 38 \cdot 3,92 \cdot 61 = 658,4 \text{ кНм} < M = 650 \text{ кНм}$, то есть прочность сечения обеспечена при любых воздействиях.

Пример 23. Дано: размеры сечения $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $a = a'_s = 50$ мм; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа), напрягаемая арматура класса А600 ($R_s = 520$ МПа); сжатая напрягаемая арматура класса А400 ($R_s = 355$ МПа) площадью сечения $A'_s = 8,40 \text{ см}^2$ (1Ø32); изгибающий момент $M = 490$ кНм.

Требуется определить площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_0 = 70 - 5 = 65$ мм.

Площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяем по формуле (2.120).

По формуле (2.121)) вычисляем значение a_m ;

$$a_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_o - a'_s)}{R_b b h_o^2} = \frac{49000 - 35,5 \cdot 8,04 (65 - 5)}{1,45 \cdot 30 \cdot 65^2} = 0,1734.$$

$$\text{Тогда } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1734} = 0,192.$$

Из табл. 17 приложения при классе арматуры А600, принимая $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$, находим значение $\xi_R = 0,43 > 0,192$.

Так как $\xi/\xi_R = 0,192/0,43 = 0,446 < 0,6$, то $\gamma_{s3} = 1,1$, по рекомендациям указанным к принятию значения γ_{s3} ниже формулы (2.110).

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + R_{sc} A'_s}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,192 \cdot 1,45 \cdot 30 \cdot 65 + 35,5 \cdot 8,04}{1,1 \cdot 52} = 14,48 \text{ см}^2.$$

Отсюда Принимаем в сечении 3Ø25 ($A_{sp} = 14,73 \text{ см}^2$).

2.2.2.2 Тавровые и двутавровые сечения

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 2.20, а), то есть. соблюдается условие

$$\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp}, \quad (2.123)$$

где γ_{s3} определяется по формуле (2.110) при $\xi = h'_f / h_o$, расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b'_f ;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 2.20, б), т.е. условие (2.123) не соблюдается, расчет производится следующим образом в зависимости от относительной высоты сжатой зоны, равной

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{ov} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_o} \quad (2.124)$$

при $\xi_1 \leq \xi_R$ - из условия

$$M \leq R_b b x (h_o - 0,5x) + R_b A_{ov} (h_o - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_o - a'_p), \quad (2.125)$$

$$\text{где } x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{ov} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b} \quad (2.126)$$

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + a_{ov}}{4\xi_R + \xi_1 + a_{ov}} \leq 1,1, \quad (2.127)$$

$$a_{ov} = \frac{R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_s}{R_b b h_o} \quad (2.128)$$

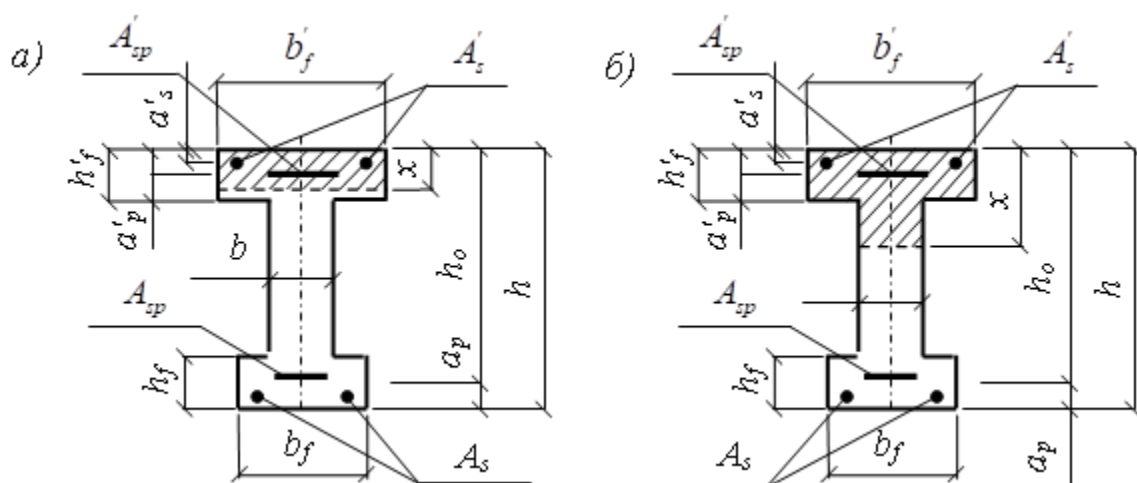


Рисунок 2.20 Форма сжатой зоны в двутавровом сечении железобетонного элемента: а - при расположении границы сжатой зоны в полке; б - то же, в ребре

в формулах (2.124) – (2.128) $A_{ov} = (b'_f - b) \cdot h'_f$, A_{ov} - площадь сечения свесов сжатой полки, равная;

при $\xi_1 > \xi_R$ - из условия

$$M \leq \frac{2a_m + a_R}{3} R_b b h_o^2 + R_b A_{ov} (h_o - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_o - a'_p), \quad (2.129)$$

где $a_m = \xi_1(1 - \xi_1/2)$; $a_R = \xi_R(1 - \xi_R/2)$.

При переменной высоте свесов полки значение h'_f принимается равной средней высоте свесов. Ширина сжатой полки b'_f вводимая в расчет, не должна превышать значений, приведенных ниже.

При напрягаемой арматуре растянутой зоны класса А540 коэффициент γ_{s3} в формуле (2.126) не учитывается, а значение $(2a_m + a_R)/3$ в условии (2.129) заменяется на a_R .

Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A'_s = \frac{M - a_R R_b b h_o^2 - R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0,5h'_f) - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_o - a'_p)}{R_{sc} (h_o - a'_s)}, \quad (2.130)$$

где $a_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R)$; ξ_R - по формуле (2.109) или по табл. 17 приложения.

При этом, если $\xi_R = h'_f / h_o$, значение A'_s определяется как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ по формуле (2.119).

Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_o - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_o - a'_p), \quad (2.131)$$

площадь сечения напрягаемой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f'$ по формулам (2.118) и (2.120);

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (2.131) не соблюдается, площадь сечения напрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + R_b A_{ov} + \sigma_{sc} A_{sp}' + R_{sc} A_s' - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \quad (2.132)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$;

$$a_m = \frac{M - R_b A_{ov} (h_o - 0,5h_f') - R_{sc} A_s' (h_o - a_s') - \sigma_{sc} A_{sp}' (h_o - a_p')}{R_b h_o^2}, \quad (2.133)$$

γ_{s3} – по формуле (2.110) или по рекомендациям, приведенным выше к формуле (2.110); $A_{ov} = (b_f' - b) \cdot h_f'$.

При этом должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R$. В противном случае площадь сечения сжатой арматуры должна быть определена по формуле (2.130).

Вводимая в расчет ширина сжатой полки b_f' принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h_f' > 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h_f' < 0,1h - 6h_f'$;

в) при консольных свесах полки:

при $h_f' \geq 0,1h - 6h_f'$; при $0,05h \leq h_f' < 0,1h - 3h_f'$;

при $h_f' < 0,05h$ - свесы не учитываются.

Примеры расчета - тавровые и двутавровые сечения.

Пример 24. Дано: размеры сечения $b_f' = 1120$ мм, $h_f' = 30$ мм, $b = 100$ мм, $h = 300$ мм; $a = 30$ мм; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа); напрягаемая арматура класса А600 ($R_s = 520$ МПа); изгибающий момент $M = 32$ кН·м.

Требуется определить площадь сечения арматуры.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = h - a = 300 - 30 = 270$ мм. Расчет ведем в предположении, что сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется.

Проверяем условие (2.131):

$$R_b b_f' h_f' (h_o - 0,5 h_f') = 14,5 \cdot 1120 \cdot 30 \cdot (270 - 0,5 \cdot 30) = 124,2 \text{ кНм} > M = 32 \text{ кНм},$$

то есть граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f' = 1120$ мм.

Определим значение a_m по формуле (2.117):

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{3200}{14,5 \cdot 1120 \cdot 270^2} = 0,027.$$

По табл. 17 приложения при классе арматуры А600 и $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ находим $\xi_R = 0,43$. Тогда $a_R = \xi_R(1 - \xi_R/2) = 0,43(1 - 0,43/2) = 0,338 > a_m = 0,027$, т.е. сжатой арматуры действительно не требуется, и площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (2.118).

Для этого определяем $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,027} = 0,0274$ и коэффициент γ_{s3} . Так как $\xi/\xi_R = 0,0274/0,43 < 0,6$ принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Тогда при $A_s = 0 \rightarrow A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,0274 \cdot 14,5 \cdot 1120 \cdot 270}{1,1 \cdot 520} = 2,1 \text{ см}^2$.
Принимаем 2Ø12 А600 ($A_{sp} = 2,26 \text{ см}^2$).

Пример 24. Дано: размеры сечения $b_f' = 280$ мм, $h_f' = 200$ мм, $b = 80$ мм, $h = 900$ мм; $a = 72$ мм, $a' = 40$ мм; бетон класса В30 ($R_b = 17$ МПа); напрягаемая арматура в растянутой зоне класса А600 ($R_s = 520$ МПа) площадью сечения $A_{sp} = 20,36 \text{ см}^2$ (8Ø18); ненапрягаемая сжатая арматура класса А400 ($R_{sc} = 355$ МПа) площадью сечения $A_s' = 2,26 \text{ см}^2$ (2Ø12); предварительное напряжение арматуры при $\gamma_{sp} = 0,9$ с учетом всех потерь $\sigma_{sp} = 320$ МПа; изгибающий момент $M = 790$ кНм.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = 900 - 72 = 828$ мм. Проверяем условие (2.123), принимая $\gamma_{s3} = 1,0$:

$$R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s' = 17 \cdot 280 \cdot 200 + 355 \cdot 2,26 = 1032,2 \text{ кН} < \gamma_{s3} R_s A_{sp} =$$

$= 520 \cdot 20,36 = 1058,7 \text{ кН}$, то есть условие (2.123) не соблюдается; при $\gamma_{s3} > 1$ это условие тем более не будет соблюдаться и, следовательно, граница сжатой зоны проходит в ребре.

Площадь сечения сжатых свесов полки равна
 $A_{ov} = (b'_f - b)h'_f = (28 - 8) \cdot 20 = 400 \text{ см}^2.$

По формуле (2.124) определяем значение ξ_1 :

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} - R_b A_{ov} - R_{sc} A'_s}{R_b b h_o} = \frac{52 \cdot 20,36 - 1,7 \cdot 400 - 35,5 \cdot 2,26}{1,7 \cdot 8 \cdot 82,8} = 0,265.$$

Из табл. 17 приложения при классе арматуры А600 и $\sigma_{sp}/R_s = 320/520 = 0,615$ находим $\xi_R = 0,433$.

Поскольку $\xi_1 = 0,265 < \xi_R = 0,433$, расчет ведем из условия (2.125).

Определяем коэффициент γ_{s3} по формуле (2.127), предварительно вычислив

$$a_{ov} = (R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s) \cdot (R_b b h_o) = (1,7 \cdot 400 + 35,5 \cdot 2,26) \cdot (1,7 \cdot 8 \cdot 82,8) = 0,675;$$

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + a_{ov}}{4\xi_R + \xi_1 + a_{ov}} = \frac{5 \cdot 0,433 + 0,675}{4 \cdot 0,433 + 0,265 + 0,675} = 1,063 < 1,1.$$

Высота сжатой зоны равна

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} - R_b A_{ov} - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{1,063 \cdot 52 \cdot 20,36 - 1,7 \cdot 400 - 35,5 \cdot 2,26}{1,7 \cdot 8} = 26,8$$

см. Тогда $R_b b x (h_o - 0,5x) + R_b A_{ov} (h_o - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) = 1,7 \cdot 8 \cdot 26,8 \cdot (82,8 - 0,5 \cdot 26,8) + 1,7 \cdot 400 \cdot (82,8 - 0,5 \cdot 20) + 35,5 \cdot 2,26 (82,8 - 4) = 81120 \text{ кНсм} = 811,2 \text{ кНм} > 790 \text{ кНм}$, т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 25. Дано: размеры сечения $b'_f = 280 \text{ мм}$, $h'_f = 200 \text{ мм}$, $b = 80 \text{ мм}$, $h = 900 \text{ мм}$; $a = 90 \text{ мм}$; $a'_s = 40 \text{ мм}$; бетон класса В35 ($R_b = 19,5 \text{ МПа}$); напрягаемая арматура в растянутой зоне класса К1400 ($R_s = 1170 \text{ МПа}$); ненапрягаемая сжатая арматура класса А400 ($R_s = 355 \text{ МПа}$) площадью сечения $A'_s = 2,26 \text{ см}^2$ (2Ø12); изгибающий момент $M = 1000 \text{ кНм}$. Требуется подобрать сечение напрягаемой арматуры.

Расчет.

Определяем рабочую высоту сечения $h_o = h - a = 90 - 9 = 81 \text{ см}$.

Проверяем условие (2.131):

$$R_b b'_f h'_f (h_o - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) = 1,95 \cdot 28 \cdot 20 \cdot (81 - 0,5 \cdot 200) + 35,5 \cdot 2,26 (81 - 4) = 83700 \text{ кНсм} = 837 \text{ кНм} < M = 1000 \text{ кНм},$$

то есть граница сжатой зоны проходит в ребре, и поэтому требуемую арматуру определяем по формуле (2.132).

Площадь сжатых свесов полки равна

$$A_{ov} = (b'_f - b)h'_f = (28 - 8) \cdot 20 = 400 \text{ см}^2.$$

По формуле (2.133) определяем значение a_m :

$$a_m = \frac{M - R_b A_{ov} (h_o - 0,5h_f') - R_{sc} A_s' (h_o - a_s')}{R_b b h_o^2} =$$

$$= \frac{100000 - 1,95 \cdot 400 \cdot (81 - 0,5 \cdot 20) - 25,5 \cdot 2,26(81 - 4)}{1,95 \cdot 8 \cdot 81^2} = 0,3756.$$

$$\text{Тогда } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,3756} = 0,501.$$

Из табл. 17 приложения при классе арматуры K1400 и при $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ находим $\xi_R = 0,34$.

Так как $\xi = 0,501 > \xi_R = 0,34$, сжатой арматуры поставлено недостаточно, и необходимую ее площадь определяем по формуле (2.130), принимая $a_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R) = 0,34 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,34) = 0,282$,

$$A_s' = \frac{M - a_R R_b b h_o^2 - R_b A_{ov} (h_o - 0,5h_f')}{R_{sc} (h_o - a_s')} =$$

$$= \frac{100000 - 0,282 \cdot 1,95 \cdot 8 \cdot 81^2 - 1,95 \cdot 400 \cdot (81 - 0,5 \cdot 20)}{35,5 \cdot (81 - 4)} = 5,76 \text{ см}^2.$$

Сжатую арматуру принимаем в виде 2Ø20 ($A_s' = 6,28 \text{ см}^2 > 5,76 \text{ см}^2$) и снова аналогично определяем значение ξ

$$a_m = \frac{100000 - 1,95 \cdot 400 \cdot 71 - 35,5 \cdot 6,28 \cdot 77}{1,95 \cdot 8 \cdot 81^2} = 0,268.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,268} = 0,319.$$

По формуле (2.110) определяем γ_{s3}

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot (\xi / \xi_R) = 1,25 - 0,25 \cdot (0,319 / 0,34) = 1,015. \text{ Тогда}$$

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + R_b A_{ov} + R_{sc} A_s'}{\gamma_{s3} R_s} =$$

$$= \frac{0,319 \cdot 1,95 \cdot 8 \cdot 81 + 1,95 \cdot 400 + 35,5 \cdot 6,28}{1,015 \cdot 117} = 11,84 \text{ см}^2.$$

Принимаем 9Ø15 ($A_{sp} = 12,74 \text{ см}^2$).

2.2.3 Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия

При расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, равная

$$N_p = (\sigma_{sp}' - 330) \cdot A_{sp}' + \sigma_{sp} \cdot A_{sp},, \quad (2.134)$$

где A_{sp}' и A_{sp} - площадь напрягаемой арматуры, расположенной соответственно в наиболее обжатой и в растянутой (менее обжатой) зонах

сечения; σ'_{sp} и σ_{sp} - предварительные напряжения с учетом первых потерь и коэффициента $\gamma_{sp} = 1,1$ в арматуре с площадью сечения A'_{sp} и A_{sp} .

При этом расчете расчетное сопротивление бетона сжатию $R_b^{(p)}$ определяют по табл. 4 приложения при классе бетона, численно равном передаточной прочности бетона R_{bp} , используя линейную интерполяцию.

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне площадью сечения A'_s принимается не более 330 МПа. При центральном обжатии элемента расчет прочности в этой стадии может не производиться.

Расчет элементов прямоугольного сечения, а также таврового сечения с полкой в менее обжатой зоне (рис. 2.21) в стадии обжатия производится из условия

$$N_p e \leq R_b^{(p)} b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a'), \quad (2.135)$$

где высота сжатой зоны x определяется в зависимости от величины ξ_R , определяемой по ненапрягаемой арматуре менее обжатой зоны площадью сечения A_s :

$$\begin{aligned} \text{а) при } \xi = \frac{N_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b^{(p)} b h_o} \leq \xi_R \rightarrow x = h_o / \xi \\ \text{б) при } \xi > \xi_R \rightarrow x = \frac{N_p + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b^{(p)} b + \frac{2 R_s A_s}{h_o (1 - \xi_R)}}; \end{aligned} \quad (2.136)$$

e – по формуле (2.138); значение ξ_R можно также определять по табл. 11 приложения.

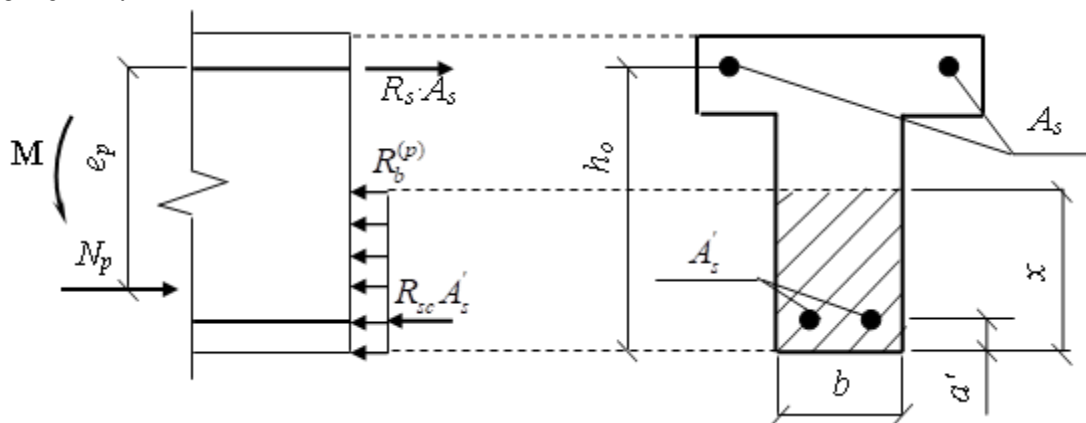


Рисунок 2.21– Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с прямоугольной сжатой зоной в стадии предварительного обжатия

Расчет элементов двутаврового, а также таврового сечения с полкой в более обжатой зоне в стадии обжатия производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т.е. соблюдается условие

$$N_p \leq R_b^{(p)} b_f' h_f' - R_s A_s + R_{sc} A_s', \quad (2.137)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b_f' ;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 2.22), т.е. условие (2.137) не соблюдается, расчет производится из условия

$$N_p e \leq R_b^{(p)} b x (h_o - 0,5x) + R_b^{(p)} (b_f' - b) h_f' (h_o - 0,5h_f') + R_{sc} A_s' (h_o - a'), \quad (2.138)$$

где высота сжатой зоны x определяется по формулам:

$$\text{— при } \xi = \frac{N_p + R_s A_s - R_{sc} A_s' - R_b^{(p)} (b_f' - b) h_f'}{R_b^{(p)} b h_o} \leq \xi_R$$

(где ξ_R - по формуле (2.110)); $x = \xi h_o$.

— при $\xi > \xi_R$

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} A_s' - R_b^{(p)} (b_f' - b) h_f'}{R_b^{(p)} b + \frac{2 R_s A_s}{h_o (1 - \xi_R)}}; \quad (2.139)$$

e - по формуле (2.140).

Значение e в условиях (2.135) и (2.138) определяется по формуле

$$e = e_p \pm M / N_p, \quad (2.140)$$

где e_p - расстояние от точки приложения силы N_p до центра тяжести ненапрягаемой арматуры менее обжатой зоны;

M - момент от собственного веса элемента, действующий в стадии изготовления; знак "плюс" принимается, если момент M растягивает менее обжатую зону, знак "минус" - если сжимает эту зону.

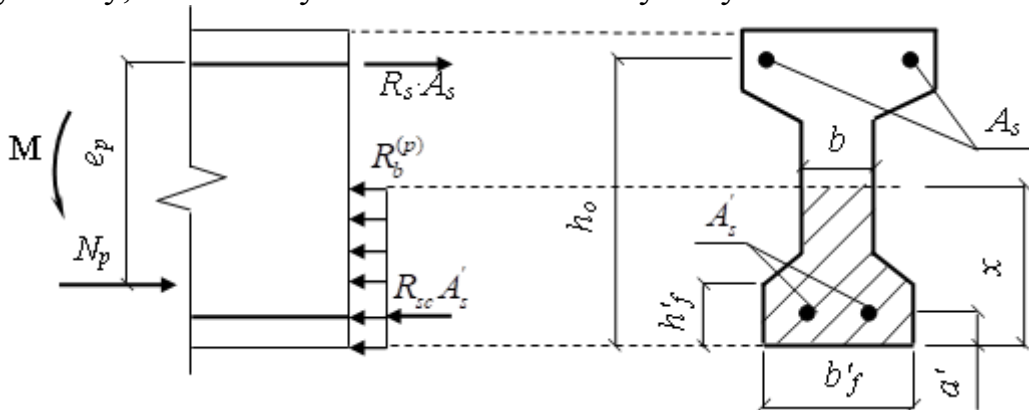


Рисунок 2.22– Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне в стадии предварительного обжатия

При этом рассматривается сечение в месте строповки элемента (рис. 2.23, а), или, если это сечение пересекает зону передачи напряжений, сечение в конце этой зоны (рис. 2.23, б).

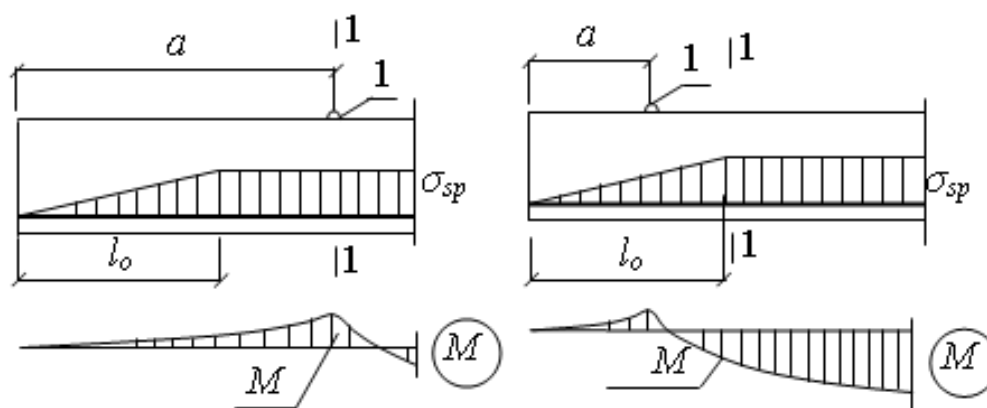


Рисунок 2.23– К определению момента M при расчете в стадии предварительного обжатия
 а) - когда $a > l_p$ б) - когда $a < l_p$; 1-1 -расчетное сечение; l - монтажная петля

В обоих случаях, если момент M растягивает верхнюю (менее обжатую) зону, его следует учитывать с коэффициентом динамичности 1,4 и коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$; в противном случае - без коэффициента динамичности и при $\gamma_f = 0,9$.

Примеры расчета

Пример 26. Дано. Ребристая плита покрытия длиной 12м с поперечным сечением ребра по рис. 2.24. Напрягаемая арматура из канатов класса К1400 $\varnothing 15$. Предварительное напряжение с учетом первых потерь при $\gamma_{sp}=1,1$ $\sigma_{sp(1)}=900$ МПа. Передаточная прочность бетона $R_{bp} = 25$ МПа. Масса плиты 7,4 т. Монтажные петли расположены на расстоянии 1000 мм от торца плиты.

Требуется проверить прочность плиты в стадии обжатия.

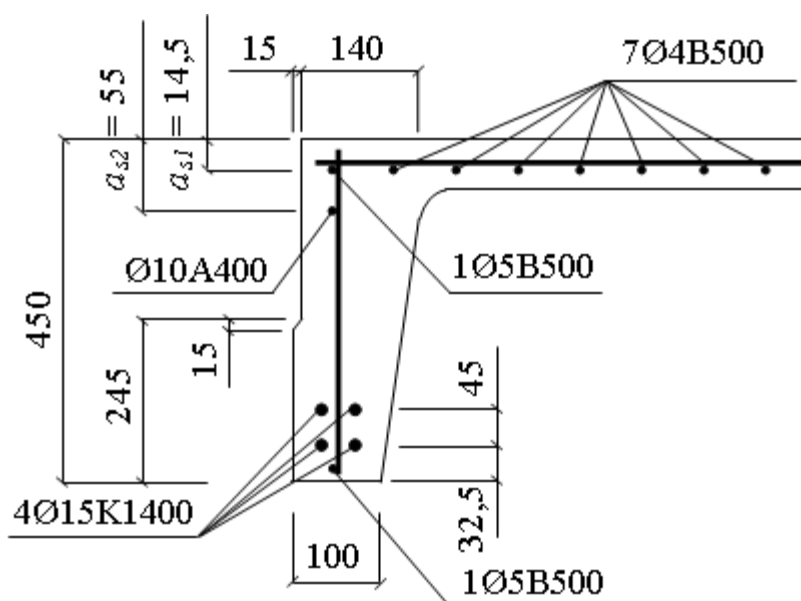


Рисунок 2.24– Сечение и армирование плиты

Расчет. Из рис. 2.24 видно, что напрягаемая арматура в виде 4Ø15 располагается только в наиболее обжатой зоне, т. е. $A'_{sp} = 5,66 \text{ см}^2$, $A_{sp} = 0,0$.

Тогда усилие обжатия согласно формуле (2.134) равно

$$N_p = (\sigma'_{sp} - 330) \cdot A'_{sp} = (90 - 33) \cdot 5,66 = 322,6 \text{ кН.}$$

Ненапрягаемую арматуру 1Ø5 В500, расположенную в наиболее обжатой зоне, в расчете не учитываем, поскольку она не удовлетворяет конструктивным требованиям, т.е. $A_s = 0,0$.

В менее обжатой зоне располагается ненапрягаемая арматура 1Ø10 А400 ($A_{s1} = 7,85 \text{ см}^2$), и (Ø5+7Ø4) В500 ($A_{s2} = 1,96 + 8,79 = 10,75 \text{ см}^2$). Расстояние центра тяжести этой арматуры от верхней грани равно:

$$a = \frac{A_{s1} a_{s1} + A_{s2} a_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{0,785 \cdot 5,5 + 1,076 \cdot 1,45}{0,785 + 1,076} = 3,16 \text{ см.}$$

Следовательно, $h_o = h - a = 45 - 3,16 = 41,8 \text{ см.}$

Определяем расстояние центра тяжести напрягаемой арматуры от нижней грани равно $a'_p = 3,25 + 4,5/2 = 5,5 \text{ мм.}$ Тогда значение $e_p = h_o - a_p = 41,8 - 5,5 = 36,3 \text{ см.}$

Равномерно распределенная нагрузка от половины веса плиты с учетом того, что при определении нагрузки от собственного веса удельный вес конструкции в кН/м^3 допускается принимать равным 0,01 от плотности в кг/м^3 .

$$q = \frac{7400}{12} \cdot \frac{0,01}{2} = 3,08 \text{ кН/м.}$$

Значение R_{bt} , соответствующее передаточной прочности бетона $R_{bp} = 25 \text{ МПа}$, т.е. при В25, равно $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$. Тогда $R_{bond} = \eta R_{bt} = 2,2 - 1,05 = 2,31 \text{ МПа}$.

Определяем длину зоны передачи напряжения

$$l_p = \frac{\sigma_{sp}}{4R_{bond}} d_s = \frac{900}{4 \cdot 2,31} 1,5 = 146,1 \text{ см} = 1,46 \text{ м.}$$

Поскольку $l_p = 1,46 \text{ м}$ больше расстояния монтажной петли от торца $a = 1 \text{ м}$, проверяем сечение в конце зоны передачи напряжения, где усилие обжатия используется полностью. В этом сечении при подъеме плиты действует момент от собственного веса, растягивающий нижнюю наиболее обжатую зону. При этом коэффициент динамичности не учитывается, а коэффициент надежности по нагрузке принимается равным $\gamma_f = 0,9$, т.е. $q = 3,08 \cdot 0,9 = 2,77 \text{ кН/м}$. Определим этот момент по формуле

$$M = q(l_p - a)[l - 2a - (l_p - a)]/2 - qa^2/2 = 2,77 \cdot 0,46 \cdot (12 - 2 \cdot 1 - 0,46)/2 - 2,77 \cdot 1^2/2 = 4,7 \text{ кНм.}$$

Определяем момент $N_p e$, принимая значение M со знаком "минус"

$$N_p e = N_p \cdot e_p - M = 322,6 \cdot 0,363 - 4,7 = 112,4 \text{ кНм.}$$

Расчетное сопротивление бетона, соответствующее передаточной прочности бетона R_{bp} , согласно табл. 4 приложения равно $R_b^{(p)} = 14,5$ МПа.

Поскольку ширина ребра b переменна, принимаем в первом приближении ширину ребра посередине высоты сжатой зоны равной $\xi_R h_o$. Из табл. 11 приложения принимаем значение ξ_R по арматуре класса В500 как минимальное, т.е. $\xi_R = 0,502$.

$$\text{Тогда } b = 10 + \frac{1,5 + 14 - 10}{45 - 3} \cdot \frac{0,502 \cdot 41,8}{2} = 11,37 \text{ см.}$$

Значение ξ при $A'_s = 0$ и $R_s A_s = 35,5 \cdot 7,85 + 41,5 \cdot 10,76 = 72,52$ кН равно

$$\xi = \frac{N_p + R_s A_s}{R_b^{(p)} b h_o} = \frac{322,6 + 35,5 \cdot 7,85}{1,45 \cdot 11,37 \cdot 41,8} = 0,573$$

Поскольку $\xi = 0,573 > \xi_R = 0,502$, высоту сжатой зоны определяем по формуле (2.136)

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R}}{R_b^{(p)} b + \frac{2 R_s A_s}{h_o (1 - \xi_R)}} = \frac{322,6 + 35,5 \cdot 7,85 \cdot \frac{1 + 0,502}{1 - 0,502}}{1,45 \cdot 11,37 + \frac{2 \cdot 35,5 \cdot 7,85}{41,8 \cdot (1 - 0,502)}} = 23,08 \text{ см.}$$

При этом ширина ребра, принятая на уровне $0,5 \xi_R h_o = 10,5$ см, меньшем $x/2 = 11,54$ см, должна быть несколько увеличена. Не пересчитывая "в запас" эту ширину ребра, проверим прочность плиты в стадии обжатия из условия (2.135): $R_b^{(p)} b x (h_o - 0,5x) = 1,45 \cdot 11,37 \cdot 23,08 (41,8 - 0,5 \cdot 23,08) = 11514$ кНсм = $= 115,4$ кНм $> N_p \cdot e = 112,4$ кНм, то есть прочность в стадии обжатия обеспечена.

2.2.4 Расчет нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели

При расчете по прочности усилия и деформации в нормальном сечении определяют на основе нелинейной деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элементов, а также следующие положения: распределение относительных деформаций бетона и арматуры по высоте сечения элемента принимают по линейному закону (гипотеза плоских сечений; связь между осевыми сжимающими напряжениями бетона σ_b и относительными его деформациями ε_b принимают в виде двухлинейной диаграммы (рис. 2.25), согласно которой напряжения σ_b определяются следующим образом:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1,red} \rightarrow \sigma_b = E_{b,red} \varepsilon_b; \text{ при } \varepsilon_{b1,red} < \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2} \rightarrow \sigma_b = R_b;$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль деформации бетона, равный

$$E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red}; \varepsilon_{b1,red} = 0,0015; \varepsilon_{b2} = 0,0035; R_b - \text{см. табл. 4 приложения;}$$

- сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается (то есть принимается $\sigma_b = 0,0$);

- связь между напряжениями арматуры σ_s и относительными деформациями арматуры от внешней нагрузки ε_s принимают: для ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести в виде двухлинейной диаграммы (рис. 2.26), согласно которой напряжения σ_s принимают равными:

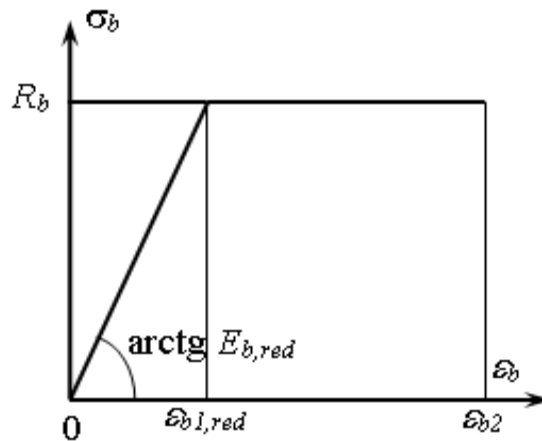


Рисунок 2.25 Двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

при $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s0} \rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon_s$;
 при $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2} \rightarrow \sigma_s = R_s$, где $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s$; $\varepsilon_{s2} = 0,025$; R_s - см. табл. 9 приложения; E_s - см. табл. 10 приложения;

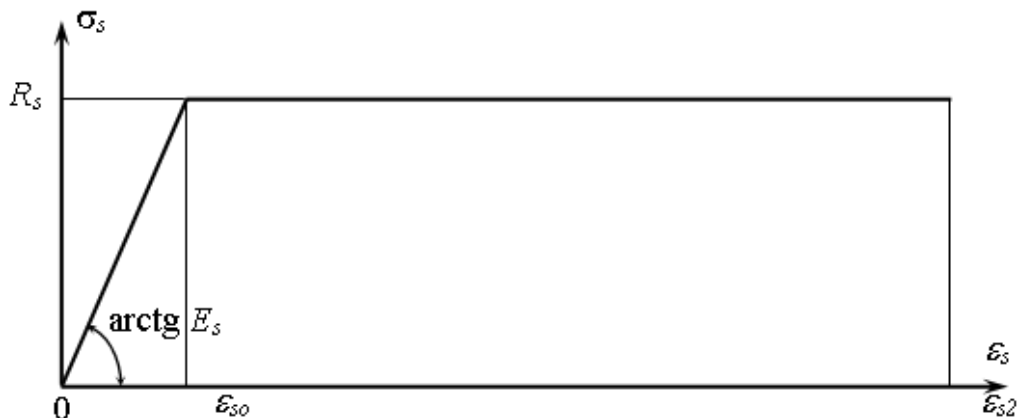


Рисунок 2.26 – Двухлинейная диаграмма состояния арматуры с физическим пределом текучести

Для ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести в виде трехлинейной диаграммы (рис. 2.27), согласно которой напряжения σ_s принимают равными:

при $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s1} \rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon_s$;

при $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2} \rightarrow \sigma_s = (0,1 \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + 0,9) R_s$, но не более $1,1 R_s$,
 где $\varepsilon_{s1} = 0,9 R_s / E_s$; $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s + 0,002$; $\varepsilon_{s2} = 0,015$;

для напрягаемой арматуры любых видов связь между напряжениями σ_s и деформациями от внешней нагрузки ε_s принимают по вышеприведенным

зависимостям, заменяя для стержней растянутой зоны значение ε_s на $\varepsilon_s + \sigma_{sp} / E_s$, где σ_{sp} -предварительное напряжение арматуры с учетом $\gamma_{sp} = 0,9$;

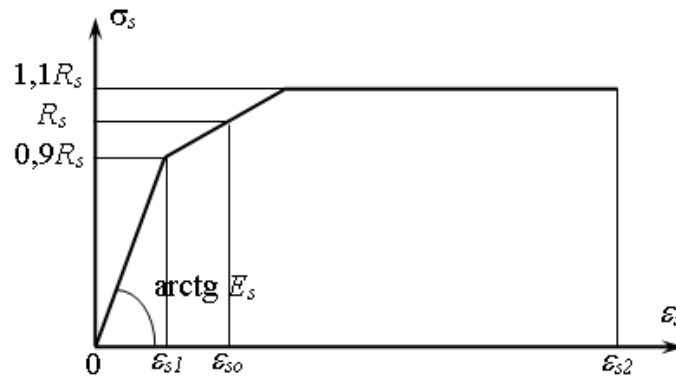


Рис. 2.27 Трехлинейная диаграмма состояния арматуры с условным пределом текучести

для стержней сжатой зоны ε_s на $\varepsilon_s - \sigma_{sp} / E_s$, где σ_{sp} принимается с учетом $\gamma_{sp} = 1,1$; при этом для стержней растянутой зоны трехлинейная диаграмма $\sigma_s - \varepsilon_s$ приобретает вид согласно рис. 2.28.

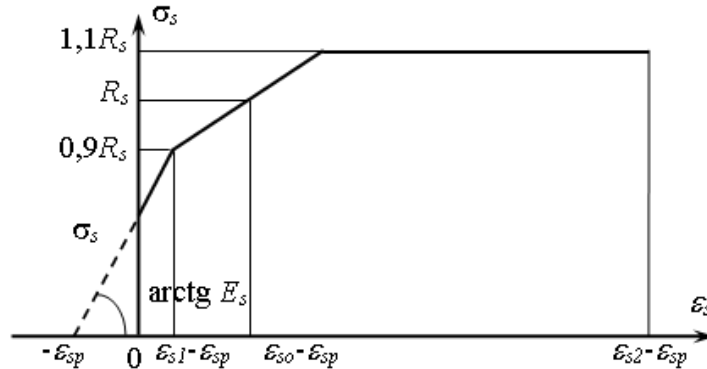


Рисунок 2.28– Трехлинейная диаграмма состояния арматуры с условным пределом текучести при учете предварительного напряжения (здесь ε_s - деформация арматуры от внешней нагрузки)

Переход от эпюры напряжений в бетоне к обобщенным внутренним усилиям рекомендуется осуществлять с помощью процедуры численного интегрирования по нормальному сечению. Для этого нормальное сечение в направлении плоскости изгиба (нормальной нейтральной оси) разделяется на участки малой ширины, напряжения в которых принимают равномерно распределенными и соответствующими деформациям на уровне середины ширины участка.

В общем случае положение нейтральной оси и максимальные деформации изгибаемых элементов определяют из уравнений равновесия внешних и внутренних усилий:

$$M_x = \sum \sigma_{bi} A_{bi} z_{bxi} + \sum \sigma_{sj} A_{sj} z_{sxj}; \quad (2.141)$$

$$M_y = \sum \sigma_{bi} A_{bi} z_{byi} + \sum \sigma_{sj} A_{sj} z_{syj}; \quad (2.142)$$

$$\sum \sigma_{bi} A_{bi} + \sum \sigma_{sj} A_{sj} = 0, \quad (2.143)$$

где M_x и M_y - изгибающие моменты, действующие в плоскостях выбранных координатных осей соответственно x и y ;

A_{bi} , z_{bxi} , z_{byi} , σ_{bi} - площадь, координаты центра тяжести i -того участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

A_{sj} , z_{sxj} , z_{syj} , σ_{sj} - площадь, координаты центра тяжести j -того стержня и напряжение в нем.

Напряжения σ_{bi} и σ_{sj} определяются в соответствии с диаграммами на рис. 2.25-2.28.

Растягивающие напряжения арматуры σ_{sj} следует учитывать в уравнениях (2.141) – (2.142) со знаком "минус".

Координатные оси x и y рекомендуется проводить через центр тяжести наиболее растянутого стержня.

Расчет сечений изгибаемых нормальных железобетонных элементов по прочности производят из условий

$$\varepsilon_{b,max} \leq \varepsilon_{b2}; \quad (2.144)$$

$$|\varepsilon_{s,max}| \leq \varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sp}, \quad (2.145)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ и $\varepsilon_{s,max}$ - относительные деформации соответственно наиболее сжатого волокна бетона и наиболее растянутого стержня арматуры от действия внешних нагрузок, определяемые из решения уравнений (2.143) - (2.144);

ε_{sp} - относительное удлинение напрягаемой арматуры при нулевых деформациях окружающего бетона, равное $\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp}/E_s$, где σ_{sp} принимается с учетом $\gamma_{sp} = 0,9$;

ε_{b2} , ε_{s2} - см. ниже.

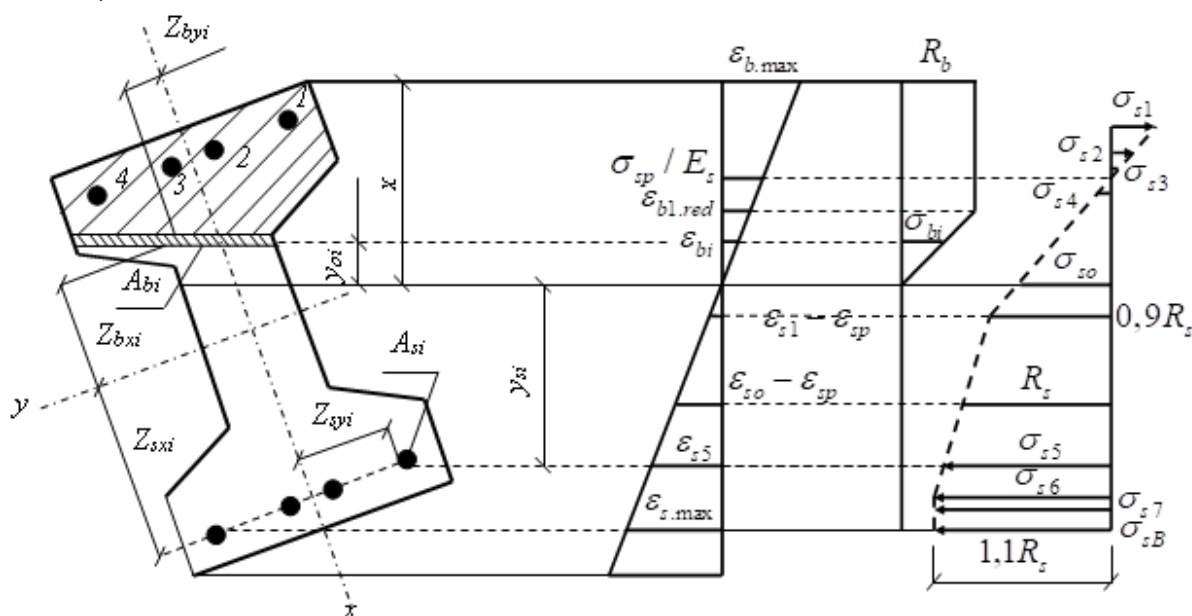


Рисунок 2.29— Эпюры деформаций и напряжений бетона и арматуры
 а - эпюра деформаций; б - эпюра напряжений бетона; в - напряжения в стержнях
 напрягаемой арматуры с условным пределом текучести

Расчет на основе нелинейной деформационной модели производится с помощью компьютерных программ.

При действии в нормальном сечении двух моментов M_x и M_y по обеим координатным осям x и y компьютерную программу рекомендуется составлять на основе следующего алгоритма:

1. Задаются направлением нейтральной оси: в 1-м приближении это направление определяется как для упругого материала, т.е. принимается угол

наклона нейтральной оси к оси y равным $\theta = \arctg \frac{I_x M_y}{I_y M_x}$.

2. Последовательными приближениями подбирают такую высоту сжатой зоны x (см. рис. 2.29), при которой выполняется равенство (2.143); при этом в крайней сжатой точке принимается $\varepsilon_b = \varepsilon_{b2}$, деформации сжатого бетона каждого i -того участка принимаются равными $\varepsilon_{bi} = \varepsilon_{b2} y_{bi}/x$, а деформации j -того стержня арматуры – $\varepsilon_{sj} = \varepsilon_{s2} y_{sj}/x$, где y_{bi} , y_{sj} – расстояния от нейтральной оси до центра тяжести соответственно i -того участка бетона и j -ого стержня арматуры. В случае, если $\varepsilon_{s,max} > \varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sp}$ принимается $\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sp}$ и тогда $\varepsilon_{bi} = \varepsilon_{s,max} y_{si}/(h_o - x)$, где h_o – расстояние между наиболее растянутым стержнем арматуры и наиболее сжатой точкой бетона в направлении, нормальном нейтральной оси. Напряжения σ_{bi} и σ_{sj} определяются в зависимости от соответствующих деформаций ε_{bi} и ε_{sj} по диаграммам на рис. 2.25-2.28.

3. По формулам (2.142) и (2.143) определяют моменты внутренних усилий $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$. Если оба эти момента оказываются больше или меньше соответствующих внешних моментов M_x и M_y , то прочность сечения считается соответственно обеспеченной или не обеспеченной.

Если один из моментов (например $M_{y,ult}$) меньше соответствующего внешнего момента (т.е. $M_{y,ult} < M_y$), а другой больше (т.е. $M_{x,ult} > M_x$), задаются другим углом наклона нейтральной оси θ (большим, чем ранее принятый) и вновь проводят аналогичный расчет.

2.2.5 Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил

Расчет элементов при действии поперечных сил должен обеспечить прочность:

- по полосе между наклонными сечениями;
- на действие поперечной силы по наклонному сечению;
- на действие момента по наклонному сечению.

2.2.5.1 Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

Расчет изгибаемых элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \leq 0,3R_b b h_o \quad (2.146)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры не менее h_o .

При переменной ширине b по высоте сечения в расчет (в формулу 2.146 и последующие) вводится ширина сечения на уровне середины высоты сечения без учета полок.

2.2.5.2 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Элементы постоянной высоты, армированные хомутами, нормальными к оси элемента

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рис. 2.30) производят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (2.147)$$

где Q - поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры, при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на опирном участке длиной c ;

Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \quad (2.148)$$

$$\text{где } M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_o^2; \quad (2.149)$$

$$\varphi_n = 1 + 3 \frac{N_p}{N_b} - 4 \left(\frac{N_p}{N_b} \right)^2; \quad (2.150)$$

$N_p = 0,7P$; P - усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне; $N_b = 1,3R_b A_1$, но не менее N_p ; A_1 - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки.

Допускается значение φ_n определять по формуле

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2; \quad (2.151)$$

Значение Q_b принимают не более $2,5R_{bt} b h_o$ и не менее $Q_{b,min} = 0,5\varphi_n R_{bt} b h_o$

Значение c определяют согласно указанием ниже.

Усилие Q_{sw} определяют по формуле

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c_o \quad (2.152)$$

где q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} \quad (2.153)$$

c_o - длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c , но не более $2h_o$.

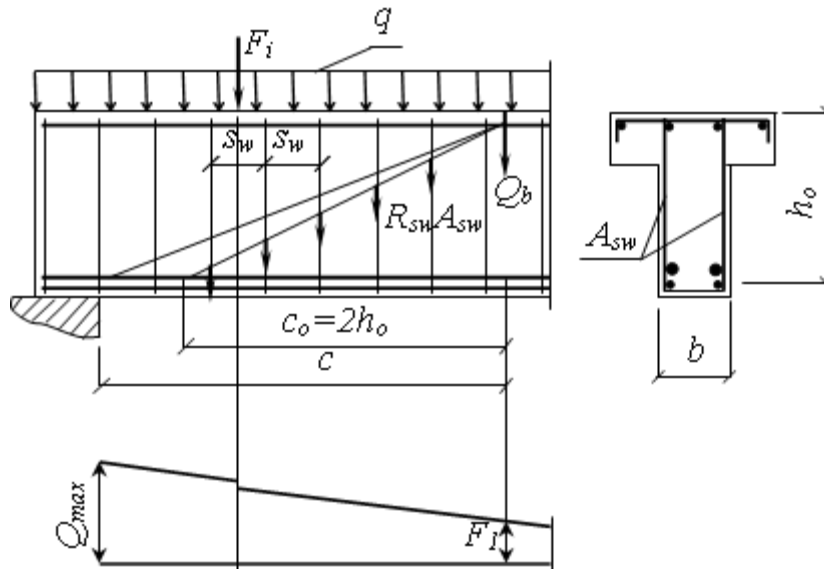


Рисунок 2.30 – Схема усилий в наклонном сечении элемента, армированного хомутами, при расчете на действие поперечной силы

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 \varphi_n R_{bt} b \quad (2.154)$$

Можно не выполнять это условие, если в расчетных формулах учитывать уменьшенное значение $\varphi_n R_{bt} b$, при котором условие (2.154) превращается в равенство, т.е. принимать $M_b = 6q_{sw}h_o^2$ и $Q_{b,min} = 2q_{sw}h_o$; в этом случае всегда $c_o = 2h_o$.

При проверке условия (2.147) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c , не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом.

При действии на элемент сосредоточенных сил значение c принимают равным расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (рис. 2.31), а также равным $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw}}}$, но не меньше h_o , если это значение меньше расстояния до 1-го груза.

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки q не выгоднейшее значение c принимают равным $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$, а если при

этом $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_o}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}}$ (или при $\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} > 2$ следует принимать

$c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw} + q_1}}$. Здесь отношение $\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}$ принимают не менее 0,25, а значение q_1 определяют следующим образом:

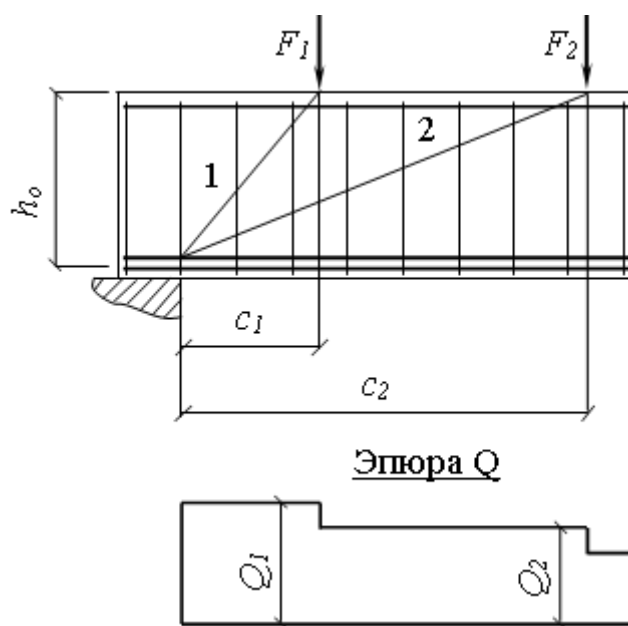


Рисунок 2.31– Расположение расчетных наклонных сечений при сосредоточенных силах:
1-наклонное сечение, на действие поперечной силы Q_1 ; 2-тоже, силы Q_2

а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка q , $q_1 = q$;

б) если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке q_v (т.е. когда эпюра моментов от принятой в расчете нагрузки q_v всегда огибает эпюру моментов от любой фактической временной нагрузки) $q_1 = q - 0,5q_v$;

При этом в условии (2.147) значение Q принимают равным $Q_{max} - q_1 c$, где Q_{max} - поперечная сила в опорном сечении.

Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через q_{sw} , определяется следующим образом:

а) при действии на элемент сосредоточенных сил, располагаемых на расстояниях c_i от опоры, для каждого i -го наклонного сечения с длиной проекции c_i не превышающей расстояния до сечения с максимальным изгибающим моментом, значение $q_{sw(i)}$ определяется следующим образом в зависимости от коэффициента $a_i = c_i / h_o$, принимаемого не более 3:

если

$$\varepsilon_i = \frac{Q}{\varphi_n R_{bt} b h_o} < \varepsilon_{spi} = \frac{1,5}{a_i} + 0,1875 a_{oi}, \quad q_{sw(i)} = 0,25 \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_{spi}}{\varepsilon_i}; \quad (2.155)$$

если

$$\varepsilon_i > \varepsilon_{spi}, \quad q_{sw(i)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_i - 1,5 / a_i}{0,75 a_{oi}}; \quad (2.156)$$

где a_{oi} - меньшее из значений a_i и 2;

Q_i - поперечная сила в i -ом нормальном сечении, расположенном на расстоянии c_i от опоры;

φ_n - см. формулы (2.150, 2.151);

окончательно принимается наибольшее значение q_{sw} ;

б) при действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки q требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется в зависимости от $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1}$ следующим образом:

если $Q_{b1} \geq 2M_b/h_o - Q_{max}$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b}; \quad (2.157)$$

если $Q_{b1} < 2M_b/h_o - Q_{max}$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5h_o}; \quad (2.158)$$

при этом, если $Q_{b1} < \varphi_n R_{bt} b h_o$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b,min} - 3h_o q_1}{1,5h_o}, \quad (2.159)$$

где $M_{b1} = 6q_{sw}h_o^2$ и $Q_{b,min} = 2q_{sw}h_o$; в этом случае всегда $c_o = 2h_o$;

значение q_1 определяют следующим образом:

а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка q , $q_1 = q$;

б) если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной по моменту равномерно распределенной нагрузке q_v (т.е. когда эпюра моментов от принятой в расчете нагрузки q_v всегда огибает эпюру моментов от любой фактической временной нагрузки) $q_1 = q - 0,5q_v$.

В случае, если полученное значение q_{sw} не удовлетворяет условию (2.154), его следует вычислять по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} / h_o + 8q_1}{1,5} - \sqrt{\left(\frac{Q_{max} / h_o + 8q_1}{1,5}\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{1,5h_o}\right)^2} \quad (2.160)$$

и принимать не менее $(Q_{max} / h_o - 3q_1) / 3,5$.

При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с q_{sw1} до q_{sw2} (например, при увеличении шага хомутов) следует проверить условие (2.147) при значениях c , превышающих l_1 - длину участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} (рис. 2.32). При этом значение Q_{sw} принимается равным:

$$\text{если } c \leq 2h_o + l_1 \rightarrow Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)]; \quad (2.161)$$

$$\text{если } c \geq 2h_o + l_1 \rightarrow Q_{sw} = 1,5 q_{sw2}h_o; \quad (2.162)$$

c_o - определяется по формуле $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw}}}$, но не меньше h_o , если это

значение меньше расстояния до 1-го груза.

При действии на элемент равномерно распределенной нагрузки длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} принимается не менее значения l_1 , определяемого в зависимости от $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2})$ следующим образом:

-если $\Delta q_{sw} < q_1$,

$$l_1 = c - \frac{M / C + 0,75q_{sw1}c_o - Q_{\max} + q_1c}{\Delta q_{sw}}, \quad (2.163)$$

где $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}}$, но не более $3h_o$,

при этом, если $\sqrt{\frac{M_l}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2h_o}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}}$, $c = \sqrt{\frac{M_l}{q_1 + 0,75q_{sw2}}}$

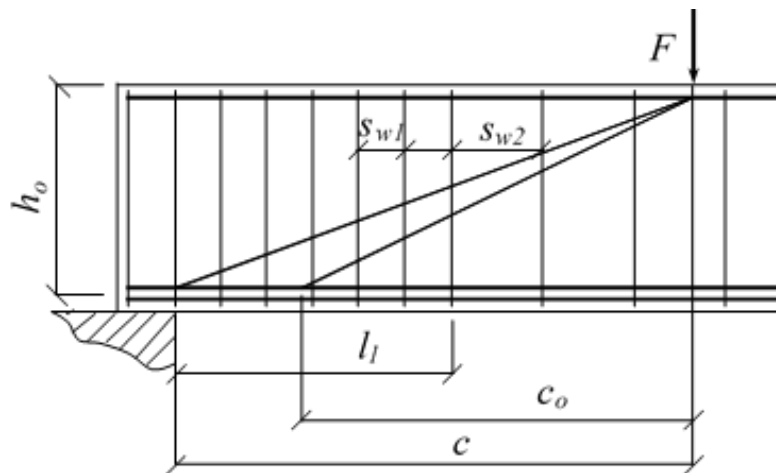


Рисунок 2.32 Изменение интенсивности хомутов в пределах наклонного сечения

если $\Delta q_{sw} \geq q_1$,

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - (Q_{b,min} + 1,5q_{sw2}h_o)}{q_1} - 2h_o, \quad (2.164)$$

здесь φ_n , M_b , c_o , $q_{b,min}$, q_1 – тоже, что и выше.

Если для значения q_{sw2} не выполняется условие (2.154), длина l_1 вычисляется при скорректированных значениях $M_b = 6q_{sw}h_o^2$ и $Q_{b,min} = 2q_{sw}h_o$, при этом сумма $(Q_{b,min} + 1,5q_{sw}h_o)$ в формуле (2.164) принимается не менее не скорректированного значения $Q_{b,min}$.

Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения

$$s_{w,max} = \varphi_n R_{bt} b h_o^2 / Q, \quad (2.165)$$

φ_n – см. выше.

Кроме того, хомуты должны отвечать конструктивным требованиям, указанным СП 52-102-2004.

Элементы переменной высоты с поперечным армированием

Расчет элементов с наклонными на приопорных участках сжатыми или растянутыми гранями производят, принимая в качестве рабочей высоты сечения наибольшее значение h_o в пределах рассматриваемого наклонного сечения (рис. 2.33).

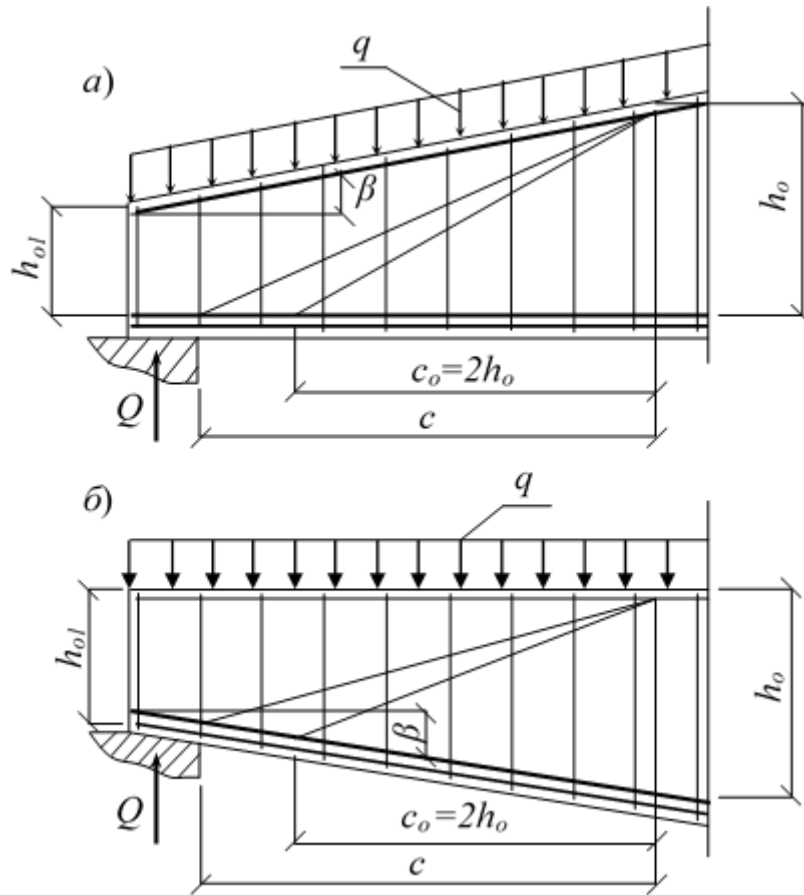


Рисунок 2.33 Наклонные сечения балок с переменной высотой сечения
а - балка с наклонной сжатой гранью; б - балка с наклонной растянутой гранью

Для балок без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от опоры к пролету, рассчитываемых на действие равномерно распределенной нагрузки q , наклонное сечение проверяют из условия (2.147) при не выгоднейшем значении c , равном

$$c = h_o \sqrt{\frac{1,5}{q_1 / (\varphi_n R_{bt} b) + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta}}, \quad (2.166)$$

при этом, если это значение c меньше

$$c = 2h_{o1} \frac{1 - 2 \operatorname{tg} \beta}{(1 - 2 \operatorname{tg} \beta)^2 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}},$$

или, если $q_{sw} \varphi_n / R_{bt} b > 2(1 - \operatorname{tg} \beta)^2$, то не выгоднейшее значение c равно

$$c = h_{o1} \sqrt{\frac{1,5}{(0,75 q_{sw} + q_1) / (\varphi_n R_{bt} b) + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta}}, \quad (2.167)$$

Принятое значение c не должно превышать $3h_{o1} / (1 - 3 \operatorname{tg} \beta)$, а также длину участка балки с постоянным значением β .

Здесь: h_{o1} - рабочая высота опорного сечения балки; φ_n и q_1 - см. формулы и рекомендации, приведенные выше; β - угол между сжатой и растянутой гранями балки. Рабочую высоту принимают равной $h_o = h_{o1} + c \operatorname{tg} \beta$.

При уменьшении интенсивности хомутов от q_{sw1} у опоры до q_{sw2} в пролете следует проверить условие (2.147) при значениях c , превышающих l_1 - длину участка элемента с интенсивностью хомутов q_{sw1} , при этом значение Q_{sw} определяют по формуле (2.161) либо по формуле (2.162) в зависимости от выполнения или невыполнения условия $c < (2h_{o1} + l_1) / (1 - 2\text{tg}\beta)$.

При действии на балку сосредоточенных сил, значение c принимают равным расстоянию от опоры до точек приложения этих сил, а также определяют по формуле (2.167) при $q_1 = 0$, если это значение c меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

Для консолей без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от свободного конца к опоре (рис. 2.34), в общем случае проверяют условие (2.147), задаваясь наклонными сечениями со значениями c , определяемыми по формуле (2.167) при $q_1 = 0$ и принимаемыми не более расстояния от начала наклонного сечения в растянутой зоне до опоры. При этом за h_{o1} и Q принимают соответственно рабочую высоту и поперечную силу в начале наклонного сечения в растянутой зоне. Кроме того, если $c > 2h_{o1} / (1 - 2\text{tg}\beta)$, проверяют наклонные сечения, проведенные до опоры.

При действии на консоль сосредоточенных сил начало наклонного сечения располагают в растянутой зоне нормальных сечений, проведенных через точки приложения этих сил (см. рис. 2.34).

При действии равномерно распределенной нагрузки или нагрузки линейно увеличивающейся к опоре, консоль рассчитывают, как элемент с постоянной высотой сечения, принимая рабочую высоту h_o в опорном сечении.

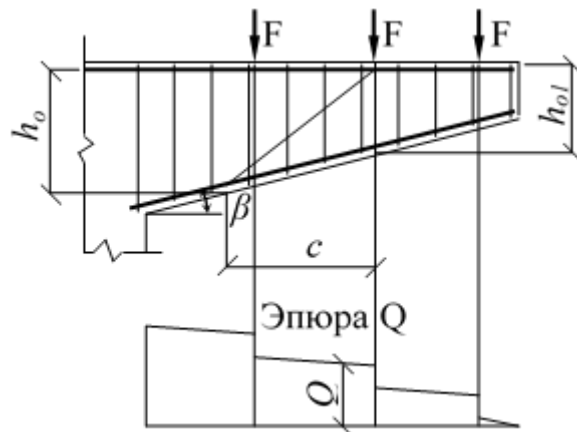


Рисунок 2.34 Наклонное сечение консоли с переменной высотой сечения

Элементы без поперечной арматуры

Расчет элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы производится из условий:

$$\text{а) } Q_{\max} < 2,5R_{bt}bh_o, \quad (2.168)$$

где $Q_{\max}$ - максимальная поперечная сила у грани опоры:

$$\text{б) } Q < Q_b, \quad (2.169)$$

где $Q_b = M_b / c$; M_b - см. формулу (2.149);

Q - поперечная сила в конце наклонного сечения, начинающегося от опоры с длиной проекции c ; значение c принимается не более $3h_0$.

При этом, если в пределах длины c не образуются нормальные трещины, то есть если $M < M_{crc}$, где M_{crc} определяется по формуле $M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r)$ с заменой $R_{bt,ser}$ на R_{bt} , Q_b принимается не менее

$$Q_{crc} = b \frac{I_{red}}{S_{red}} R_{bt} \sqrt{1 + \frac{P}{R_{bt} A_{red}}}, \quad (2.170)$$

где S_{red} - статический момент части приведенного сечения, расположенной по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести, относительно этой оси.

Характеристики приведенного сечения I_{red} , S_{red} и A_{red} определяются при коэффициенте приведения арматуры к бетону $a = E_s/E_b$.

При действии на элемент сосредоточенных сил значения c при проверке условия (2.169) принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (см. рис. 2.31),

При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки значение c принимается равным M_b/Q_{crc} (при этом $Q_b = Q_{crc}$), а также равным длине приопорного участка l_1 , где не образуются нормальные трещины (при этом, если $l_1 > 3h_0$ всегда $Q_b = Q_{b,min}$). В обоих случаях принимается $Q = Q_{max} - q_1 c$ (где q_1 - см. выше).

2.2.5.3 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие изгибающего момента

Расчет предварительно напряженных элементов по наклонным сечениям на действие момента (рис. 2.35) производят из условия

$$M \leq M_s + M_{sw} \quad (2.171)$$

где M - момент в наклонном сечении с длиной проекции c на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0), противоположного концу, у которого располагается продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении (рис 2. 36);

M_s - момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0);

M_{sw} - момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0).

Момент M_s определяют по формуле

$$M_s = N_s z_s \quad (2.172)$$

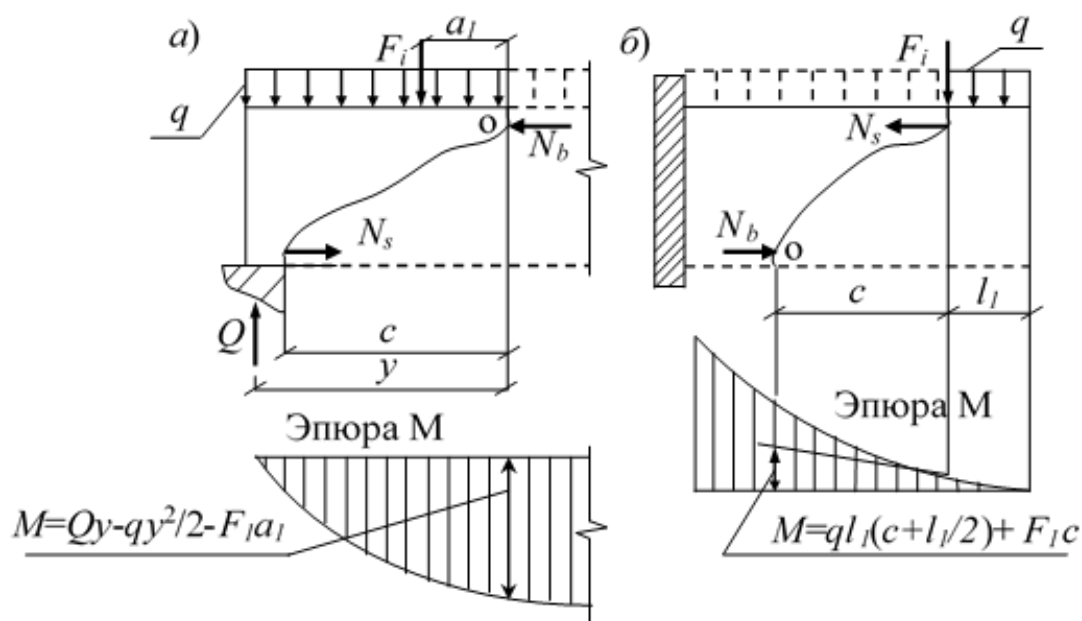
где N_s - усилие в продольной растянутой арматуре, принимается равным $R_s A_{sp} + R_s A_s$, а в зоне анкеровки - определяется по указаниям приведенным ниже.

Момент M_{sw} при поперечной арматуре в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле

где q_{sw} определяют по формуле (2.153), а c определяют согласно формул (2.176) - (2.178), и принимают не более $2h_0$.

Если хомуты в пределах длины s меняют свою интенсивность с q_{sw} у начала наклонного сечения на q_{sw1} , момент M_{sw} определяют по формуле

где l_1 - длина участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} .



93

Расчет на действие момента производят для наклонных сечений, расположенных в местах обрыва продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров.

Кроме того, рассчитываются наклонные сечения в местах резкого изменения высоты элемента (например, в подрезках).

Если наклонное сечение пересекает в растянутой зоне напрягаемую арматуру без анкеров в пределах длины ее зоны анкеровки l_{an} , то усилие N_s , определяется по формуле

$$N_s = R_s A_{sp} \frac{l_s}{l_{an}}, \quad (2.174)$$

где l_s - расстояние от торца элемента до начала наклонного сечения в растянутой зоне.

При наличии ненапрягаемой растянутой арматуры без анкеров к значению N_s может добавляться значение

$$N_{ss} = R_s A_s \frac{l_s}{l_{as}} \leq R_s A_s,$$

где l_s - расстояние от конца напрягаемой арматуры до начала наклонного сечения в растянутой зоне;

l_{as} - длина зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры.

Длина зоны анкеровки определяется по формуле

$$l_{an} = a \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s, \quad (2.175)$$

где R_{bond} - расчетное сопротивление сцепления соответствующей арматуры с бетоном, равное $R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$;

η_1 - коэффициент, учитывающий влияние поверхности арматуры и принимаемый равным:

2,5 - для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры классов А300 и выше;

2,2 - для арматурных канатов класса К диаметром 9 мм и более;

2,0 - для холоднодеформированной арматуры класса В500;

1,8 - для холоднодеформированной арматуры класса В_р диаметром 4 мм и более;

1,7 - для холоднодеформированной арматуры класса В_р диаметром 3 мм и арматурных канатов класса К диаметром 6 мм;

1,5 - для гладкой арматуры (класса А240);

η_2 - коэффициент, учитывающий влияние диаметра арматуры и принимаемый равным:

1,0 - при диаметре $d_s < 32$ мм;

0,9 - при диаметрах 36 и 40 мм;

a - коэффициент, учитывающий влияние поперечного обжатия бетона и поперечной арматуры и принимаемый равным:

а) для крайних свободных опор балок,

если $0,25 \leq \frac{\sigma_b}{R_b} \leq 0,75$ - 0,75;

если $\frac{\sigma_b}{R_b} < 0,25$ или $\frac{\sigma_b}{R_b} > 0,75$ - 1,0,

здесь $\sigma_b = F_{sup}/A_{sup}$

F_{sup} , A_{sup} - опорная реакция и площадь опирания балки.

При этом, если имеется поперечная арматура охватывающая без приварки продольную арматуру, коэффициент a делится на величину

$1 + \frac{6A_{sw}}{as}$ (где A_{sw} и s – площадь сечения огибающего хомута и его шаг) и

принимается не менее 0,7;

б) для свободных концов консолей - 1,0.

В любом случае длина зоны анкеровки принимается не менее $15d_s$ и не менее 200 мм.

Для свободно опертых балок не выгоднейшее наклонное сечение начинается от грани опоры и имеет проекцию c , определяемую следующим образом:

а) если на балку действуют сосредоточенные силы, значения c принимаются равными расстояниям от грани опоры до точек приложения этих сил, но не более $2h_o$, а также равным Q_{max} / q_{sw} , если это значение меньше расстояния до 1-го груза;

б) если на балку действует равномерно распределенная нагрузка q , значение c определяют по формуле

$$c = \frac{Q_{max}}{q_{sw} + q} \leq 2h_o, \quad (2.176)$$

где q_{sw} - см. формулу (2.153).

Если хомуты в пределах длины c меняют свою интенсивность с q_{sw1} у начала наклонного сечения на q_{sw2} , значение c определяется по формуле (2.176) при уменьшении числителя на $\Delta q_{sw} l_1$, а знаменателя - на Δq_{sw} (где l_1 - длина участка интенсивностью q_{sw1} , $\Delta q_{sw1} = q_{sw1} - q_{sw2}$)

Для балок с наклонной сжатой гранью при действии равномерно распределенной нагрузки q проверяют наклонные сечения со значением c , равным

$$c = \frac{Q_{max} - N_s \operatorname{tg} \beta}{q_{sw} + q}, \quad (2.177)$$

но не более $2h_o / (1 - 2 \operatorname{tg} \beta)$, где h_o - рабочая высота в опорном сечении; β - угол наклона сжатой грани к горизонтали.

При растянутой грани, наклоненной под углом β к горизонтали, в этих формулах значение $\operatorname{tg} \beta$ заменяется на $\sin \beta$.

Для консолей, нагруженных сосредоточенными силами (рис. 2.35, б) проверяются наклонные сечения, начинающиеся у мест приложения

сосредоточенных сил вблизи свободного конца со значениями $c = \frac{Q_1}{q_{sw}}$, (где Q_1 - поперечная сила в начале наклонного сечения), но не более $2h_o$ и не более l_1 - расстояния от наклонного сечения до опоры. Если такие консоли имеют наклонную сжатую грань, значение c принимается равным $(Q_1 - N_s \operatorname{tg} \beta) / q_{sw}$, но не более $2h_o / (1 - 2 \operatorname{tg} \beta)$ и не более l_1 , где h_{o1} - рабочая высота в начале наклонного сечения.

Для консолей, нагруженных только равномерно распределенной нагрузкой q , невыгоднейшее сечение заканчивается в опорном сечении и имеет длину проекции

$$c = \frac{(R_s A_{sp} / l_{an} + R_s A_s / l_{as}) z_s}{q_{sw} + q}, \quad (2.178)$$

но не более $2h_o$; при этом, если $c < l - l_{as}$, то в формуле (2.178) принимается $R_s A_s = 0,0$; значения z_s и l_{an} определяются по формулам приведенным выше.

В случае, если $c < l - l_{as}$, расчет наклонного сечения по моменту можно не производить.

Примеры расчета

Пример 27. Дано: железобетонная плита перекрытия с размерами поперечного сечения по рис. 2.37; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 1,05$ МПа); ребро плиты армировано плоским каркасом с поперечными стержнями из арматуры класса В500 диаметром 5 мм ($A_{sw} = 1,96$ см²; $R_{sw} = 300$ МПа) шагом $s_w = 200$ мм; усилие обжатия от продольной арматуры в ребре $P = 170$ кН; расчетная нагрузка, приходящаяся на половину сечения плиты $q = 23$ кН/м; временная часть нагрузки $q_v = 19$ кН/м; поперечная сила в опорном сечении ребра $Q_{max} = 55$ кН.

Требуется проверить прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями, а также прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил.

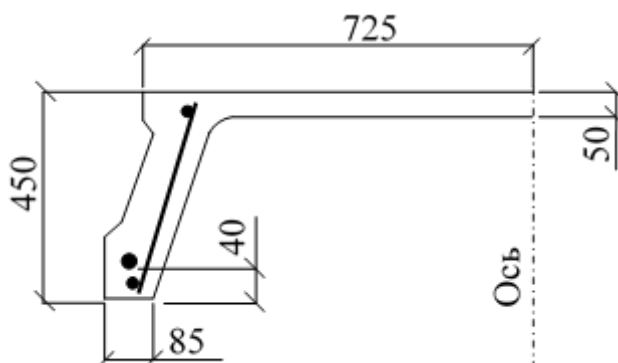


Рисунок 2.37– Сечение плиты

Расчет. Из рис. 2.37 имеем $h_o = 45 - 4 = 41$ см, $b = 85$ мм.

Прочность бетонной полосы проверяем из условия (2.146).

$$0,3R_b b h_o = 0,3 \cdot 1,45 \cdot 8,5 \cdot 41 = 151,6 \text{ кН} > Q_{\max} = 55 \text{ кН}.$$

т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

Прочность по наклонным сечениям проверяем из условия (2.147).

По формуле (2.153) определим

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{30 \cdot 1,96}{20} = 2,94 \text{ кН/см}$$

По формуле (2.151) определяем коэффициент φ_n . Для этого, принимая

$$A_1 = b \cdot h = 8,5 \cdot 45 = 382,5 \text{ см}^2, \text{ вычислим } \frac{P}{R_b A_1} = \frac{170000}{14,5 \cdot 38250} = 0,3065.$$

Тогда

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,3065 - 1,16 \cdot 0,3065^2 = 1,381.$$

Проверим условие (2.154)

$$0,25 \varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,381 \cdot 0,105 \cdot 8,5 = 0,31 \text{ кН/см} > q_{sw} = 0,294 \text{ кН/см},$$

т.е. условие (2.154) не выполняется, и тогда принимаем $\varphi_n R_{bt} b = 4q_{sw}$,

что соответствует $M_b = 6q_{sw} h_o^2 = 6 \cdot 2,94 \cdot 41^2 = 29,65 \text{ кНм};$

$$Q_{b, \min} = 2q_{sw} h_o = 2 \cdot 2,94 \cdot 41 = 24,1 \text{ кН}; \quad \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} = 0,25; \quad \text{при этом } c_o = 2h_o = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см}.$$

Определяем длину проекции c не выгоднейшего наклонного сечения.

$$q_1 = q - 0,5q_v = 23 - 0,5 \cdot 19 = 13,5 \text{ кН/м}.$$

Так как

$$\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{29,65}{13,5}} = 1,482 \text{ м} > \frac{2h_o}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 0,41}{1 - 0,5 \cdot 0,25} = 0,937 \text{ м},$$

принимаем $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = 148,2 \text{ см}$, но $3h_o = 3 \cdot 41 = 123 \text{ см} < c$, принимаем $c = 3h_o$

$= 123 \text{ м}$, что соответствует $Q_b = Q_{b, \min} = 24,1 \text{ кН}$. Проверяем условие (2.147), принимая Q в конце наклонного сечения, то есть $Q = Q_{\max} - q_1 c = 55 - 13,5 \cdot 1,23 = 38,4 \text{ кН}$: $Q_b + 0,75q_{sw} c_o = 24,1 + 0,75 \cdot 2,94 \cdot 0,82 = 42,2 \text{ кН} > Q = 38,4 \text{ кН}$,

т.е. прочность любого наклонного сечения обеспечена.

Определим $S_{w, \max}$, заменяя $\varphi_n R_{bt} b$ на $4q_{sw}$

$$S_{w, \max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{4q_{sw} h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{4 \cdot 0,294 \cdot 41^2}{55} = 35,9 \text{ см} > s_w = 20 \text{ см}$$

и кроме того $s_w < h_o/2 = 41/2 = 20,5 \text{ см}$, т.е. конструктивные требования выполнены.

Пример 28. Дано: свободно опертый железобетонный ригель перекрытия пролетом $l = 8,3 \text{ м}$ нагружен равномерно распределенной нагрузкой: временной эквивалентной $q_v = 114 \text{ кН/м}$ и постоянной $q_g = 46 \text{ кН/м}$;

размеры поперечного сечения $b = 300$ мм, $h = 800$ мм, $h_o = 700$ мм; бетон класса В30 ($R_b = 17$ МПа; $R_{bt} = 1,15$ МПа) хомуты сварные из арматуры класса А400 ($R_{sw} = 285$ МПа); усилие предварительного обжатия $P = 1600$ кН.

Требуется определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить на каком расстоянии от опоры и как может быть увеличен их шаг.

Расчет. Наибольшая поперечная сила в опорном сечении равна:

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{160 \cdot 8,3}{2} = 664 \text{ кН},$$

где $q = q_v + q_g = 114 + 46 = 160$ кН/м.

По формуле (2.151) определим коэффициент φ_n , принимая

$$A_1 = bh = 30 \cdot 80 = 2400 \text{ см}^2 \text{ и } \frac{P}{R_b A_1} = \frac{1600}{1,7 \cdot 2400} = 0,392,$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,392 - 1,16 \cdot 0,392^2 = 1,45.$$

Из формулы (2.149) имеем

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_o^2 = 1,5 \cdot 1,45 \cdot 0,115 \cdot 30 \cdot 70^2 = 36770 \text{ кНсм} = 367,7 \text{ кНм};$$

$$q_1 = q_g + 0,5 q_v = 46 + 114/2 = 103 \text{ кН/м};$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{367,7 \cdot 103} = 389,2 \text{ кН}.$$

$$Q_{b1} = 389,2 \text{ кН} > \frac{2M_b}{h_o} - Q_{\max} = \frac{2 \cdot 367,7}{0,7} - 664 = 386,6 \text{ кН},$$

Так как интенсивность хомутов определяем по формуле (2.157):

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b} = \frac{664^2 - 389,2^2}{3 \cdot 367,7} = 262,4 \text{ кН/м}$$

При этом, поскольку $Q_{b1} = 389,2 \text{ кН} > \varphi_n R_{bt} b h_o = 1,45 \cdot 0,115 \cdot 30 \cdot 70 = 350,2 \text{ кН}$, оставляем $q_{sw} = 2,624 \text{ кН/см}$.

Проверим условие (2.154):

$$0,25 \varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,45 \cdot 0,115 \cdot 30 = 1,25 \text{ Н/мм} < q_{sw},$$

т.е. это условие выполняется. Согласно требований СП 52-102-2004 шаг хомутов у опоры должен быть не более $0,5 h_o = 350$ мм и не более 300 мм, а в пролете не более $3/4 h_o = 525$ мм. Максимальный шаг хомутов у опоры согласно формуле (2.165) равен

$$s_{w, \max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,45 \cdot 0,115 \cdot 30 \cdot 70^2}{664} = 36,9 \text{ см}.$$

Принимаем шаг хомутов у опоры $s_1 = 250$ мм, а в пролете - $s_2 = 2s_1 = 500$ мм. Отсюда $A_{sw} = q_{sw} s_1 / R_{sw} = 2,624 \cdot 25 / 28,5 = 23,02 \text{ см}$.

Принимаем в поперечном сечении три хомута диаметром 10 мм ($A_{sw1} =$

$$2,36 \text{ см}^2). \text{ Тогда } q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw1}}{s_1} = \frac{28,5 \cdot 2,36}{25} = 2,69 \text{ кН/см};$$

$$q_{sw2} = 0,5 q_{sw1} = 0,5 \cdot 2,69 = 1,345 \text{ кН/см} > 0,25 \varphi_n R_{bt} b = 1,25 \text{ кН/см}.$$

Длину участка с наибольшей интенсивностью хомутов q_{sw1} определяем.

Так как $\Delta q_{sw} = 0,75(q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75 \cdot 1,345 = 1,009 \text{ кН/см} < q_1 = 1,03 \text{ кН/см}$, значение c равно

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{367,7}{103 - 100,9}} = 13,2 \text{ м} > 3h_o = 3 \cdot 0,7 = 2,1 \text{ м}.$$

Принимаем $c = 2,1 \text{ м}$ и $c_o = 2h_o = 2 \cdot 0,7 = 1,4 \text{ м}$. Тогда

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0,75q_{sw1}c_o - Q_{\max} + q_1c}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 2,1 - \frac{367,7 / 2,1 + 0,75 \cdot 269 \cdot 1,4 - 664 + 103 \cdot 2,1}{100,9} = 2,0 \text{ м}.$$

Принимаем длину приопорного участка с шагом хомутов $s_w = 250 \text{ мм}$ не менее 2 м .

Пример 29. Дано: железобетонная балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами, как показано на рис. 2.38, а; размеры поперечного сечения - по рис. 2.38, б; бетон класса В50 ($R_{bt} = 1,6 \text{ МПа}$, $R_b = 27,5 \text{ МПа}$); хомуты из арматуры класса А400 ($R_{sw} = 285 \text{ МПа}$); усилие предварительного обжатия $P = 640 \text{ кН}$. Требуется определить диаметр и шаг хомутов, а также выяснить на каком расстоянии и как может быть увеличен их шаг.

Расчет. Согласно рис. 2.38, б, имеем: $b = 80 \text{ мм}$, $h = 890 \text{ мм}$, $h_o = 89 - 9 = 80 \text{ см}$. По формуле (2.151) определим коэффициент φ_n принимая $A_1 = bh = 8 \cdot 89 = 712 \text{ см}^2$ и

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{640 \cdot 10^3}{27,5 \cdot 71200} = 0,327;$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,327 - 1,16 \cdot 0,327^2 = 1,399.$$

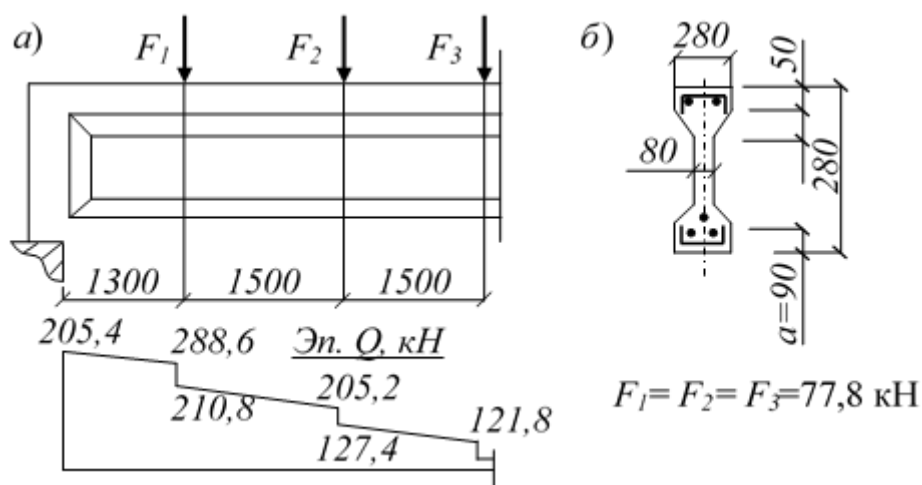


Рисунок 2.38 Схема приложения нагрузки и размеры железобетонной балки

Определим требуемую интенсивность хомутов, принимая длину проекции наклонного сечения c , равной расстоянию от опоры до первого

груза – $c_1 = 1,3$ м. Тогда $a_1 = c_1/h_o = 1,3/0,8 = 1,625 < 2,0$, и следовательно, $a_{01} = a_1 = 1,625$.

$$\varepsilon_{spi} = \frac{1,5}{a_i} + 0,1875a_{oi} = \frac{1,5}{1,625} + 0,1875 \cdot 1,625 = 1,228.$$

Поперечная сила на расстоянии c_1 от опоры равна $Q_1 = 288,6$ кН (см. рис. 2.38, а).

Поскольку
$$\varepsilon_1 = \frac{Q_1}{\varphi_n R_{bt} b h_o} = \frac{288,6 \cdot 10^3}{1,399 \cdot 1,6 \cdot 80 \cdot 800} = 2,015 > \varepsilon_{sp1} = 1,228,$$

значение $q_{sw(1)}$ определяем по формуле (2.156)

$$q_{sw(1)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_1 - 1,5/a_1}{0,75a_{01}} = 1,399 \cdot 0,16 \cdot 8 \cdot \frac{2,015 - 1,5/1,625}{0,75 \cdot 1,625} = 0,1604 \text{ кН/см}$$

Определим значение $q_{sw(2)}$ при значении c , равном расстоянию от опоры до второго груза – $c_2 = 2,8$ м.

$$a_2 = c_2/h_o = 2,8/0,8 = 3,5 > 2,0, \text{ следовательно, } a_{02} = 2,0.$$

$$\varepsilon_{sp1} = \frac{1,5}{a_2} + 0,1875a_{02} = \frac{1,5}{3,5} + 0,1875 \cdot 2 = 0,804.$$

Соответствующая поперечная сила равна $Q_2 = 205,2$ кН.

Поскольку
$$\varepsilon_2 = \frac{Q_2}{\varphi_n R_{bt} b h_o} = \frac{205,2 \cdot 10^3}{1,399 \cdot 1,6 \cdot 80 \cdot 800} = 1,432 > \varepsilon_{sp2} = 0,804,$$

$$q_{sw(2)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_2 - 1,5/a_2}{0,75a_{02}} = 1,399 \cdot 0,16 \cdot 8 \cdot \frac{1,432 - 1,5/3,5}{0,75 \cdot 2} = 0,1198 \text{ кН/см}$$

Принимаем максимальное значение $q_{sw} = q_{sw(1)} = 0,1604$ кН/см.

Согласно конструктивным требованиям шаг s_{w1} у опоры должен быть не более $0,5h_o = 400$ мм и не более 300 мм, а в пролете – не более $3/4h = 600$ мм. Максимально допустимый шаг у опоры согласно формуле (2.165) равен

$$s_{w,max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{Q_{max}} = \frac{1,399 \cdot 0,16 \cdot 8 \cdot 80^2}{294,6} = 38,9 \text{ см.}$$

Принимаем шаг у опоры $s_{w1} = 200$ мм, а в пролете $s_{w2} = 2s_{w1} = 400$ мм.

Отсюда
$$A_{sw1} = \frac{q_{sw} s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{0,1604 \cdot 20}{28,5} = 1,126 \text{ см}^2.$$

Принимаем одноветвевые хомуты диаметром 12 мм ($A_{sw} = 1,131 \text{ см}^2$).

Длину участка с шагом хомутов s_{w1} определяем из условия обеспечения прочности. При этом
$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw1}}{s_{w1}} = \frac{28,5 \cdot 2,36}{25} = 1,612 \text{ кН/см; } q_{sw2} = 0,5q_{sw1} = 0,806 \text{ кН/см; } q_{sw1} - q_{sw2} = q_{sw2} = 0,806 \text{ кН/см.}$$

Зададим длину участка с шагом хомутов s_{w1} равной расстоянию от опоры до второго груза $l_1 = 2,8$ м и проверим условие (2.147) при значении c , равном расстоянию от опоры до третьего груза: $c = 4,3$ м $> l_1$.

Поскольку $2h_o + l_1 = 2 \cdot 0,8 + 2,8 = 4,4$ м $> c = 4,3$ м, значение Q_{sw} определяем по формуле (2.161), принимая $c_o = 2h_o = 1,6$ м,

$$Q_{sw} = 0,75[q_{sw1}c_o - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)] = 0,75[1,612 \cdot 160 - 0,806 \cdot (430 - 280)] = 102,8 \text{ кН.}$$

При $c = 430 \text{ см} > 3h_o = 3 \cdot 80 = 240 \text{ см}$ значение Q_b соответствует его минимальному значению $Q_b = Q_{b,min} = 0,5\varphi_n R_{bt} b h_o = 0,5 \cdot 1,399 \cdot 0,16 \cdot 8 \cdot 80 = 71,6 \text{ кН}$. Соответствующая поперечная сила равна $Q_3 = 121,8 \text{ кН}$ (см. рис. 2.38, а).

$Q_b + Q_{sw} = 71,6 + 102,8 = 174,4 \text{ кН} > Q_3 = 121,8 \text{ кН}$, т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Таким образом, длину приопорных участков с шагом хомутов 200 мм принимаем равной $l = 2,8 \text{ м}$ при шаге хомутов 400 мм в пролетном участке.

Пример 30. Дано: железобетонная двускатная балка с размерами по рис. 2.39, а загружена сосредоточенными силами от плит покрытия и подвесных кранов, как показано на рис. 2.39, б; бетон класса В40 ($R_b=22 \text{ МПа}$, $R_{bt}=1,4 \text{ МПа}$); хомуты двухветвевые из арматуры класса А400 ($R_{sw}=285 \text{ МПа}$) диаметром 10 мм ($A_{sw}=1,57 \text{ см}^2$) и шагом $s_w=100 \text{ мм}$; усилие предварительного обжатия $P=1220 \text{ кН}$.

Требуется проверить прочность наклонных сечений по поперечной силе. Расчет. Проверим прочность наклонного сечения с длиной проекции, равной расстоянию от опоры до первого груза $c_1 = 1,35 \text{ м}$. Согласно рис. 2.39, б $\text{tg}\beta = 1/12$.

Высота поперечного сечения в конце наклонного сечения равна $h = 80 + 135/12 = 91,2 \text{ см}$. Определим значение φ_n для этого сечения:

$$A_1 = b \cdot h + (b_f - b)b_f = 8 \cdot 91,2 + (20 - 8) \cdot 21 = 981,6 \text{ см}^2;$$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{1220}{2,2 \cdot 981,6} = 0,565;$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,565 - 1,16 \cdot 0,565^2 = 1,534.$$

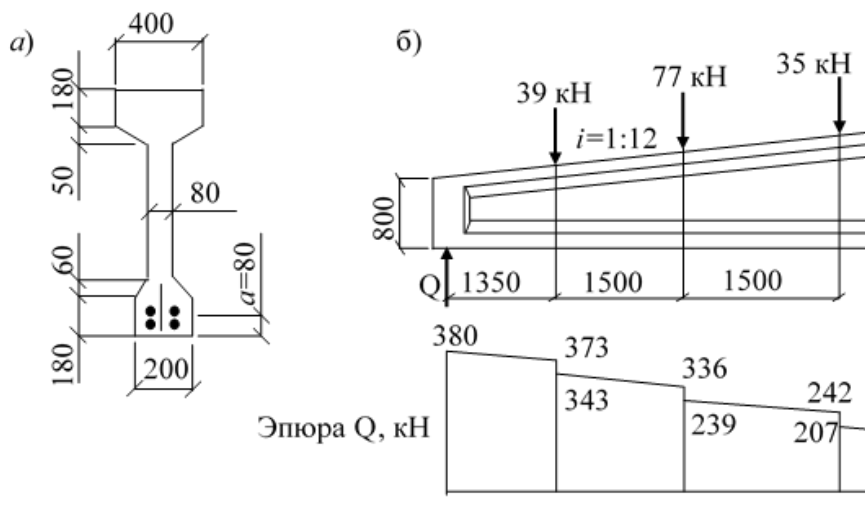


Рисунок 2.39 Сечение, нагрузки и размеры двускатной балки

Значение q_{sw} равно $q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{28,5 \cdot 1,57}{15} = 2,983 \text{ кН/см.}$

Рабочая высота опорного сечения равна $h_{o1} = 80 - 8 = 72$ см.

Поскольку значение

$$h_{o1} \sqrt{\frac{1,5}{0,73q_{sw} + 1,5\text{tg}^2\beta}} = 720 \sqrt{\frac{1,5}{0,75 \cdot 2,983 + \frac{1,5}{1,534 \cdot 0,14 \cdot 8 + \frac{1,5}{12^2}}}} = 77 \text{ см.}$$

меньше $c_1 = 135$ см, принимаем $c_1 = 77$ см.

Полная и рабочая высота поперечного сечения на расстоянии $c_1 = 77$ см от опоры равны

$$h = 80 + 77/12 = 86,42 \text{ мм}; h_o = 86,42 - 8 = 78,42 \text{ см.}$$

Определим значение φ_n для этого сечения: $A_1 = 8 \cdot 86,42 + 12 \cdot 21 = 943,36$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{1220 \cdot 10^3}{22 \cdot 94336} = 0,588 \text{ см}^2; \varphi_n = 1 + 1,6 \cdot 0,588 - 1,16 \cdot 0,588^2 = 1,54.$$

$$\text{Тогда } Q_b = \frac{1,5\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 1,54 \cdot 0,14 \cdot 8 \cdot 78,42^2}{77} = 204,78 \text{ кН.}$$

Принимая $c_o = c = 77$ см $< 2h_o$, имеем

$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_o = 0,75 \cdot 2,983 \cdot 77 = 172,268$ кН. Проверяем условие (2.147), принимая значение Q на расстоянии $c_1 = 0,77$ м от опоры равным

$$Q = 380 - \frac{0,77}{1,35} (380 - 373) = 376 \text{ кН}$$

$Q_b + Q_{sw} = 204,8 + 172,3 = 376,1 \text{ кН} > Q = 376 \text{ кН}$, т.е. прочность этого наклонного сечения обеспечена.

Проверим прочность наклонного сечения с длиной проекции, равной расстоянию от опоры до второго груза - $c_2 = 2,85$ м.

Полная и рабочая высота поперечного сечения на расстоянии 2,85 м от опоры равны

$$h = 80 + 285/12 = 103,7 \text{ см}; h_o = 103,7 - 8 = 95,7 \text{ см.}$$

Поскольку $3h_o = 3 \cdot 95,7 = 287,1 \text{ см} > c_2$, оставляем $c_2 = 2,85$ м.

Аналогично определяем значение φ_n :

$$A_1 = 8 \cdot 103,7 + 336 = 1165,6 \text{ см}^2; P / (R_b A_1) = 1220 / (2,2 \cdot 1165,6) = 0,476,$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot 0,476 - 1,16 \cdot 0,476^2 = 1,50.$$

Определяем Q_b

$$Q_b = \frac{M_b}{c_2} = \frac{1,5\varphi_n R_{bt} b h_o^2}{c_2} = \frac{1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,14 \cdot 8 \cdot 95,7^2}{285} = 80,98 \text{ кН.}$$

Определяем Q_{sw} , принимая $c_o = 2h_o = 2 \cdot 95,7 = 191,4 \text{ см} < c_2 = 285 \text{ см}$.

$$Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_o = 0,75 \cdot 2,983 \cdot 191,4 = 434,25 \text{ кН.}$$

$Q_b + Q_{sw} = 80,98 + 434,25 = 515,23 \text{ кН} > Q_2 = 336 \text{ кН}$, т.е. прочность этого сечения также обеспечена.

Пример 31. Дано: многопустотная плита перекрытия пролетом $l = 5,85$ м с поперечным сечением по рис. 2.40; бетон класса В25 ($R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,05$ МПа, $E_b = 30 \cdot 10^3$ МПа); усилие обжатия $P = 215$ кН; временная

эквивалентная нагрузка $q_v = 6 \text{ кН/м}^2$; нагрузка от собственного веса плиты и пола $q_g = 5,2 \text{ кН/м}^2$.

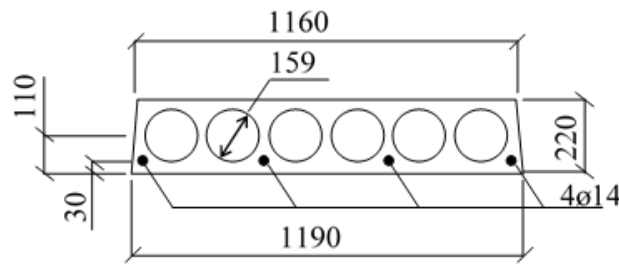


Рисунок 2.40– Сечение и размеры сечения пустотной плиты

Требуется выяснить, необходима ли в плите поперечная арматура.

Расчет. Проверим условия прочности. Рабочая высота сечения $h_o = 22 - 3 = 19 \text{ мм}$.

При ширине плиты 1,2 м нагрузки на 1 п. м плиты равны:

$$q = (q_g + q_v)1,2 = (5,2 + 6,0)1,2 = 13,44 \text{ кН/м};$$

$$q_1 = (q_g + 0,5q_v)1,2 = (5,2 + 3,0)1,2 = 9,84 \text{ кН/м}.$$

$$\text{Поперечная сила в опорном сечении } Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{13,44 \cdot 5,85}{2} = 39,3 \text{ кН}.$$

Проверим условие (2.168), принимая минимальную ширину сечения, т.е. $b = 117,5 - 6 \cdot 15,9 = 22,1 \text{ мм}$:

$$2,5R_{bt}bh_o = 2,5 \cdot 0,105 \cdot 22,1 \cdot 19 = 110,2 \text{ кН} > Q_{\max} = 39,3 \text{ кН}, \text{ т.е. условие (2.168) выполняется.}$$

Проверим условие (2.169), принимая значение s равным $M_b/Q_{\text{крс}}$. Для этого определим геометрические характеристики приведенного сечения, принимая $a = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5 / 3 \cdot 10^4 = 6,67$ и $A_{sp} = 6,16 \text{ см}^2$ (4Ø14):

площадь

$$A_{\text{ред}} = 117,5 \cdot 22 - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 6,67 \cdot 6,16 = 1393,66 + 41,09 = 1434,75 \text{ см}^2;$$

расстояние от центра тяжести до низа

$$y = (1393,66 \cdot 11 + 41,09 \cdot 3) / 1434,75 = 10,77 \text{ см};$$

момент инерции

$$I_{\text{ред}} = \frac{117,5 \cdot 22^3}{12} - 6 \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{64} + 1393,66(11 - 10,77)^2 + 41,09(10,77 - 3)^2 = 88000 \text{ см}^4;$$

статический момент части сечения, расположенной выше оси, проходящей через центр тяжести

$$S_{\text{ред}} = \frac{117,5 \cdot (22 - 10,77)^3}{2} - 6 \frac{15,9^2}{12} = 5400 \text{ см}^3;$$

Тогда согласно формуле (2.170)

$$Q_{crc} = b \frac{I_{red}}{S_{red}} R_{bt} \sqrt{1 + \frac{P}{R_{bt} A_{red}}} = 22,1 \frac{88000}{5400} \cdot 0,105 \sqrt{1 + \frac{2150}{0,105 \cdot 1434,75}} = 58,9 \text{ кН.}$$

Поскольку $Q_{max} = 39,3 \text{ кН} < Q_{crc} = 58,9 \text{ кН}$, прочность наклонного сечения с длиной проекции $c = Mb / Q_{crc}$ заведомо обеспечена.

Проверим условие (2.169), принимая значение c равным длине приопорного участка l_1 без нормальных трещин. Значение l_1 определим из решения уравнения

$$M = \frac{ql}{2} l_1 - \frac{ql_1^2}{2} = M_{crc}$$

Определим момент M_{crc} , принимая $W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{88000}{10,77} = 8170 \text{ см}^3$;

$$W_{pl} = 1,3W_{red} = 1,3 \cdot 8170 = 10620 \text{ см}^3 \text{ и } r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{8170}{1434,75} = 5,69 \text{ см};$$

$$e_0 = y - a = 10,77 - 3 = 7,77 \text{ см};$$

$$M_{crc} = R_{bt} W_{pl} + P(e_0 + r) = 0,105 \cdot 10620 + 2150 \cdot (7,77 + 5,69) = 4010 \text{ кНсм} = 40,1$$

кНм.

Из вышеприведенного квадратного уравнения находим $c = l_1$:

$$l_1 = \frac{l}{2} - \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 - \frac{2M_{crc}}{q}} = \frac{5,85}{2} - \sqrt{\left(\frac{5,85}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot 40,1}{13,44}} = 1,316 \text{ м.}$$

Определяем коэффициент φ_n .

Ширину свесов сжатой полки определим как сумму сторон квадратов a_k , эквивалентных по площади сечению пустот, а их толщину h'_f как расстояние между эквивалентным квадратом и верхней гранью, т.е.

$$a_k = D \sqrt{\frac{\pi}{4}} = 15,9 \sqrt{\frac{\pi}{4}} = 14,09 \text{ см}; \quad b'_f - b = 6a_k = 6 \cdot 14,09 = 84,54 \text{ мм};$$

$$h'_f = (h - a_k) / 2 = (22 - 14,09) / 2 = 3,95 \text{ см.}$$

Тогда $A_1 = A - (b'_f - b) \cdot h'_f = 1393,66 - 84,55 \cdot 3,95 = 1059,70 \text{ см}^2$;

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{2150}{1,45 \cdot 1059,7} = 0,14;$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,14 - 1,16 \cdot 0,14^2 = 1,201.$$

Поскольку $c = l_1 = 1,316 \text{ м} > 3h_0 = 3 \cdot 0,19 = 0,57 \text{ м}$, принимаем $Q_b = Q_{b,min} = 0,5 \varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,201 \cdot 0,105 \cdot 22,1 \cdot 19 = 26,48 \text{ кН}$.

Поперечная сила в конце наклонного сечения равна

$Q = Q_{max} - q_1 c = 39,3 - 9,84 \cdot 1,316 = 26,36 \text{ кН} < Q_b = 26,48 \text{ кН}$, т.е. условие (2.169) выполняется для любых наклонных сечений. Следовательно, поперечную арматуру в плите можно не устанавливать.

Пример 32. Требуется по данным примера 27 проверить прочность наклонных сечений на действие изгибающего момента, принимая растянутую продольную арматуру ребра плиты в виде одного напрягаемого стержня класса А800 диаметром 22 мм ($R_s = 695$ МПа, $A_{sp} = 3,80$ см²) и одного ненапрягаемого стержня класса В500 диаметром 5 мм ($R_s = 415$ МПа, $A_s = 19,6$ мм²); оба стержня анкеров не имеют; длина площадки опирания $l_{sup} = 150$ мм.

Расчет. Определим коэффициент влияния поперечного обжатия бетона

$$\sigma_b = \frac{F_{sup}}{A_{sup}} = \frac{Q_{max}}{bl_{sup}} = \frac{55000}{85 \cdot 150} = 4,31 \text{ МПа}$$

a , принимая

$$\frac{\sigma_s}{R_b} = \frac{4,31}{14,5} = 0,297 > 0,25$$

Поскольку $\frac{\sigma_s}{R_b} = \frac{4,31}{14,5} = 0,297 > 0,25$, принимаем $a = 0,75$.

По формуле (2.175) определяем длину зоны анкеровки напрягаемого стержня, принимая $\eta_1 = 2,5$, $\eta_2 = 1,0$, $d_s = 22$ мм;

$$l_{an} = a \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s = a \frac{R_s}{4\eta_1 R_{bt}} d_s = 0,75 \frac{695 \cdot 22}{4 \cdot 2,5 \cdot 1,05} = 1092 \text{ мм} = 109,2 \text{ см.}$$

Для этого стержня $l_s = l_{sup} = 150$ мм, тогда

$$N_s = R_s A_{sp} \frac{l_s}{l_{an}} = 69,5 \cdot 3,80 \frac{15}{109,2} = 362,77 \text{ кН.}$$

Аналогично определяем длину зоны анкеровки ненапрягаемого стержня, принимая $\eta_1 = 2,0$, $d_s = 5$ мм:

$$l_{as} = 0,75 \frac{415 \cdot 5}{4 \cdot 2 \cdot 1,05} = 185,3 \text{ мм} = 18,53 \text{ см.}$$

Для этого стержня $l_s = l_{sup} - 10 = 140$ мм, тогда

$$N_{ss} = R_s A_s \frac{l_s}{l_{as}} = 41,5 \cdot 1,96 \frac{14}{18,53} = 6,145 \text{ кН.}$$

Итого полное значение N_s равно $N_s = 36277 + 6145 = 42422$ Н.

Принимая ширину сжатой грани $b = b'_f = 72,5$ см, определяем плечо внутренней пары сил:

$$z_s = h_o - N_s / (2R_b b) = 410 - 42422 / (2 \cdot 14,5 \cdot 725) = 408 \text{ мм} = 40,8 \text{ см.}$$

Тогда $M_s = N_s z_s = 42422 \cdot 408 = 17,3 \cdot 10^6$ Н·мм = 17,3 кНм.

Из примера 27 имеем $q_{sw} = 0,294$ кН/см и $q = 0,23$ кН/см. Определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле (2.176)

$$c = \frac{Q_{max}}{q_{sw} + q} = \frac{550}{0,294 + 0,23} = 10,50 \text{ см} > 2h_o = 2 \cdot 41 = 82 \text{ см,}$$

следовательно, принимаем $c = 2/h_o = 820$ мм и тогда

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 \cdot 0,294 \cdot 82^2 = 984,4 \text{ кНсм} = 9,88 \text{ кН·м.}$$

За расчетный момент принимаем изгибающий в нормальном сечении, проходящем через конец наклонного сечения, т.е. на расстоянии $(l_y + c)$ от точки приложения опорной реакции (где $l_y = l_{sup}/3 = 5$ см (рис. 2.41).

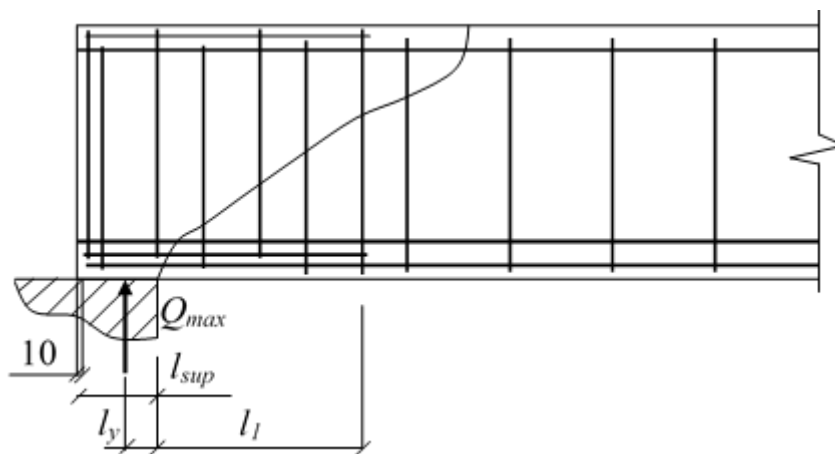


Рисунок 2.41 Размеры в опорной части элемента к расчету наклонных сечений

$$M = Q_{\max}(l_y + c) - \frac{q(l_y + c)^2}{2} = 55(0,05 + 0,82) - \frac{23(0,05 + 0,82)^2}{2} =$$

$= 39,14 \text{ кНм} > M_s + M_{sw} = 17,3 + 9,88 = 27,18 \text{ кНм}$, т.е. прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента не обеспечена.

Добавляем на приопорном участке дополнительный каркас длиной $l_1 = 400 \text{ мм}$ с поперечными стержнями $\varnothing 8 \text{ А400}$ шагом 200 мм . Тогда добавочное поперечное армирование, выраженное через Δq_{sw} , равно

$$\Delta q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s_w = 28,5 \cdot 0,503 / 20 = 0,717 \text{ кН/см}$$

$$\text{а } q_{sw1} = q_{sw} + \Delta q_{sw} = 0,294 + 0,717 = 1,011 \text{ кН/см.}$$

Проекция невыгоднейшего наклонного сечения равна

$$c = \frac{Q_{\max} - \Delta q_{sw1} l_1}{q + q_{sw} - \Delta q_{sw}} = \frac{Q_{\max} - \Delta q_{sw1} l_1}{q + q_{sw2}} = \frac{550 - 0,717 \cdot 40}{0,23 + 0,294} = 50,25 \text{ см} > l_1 = 40 \text{ см}.$$

Значение M_{sw} определяем по формуле (2.173)

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw1} c^2 - 0,5 \Delta q_{sw} (c - l_1)^2 = 0,5 \cdot 1,011 \cdot 50,25^2 - 0,5 \cdot 0,717 \cdot (50,25 - 40)^2 = 1314 \text{ кНсм} = 13,14 \text{ кНм.}$$

$$l_y + c = 0,05 + 0,50 = 0,55 \text{ м.}$$

$M = 55 \cdot 0,55 - 12 \cdot 0,55^2 / 2 = 26,77 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_s + M_{sw} = 30,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$. т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

3 Общие положения и исходные данные курсового проекта

В курсовом проекте по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» предусматривается расчет и конструирование железобетонных элементов перекрытия многоэтажного промышленного и гражданского здания (без подвала) с неполным каркасом. Курсовой проект выполняется в соответствии с заданием, вариант которого определяется по двум последним цифрам шифра зачетной книжки студента или по шифру, предложенному преподавателем. При четной последней цифре шифра зачетки студента проектируется гражданское здание, а при нечетной - промышленное.

В курсовом проекте предусматривается расчет и конструирование конструктивного варианта монолитного ребристого междуэтажного перекрытия с балочными плитами. Общие размеры в плане, сетка колонн, тип и конструкция пола, а также другие исходные данные принимаются по таблицам 1, 2, 3 и по рис. 1, 2.

3.1 Структура и содержание курсового проекта

Курсовой проект состоит из пояснительной записки в объеме 30-45 страниц и 6-8 листа чертежей формата А3 или 10-12 листов чертежей формата А4.

В пояснительной записке необходимо:

1. Осуществить сбор нагрузок на 1 м^2 монолитного перекрытия.
2. Выполнить компоновку монолитного варианта перекрытия.
3. Расчет монолитной плиты перекрытия.
4. Расчет второстепенной балки перекрытия по первой группе предельных состояний.
5. Выполнить расчет многопустотной плиты покрытия и перекрытия по первой группе предельных состояний.

В графической части проекта следует выполнить:

1. План и разрез монолитного перекрытия в масштабе 1:100 или 1:200.
2. Опалубочные и арматурные чертежи монолитной плиты перекрытия в масштабе 1:10, 1:20, 1:25.
3. Опалубочные и арматурные чертежи второстепенной балки монолитного перекрытия в масштабе 1:10, 1:20, 1:25.
4. Опалубочные и арматурные чертежи многопустотной плиты покрытия и перекрытия в масштабе 1:10, 1:20, 1:25.

Таблица 1- Параметры здания в плане

Предпоследняя цифра шифра зачетки	Последняя цифра шифра				
	0	1	2	3	4
	Параметры здания в плане, м				
	$l_1 \times l_2$ и $L_1 \times L_2$				
0	4,8x4,8 28,8x14,4	5,4x6,0 32,4x18	6,0x6,6 36x19,8	6,6x6,6 39,6x26,4	4,2x4,2 42x12,6
1	5,4x4,8 43,2x14,4	5,4x5,4 48,6x21,6	6,0x4,8 48x19,2	4,8x6,6 38,4x26,4	4,2x4,2 33,6x12,6
2	6,0x4,8 36,0x14,4	5,4x6,6 54x19,8	6,0x5,4 60x21,6	5,4x6,0 48,6x18	6,6x4,2 59,4x16,8
3	6,6x4,8 66x14,4	5,4x4,8 37,8x19,2	6,0x4,8 48x14,4	4,8x4,2 28,8x12,6	4,2x6,6 42x19,8
4	4,2x4,8 42x14,4	5,4x4,8 37,8x12,6	6,0x5,4 60x16,2	6,6x4,2 52,8x16,8	6,6x6,0 52,8x24
5	4,8x5,4 43,2x16,2	5,4x6,0 43,2x18	6,0x6,6 60x19,8	6,6x6,0 39,6x24	4,2x6,0 42x24
6	5,4x5,4 54x16,2	5,4x6,6 48,6x19,8	6,0x4,2 48x12,6	6,6x5,4 46,2x21,6	6,6x5,4 59,4x21,6
7	6,0x5,4 36x16,2	5,4x4,2 43,2x16,8	6,6x4,8 66x14,4	4,2x4,2 29,4x12,6	4,2x5,4 25,2x21,6
8	6,6x5,4 46,2x21,6	5,4x4,8 48,6x19,2	6,0x4,2 48x12,6	6,6x6,6 33x19,8	6,6x6,0 59,4x24
9	4,2x5,4 42x16,2	5,4x6,0 48,6x24	6,6x6,6 46,2x19,8	5,4x4,2 54x12,6	4,2x4,2 42x16,8

Продолжение таблицы 1

Предпоследняя цифра Шифра зачетки	Последняя цифра шифра				
	5	6	7	8	9
	Параметры здания в плане, м				
	$l_1 \times l_2$ и $L_1 \times L_2$				
0	4,8x4,8 33,6x19,2	5,4x5,4 37,8x16,2	6,0x6,6 42x19,8	6,6x4,2 46,2x16,8	4,2x6,0 42x24
1	4,8x6,0 43,2x18	6,6x6,6 52,8x26,4	6,0x4,2 54x12,6	5,4x5,4 54x21,6	4,2x4,2 37,8x16,8
2	6,0x4,8 36x19,2	6,0x4,2 42x16,8	6,6x5,4 66x16,2	4,8x4,2 48x12,6	4,2x4,2 42x16,8
3	6,6x6,0 59,4x18	5,4x4,8 32,4x19,2	6,0x4,8 54x14,4	5,4x6,0 32,4x18,0	4,2x5,4 33,6x16,2
4	6,6x4,2 46,2x12,6	4,8x4,2 33,6x16,8	6,6x6,6 39,6x19,8	4,8x5,4 38,4x21,6	4,2x6,6 29,4x19,8

Предпоследняя цифра Шифра зачетки	Последняя цифра шифра				
	5	6	7	8	9
	Параметры здания в плане, м				
	$l_1 \times l_2$ и $L_1 \times L_2$				
5	4,8x4,2 48x16,8	5,4x6,0 48,6x18	6,0x4,2 54x16,8	5,4x5,4 54x16,2	4,2x6,0 37,8x24,0
6	6,0x4,2 42x16,8	6,6x5,4 52,8x16,2	6,6x4,2 59,4x12,6	4,8x6,0 48x18	4,2x5,4 37,8x16,2
7	5,4x6,6 37,8x26,4	5,4x6,6 32,4x26,4	6,0x4,8 42x19,2	6,6x6,0 39,6x24	5,4x6,6 37,8x19,8
8	4,2x6,0 33,6x18	4,8x4,2 43,2x12,6	6,6x5,4 66x16,2	4,2x6,0 37,8x18	6,6x6,0 39,6x24
9	4,8x4,2 48x12,6	5,4x6,0 43,2x18	6,0x4,2 54x16,8	4,8x4,2 33,6x16,8	4,2x6,6 42x19,8

Таблица 2 - Нагрузки и параметры здания

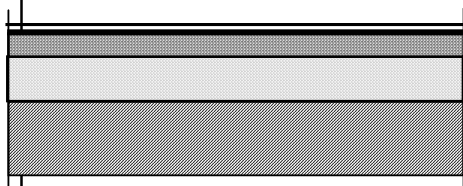
№ п/п	Параметры	Последняя цифра шифра									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Нормативная непродолжительная действующая часть полезной нагрузки, V_{cd}^n , кН/м ²	3	2,5	1	2	3,5	3,5	2,5	4	4,5	3
2.	Нормативная продолжительно действующая часть полезной нагрузки, V_{ld}^n , кН/м ²	2	1	2,5	1,5	1	1,5	2,5	1	0,5	1,5
3.	Нормативная снеговая нагрузка, S_o кН/м ²	0,9	0,6	2,9	2,3	1,7	0,6	1,3	1,7	2,3	2,3
4.	$H_{эт}$ - высота этажа, м	3,6	4,5	4,2	5,7	3,9	3	4,8	3,3	5,1	5,4
5.	$n_{эт}$ - количество этажей	5	4	8	6	7	5	5	6	7	8
6.	Конструкция пола (рис. 2)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
7.	Нормативная нагрузка от веса кровли, кН/м ²	0,35	0,4	0,45	0,5	0,55	0,4	0,75	0,5	0,55	0,6

Таблица 3 – Параметры кровли

№ п/п	Параметры		Последняя цифра шифра									
			0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Рулонный ковер из рубероида, t, см		2	2,5	2,2	2,2	2,4	2,4	2,1	1,8	2,3	2,2
2.	Стяжка из цементно-песчаного раствора, t, см		3,5	4	4,5	4,2	4,8	5	5,2	5,4	5,6	6,0
3.	Утеплитель	t, см	40	10	12	10	35	15	18	15	38	20
		Материал	К	П	МВ	U	К	П	МВ	U	К	U
4.	Пароизоляция из битума, t, см		0,5	0,4	0,6	0,6	0,7	0,8	0,6	0,7	0,8	0,5

Примечание: К – керамзит; П – Пенополистирол; МВ – минераловатные плиты; U – Ursa.

1



Линолеум $t = 10$ мм

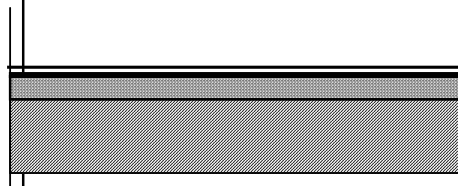
Битум $t = 3$ мм

Цементно-песчанная стяжка $t = 30$ мм

Засыпка $t = 60$ мм

Железобетонная плита

2



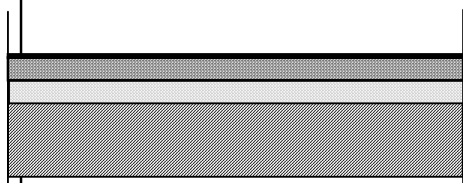
Линолеум $t = 10$ мм

Битум $t = 3$ мм

Цементно-песчанная стяжка $t = 30$ мм

Железобетонная плита

3



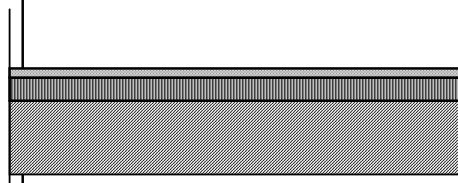
Бетон $t = 30$ мм

Цементно-песчанная стяжка $t = 40$ мм

Засыпка $t = 60$ мм

Железобетонная плита

4



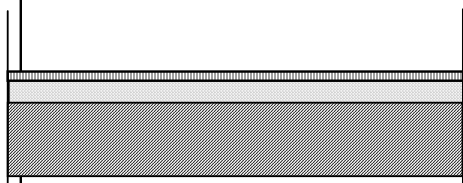
Паркет $t = 10$ мм

асфальтобетон $t = 30$ мм

Битум $t = 3$ мм

Железобетонная плита

5



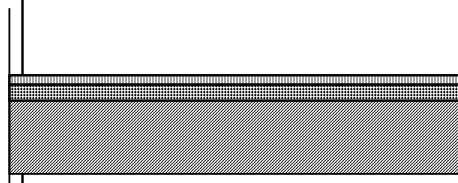
Керамическая плитка $t = 10$ мм

Цементно-песчанная стяжка $t = 20$ мм

Битум $t = 3$ мм

Железобетонная плита

6



Керамическая плитка $t = 10$ мм

Цементно-песчанная стяжка $t = 20$ мм

Железобетонная плита

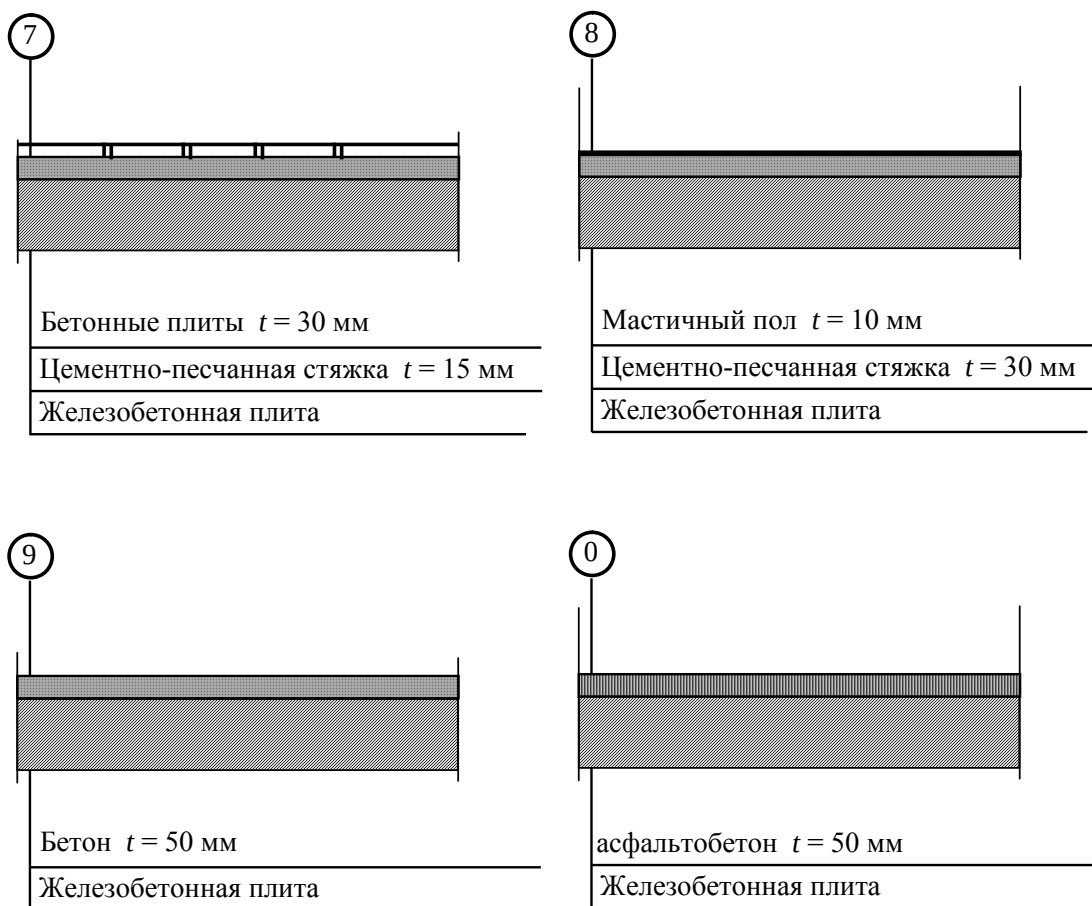
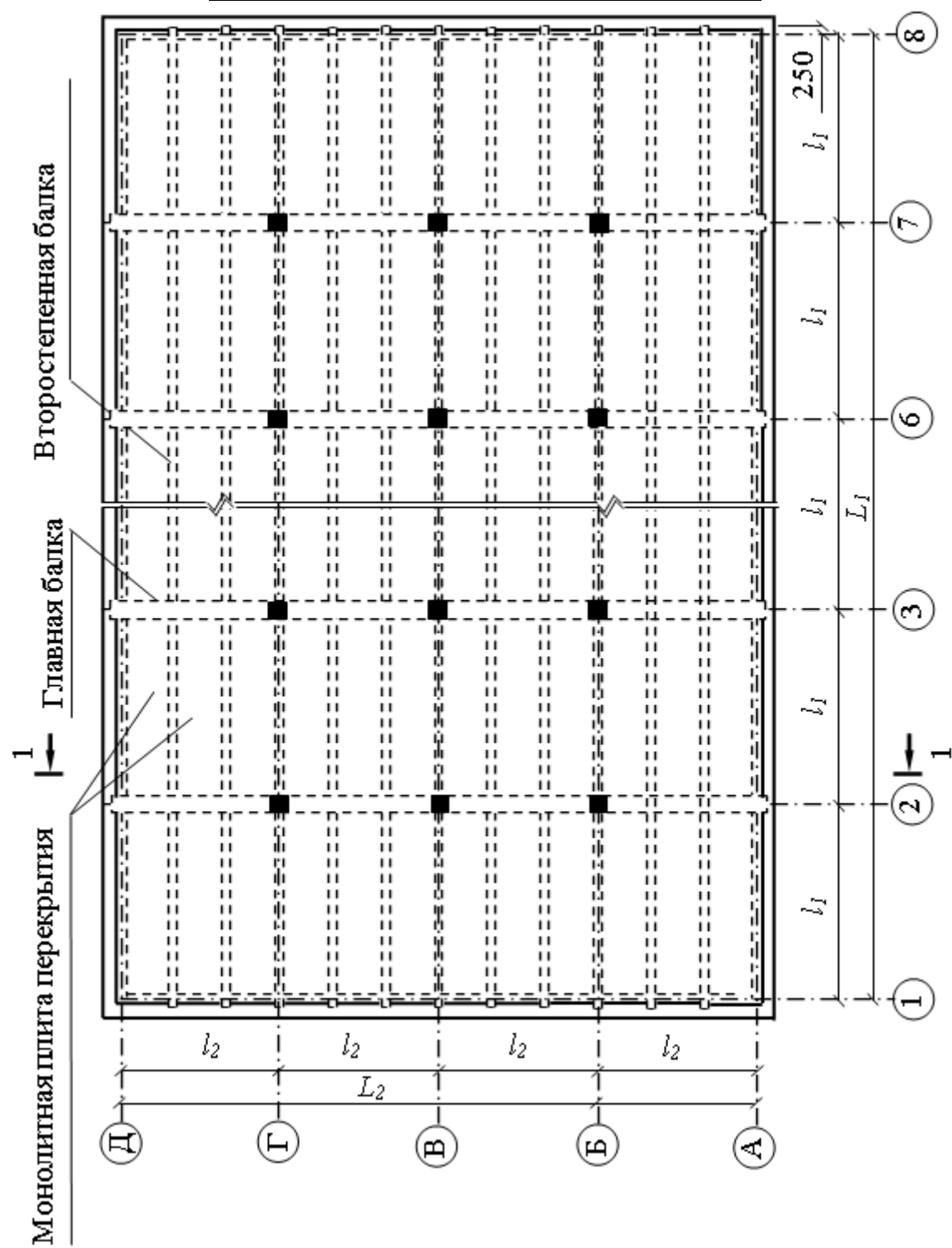
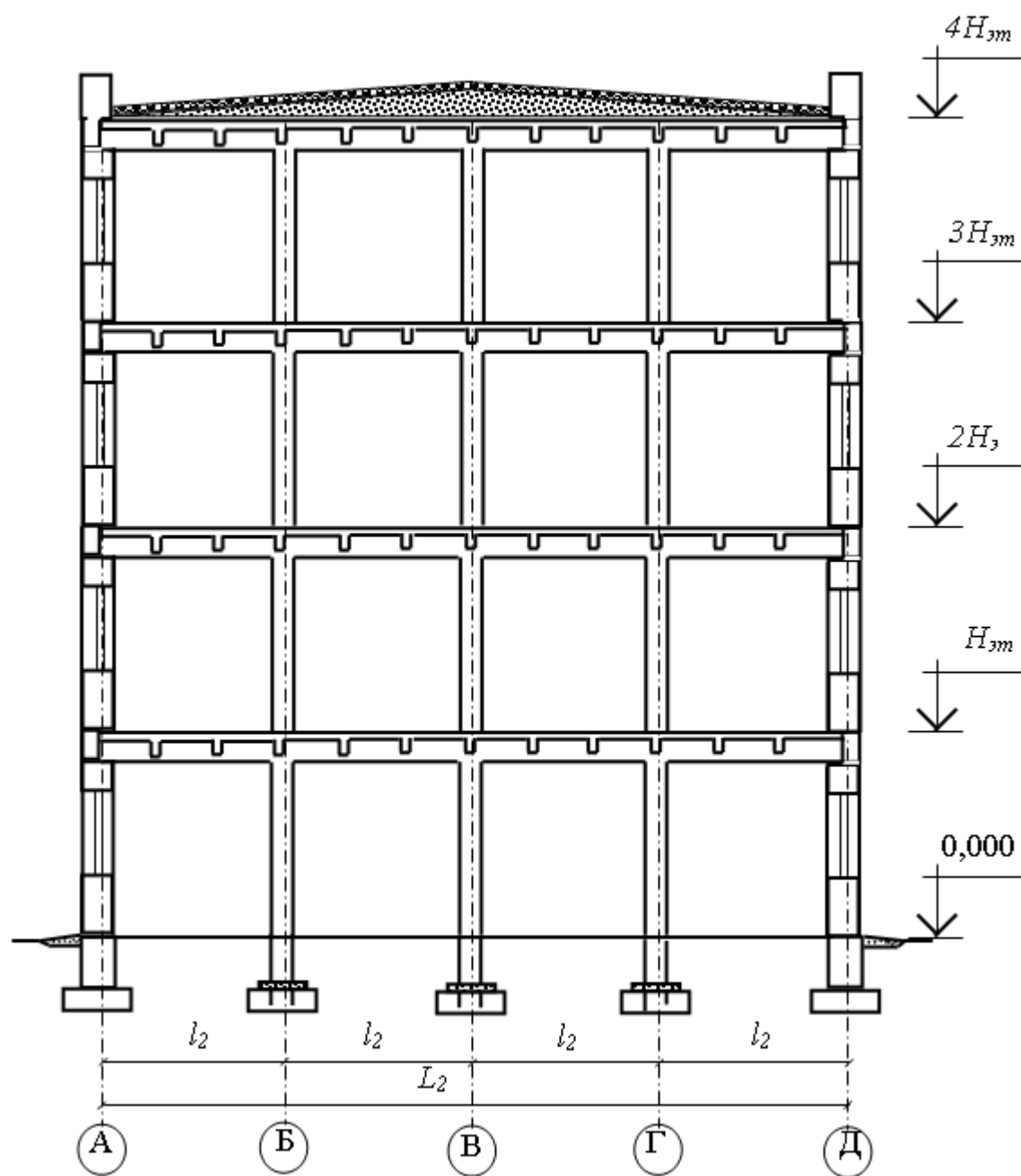


Рисунок 2 – конструкция пола

ПЛАН МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ



РАЗРЕЗ ЗДАНИЯ



4 Расчет элементов монолитного перекрытия

4.1 Расчет монолитной плиты перекрытия

Монолитная плита изготавливается из тяжелого бетона, естественного твердения.

Здание - отапливаемое. Относительная влажность ниже 75%. Конструкции находятся в неагрессивной среде.

При исходных данных, указанных ниже, требуется: выполнить расчет и конструирование плиты и второстепенной балки монолитного перекрытия; разработать рабочие чертежи плиты и второстепенной балки монолитного перекрытия при действии эксплуатационных нагрузок; составить спецификацию арматурных изделий монолитной плиты и второстепенной балки.

Рекомендуемая высота плиты принимается для: жилых зданий не менее 40 мм, гражданских зданий не менее 50 мм, промышленных зданий не менее 60 мм.

Временная нагрузка $V^n = 5,0 \text{ кН/м}^2$; длительно-действующая и непродолжительно действующая части временной нагрузки принимаются соответственно $V_{ld}^n = 2,0 \text{ кН/м}^2$; $V_{cd}^n = 3,0 \text{ кН/м}^2$. Высоту сечения монолитной плиты, исходя из вышесказанного, принимаем $h'_f = 6 \text{ см}$. Общие размеры здания в плане $L_1 \times L_2 = 54,00 \times 16,20 \text{ м}$. Привязка наружных стен к разбивочным осям - $\delta = 250 \text{ мм}$. Сетка колонн $l_1 \times l_2 = 5,40 \times 5,40 \text{ м}$. Направление главных балок принято поперек здания (наиболее экономичный вариант из опыта проектирования). Высота этажа - 3,6 м. Количество этажей - 5. Глубина зоны опирания второстепенной балки $C_b = 250 \text{ мм}$, а монолитной плиты перекрытия $C_p = 120 \text{ мм}$.

Сбор нагрузок на 1 м^2 монолитного перекрытия.

№ п/п	Нагрузка	t , м	ρ , кН/м ³	g^n , кН/м ²	γ_f	g , кН/м ²
1.	Линолеум	0,010	18	0,18	1,3	0,23
2.	Битум	0,003	14	0,04	1,3	0,05
3.	Цементно-песчаная стяжка	0,030	18	0,54	1,3	0,70
4.						
	Итого нагрузка от пола			0,76		0,98
5.	Железобетонная плита	0,060	25	1,50	1,1	1,65
	Итого постоянная		$\Sigma g^n =$	2,26	$\Sigma g =$	2,64
6.	Временная		$V^n =$	5,00	1,2	6,00
7.	Полная		$g_1^n =$	7,26	$g_1 =$	8,64

Примечание: $g^n = t \cdot \rho$, $g = g^n \cdot \gamma_f$, $\Sigma g^n = \sum_{i=1}^n g_i^n$, $\Sigma g = \sum_{i=1}^n g_i$, полная нагрузка

$$g_1^n = \Sigma g^n + V^n, g_1 = \Sigma g + V, \text{ где } V = V^n \cdot \gamma_f.$$

Расчетные характеристики бетона и арматуры.

Бетон класса В15: $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $E_b = 24000 \text{ МПа}$.

Арматура класса В500:

$R_s = 415 \text{ МПа}$, $R_{sn} = 500 \text{ МПа}$, $E_s = 200\,000 \text{ МПа}$, $d = 4 \text{ мм}$.

Рабочая высота сечения плиты $h_0 = h'_f - a = 6 - 1,5 = 4,5 \text{ см}$, где высота защитного слоя и коэффициент γ_{b1} принимаются с учетом рекомендаций $a = 1,5 \text{ см}$; $\gamma_{b1} = 0,9$; $q = g_1 \cdot b = 8,64 \cdot 1 = 8,64 \text{ кН/м}$.

Расчетная полоса монолитной плиты принята шириной $b = 1 \text{ м}$. Предварительно принимаем проволоку диаметром 4 мм для арматурных сеток плиты, тогда площадь поперечного сечения $a_s = 0,126 \text{ см}^2$. Расстояние между осями второстепенных балок определяем из условия

$$M \leq \alpha_m \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2, \quad (1)$$

где $M = q \cdot l_o^2 / 16$ для средних пролетов плиты; $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi)$, значение этого параметра также можно принимать по таблице 11 приложения.

Предварительно принимаем $\xi = 0,1$, определяем $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,1(1 - 0,5 \cdot 0,1) = 0,095$, затем из формулы (1) определяется значение l

$$l_f = \sqrt{\frac{16 \cdot \alpha_m \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2}{q}} + 20 = \sqrt{\frac{16 \cdot 0,095 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 4,5^2}{0,0864}} + 20 = 194 \text{ см.}$$

При $\xi = 0,25$; $\alpha_m = 0,219$

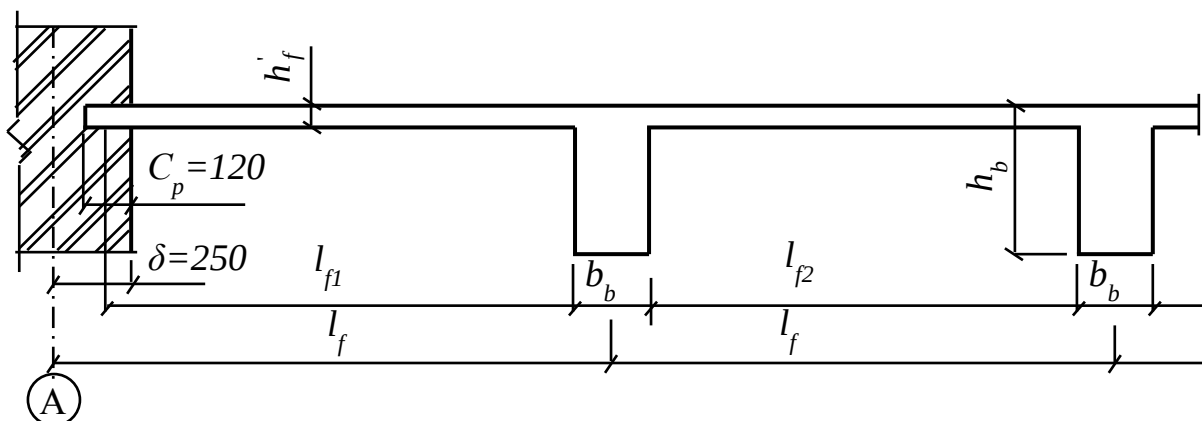
$$l_f = \sqrt{\frac{16 \cdot \alpha_m \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2}{q}} + 20 = \sqrt{\frac{16 \cdot 0,219 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 4,5^2}{0,0864}} + 20 = 284 \text{ см.}$$

С учетом конструктивных требований (в т. ч. условие жесткости) $l_f \leq 40 \cdot h'_f = 40 \cdot 6 = 240 \text{ см}$.

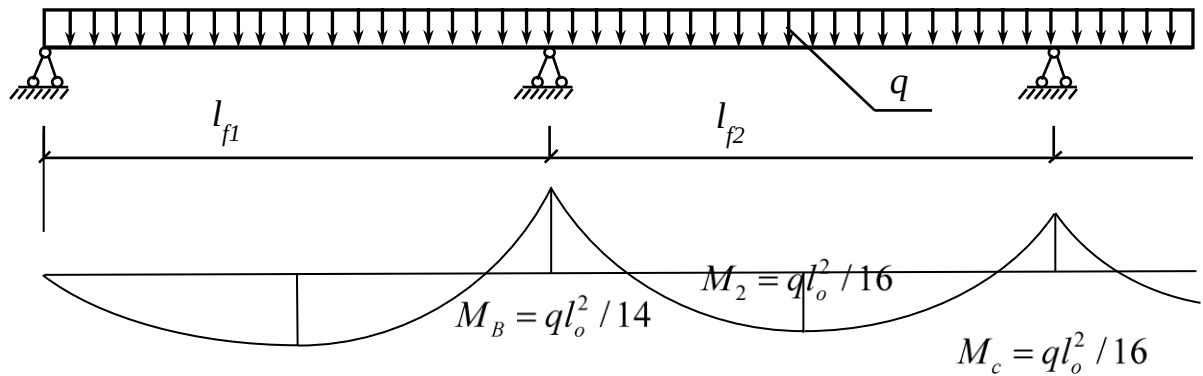
Требование кратности размещения плит по длине главной балки, количество пролетов плиты для данного примера равно $n = l_2 / l_f = 540 / 194 = 2,78$, принимаем $n = 3$; тогда $l_f = l_2 / n = 540 / 3 = 180 \text{ см}$. Принимаем пролет плиты наименьшее из полученных значений $l_f = 180 \text{ см}$.

При ширине главной балки $b = 30 \text{ см}$ размеры плиты 6000×1600 . Отношение длинной стороны к короткой $6000 / 1600 = 3,75 > 3$, т. е. плита может рассматриваться как балочное (если данное значение менее 3, то плита должна рассчитываться как опертая по контуру).

Схема для определения пролетов плиты



Расчетная схема монолитной плиты



$$M_1 = ql_o^2 / 11$$

Расчетные пролеты плиты.

Размеры сечения монолитной второстепенной балки принимаем

$$b_b \times h_b = 20 \times 40 \text{ см.}$$

$$l_{f1} = l_f - \frac{b_b}{2} - \delta + \frac{C_p}{2} = 180 - \frac{20}{2} - 25 + \frac{12}{2} = 151 \text{ см.}$$

$$l_{f2} = l_f - b_b = 180 - 20 = 160 \text{ см.}$$

Изгибающие моменты в характерных сечениях и максимальная поперечная сила.

$$M_1 = \frac{q \cdot l_{f1}^2}{11} = \frac{8,64 \cdot 1,51^2}{11} = 1,79 \text{ кНм}$$

$$M_B = \frac{q \cdot l_{f1}^2}{11} = \frac{8,64 \cdot 1,51^2}{14} = 1,41 \text{ кНм}$$

$$M_2 = -M_c = \frac{q \cdot l_{f2}^2}{16} = \frac{8,64 \cdot 1,6^2}{16} = 1,38 \text{ кНм}$$

$$Q_{\max} = 0,6 \cdot q \cdot l_{f1} = 0,6 \cdot 8,64 \cdot 1,51 = 7,83 \text{ кН.}$$

4.1.1 Расчет монолитной плиты по нормальным сечениям

Для определения количества рабочей арматуры воспользуемся формулой 1, а в средних пролетах, учитывая благоприятное влияние распора. Так как $l_f/h_f = 160/6 = 26,7 < 30$ изгибающий момент принимаем с учетом $k=0,8$.

Сечение продольной арматуры по полосе «А»

а) в средних пролетах и над средними опорами

$$\alpha_m = \frac{k \cdot M_2}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 1,38}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 4,5^2} = 0,071 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,071} = 0,074 \rightarrow$$

Определяется сечение продольной рабочей арматуры

Относительная деформация арматуры растянутой зоны $\varepsilon_{s,el}$, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного R_s

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{415}{200000} = 0,00208;$$

Относительная деформация сжатого бетона $\varepsilon_{b,ult}$ при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00208}{0,0035}} = 0,502$$

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$

$$\xi = 0,074 < \xi_R = 0,502.$$

Площадь поперечного сечения арматуры определяем из условия

$$A_s R_s - \gamma_{b1} R_b b \xi h_0 = 0, \text{ откуда}$$

$$A_{s2} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 0,074 \cdot 4,5}{41,5} = 0,61 \text{ см}^2,$$

Число стержней диаметром 4 мм на расчетной полосе шириной 1 м

$$n = \frac{A_{s2}}{a_s} = \frac{0,61}{0,126} = 4,84, \text{ принимаем } n=5 \text{ шт.}$$

Шаг стержней на расчетной полосе $S = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ см}$. Принимаем $S=200 \text{ мм}$. Число стержней $n_1=5$.

Фактическая площадь поперечного сечения рабочей арматуры $A_{s2} = n_1 \cdot a_{sw} = 5 \cdot 0,126 = 0,63 \text{ см}^2$.

Шаг продольных рабочих стержней принимается не более 200 мм, а поперечных распределительных стержней не более 300 мм, диаметр рабочей арматуры принимается не менее 4 мм, а распределительной не менее 3 мм.

Распределительные стержни принимаем Ø3 В500 с шагом 300 мм.

Таким образом принята сетка С1 (4В500-200/3В500-300). Сетка С1 раскатывается поперек второстепенных балок на всю ширину здания (от оси А до оси D).

б) в крайнем пролете и над первой промежуточной опорой

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{179}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 4,5^2} = 0,116 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,116} = 0,12 \rightarrow$$

Определяется сечение продольной рабочей арматуры

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$

$$\xi = 0,12 < \xi_R = 0,502.$$

Площадь поперечного сечения арматуры определяем по формуле

$$A_{s1} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 0,85 \cdot 100 \cdot 0,12 \cdot 4,5}{41,5} = 0,995 \text{ см}^2,$$

Площадь сечения стержней дополнительной сетки С-2.

$$A_{sd} = A_{s1} - A_{s2} = 0,995 - 0,63 = 0,365 \text{ см}^2.$$

Число стержней диаметром 4 мм на расчетной полосе шириной 1 м $n = \frac{A_{sd}}{a_s} = \frac{0,365}{0,126} = 2,9$, принимаем число стержней $n=3$ шт. Фактическая площадь рабочей арматуры дополнительной сетки $A_{sd} = n \cdot a_s = 3 \cdot 0,126 = 0,378 \text{ см}^2$. Шаг стержней на расчетной полосе $S = \frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 33,3 \text{ см}$. Принимаем $S=300$ мм. Распределительные стержни принимаем Ø3 с шагом 300 мм. Таким образом принята сетка С2(4В500-300/3В500-300).

Сечение продольной арматуры по полосе «Б» в среднем пролете и над средними опорами с учетом $k=0,8$. $A_{s2B} = 0,8 \cdot A_{s2} = 0,8 \cdot 0,63 = 0,504 \text{ см}^2$.

Число стержней диаметром 4 мм на расчетной полосе шириной 1 м $n = A_{s2B}/a_s = 0,504/0,126 = 4$, принимаем число стержней $n=4$ шт. Фактическая площадь поперечного сечения рабочих стержней составляет $A_{s2B} = n \cdot a_s = 4 \cdot 0,126 = 0,504 \text{ см}^2$. Шаг стержней на расчетной полосе составляет $S = b/n = 100/4 = 25 \text{ см}$. Принимаем $S=250$ мм. Распределительные стержни принимаем Ø3 В500 с шагом 300 мм. Таким образом подбираем сетку С-3 (4В500-250/3В500-300).

Сечение продольной арматуры по полосе «Б» в крайнем пролете и над первой опорой

$$A_{s1B} = A_{s2} + A_{sd} - A_{s2B} = 0,63 + 0,378 - 0,504 = 0,504 \text{ см}^2.$$

Число стержней диаметром 4 мм на расчетной полосе шириной 1 м $n = \frac{A_{s1B}}{a_s} = \frac{0,504}{0,126} = 4$, принимаем число стержней $n=4$ шт. $A_{s1B} = n \cdot a_s = 4 \cdot 0,126 = 0,504 \text{ см}^2$. Шаг стержней на расчетной полосе «Б» $S = b/n = 100/4 = 25 \text{ см}$. Принимаем $S=250$ мм. Распределительные стержни принимаем Ø3 В500 с шагом 300 мм. Таким образом подбираем сетку С-4 (4В500-250/3В500-300).

Условие минимального армирования согласно п.8.3.4 СП 52-101-2003. В изгибаемых элементах принимается не менее 0,1%.

При определении условия минимального армирования площадь поперечного армирования A_s принимается наименьшее значение из всех значений принятых фактических площадей поперечного сечения стержней по полосе «А» и «Б». Для данного случая эта величина $A_{s,min} = 0,504 \text{ см}^2$.

$$\mu = \frac{A_{s,min}}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{0,504}{100 \cdot 4,5} \cdot 100\% = 0,12\% > 0,1\%, \quad \text{следовательно,}$$

условие минимального армирования соблюдается.

4.1.2 Расчет монолитной плиты по наклонным сечениям

Прочность наклонного сечения при отсутствии поперечной арматуры.

$Q_{\max} = 7,83 \text{ кН} < Q_{b,\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,075 \cdot 100 \cdot 4,5 = 16,9 \text{ кН}$, то есть прочность наклонного сечения обеспечена.

Проверяем условие исключения проскальзывания продольной арматуры. Фактическая длина запуска продольной арматуры за грань опоры составляет $C_p - a = 20 - 5 = 15 \text{ см}$ $\geq 51d \approx 5 \cdot$ следовательно, проскальзывание продольной рабочей арматуры исключено.

4.2 Расчет монолитной второстепенной балки

Бетон класса В15: $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $E_b = 24000 \text{ МПа}$.

Арматура класса А400: $R_s = 355 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$.

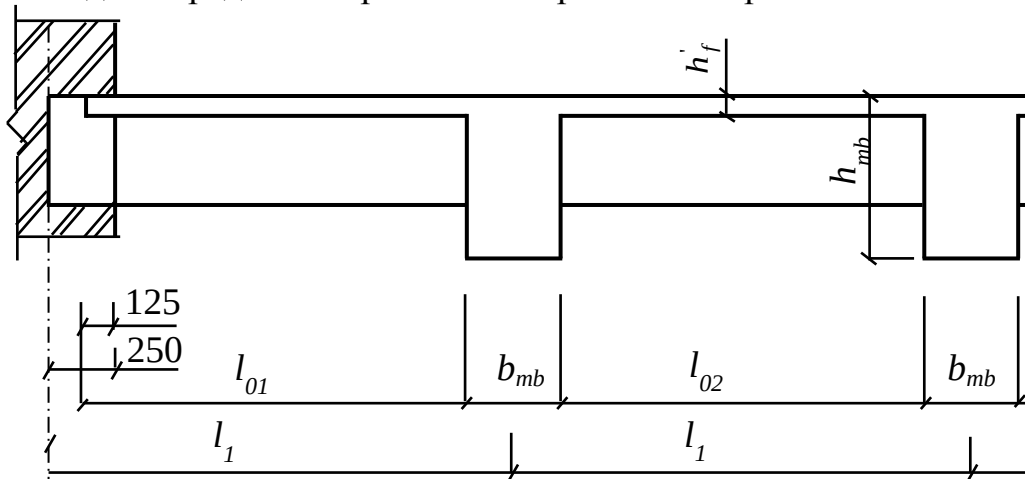
Арматура для сеток класса В500:

$R_s = 415 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 300 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$.

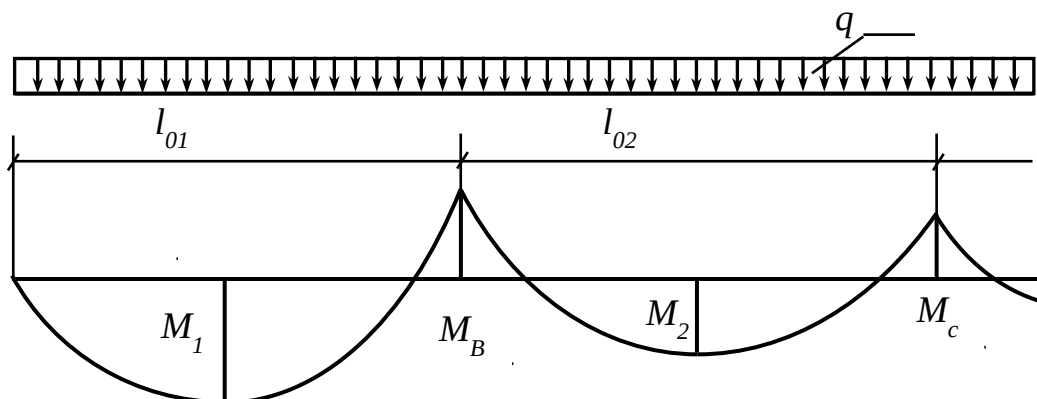
Рекомендуемая ширина второстепенной балки $b = (0,4 \div 0,5) \cdot h$

Размеры сечения второстепенной балки предварительно можно принимать $b_b \times h_b = 20 \times 40 \text{ см}$, $a_b = 2 \text{ см}$, $d = 2 \text{ см}$, $\Delta = 3 \text{ см}$.

Схема для определения расчетных пролетов второстепенной балки.



Расчетная схема и эпюра изгибающих моментов второстепенной балки.



Нагрузка на второстепенную балку: $\gamma_f = 1,1$; $\gamma_n = 0,95$.

а) постоянная от веса пола плиты и ребра балки при $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$

$$q_1 = \sum g \cdot l_f + \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot b_b \cdot (h_b - h'_f) = 2,64 \cdot 1,80 + 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 0,2 \cdot (0,4 - 0,06) = 6,53 \text{ кН/м.}$$

Временная полезная нагрузка: $\gamma_f = 1,2$.

$$V_1 = V^n \cdot \gamma_f \cdot l_f = 5,0 \cdot 1,2 \cdot 1,80 = 10,80 \text{ кН/м.}$$

$$\text{Полная нагрузка } q = q_1 + V_1 = 6,53 + 10,80 = 17,33 \text{ кН/м.}$$

Расчетные пролеты второстепенной балки.

Для крайнего пролета при ширине главной балки $b_{mb} = 300 \text{ мм}$,

$$l_{01} = l_1 - \frac{b_{mb}}{2} - \frac{C_b}{2} = 5,40 - \frac{0,30}{2} - \frac{0,25}{2} = 5,125 \text{ м.}$$

$$\text{Для среднего пролета } l_{02} = l_1 - b_{mb} = 5,40 - 0,30 = 5,10 \text{ м.}$$

Изгибающие моменты:

$$\text{В первом пролете } M_1 = 0,091 \cdot q \cdot l_{01}^2 = 0,091 \cdot 17,33 \cdot 5,125^2 = 41,421 \text{ кНм.}$$

По грани опоры В

$$M_B = 0,0715 \cdot q \cdot l_{01}^2 = 0,0715 \cdot 17,33 \cdot 5,125^2 = 32,545 \text{ кНм.}$$

В среднем пролете и по грани опоры С

$$M_2 = -M_c = 0,0625 \cdot q \cdot l_{02}^2 = 0,0625 \cdot 17,33 \cdot 5,100^2 = 28,171 \text{ кНм.}$$

Поперечные силы:

$$\text{На крайней опоре } Q_A = 0,4 \cdot q \cdot l_{01} = 0,4 \cdot 17,33 \cdot 5,125 = 35,5 \text{ кН}$$

$$\text{На опоре В слева } Q_B^l = 0,6 \cdot q \cdot l_{01} = 0,6 \cdot 17,33 \cdot 5,125 = 53,3 \text{ кН}$$

$$\text{На опоре В справа } Q_B^r = 0,5 \cdot q \cdot l_{02} = 0,5 \cdot 17,33 \cdot 5,10 = 44,2 \text{ кН}$$

Уточнение размеров поперечного сечения второстепенной балки

Предварительно принимаем $\xi = 0,3$ (рекомендуемое значение для балок 0,3÷0,4), тогда $\alpha_m = 0,255$ (таблица 11 приложения).

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_B}{\alpha_m \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_b}} = \sqrt{\frac{3254}{0,255 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 20}} = 29 \text{ см.}$$

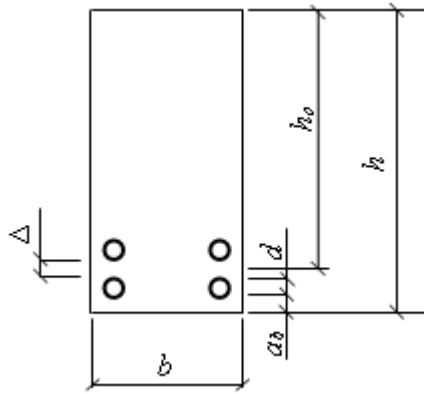
Расстояние от растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры при расположении арматуры в два ряда по высоте сечения второстепенной балки определяется следующим образом

$$a = a_b + d + 0,5 \cdot \Delta = 2 + 2 + 0,5 \cdot 3 = 5,5 \text{ см.}$$

Высота второстепенной балки

$$\text{При } \xi = 0,3 \rightarrow h = h_0 + a = 29 + 5,5 = 34,5 \text{ см.}$$

Принимаем высоту второстепенной балки $h = 35 \text{ см.}$



К определению расстояния от центра тяжести арматуры, расположенной в два ряда по высоте сечения балки до низа элемента

Высота второстепенной балки

При $\xi = 0,3 \rightarrow h = h_0 + a = 29 + 5,5 = 34,5 \text{ см.}$

Принимаем высоту второстепенной балки $h = 35 \text{ см.}$

Определяем расчетную ширину полки. Так как $h_f/h = 6/35 = 0,17 > 0,1$ ширину полки вычисляем по формуле

$$b'_f = b_b + 2 \cdot \frac{l_1}{6} = 20 + 2 \cdot \frac{540}{6} = 200 \text{ см, но не более } l_f = 180 \text{ см и не более}$$

$(1/3) \cdot l_2 = 540/3 = 180 \text{ см.}$ Принимаем $b'_f = 180 \text{ см.}$

Рабочая высота второстепенной балки

$$h_0 = h - a = 35 - 5,5 = 29,5 \text{ см.}$$

4.2.1 Расчет прочности нормального сечения

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение балки принимается тавровым с полкой в сжатой зоне.

При расчете принимается вся ширина верхней полки $b'_f = 180 \text{ см,}$ так как

$$\frac{b'_f - b}{2} = \frac{180 - 20}{2} = 80 \text{ см} < \frac{1}{6} l_1 = \frac{1}{6} \cdot 540 = 90 \text{ см.}$$

Определяем положение нейтральной линии

Изгибающий момент, соответствующий $x = h'_f$

$$M_{c1} = \gamma_{b1} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 0,9 \cdot 8500 \cdot 1,8 \cdot 0,06 \cdot (0,295 - 0,5 \cdot 0,06) = 219 \text{ кНм,}$$

$M_I = 41,42 \text{ кНм} < M_{c1} = 219 \text{ кНм,}$ следовательно, нейтральная линия проходит в полке, и расчет ведется как для железобетонных элементов прямоугольного сечения с шириной 180 см и $h_0 = 29,5 \text{ см.}$

Сечение продольной арматуры

а) в первом пролете

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{4142}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 180 \cdot 29,5^2} = 0,035 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,035} = 0,035 \rightarrow$$

Относительная деформация арматуры растянутой зоны $\varepsilon_{s,el}$, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного R_s

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{355}{200000} = 0,00178;$$

Относительная деформация сжатого бетона $\varepsilon_{b,ult}$ при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00178}{0,0035}} = 0,53 \quad (2)$$

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R по формуле (2) $\xi = 0,035 < \xi_R = 0,53$.

Площадь поперечного сечения арматуры определяем по формуле

$$A_{s1} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot \xi \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 0,85 \cdot 180 \cdot 0,035 \cdot 29,5}{35,5} = 4,05 \text{ см}^2,$$

Принимаем 4 Ø 12 A400, $A_{s1} = 4,52 \text{ см}^2$ (по таблице 13 приложения к МУ).

б) во втором пролете

$$\alpha_m = \frac{M_2}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{2817}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 180 \cdot 29,5^2} = 0,024 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,024} = 0,024 \rightarrow$$

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R по формуле (2) $\xi = 0,024 < \xi_R = 0,53$.

Площадь поперечного сечения арматуры определяем по формуле

$$A_{s2} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot \xi \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 0,85 \cdot 180 \cdot 0,024 \cdot 29,5}{35,5} = 2,75 \text{ см}^2,$$

Принимаем 4 Ø 10 A400, $A_{s2} = 3,14 \text{ см}^2$ (по таблице 13 приложения к УМП).

Над первой промежуточной опорой при однорядном армировании $a = 3 \text{ см}$, $h_0 = h - a = 35 - 3 = 32 \text{ см}$. Так как сжатая зона расположена в нижней части балки, то расчет выполняем как для прямоугольного сечения с шириной $b = 20 \text{ см}$.

$$\alpha_m = \frac{M_B}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_b \cdot h_0^2} = \frac{3254}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 32^2} = 0,208 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,208} = 0,235 \rightarrow$$

Относительная деформация арматуры растянутой зоны $\varepsilon_{s,el}$, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного R_s

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{415}{200000} = 0,00208;$$

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R по формуле (2) $\xi = 0,235 < \xi_R = 0,502$.

Площадь поперечного сечения арматуры определяем по формуле

$$A_{sB} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_b \cdot \xi \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 0,235 \cdot 32}{41,5} = 2,77 \text{ см}^2.$$

В качестве арматуры принимаются две рулонные сетки, раскатываемые вдоль главной балки. На одну сетку площадь составит

$$A_{sB(1)} = \frac{A_{sB}}{2} = \frac{2,77}{2} = 1,385 \text{ см}^2.$$

Число стержней диаметром 4 мм на расчетной полосе шириной 1 м

$$n = \frac{A_{sB(1)}}{a_s} = \frac{1,385}{0,126} = 10,99, \text{ принимаем число стержней } n=11 \text{ шт. Шаг стержней}$$

на расчетной полосе $S = \frac{b}{n} = \frac{1000}{11} = 90,9 \text{ мм}$. Принимаем шаг стержней кратно

25 мм с округлением в меньшую сторону $S=75 \text{ мм}$. Распределительные стержни принимаем Ø3 с шагом 250 мм. Подбираем две арматурные сетки С-3 (4В500-75/3В500-250). Количество стержней при шаге рабочих стержней 75 мм на рабочую полосу шириной 1 м составить $n=100/75=13,33$, принимаем $n=14$ штук, тогда площадь поперечного сечения рабочей арматуры одной сетки составит $A_{sB1}=n \cdot a_{sw}=14 \cdot 0,126=1,764 \text{ см}^2$, а двух сеток $A_{sB}=2 \cdot A_{sB1}=2 \cdot 1,764=3,528 \text{ см}^2$.

Над средними опорами при однорядном армировании

$$\alpha_m = \frac{M_C}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_b \cdot h_0^2} = \frac{2817}{0,9 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 32^2} = 0,180 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,180} = 0,200 \rightarrow$$

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$, где ξ_R по формуле (2) $\xi = 0,2 < \xi_R = 0,502$.

Площадь поперечного сечения арматуры определяем по формуле

$$A_{sc} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_b \cdot \xi \cdot h_0}{R_s} = \frac{0,9 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 0,2 \cdot 32}{41,5} = 2,36 \text{ см}^2,$$

В качестве арматуры принимаются две рулонные сетки, раскатываемые вдоль главной балки. На одну сетку площадь составит

$$A_{sc(1)} = \frac{A_{sc}}{2} = \frac{2,36}{2} = 1,18 \text{ см}^2.$$

Число стержней диаметром 4 мм на расчетной полосе шириной 1 м $n=A_{sc(1)}/a_s=1,18/0,126=9,4$ шт., принимаем число стержней $n=10$ шт. Шаг стержней на расчетной полосе $S=b/n=100/10=10 \text{ см}$. Принимаем $S=100 \text{ мм}$. Площадь поперечного сечения рабочей арматуры на две сетки составит $A_{sc} = 2 \cdot n \cdot a_{sw} = 2 \cdot 10 \cdot 0,126 = 2,52 \text{ см}^2$. Распределительные стержни принимаем Ø3 с шагом 250 мм. Подбираем две арматурные сетки С-4 (4В500-100/3В500-250).

Требование минимального армирования

$$\mu = \frac{A_{s \min}}{b_b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{2,52}{20 \cdot 29,5} \cdot 100 = 0,427\% > 0,1\%, \quad \text{следовательно,}$$

условие выполняется. Длина запуска арматуры за грань опоры принимается равной $10d=10 \cdot 12=120$ мм, что меньше чем глубина опирания балки $C_b=250$ мм, следовательно, проскальзывание арматуры исключено.

4.2.2 Расчет прочности наклонного сечения балки

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

Коэффициент, принимаемый равным $\varphi_{b1} = 0,3$ (СП 52-101-2004 п. 6.2.33).

$$Q_{max} = Q_b^{\Pi} = 53 \text{ кН} \leq \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 29,5 = 135,4 \text{ кН},$$

следовательно прочность на сжатие бетонной полосы между наклонными трещинами обеспечена.

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении

$$Q_b = 0,6 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,075 \cdot 20 \cdot 29,5 = 23,9 \text{ кН}.$$

Проверяем условие $Q_{max}=53 \text{ кН} > Q_b=23,9 \text{ кН}$, следовательно поперечная арматура по расчету необходима для восприятия усилия $Q_{sw} = Q_{max} - Q_b = 53 - 23,9 = 29,1 \text{ кН}$.

Погонное усилие в поперечной арматуре

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{h_0} = \frac{29,1}{29,5} = 0,99 \text{ кН/см} > q_{sw1} = 0,25 \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,075 \cdot 20 = 0,34 \text{ кН/см}$$

Шаг поперечной арматуры на $\frac{1}{4}$ пролета балки принимаем $S_1=10 \text{ см} < 0,5h_0=0,5 \cdot 29,5=14,75 \text{ см}$, на остальной части балки принимаем $S_2=0,75h_0=0,75 \cdot 29,5=22,13 \text{ см}$, то есть $S_2=200 \text{ мм}$ кратно 50 мм.

Площадь поперечного сечения хомутов (при числе каркасов в сечении

$$n=2) \quad A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot S_{w1}}{R_{sw}} = \frac{0,99 \cdot 10}{30} = 0,33 \text{ см}^2. \quad \text{Тогда } a_{sw} = A_{sw}/n = 0,33/2 = 0,165 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2Ø5 В500, $a_{sw}=0,196 \text{ см}^2$. $A_{sw} = n \cdot a_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2$.

5 Расчет многопустотной плиты покрытия

Пустотная плита выполняется из тяжелого бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении. В процессе изготовления предварительно напряженной плиты покрытия натяжение всей арматуры производится электротермическим способом. Концы напрягаемой арматуры закрепляются высаженными головками.

Условия эксплуатации

Здание отапливаемое. Относительная влажность ниже 75 %. Конструкции находятся в неагрессивной среде.

При исходных данных, указанных ниже, требуется: выполнить расчет плиты покрытия по прочности, трещиностойкости и деформациям при действии эксплуатационных нагрузок, а также на образование нормальных трещин; Разработать рабочие чертежи многопустотной плиты; Составить спецификацию арматурных изделий плиты.

Исходные данные. Длина плиты $l = 6,3$. Глубина зоны опирания плиты на стены $C_p = 120$ мм. $\delta = 250$ мм - Привязка стены к разбивочной оси. Глубина зоны опирания плиты на полку ригеля $C = 100$ мм. $b_2 = 18$ см - Ширина верхней части ригеля.

Полная снеговая нагрузка $S^n = 1,29$ кН/м². Длительно действующая часть снеговой нагрузки $S_{ld}^n = 0,39$ кН/м². $S_{cd}^n = 0,90$ кН/м².

Подсчет нагрузки на покрытие производится в табличной форме.

Сбор нагрузок на 1 м² многопустотной плиты от элементов покрытия

№ п/п	Нагрузка	t м	ρ кН/м ³	g^n кН/м ²	γ_f	g кН/м ²
1.	Рулонный ковер	0,015	6	0,09	1,3	0,12
2.	Цементно - песчаная стяжка	0,05	18	0,90	1,2	1,08
3.	Пенополистирол	0,2	1,5	0,30	1,3	0,40
4.	Пароизоляция	-	-	0,08	1,3	0,091
	Нагрузка от слоев покрытия		$\Sigma g^n =$	1,37	$\Sigma g =$	1,69

Расчетные характеристики.

Бетон класса В25: $R_b = 14,5$ МПа; $R_{bt} = 1,05$ МПа; $b_2 = 18$ см;

$R_{b,ser} = 18,5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,55$ МПа; $E_b = 30000$ МПа.

Напрягаемая арматура: А800: $R_{sp} = 695$ МПа; $E_{sp} = 200\ 000$ МПа. $R_{s,ser} = 800$ МПа.

Ненапрягаемая арматура А300: $R_s = 270$ МПа; $E_s = 200\ 000$ МПа.

Принимаем ширину плиты $b_1 = 120$ см.; $a_{sp} = 3$ см; $a_s = 2$ см;

Расчетный пролет плиты $l_0 = l - \delta + 0,5C_p - 0,5b_2 - 0,5c = 6,3 - 0,25 + 0,5 \cdot 0,12 - 0,5 \cdot 0,18 - 0,5 \cdot 0,1 = 5,98$ м. C_1 – коэффициент, зависящий от вида плиты.

Ориентировочная высота плиты

$$h = c_1 \cdot l_0 \cdot \frac{R_s}{E_s} \cdot \frac{\theta \cdot \Sigma g^n + S^n}{\Sigma g^n + S^n} = 18 \cdot 5,98 \cdot \frac{270}{200000} \cdot \frac{2 \cdot 1,37 + 1,3}{1,37 + 1,3} = 0,219 \text{ м.}, c_1 = 18.$$

Принимаем высоту плиты $h = 22$ см. Диаметр пустот плиты $d = 15,9$ см, а число пустот $n = 6$.

Размеры эквивалентного двутавра при $\Delta = 1,5$ см; $c_2 = 0,5$ см.
 Ширина полки $b'_f = b_1 - 2 \cdot (\Delta + c_2) = 120 - 2 \cdot (1,5 + 0,5) = 116$ см
 Высота полки $h'_f = h_f = (h - 0,9 \cdot d) / 2 = (22 - 0,9 \cdot 15,9) / 2 = 3,85$ см. Ширина
 ребра $b = b'_f - 0,9 \cdot d \cdot n = 116 - 0,9 \cdot 15,9 \cdot 6 = 30,14$ см. Рабочая высота $h_o = h - a_{sp} = 22 - 3 = 19$ см.

Нагрузка на плиту покрытия

а) Постоянная нормативная нагрузка $\gamma_n = 0,95$; $\rho = 25$ кН/м³

$$q_1^n = \sum g^n \cdot b_1 + (h \cdot b_1 - n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}) \cdot \rho \cdot \gamma_n = 1,37 \cdot 1,2 + (0,22 \cdot 1,2 - 6 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4}) \cdot 25 \cdot 0,95 = 5,09 \text{ кНм}$$

б) Временная нормативная нагрузка $S^n = 1,3$ кН/м²; $\mu = 1$
 $V_1^n = S^n \cdot \mu \cdot b_1 = 1,3 \cdot 1 \cdot 1,2 = 1,56$ кН/м

в) Постоянная расчетная нагрузка $\gamma_f = 1,1$

$$q = \sum g \cdot b_1 + (h \cdot b_1 - n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}) \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1,69 \cdot 1,2 + (0,22 \cdot 1,2 - 6 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4}) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 5,82 \text{ кН/м}$$

г) Временная расчетная нагрузка $\gamma_f = 1,4$

$$V = S^n \mu \gamma_f b_1 = 1,3 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 2,18 \text{ кНм}$$

е) Длительная нагрузка

$$V_{ld}^n = S_{ld}^n \cdot \mu \cdot \gamma_f \cdot b_1 = 0,39 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 1,2 = 0,665 \text{ кНм}$$

Полная нагрузка

$$q_{tot}^n = q_1^n + V_1^n = 5,09 + 1,56 = 6,65 \text{ кН/м}$$

$$q_{tot} = q + V = 5,82 + 2,18 = 8,0 \text{ кН/м}$$

$$q_{ld}^n = q_1^n + V_{ld}^n = 5,09 + 0,665 = 5,76 \text{ кН/м}$$

5.1 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Расчетные усилия. Изгибающий момент

$$M = q_{tot} \cdot l_o^2 / 8 = 8 \cdot 5,98^2 / 8 = 35,8 \text{ кНм}$$

$$M^n = q_{tot}^n \cdot l_o^2 / 8 = 6,65 \cdot 5,98^2 / 8 = 29,7 \text{ кНм}$$

$$M_{ld}^n = q_{ld}^n \cdot l_o^2 / 8 = 5,76 \cdot 5,98^2 / 8 = 25,8 \text{ кНм}$$

$$\text{Поперечная сила } Q = q_{tot} \cdot l_o / 2 = 8 \cdot 5,98 / 2 = 23,9 \text{ кН}$$

Положение нейтральной линии $\gamma_{bl} = 0,9$

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимается тавровым с полкой в сжатой зоне.

При расчете принимается вся ширина верхней полки $b'_f = 116$ см, так как

$$\frac{b'_f - b}{2} = \frac{116 - 30,14}{2} = 42,93 \text{ см} < \frac{1}{6} l_o = \frac{1}{6} \cdot 598 = 99,7 \text{ см.}$$

$M = 35,8 \text{ кНм} < \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_o - 0,5 \cdot h_f') = 0,9 \cdot 14500 \cdot 1,16 \cdot 0,0385 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0385) = 99,4 \text{ кНм}$, следовательно нейтральная линия проходит в полке. Определяется сечение продольной рабочей арматуры

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{3580}{0,9 \cdot 1,45 \cdot 116 \cdot 19 \cdot 19} = 0,066 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,066} = 0,068 \rightarrow$$

Принимаем $\sigma_{sp} = 0,9 R_{s,ser} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$.

При проектировании конструкции полные суммарные потери следует принимать не менее 100 МПа (СП 52-102-2004 п.2.2.3.9), то есть $\Delta\sigma_{sp(2)} = 100 \text{ МПа}$. Тогда при определении $\varepsilon_{s,el}$ с учетом коэффициента $\gamma_{sp} = 0,9$ предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь определяется по формуле:

$$\sigma_{sp0} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 0,9 \cdot 720 - 100 = 548 \text{ МПа}.$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_{sp} + 400 - \sigma_{sp0}}{E_s} = \frac{695 + 400 - 548}{200000} = 0,00274; \text{ Значение } \xi_R \text{ определяют по}$$

$$\text{формуле } \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00274}{0,0035}} = 0,449, \quad \text{где } \varepsilon_{s,el} - \text{ относительная}$$

деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного R_s ; $\varepsilon_{b,ult}$ - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

Определяем значение α_R

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \xi_R) = 0,449 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,449) = 0,35; \quad \alpha_m = 0,066 < \alpha_R = 0,35.$$

Если соблюдается условие $\xi \leq \xi_R$, то расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_{sp} допускается умножать на коэффициент условия работы γ_{s3} , учитывающий возможность деформирования высокопрочных арматурных сталей при напряжениях выше условного предела текучести и определяемый по формуле

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{0,068}{0,449} = 1,21, \text{ но не более } \gamma_{s3} = 1,1.$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Площадь поперечного сечения арматуры определяем по формуле

$$A_{sp} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot \xi \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_{sp}} = \frac{0,9 \cdot 1,45 \cdot 116 \cdot 0,066 \cdot 19}{1,1 \cdot 69,5} = 2,48 \text{ см}^2,$$

$$n = 3; d = \sqrt{4 \cdot A_s / (n \cdot \pi)} = \sqrt{4 \cdot 2,48 / (3 \cdot 3,14)} = 1,026 \text{ см}.$$

$$\text{Принимаем } 3 \text{ } \emptyset 12 \text{ A800, } A_{sp} = A_{sp} = n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 3 \cdot \frac{3,14 \cdot 1,2^2}{4} = 3,39 \text{ см}^2.$$

5.2 Расчет по прочности при действии поперечной силы

Поперечная сила от полной нагрузки $Q_{max}=23,9$ кН.

Расчет предварительно напряженных элементов по сжатой бетонной полосе между наклонными трещинами производится по формуле

$Q_{max} < \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o$, где $\varphi_{b1}=0,3$ - коэффициент, принимаемый по СП 52-102-2004 п. 3.1.5.2); b - ширина ребра.

$Q_{max}=23,9$ кН $< 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,45 \cdot 30,14 \cdot 19 = 224$ кН, следовательно прочность наклонной полосы между наклонными трещинами обеспечена.

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производится по формуле $Q_{max} \leq Q_b + Q_{sw}$; где Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении

$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{c}$, которая принимается не более $2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$ и не менее $0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$.

Коэффициент $\varphi_{b2}=1,5$ (СП 52-102-2004 п. 3.1.5.3).

Определяем значения Q_b

Максимально допустимое значение

$$Q_{b,max} = 2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,105 \cdot 30,14 \cdot 19 = 135,3 \text{ кН.}$$

Минимально допустимое значение

$$Q_{b,min} = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,105 \cdot 30,14 \cdot 19 = 27,1 \text{ кН.}$$

Так как $Q_{max}=23,9$ кН $< Q_{b,min}=27,1$ кН, то поперечная сила воспринимается бетонным сечением. Поэтому поперечная арматура по расчету не требуется и ее можно не устанавливать (СП 52-101-2003 п. 8.3.11).

5.3 Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 30000 = 6,67$$

Геометрические характеристики поперечного сечения плиты

а) Площадь приведенного сечения $a_b = 2$ см; $a_s = 2$ см.

$$a_{sp} = a_b + d_{sp} / 2 = 2 + 1,2 / 2 = 2,6 \text{ см.}$$

$$A_{red} = b_f' \cdot h_f' + b_f \cdot h_f + (h - (h_f + h_f')) + \alpha \cdot A_{sp} = 116 \cdot 3,85 + 116 \cdot 3,85 + 30,14 \cdot (22 - (3,85 + 3,85)) + 6,67 \cdot 3,39 = 1347 \text{ см}^2.$$

б) Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = b \cdot h_f' \cdot (h - 0,5 \cdot h_f') + b_f \cdot h_f \cdot 0,5 \cdot h_f + b \cdot (h - 2 \cdot h_f) \cdot 0,5 \cdot h + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} = 116 \cdot 3,85 \cdot (22 - 0,5 \cdot 3,85) + 116 \cdot 3,85 \cdot 0,5 \cdot 3,85 + 30,14 \cdot (22 - 2 \cdot 3,85) \cdot 0,5 \cdot 22 + 6,67 \cdot 3,39 \cdot 2,6 = 14625 \text{ см}^3.$$

в) Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани плиты $Y_0 = S_{red} / A_{red} = 14625 / 1347 = 10,86$ см.

г) Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$J_{red} = \frac{2b'_f \cdot (h'_f)^3}{12} + b'_f h'_f (h - Y_0 - 0,5h'_f)^2 + b_f h_f (Y_0 - 0,5h_f)^2 + \frac{b \cdot (h - 2h_f)^3}{12} + b(h - 2h_f)(0,5h - Y_0)^2 + \alpha A_{sp} (Y_0 - a_{sp})^2 = 2 \cdot 116 \cdot 3,85^3 / 12 + 116 \cdot 3,85 \cdot (22 - 10,86 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + 116 \cdot 3,85 \cdot (10,86 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + 30,14 \cdot (22 - 2 \cdot 3,85)^3 / 12 + 30,14 \cdot (22 - 2 \cdot 3,85) \cdot (0,5 \cdot 22 - 10,86)^2 + 6,67 \cdot 3,39 \cdot (10,86 - 2,6)^2 = 83577 \text{ см}^4.$$

д) Момент сопротивления приведенного сечения относительно растянутой грани плиты

$$W_{red} = J_{red} / Y_0 = 83577 / 10,86 = 7696 \text{ см}^3.$$

е) Момент сопротивления приведенного сечения относительно сжатой грани плиты

$$W_{red}^{sup} = J_{red} / (h - Y_0) = 83577 / (22 - 10,86) = 7502 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки

$$r = W_{red} / A_{red} = 7696 / 1347 = 5,71 \text{ см}.$$

Расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести приведенного сечения

$$e_{op} = Y_0 - a_{sp} = 10,86 - 2,6 = 8,26 \text{ см}.$$

Расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны

$$e_{яp} = e_{op} + r = 8,26 + 5,71 = 13,97 \text{ см}.$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна при $\gamma = 1,25$ (для двутаврового симметричного сечения)

$$W = 1,25 \cdot W_{red} = 1,25 \cdot 7696 = 9620 \text{ см}^3.$$

5.4 Потери предварительного напряжения

Назначение величины предварительного напряжения

Для арматуры класса А800 $R_{s,ser} = 800 \text{ МПа}$.

Принимаем $\sigma_{sp} = 0,9 R_{s,ser} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$.

Первые потери:

а) от релаксации арматуры

Для арматуры классов А800 при электротермическом способе натяжения потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 720 = 21,6 \text{ МПа}.$$

б) Потери от температурного перепада при агрегатно-поточной технологии принимаются равными $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

в) Потери от деформации формы при электротермическом способе натяжения арматуры не учитывают $\Delta\sigma_{sp3} = 0$.

г) Потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры не учитывают $\Delta\sigma_{sp4} = 0$.

Первые потери составляют:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 21,6 + 0 + 0 + 0 = 21,6 \text{ МПа}.$$

Вторые потери:

а) от усадки бетона

для бетона класса В25 $\varepsilon_{b,sh}=0,0002$ (СП 52-102-2004 п. 2.2.3.7).

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 200\,000 = 40 \text{ МПа.}$$

б) от ползучести бетона

Коэффициент ползучести бетона $\phi_{b,cr}=2,5$ по приложению 6.

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 3,39 \cdot (72 - 2,16) = 237 \text{ кН.}$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j -ой группы стержней напрягаемой арматуры

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{op}^2}{I_{red}} = \frac{237}{1347} + \frac{237 \cdot 8,26^2}{83577} = 0,369 \text{ кН/см}^2 = 3,69 \text{ МПа.}$$

Площадь поперечного сечения элемента

$$A = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + (h - (h_f + h'_f)) \cdot (b - (b_f + b'_f)) = 116 \cdot 3,85 + 116 \cdot 3,85 + 30,14 \cdot (22 - (3,85 + 3,85)) = 1324 \text{ см}^2.$$

$$\text{Коэффициент армирования } \mu = A_{sp} / A = 3,39 / 1324 = 0,00256$$

$$y_{sj} = e_{op} = 8,26 \text{ см.}$$

Потери от ползучести бетона

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp6} &= \frac{0,8\alpha \cdot \phi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \left(1 + \frac{y_{sj}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \phi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 6,67 \cdot 2,5 \cdot 3,69}{1 + 6,67 \cdot 0,00256 \cdot \left(1 + \frac{8,26^2 \cdot 1347}{83577}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 44,4 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Полные потери составляют

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{sp(2)} &= \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = \\ &= 21,6 + 0 + 0 + 0 + 40 + 44,4 = 106 \text{ МПа, но не менее } 100 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Суммарные потери для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа (СП 52-102-2004 п. 2.2.3.9). Принимаем полные потери $\Delta\sigma_{sp(2)} = 106 \text{ МПа.}$

Усилие предварительного обжатия с учетом полных потерь

$$P_{(2)} = (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}) \cdot A_{sp} = (72 - 10,6) \cdot 3,39 = 208 \text{ кН}$$

Момент образования трещин

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W + P_{(2)} \cdot e_{яp} = 0,155 \cdot 9620 + 208 \cdot 13,97 = 4397 \text{ кНсм}$$

Проверка условия $M^n = 2970 \text{ кНсм} < M_{crc} = 4397 \text{ кНсм}$, следовательно, трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок не образуются.

5.5 Расчет прогибов плиты при отсутствии трещин в растянутой зоне

Кривизна элемента от полных нормативных нагрузок

Модуль деформации сжатого бетона

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b = 0,85 \cdot 30000 = 25500 \text{ МПа} = 2550 \text{ кН/см}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M^n}{E_{b1} \cdot J_{red}} = \frac{2970}{2550 \cdot 83577} = 0,000014 \text{ 1/см.}$$

Кривизна от длительных нагрузок

Модуль деформации сжатого бетона

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \phi_{b,cr}} = \frac{30000}{1 + 2,5} = 8571 \text{ МПа} = 857,1 \text{ кН/см}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{ld}^n}{E_{b1} \cdot J_{red}} = \frac{2580}{857,1 \cdot 83577} = 0,000036 \text{ 1/см,}$$

Кривизна, обусловленная выгибом элемента от кратковременного действия усилия обжатия

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_{(1)} e_{op}}{E_{b1} J_{red}} = \frac{237 \cdot 8,26}{2550 \cdot 83577} = 0,0000092 \text{ 1/см.}$$

В запас жесткости плиты оценим ее прогиб от полной, постоянной и длительной нагрузок (без учета выгиба от усилия предварительного обжатия)

$$f_{tot} = S \cdot \left[\left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 \right] \cdot l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot (0,000014 + 0,000036) \cdot 598^2 = 1,86 \text{ см} < f_{ult} = \frac{l_0}{200} = \frac{598}{200} = 2,99 \text{ см, следовательно, плита обладает достаточной жесткостью.}$$

Напряжение в арматуре растянутой зоны от усадки и ползучести бетона

$$\sigma_{sb} = \Delta \sigma_{sp5} + \Delta \sigma_{sp6} = 40 + 44,4 = 84,4 \text{ МПа.}$$

Напряжение в арматуре сжатой зоны (в уровне крайнего сжатого волокна бетона) от усадки и ползучести бетона

$$\sigma'_{sb} = \frac{P_{(2)}}{A_{red}} - \frac{P_{(2)} \cdot e_{op}}{I_{red}} \cdot (h - y_o) = \frac{208}{1347} - \frac{208 \cdot 8,26}{83577} \cdot (22 - 10,86) = -0,075 \text{ кН/см}^2,$$

следовательно, в верхнем волокне в стадии предварительного обжатия возникает растяжение, поэтому принимаем $\sigma'_{sb} = 0$.

Так как $\sigma'_{sb} < 0$, следует проверить, образуются ли в верхней зоне трещины в стадии предварительного обжатия.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием $P_{(1)}$

$$r_{inf} = W_{red}^{sup} / A_{red} = 7502 / 1347 = 5,57 \text{ см}$$

Передаточная прочность бетона

$R_{bp}=0,5 \cdot B=0,5 \cdot 25=12,5$ МПа, но не менее 15 МПа (СП 52-102-2004 п. 2.1.1.5). Поэтому принимаем $R_{bp}=15$ МПа. Тогда значение $R_{bt,ser}^{(p)} = 1,1$ МПа = $0,11$ кН/см² (Приложение 3).

$\gamma = 1,25$ – для двутаврового симметричного сечения (приложение 18).

Момент трещинообразования в верхней грани

$M_{crc} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} \cdot R_{bt,ser}^{(p)} - P_{(1)} \cdot (e_{op} - r_{inf}) = 1,25 \cdot 7502 \cdot 0,11 - 237 \cdot (8,26 - 5,57) = 394$ кНсм > 0 , следовательно, трещины в верхней зоне в стадии предварительного обжатия не образуются.

Для элементов без трещин сумма кривизн $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ принимается не менее кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии (п. 4.22 [6]).

При продолжительном действии усилия предварительного обжатия:

Кривизна, обусловленная выгибом элемента от длительного действия усилия обжатия

Модуль деформации сжатого бетона

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \phi_{b,cr}} = \frac{30000}{1 + 2,5} = 8571 \text{ МПа} = 857,1 \text{ кН/см}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_{(2)} e_{op}}{E_{b1} J_{red}} = \frac{208 \cdot 8,26}{857,1 \cdot 83577} = 0,000024 \text{ 1/см.}$$

Кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона

Напряжение в арматуре растянутой зоны

$$\sigma_{sb} = \Delta \sigma_{sp5} + \Delta \sigma_{sp6} = 40 + 44,4 = 84,4 \text{ МПа.}$$

Напряжение в арматуре сжатой зоны $\sigma'_{sb} = 0$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0} = \frac{84,4 - 0}{200000 \cdot 19} = 0,000022 \text{ 1/см.}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,000022 + 0,000024 = 0,000046 \text{ 1/см} = 4,6 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см, что}$$

больше, чем кривизна от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии ($(1/r)_3 = 0,000024 = 2,4 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}$).

Таким образом, прогиб плиты с учетом выгиба будет равна

$$f = \left[\left(\frac{5}{48} \left[\left(\frac{1}{r} \right)_1 + \left(\frac{1}{r} \right)_2 \right] \right) - \left(\frac{1}{8} \left[\left(\frac{1}{r} \right)_3 + \left(\frac{1}{r} \right)_4 \right] \right) \right] \cdot l_o^2 =$$

$$\left(\left[\frac{5}{48} \cdot (0,000014 + 0,000036) \right] - \left[\frac{1}{8} \cdot 0,000046 \right] \right) \cdot 598^2 = -0,194 \text{ см.}$$

6 Расчет многопустотной плиты перекрытия

Пустотная плита выполняется из тяжелого бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении. В процессе изготовления предварительно напряженной плиты покрытия натяжение всей арматуры производится электротермическим способом. Здание отапливаемое. Относительная влажность ниже 75 %. Конструкции находятся в неагрессивной среде.

При исходных данных, указанных ниже, требуется: выполнить расчет плиты покрытия по прочности, трещиностойкости и деформациям при действии эксплуатационных нагрузок, а также на образование нормальных трещин; Разработать рабочие чертежи многопустотной плиты; Составить спецификацию арматурных изделий плиты.

Исходные данные. Длина плиты $l=6,3$. Глубина зоны опирания плиты на стены $C_p=120$ мм. $\delta=250$ мм - Привязка стены к разбивочной оси. Глубина зоны опирания плиты на полку ригеля $C=100$ мм. $b_2=18$ см - Ширина верхней части ригеля. Полная снеговая нагрузка $V^n=5$ кН/м². Длительно действующая часть снеговой нагрузки $V_{ld}^n=2$ кН/м². $V_{cd}^n=3$ кН/м².

Сбор нагрузок на 1 м² перекрытия

№ п/п	Нагрузка	t , м	ρ , кН/м ³	g^n , кН/м ²	γ_f	g , кН/м ²
1.	Линолеум	0,010	18	0,18	1,3	0,23
2.	Битум	0,003	14	0,04	1,3	0,05
3.	Цементно-песчаная стяжка	0,050	18	0,90	1,3	1,17
4.	Засыпка	0,060	8	0,48	1,3	0,62
	Итого нагрузка от пола			1,60		2,07
5.	Железобетонная плита	0,116	25	2,90	1,1	3,19
	Итого постоянная		$\Sigma g^n=$	4,50	$\Sigma g=$	5,26
6.	Временная		$V^n=$	5,00	1,2	6,00
7.	Полная		$g_1^n=$	9,50	$g_1=$	11,26

Расчетные характеристики.

Бетон класса В25: $R_b=14,5$ МПа; $R_{bt}=1,05$ МПа; $b_2=18$ см;

$R_{b,ser}=18,5$ МПа; $R_{bt,ser}=1,55$ МПа; $E_b=30000$ МПа.

Напрягаемая арматура: А800: $R_{sp}=695$ МПа; $E_{sp}=200\,000$ МПа. $R_{s,ser}=800$ МПа.

Ненапрягаемая арматура А300: $R_s=270$ МПа; $E_s=200\,000$ МПа.

Принимаем ширину плиты $b_1=120$ см.; $a_{sp}=3$ см; $a_s=2$ см;

Расчетный пролет плиты $l_0 = l - \delta + 0,5C_p - b_2 + 0,5c = 6,3 - 0,25 + 0,5 \cdot 0,12 - 0,18 + 0,5 \cdot 0,1 = 5,98$ м. C_1 – коэффициент, зависящий от вида плиты.

Ориентировочная высота плиты

$$h = c_1 \cdot l_0 \cdot \frac{R_s}{E_s} \cdot \frac{\theta \cdot \sum g^n + V^n}{\sum g^n + V^n} = 18 \cdot 5,98 \cdot \frac{270}{200000} \cdot \frac{2 \cdot 4,5 + 5}{4,5 + 5} = 0,214 \text{ м.}, c_1 = 18.$$

Принимаем высоту плиты $h = 22$ см. Диаметр пустот плиты $d = 15,9$ см., а число пустот $n = 6$.

Размеры эквивалентного двутавра при $\Delta = 1,5$ см; $c_2 = 0,5$ см.

Ширина полки $b'_f = b_1 - 2 \cdot (\Delta + c_2) = 120 - 2 \cdot (1,5 + 0,5) = 116$ см; Высота полки $h'_f = h_f = (h - 0,9 \cdot d) / 2 = (22 - 0,9 \cdot 15,9) / 2 = 3,85$ см. Ширина ребра $b = b'_f - 0,9 \cdot d \cdot n = 116 - 0,9 \cdot 15,9 \cdot 6 = 30,14$ см. Рабочая высота $h_o = h - a_{sp} = 22 - 3 = 19$ см.

Нагрузка на плиту перекрытия

а) постоянная нормативная нагрузка $\gamma_n = 0,95$; $\rho = 25$ кН/м³

$$q_1^n = \sum g^n \cdot b_1 + (h \cdot b_1 - n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}) \cdot \rho \cdot \gamma_n = 4,5 \cdot 1,2 + (0,22 \cdot 1,2 - 6 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4}) \cdot 25 \cdot 0,95 = 8,84 \text{ кНм}$$

б) временная нормативная нагрузка $V^n = 5$ кН/м²

$$V_1^n = V^n \cdot b_1 = 5 \cdot 1,2 = 6 \text{ кН/м}$$

в) Постоянная расчетная нагрузка $\gamma_f = 1,1$

$$q = \sum g \cdot b_1 + (h \cdot b_1 - n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}) \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 5,26 \cdot 1,2 + (0,22 \cdot 1,2 - 6 \cdot \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4}) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 10,1 \text{ кН/м}$$

г) временная расчетная нагрузка $\gamma_f = 1,2$

$$V = V^n \cdot \gamma_f \cdot b_1 = 5 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 7,2 \text{ кНм}$$

е) длительная часть временной нагрузки

$$V_{ld1}^n = V_{ld}^n \cdot \gamma_f \cdot b_1 = 2 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 2,88 \text{ кНм}$$

и) кратковременная часть временной нагрузки

$$V_{cd1}^n = V_{cd}^n \cdot \gamma_f \cdot b_1 = 3 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 4,32 \text{ кНм}$$

Полная нормативная нагрузка

$$q_{tot}^n = q_1^n + V_1^n = 8,84 + 6 = 14,84 \text{ кН/м}$$

Полная расчетная нагрузка

$$q_{tot} = q + V = 10,1 + 7,2 = 17,3 \text{ кН/м}$$

Постоянная и длительная нагрузка

$$q_{ld}^n = q_1^n + V_{ld1}^n = 8,84 + 2,88 = 11,72 \text{ кН/м}$$

6.1 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Расчетные усилия. Изгибающий момент

$$M = q_{tot} \cdot l_o^2 / 8 = 17,3 \cdot 5,98^2 / 8 = 77,33 \text{ кНм}$$

$$M^n = q_{tot}^n \cdot l_o^2 / 8 = 14,84 \cdot 5,98^2 / 8 = 66,34 \text{ кНм}$$

$$M_{ld}^n = q_{ld}^n \cdot l_o^2 / 8 = 11,72 \cdot 5,98^2 / 8 = 52,39 \text{ кНм}$$

Поперечная сила $Q = q_{tot} \cdot l_o / 2 = 17,3 \cdot 5,98 / 2 = 51,73 \text{ кН}$

Положение нейтральной линии $\gamma_{b1} = 0,9$

При расчете по прочности расчетное поперечное сечение плиты принимается тавровым с полкой в сжатой зоне.

При расчете принимается вся ширина верхней полки $b'_f = 116 \text{ см}$, так как

$$\frac{b'_f - b}{2} = \frac{116 - 30,14}{2} = 42,93 \text{ см} < \frac{1}{6} l = \frac{1}{6} \cdot 590 = 98,3 \text{ см}.$$

$M = 77,33 \text{ кНм} < \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_o - 0,5 \cdot h'_f) = 0,9 \cdot 14500 \cdot 1,16 \cdot 0,0385 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0385) = 99,4 \text{ кНм}$, следовательно, нейтральная линия проходит в полке. Определяется сечение продольной рабочей арматуры

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2} = \frac{7733}{0,9 \cdot 1,45 \cdot 116 \cdot 19^2} = 0,142 \rightarrow$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,142} = 0,154 \rightarrow$$

Принимаем $\sigma_{sp} = 0,9 R_{s,ser} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$.

При проектировании конструкции полные суммарные потери следует принимать не менее 100 МПа (СП 52-102-2004 п.2.2.3.9), то есть $\Delta\sigma_{sp(2)} = 100 \text{ МПа}$. Тогда при определении $\varepsilon_{s,el}$ с учетом коэффициента $\gamma_{sp} = 0,9$ предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь определяется по формуле

$$\sigma_{sp0} = \gamma_{sp} \cdot \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 0,9 \cdot 720 - 100 = 548 \text{ МПа}.$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_{sp} + 400 - \sigma_{sp0}}{E_s} = \frac{695 + 400 - 548}{200000} = 0,00274; \text{ Значение } \xi_R \text{ определяют по}$$

$$\text{формуле } \xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,00274}{0,0035}} = 0,449, \quad \text{где } \varepsilon_{s,el} - \text{ относительная}$$

деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного R_s ; $\varepsilon_{b,ult}$ - относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b , принимаемая равной 0,0035.

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$

$\xi = 0,154 < \xi_R = 0,449$, условие выполняется. При этом расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_{sp} допускается умножать на коэффициент условия работы γ_{s3} , учитывающий возможность деформирования высокопрочных арматурных сталей при напряжениях выше условного предела текучести и определяемый по формуле

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} = 1,25 - 0,25 \cdot \frac{0,154}{0,449} = 1,16, \text{ но не более } \gamma_{s3} = 1,1. \text{ Принимаем } \gamma_{s3} = 1,1.$$

Площадь поперечного сечения арматуры определяем по формуле

$$A_{sp} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b_f' \cdot \xi \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_{sp}} = \frac{0,9 \cdot 1,45 \cdot 116 \cdot 0,154 \cdot 19}{1,1 \cdot 69,5} = 5,79 \text{ см}^2,$$

$$n = 3; d = \sqrt{4 \cdot A_s / (n \cdot \pi)} = \sqrt{4 \cdot 5,79 / (3 \cdot 3,14)} = 1,568 \text{ см.}$$

Принимаем 3 Ø 16 A800, $A_{sp} = n \cdot \pi \cdot d^2 / 4 = 3 \cdot 3,14 \cdot 1,6^2 / 4 = 6,03 \text{ см}^2$.

6.2 Расчет по прочности при действии поперечной силы

Поперечная сила от полной нагрузки $Q_{max} = 51,73 \text{ кН}$.

Расчет предварительно напряженных элементов по сжатой бетонной полосе между наклонными трещинами производится по формуле

$Q_{max} < \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$, где $\varphi_{b1} = 0,3$ - коэффициент, принимаемый по СП 52-102-2004 п. 3.1.5.2); b - ширина ребра.

$Q_{max} = 51,73 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,9 \cdot 1,45 \cdot 30,14 \cdot 19 = 224 \text{ кН}$, следовательно прочность наклонной полосы между наклонными трещинами обеспечена.

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производится по формуле $Q_{max} \leq Q_b + Q_{sw}$; где Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении

$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}$, которая принимается не более $2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$.

Коэффициент $\varphi_{b2} = 1,5$ (СП 52-102-2004 п. 3.1.5.3).

Определяем значения Q_b

Максимально допустимое значение

$$Q_{b,max} = 2,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 0,105 \cdot 30,14 \cdot 19 = 135,3 \text{ кН.}$$

Минимально допустимое значение

$$Q_{b,min} = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 0,105 \cdot 30,14 \cdot 19 = 27,1 \text{ кН.}$$

Так как $Q_{max} = 51,73 \text{ кН} > Q_{b,min} = 27,1 \text{ кН}$, то поперечная сила требуется по расчету для восприятия усилия

$$Q_{sw} = Q_{max} - Q_b = 51,73 - 27,1 = 24,63 \text{ кН.}$$

Погонное усилие в поперечной арматуре

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{h_0} = \frac{24,63}{19} = 1,3 \text{ кН/см} > q_{sw} = 0,2 \quad \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 0,075 \cdot 20 = 0,34$$

кН/см

Шаг поперечной арматуры принимаем $S_1 = 7,5 \text{ см} < 0,5h_0 = 0,5 \cdot 19 = 9,5 \text{ см}$ кратно 25 мм.

Площадь поперечного сечения хомутов (при числе каркасов в сечении $n=4$)

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot S_{w1}}{R_{sw}} = \frac{1,3 \cdot 7,5}{30} = 0,325 \text{ см}^2. \text{ Тогда } a_{sw} = A_{sw}/n = 0,325/4 = 0,081 \text{ см}^2.$$

Принимаем из условия сваривания поперечной к продольной Ø16 мм (приложение 15) 4Ø4 В500, $a_{sw} = 0,126 \text{ см}^2$. $A_{sw} = n \cdot a_{sw} = 4 \cdot 0,126 = 0,504 \text{ см}^2$.

6.3 Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Коэффициент приведения арматуры к бетону

$$\alpha = E_s / E_b = 200000 / 30000 = 6,67$$

Геометрические характеристики поперечного сечения плиты

а) Площадь приведенного сечения $a_b = 2 \text{ см}$; $a_s = 2 \text{ см}$.

$$a_{sp} = a_b + d_{sp} / 2 = 2 + 1,2 / 2 = 2,6 \text{ см}.$$

$$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + (h - (h_f + h'_f)) + \alpha \cdot A_{sp} =$$

$$116 \cdot 3,85 + 116 \cdot 3,85 + 30,14 \cdot (22 - (3,85 + 3,85)) + 6,67 \cdot 6,03 = 1365 \text{ см}^2.$$

б) Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$\begin{aligned} S_{red} &= b'_f \cdot h'_f \cdot (h - 0,5 \cdot h'_f) + b_f \cdot h_f \cdot 0,5 \cdot h_f + b \cdot (h - 2 \cdot h_f) \cdot 0,5 \cdot h + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} = \\ &= 116 \cdot 3,85 \cdot (22 - 0,5 \cdot 3,85) + 116 \cdot 3,85 \cdot 0,5 \cdot 3,85 + 30,14 \cdot (22 - \\ &2 \cdot 3,85) \cdot 0,5 \cdot 22 + 6,67 \cdot \\ &\cdot 6,03 \cdot 2,6 = 14671 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

в) Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани плиты $Y_0 = S_{red} / A_{red} = 14671 / 1365 = 10,75 \text{ см}$.

г) Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести

$$\begin{aligned} J_{red} &= \frac{2b'_f \cdot (h'_f)^3}{12} + b'_f h'_f (h - Y_0 - 0,5h'_f)^2 + b_f h_f (Y_0 - 0,5h_f)^2 + \frac{b \cdot (h - 2h_f)^3}{12} \\ &+ b(h - 2h_f)(0,5h - Y_0)^2 + \alpha A_{sp} (Y_0 - a_{sp})^2 = 2 \cdot 116 \cdot 3,85^3 / 12 + 116 \cdot 3,85 \cdot \\ &\cdot (22 - 10,75 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + 116 \cdot 3,85 \cdot (10,75 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + 30,14 \cdot (22 - 2 \cdot 3,85)^3 / 12 + 30,14 \cdot \\ &\cdot (22 - 2 \cdot 3,85) \cdot (0,5 \cdot 22 - 10,75)^2 + 6,67 \cdot 6,03 \cdot (10,75 - 2,6)^2 = 84616 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

д) Момент сопротивления приведенного сечения относительно растянутой грани плиты

$$W_{red} = J_{red} / Y_0 = 84616 / 10,75 = 7871 \text{ см}^3.$$

е) Момент сопротивления приведенного сечения относительно сжатой грани плиты

$$W_{red}^{sup} = J_{red} / (h - Y_0) = 84616 / (22 - 10,75) = 7521 \text{ см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки

$$r = W_{red} / A_{red} = 7871 / 1365 = 5,77 \text{ см}.$$

Расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести приведенного сечения

$$e_{op} = Y_0 - a_{sp} = 10,75 - 2,6 = 8,15 \text{ см}.$$

Расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны

$$e_{яp} = e_{op} + r = 8,15 + 5,77 = 13,92 \text{ см.}$$

Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна при $\gamma = 1,25$ (для двутаврового симметричного сечения)
 $W = 1,25 \cdot W_{red} = 1,25 \cdot 7871 = 9839 \text{ см}^3$.

6.4 Потери предварительного напряжения

Назначение величины предварительного напряжения. Для арматуры класса А800 $R_{s,ser} = 800 \text{ МПа}$. Принимаем $\sigma_{sp} = 0,9R_{s,ser} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$.

Первые потери:

а) от релаксации арматуры

Для арматуры классов А800 при электротермическом способе натяжения потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 720 = 21,6 \text{ МПа.}$$

б) Потери от температурного перепада при агрегатно-поточной технологии принимаются равными $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

в) Потери от деформации формы при электротермическом способе натяжения арматуры не учитывают $\Delta\sigma_{sp3} = 0$.

г) Потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры не учитывают $\Delta\sigma_{sp4} = 0$.

Первые потери составляют:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} = 21,6 + 0 + 0 + 0 = 21,6 \text{ МПа.}$$

Вторые потери:

а) от усадки бетона для бетона класса В25 $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$ (СП 52-102-2004 п. 2.2.3.7). $\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 200\,000 = 40 \text{ МПа}$.

б) от ползучести бетона

Коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr} = 2,5$ по приложению 6.

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_{(1)} = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 6,03 \cdot (72 - 21,6) = 421 \text{ кН.}$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести, рассматриваемой j -ой группы стержней напрягаемой арматуры

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{op}^2}{I_{red}} = \frac{421}{1365} + \frac{421 \cdot 8,15^2}{84616} = 0,639 \text{ кН/см}^2 = 6,39 \text{ МПа.}$$

Площадь поперечного сечения элемента

$$A = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + (h - (h_f + h'_f)) \cdot (22 - (3,85 + 3,85)) = 116 \cdot 3,85 + 116 \cdot 3,85 + 30,14 \cdot (22 - (3,85 + 3,85)) = 1324 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования $\mu = A_{sp} / A = 6,03 / 1324 = 0,0046$; $y_{sj} = e_{op} = 8,15 \text{ см}$.

Потери от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \left(1 + \frac{y_{sj}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 6,67 \cdot 2,5 \cdot 6,39}{1 + 6,67 \cdot 0,0046 \cdot \left(1 + \frac{8,15^2 \cdot 1365}{84616}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 2,5)} = 71,6 \text{ МПа.}$$

Полные потери составляют

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} =$$

$$= 21,6 + 0 + 0 + 0 + 40 + 71,6 = 133 \text{ МПа, но не менее } 100 \text{ МПа.}$$

Суммарные потери для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа (СП 52-102-2004 п. 2.2.3.9). Принимаем полные потери $\Delta\sigma_{sp(2)} = 133 \text{ МПа}$.

Величина предварительного напряжения с учетом полных потерь

$$\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} = 720 - 133 = 587 \text{ МПа.}$$

Усилие предварительного обжатия с учетом полных потерь

$$P_{(2)} = (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)}) \cdot A_{sp} = (720 - 133) \cdot 6,03 = 354 \text{ кН}$$

Момент образования трещин

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W + P_{(2)} \cdot e_{yp} = 0,155 \cdot 9839 + 354 \cdot 13,92 = 6453 \text{ кНсм}$$

Проверка условия $M^n = 6634 \text{ кНсм} > M_{crc} = 6453 \text{ кНсм}$, следовательно, трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок образуются.

6.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

где $a_{crc,ult}$ - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин для класса А800 принимается: $a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм}$ - при продолжительном раскрытии трещин; $a_{crc,ult} = 0,3 \text{ мм}$ - при непродолжительном раскрытии трещин (приложение 20 табл.19).

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений, значение σ_s допускается определять по формуле $\sigma_s = \frac{(M_s / z) - P_{(2)}}{A_{sp}}$

Определяем параметры

$$\text{а) коэффициент } \varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_o} = \frac{(116 - 30,14) \cdot 3,85}{30,14 \cdot 19} = 0,577;$$

$$\text{б) при } M_s = M^n = 66,34 \text{ кНм} = 6634 \text{ кНсм}; P_{(2)} = 354 \text{ кН. эксцентриситет}$$

$$e_s = \frac{M_s}{P_{(2)}} = \frac{6634}{354} = 18,74 \text{ см}; \quad \frac{e_s}{h_o} = \frac{18,74}{19} = 0,986.$$

в) коэффициент α_{s1} для всех видов арматуры, кроме канатной, можно принимать равным $\alpha_{s1} = 300/R_{b,ser} = 300/18,5 = 16,2$, где $R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$.

Тогда параметр $\mu \cdot \alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1} \cdot A_{sp}}{b \cdot h_o} = \frac{16,2 \cdot 6,03}{30,14 \cdot 19} = 0,17$.

По приложению 21 табл. 20 определяем значение $\zeta=0,8325$.

Плечо внутренней пары сил $z=\zeta \cdot h_o=0,8325 \cdot 19=15,82$ см.

Напряжения в арматуре

$$\sigma_s = \frac{(M_s / z) - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{6634 / 15,82 - 354}{6,03} = 10,84 \text{ кН/см}^2 = 108,4 \text{ МПа}.$$

С целью недопущения чрезмерных пластических деформаций в продольной рабочей арматуре, напряжения σ_s в ней (а точнее, их приращение под действием внешней нагрузки) не должны превышать $(R_{s,ser} - \sigma_{sp(2)}) = (800 - 587) = 213$ МПа, то есть $\sigma_s = 108,4$ МПа $< (R_{s,ser} - \sigma_{sp(2)}) = 213$ МПа.

Как видно, полученное значение σ_s удовлетворяет установленному ограничению. В противном случае следует увеличить площадь продольной рабочей арматуры.

Определяем высоту растянутой зоны бетона как для упругого материала (по приведенному сечению) по формуле

$$y_o = \frac{S_{red}}{A_{red} + \left(\frac{P_{(2)}}{R_{bt,ser}} \right)} = \frac{14671}{1365 + \left(\frac{354}{0,155} \right)} = 4,02 \text{ см}.$$

Поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона (для двутаврового сечений) принимается равным $k=0,95$.

Высота растянутой зоны бетона, которую для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений допускается определять по формуле

$$y_t = y_o \cdot k = 4,02 \cdot 0,95 = 3,82 \text{ см}.$$

Площадь сечения растянутого бетона

$$A_{bt} = b \cdot y_t + (b_f - b) \cdot h_f = 30,17 \cdot 3,82 + (116 - 30,14) \cdot 3,85 = 445,8 \text{ см}^2.$$

Значение A_{bt} принимается равным площади сечения при ее высоте в пределах $2a$ и не более $0,5h$ (СП 52-102-2004 п. 4.2.3.3), то есть:

не менее $b_f \cdot h_f + (2 \cdot a - h_f) \cdot b = 116 \cdot 3,85 + (2 \cdot 3 - 3,85) \cdot 30,14 = 511,4 \text{ см}^2$ и не более $b \cdot 0,5h + (b_f - b) \cdot h_f = 30,14 \cdot 0,5 \cdot 22 + (116 - 30,14) \cdot 3,85 = 662,1 \text{ см}^2$. Принимаем $A_{bt} = 511,4 \text{ см}^2$.

Определяем значение базового расстояния между трещинами по формуле

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_{sp}} \cdot d = 0,5 \cdot \frac{511,4}{6,03} \cdot 1,6 = 67,85 \text{ см}.$$

Величина базового расстояния между трещинами l_s принимается: не менее $10d_s$ и 10 см и не более $40d_s$ и 40 см (СП 52-102-2004 п. 4.2.3.3), то есть не менее $10d_s = 10 \cdot 1,6 = 16$ см и не более $40d_s = 40 \cdot 1,6 = 64$ см. Окончательно принимаем величину $l_s = 40$ см.

Ширина раскрытия трещин определяется:

а) при продолжительном раскрытии трещин по формуле

$a_{crc}=a_{crc,1}$, где $a_{crc,1}$ - ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

б) при непродолжительном раскрытии трещин по формуле

$a_{crc}=a_{crc,1} + a_{crc,2} - a_{crc,3}$, где $a_{crc,2}$ - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок; где $a_{crc,3}$ - ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Поскольку изгибающий момент от постоянной и временной длительной нормативной нагрузок $M_{ld}^n = 52,39$ кНм, меньше момента образования трещин $M_{crc}=64,53$ кНм, то приращение напряжений в продольной арматуре от внешней нагрузки будет меньше нуля, то есть:

$$\sigma_s = \frac{(M_{ld}^n / z) - P_{(2)}}{A_{sp}} = \frac{5239 / 15,82 - 354}{6,03} = \frac{331 - 354}{6,03} = -3,8 \text{ кН} / \text{см}^2 < 0$$

В этом случае следует считать $a_{crc,1}=a_{crc,3}=0$ и определять только ширину раскрытия трещин $a_{crc,2}$ от непродолжительного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при $\varphi_l=1,0$

$$a_{crc} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{108,4}{200000} \cdot 40 = 0,011 \text{ см} = 0,11 \text{ мм},$$

где $\varphi_1 = 1,0$ – при продолжительном действии нагрузки; 1,4 – при продолжительном действии нагрузки. Этот коэффициент, учитывает продолжительность действия нагрузки; $\varphi_2 = 0,5$ – для арматуры периодического профиля и канатной. Этот коэффициент учитывает профиль продольной арматуры; $\varphi_3 = 1,0$ – для изгибаемых элементов. Коэффициент, учитывает вид напряженного состояния; $\psi_s = 1,0$ – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами.

Проверка условия $a_{crc}=0,11 \text{ мм} < a_{crc,ult}=0,3 \text{ мм}$, следовательно, условие выполняется.

6.6 Расчет прогибов плиты при наличии трещин в растянутой зоне

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult}$$

где f – прогиб элемента от действия внешней нагрузки; f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба.

Полная кривизна для участков с трещинами определяется по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3,$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки;
 $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных
длительных нагрузок; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия
постоянных и временных длительных нагрузок;

Так как прогиб плиты ограничивается эстетико-психологическими
требованиями, $\left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна, вызванная непродолжительным
действием кратковременной нагрузки, не учитывается.

Таким образом, кривизна в середине пролета определяется только от
продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, то есть при
действии изгибающего момента $M_{ld}^n = q_{ld}^n \cdot l_o^2 / 8 = 11,72 \cdot 5,98^2 / 8 = 52,39$ кНм.

Для элементов прямоугольного и таврового сечений при $h_f' \leq 0,3h_o$
($h_f' = 3,85 \text{ см} < 0,3 \cdot 19 = 5,7 \text{ см}$). Кривизну допускается определять по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{ld}^n}{\varphi_c \cdot b \cdot h_o^3 \cdot E_{b,red}},$$

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона; φ_c –
коэффициент, определяемый по приложению 19 табл. 18 в зависимости от
параметров:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'}{b \cdot h_o}, \quad \mu \cdot \alpha_{s2}, \quad e_s / h_o, \quad \mu = \frac{A_s}{b \cdot h_o}, \quad \alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s \cdot E_{b,red}}.$$

При определении α_{s2} допускается принимать $\psi_s = 1$. Если при этом
условие $f \leq f_{ult}$ не удовлетворяется, то расчет производят с учетом
коэффициента ψ_s , определяемого по формуле $\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}$, где $\sigma_{s,crc}$ –
приращение напряжений в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу
после образования нормальных трещин при $M = M_{crc}$; σ_s – то же, при действии
рассматриваемой нагрузки:

$$\sigma_s = \frac{(M_s / z) - P_{(2)}}{A_{sp}}, \quad \sigma_s = \frac{(M_{crc} / z) - P_{(2)}}{A_{sp}},$$

z – расстояние от центра тяжести арматуры, расположенной в
растянутой зоне сечения до точки приложения равнодействующей усилий в
сжатой зоне элемента.

Определяем величины, необходимые для нахождения φ_c :

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'}{b \cdot h_o} = \frac{(116 - 30,14) \cdot 3,85}{30,14 \cdot 19} = 0,577; \quad \mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_o} = \frac{6,03}{30,14 \cdot 19} = 0,011;$$

Приведенный модуль деформации сжатого бетона

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,ser}} = \frac{18,5}{0,0028} = 6607 \text{ МПа} = 661 \text{ кН/см}^2,$$

где $\varepsilon_{b1,red} = 0,0028$ - Относительные деформации бетона при продолжительном действии нагрузки при сжатии (при $40\% < W < 75\%$ по приложение 7 табл. 7).

Так как $M_{crc} > M_{ld}^n$, то и $\sigma_{s,crc} > \sigma_s$, принимаем $\psi_s = 0,2$ (п. 4.11 [6]).

$$\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s \cdot E_{b,red}} = \frac{200000}{0,2 \cdot 6607} = 151,4; \quad \mu \cdot \alpha_{s2} = 0,011 \cdot 151,4 = 1,665;$$

$$e_s = \frac{M_{ld}^n}{P_{(2)}} = \frac{5239}{354} = 14,8 \text{ см}; \quad e_s/h_o = 14,8/19 = 0,78.$$

По приложению 19 табл. 18 принимаем значение $\varphi_c = 0,731$.

Определяем кривизну по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{ld}^n}{\varphi_c \cdot b \cdot h_o^3 \cdot E_{b,red}} = \frac{5239}{0,731 \cdot 30,14 \cdot 19^3 \cdot 661} = 0,000052 \text{ 1/см.}$$

Определяем прогиб по формуле

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{1}{r} \cdot l_o^2 = \frac{5}{48} \cdot 0,000052 \cdot 598^2 = 1,94 \text{ см} < f_{ult} = 598 / 200 = 2,99 \text{ см},$$

следовательно, жесткость плиты обеспечена.

Литература

1. Железобетонные и каменные конструкции [Электронный ресурс]: методические указания к практическим занятиям для обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» /. - Электрон. текстовые данные. - М.: Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2017. - 41 с. - 2227-8397. - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/72586.html>
2. Кононов, Ю.И. Железобетонные и каменные конструкции. Монолитное железобетонное ребристое перекрытие с балочными плитами [Электронный ресурс]: учебное пособие / Ю.И. Кононов, М.Ю. Кононова. - Электрон. текстовые данные. - СПб.: Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, 2013. - 70 с. - 978-5-7422-4159-1. - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/43944.html>
3. Кузнецов, В.С. Железобетонные и каменные конструкции многоэтажных зданий [Электронный ресурс]: учебное пособие / В.С. Кузнецов, Ю.А. Шапошникова. - Электрон. текстовые данные. - М.: Московский государственный строительный университет, Ай Пи Эр Медиа, ЭБС АСВ, 2016. - 152 с. - 978-5-7264-1267-2. - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/46045.html>
4. Снегирева, А.И. Монолитные железобетонные конструкции. Пример расчета и конструирования монолитного балочного перекрытия с плитами, опертыми по контуру [Электронный ресурс]: учебное пособие / А.И. Снегирева, В.Г. Мурашкин. - Электрон. текстовые данные. - Самара: Самарский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2010. - 104 с. - 978-5-9585-0377-3. - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/20480.html>
5. Тамразян, А.Г. Железобетонные и каменные конструкции. Специальный курс [Электронный ресурс]: учебное пособие / А.Г. Тамразян. - 2-е изд. - Электрон. текстовые данные. - М.: Московский государственный строительный университет, ЭБС АСВ, 2018. - 732 с. - 978-5-7264-1812-4. - Режим доступа: <http://www.iprbookshop.ru/75967.html>
6. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. М.: МСиЖКХ РФ, 2016.
7. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: ФГУП ЦПП, 2004.

8. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М.: Минстрой России. – 2012.-163с.

9. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: ФГУП ЦПП, 2005.

10. СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М.: ФГУП ЦПП, 2005.

11. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.

12. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.

13. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

Приложения

Приложение 1

Таблица 1 - Минимальный класс бетона элементов с предварительно напряженной арматурой

При арматуре классов:	Класс бетона не ниже
A540-A800	B20
A1000	B30
При арматуре классов:	
Bp1200, Bp1300	B30
Bp1400, Bp1500	B20
K1400, K1500	B30

Приложение 2

Таблица 2 - Предельно допустимая ширина раскрытия трещин

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:		
При арматуре	При продолжительном раскрытии трещин, мм	При непродолжительном раскрытии трещин, мм
A240-A600, B500	0,3	0,4
A800; A1000; Bp1200-Bp1400; K1400; K1500 (K-19); K1500 (K-7) диаметром 12 мм	0,2	0,3
Bp1500; K1500 (K-7) диаметром 6 и 9 мм	0,1	0,2

Приложение 3

Таблица 3 - Нормативные и расчетные значения сопротивления бетона соответственно для I и II предельных состояний

Вид сопротивления	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n}$ и расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа, при классе бетона по прочности на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}, R_{b,ser}$	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
Растяжение осевое $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	1,1	1,35	1,55	1,75	1,95	2,1	2,25	2,45	2,6	2,75

Приложение 4

Таблица 4 - Расчетные значения сопротивления бетона для I группы предельных состояний

Вид сопротивления	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} МПа, при классе бетона по прочности на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
Растяжение осевое R_{bt}	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8

Приложение 5

Таблица 5 - Значения начального модуля упругости бетона

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b , при классе бетона по прочности на сжатие									
B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
24000	27500	30000	32500	34500	36000	37000	38000	39000	39500

Приложение 6

Таблица 6 - Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие									
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Выше 75	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Приложение 7

Таблица 7 - Относительные деформации бетона при длительном действии нагрузки

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации бетона при продолжительном действии нагрузки					
	при сжатии			при растяжении		
	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b1,red} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt1,red} \cdot 10^3$
Выше 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40-75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
Ниже 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26

Приложение 8

Таблица 8 - Нормативные и расчетные значения сопротивления арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные значения сопротивления растяжению $R_{s,n}$ и расчетные значения сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа
A240	6-40	240
A300	6-40	300
A400	6-40	400
A500	10-40	500
A600	10-40	600
A800	10-32	800
A1000	10-32	1000
B500	3-12	500
Bp1200	8	1200
Bp1300	7	1300
Bp1400	4; 5; 6	1400
Bp1500	3	1500
K1400(K-7)	15	1400
K1500(K-7)	6; 9; 12	1500
K1500(K-19)	14	1500

Приложение 9

Таблица 9 - Расчетные значения сопротивления арматуры

Класс арматуры	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа		
	растяжению R_s	растяжению поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	сжатию R_{sc}

A240	215	170	215
A300	270	215	270
A400	355	285	355
A500	435	300	435(400*)
B500	415	300	415(360*)
A600	520	**	470(400*)
A800	695	**	500(400*)
A1000	830	**	500(400*)
Bp1200	1000	**	500(400*)
Bp1300	1070	**	500(400*)
Bp1400	1170	**	500(400*)
Bp1500	1250	**	500(400*)
K1400	1170	**	500(400*)
K1500	1250	**	500(400*)

Примечания:

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

** - Расчетные значения сопротивления хомутов и отогнутой поперечной арматуры классов A600-A1000, Bp1200-Bp1500 и канатной R_{sw} принимают не более $0,8\sigma_{sp}$ (с учетом всех потерь) и не более 300 МПа. В расчетах принимают большее из указанных значений.

Приложение 10

Таблица 10 - Значения модуля упругости арматуры

Класс арматуры	Значения модуля упругости E_s , МПа (кгс/см ²)
Арматурные канаты	180 000 (1 800 000)
Арматура классов A и B	200 000 (2 000 000)

Приложение 11

Таблица 11 - Значения ξ , ζ , α_m

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,01	0,995	0,01	0,26	0,870	0,226	0,51	0,745	0,380
0,02	0,990	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,740	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,860	0,241	0,53	0,735	0,390
0,04	0,980	0,039	0,29	0,855	0,248	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

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
1	2	3	4	5	6	7	8	9
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			

Приложение 12

Таблица 12 - Значение ξ_R, α_R

Класс арматуры	A240	A300	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,572	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,411	0,390	0,372	0,376

Приложение 13

Таблица 13 - Расчетные площади поперечных сечений и масса арматуры

Диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, см ² , при числе стержней										Масса 1 м длины, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	0,071	0,141	0,21	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,710	0,052
4	0,126	0,251	0,38	0,502	0,628	0,754	0,879	1,01	1,13	1,260	0,092
5	0,196	0,393	0,59	0,785	0,982	1,178	1,375	1,571	1,767	1,960	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,830	0,222
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,030	0,395
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,850	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	314,2	6,28	9,42	12,56	15,71	18,85	21,99	25,13	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984

Диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, см ² , при числе стержней										Масса 1м длины, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,84
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,85	43,10	49,26	55,42	61,58	4,83
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,43	6,31
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	101,8	7,99
40	12,566	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,5	113,1	125,7	9,865
45	15,904	31,81	47,71	63,62	79,52	95,42	111,3	127,2	143,1	159,0	12,49
50	19,635	39,27	58,91	78,54	98,18	117,8	137,5	157,1	176,7	196,4	15,41
55	23,76	47,52	71,28	95,04	118,8	142,6	166,3	190,1	213,8	237,6	18,65
60	28,27	56,54	84,81	113,1	141,4	169,6	197,9	226,2	254,4	282,7	22,19
70	38,48	76,96	115,4	153,9	192,4	230,9	269,4	307,8	346,3	384,8	30,46

Приложение 14

Таблица 14 - Сортамент арматуры

Диаметр, мм	Стержневая арматура классов							Проволочная арматура классов				
	A300	A400	A500	A540	A600	A800	A1000	B500	B _p 1200	B _p 1300	B _p 1400	B _p 1500
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
3	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	+
4	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	+	-
5	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	+	-
6	-	+	+	-	-	-	-	+	-	-	+	-
7	-	-	-	-	-	-	-	+	-	+	-	-
8	-	+	+	-	-	-	-	+	+	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-	-
10	+	+	+	-	+	+	+	+	-	-	-	-
12	+	+	+	-	+	+	+	+	-	-	-	-
14	+	+	+	-	+	+	+	-	-	-	-	-
16	+	+	+	-	+	+	+	-	-	-	-	-
18	+	+	+	-	+	+	+	-	-	-	-	-
20	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-
22	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-
25	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-
28	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-
32	+	+	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-
36	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-
40	+	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	-
45	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Диаметр, мм	Стержневая арматура классов							Проволочная арматура классов				
	A300	A400	A500	A540	A600	A800	A1000	B500	B _p 1200	B _p 1300	B _p 1400	B _p 1500
50	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
55	+	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Приложение 15

Таблица 15 - Расчетные площади арматурных канатов

Класс каната	Диаметр, мм	Масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, см ² , при их числе				
			1	2	3	4	5
К-7	6	0,173	0,227	0,454	0,681	0,908	1,135
	9	0,402	0,510	1,020	1,530	2,040	2,550
	12	0,714	0,906	1,812	2,718	3,624	4,530
	15	1,116	1,416	2,832	4,248	5,664	7,080
К-19	14	1,014	1,287	2,574	3,861	5,148	6,435
Класс каната	Диаметр, мм	Масса 1 м, кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, см ² , при их числе				
			6	7	8	9	10
К-7	6	0,173	1,362	1,589	1,816	2,043	1,730
	9	0,402	3,060	3,570	4,080	4,590	4,020
	12	0,714	5,436	6,342	7,248	8,154	7,140
	15	1,116	8,496	9,912	11,33	12,744	11,16
К-19	14	1,014	7,722	9,009	10,296	11,583	10,14

Приложение 16

Таблица 16 - Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальное расстояние между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5
Наименьшее допустимое расстояние между осями	50	50	75	75	75	75	75	100

стержней одного направления, мм								
Наименьшее допустимое расстояние между осями продольных стержней при двухрядном их расположении, мм	-	30	30	30	40	40	40	40

Диаметр стержня одного направления, мм	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75
Наименьшее допустимое расстояние между осями продольных стержней при двухрядном их расположении, мм	-	30	30	30	40	40	40

Приложение 17

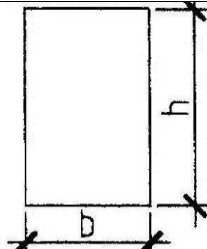
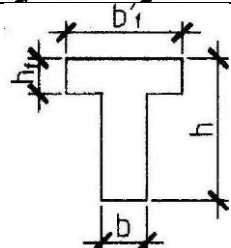
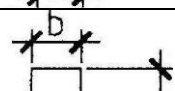
Таблица 17 - Расчетные теплотехнические показатели строительных материалов и изделий

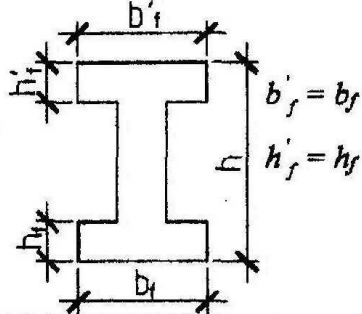
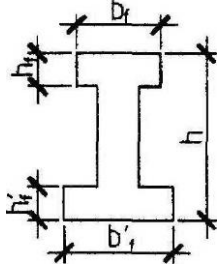
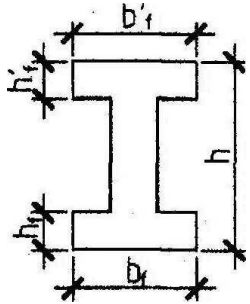
№ п/п	Материал	Плотность ρ_0 , кг/м ³
1	2	3
1	Пенополистирол	150
2	То же	100
3	То же	40
4	Пенополиуретан	80
5	То же	60
6	То же	40
7	Маты минераловатные прошивные (ГОСТ 21880)	125
8	То же	100
9	То же	75
10	Плиты минераловатные повышенной жесткости на органофосфатном связующем	200
11	То же	150
12	Маты из стеклянного штапельного волокна «URSA»	85
13	То же	25
14	То же	17

№ п/п	Материал	Плотность ρ_0 , кг/м ³
1	2	3
15	То же	15
16	То же	11
17	Листы гипсовые обшивочные (сухая штукатурка)	1050
18	То же	800
19	Гравий керамзитовый	600
20	То же	500
21	То же	450
22	То же	400
23	То же	350
24	То же	300
25	То же	250
26	Песок для строительных работ	1600
27	Керамзитобетон на керамзитовом песке	1800
28	То же	1600
29	То же	1400
30	То же	1200
31	То же	1000
32	То же	800
33	То же	600
34	То же	500
35	Керамзитобетон на кварцевом песке с поризацией	1200
36	То же	1000
37	То же	800
38	Керамзитобетон на перлитовом песке	1000
39	То же	800
40	Кирпич глиняный обыкновенный	1800
41	То же	1700
42	То же	1600
43	Кирпич силикатный на цементно-песчаном растворе	1800
44	Кирпич керамический пустотный	1600
45	То же	1400
49	То же	1200
46	Кирпич силикатный одиннадцати пустотный	1500
47	Кирпич силикатный четырнадцати пустотный	1400
48	Сосна и ель поперек волокон	500
49	То же	500
50	Дуб поперек волокон	700

№ п/п	Материал	Плотность ρ_0 , кг/м ³
1	2	3
51	То же	700
52	Фанера клееная	600
53	Железобетон)	2500
54	Бетон на гравии или щебне из природного камня	2400
55	Бетон на легких заполнителях	800
56	Раствор цементно-песчаный	1800
57	Раствор сложный (песок, известь, цемент)	1700
58	Раствор известково-песчаный	1600
59	Битумы нефтяные строительные и кровельные	1200
60	То же	1000
61	Асфальтобетон	2100
62	Рубероид, пергамин, толь	600
63	Линолеум поливинилхлоридный на тканевой основе	1800
64	То же	1600
65	То же	1400
66	Керамическая плитка	1700
67	Сталь стержневая арматурная	7850
68	Стекло оконное	2500

Приложение 18

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,30	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30	
3. Тавровое с полкой (уширением),		

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
расположенной в растянутой зоне: а) при $b'_f/b \leq 2$ б) при $b'_f/b > 2$	1,20 1,15	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$ в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$	1,30 1,25 1,20	
5. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b_f/b \leq 6$ в) при $b_f/b > 6$	1,20 1,15 1,10	
6. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$ в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$	1,25 1,20 1,25	

Приложение 19

Таблица 18 - Значения φ_c

φ_f	e_s/h_o	Коэффициент φ_c при значениях μa_{s2} равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,0	0,7	0,29	0,29	0,30	0,30	0,30	0,31	0,31	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33	0,33	0,33
	0,8	0,18	0,20	0,21	0,22	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,28	0,29	0,29	0,30	0,31	0,31	0,32
	0,9	0,12	0,14	0,16	0,18	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,29	0,30	0,31
	1,0	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,24	0,25	0,26	0,27	0,28	0,29	0,30
	1,1	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,17	0,19	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26	0,28	0,28	0,29
	1,2	0,06	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,26	0,27	0,28	0,29
	1,3	0,05	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,18	0,20	0,21	0,23	0,23	0,25	0,26	0,27	0,29
0,2	0,8	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
	0,9	0,18	0,21	0,23	0,26	0,29	0,31	0,33	0,34	0,36	0,38	0,39	0,40	0,41	0,42	0,43	0,444

φ_f	e_s/h_o	Коэффициент φ_c при значениях μa_{s2} равных															
		0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,90	1,10	1,50	2,00
0,4	1,0	0,12	0,15	0,18	0,21	0,24	0,27	0,29	0,30	0,33	0,34	0,36	0,37	0,39	0,40	0,42	0,43
	1,1	0,09	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,34	0,35	0,37	0,39	0,40	0,43
	1,2	0,07	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,32	0,33	0,36	0,38	0,39	0,41
	1,3	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,20	0,22	0,24	0,27	0,29	0,31	0,32	0,35	0,37	0,38	0,40
	0,8	0,46	0,47	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,54	0,56	0,57	0,57	0,58	0,59	0,59	0,60	0,60
	0,9	0,23	0,27	0,30	0,34	0,38	0,41	0,43	0,44	0,47	0,49	0,50	0,52	0,53	0,55	0,56	0,58
	1,0	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,33	0,36	0,38	0,41	0,44	0,46	0,47	0,50	0,52	0,54	0,55
	1,1	0,10	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,34	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,50	0,52	0,54
	1,2	0,10	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,31	0,35	0,38	0,40	0,42	0,45	0,48	0,50	0,52
	$\geq 1,3$	0,11	0,10	0,13	0,16	0,20	0,24	0,27	0,29	0,33	0,36	0,38	0,40	0,43	0,46	0,49	0,51
0,6	0,8	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,68	0,69	0,69	0,71	0,71	0,72	0,73	0,73	0,74	0,75	0,75
	0,9	0,28	0,33	0,37	0,41	0,46	0,50	0,52	0,54	0,58	0,60	0,62	0,63	0,62	0,68	0,69	0,71
	1,0	0,16	0,21	0,25	0,29	0,35	0,39	0,43	0,45	0,50	0,53	0,55	0,57	0,60	0,63	0,65	0,68
	1,1	0,13	0,15	0,19	0,23	0,29	0,33	0,37	0,40	0,44	0,48	0,51	0,53	0,56	0,60	0,62	0,65
	1,2	0,14	0,12	0,16	0,20	0,25	0,29	0,33	0,36	0,41	0,44	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63
	1,3	0,15	0,13	0,14	0,17	0,23	0,27	0,30	0,33	0,38	0,42	0,45	0,47	0,41	0,45	0,58	0,62
0,8	0,8	0,79	0,80	0,80	0,81	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,90	0,90
	0,9	0,33	0,38	0,43	0,48	0,54	0,58	0,62	0,64	0,68	0,71	0,73	0,75	0,78	0,80	0,82	0,84
	1,0	0,17	0,23	0,27	0,33	0,40	0,45	0,49	0,52	0,57	0,61	0,64	0,66	0,70	0,74	0,77	0,80
	1,1	0,16	0,16	0,20	0,25	0,32	0,37	0,41	0,45	0,50	0,45	0,58	0,61	0,65	0,70	0,73	0,76
	1,2	0,17	0,16	0,17	0,21	0,27	0,32	0,36	0,40	0,46	0,50	0,54	0,57	0,61	0,66	0,70	0,74
	1,3	0,19	0,17	0,15	0,19	0,24	0,29	0,33	0,37	0,42	0,47	0,50	0,54	0,58	0,64	0,67	0,72
1,0	0,8	0,97	0,98	0,98	0,99	1,0	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05
	0,9	0,37	0,44	0,49	0,55	0,62	0,67	0,71	0,74	0,78	0,82	0,84	0,86	0,89	0,93	0,95	0,97
	1,0	0,18	0,24	0,29	0,36	0,44	0,50	0,54	0,58	0,64	0,69	0,72	0,75	0,80	0,85	0,88	0,91
	1,1	0,19	0,18	0,22	0,27	0,34	0,40	0,46	0,49	0,56	0,61	0,65	0,69	0,73	0,79	0,83	0,87
	1,2	0,21	0,19	0,18	0,22	0,29	0,35	0,37	0,43	0,50	0,55	0,59	0,63	0,69	0,75	0,79	0,84
	1,3	0,23	0,21	0,19	0,20	0,26	0,31	0,36	0,39	0,46	0,51	0,56	0,59	0,65	0,71	0,76	0,81
		$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f - (A'_{sp} + A_s)a_{s1}}{bh_o}; \mu a_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_o}; \frac{e_s}{h_o} = \frac{M_s}{Ph_o}.$															

Приложение 20

Таблица 19 - Предельно допустимая ширина раскрытия трещин

Значения $a_{crc,ult}$			
из условия обеспечения сохранности арматуры			из условия ограничения проницаемости конструкций
классов A240-A600, B500	классов A800, A1000, а также Bp1200-Bp1400, K1400, K1500 (K-19) и K1500 (K-7) диаметром 12 мм	классов Bp1500, K1500 (K-7) диаметром 6 и 9 мм	

При продолжительном раскрытии трещин	При непродолжительном раскрытии трещин	При продолжительном раскрытии трещин	При непродолжительном раскрытии трещин	При продолжительном раскрытии трещин	При непродолжительном раскрытии трещин	При продолжительном раскрытии трещин	При непродолжительном раскрытии трещин
0,3	0,4	0,2	0,3	0,1	0,2	0,2	0,3

Приложение 21

Таблица 20 - Значения коэффициента ζ

φ_f	e_s/h_o	Коэффициенты $\zeta = z / h_o$ при значениях μa_{s1} равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81
$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + a_{s1}A'_{sp} + a_{s1}A'_s}{bh_o}; e_s = \frac{M_s}{P}; \mu a_{s1} = \frac{a_{s1}A_{sp} + a_{s1}A'_s}{bh_o}.$												

БАЙРАМУКОВ Салис Хамидович
ДОЛАЕВА Зурьят Ньюжуровна

**РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Учебно-методическое пособие
для обучающихся по направлению подготовки
08.03.01 Строительство

Корректор Чагова О. Х.
Редактор Чагова О. Х.

Сдано в набор 26.08.2025 г.
Формат 60х84/16
Бумага офсетная.
Печать офсетная.
Усл. печ. л.9,3
Заказ № 5184
Тираж 100 экз.

Оригинал-макет подготовлен
в Библиотечно-издательском центре СКГА
369000, г. Черкесск, ул. Ставропольская, 36