**Министерство строительства
и жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации**

Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования, стандартизации и технической оценки соответствия в строительстве»

МЕТОДИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Москва 2015

gost.e-ecolog.ru

Методическое пособие разработано авторским коллективом специалистов НИИСФ РАССН под руководством Н.Н. Трекина.

УДК 624.012.4.04

Содержит указания СП 63.13330.2012 по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры, положении, детализирующие эти указания, примеры расчета, а также рекомендации необходимые для проектирования.

Для инженеров, проектировщиков, а также студентов строительных вузов.

Таблиц 30, иллюстраций 78.

УДК 624.012.4.04

Содержит указания СП 63.13330.2012 по проектированию предварительно напряженных конструкций, положения, детализирующие эти указания, примеры расчета, а также рекомендации необходимые для проектирования.

Для инженеров, проектировщиков, а также студентов строительных вузов.

Введение

Настоящее Пособие разработано в развитие Свода Правил СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

В Пособии приведены все указания по проектированию СП 63.13330.2012, положения, детализирующие эти указания, примеры расчета элементов, а также рекомендации по проектированию. В пособии также приведены материалы по проектированию конструкций с ненапрягаемой высокопрочной арматурой.

В пособии не приведены детальные указания по расчету линейных железобетонных систем, элементы которых могут иметь напрягаемую арматуру (фермы, арки, и т.п.). Эти положения освещены в соответствующих Сводах Правил и пособиях

Единицы физических величин, приведенные в Пособии: силы выражены в ньютонах (Н) или килоньютонах (кН); линейные размеры – в мм (для сечений) или в м (для элементов или их участков); напряжения, сопротивления, модули упругости – в мегапаскалях (МПа); распределенные нагрузки и усилия – в кН/м или Н/мм. Поскольку 1 МПа = 1 Н/мм^2, при использовании в примерах расчета формул, включающих величины в МПА (напряжения, сопротивления и т.п.), остальные величины приводятся только в Н и мм (мм^2).

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

Пособие разработано в АО «ЦНИИПромзданий» – Генеральный директор докт. техн. наук *В.В. Гранев*; авторский коллектив – доктора технических наук *Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин*; инженеры – *В.Г. Наумов, К.Е. Соседов, И.А. Терехов, Д.Н. Трекин* при участии «НИИЖБ» (доктора технических наук – *А.И. Звездов, Т.А. Мухамедиев*).

Отзывы и замечания просим присылать по адресам:

127238, Москва, Дмитровское шоссе, 46, корп. 2, АО «ЦНИИПромзданий».

Область применения

Рекомендации настоящего Пособия распространяются на проектирование железобетонных конструкций зданий и сооружений, выполняемых из тяжелого и мелкозернистого бетона с предварительным напряжением арматуры и эксплуатируемых в климатических условиях России при систематическом воздействии температур не выше 50°С и не ниже минус 70°С в среде с неагрессивной степенью воздействии при статическом действии нагрузки.

Рекомендации Пособия не распространяются на проектирование трубобетонных, сталежелезобетонных и фибробетонных конструкций, бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, тоннелей, труб под насыпями, покрытий автомобильных дорог и аэродромов и некоторых других специальных сооружений, а также на конструкции изготовляемые из бетонов средней плотностью свыше 2500 кг/м^3, бетонополимеров и полимербетонов, бетонов на известковых, шлаковых и смешанных вяжущих, на гипсовом и специальных вяжущих, бетонов на специальных и органических заполнителях.

1 Общие положения

1.1 При проектировании железобетонных конструкций, кроме выполнения расчетных и конструктивных требований настоящего Пособия, должны выполняться технологические требования по изготовлению и возведению конструкций, а также должны быть обеспечены условия для надлежащей эксплуатации зданий и сооружений с учетом требований по экологии согласно соответствующим нормативным документам.

1.2 В сборных конструкциях особое внимание должно быть уделено прочности и долговечности соединений.

1.3 Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно СП 131.13330.2012. Расчетные технологические температуры устанавливаются заданием на проектирование.

1.4 Расчеты железобетонных конструкций следует производить по предельным состояниям:

- предельные состояния первой группы (по полной непригодности к эксплуатации вследствие потери несущей способности) включают в себя: расчет по прочности, расчет на устойчивость, расчет на защиту от прогрессирующего обрушения, расчет на усталостное

разрушение от многократно повторяющихся или цикличных нагрузок, расчет на всплывание заглубленных сооружений и т.д.;

- предельное состояние второй группы (по непригодности к нормальной эксплуатации вследствие чрезмерного раскрытия трещин, появления недопустимых деформаций и др.).

Расчеты по предельным состояниям первой группы, содержащиеся в настоящем Пособии, включают расчеты по прочности с учетом в необходимых случаях деформированного состояния конструкции перед разрушением.

Расчеты по предельным состояниям второй группы, содержащиеся в настоящем Пособии, включают расчеты по раскрытию трещин и по деформациям.

Расчет по предельным состояниям конструкции 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 работы конструкции на этой стадии.

1.5 Определение усилий и деформаций от различных воздействий в конструкциях и в образуемых ими системах зданий и сооружений следует производить с учетом возможного образования трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре (физическая нелинейность), а также с учетом в необходимых случаях деформированного состояния конструкций перед разрушением (геометрическая нелинейность).

Для статически неопределимых конструкций, методика расчета которых с учетом физической нелинейности еще недостаточно разработана, допускается определять усилия в предположении линейной упругости материала.

Расчеты статически неопределимых конструктивных систем рекомендуется производить на компьютерах с использованием современных программных комплексов, основанных на математических методах расчета, например, методом конечных элементов. Допускается использовать достаточно обоснованные приближенные методы.

1.6 Нормативные значения нагрузок и воздействий, коэффициенты сочетаний, коэффициенты надежности по нагрузке, коэффициенты надежности по назначению, а также подразделение нагрузок на постоянные и временные (длительные и кратковременные) применяют согласно СП 20.13330.2011 и ГОСТ 27751–2014.

1.7 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 следует учитывать также коэффициенты надежности по нагрузке.

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

2 Материалы для железобетонных конструкций

2.1 Бетон

Показатели качества бетона и их применение при проектировании

2.1.1 Для железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящего Пособия, следует предусматривать бетоны следующих классов и марок, приведенный в таблице 2.1:

Таблица 2.1

Бетон	Классы по прочности на сжатие	Марки по морозостойкости	Марки по водонепроница-емости
Тяжелый	B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60; B70; B80; B90; B100	F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; F600; F700; F800; F1000	W2; W4; W6; W8; W10; W12; W14; W16; W18; W20
Мелкозернистый групп:			
А – естественного твердения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	B20; B25; B30; B35; B40	F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; F600; F700; F800; F1000	W2; W4; W6; W8; W10; W12; W14; W16; W18; W20
Б – подвергнутый автоклавной обработке	B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60		

2.1.2 Возраст бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие (проектный возраст), назначают при проектировании, исходя из возможных реальных сроков загружения конструкции проектными нагрузками. При отсутствии этих данных класс бетона устанавливают в возрасте 28 суток.

2.1.3 Значение отпускной прочности бетона в элементах сборных конструкций следует назначать в соответствии с ГОСТ 13015 и стандартами на конструкции конкретных видов.

2.1.4 Класс бетона по прочности на сжатие *B* назначают для всех видов бетонов и конструкций

Марку бетона по морозостойкости *F* назначают для конструкций, подверженных в процессе эксплуатации попеременному замораживанию и оттаиванию (надземные конструкции, подвергающиеся атмосферным воздействиям, находящиеся во влажном грунте или под водой и др.).

Марку бетона по водонепроницаемости *W* назначают для конструкций, к которым предъявляют требования ограничения водопроницаемости (резервуары, подпорные стены и др.).

2.1.5 Класс бетона, в котором расположена напрягаемая арматура без анкеров, следует принимать:

- для арматуры классов А600, Ан600С [1], А800, .Вр1400, Вр1500 – не ниже В20;

- для арматуры классов А1000, Вр1200, Вр1300, К1400, К1500 – не ниже В30.

Примечание – Классы арматуры приведены в 2.2.

2.1.6 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 по прочности на сжатие.

2.1.7 Не допускается применять мелкозернистый бетон для предварительно напряженных железобетонных конструкций пролетом свыше 12м без экспериментального обоснования.

2.1.8 Марку бетона по морозостойкости в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, режима их эксплуатации и условий окружающей среды, согласно разделу 5.4 СП 28.13330, следует принимать:

- для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий) – по таблице 2.2;

- для наружных стен отапливаемых зданий – по таблице 2.3.

Таблица 2.2 – Требования к бетону конструкций, работающих в условиях знакопеременных температур

Условия работы конструкций		Марка бетона по морозостойкости, не ниже
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	
1. Попеременное замораживание и оттаивание:	Ниже -40	F1000 (F450)*
а) в водонасыщенном состоянии при действии морской воды (приливная зона, действие соленых брызг, волн и т.п.), минерализованных, в том числе надмерзлотных вод, противогололедных реагентов, (тротуарные плиты, лестничные марши и др.)	Ниже -20 до -40 включ.	F800 (F300)
	Ниже -5 до -20 включ.	F600 (F200)
	- 5 и выше	F400 (F100)
б) в водонасыщенном состоянии при действии пресных вод	Ниже -40	F300
	Ниже -20 до -40 включ.	F200
	Ниже -5 до -20 включ.	F150
	- 5 и выше	F100
в) в условиях эпизодического водонасыщения (например, надземные конструкции, постоянно подвергающиеся атмосферным воздействиям)	Ниже -40	F200
	Ниже -20 до -40 включ.	F150
	Ниже -5 до -20 включ.	F100
	- 5 и выше	F75
г) в условиях воздушно-влажного состояния, в отсутствии эпизодического водонасыщения (например, конструкции, постоянно подвергающиеся воздействию окружающего воздуха, но защищенные от воздействия атмосферных осадков)	Ниже -40	F150
	Ниже -20 до -40 включ.	F100
	Ниже -5 до -20 включ.	F75
	- 5 и выше	F75
2. Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0 °С	Ниже -40	F200
	Ниже -20 до -40 включ.	F150
а) в водонасыщенном состоянии (например,	Ниже -5 до -20 включ.	F100

Условия работы конструкций		Марка бетона по морозостойкости, не ниже
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	
конструкции, находящиеся в грунте или под водой)	- 5 и выше	F50
б) в условиях воздушно-влажного состояния (например, внутри отапливаемых зданий) в период строительства	Ниже -40	F100
	Ниже -20 до -40 включ.	F75
	Ниже -5 до -20 включ.	F50
	- 5 и выше	F50

* В скобках указаны марки по морозостойкости по второму методу ГОСТ 10060, остальные - по первому методу ГОСТ 10060.

Примечания:

1 В случае возведения (монтажа) железобетонных конструкций в холодный период года к бетонам предъявляются требования по морозостойкости. При консервации незавершенного строительства и возможном увлажнении бетона необходимо обеспечить теплоизоляцию конструкций, например, обваловкой фундаментных конструкций.

2 Для конструкций, части которых находятся в различных влажностных условиях, например, опоры ЛЭП, колонны, стойки и т.п., марку бетона по морозостойкости назначают как для наиболее подверженного увлажнению участка конструкции.

3 Марки бетона по морозостойкости для конструкций сооружений водоснабжения и канализации и гидротехнических сооружений, а также для свай и свай-оболочек следует назначать согласно требованиям соответствующих нормативных документов.

4 Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно СП 131.13330 как температура наиболее холодной пятидневки.

2.1.9 Марку бетона по водонепроницаемости следует назначать в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, вида применяемой арматуры, состояния и состава агрессивной среды согласно СП 28.13330 (раздел 5.4).

Таблица 2.3 – Требования к морозостойкости бетона стеновых конструкций

Условия работы конструкций		Минимальная марка бетона по морозостойкости наружных стен отапливаемых зданий
Относительная влажность внутреннего воздуха помещения φ_{int}, %	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	
$\varphi_{int} > 75$	Ниже -40	F200
	Ниже -20 до -40 включ.	F100
	Ниже -5 до -20 включ.	F70
	- 5 и выше	F50
$60 < \varphi_{int} \leq 75$	Ниже -40	F100
	Ниже -20 до -40 включ.	F50
	Ниже -5 до -20 включ.	-
	- 5 и выше	-
$\varphi_{int} \leq 60$	Ниже -40	F75
	Ниже -20 до -40 включ.	-
	Ниже -5 до -20 включ.	-
	- 5 и выше	-

Примечания:

1 При наличии паро- и гидроизоляции конструкций марки бетонов по морозостойкости, указанные в настоящей таблице, могут быть снижены на один уровень.

2 Расчетная зимняя температура наружного воздуха принимается согласно СП 131.13330 как температура наиболее холодной пятидневки.

Нормативные и расчетные характеристики бетона

2.1.10 Нормативные значения сопротивления бетона осевому сжатию (призменная прочность) $R_{b,n}$ и осевому растяжению (при назначении класса по прочности на сжатие) $R_{bt,n}$ принимают в зависимости от класса бетона B согласно таблице 2.4.

При назначении класса бетона по прочности на осевое растяжение B_t нормативные сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bt,n}$ в МПа принимают равными числовой характеристике класса бетона на осевое растяжение.

Таблица 2.4

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные значения сопротивления бетона $R_{b,n}$ и $R_{bt,n,}$, МПа, 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												
		B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{b,n}$ и $R_{b,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	50	57	64	71
Растяжение осевое $R_{bt,n}$ и $R_{bt,ser}$	Тяжелый, мелкозернистый	1,35	1,55	1,75	1,95	2,10	2,25	2,45	2,60	2,75	3,00	3,30	3,60	3,80
Примечание – Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее значения расчетных сопротивлений $R_{bt,n}R_{bt,ser}$ следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.														

2.1.11 Расчетные сопротивления бетона осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} для предельных состояний первой группы определяют по формулам:

$$R_b = \frac{R_{b,n}}{\gamma_b}; \quad R_{bt} = \frac{R_{bt,n}}{\gamma_{bt}}, \tag{2.1}$$

Значения коэффициента надежности по бетону при сжатии γ_b принимают равными:

- для расчета по предельным состояниям первой группы:

1,3 – для тяжелого и мелкозернистого бетонов;

- для расчета по предельным состояниям второй группы: 1,0.

Значения коэффициента надежности по бетону при растяжении γ_{bt} принимают равными:

- для расчета по предельным состояниям первой группы при назначении класса бетона по прочности на сжатие:

1,5 – для тяжелого и мелкозернистого бетонов;

- для расчета по предельным состояниям первой группы при назначении класса бетона по прочности на растяжение:

1,3 – для тяжелого и мелкозернистого бетонов;

- для расчета по предельным состояниям второй группы: 1,0.

Расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} (с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие и осевое растяжение приведены соответственно в таблицах 2.5 и 2.6.

Таблица 2.5

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные значения сопротивления бетона R_b и R_{bt}, МПа, для предельных состояний первой группы при классе бетона по прочности на сжатие												
		B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый, мелкозернистый	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	37,0	41,0	44,0	47,5
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый, мелкозернистый	0,90	1,05	1,15	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,10	2,15	2,20

Примечания

1 Для мелкозернистого бетона на песке с модулем крупности 2,0 и менее значения расчетных сопротивлений R_{bt} следует принимать с умножением на коэффициент 0,8.

2 Для тяжелых бетонов классов B70-B100 расчетные значения сопротивления осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} приняты с учетом дополнительного понижающего коэффициента $\gamma_{b,br}$ учитывающего увеличение хрупкости высокопрочных бетонов в связи с уменьшением деформаций ползучести и равного $\gamma_{b,br} = \frac{360 - B}{300}$, где B - класс бетона по прочности на сжатие.

Таблица 2.6

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_{bt}, МПа, при классе бетона по прочности на осевое растяжение						
		$B_t0,8$	$B_t1,2$	$B_t1,6$	$B_t2,0$	$B_t2,4$	$B_t2,8$	$B_t3,2$
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый, мелкозернистый	0,62	0,93	1,25	1,55	1,85	2,15	2,45

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию $R_{b,ser}$ и осевому растяжению $R_{bt,ser}$ для предельных состояний второй группы принимают равными соответствующим нормативным сопротивлениям, т.е. вводят в расчет с коэффициентом надежности по бетону $\gamma_b = \gamma_{bt} = 1,0$. Значения $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ приведены в таблице 2.4.

2.1.12 В необходимых случаях расчетные сопротивления бетона умножаются на следующие коэффициенты условий работы γ_{bi}:

а) γ_{b1} – для конструкций, вводимый к расчетным значениям R_b и R_{bt}, и учитывающий влияние длительности действия статической нагрузки:

$\gamma_{b1} = 1,0$ – при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки;

$\gamma_{b1} = 0,9$ – при продолжительном (длительном) действии нагрузки;

б) $\gamma_{b3} = 0,85$ – для конструкций, бетонируемых в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования свыше 1,5 м, вводимый к расчетному значению R_b;

Деформационные характеристики бетона

2.1.13 Значение начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие B согласно таблице 2.7.

Таблица 2.7

Бетон	Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b, МПа·10^{-3}, при классе бетона по прочности на сжатие												
	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	B70	B80	B90	B100
Тяжелый	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5	41,0	42,0	42,5	43
Мелкозернистый групп:													
А - естественного твердения	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	–	–	–	–	–	–	–	–
Б - автоклавного твердения	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25,0	–	–	–	–

2.1.14 Значения коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициента Пуассона) допускается принимать $\nu_{b,P} = 0,2$.

Модуль сдвига бетона G принимают равным 0,4 соответствующего значения E_b, указанного в таблице 2.7.

При продолжительном действии нагрузки значения модуля деформаций бетона определяют по формуле

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \qquad (2.2)$$

где, $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый согласно 2.1.15.

2.1.15 Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ принимают в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и класса бетона. Значения коэффициентов ползучести тяжелого, мелкозернистого бетонов приведены в таблице 2.8.

Таблица 2.8

Относительная влажность воздуха окружающей среды,%	Значения коэффициента ползучести $\varphi_{b,cr}$ при классе бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60 – B100
выше 75 (повышенная)	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40-75 (нормальная)	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
ниже 40 (пониженная)	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0
Примечание – Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП 131.13330 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.											

2.1.16 Значения коэффициента линейной температурной деформации бетона при изменении температуры от минус 40 °С до плюс 50°С принимают:

$\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5}\ °C^{-1}$ – для тяжелого и мелкозернистого бетона;

2.1.17 Для определения массы железобетонной или бетонной конструкции плотность бетона принимается равной, кг/м^3: для тяжелого бетона – 2400, мелкозернистого – 2200.

Плотность железобетона из тяжелого бетона при содержании арматуры 3% и менее может приниматься равной 2500 кг/м^3; при содержании арматуры свыше 3% плотность определяется как сумма масс бетона и арматуры на единицу объема железобетонной конструкции. При этом масса 1 м длины арматурной стали принимается по приложению 3, а масса листовой и фасонной стали – по государственным стандартам.

При определении нагрузки от собственного веса конструкции удельный вес ее в кН/м^3 допускается принимать равным 0,01 плотности в кг/м^3.

Диаграммы состояния бетона

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

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, могут быть использованы диаграммы бетона: криволинейные, в том числе с ниспадающей ветвью, либо упрощенные кусочно-линейные (двухлинейные и трехлинейные), отвечающие поведению бетона. При этом должны быть обозначены основные параметрические точки диаграмм (максимальные напряжения и соответствующие деформации, граничные значения и т.д.)

2.1.19 Фактическая диаграмма σ–ε, полученная экспериментально в основном для тяжелого бетона, имеет незначительный начальный линейный участок упругой работы бетона и выраженное криволинейное очертание на оставшемся восходящем (стадия накопления повреждений) и нисходящем (стадия разрушения) участках (рис.2.1). Следует отметить, что соотношение упругих и неупругих деформаций бетона не остается постоянным и меняется в зависимости от многих факторов: вид и класс бетона; скорость и характер нагружения, температурно-влажностные условия и т.д. С увеличением класса бетона доля неупругих деформаций бетона снижается, в результате чего уменьшается кривизна диаграммы σ–ε и для высоких классов бетона она приближается к линейной на большей части восходящего участка диаграммы. То же самое происходит и с увеличением скорости нагружения.

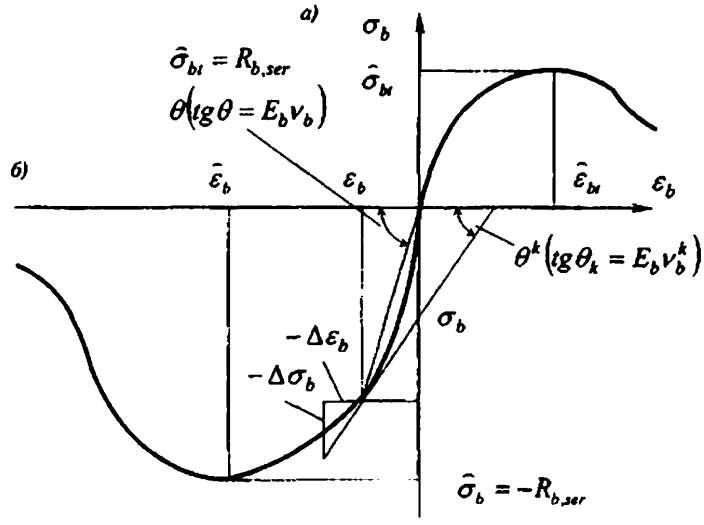


Рисунок 2.1 – Криволинейные диаграммы деформирования бетона

2.1.20 Аналитическая зависимость криволинейных диаграмм деформирования бетона, предложенная Н.И. Карпенко, принимается в виде

$$\varepsilon_m = \sigma_m / (E_m \cdot \nu_m),$$
$$d\varepsilon_m = d\sigma_m / (E_m \cdot \nu_m^k), \quad (2.3)$$

где ε_m, σ_m, E_m – соответственно относительные деформации, напряжения, начальные модули упругости (d – знак дифференциала);

m – индекс материала (для бетона m=*b, bt*);

ν_m – коэффициент изменения секущего модуля, определяемый по формуле

$$\nu_m = \hat{\nu}_m \pm (\nu_0 - \hat{\nu}_m) \cdot \sqrt{1 - \omega_1\eta - \omega_1\eta^2}, \quad (2.4)$$

здесь $\hat{\nu}_m$ – значение коэффициента в вершине диаграммы (при $\sigma_m = \hat{\sigma}_m$);

ν_0 – начальный коэффициент изменения секущего модуля (в начале диаграммы или в начале ее криволинейного отрезка);

ω_1, ω_2 – коэффициенты, характеризующие полноту диаграммы материала, $\omega_2 = 1 - \omega_1$

η – уровень приращения напряжений, который определяется как отношение

$$\eta = (\sigma_m - \sigma_{m,el}) / (\hat{\sigma}_m - \hat{\sigma}_{m,el}), \quad (2.5)$$

$(\sigma_m - \sigma_{m,el}) > 0$;

$\sigma_{m,el}$ – напряжения, отвечающие пределу упругости материала;

ν_m^k – коэффициент изменения касательного модуля, связанный с коэффициентом изменения секущего модуля соотношением

$$\frac{1}{\nu_m^k} = \frac{1}{\nu_m} \pm \frac{\sigma_m(\nu_0 - \hat{\nu}_m)(\omega_1 + 2\omega_2\eta)}{2\nu_m^2(\hat{\sigma}_m - \sigma_{m,el})\sqrt{1 - \omega_1\eta - \omega_1\eta^2}}. \quad (2.6)$$

В формулах (2.4) и (2.6) знак плюс принимают для диаграммы деформирования арматуры и для восходящей ветви диаграммы деформирования бетона, а знак минус – для нисходящей ветви диаграммы деформирования бетона. Нисходящую ветвь диаграммы разрешается использовать до уровня напряжений $\eta > 0,85$ (с учетом дополнительных указаний 2.1.21).

2.1.21 При одноосном и однородном сжатии бетона исходная диаграмма деформирования бетона (рисунок 2.1) описывается зависимостями (2.3) – (2.6), в которых следует принимать:

для обеих ветвей диаграммы

$$\hat{\sigma}_b = -R_{b,ser};\ \sigma_{b,el} = 0;\ \hat{\nu}_b = \hat{\sigma}_b / (\hat{\varepsilon}_b E_b);\ \eta = \sigma_b / \hat{\sigma}_b, \tag{2.7}$$

для восходящей ветви

$$\nu_0 = 1;\ \omega_1 = 2 - 2{,}5\hat{\nu}_b, \tag{2.8}$$

для нисходящей ветви

$$\nu_0 = 2{,}05\hat{\nu}_b;\ \omega_1 = 1{,}95\hat{\nu}_b - 0{,}138, \tag{2.9}$$

Абцисса вершины диаграммы осевого сжатия бетона определяется по формуле

$$\hat{\varepsilon}_b = -\frac{B}{E_b}\lambda\frac{1 + 0{,}75\lambda B / 60 + 0{,}2\lambda / B}{0{,}12 + B / 60 + 0{,}2 / B}, \tag{2.10}$$

где B – класс бетона по прочности на сжатие;

λ – безразмерный коэффициент, зависящий от вида бетона и принимаемый равным:

для тяжелого и мелкозернистого бетона $\lambda = 1$.

При одноосном и однородном растяжении бетона исходная диаграмма деформирования бетона описывается зависимостями (2.3) – (2.4), в которых следует принимать:

$$\begin{gathered}\hat{\sigma}_{bt} = R_{bt,ser}\hat{\gamma}_{btq};\ \sigma_{bt,el} = 0;\ \eta = \sigma_{bt} / \hat{\sigma}_{bt} \\ \hat{\nu}_{bt} = (0{,}6 + 0{,}15R_{bt,n} / R_{0tn}) / \hat{\gamma}_{btq}\end{gathered}, \tag{2.11}$$

здесь $\hat{\gamma}_{btq}$ – коэффициент, принимаемый при центральном растяжении равным единице;

для изгибаемых элементов

$$\hat{\gamma}_{btq} = (\hat{\gamma}_h + 0{,}007);\ 0{,}9 \le \hat{\gamma}_h = 2 - \sqrt[5]{h / h_э}, \tag{2.12}$$

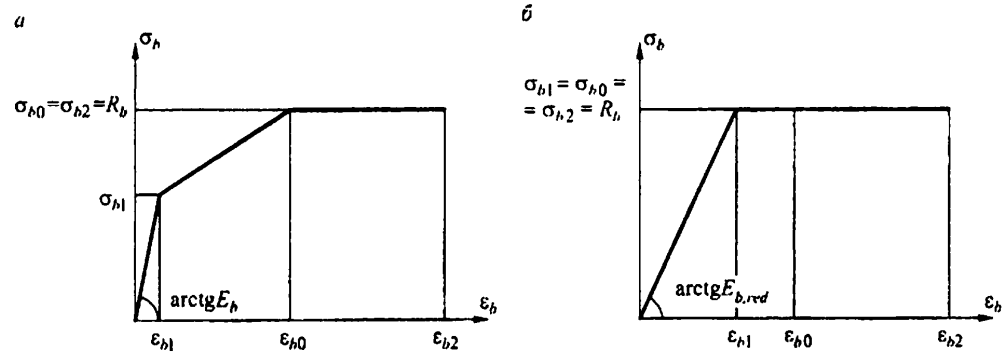
здесь $h_э$ =30 см - некоторая эталонная высота сечения,

h – высота сечения в см,

$R_{0tn} = 2{,}5$ МПа

Параметры ν_0, ω_1, ω_2 вычисляют по формулам (2.8), (2.9) с заменой $\hat{\nu}_b$ на $\hat{\nu}_{bt}$.

2.1.22 В качестве рабочих диаграмм состояния тяжелого и мелкозернистого бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, широко использующиеся в практических расчетах, принимают упрощенные трехлинейную и двухлинейную диаграммы (рисунки 2.2, а, б) по типу диаграмм Прандтля.



а – Трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона;

б – Двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

Рисунок 2.2 - Диаграммы состояния сжатого бетона

2.1.23 При трехлинейной диаграмме (рисунок 2.2 а) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций укорочения бетона ε_b определяют по формулам:

При $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1}$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b \tag{2.13}$$

При $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0}$

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_{b1}}\right) \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_{b1}}\right] \cdot R_b \tag{2.14}$$

При $\varepsilon_{b0} \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b \tag{2.15}$$

Значения напряжений σ_{b1} принимают

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b, \tag{2.16}$$

а значения относительных деформаций ε_{b1} принимают

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b} \tag{2.17}$$

Значения предельных относительных деформаций тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают равными:

при непродолжительном действии нагрузки:

ε_{b0}=0,002 при осевом сжатии;

ε_{bt0}=0,0001 при осевом растяжении;

при продолжительном действии нагрузки – по таблице 2.9 в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды.

Значения относительных деформаций ε_{b2} для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают:

при непродолжительном действии нагрузки:

для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже ε_{b2} = 0,0035;

для высокопрочных бетонов класса по прочности на сжатие В70–В100 ε_{b2} принимается по линейному закону от 0,0033 при В70 до 0,0028 при В100;

при продолжительном действии нагрузки – по таблице 2.9.

Таблица 2.9

Характер действия нагрузки	Относительные деформации тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона					
	при сжатии			при растяжении		
	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b1,red} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt1,red} \cdot 10^3$
продолжительное при относительной влажности окружающего воздуха,%						
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

Примечания

1 Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают по СП 131.13330 как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

2 Для высокопрочных бетонов значения относительных деформаций ε_{b2} следует принимать с умножением на отношение (270-В)/210.

2.1.24 При двухлинейной диаграмме (рисунок 2.2, б) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций ε_b определяют по формулам:

При $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1}$, где $\varepsilon_{b1} = \dfrac{R_b}{E_{b,red}}$

$$\sigma_b = E_{b,red} \cdot \varepsilon_b \qquad (2.18)$$

При $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b \qquad (2.19)$$

Значения приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$ принимают:

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}} \qquad (2.20)$$

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

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

для тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки по таблице 2.9.

Значения ε_{b2} принимают как в 2.1.23.

2.1.25 Растягивающие напряжения бетона σ_{bt} в зависимости от относительных деформаций ε_{bt} определяют по приведенным в 2.1.23 и 2.1.24 диаграммам. 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 согласно 2.1.13, значения относительной деформации ε_{bt0} принимают согласно 2.1.23, значения относительной деформации ε_{bt2} для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают: при непродолжительном действии нагрузки – $\varepsilon_{bt0} = 0{,}00015$, при продолжительном действии нагрузки – по таблице 2.9. Для двухлинейной диаграммы принимают $\varepsilon_{bt1,red} = 0{,}00008$ при непродолжительном действии нагрузки, а при продолжительном – по таблице 2.9; значения $E_{bt,red}$ определяют по формуле (2.20), подставляя в нее R_{bt} и $\varepsilon_{bt1,red}$.

2.2 Арматура

Показатели качества арматуры

2.2.1 Для армирования железобетонных конструкций следует применять отвечающую требованиям соответствующих стандартов или утвержденных в установленном порядке технических условий арматуру следующих видов:

горячекатаную гладкую и периодического профиля с постоянной и переменной высотой выступов (кольцевой и серповидный профиль соответственно) диаметром 6–40 мм;

термомеханически упрочненную периодического профиля диаметром 6–40 мм;

холоднодеформированную периодического профиля диаметром 3–16 мм;

арматурные канаты диаметром 6–15 мм.

2.2.2 Основным показателем качества арматуры, устанавливаемым при проектировании, является класс арматуры по прочности на растяжение, обозначаемый:

А – для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры;

В, $В_р$ – для холоднодеформированной арматуры.

Классы арматуры по прочности на растяжение отвечают гарантированному значению предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,1% или 0,2%), с обеспеченностью не менее 0,95, определяемому по соответствующим стандартам.

Кроме того, в необходимых случаях к арматуре предъявляют требования по дополнительным показателям качества: свариваемость, пластичность, хладостойкость, коррозионную стойкость, характеристики сцепления с бетоном и др.

2.2.3 Для предварительно напряженных железобетонных конструкций в качестве напрягаемой арматуры следует применять горячекатаную (по ГОСТ 5781) и термомеханически упрочненную арматуру (по ГОСТ 10884) периодического профиля классов А600, А800, А1000, термомеханически упрочненную арматуру Ан600С по [1], холоднодеформированную периодического профиля (по ГОСТ 7348) классов от $В_р1200$ до $В_р1500$ и канатную семипроволочную (по ГОСТ 13840) классов К1400 и К1500. В качестве не напрягаемой арматуры следует применять горячекатаную (по ГОСТ 5781) класса А240, А400, А500, А600 и Ан600С по [1], термомеханически упрочненную (по ГОСТ Р 52544) класса А500 и А500СП по [2], а также арматуру классов В500 по ГОСТ Р 52544 и Вр500 по ГОСТ 6727 в сварных сетках и каркасах.

Арматуру класса $В_р500$ рекомендуется применять в качестве конструктивной.

Примечания:

1 В качестве не напрягаемой арматуры допускается применение арматуры классов А600, А800 и А1000 вместе с напрягаемой арматурой тех же классов;

2 Допускается применять арматуру перечисленных выше классов, изготовляемую по другим действующим нормативным документам (ГОСТ, СТО и ТУ).

2.2.4 При выборе вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также прокатных сталей для закладных деталей следует учитывать температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения.

В конструкциях, эксплуатируемых при статической (и квазистатической) нагрузке в отапливаемых зданиях, а также на открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре минус 40 °С и выше может быть применена арматура всех вышеуказанных классов, за исключением арматуры класса А400 из стали марки 35ГС, класса А240 из стали марки Ст3кп и арматуры А600 из стали марки 80С (диаметром 10 – 18 мм, применяемых при расчетной температуре минус 30 °С и выше.

При расчетной температуре ниже минус 55°С рекомендуется использовать арматуру класса Ас500С по [3] и Ан600С из стали марки 20Г2СФБА.

При других условиях эксплуатации класс арматуры и марку стали принимают по специальным указаниям.

При проектировании сварных соединений арматуры следует учитывать способ изготовления арматуры в соответствии с ГОСТ 14098 и [4].

2.2.5 Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных конструкций следует применять горячекатаную арматурную сталь класса А240 марок Ст3сп и Ст3пс (с категориями нормируемых показателей не ниже 2 по ГОСТ 535).

В случае если монтаж конструкций возможен при расчетной зимней температуре ниже минус 40 °С, для монтажных петель не допускается применять сталь марки Ст3пс.

Нормативные и расчетные характеристики арматуры

2.2.6 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 таблице 2.10

2.2.7 Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s для предельных состояний первой группы определяют по формуле

$$R_s = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s} \qquad (2.21)$$

где γ_s – коэффициент надежности по арматуре, принимаемый равным 1,15 для предельных состояний первой группы и 1,0 - для предельных состояний второй группы.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению. R_s приведены (с округлением) для предельных состояний первой группы в таблице 2.11, второй группы – в таблице 2.10. При этом значения $R_{s,n}$ для предельных состояний первой группы приняты равными наименьшим контролируемым значениям по соответствующим стандартам.

Таблица 2.10

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
А240	6–40	240
А400	6–40	400
А500	10–40	500
А500СП	10–40	500*
В500	3–12	500
Вр500	3–5	500
А600	10–40	600
Ан600С	10–40	650*
А800	10–40	800
А1000	10–40	1000
Вр1200	8	1200
Вр1300	7	1300
Вр1400	4; 5; 6	1400
Вр1500	3	1500
К1400 (К7)	15	1400
К1500 (К7)	6; 9; 12	1500
Примечание – Отмеченные звездочкой значения $R_{s,ser}$ арматуры А500СП приняты согласно ТУ 14-1-5526 [2] и арматуры Ан600С – ТУ 14-1-5596 [1].		

2.2.8 Значения расчетного сопротивления арматуры сжатию R_{sc} принимают равными расчетным значениям сопротивления арматуры растяжению R_s, но не более значений, отвечающих деформациям укорочения бетона, окружающего сжатую арматуру: при кратковременном действии нагрузки – не более 400 МПа, при длительном действии нагрузки, когда расчетное сопротивление бетона сжатию R_b принимается с учетом

коэффициента γ_{b1} = 0,9, расчетное сопротивление арматуры сжатию допускается принимать не более 500 МПа, при этом для арматуры класса А600 следует принимать R_{sc} = 470 МПа.

Для арматуры классов В500 и Вр500 граничные значения сопротивления сжатию принимаются с понижающим коэффициентом условий работы. Расчетные значения R_{sc} приведены в таблице 2.11.

Таблица 2.11

Класс арматуры	Расчетные значения сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа	
	растяжению, R_s	сжатию, R_{sc}
А240	210	210
А400	350	350
А500	435	435(400)
А500СП	450	450(400)
В500	435	415(380)
Вр500	415	390(360)
А600	520	470(400)
Ан600С	560	500(400)
А800	695	500(400)
А1000	870	500(400)
Вр1200	1050	500(400)
Вр1300	1130	500(400)
Вр1400	1215	**1)** 500(400)
Вр1500	1300	**2)** 500(400)
К1400 (К7)	1215	**3)** 500(400)
К1500 (К7)	1300	500(400)

Примечания

1 Значение R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

2 Отмеченные звездочкой значения R_s и R_{sc} арматуры А500СП приняты согласно ТУ 14-1-5526 [2] и арматуры Ан600С – ТУ 14-1-5596 [1].

2.2.9 В необходимых случаях расчетные значения прочностных характеристик арматуры умножают на коэффициенты условий работы γ_{si}, учитывающие особенности работы арматуры в конструкции.

Расчетные сопротивления не напрягаемой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw} снижают по сравнению с R_s. Для арматуры классов А240...А500, В500 значения R_{sw} приведены в таблице 2.12, для поперечной арматуры всех остальных классов R_{sw} следует принимать не более 300 МПа.

Таблица 2.12

Класс арматуры	Расчетные значения сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) растяжению R_{sw} для предельных состояний первой группы, МПа
А240	170
А400	280
А500	300
В500	300

Деформационные характеристики арматуры

2.2.10 Основными деформационными характеристиками арматуры являются значения:

относительных деформаций удлинения арматуры ε_{s0} при достижении напряжениями расчетного сопротивления R_s;

модуля упругости арматуры E_s.

2.2.11 Значения относительных деформаций арматуры ε_{s0} принимают равными:

для арматуры с физическим пределом текучести

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} \tag{2.22}$$

для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} + 0,002 \tag{2.23}$$

2.2.12 Значения модуля упругости арматуры E_s принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равными $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа для арматуры классов А и В. Для канатной арматуры $E_s = 1.95 \cdot 10^5$ МПа.

Диаграммы состояния арматуры

2.2.13 Диаграммы состояния (деформирования) арматуры используют при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели.

В качестве расчетных диаграмм состояния арматуры, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями могут быть использованы диаграммы арматуры: криволинейные, либо упрошенные кусочно-линейные (двухлинейные, трехлинейные), отвечающие поведению арматуры. При этом должны быть обозначены основные параметрические точки диаграмм (максимальные напряжения и соответствующие деформации, граничные значения и т.д.).

2.2.14 Фактическая диаграмма, полученная экспериментально, имеет начальный линейный участок упругой работы и выраженное криволинейное очертание на оставшемся восходящем участке (рисунок 2.3).

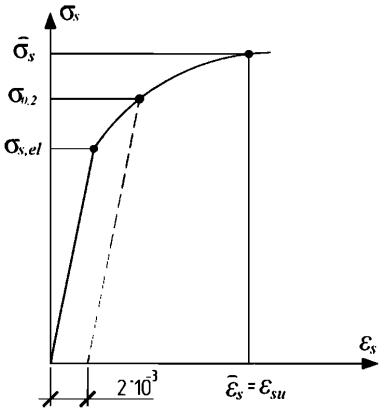


Рисунок 2.3 – Криволинейная диаграмма деформирования арматуры с условным пределом текучести

2.2.15 Аналитическая зависимость криволинейных диаграмм деформирования арматуры при одноосном растяжении, предложенная Н.И. Карпенко [5], принимается в виде:

$$\varepsilon_s = \sigma_s / (E_s \cdot \nu_s), \qquad d\varepsilon_s = d\sigma_s / (E_s \cdot \nu_s^k), \tag{2.24}$$

ν_s – коэффициент изменения секущего модуля; ν_s^k – коэффициент изменения касательного модуля,

$$\nu_s = \hat{\nu}_s \pm (\nu_0 - \hat{\nu}_s)\cdot\sqrt{1-\omega_1\eta-\omega_2\eta^2}, \tag{2.25}$$

$$\frac{1}{\nu_s^k} = \frac{1}{\nu_s} \pm \frac{\sigma_s(\nu_0-\hat{\nu}_s)(\omega_1+2\omega_2\eta)}{2\nu_s^2(\hat{\sigma}_s-\sigma_{s,el})\sqrt{1-\omega_1\eta-\omega_s\eta^2}} \tag{2.26}$$

здесь $\nu_0 = \nu_s$ в начале диаграммы, $\nu = \hat{\nu}_s$ в вершине диаграммы,

$$\left.\begin{array}{l}\nu_0 = 1;\ \hat{\sigma}_s = \hat{\sigma}_{su};\ \hat{\varepsilon}_s = \varepsilon_{su}\\ \hat{\nu}_s = \hat{\sigma}_s / E_s\cdot\hat{\varepsilon}_s\end{array}\right\}, \tag{2.27}$$

η – уровень напряжений; при $\sigma_s < \sigma_{s,el} \ldots \eta = 0$, при $\sigma_s > \sigma_{s,el}$

$\eta = (\sigma_s - \sigma_{s,el})/(\hat{\sigma}_s - \sigma_{s,el})$;

параметр ω_1 рассчитывается по формуле:

$$\omega_1 = \frac{(\nu_0-\hat{\nu}_s)^2\cdot(\eta_{0,2}-1)+(\nu_{0,2}-\hat{\nu}_s)^2}{\eta_{0,2}\cdot(\eta_{0,2}-1)\cdot(\nu_0-\hat{\nu}_s)^2}, \tag{2.28}$$

$\omega_1 \le 2$, в случае $\omega_1 > 2$ следует учитывать дополнительные рекомендации, изложенные выше; $\eta_{0,2}$ и $\nu_{0,2}$ уровни напряжений и коэффициенты секущего модуля, соответствующие условному пределу текучести $\sigma_{0,2}$:

$$\left.\begin{array}{l}\eta_{0,2} = \dfrac{\sigma_{0,2}-\sigma_{s,el}}{\hat{\sigma}_s-\sigma_{s,el}};\\ \nu_{0,2} = \dfrac{\sigma_{0,2}}{\sigma_{0,2}-0,002\cdot E_{s,el}}\end{array}\right\} \tag{2.29}$$

Уровни напряжений η и $\eta_{0,2}$ отсчитывают от напряжений предела упругости. Относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести,

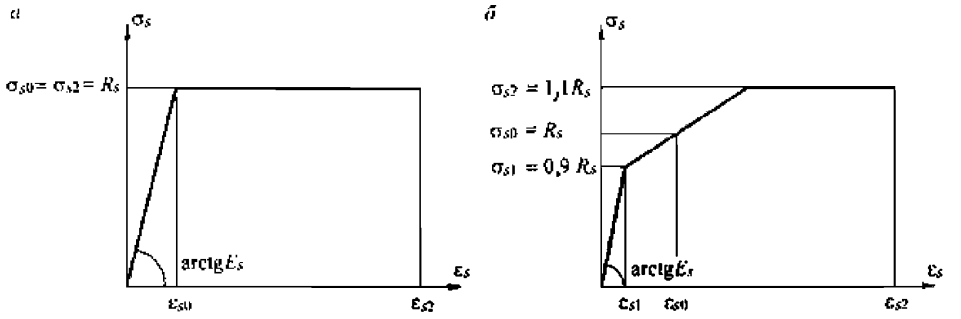
$\varepsilon_{0,2} = \sigma_{0,2}/(E_s\cdot\nu_{0,2})$;

Коэффициент ν_s с использованием уровня относительных деформаций определяют из решения квадратного уравнения

$$\nu_s^2\cdot\left(1+\frac{\omega_2\cdot(\nu_0-\hat{\nu}_s)^2\cdot\eta_d^2\cdot\hat{\sigma}_s^2}{\hat{\nu}_s^2\cdot(\hat{\sigma}_s-\sigma_{s,el})^2}\right)-\nu_s\cdot\left(2\cdot\hat{\nu}_s-\frac{\eta_d\cdot(\nu_0-\hat{\nu}_s)^2\cdot\hat{\sigma}_s}{\hat{\nu}_s\cdot(\hat{\sigma}_s-\sigma_{s,el})}\cdot\left(\omega_1-\frac{2\cdot\omega_2\cdot\sigma_{s,el}}{\hat{\sigma}_s-\sigma_{s,el}}\right)\right)+\hat{\nu}_s^2-(\nu_0-\hat{\nu}_0)^2\times$$
$$\times\left(1+\frac{\omega_1\cdot\sigma_{s,el}}{\hat{\sigma}_s-\sigma_{s,el}}-\frac{\omega_2\cdot\sigma_{s,el}^2}{(\hat{\sigma}_s-\sigma_{s,el})^2}\right)=0$$

Вывод уравнения приведен в [6]; $\eta_d = \varepsilon_s / \hat{\varepsilon}_s$. При решении уравнения перед квадратным корнем принимается знак плюс.

2.2.16 В качестве рабочих диаграмм состояния арматуры, устанавливающей связь между напряжениями σ_s и относительными деформациями ε_s арматуры, при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели, принимают упрощенные диаграммы по типу диаграмм Прандтля для арматуры с физическим пределом текучести классов А240-А500, В500 двухлинейную диаграмму (рисунок 2.4, *а*), а для арматуры с условным пределом текучести класса А600, А800, А1000 – трехлинейную (рисунок 2.4, *б*), без учета упрочнения за площадкой текучести.



а - двухлинейная диаграмма; *б* - трехлинейная диаграмма

Рисунок 2.4 – Диаграммы состояния растянутой арматуры

Диаграммы состояния арматуры при растяжении и сжатии принимают одинаковыми, с учетом нормируемых расчетных сопротивлений арматуры растяжению и сжатию.

Допускается в качестве расчетных диаграмм состояния арматуры использовать криволинейные расчетные диаграммы, аппроксимирующие фактические диаграммы деформирования арматуры.

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

При $0 \le \varepsilon_S \le \varepsilon_{s0}$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s; \qquad (2.30)$$

При $\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s < \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = R_s \qquad (2.31)$$

Значения ε_{s0}, ε_s и R_s принимают согласно 2.2.11, 2.2.12 и 2.2.7. Значения относительной деформации ε_{s2} принимают равными 0,025.

Допускается при соответствующем обосновании принимать величину относительной деформации ε_{s2} менее или более значения 0,025 в зависимости от марки стали, типа армирования, критерия надежности конструкции и других факторов.

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

При $0 \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s1}$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s; \tag{2.32}$$

При $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_s < \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s}\right) \cdot \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s}\right] \cdot R_s \le 1{,}1R_s \tag{2.33}$$

Значения ε_{s0}, ε_s и R_s принимают согласно 2.2.11, 2.2.12 и 2.2.7.

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

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

3 Расчет железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры по предельным состояниям первой группы

3.1 Общие положения

3.1.1 Расчет предварительно напряженных элементов со сталью класса Ан600С производят для стадии эксплуатации на действие изгибающих моментов 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.

3.1.2 Расчет по прочности преднапряженных 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.

3.1.3 Для железобетонных элементов, у которых предельный момент по прочности оказывается меньше предельного момента образования трещин (M_{crc}), 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.

3.1.4 Расчет преднапряженных элементов в стадии обжатия производят как при внецентренном сжатии усилием предварительного обжатия в предельном состоянии согласно п.3.4.1.

3.1.5 Расчет по прочности преднапряженных элементов при действии поперечных сил следует производить для сечений, наклонных к их продольной оси (пп.3.5.1-3.5.15).

3.1.6 При расчете преднапряженных элементов по прочности следует учитывать возможные отклонения предварительного напряжения, определяемого согласно пп.3.2.1-3.2.12, 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.

3.2 Предварительные напряжения в арматуре и бетоне

3.2.1 Предварительные напряжения арматуры σ_{sp} принимают не более – $0{,}9R_{s,n}$ и не менее $0{,}3R_{s,n}$.

3.2.2 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 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.

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

3.2.3 Потери от релаксации напряжений арматуры определяют по формулам:

для арматуры классов А600, Ан600С, А800, А1000 при способе натяжения:

механическом – $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}1\sigma_{sp} - 20$;

электротермическом – $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}03\sigma_{sp}$;

для арматуры классов B_p1200 – B_p1500, К1400 и К1500 при способе натяжения:

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

электротермическом – $\Delta\sigma_{sp1} = 0{,}05\sigma_{sp}$;

Здесь σ_{sp} принимается без потерь в МПа.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp}$, их следует принимать равными нулю.

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

3.2.4 Потери от температурного перепада Δt, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения, °С, принимаются равными

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1{,}25\Delta t \text{ (МПа)}. \qquad (3.1)$$

При отсутствии точных данных допускается принимать $\Delta t = 65°$.

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

3.2.5 Потери от деформации стальной формы (упоров) при неодновременном натяжении арматуры на форму определяются по формуле

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{\Delta l}{l} E_s, \qquad 1 \qquad (3.2)$$

где n – число стержней (групп стержней), натягиваемых не одновременно;

Δl – сближение упоров по линии действия усилия P, 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.

3.2.6 Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, определяются по формуле

$$\Delta\sigma_{sp\,4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \qquad (3.3)$$

где Δl – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров;

l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных допускается принимать Δl =2 мм.

При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров не учитываются, так как они должны быть учтены при определении значений полного удлинения арматуры.

3.2.7 Потери от усадки бетона определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s, \qquad (3.4)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ - деформация усадки бетона, принимаемая равной:

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 определять более точными методами.

3.2.8 Потери напряжений в рассматриваемой напрягаемой арматуре (S или S') от ползучести бетона определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp\,6} = \frac{0{,}8\varphi_{b,cr}\,\alpha\sigma_{bp}}{1+\alpha\mu_{sp}\left(1\pm\frac{e_{0p1}y_s A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1+0{,}8\varphi_{b,cr}\right)}, \qquad (3.5)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно табл.2.8;

α – коэффициент приведения арматуры к бетону, равный $\alpha=E_s/E_b$;

μ_{sp} – коэффициент армирования, равный A_{spj}/A, где A и A_{spj} – площади поперечного сечения соответственно элемента и рассматриваемой напрягаемой арматуры (A_{sp} или A'_{sp});

σ_{bp} – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры, определяемое как для упругих материалов по приведенному сечению согласно формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} \pm \frac{M y_s}{I_{red}}, \qquad (3.6)$$

$P_{(1)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь, равное

$$P_{(1)} = \left(A_{sp} + A'_{sp}\right)\left(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}\right), \qquad (3.7)$$

здесь $\Delta\sigma_{sp(1)}$ – сумма первых потерь напряжения;

e_{0p1} – эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного сечения элемента, равный

$$e_{0p1} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}}, \qquad (3.8)$$

здесь y_{sp}, y'_{sp} - см. рисунок 3.1;

y_s – расстояние между центрами тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента (т.е. y_{sp} или y'_{sp});

M – изгибающий момент от собственного веса элемента, действующий в стадии обжатия в рассматриваемом сечении;

A_{red} и I_{red} – площадь приведенного сечения и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемые согласно п.3.2.9.

В формуле (3.6) сжимающие напряжения учитываются со знаком "плюс", а растягивающие – со знаком "минус". Тот же знак принимается и в формуле (3.5).

Если $\sigma_{bp} < 0{,}0$; то потери от ползучести и усадки бетона принимаются равными нулю.

Если передаточная прочность бетона R_{bp} меньше 70% класса бетона B, то при определении $\Delta\sigma_{bp6}$ значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b принимаются по таблицам 2.8 и 2.7 при B=R_{bp}.

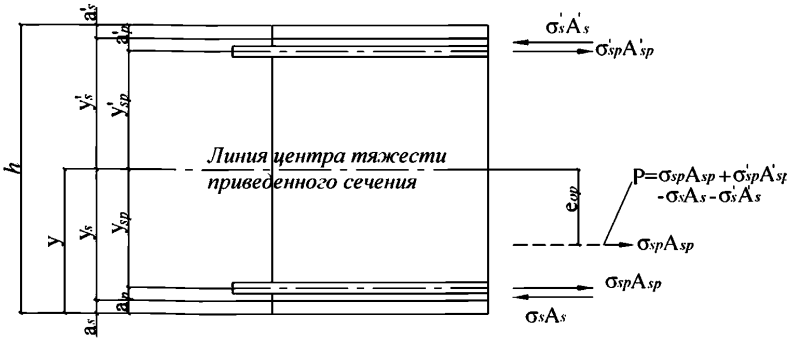


Рисунок 3.1 – Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

3.2.9 Приведенное сечение включает в себя площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha=E_s/E_b$.

Геометрические характеристики приведенного сечения определяются по формулам:

площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s; \quad (3.9)$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой в стадии эксплуатации грани

$$y = \frac{S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} \left(h - a'_p\right) + \alpha A_s a_s + \alpha A'_s \left(h - a'_s\right)}{A_{red}}, \quad (3.10)$$

где S – статический момент сечения бетона относительно растянутой грани;

момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y'^2_{sp} + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y'^2_s, \quad (3.11)$$

где $y_{sp} = y - a_p$; $y'_{sp} = h - a'_p - y$; $y_s = y - a_s$ y_s=**y-a**$_s$; $y'_s = h - a'_s - y$ (см. рисунок 3.1).

Допускается не уменьшать площадь всего сечения элемента A за счет площади сечения всей арматуры ΣA_s, если $\Sigma A_s < 0{,}03A$. В противном случае в формулах (3.9) – (3.11) вместо α используется $\alpha - 1$.

3.2.10 Предварительные напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ не должны превышать:

если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок – $0{,}9R_{bp}$;

если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок – $0{,}7R_{bp}$.

Напряжение в бетоне σ_{bp} определяется по формуле (3.6), при этом за значение y_s принимается расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатой грани в стадии обжатия (т.е. значение y, см. формулу 3.10), а значение момента M определяется для сечения, где разгружающее влияние этого момента минимально (например, в сечении, проходящем через конец зоны передачи предварительного напряжения длиной l_p, см. п.3.2.11).

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

$$l_p = \frac{\sigma_{sp}}{4R_{bond}} d_s \quad (3.12)$$

и принимают не менее $10d_s$ и 200 мм, а для арматурных канатов не менее 300 мм.

В формуле (3.12):

σ_{sp} – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь;

R_{bond} – сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, равное

$$R_{bond}=\eta R_{bt} \qquad (3.13)$$

здесь R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, отвечающее передаточной прочности бетона R_{bp};

η – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным 2,5.

Для сечений элемента, пересекающих зону передачи предварительного напряжения, значение σ_{sp} следует умножать на коэффициент

$$\gamma_{sxp}=l_x/l_p\,, \qquad (3.14)$$

где l_x – расстояние от начала зоны передачи напряжений в торце элемента до рассматриваемого сечения.

При мгновенной передачи усилия обжатия на бетон для арматуры класса А значение l_p увеличивается в 1,25 раза. При диаметре стержней более 18 мм мгновенная передача усилий не допускается.

Начало зоны передачи напряжений при мгновенной передачи усилий обжатия на бетон для арматуры классов Вр и К принимается на расстоянии $0{,}25l_p$ от торца элемента.

3.2.12 Усилие предварительного обжатия бетона с учетом полных потерь напряжений P и эксцентриситет его приложения e_{0p} относительно центра тяжести приведенного сечения определяются по формулам:

$$P=\sigma_{sp\,2}A_{sp}+\sigma'_{sp\,2}A'_{sp}-\sigma_s A_s-\sigma'_s A'_s\,; \qquad (3.15)$$

$$e_{0\,p}=\frac{\sigma_{sp\,2}A_{sp}\,y_{sp}+\sigma'_s A'_s y'_s-\sigma'_{sp\,2}A'_{sp}\,y'_{sp}-\sigma_s A_s y_s}{P}\,, \qquad (3.16)$$

где σ_s и σ'_s – сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре соответственно S и S', вызванные усадкой и ползучестью бетона и численно равные сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp5}+\Delta\sigma_{sp6}$, определенных согласно пп.3.2.7 и 3.2.8; при этом напряжение σ_{bp} определяется на уровне центра тяжести соответствующей ненапрягаемой арматуры; если $\sigma_{bp}<0$, напряжение σ'_s принимается равным нулю;

σ_{sp2} и σ'_{sp2} – предварительные напряжения арматуры соответственно S и S' с учетом всех потерь;

$y_{sp}, y'_{sp}, y_s, y'_s$ – см. рисунок 3.1.

Полные суммарные потери напряжений для арматуры S следует принимать не менее 100 МПа.

Примеры расчета

Пример 1. Дано: плита покрытия размером 1,5×6 м; поперечное сечение – по рисунку 3.2; бетон класса В25 (E_b = 30000 МПа); передаточная прочность бетона R_{bp} = 17,5 МПа; напрягаемая арматура класса Ан600С ($R_{s,n}$ = 650 МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); площадь сечения A_{sp} = 153,9 мм^2 (1∅14), ненапрягаемая арматура сжатая и растянутая класса Ан600С площадью сечения $A_s = A'_s$ = 78,5 мм^2 (1∅10); способ натяжения арматуры электротермический; технология изготовления плиты агрегатно-поточная с применением пропаривания; масса плиты 1,3 т.

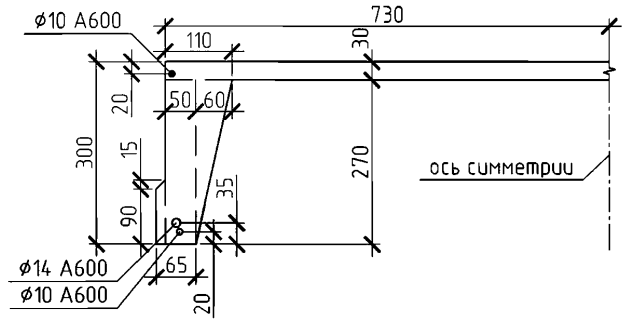


Рисунок 3.2 – К примеру расчета 1

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

Расчет. Ввиду симметрии сечения расчет ведем для половины сечения плиты. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения согласно п.3.2.9, принимая $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{3 \cdot 10^4} = 6,67$:

площадь бетона A=730·30+50·270+60·270/2+97,5·15=21900+13500+8100+1462,5= 44962,5 мм^2;

приведенная площадь $A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s$ = 44962,5+6,67·153,9 + 6,67·78,5·2 = 44962,5+1026,5+1047,2 = 47036,2 мм^2;

статический момент сечения бетона относительно нижней грани ребра

S = 21900·285+13500·135+8100·180+1462,5·48,7= 9593200 мм^3;

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ребра

$$y = \frac{S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A_s a_s + \alpha A'_s (h - a'_s)}{A_{red}} =$$

$$= \frac{9593200 + 6,67 \cdot 153,9 \cdot 35 + 6,67 \cdot 78,5 \cdot 20 + 6,67 \cdot 78,5 \cdot (300 - 20)}{47036,2} = 210,2 \text{ мм};$$

$y_{sp} = y - a_p = 210,2 - 35 = 175,2$мм;

$y_s = y - a_s = 210,2 - 20 = 190,2$мм;

$y'_s = h - a'_s - y = 300 - 20 - 210,2 = 69,8$мм;

момент инерции бетона относительно центра тяжести

$$I = \frac{730 \cdot 30^3}{12} + 730 \cdot 30 \cdot (285 - 210,2)^2 + \frac{50 \cdot 270^3}{12} + 50 \cdot 270 \cdot (210,2 - 135)^2 +$$

$$+ \frac{60 \cdot 270^3}{36} + 60 \cdot 270 \cdot (210,2 - 180)^2 + \frac{15 \cdot 97,5^3}{12} + 15 \cdot 97,5 \cdot (210,2 - 48,7)^2 = 369413329 \text{ мм}^4;$$

момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y'^2_s = 369413329 + 6,67 \cdot 153,9 \cdot 175,2^2 +$$

$$+ 6,67 \cdot 78,5 \cdot 190,2^2 + 6,67 \cdot 78,5 \cdot 69,8^2 = 4,224 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Согласно п.3.2.1 максимально допустимое значение σ_{sp} без учета потерь равно

$\sigma_{sp} = 0,9R_{s,n} = 0,9 \cdot 650 = 585$ МПа.

Определим первые потери.

Потери от релаксации напряжений в арматуре согласно п.3.2.3 равны

$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 585 = 17,6$ 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 $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} = 17,6$ МПа, а усилие обжатия с учетом первых потерь равно

$P_{(1)} = A_{sp} (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 153,9(585-17,6) = 87323$Н.

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры (т.е. при $A'_{sp} = 0$) из формулы (3.8) имеем

$e_{0p1} = y_{sp} = 175,2$ мм.

В соответствии с п.3.2.10 проверим максимальное сжимающее напряжение бетона σ_{bp} от действия усилия $P_{(1)}$, вычисляя σ_{bp} по формуле (3.6) при $y_s = y = 210{,}2$ мм и принимая момент от собственного веса M равным нулю:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} = \frac{87323}{47036{,}2} + \frac{87323 \cdot 175{,}2 \cdot 210{,}2}{4{,}224 \cdot 10^8} = 9{,}46 \text{ МПа} < 0{,}9 R_{bp} =$$

$$= 0{,}9 \cdot 17{,}5 = 15{,}75 \text{ МПа},$$

т.е. требование п.3.2.10 выполняется.

Определяем вторые потери напряжений согласно пп.3.2.7 и 3.2.8.

Потери от усадки равны $\Delta\sigma_{sp5} = 0{,}0002 \cdot 2 \cdot 105 = 40$ МПа.

Потери от ползучести определяем по формуле (8.5), принимая значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b по классу бетона В25 (поскольку R_{bp} = 0,7В), т.е. согласно таблице 2.8 $\varphi_{b,cr} = 2{,}5$, согласно таблице 2.7 $E_b = 3 \cdot 10^5$ МПа.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 6{,}67; \quad \mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{153{,}9}{46962{,}4} = 3{,}28 \cdot 10^{-3}.$$

Определим напряжение бетона на уровне арматуры S по формуле (3.6) при $y_s = y_{sp} =$ $=175{,}2$ мм. Для этого определяем нагрузку от веса половины плиты:

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

и момент от этой нагрузке в середине пролета

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

(здесь $l = 5{,}7$ м – расстояние между прокладками при хранении плиты), тогда

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} - \frac{M y_s}{I_{red}} = \frac{87323}{47036{,}2} + \frac{87323 \cdot 175{,}2 \cdot 175{,}2}{4{,}224 \cdot 10^8} - \frac{4{,}4 \cdot 10^6 \cdot 175{,}2}{4{,}224 \cdot 10^8} =$$

$$= 6{,}38 \text{ МПа}.$$

Напряжение бетона на уровне арматуры S' (т.е. при $y_s = y'_s = 69{,}8$ мм)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{P_{(1)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} + \frac{M y_s}{I_{red}} = \frac{87323}{47036{,}2} - \frac{87323 \cdot 175{,}2 \cdot 69{,}8}{4{,}224 \cdot 10^8} + \frac{4{,}4 \cdot 10^6 \cdot 69{,}8}{4{,}224 \cdot 10^8} = 0{,}06 \text{ МПа}.$$

Потери от ползучести в арматуре S составят:

$$\Delta\sigma_{sp\,6} = \frac{0{,}8\varphi_{b,cr}\,\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 \pm \frac{e_{0\,p1}\,y_s\,A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0{,}8\varphi_{b,cr}\right)} =$$

$$\frac{0{,}8 \cdot 2{,}5 \cdot 6{,}67 \cdot 6{,}38}{1 + 6{,}67 \cdot 3{,}28 \cdot 10^{-3}\left(1 + \frac{175{,}2^{2} \cdot 47036{,}2}{4{,}224 \cdot 10^{8}}\right)\left(1 + 0{,}8 \cdot 2{,}5\right)} = 66{,}0 \text{ МПа}.$$

Вторые потери для арматуры S равны

$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 66 = 106$ МПа.

Суммарная величина потерь напряжения

$\Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 17{,}6 + 106 = 123{,}6$ МПа > 100 МПа,

следовательно, требование п.3.2.11 выполнено и потери не увеличиваем.

Напряжение σ_{sp2} с учетом всех потерь равно

$\sigma_{sp2} = 585 - 123{,}6 = 461{,}4$ МПа.

Для вычисления усилия предварительного обжатия вычислим усилие сжатие в ненапрягаемой арматуре S'. Потери от усадки принимаем $\Delta\sigma_{sp5} = 0{,}0002 \cdot 2 \cdot 10^{5} = 40$ МПа. Потери от ползучести по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp\,6} = \frac{0{,}8\varphi_{b,cr}\,\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 \pm \frac{e_{0\,p1}\,y_s\,A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0{,}8\varphi_{b,cr}\right)} =$$

$$= \frac{0{,}8 \cdot 2{,}5 \cdot 6{,}67 \cdot 0{,}06}{1 + 6{,}67 \cdot 3{,}28 \cdot 10^{-3}\left(1 - \frac{175{,}2 \cdot 69{,}8 \cdot 47036{,}2}{4{,}224 \cdot 10^{8}}\right)\left(1 + 0{,}8 \cdot 2{,}5\right)} = 0{,}8 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений P определяем по формуле (3.15). При этом сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре σ_s условно принимаем равным вторым потерям напряжений, вычисленным для уровня расположения арматуры S, т.е. $\sigma_s = \sigma_{sp2} = 106$ МПа, напряжение $\sigma'_s = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 0{,}8 = 40{,}8$ МПа.

$P = \sigma_{sp2}A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 461{,}4 \cdot 153.9 - 106 \cdot 78{,}5 - 40{,}8 \cdot 78{,}5 = 59494$ Н.

Эксцентриситет усилия P определяем по формуле (3.16):

$$e_{0\,p} = \frac{\sigma_{sp\,2}\,A_{sp}\,y_{sp} + \sigma'_s\,A'_s\,y'_s - \sigma_s\,A_s\,y_s}{P} =$$

$$\frac{461{,}4 \cdot 153{,}9 \cdot 175{,}2 + 40{,}7 \cdot 78{,}5 \cdot 69{,}8 - 106 \cdot 78{,}5 \cdot 190{,}2}{59494} = 186{,}3 \text{ мм}.$$

3.3 Изгибаемые элементы

Расчет элементов на действие изгибающих моментов

Общие указания

3.3.1 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 согласно пп. 3.3.5-3.3.13 в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$, 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

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \qquad (3.17)$$

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:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s};$$

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.

Значение ξ_R можно определять по таблице 3.1 в зависимости от отношения σ_{sp}/R_s.

Таблица 3.1

$\frac{\sigma_{sp}}{R_s}$	Значения ξ_R при растянутой арматуре классов									
	А600	Ан600С	А800	А1000	$В_р1200$	$В_р1300$	$В_р1400$	$В_р1500$	К1400	К1500
1,2	0,56	0,567	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,53	0,536	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,51	0,509	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,9	0,49	0,484	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,47	0,462	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,45	0,442	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,43	0,423	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,3	0,34	0,33
0,5	0,41	0,406	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

Примечания:

1 Предварительное напряжение σ_{sp} принимается с учетом всех потерь и коэффициента γ_{sp}=0,9;

2 При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение σ_{sp}, рекомендуется принимать σ_{sp}/R_s=0,6.

Если соблюдается условие $\xi < \xi_R$, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s допускается умножать на коэффициент условий работы γ_{s3}, определяемый по формуле:

$$\gamma_{s3} = \left(5 - \frac{\xi}{\xi_R}\right) / 4 \le 1,1$$

Если $\frac{\xi}{\xi_R} < 0,6$, можно принимать γ_{s3}= 1,1. Для арматуры класса Ан600С коэффициент γ_{s3} учитывать не следует.

3.3.2 Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой от внешней нагрузки зоне, вводится в расчет с напряжением σ_{sc}, равным (400 – σ'_{sp}) (в МПа), где σ'_{sp} определяется при коэффициенте γ_{sp} = 1,1.

При использовании в расчете коэффициента условий работы бетона γ_{b1}=0,9 (см.п.2.1.12) принимается σ_{sc} = 500 - σ'_{sp}.

Во всех случаях напряжение σ_{sc} принимается не более R_{sc}.

3.3.3 Если часть арматуры того же класса, что и напрягаемая, применяется без предварительного напряжения, в формулах пп.3.3.5 – 3.3.12 за величину A_{sp} принимается площадь сечения всей арматуры этого класса A_{sp1}, при этом значение ξ_R вычисляется согласно п.3.3.1, принимая значение σ_{sp} равным усредненному его значению $\sigma_{sp,m} = \sigma_{sp} \frac{A_{sp}}{A_{sp1}}$, а в значении A_s учитывается площадь сечения ненапрягаемой арматуры класса, отличного от класса напрягаемой арматуры.

Прямоугольные сечения

3.3.4 Расчет прямоугольных сечений (рисунок 3.3) производится в зависимости от относительной высоты сжатой зоны следующим образом:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b b h_0}, \qquad (3.18)$$

а) при $\xi_1 \le \xi_R$ (где ξ_R – см.п.3.3.1) – из условия

$$M \le R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a_p'), \qquad (3.19)$$

где

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b b}, \qquad (3.20)$$

здесь коэффициент γ_{s3} определяется по формуле

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + \alpha_c}{4\xi_R + \xi_1 + \alpha_c} \le 1{,}1, \qquad (3.21)$$

где

$$\alpha_c = \frac{R_{sc} A_s' + \sigma_{sc} A_{sp}' - R_s A_s}{R_b b h_0}.$$

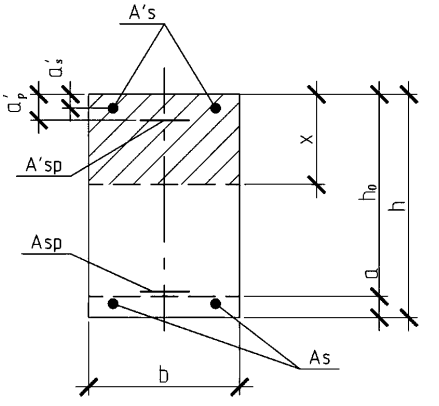


Рисунок 3.3 – Поперечное прямоугольное сечение изгибаемого железобетонного элемента

Допускается при отсутствии или малом количестве ненапрягаемой сжатой арматуры коэффициент γ_{s3} определяться в соответствии с п.3.3.1, принимая $\xi = \xi_1$;

б) при $\xi_1 > \xi_R$ – из условия

$$M \le \frac{2\alpha_m + \alpha_R}{3} R_b b h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a_p'), \qquad (3.22)$$

где $\alpha_m=\xi_1(1-\xi_1/2)$; $\alpha_R=\xi_R(1-\xi_R/2)$.

Если по формуле (3.20) $x<0$, то прочность сечения проверяется из условия

$$M \le (1{,}1R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - a'_s). \qquad (3.23)$$

3.3.5 В целях экономичного использования растянутой арматуры изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы выполнялось условие $\xi \le \xi_R$.

3.3.6 Требуемая площадь напрягаемой арматуры при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой зоне подбирается следующим образом.

Вычисляется значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}. \qquad (3.24)$$

Если $\alpha_m \le \alpha_R = \xi_R(1 - \xi_R/2)$ (где ξ_R – см.п.3.3.1), 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

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0 - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \qquad (3.25)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$; γ_{s3} – см п.3.3.1.

Если $\alpha_m > \alpha_R$, то требуется увеличить сечение, или повысить класс бетона, или установить сжатую ненапрягаемую арматуру согласно п.3.3.8.

3.3.7 Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры при известной площади напрягаемой арматуры A'_{sp} (например, принятой из условия ограничения начальных трещин) определяется по формуле

$$A'_s = \frac{M - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a'_s)}, \qquad (3.26)$$

где α_R – см п.3.3.5,б.

3.3.8 При наличии в сжатой зоне, учитываемой в расчете арматуры требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0 + \sigma_{sc} A'_{sp} + R_{sc} A'_s - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \qquad (3.27)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$.

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)}{R_b b h_0^2}, \qquad (3.28)$$

γ_{s3} - см.п.3.3.1.

При этом должно выполняться условие $\xi < \xi_R$. В противном случае площадь сечения арматуры в сжатой зоне должна быть принята согласно п.3.3.8.

Если $\alpha_m < 0$, значение A_{sp}, кроме арматура Ан600С, определяется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{M / (h_0 - a'_s) - R_s A_s}{1{,}1 R_s}. \qquad (3.29)$$

Тавровые и двутавровые сечения

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

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рисунок 3.4,а), т.е. соблюдается условие

$$\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s \le R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp}, \qquad (3.30)$$

где γ_{s3} определяется по формуле (3.21) при $\xi = h'_f / h_0$, расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b'_f в соответствии с указаниями п.3.3.5;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рисунок 3.4,б), т.е. условие (3.30) не соблюдается, расчет производится следующим образом в зависимости от относительной высоты сжатой зоны, равной

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{ov} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_0}, \qquad (3.31)$$

при $\xi_1 \le \xi_R$ (см.п.3.3.1) – из условия

$$M \le R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_b A_{ov} (h_0 - 0{,}5 h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p), \qquad (3.32)$$

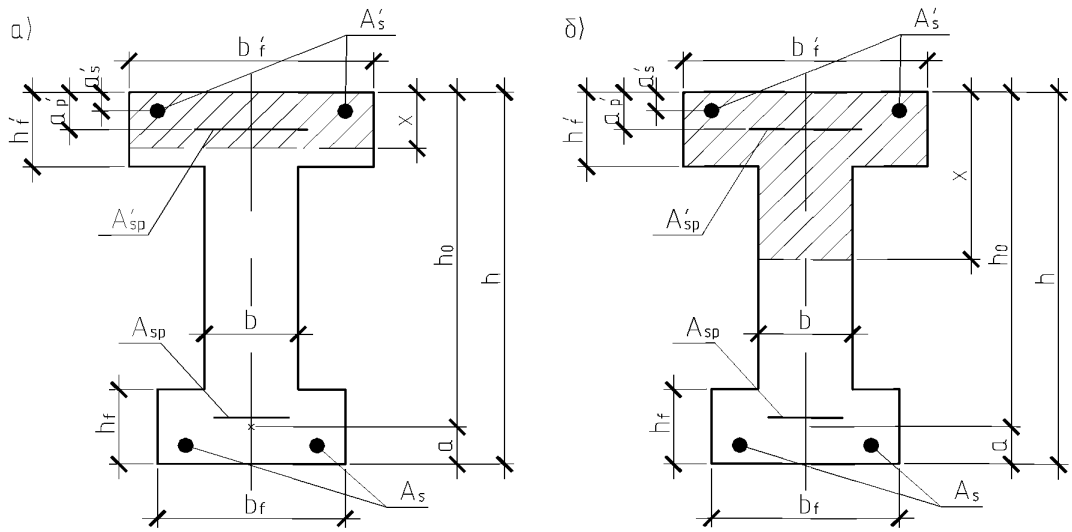
где

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{ov} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b}; \qquad (3.33)$$

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + \alpha_{ov}}{4\xi_R + \xi_1 + \alpha_{ov}} \le 1{,}1; \qquad (3.34)$$

$$\alpha_{ov} = \frac{R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_s}{R_b b h_0}. \qquad (3.35)$$

В формулах (3.31)-(3.35) $A_{ov} = (b'_f - b) h'_f$ – площадь сечения свесов сжатой полки;



а) расположение границы сжатой зоны в полке; б) то же, в ребре

Рисунок 3.4 – Форма сжатой зоны в двутавровом сечении железобетонного элемента

при $\xi_1 > \xi_R$ – из условия

$$M \le \frac{2\alpha_m + \alpha_R}{3} R_b b h_0^2 + R_b A_{ov} \left(h_0 - 0{,}5 h'_f\right) + R_{sc} A'_s \left(h_0 - a'_s\right) + + \sigma_{sc} A'_{sp} \left(h_0 - a'_p\right), \qquad (3.36)$$

где α_m и α_R – см.п.3.3.5,б.

Примечания

1 При переменной высоте свесов полки значение h'_f принимается равным средней высоте свесов.

2 Ширина сжатой полки b'_f, вводимая в расчет, не должна превышать значений, указанных в п.3.3.12.

3.3.10 Требуемая площадь сечения сжатой не напрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2 - R_b \left(b'_f - b\right) h'_f \left(h_0 - 0{,}5 h'_f\right) - \sigma_{sc} A'_{sp} \left(h_0 - a'_p\right)}{R_{sc} \left(h_0 - a'_s\right)}, \qquad (3.37)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R)$; ξ_R – см. п.3.3.1.

При этом, если $\xi_R \le h'_f / h_0$, значение A'_s определяется как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ согласно п.3.3.5.

3.3.11 Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется следующим образом:

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

$$M \le R_b b'_f h'_f \left(h_0 - 0,5 h'_f\right) + R_{sc} A_s \left(h_0 - a'_s\right) + \sigma_{sc} A'_{sp} \left(h_0 - a'_p\right), \qquad (3.38)$$

площадь сечения напрягаемой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ согласно пп.3.3.7 и 3.3.9;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (3.38) не соблюдается, площадь сечения напрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0 + R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_s}{\gamma_{s3} R_s}, \qquad (3.39)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$.

$$\alpha_m = \frac{M - R_b A_{ov} \left(h_0 - 0,5 h'_f\right) - R_{sc} A'_s \left(h_0 - a'_s\right) - \sigma_{sc} A'_{sp} \left(h_0 - a'_p\right)}{R_b b h_0^2}, \qquad (3.40)$$

γ_{s3} – см.п.3.3.9.

При этом должно соблюдаться условие $\xi \le \xi_R$. В противном случае площадь сечения сжатой арматуры должна быть принята согласно п.3.3.11.

6.1.1 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 $h'_f \ge 0,1h$ – 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 при $h'_f < 0,1h$ - $6h'_f$;

в) при консольных свесах полки

при $h'_f \ge 0,1h$ - $6h'_f$;

при $0,05\,h \le h'_f < 0,1h$ - $3h'_f$;

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

Элементы, работающие на косой изгиб

3.3.12 Расчет прямоугольных, тавровых, двутавровых и Г-образных сечений элементов, работающих на косой изгиб, допускается производить, принимая форму сжатой зоны по рисунку 8.5, при этом должно удовлетворяться условие

$$M_x \le R_b [S_{ov,x} + A_{web} (h_0 - x_1/3)] + R_{sc} S_{sx} + \sigma_{sc} S_{spx} , \qquad (3.41)$$

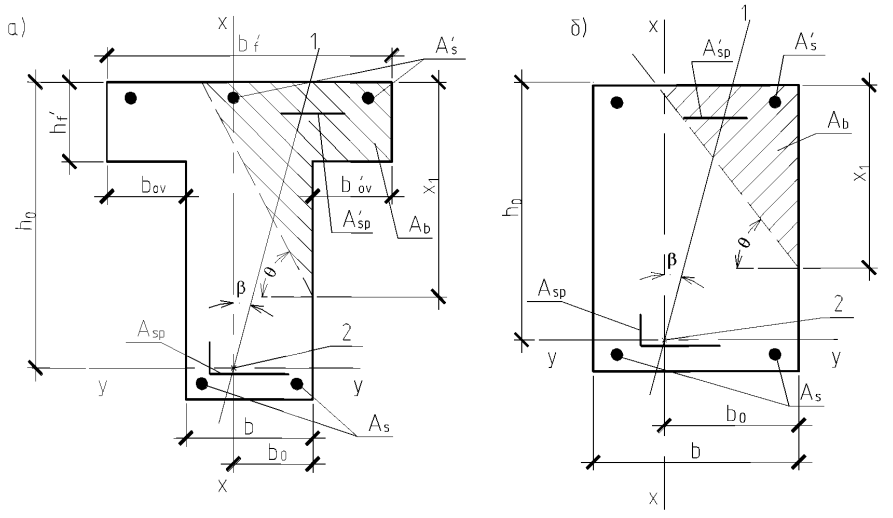
где M_x – составляющая изгибающего момента в плоскости оси x (за оси x и y принимаются две взаимно перпендикулярные оси, проходящие через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре, параллельно сторонам сечения; для сечения с полкой ось x принимается параллельно плоскость ребра);

$$A_{web} = A_b - A_{ov}; \tag{3.42}$$

A_b – площадь сечения сжатой зоны бетона, равная:

$$A_b = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b}; \tag{3.43}$$

A_{ov} – площадь сечения наиболее сжатого свеса полки;



а) тавровое сечение; б) прямоугольное сечение

1 – плоскость действия изгибающего момента;

2 – точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре

Рисунок 3.5 – Форма сжатой зоны в поперечном сечении железобетонного элемента, работающего на косой изгиб

x_1 – размер сжатой зоны по наиболее сжатой стороне сечения, определяемый по формуле

$$x_1 = -t + \sqrt{t^2 + 2 A_{web}\, b \operatorname{ctg} \beta}\ , \tag{3.44}$$

здесь $$t = 1{,}5\left(\frac{S_{ov,y}\,\mathrm{ctg}\,\beta - S_{ov,x}}{A_{web}} + b_0\,\mathrm{ctg}\,\beta - h_0\right), \qquad (3.45)$$

$S_{ov,x}$ – статический момент площади A_{ov} в плоскости оси x относительно оси y;

$S_{ov,y}$ – то же, в плоскости оси y относительно оси x;

b_0 – расстояние от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до наиболее сжатого боковой стороны сечения (или грани ребра);

β – угол наклона плоскости действия изгибающего момента к оси x, т.е. $\mathrm{ctg}\beta = M_x/M_y$;

S_{sx}, S_{spx} – статические моменты площади сечения соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры сжатой зоны относительно оси y.

При расчете прямоугольных сечений значения A_{ov}, $S_{ov,x}$ и $S_{ov,y}$ в формулах (3.41), (3.42) и (3.45) принимаются равными нулю.

Если $A_b < A_{ov}$ или если $x < 0{,}2h'_f$, расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$.

Если выполняется условие

$$x_1 < \frac{1{,}5\,A_{web}}{b + b_{ov}}, \qquad (3.46)$$

где b_{ov}– ширина наименее сжатого свеса полки, расчет производится без учета косого изгиба, т.е. по формулам пп. 3.3.5 и 3.3.10 на действие момента $M = M_x$; при этом следует проверить условие (3.34), принимая x_1 как при косом изгибе.

Приведенную методику расчета следует применять, если относительная высота сжатой зоны, измеренная по нормали к границе сжатой зоны и определяемая по формуле (8.47), меньше или равна ξ_R (см. п.3.3.1):

$$\xi_1 = \frac{b'_{ov}\,\mathrm{tg}\,\theta + x_1}{\left(b_0 + b'_{ov}\right)\mathrm{tg}\,\theta + h_0}, \qquad (3.47)$$

где b'_{ov} – ширина наиболее сжатого свеса;

θ – угол наклона прямой, ограничивающий сжатую зону, к оси y;

значение $\mathrm{tg}\theta$ определяется по формуле

$$\mathrm{tg}\,\theta = x_1^2 \,/\left(2\,A_{web}\right), \qquad (3.48)$$

где x_1 – значение, вычисляемое по формуле (3.44) при $\gamma_{s3} = 1{,}0$.

При проверке условия (3.41) коэффициент γ_{s3} в формуле (3.43) определяется согласно п.3.3.1, при значении ξ принимаемом равным:

при отсутствии в сжатой зоне полки $\xi = \xi_1$,

при наличии в сжатой зоне полки $\xi=(\xi_1 + \xi_R) / 2$.

Если выполняется условие

$$\xi_1 > \xi_R, \tag{3.49}$$

следует произвести повторный расчет с заменой в формуле (3.43) значения $\gamma_{s3}R_s$ напряжением σ_s, равным:

а) при $\xi \le \xi_{el}$

$$\sigma_s = \left(0,9 + 0,1\frac{\xi_{el} - \xi}{\xi_{el} - \xi_R}\right)R_s, \tag{3.50}$$

где ξ_{el} – относительная высота сжатой зоны сечения, соответствующая напряжению арматуры растянутой зоны, равной $0,9R_s$, и определяемая по формуле

$$\xi_{el} = \frac{0,8}{1 + \dfrac{0,9R_s - \sigma_{sp}}{\varepsilon_{b2}E_s}},$$

(здесь $\varepsilon_{b2} = 0,0035$ – предельная относительная деформация сжатого бетона)

или по таблице 3.2;

б) при $\xi > \xi_{el}$

$$\sigma_s = \left[\varepsilon_{b2}E_s\left(\frac{0,8}{\xi} - 1\right) + \sigma_{sp} + 0,9R_s\right] \Big/ 2. \tag{3.51}$$

Таблица 3.2

$\frac{\sigma_{sp}}{R_s}$	Значение ξ_{el} при растянутой арматуре классов									
	А600	Ан600С	А800	А1000	$В_р$1200	$В_р$1300	$В_р$1400	$В_р$1500	К1400	К1500
1,2	1,03	1,05	1,14	1,24	1,40	1,48	1,60	1,72	1,81	1,98
1,1	0,94	0,95	1,00	1,05	1,12	1,15	1,20	1,24	1,27	1,33
1,0	0,86	0,87	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96	0,97	0,98	1,00
0,9	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
0,8	0,74	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,69	0,68	0,67	0,67
0,7	0,70	0,69	0,67	0,65	0,62	0,61	0,60	0,59	0,58	0,57
0,6	0,65	0,65	0,62	0,59	0,56	0,55	0,53	0,52	0,51	0,50
0,5	0,62	0,61	0,57	0,54	0,51	0,50	0,48	0,47	0,46	0,45

Примечание – Предварительное напряжение σ_{sp} принимается с учетом всех потерь и коэффициента $\gamma_{sp} = 0.9$.

Расчет на косой изгиб производиться на основе нелинейной деформационной модели, если соблюдаются условия:

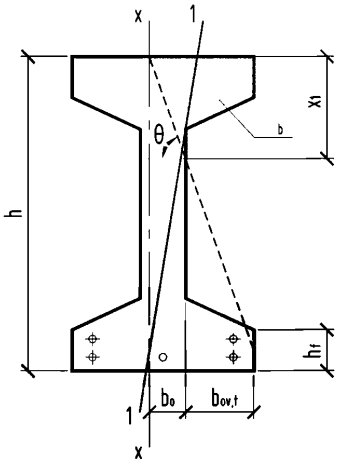
для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне

$$x_1 > h;$$

для двутавровых и тавровых сечений с полкой в растянутой зоне

$$x_1 > h - h_f - b_{ov,t}\mathrm{tg}\theta,$$

где h_f, $b_{ov,t}$ - высота и ширина наименее растянутого свеса полки (рисунок 3.6).



1-1 – плоскость действия изгибающего момента

Рисунок 3.6 – Двутавровое сечение со сжатой зоной, заходящей наименее растянутый свес полки

При использовании формул настоящего пункта за растянутую арматуру площадью A_{sp} и A_s рекомендуется принимать арматуру располагаемую вблизи растянутой грани, параллельной оси y, а за сжатую арматуру площадью A'_{sp} и A'_s – арматуру, располагаемую вблизи растянутой грани, параллельной оси y, но по одну наиболее сжатую сторону от оси x (см. рисунок 3.6).

Если арматура распределена по сечению, что не позволяет до расчета определить площадь и центры тяжести сечений растянутой и сжатой арматуры, расчет также производится на основе нелинейной деформационной модели.

Примеры расчета

Пример 2. 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} = 1606 мм^2 (2∅32); предварительное напряжение при γ_{sp} = 0,9 с учетом всех потерь σ_{sp2} = 440 МПа; ненапрягаемая арматура класса А600 (R_s = 520 МПа) площадью сечения A_s = 236 мм^2 (3∅10); изгибающий момент M = 570 кН·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $h_0 = h - a$ = 700 – 50 = 650 мм. Площадь арматуры $A_{sp1} = A_{sp} + A_s$ = 1606 + 236 = 1842 мм^2. По формуле (3.18) определим значение ξ_1:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp1}}{R_b b h_o} = \frac{520 \cdot 1842}{14,5 \cdot 300 \cdot 650} = 0,338 .$$

Определим значение $\sigma_{sp.m} = .\sigma_{sp} \frac{A_{sp}}{A_{sp1}} = 440 \cdot \frac{1609}{1842} = 384$.

По таблице 3.1 при классе арматуры А600 и при $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{384}{520} = 0,738$ находим ξ_R = 0,457.

Поскольку ξ_1 = 0,338<ξ_R =0,457, расчет ведем из условия (3.19), определяя высоту сжатой зоны x по формуле (3.20).

Так как сжатая арматура отсутствует, коэффициент вычисляем по формуле (3.21):

$$\gamma_{s3} = \frac{5\xi_R + \alpha_c}{4\xi_R + \xi_1 + \alpha_c} = \frac{5 \cdot 0,457}{4 \cdot 0,457 + 0,338} = 1,055 < 1,1 .$$

Тогда $x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b} = \frac{1,055 \cdot 520 \cdot 1842}{14,5 \cdot 300} = 232,3$ мм ,

$R_b bx(h_0 - 0,5x)$ = 14,5·300·232,3·(650 - 0,5·232,3) = 539,5·10^{6}Н·мм =

= 539,5 кН·м< М = 570 кН·м,

т.е. прочность сечения не обеспечена.

Пример 3. 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 Ан600С (R_s = 560 МПа) площадью сечения: в растянутой зоне A_{sp} =3217 мм^2 (4∅32), в сжатой зоне A'_{sp} = 402 мм^2 (2∅16); ненапрягаемая арматура класса Ан600С (R_s = 560 МПа) площадью сечения в растянутой зоне A_s = 157 мм^2 (2∅10); предварительное напряжение с учетом всех потерь: для арматуры в растянутой зоне σ_{sp2} = 485 МПа, для арматуры в сжатой зоне σ'_{sp2} = 485 МПа; изгибающий момент от всех нагрузок M = 790 кН·м, от кратковременных нагрузок M_{sh} = 40 кН·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. h_0 = 700 - 60 = 640 мм. Проверим прочность сечения при действии всех нагрузок.

Определяем напряжение в напрягаемой арматуре сжатой зоны σ_{sc} согласно п.3.3.3, учитывая коэффициент γ_{sp} = 1,1:

σ_{sc} = 400 -1,1·485 = -133,5 МПа.

Площадь арматуры $A_{sp1} = A_{sp} + A_s$ = 3217 + 157 = 3374 мм^2.

По формуле (3.18) определяем значения ξ_1:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp1} - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_o} = \frac{560 \cdot 3374 + 133,5 \cdot 402}{17 \cdot 300 \cdot 640} = 0,595 .$$

Предварительное напряжение арматуры растянутой зоны принимаем с учетом коэффициента γ_{sp} = 0,9, т.е. σ_{sp} = 0,9·485 = 436,5 МПа.

Определим значение $\sigma_{sp.m} = \sigma_{sp} \frac{A_{sp}}{A_{sp1}} = 436,5 \cdot \frac{3217}{3374} = 416 .$

По таблице 3.1 при классе арматуры Ан600С и при $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{416}{560} = 0,743$ находим ξ_R = 0,451. Поскольку ξ_1 = 0,595>ξ_R = 0,451 , прочность сечения проверяем из условия (3.22), принимая $\alpha_m = \xi_1(1- \xi_1/2)$ = 0,595(1-0,595/2) = 0,418, $\alpha_R = \xi_R(1- \xi_R/2)$ = 0,451(1 - 0,451/2)=0,349,

$$\frac{2\alpha_m + \alpha_R}{3} R_b b h_o^2 + \sigma_{sc} A'_s (h_o - a'_s) = \frac{2 \cdot 0,418 + 0,349}{3} 17 \cdot 300 \cdot 640^2 -$$

$$- 133,5 \cdot 402 (640 - 30) = 792,4 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} = 792,4 \text{ кН·м} > M = 690 \text{ кН·м},$$

т.е. прочность сечения на действие всех нагрузок обеспечена.

Так как момент от кратковременной нагрузки (40 кН·м) составляет весьма малую долю от полного момента (690 кН·м), проверим прочность сечения на действие только постоянных и длительных нагрузок при M = 790 - 40 = 750 кН·м. При этом учитываем коэффициент γ_{b2}=0,9 т.е. R_b = 0,9·17 = 15,3 МПа, а напряжение σ_{sc} принимаем равным σ_{sc} = 500 - 1,1·485 = -33,5 МПа. Тогда

$$\xi_1 = \frac{560 \cdot 3374 + 33,5 \cdot 402}{15,4 \cdot 300 \cdot 640} = 0,644 > \xi_R = 0,451 ;$$

α_m = 0,644(1-0,644/2) = 0,437;

$$\frac{2 \cdot 0,437 + 0,349}{3} 15,3 \cdot 300 \cdot 640^2 - 33,5 \cdot 402 \cdot 610 = 758,2 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} =$$

$$= 758,2 \text{ кН·м} > M = 750 \text{ кН·м},$$

т.е. прочность сечения обеспечена при любых воздействиях.

Пример 4. 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 А800 (R_s = 695 МПа); сжатая не напрягаемая арматура класса А500С (R_{sc} = 400 МПа) площадью сечения A'_s = 760 мм^2 (2∅22); изгибающий момент M = 490 кН·м.

Требуется определить площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны.

Расчет. h_0 = 700 - 50 = 650 мм. Площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяем согласно п.3.3.9. По формуле (3.28) вычисляем значение α_m:

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_o - a'_s)}{R_b b h_o^2} = \frac{490 \cdot 10^6 - 400 \cdot 760 (650 - 50)}{14,5 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,167$$

Тогда $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,167} = 0,184$.

Из таблицы 3.1 при классе арматуры А800, принимая согласно примечания 2 σ_{sp}/R_s = 0,6, находим значение ξ_R = 0,41 > 0,184.

Тогда γ_{s3} найдем в соответствии с п.3.1.1:

$$\gamma_{s3} = \frac{5}{4} - \frac{\xi}{3\xi_R} = \frac{5}{4} - \frac{0.184}{3 \cdot 0,41} = 1,1 > 1,1 .$$

Принимаем γ_{s3}=1,1.

Отсюда

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o}{\gamma_{s3} R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,184 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 650}{1,1 \cdot 695} + 760 \frac{400}{1,1 \cdot 695} = 1078 \text{ мм}^2 .$$

Принимаем в сечении 2∅25 + 1∅16 (A_{sp} = 1183,1 мм^2).

Пример 5. 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. $h_0 = h - a$ = 300 – 30 = 270 мм. Расчет ведем согласно п.3.3.12 в предположении, что сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется.

Проверяем условие (3.38):

$$R_b b'_f h'_f \left(h_o - 0,5 h'_f\right) = 14,5 \cdot 1120 \cdot 30 (270 - 0,5 \cdot 30) = 124,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} =$$

$$= 124,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 32 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$=1120 мм согласно п.3.3.7.

Определим значение α_m по формуле (3.24):

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{32 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1120 \cdot 270^2} = 0,027 .$$

По таблице 3.1 при классе арматуры А600 и σ_{sp}/R_s= 0,6 находим ξ_R = 0,43. Тогда $\alpha_R = \xi_R(1 - \xi_R/2)$ = 0,43(1-0,43/2) = 0,337>α_m = 0,027, т.е. сжатой арматуры действительно не требуется, и площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (3.25).

Для этого определяем $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,027} = 0,0274$ и коэффициент γ_{s3} согласно п.3.3.2. Так как ξ/ξ_R = 0,0274/0,43 < 0,6 принимаем γ_{s3}=1,1.

Тогда при A_s = 0

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,0274 \cdot 14,5 \cdot 1120 \cdot 270}{1,1 \cdot 520} = 210 \text{ мм}^2 .$$

Принимаем 1∅18 А600 (A_{sp} = 254,5 мм^2).

Пример 6. 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 = 560 МПа) площадью сечения A_{sp} = 1900 мм^2 (5∅22); ненапрягаемая сжатая арматура класса Ан600С (R_{sc}=400МПа) площадью сечения A'_s = 157 мм^2 (2∅10); предварительное напряжение арматуры при γ_{sp} = 0,9 с учетом всех потерь σ_{sp} = 440 МПа; изгибающий момент M = 770 кН·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет, h_0 = 900 - 72 = 828 мм. Проверяем условие (3.30) при коэффициенте γ_{s3} = 1:

$$R_b b'_f h'_f + R_{sc} A'_s = 17 \cdot 280 \cdot 200 + 400 \cdot 157 = 1014800 \text{ Н} < \gamma_{s3} R_s A_{sp} = 560 \cdot 1900 =$$
$$= 1064000 \text{ Н},$$

т.е. условие (3.30) и, следовательно, граница сжатой зоны проходит в ребре, а прочность сечения проверяем согласно п.3.3.10,б.

Площадь сечения сжатых свесов полки равна

$A_{ov} = (b'_f - b)h'_f$ = (280 - 80) 200 = 40000 мм^2.

По формуле (3.31) определяем значение ξ_1:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} - R_b A_{ov} - R_{sc} A'_s}{R_b b h_o} = \frac{560 \cdot 1900 - 17 \cdot 40000 - 400 \cdot 157}{17 \cdot 80 \cdot 828} = 0,285 .$$

Из таблицы 3.1 при классе арматуры Ан600С и σ_{sp}/R_s = 440/560 = 0,785 находим ξ_R = 0,459.

Поскольку ξ_1 = 0,285 < ξ_R =0,459, расчет ведем при коэффициенте γ_{s3} = 1 из условия (3.32).

Высота сжатой зоны равна

$$x = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} - R_b A_{ov} - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{1{,}0 \cdot 560 \cdot 1900 - 17 \cdot 40000 - 400 \cdot 157}{17 \cdot 80} = 236{,}2 \text{ мм.}$$

Тогда

$$R_b bx(h_o - 0{,}5x) + R_b A_{ov}(h_o - 0{,}5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_o - a'_s) =$$

$$= 17 \cdot 80 \cdot 236{,}2(828 - 0{,}5 \cdot 236{,}2) + 17 \cdot 40000 (828 - 0{,}5 \cdot 200) + 400 \cdot 157 (828 - 40) =$$

$$= 772{,}6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 772{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м} > 770 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 7. Дано: размеры сечения b'_f = 280 мм, h'_f = 200 мм, b = 80 мм, h = 900мм; a = 90 мм; a'_s= 40 мм; бетон класса В35 (R_b = 19,5 МПа); напрягаемая арматура в растянутой зоне класса К1400 (R_s = 1215 МПа); ненапрягаемая сжатая арматура класса А500С (R_{sc} = 400 МПа) площадью сечения A'_s = 157 мм^2 (2∅12); изгибающий момент M = 1000 кН·м.

Требуется подобрать сечение напрягаемой арматуры.

Расчет. $h_0 = h - a$ = 900 – 90 = 810 мм. Расчет ведем согласно п.3.3.12.

Проверяем условие (3.38):

$$R_b b'_f h'_f (h_o - 0{,}5h'_f) + R_{sc} A_s (h_o - a'_s) = 19{,}5 \cdot 280 \cdot 200 (810 - 0{,}5 \cdot 200) +$$

$$+ 400 \cdot 157 (810 - 40) = 823{,}7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 823{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 1000 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в ребре, и поэтому требуемую арматуру определяем по формуле (3.39).

Площадь сжатых свесов полки равна

$A_{ov} = (b'_f - b)h'_f = (280 - 80)200 = 40000$ мм^2.

По формуле (3.40) определяем значение α_m:

$$\alpha_m = \frac{M - R_b A_{ov}(h_o - 0{,}5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_o - a'_s)}{R_b b h_o^2} =$$

$$= \frac{1000 \cdot 10^6 - 19{,}5 \cdot 40000 (810 - 0{,}5 \cdot 200) - 400 \cdot 157 (810 - 40)}{19{,}5 \cdot 80 \cdot 810^2} = 0{,}389.$$

Тогда $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}389} = 0{,}529$.

Из таблицы 3.1 при классе арматуры К1400 и при σ_{sp}/R_s = 0,6 находим ξ_R = 0,34.

Так как ξ = 0,529>ξ_R = 0,34, сжатой арматуры поставлено недостаточно, и необходимую ее площадь определяем по формуле (3.37), принимая

$\alpha_R = \xi_R(1-0{,}5\xi_R) = 0{,}34(1-0{,}5 \cdot 0{,}34) = 0{,}282$,

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_o^2 - R_b A_{ov}\left(h_o - 0{,}5 h'_f\right)}{R_{sc}\left(h_o - a'_s\right)} =$$

$$= \frac{1000 \cdot 10^6 - 0{,}282 \cdot 19{,}5 \cdot 80 \cdot 810^2 - 19{,}5 \cdot 40000 \left(810 - 0{,}5 \cdot 200\right)}{400\left(810 - 40\right)} = 611{,}3 \text{ мм}^2.$$

Сжатую арматуру принимаем в виде 2∅20 (A'_s= 628 мм^2>611,3 мм^2) и снова аналогично определяем значение ξ

$$\alpha_m = \frac{1000 \cdot 10^6 - 19{,}5 \cdot 40000 \cdot 710 - 400 \cdot 628 \cdot 770}{19{,}5 \cdot 80 \cdot 810^2} = 0{,}246 .$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}246} = 0{,}287 .$$

В соответствии с п.3.3.1 определяем γ_{s3}

$$\gamma_{s3} = \frac{5}{4} - \frac{\xi}{4\xi_R} = \frac{5}{4} - \frac{0{,}246}{4 \cdot 0{,}34} = 1{,}07 < 1{,}1$$

Тогда

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_o + R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0{,}287 \cdot 19{,}5 \cdot 80 \cdot 810 + 19{,}5 \cdot 40000 + 400 \cdot 628}{1{,}07 \cdot 1215} =$$

$$= 1072 \text{ мм}^2.$$

Принимаем A_{sp} = 1132 мм^2 (8∅15).

Пример 8. Дано: железобетонный прогон кровли с уклоном 1:4; размеры сечения по рисунок 3.7; класс бетона В25 (R_b = 14,5 МПа); растянутая напрягаемая арматура класса Ан600С (R_s = 560 МПа) площадью сечения A_{sp} = 254,5 мм^2 (1∅18); сжатая ненапрягаемая площадью сечения арматура класса Ан600С (R_{sc} = 400 МПа) площадью сечения A'_s= 157 мм^2 (2∅10); предварительное напряжение арматуры при γ_{sp} = 0,9 с учетом всех потерь σ_{sp2} = 440 МПа.

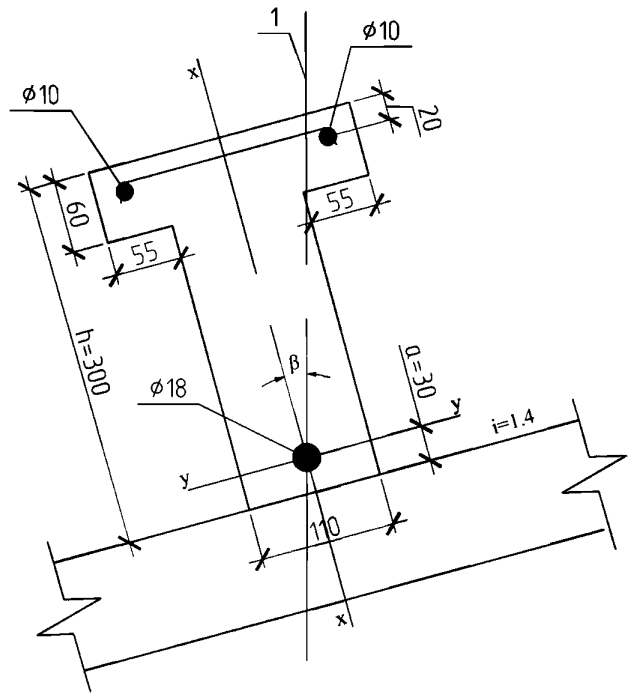
Требуется определить предельный изгибающий момент в вертикальной плоскости.

Расчет ведем без учета стержня, расположенного в наименее сжатом свесе полки. Из рисунка 3.7 имеем:

$h_0 = h - a$ = 300 - 30 = 270 мм; b_0 = 110/2 = 55 мм; $b_{ov} = b'_{ov}$ = 55 мм; h'_f = 60 мм.

Определяем площадь сжатой зоны бетона по формуле (3.43), учитывая один сжатый стержень ∅10, т.е. A'_s= 78,5 мм^2 и принимая γ_{s3} = 1,0:

$$A_b = \frac{\gamma_{s3} R_s A_{sp} - R_{sc} A'_s}{R_b} = \frac{560 \cdot 254{,}5 - 400 \cdot 78{,}5}{14{,}5} = 7663 \text{ мм}^2.$$



1 – плоскость действия изгибающего момента

Рисунок 3.7 – К примеру расчета 8

Площадь сечения наиболее сжатого свеса и ее статические моменты относительно осей x и y соответственно равны:

$A_{ov} = b'_{ov}h'_f = 55 \cdot 60 = 3300$ мм^2;

$S_{ov,y} = A_{ov}(b_0 + 0{,}5b'_{ov}) = 3300(55+0{,}5 \cdot 55) = 272250$ мм^3;

$S_{ov,x} = A_{ov}(b_0 + 0{,}5h'_f) = 3300(270 - 0{,}5 \cdot 60) = 792000$ мм^3.

Так как $A_b > A_{ov}$ далее расчет продолжаем как для таврового сечения.

$A_{web} = A_b - A_{ov} = 7663 - 3300 = 4363$ мм^2.

Определяем размер сжатой зоны x_1 по формуле (3.44), принимая ctg$\beta = 4$:

$$t = 1{,}5\left(\frac{S_{ov,y}\operatorname{ctg}\beta - S_{ov,x}}{A_{web}} + b_o\operatorname{ctg}\beta - h_o\right) = 1{,}5\left(\frac{272250 \cdot 4 - 792000}{4363} + 55 \cdot 4 - 270\right) = 27{,}1 \text{ мм};$$

$$x_1 = -t + \sqrt{t^2 + 2A_{web}\, b\operatorname{ctg}\beta} = -27{,}1 + \sqrt{27{,}1^2 + 2 \cdot 4363 \cdot 4} = 161{,}7 \text{ мм}.$$

Проверим условие (3.46):

$$\frac{1{,}5A_{web}}{b + b_{ov}} = \frac{1{,}5 \cdot 4363}{110 + 55} = 39{,}7 \text{ мм} < x_1 = 161{,}7 \text{ мм},$$

следовательно, расчет продолжаем по формулам косого изгиба.

Определим значение ξ по формуле (3.47), вычислив

$$\text{tg}\,\theta = \frac{x_1^2}{(2A_{web})} = \frac{161,7^2}{2 \cdot 4363} = 3,0;$$

$$\xi_1 = \frac{b'_{ov}\,\text{tg}\,\theta + x_1}{(b_o + b'_{ov})\text{tg}\,\theta + h_o} = \frac{55 \cdot 3 + 161,7}{(55 + 55)3 + 270} = 0,545\ .$$

Из таблицы 3.1 при классе арматуры Ан600С при $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{440}{560} = 0,785$ находим ξ_R = 0,459.

Поскольку ξ_1 = 0,545>ξ_R = 0,459, расчет повторяем, заменяя в формуле (3.43) значение $\gamma_{s3}R_s$ на напряжение σ_s определенное по формуле (3.50) или (3.51).

Из таблицы 3.2 при классе арматуры Ан600С и при $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = 0,785$ находим

ξ_{el} = 0,733> ξ_1 = 0,545.

Тогда $\sigma_s = \left(0,9 + 0,1\frac{\xi_{el} - \xi}{\xi_{el} - \xi_R}\right)R_s = \left(0,9 + 0,1\frac{0,733 - 0,545}{0,733 - 0,459}\right)560 = 542$ МПа ;

$$A_b = \frac{542 \cdot 254,5 - 400 \cdot 78,5}{14,5} = 7348 \text{ мм}^2;$$

A_{web} = 7348 - 3300 = 4048 мм^2;

$$t = 1,5\left(\frac{272300 \cdot 4 - 792000}{4048} + 55 \cdot 4 - 270\right) = 35,1 \text{ мм};$$

$$x_1 = -35,1 + \sqrt{35,1^2 + 2 \cdot 4048 \cdot 4} = 148 \text{ мм}.$$

Проверим условие (3.46):

$$\frac{1,5A_{web}}{b + b_{ov}} = \frac{1,5 \cdot 4048}{110 + 55} = 36,8 \text{ мм} < x_1 = 148 \text{ мм},$$

следовательно, расчет продолжаем по формулам косого изгиба.

Определим значение ξ по формуле (3.47), вычислив

$$\text{tg}\,\theta = \frac{x_1^2}{(2A_{web})} = \frac{148^2}{2 \cdot 4048} = 2,7;$$

$$\xi_1 = \frac{b'_{ov}\,\text{tg}\,\theta + x_1}{(b_o + b'_{ov})\text{tg}\,\theta + h_o} = \frac{55 \cdot 2,7 + 148}{(55 + 55)2,7 + 270} = 0,523\ .$$

Так, как значение полученных x отличаются более чем на (161,7–148)/(161,7)·100%=8,5% , то проведем еще одну итерацию, принимая ξ_i равным полусумме значений ξ_i, полученных на данном и предыдущем этапе итераций ξ_i = (0,545+0,523)/2=0,534:

Так как $\xi_i = 0{,}534 < \xi_{el} = 0{,}733$, то напряжение σ_s, определяется по формуле:

$$\sigma_s = \left(0{,}9 + 0{,}1\frac{\xi_{el} - \xi}{\xi_{el} - \xi_R}\right)R_s = \left(0{,}9 + 0{,}1\frac{0{,}733 - 0{,}534}{0{,}733 - 0{,}459}\right)560 = 545 \text{ МПа} .$$

Тогда $A_b = \frac{545 \cdot 254{,}5 - 400 \cdot 78{,}5}{14{,}5} = 7400 \text{ мм}^2$;

$A_{web} = 7400 - 3300 = 4100$ мм^2;

$$t = 1{,}5\left(\frac{272300 \cdot 4 - 792000}{4100} + 55 \cdot 4 - 270\right) = 33{,}7 \text{ мм};$$

$$x_1 = -33{,}7 + \sqrt{33{,}7^2 + 2 \cdot 4100 \cdot 4} = 150{,}5 \text{ мм}.$$

Так, как значение полученныхx отличаются не более чем на (148–150,5)/(148)·100%=-1,7%<5%, то итерации прекращаем.

Определяем предельный изгибающий момент в плоскости оси x из условия (3.41)

$$M_{x,u} = R_b\left[S_{ov,x} + A_{web}\left(h_o - x_1/3\right)\right] + R_{sc}S_{sx} =$$

$$= 14{,}5\left[792000 + 4100\left(270 - 150{,}5/3\right)\right] + 400 \cdot 78{,}5\left(270 - 30\right) = 32 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Предельный изгибающий момент в вертикальной плоскости равен

$$M_{ult} = M_{x,u}/\cos\beta = M_{x,u}\frac{\sqrt{\operatorname{ctg}^2\beta + 1}}{\operatorname{ctg}\beta} = 32\frac{\sqrt{4^2 + 1}}{4} = 33 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.4 Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия

3.4.1 При расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, равная

$$N_p = \left(\sigma'_{sp} - 330\right)A'_{sp} + \sigma_{sp}A_{sp}, \qquad (3.52)$$

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 γ_{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 таблице 2.5 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.

3.4.2 Расчет элементов прямоугольного сечения, а также таврового сечения с полкой в менее обжатой зоне (рисунок 3.8) в стадии обжатия производится из условия

$$N_p e \le R_b^{(p)} bx\,(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s \left(h_0 - a'\right), \tag{3.53}$$

где высота сжатой зоны x определяется в зависимости от величины ξ_R, определяемой согласно п.3.1.1.3 и таблице.3.3 по ненапрягаемой арматуре менее обжатой зоны площадью сечения A_s:

а) при $\xi = \dfrac{N_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b^{(p)} b h_0} \le \xi_R$ $\quad x = h_0 \xi$;

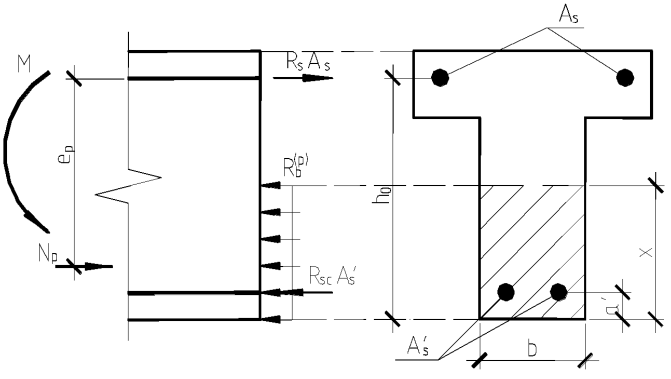


Рисунок 3.8 – Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с прямоугольной сжатой зоной в стадии предварительного обжатия

б) при $\xi > \xi_R$

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \dfrac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b^{(p)} b + \dfrac{2 R_s A_s}{h_0 (1-\xi_R)}}; \tag{3.54}$$

e – см. п.3.4.4.

3.4.3 Расчет элементов двутаврового, а так же 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

$$N_p \le R_b^{(p)} b'_f h'_f - R_s A_s + R_{sc} A'_s, \qquad (3.55)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b'f согласно п.3.4.2;

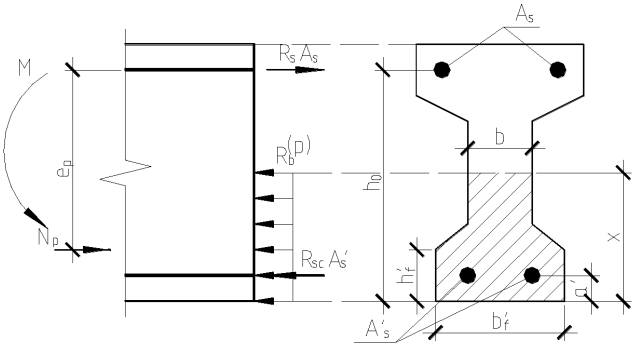


Рисунок 3.9 – Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне в стадии предварительного обжатия

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рисунок 3.9), т.е. условие (3.55) не соблюдается, расчет производится из условия

$$N_p e \le R_b^{(p)} bx\,(h_0 - 0{,}5x) + R_b^{(p)} (b'_f - b) h'_f\,(h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \qquad (3.56)$$

где высота сжатой зоны *x* определяется по формулам:

при $\xi = \dfrac{N_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b^{(p)} (b'_f - b) h'_f}{R_b^{(p)} b h_0} \le \xi_R$ $x = \xi h_0$,

где ξ_R – см п.3.3 и таблицы 3.3;

при $\xi > \xi_R$

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \dfrac{1+\xi_R}{1-\xi_R} - R_{sc} A'_s - R_b^{(p)} (b'_f - b) h'_f}{R_b^{(p)} b + \dfrac{2 R_s A_s}{h_0 (1-\xi_R)}}; \qquad (3.57)$$

e – см. п.3.4.4.

3.4.4 Значение *e* в условиях (3.53) и (3.56) определяется по формуле

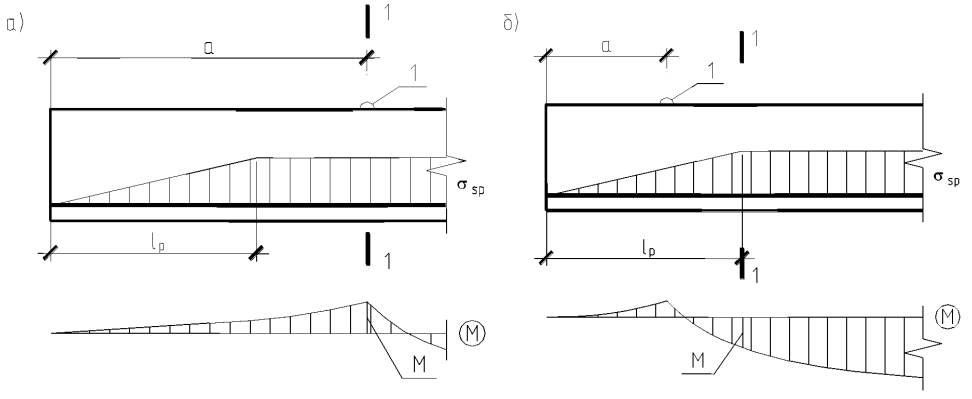
$$e = e_p \pm \frac{M}{N_p}, \qquad (3.58)$$

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.

Таблица 3.3

Класс арматуры	A240	A400	A500	B500
Значение ξ_R	0,612	0,531	0,493	0,502
Значение α_R	0,425	0,390	0,372	0,376



а) случай когда а >l_p; б) случай когда а <l_p;

1-1 - расчетное сечение; 1 - монтажная петля

Рисунок 3.10 – К определению момента М при расчете в стадии предварительного обжатия

При этом рассматривается сечение в месте строповки элемента (см. рисунок 3.10,а), или, если это сечение пересекает зону передачи напряжений (см.п.3.2.11) – сечение в конце этой зоны (см. рисунок 3.10,б). В обоих случаях, если момент M растягивает верхнюю (менее обжатую) зону, его следует учитывать с коэффициентом динамичности 1,4 (см.п.1.8) и

коэффициентом надежности по нагрузке γ_f = 1,1; в противном случае – без коэффициента динамичности и при γ_f = 0,9.

Примеры расчета

Пример 9. Дано: ребристая плита покрытия длиной 5,55м с поперечным сечением ребра по рисунку 3.11; напрягаемая арматура класса Ан600С 1∅25; предварительное напряжение с учетом первых потерь при γ_{sp} =1,1 $\sigma_{sp(1)}$ = 620 МПа; передаточная прочность бетона R_{bp} = 17,5 МПа; масса плиты 2,2 т; монтажные петли расположены у торцов плиты.

Требуется проверить прочность плиты в стадии обжатия.

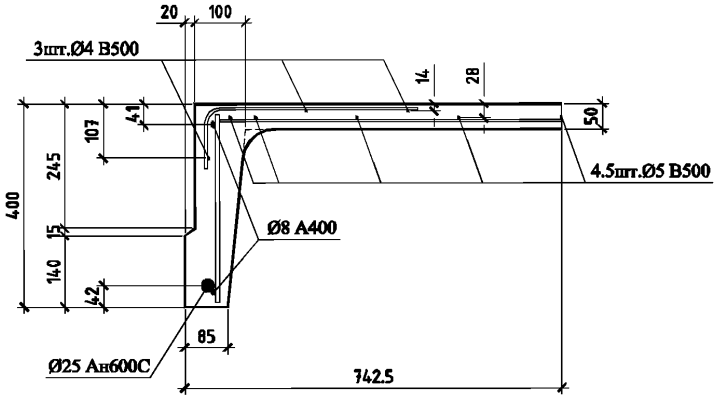


Рисунок 3.11 – К примеру расчета 9

Расчет. Из рисунка 3.11 видно, что напрягаемая арматура в виде 1∅25 располагается только в наиболее обжатой зоне, т.е.A'_{sp}= 490,9 мм^2, A_{sp} = 0,0.

Тогда усилие обжатия согласно формуле (3.52) равно

$N_p = (\sigma'_{sp} - 330) A'_{sp} = (620\text{-}330)\ 490{,}9 = 142361\text{Н} = 142{,}4\text{кН}$.

Ненапрягаемую арматуру 1∅8А400, расположенную в наиболее обжатой зоне, в расчете не учитываем, поскольку она не удовлетворяет конструктивным требованиям п.10.3.17, т.е. $A'_s = 0.0$.

В менее обжатой зоне располагается ненапрягаемая арматура 1∅8 А400 (A_{s1}=50,3мм^2), 4.5∅5 В500 (A_{s2} = 88,4 мм^2), 2∅4 В500 (A_{s3} = 25,1 мм^2), 1∅4 В500 (A_{s4} = 12,5 мм^2). Расстояние центра тяжести этой арматуры от верхней грани равно:

$$a = \frac{A_{s1}a_{s1} + A_{s2}a_{s2} + A_{s3}a_{s3} + A_{s4}a_{s4}}{A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + A_{s4}} = \frac{50,3 \cdot 41 + 88,4 \cdot 28 + 25,1 \cdot 14 + 12,5 \cdot 107}{50,3 + 88,4 + 25,1 + 12,5} = 35,3 \text{ мм.}$$

Следовательно, $h_0 = h - a = 400 - 35,3 = 365$ мм.

Определяем значение e согласно п.3.4.4. Расстояние центра тяжести напрягаемой арматуры от нижней грани равно $a'_p = 42$ мм. Тогда $e_p = h_0 - a_p = 365 - 42 = 323$ мм.

Равномерно распределенная нагрузка от половины веса плиты при учете указания

$$q = \frac{2200}{5,55} \cdot \frac{0,01}{2} = 1,98 \text{ кН/м.}$$

Определяем длину зоны передачи напряжения согласно п.3.2.11. Значение R_{bt}, соответствующее передаточной прочности бетона $R_{bp} = 17,5$ МПа, т.е. при В17,5, равно $R_{bt} = 0,825$ МПа. Тогда $R_{bond} = \eta R_{bt} = 2,5 \cdot 0,825 = 2,06$ МПа и l_p равно:

$$l_p = \frac{\sigma_{sp}}{4R_{bond}} d_s = \frac{620}{4 \cdot 2,06} 25 = 1881 \text{ мм}.$$

Поскольку $l_p = 1,88$ м больше расстояния монтажной петли от торца $a = 0$ 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. $q = 1,98 \cdot 0,9 = 1,78$ кН/м. Определим этот момент по формуле

$$M = \frac{q(l_p - a)[l - 2a - (l_p - a)]}{2} - \frac{qa^2}{2} = \frac{1,78 \cdot (1,88 - 0)[5,55 - 2 \cdot 0 - (1,88 - 0)]}{2} - \frac{1,78 \cdot 0^2}{2} = 6,14 \text{ кНм}.$$

Определяем момент $N_p e$, принимая значение M со знаком "минус"

$N_p e = N_p e_p - M = 142,4 \cdot 0,323 - 6,14 = 39,9$ кН·м.

Расчетное сопротивление бетона, соответствующее передаточной прочности бетона R_{bp}, согласно табл.2.3 равно $R_b^{(p)} = 10$ МПа.

Поскольку ширина ребра b переменна, принимаем в первом приближении ширину ребра посредине высоты сжатой зоны равной $\xi_R h_0$. Из таблицы 3.3 принимаем значение ξ_R по арматуре класса В500 как минимальное, т.е. $\xi_R = 0,502$.

Тогда

$$b = 85 + \frac{20 + 100 - 85}{450 - 50} \cdot \frac{0,502 \cdot 365}{2} = 89,6 \text{ мм.}$$

Значение ξ при $A'_s = 0$ и $R_s A_s = 400 \cdot 50,3 + 415 \cdot (88,4 + 25,1 + 12,5) = 72410$ Н равно

$$\xi = \frac{N_p + R_s A_s}{R_b^{(p)} b h_o} = \frac{142{,}4 \cdot 10^3 + 72410}{10 \cdot 89{,}6 \cdot 365} = 0{,}657 .$$

Поскольку $\xi = 0{,}657 > \xi_R = 0{,}502$, высоту сжатой зоны определяем по формуле (3.54)

$$x = \frac{N_p + R_s A_s \dfrac{1+\xi_R}{1-\xi_R}}{R_b^{(p)} b + \dfrac{2 R_s A_s}{h_o (1-\xi_R)}} = \frac{142{,}4 \cdot 10^3 + 72410 \dfrac{1+0{,}502}{1-0{,}502}}{10 \cdot 89{,}6 + \dfrac{2 \cdot 72410}{365 \cdot (1-0{,}502)}} = 213 \text{ мм.}$$

При этом ширина ребра, принятая на уровне $0{,}5\xi_R h_0 = 91{,}6$ мм, меньшем $x/2 = 106{,}5$ мм, должна быть несколько увеличена. Не пересчитывая "в запас" эту ширину ребра, проверим прочность плиты в стадии обжатия из условия (3.53):

$$R_b^{(p)} b x (h_o - 0{,}5x) = 10 \cdot 89{,}6 \cdot 213 \cdot (365 - 0{,}5 \cdot 213) = 49{,}33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} =$$

$$= 49{,}33 \text{ кН} \cdot \text{м} > N_p e = 39{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. прочность в стадии обжатия обеспечена.

3.5 Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил

Общие положения

3.5.1 Расчет элементов при действии поперечных сил должен обеспечить прочность:

- по полосе между наклонными сечениями согласно п.3.5.2;
- на действие поперечной силы по наклонному сечению согласно пп.3.5.3-3.5.11.
- на действие момента по наклонному сечению согласно пп.3.5.12-3.5.15.

Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

3.5.2 Расчетизгибаемыхэлементовпобетоннойполосемеждунаклоннымисечениямипро изводятизусловия

$$Q \le 0{,}3 R_b b h_0 , \qquad (3.59)$$

где Q – поперченная сила в нормальном сечении, принимаемом на расстоянии от опоры не менее h_0.

При переменной ширине b по высоте сечения в расчет (в формулу 3.59 и последующие) вводится ширина сечения на уровне середины высоты сечения без учета полок.

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Элементы постоянной высоты, армированные хомутами, нормальными к оси элемента

3.5.3 Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рисунок 3.12) производят из условия:

$$Q \le Q_b + Q_{sw}, \qquad (3.60)$$

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 с от опоры, при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c;

Q_b – поперечная сила , воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении.

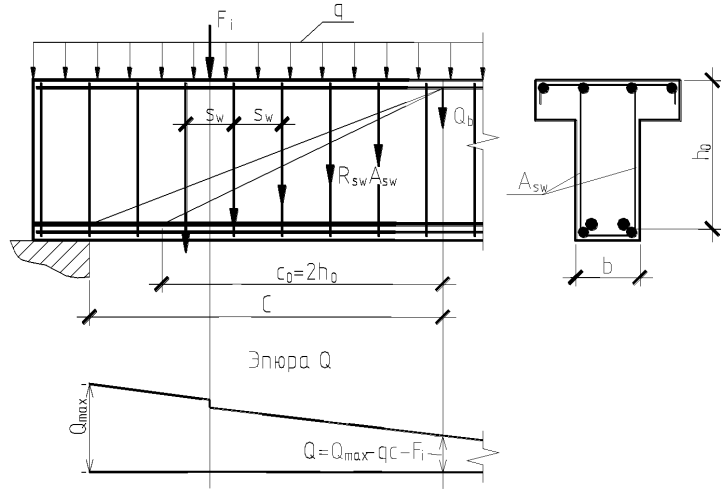


Рисунок 3.12 – Схема усилий в наклонном сечении элемента, армированного хомутами, при расчете на действие поперечной силы

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \tag{3.61}$$

где

$$M_b = 1{,}5\varphi_n R_{bt} b h_0^2, \tag{3.62}$$

$$\varphi_n = 1 + 3\frac{N_p}{N_b} - 4\left(\frac{N_p}{N_b}\right)^2; \tag{3.63}$$

$N_p = 0{,}7P$,

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.

Значение c определяют согласно п.3.5.4.

Допускается значение φ_n определять по формуле

$$\varphi_n = 1 + 1{,}6\frac{P}{R_b A_1} - 1{,}16\left(\frac{P}{R_b A_1}\right)^2. \tag{3.64}$$

Значение Q_b принимают не более $2{,}5R_{bt}bh_0$ и не менее $Q_{b,\min} = 0{,}5\varphi_n R_{bt} b h_0$.

Усилие Q_{sw} определяют по формуле

$$Q_{sw} = 0{,}75q_{sw}c_0, \tag{3.65}$$

где q_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}, \tag{3.66}$$

c_0 – длина проекции наклонной трещины, принимаемая равной c, но не более $2h_0$.

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0{,}25\varphi_n R_{bt} b. \tag{3.67}$$

Можно не выполнять это условие, если в расчетных формулах учитывать уменьшенное значение $\varphi_n R_{bt} b$, при котором условие (3.67) превращается в равенство, т.е. принимать $M_b = 6q_{sw}h_0^2$ и $Q_{b,\min} = 2q_{sw}h_0$, в этом случае всегда $c_0 = 2h_0$.

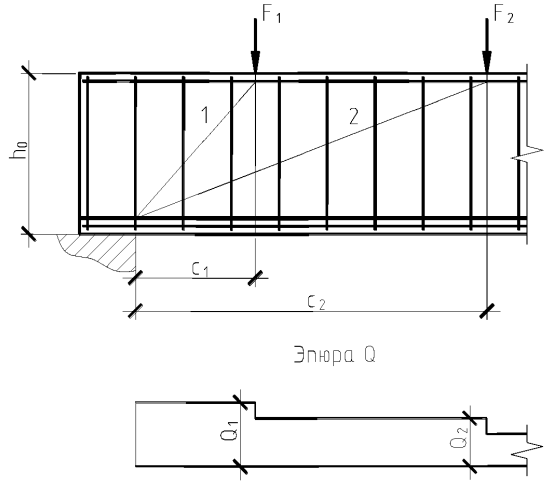
3.5.4 При проверке условия (3.60) в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c, не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом.

При действии на элемент сосредоточенных сил значение с принимают равным расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (рисунок 3.13), а также равным $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75\, q_{sw}}}$, но не меньше h_0, 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 $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2h_0}{1-0,5\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}}$ (или при $\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b} > 2$), следует принимать $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75\, q_{sw} + q_1}}$. Здесь отношение $\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}$ принимают не менее 0,25, а значение q_1 определяют следующим образом:

а) если действует сплошная равномерно распределенная нагрузка q

$$q_1 = q;$$



1 – наклонное сечение, проверяемое на действие поперечной силы Q_1;

2 – то же, силы Q_2

Рисунок 3.13 – Расположение расчетных наклонных сечений при сосредоточенных силах

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 (3.60) значение поперечной силы принимают

$$Q = Q_{max} - q_1 c,$$

где Q_{max} – поперечная сила в опорном сечении.

3.5.5 Требуемая интенсивность хомутов, выражаемая через q_{sw} (см. п.3.5.3), 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 $\alpha_i = c_i / h_0$, принимаемого не более 3:

если $\varepsilon_i = \dfrac{Q_i}{\varphi_n R_{bt} b h_0} < \varepsilon_{rpi} = \dfrac{1{,}5}{\alpha_i} + 0{,}1875\ \alpha_{0i}$,

$$q_{sw(i)} = 0{,}25\,\varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_{rpi}}{\varepsilon_i}; \qquad (3.68)$$

если $\varepsilon_i > \varepsilon_{rpi}$,

$$q_{sw(i)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_i - 1{,}5/\alpha_i}{0{,}75\,\alpha_{0i}}, \qquad (3.69)$$

где α_{0i} – меньшее из значений α_i и 2;

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

φ_n – см. п.3.5.3;

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 $Q_{b1} \geq 2M_b / h_0 - Q_{max}$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b}; \qquad (3.70)$$

если $Q_{b1} < 2M_b / h_0 - Q_{\max}$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{1,5h_0}; \qquad (3.71)$$

при этом, если $Q_{b1} < \varphi_n R_{bt} bh_0$,

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b,\min} - 3h_0 q_1}{1,5h_0}, \qquad (3.72)$$

где M_{b1}, $Q_{b,min}$ – см. п.3.5.3;

q_1 – см. п.3.5.4.

В случае, если полученное значение q_{sw} не удовлетворяет условию (3.67), его следует вычислять по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} / h_0 + 8q_1}{1,5} - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max} / h_0 + 8q_1}{1,5}\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{1,5h_0}\right)^2} \qquad (3.73)$$

и принимать не менее $\frac{Q_{\max} / h_0 - 3q_1}{3,5}$.

3.5.6 При уменьшении интенсивности хомутов от опоры к пролету с q_{sw1} до q_{sw2} (например, при увеличении шага хомутов) следует проверить условие (3.60) при значениях c, превышающих l_1 – длину участка с интенсивностью хомутов q_{sw1} (рисунок 3.14). При этом значение Q_{sw} принимается равным:

если $c \le 2h_0 + l_1$

$$Q_{sw} = 0,75\left[q_{sw1}c_0 - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)\right]; \qquad (3.74)$$

если $c \ge 2h_0 + l_1$

$$Q_{sw} = 1,5q_{sw2}h_0, \qquad (3.75)$$

c_0 – см. п.3.5.3 и 3.5.4.

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 $\Delta q_{sw} < q_1$,

$$l_1 = c - \frac{M / C + 0,75\,q_{sw1}c_0 - Q_{\max} + q_1 c}{\Delta q_{sw}}, \qquad (3.76)$$

где $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}}$, но не более $3h_0$,

при этом, если $\sqrt{\frac{M_l}{q_1 - \Delta q_{sw}}} < \frac{2h_0}{1 - 0{,}5\frac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}}$, $c = \sqrt{\frac{M_l}{q_1 + 0{,}75\, q_{sw\,2}}}$;

если $\Delta q_{sw} \geq q_1$,

$$l_1 = \frac{Q_{\max} - \left(Q_{b,\min} + 1{,}5 q_{sw\,2} h_0\right)}{q_1} - 2h_0, \qquad (3.77)$$

здесь φ_n, M_b, c_0, $Q_{b,min}$ – см. п. 3.5.3; q_1 – см. п. 3.5.4.

Если для значения q_{sw2} не выполняется условие (3.67), длина l_1 вычисляется при скорректированных согласно п.3.5.3 значениях $M_b = 6h_0^2 q_{sw\,2}$ и $Q_{b,\min} = 2h_0 q_{sw\,2}$, при этом сумма $(Q_{b,\min} + 1{,}5 q_{sw} h_0)$ в формуле (3.77) принимается не менее нескорректированного значения $Q_{b,min}$.

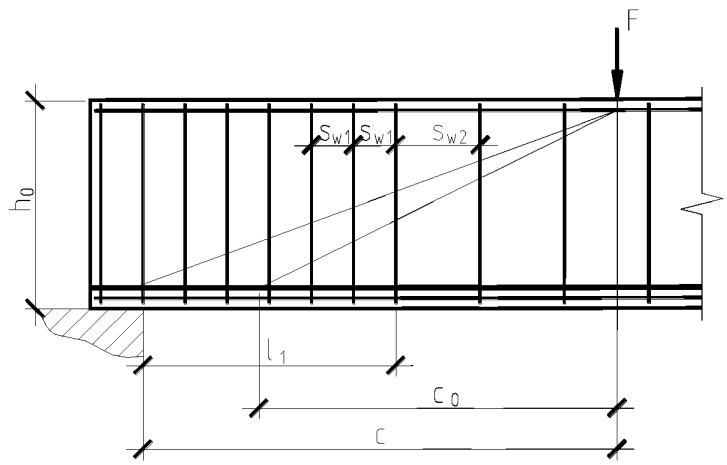


Рисунок 3.14 – Изменение интенсивности хомутов в пределах наклонного сечения

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

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q}, \qquad (3.78)$$

где φ_n – см. п.3.5.3.

Кроме того, хомуты должны отвечать конструктивным требованиям, приведенным в пп. 5.3.14 и 5.3.15.

Элементы переменной высоты с поперечным армированием

3.5.8 Расчет элементов с наклонными на приопорных участках сжатыми или растянутыми гранями производят согласно п. 3.5.3, принимая в качестве рабочей высоты сечения наибольшее значение h_0 в пределах рассматриваемого наклонного сечения (рисунок 3.15).

3.5.9 Для балок без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от опоры к пролету, рассчитываемых на действие равномерно распределенной нагрузки q, наклонное сечение проверяют из условия (3.60) при невыгоднейшем значении c, равном

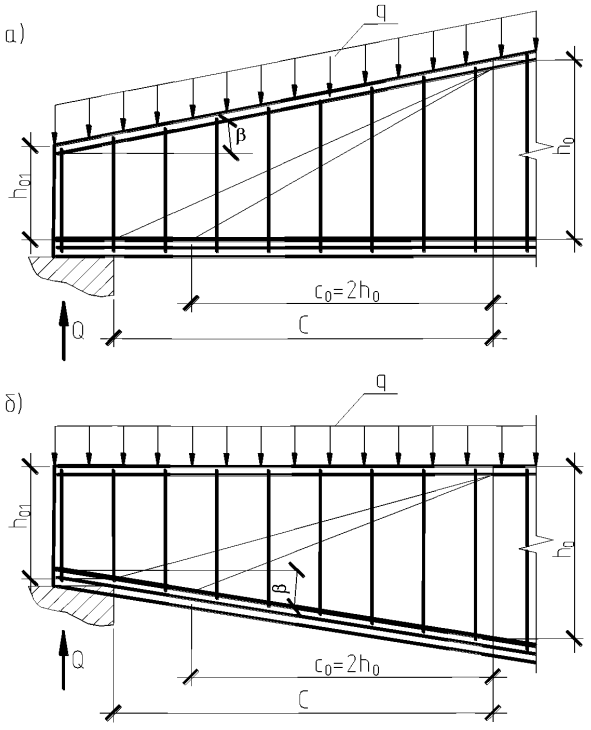
$$c = h_0 \sqrt{\frac{1,5}{q_1 / (\varphi_n R_{bt} b) + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta}}, \qquad (3.79)$$

при этом, если это значение c меньше

$$c = 2h_{01} \frac{1 - 2 \operatorname{tg} \beta}{(1 - 2 \operatorname{tg} \beta)^2 - 0,5 \dfrac{q_{sw}}{\varphi_n R_{bt} b}}$$

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

$$c = h_{01} \sqrt{\frac{1,5}{(0,75 q_{sw} + q_1) / (\varphi_n R_{bt} b) + 1,5 \operatorname{tg}^2 \beta}}. \qquad (3.80)$$



а) балка с наклонной сжатой гранью; б) балка с наклонной растянутой гранью

Рисунок 3.15 – Наклонные сечения балок с переменной высотой сечения

Принятое значение c не должно превышать $3h_{01}/(1-3tg\beta)$, а также длину участка балки с постоянным значением β.

В формуле (3.80):

h_{01} – рабочая высота опорного сечения балки;

φ_n – см. п.3.5.3;

q_1 – см.п. 3.5.4;

β – угол между сжатой и растянутой гранями балки.

Рабочую высоту принимают равной $h_0 = h_{01}+c\ \mathrm{tg}\beta$.

При уменьшении интенсивности хомутов от q_{sw1} у опоры до q_{sw2} в пролете следует проверить условие (3.60) при значениях с, превышающих l_1 – длину участка элемента с интенсивностью хомутов q_{sw1}; при этом значение Q_{sw} определяют по формуле (3.74) либо по

формуле (3.75) п. 3.5.6 в зависимости от выполнения или невыполнения условия $c < \frac{2h_{01} + l_1}{1 - 2\,\mathrm{tg}\,\beta}$.

При действии на балку сосредоточенных сил, значение c принимают равным расстоянию от опоры до точек приложения этих сил, а также определяют по формуле (3.80) при $q_1 = 0$, если это значение c меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

3.5.10 Для консолей без отгибов высотой, равномерно увеличивающейся от свободного конца к опоре (рисунок 3.16), в общем случае проверяют условие (3.60), задаваясь наклонными сечениями со значениями c, определяемыми по формуле (3.80) при $q_1 = 0$ и принимаемыми не более расстояния от начала наклонного сечения в растянутой зоне до опоры. При этом за h_{01} и Q принимают соответственно рабочую высоту и поперечную силу в начале наклонного сечения в растянутой зоне. Кроме того, если $c > 2h_{01}/(1 - 2tg\beta)$, 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. рисунок 3.16).

При действии равномерно распределенной нагрузки или нагрузки линейно увеличивающейся к опоре, консоль рассчитывают как элемент с постоянной высотой сечения согласно пп. 3.5.3 и 3.5.4, принимая рабочую высоту h_0 в опорном сечении.

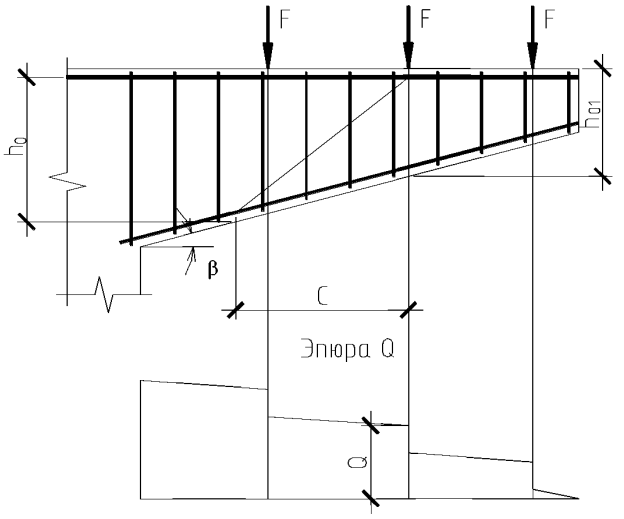


Рисунок 3.16 – Наклонное сечение консоли с переменной высотой сечения

Элементы без поперечной арматуры

3.5.11 Расчетэлементовбезпоперечнойарматурынадействиепоперечнойсилыпроизводи тсяизусловий:

а) $Q_{\max} < 2{,}5 R_{bt} b h_0$, (3.81)

где Q_{max} – максимальная поперечная сила у грани опоры;

б) $Q \le Q_b$, (3.82)

где $Q_b = M_b / c$;

M_b – см. п. 3.5.3;

Q – поперечная сила в конце наклонного сечения, начинающегося от опоры с длиной проекции c; значение с принимается не более $3h_0$.

При этом, если в пределах длины c не образуются нормальные трещины [т.е. если $M < M_{crc}$, где M_{crc} определяется по формуле (4.3) п. 4.1.5 с заменой $R_{bt,ser}$ на R_{bt}], Q_b принимается не менее

$$Q_{crc} = b \frac{I_{red}}{S_{red}} R_{bt} \sqrt{1 + \frac{P}{R_{bt} A_{red}}}, \quad (3.83)$$

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 согласно п.3.2.9 при коэффициенте приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s / E_b$.

При действии на элемент сосредоточенных сил значения c при проверке условия (3.82) принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (см. рисунок 3.14).

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. п. 3.5.4).

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям

на действие изгибающего момента

3.5.12 Расчет предварительно напряженных элементов по наклонным сечениям на действие момента (рисунок 3.17) производят из условия

$$M \le M_s + M_{sw}, \qquad (3.84)$$

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 (рисунок 3.18);

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

$$M_s = N_s z_s, \qquad (3.85)$$

где N_s – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным $R_s A_{sp} + R_s A_s$, а в зоне анкеровки – определяемое согласно п. 3.5.14;

z_s – плечо внутренней пары сил, определяемое по формуле $z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b}$ (где b – ширина сжатой грани), но при наличии сжатой ненапрягаемой арматуры принимаемое не менее $h_0 - a_s'$; допускается также принимать $z_s = 0{,}9h_0$.

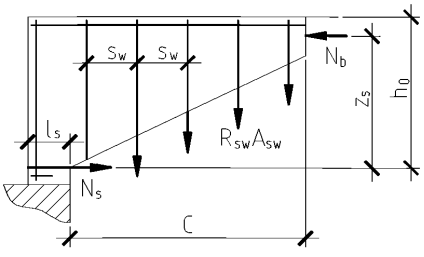
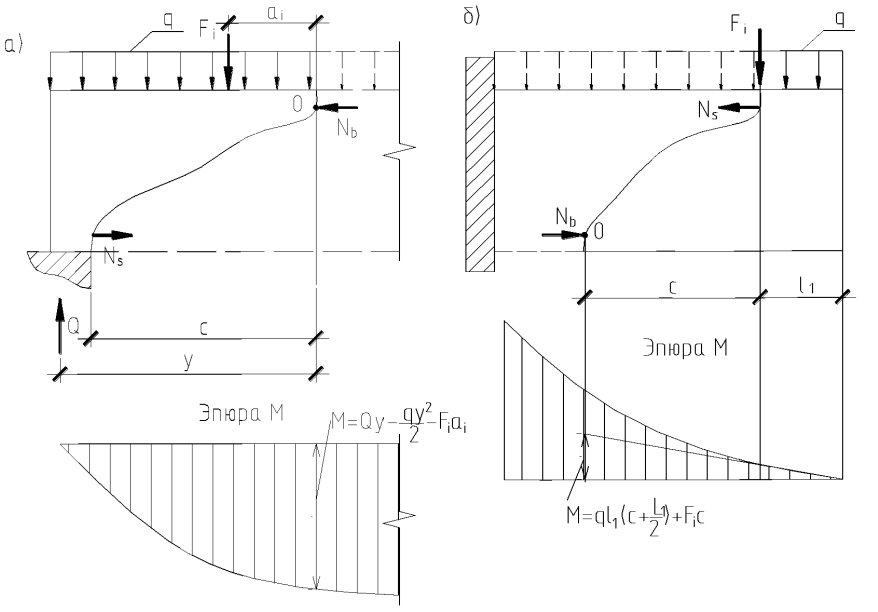


Рисунок 3.17 – Схема усилий в наклонном сечении при расчете по изгибающему моменту



а) опирание свободно опертой балки; б) опирание консоли

Рисунок 3.18 – Определение расчетного значения момента при расчете наклонного сечения

Момент M_{sw} при поперечной арматуре в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2, \qquad (3.86)$$

где q_{sw} определяют по формуле (3.66) п.3.5.3, а c определяют согласно п.3.5.15, и принимают не более $2h_0$.

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

$$M_{sw} = 0,5 q_{sw1} c^2 - 0,5(q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)^2, \qquad (3.87)$$

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

3.5.13 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).

3.5.14 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

$$N_s = R_s A_{sp} \frac{l_s}{l_{an}}, \qquad (3.88)$$

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

$$N_{ss} = R_s A_s \frac{l_s}{l_{as}} \le R_s A_s,$$

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

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s}{4 R_{bond}} d_s, \qquad (3.89)$$

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;

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

1,0 – при диаметре $d_s \le 32$ 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 балок,

если $0,25 \le \frac{\sigma_b}{R_b} \le 0,75$ – 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 α 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.

3.5.15 Для свободно опертых балок невыгоднейшее 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 $2h_0$, 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

$$c=\frac{Q_{\max}}{q_{sw}+q}\le 2h_0, \qquad (3.90)$$

где q_{sw} – см. формулу (3.66) п. 3.5.3.

Если хомуты в пределах длины с меняют свою интенсивность с q_{sw1} у начала наклонного сечения на q_{sw2}, значение c определяется по формуле (3.90) 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

$$c=\frac{Q_{\max}-N_s\operatorname{tg}\beta}{q_{sw}+q}, \qquad (3.91)$$

но не более $2h_0/(1-2\operatorname{tg}\beta)$,

где h_0 – 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 (рисунок 3.18,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 $2h_0$ и не более l_1 – расстояния от наклонного сечения до опоры. Если такие консоли имеют наклонную сжатую грань, значение c принимается равным $(Q_1 - N_s tg\beta)/q_{sw}$, но не более $2h_0/(1-2tg\beta)$ и не более l_1, где h_{01} – рабочая высота в начале наклонного сечения.

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

$$c = \frac{(R_s A_{sp}/l_{an} + R_s A_s/l_{as})z_s}{q_{sw} + q}, \qquad (3.92)$$

но не более $2h_0$, при этом, если $c<l-l_{as}$, то в формуле (3.92) принимается $R_sA_s=0$,

здесь z_s – см. п. 3.5.12, l_{an} – см. п. 3.5.14.

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

Примеры расчета

Пример 10. Требуется проверить прочность наклонных сечений ребристой плиты высотой 450 мм на действие изгибающего момента, принимая растянутую продольную арматуру ребра плиты в виде одного напрягаемого стержня класса Ан600С диаметром 25 мм (R_s = 560 МПа, A_{sp} = 490,9 мм^2) и одного ненапрягаемого стержня класса Ан600С диаметром 10 мм (R_s = 560 МПа, A_s =78,5 мм^2); оба стержня анкеров не имеют; длина площадки опирания l_{sup} = 150 мм. Бетон класса В25 (R_b=14,5 МПа, R_{bt}=1,05 МПа). Интенсивность хомутов q_{sw} = 29,4 Н/мм. поперечная сила в опорном ребре плиты Q_{max}= 55 кН. Интенсивность равномерно распределенной нагрузки q = 23 Н/мм.

Расчет производим согласно пп. 3.5.12-3.5.15. Поскольку продольная арматура не имеет анкеров, усилие в этой арматуре N_s определяем согласно п. 3.5.14.

Определим коэффициент влияния поперечного обжатия бетона α, принимая $\sigma_b = \frac{F_{sup}}{A_{sup}} = \frac{Q_{max}}{bl_{sup}} = \frac{55000}{85 \cdot 150} = 4,31$ МПа. Поскольку $\frac{\sigma_s}{R_b} = \frac{4,31}{14,5} = 0,297 > 0,25$, принимаем α = 0,75.

По формуле (3.89) определяем длину зоны анкеровки напрягаемого стержня, принимая η_1 = 2,5; η_2 = 1,0; d_s = 25 мм:

$$l_{an} = \alpha \frac{R_s}{4R_{bond}} d_s = \alpha \frac{R_s}{4\eta_1 R_{bt}} d_s = 0,75 \frac{560 \cdot 25}{4 \cdot 2,5 \cdot 1,05} = 1000 \text{ мм}.$$

Для этого стержня $l_s = l_{sup}$ = 150 мм, тогда

$$N_s = R_s A_{sp} \frac{l_s}{l_{an}} = 560 \cdot 490{,}9 \frac{150}{1000} = 41236 \text{ Н.}$$

Аналогично определяем длину зоны анкеровки ненапрягаемого стержня, принимая $\eta_1 = 2{,}5$; $d_s = 10$ мм:

$$l_{as} = 0{,}75 \frac{560 \cdot 10}{4 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}05} = 400 \text{ мм.}$$

Для этого стержня $l_s = l_{sup} - 10 = 140$ мм, тогда

$$N_{ss} = R_s A_s \frac{l_s}{l_{as}} = 560 \cdot 78{,}5 \frac{140}{400} = 15386 \text{ Н.}$$

Итого полное значение N_s равно $N_s = 41236 + 15386 = 56622$ Н.

Принимая ширину сжатой грани $b = b'_f = 725$ мм, определяем плечо внутренней пары сил:

$$z_s = h_o - \frac{N_s}{2 R_b b} = 410 - \frac{56622}{2 \cdot 14{,}5 \cdot 725} = 407 \text{ мм.}$$

Тогда $M_s = N_s z_s = 56622 \cdot 407 = 23{,}05 \cdot 106$ Н·мм = 23,05 кН·м.

При q_{sw} = 29,4 Н/мм и q = 23 Н/мм определим длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле (3.90)

$$c = \frac{Q_{\max}}{q_{sw} + q} = \frac{55000}{29{,}4 + 23} = 1050 \text{ мм} > 2 h_o = 2 \cdot 410 = 820 \text{ мм,}$$

следовательно, принимаем $c = 2/h_0 = 820$ мм и тогда

$M_{sw} = 0{,}5 q_{sw} c^2 = 0{,}5 \cdot 29{,}4 \cdot 8202 = 9{,}844 \cdot 106$ Н·мм = 9,88 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 $l_y = l_{sup}/3 = 50$ мм рисунок 3.19).

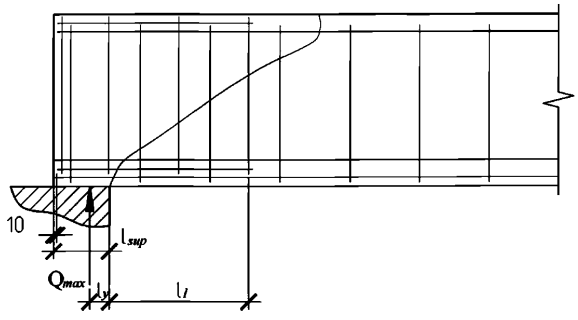


Рисунок 3.19 – К примеру расчета 10

$$M = Q_{max}\left(l_y + c\right) - \frac{q\left(l_y + c\right)^2}{2} = 55\left(0,05 + 0,82\right) - \frac{23\left(0,05 + 0,82\right)^2}{2} =$$

$$= 39,14 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_s + M_{sw} = 23,05 + 9,88 = 32,93 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента не обеспечена.

Добавляем на приопорном участке дополнительный каркас длиной l_1 = 400 мм с поперечными стержнями ∅10 Ан600С шагом 200 мм. Тогда добавочное поперечное армирование, выраженное через Δq_{sw}, равно

$$\Delta q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 78,5}{200} = 117,8 \text{ Н/мм},$$

а $q_{sw1} = q_{sw} + \Delta q_{sw}$= 29,4 + 117,8 = 147,2 Н/мм.

Проекция невыгоднейшего наклонного сечения равна

$$c = \frac{Q_{max} - \Delta q_{sw} l_1}{q + q_{sw} - \Delta q_{sw}} = \frac{Q_{max} - \Delta q_{sw} l_1}{q + q_{sw\,2}} = \frac{55000 - 117,8 \cdot 400}{23 + 29,4} = 150,4 \text{ мм} < l_1 = 400 \text{ мм}.$$

Значение M_{sw} определяем по формуле (8.86)

$M_{sw} = 0,5 q_{sw} 1 c^2$= 0,5·117,8·150,42 = 1,33·106 Н·м = 1,33 кН·м.

$l_y + c$ = 0,05 + 0,15 = 0,2 м.

M = 55·0,2 - 23·0,22/2 = 10,54кН·м <$M_s + M_{sw}$ = 23,05 + 1,33=24,38 кН·м, т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Пример 11. Требуется проверить прочность по бетонной полосе между наклонными сечениями, а также прочность по наклонным сечениям на действие поперечных сил железобетонной плиты перекрытия с размерами поперечного сечения по рисунку 3.20; 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 5мм (A_{sw} = 19,6 мм^2; 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.

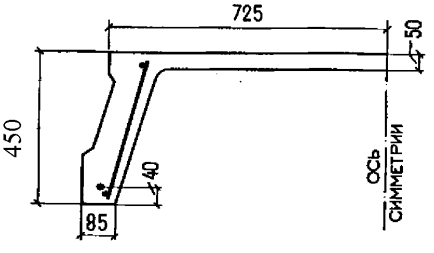


Рисунок 3.20 – К примеру расчета 11

Прочность бетонной полосы проверяем из условия (3.59), из рисунка 3.20 имеем $h_0 = 450 - 40 = 410$ мм, $b = 85$ мм:

$$0,3R_b bh_0 = 0,3 \cdot 14,5 \cdot 85 \cdot 410 = 151600 \text{ Н} = 151,6 \text{ кН} > Q_{max} = 55 \text{ кН},$$

т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

Прочность по наклонным сечениям проверяем из условия (3.60).

По формуле (3.65) определим

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 19,6}{200} = 29,4 \text{ Н/мм (кН/м)}.$$

По формуле (3.64) определяем коэффициент φ_n. Для этого, принимая $A_1 = bh = 85 \cdot 450 = 38250$ мм^2, 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 (3.67)

$0,25 \varphi_n R_{bt} b = 0,25 \cdot 1,381 \cdot 1,05 \cdot 85 = 30,85$ Н/мм > q_{sw} = 29,4 Н/мм, т.е. условие (3.67) не выполняется, и тогда принимаем $\varphi_n R_b b = 4q_{sw}$, что соответствует $M_b = 6q_{sw} h_0^2 = 6 \cdot 29,4 \cdot 410^2 = 29,65 \cdot 10^6$ Н·мм;

$Q_{b,min} = 2q_{sw} h_0 = 2 \cdot 29,4 \cdot 410 = 24108$ Н;

$\frac{q_{sw}}{{}_n R_{bt} b} = 0,25$; при этом $c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 410 = 820$ мм.

Определяем длину проекции c невыгоднейшего наклонного сечения согласно п. 3.5.4.

$q_1 = q - 0,5q_v = 23 - 0,5 \cdot 19 = 13,5$ кН/м (Н/мм).

Так как $\sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{29,65 \cdot 10^6}{13,5}} = 1482$ мм $> \frac{2h_0}{1 - 0,5\frac{q_{sw}}{{}_n R_{bt} b}} = \frac{2 \cdot 410}{1 - 0,5 \cdot 0,25} = 937$ мм,

принимаем $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = 1482$ мм, но поскольку $3h_0 = 410 = 1230$ мм< c, принимаем $c = 3h_0 = 1230$ мм, что соответствует $Q_b = Q_{b,min} = 24108$ Н = 24,1 кН.

Проверяем условие (3.60), принимая Q в конце наклонного сечения, т.е.

$Q = Q_{max} - q_1 c = 55 - 13,5 \cdot 1,23 = 38,4$ кН:

$Q_b + 0,75\, q_{sw} c_0 = 24,1 + 0,75 \cdot 29,4 \cdot 0,82 = 42,2$ кН $> Q = 38,4$ кН, т.е. прочность любого наклонного сечения обеспечена.

Согласно п. 3.5.7 определим $s_{w,\max}$, заменяя $\varphi_n R_b b$ на $4q_{sw}$

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{4 q_{sw} h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{4 \cdot 29,4 \cdot 410^2}{55000} = 359 \text{ мм} > s_w = 200 \text{ мм}$$

и кроме того $s_w < h_0/2 = 410/2 = 205$ мм, т.е. требования п.5.12 выполнены.

Пример 12. Требуется определить диаметр и шаг хомутов у опоры, а также выяснить на каком расстоянии от опоры и как может быть увеличен шаг хомутов свободно опертого железобетонного ригеля перекрытия пролетом $l = 8,3$ м, который нагружен равномерно распределенной нагрузкой: временной эквивалентной $q_v = 114$ кН/м и постоянной $q_g = 46$ кН/м; размеры поперечного сечения $b = 300$ мм, $h = 800$ мм, $h_0 = 700$ 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.

Определим поперечную силу в опорном сечении:

$$Q_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{160 \cdot 8,3}{2} = 664 \text{ кН},$$

(здесь $q = q_v + q_g = 114 + 46 = 160$ кН/м).

Определим требуемую интенсивность хомутов приопорного участка согласно п. 3.5.4,б.

По формуле (3.64) определим коэффициент φ_n, принимая

$$A_1 = bh = 300 \cdot 800 = 240000 \text{ мм}^2 \text{ и } \frac{P}{R_b A_1} = \frac{1600 \cdot 10^3}{17 \cdot 240000} = 0,392,$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,392 - 1,16 \cdot 0,392^2 = 1,45.$$

Из формулы (3.62) имеем

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,45 \cdot 1,15 \cdot 300 \cdot 700^2 = 367,7 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} = 367,7 \text{ кН·м};$$

$$q_1 = q_g + 0,5 q_v = 46 + 114/2 = 103 \text{ кН/м (Н/мм)};$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{367,7 \cdot 103} = 389,2 \text{ кН}.$$

Так как $Q_{b1} = 389,2$ кН $> \frac{2M_b}{h_0} - Q_{\max} = \frac{2 \cdot 367,7}{0,7} - 664 = 386,6$ кН, интенсивность хомутов определяем по формуле (3.70):

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b} = \frac{664^2 - 389,2^2}{3 \cdot 367,7} = 262,4 \text{ кН/м (Н/мм)}.$$

При этом, поскольку

Q_{b1} = 389,2 кН > $\varphi_n R_b b h_0$ = 1,45·1,15·300·700 = 350200 Н = 350,2кН,

оставляем q_{sw} = 262,4 Н/мм.

Проверим условие (3.67):

$0,25 \ {}_nR_{bt} b = 0,25 \cdot 1,45 \cdot 1,05 \cdot 300 = 125$ Н/мм < q_{sw}, т.е. это условие выполняется.

Согласно п.5.3.14 шаг хомутов у опоры должен быть не более 0,5h_0 = 350 мм и не более 300 мм, а в пролете не более 3/4h_0 = 525 мм. Максимальный шаг хомутов у опоры согласно формуле (3.78) равен

$$s_{w,max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,45 \cdot 1,15 \cdot 300 \cdot 700^2}{664 \cdot 10^3} = 369 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг хомутов у опоры s_1=250 мм, а в пролете – s_2= 2s_1 = 500 мм.

Отсюда $A_{sw} = \frac{q_{sw} s_1}{R_{sw}} = \frac{262,4 \cdot 250}{285} = 230,2$ мм^2.

Принимаем в поперечном сечении три хомута диаметром 10 мм (A_{sw1} = 236 мм^2).

Тогда $q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw1}}{s_1} = \frac{285 \cdot 236}{250} = 269$ Н/мм;

$q_{sw2} = 0,5 q_{sw1} = 0,5 \cdot 269 = 134,5$ Н/мм > 0,25 $\varphi_n R_{bt} b$ = 125 Н/мм.

Длину участка с наибольшей интенсивностью хомутов q_{sw1} определяем согласно п. 3.5.6.

Так как $\Delta q_{sw} = 0,75 (q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75 \cdot 134,5 = 100,9$ Н/мм < q_1 = 103 Н/мм, значение c равно

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1 - \Delta q_{sw}}} = \sqrt{\frac{367,7}{103 - 100,9}} = 13,2 \text{ м} > 3h_0 = 3 \cdot 0,7 = 2,1 \text{м}.$$

Принимаем c = 2,1м и c_0 = 2h_0 = 2·0,7 = 1,4м. Тогда

$$l_1 = c - \frac{M_b / c + 0,75 q_{sw1} c_0 - Q_{max} + q_1 c}{\Delta q_{sw}} =$$

$$= 2,1 - \frac{367,7/2,1 + 0,75 \cdot 269 \cdot 1,4 - 664 + 103 \cdot 2,1}{100,9} = 2,0 \text{ м}.$$

Принимаем длину приопорного участка с шагом хомутов s_w = 250 мм не менее 2 м.

Пример 13. Требуется определить диаметр и шаг хомутов, а также выяснить на каком расстоянии и как может быть увеличен шаг хомутов железобетонной балки покрытия,

нагруженной сосредоточенными силами, как показано на рисунке 3.21 изображение а); размеры поперечного сечения принимаются по рисунку 3.21 изображение б); бетон класса В50 (R_{bt} = 1,6 МПа, R_b = 27,5 МПа); хомуты из арматуры класса А400 (R_{sw} = 285 МПа); усилие предварительного обжатия P = 640 кН.

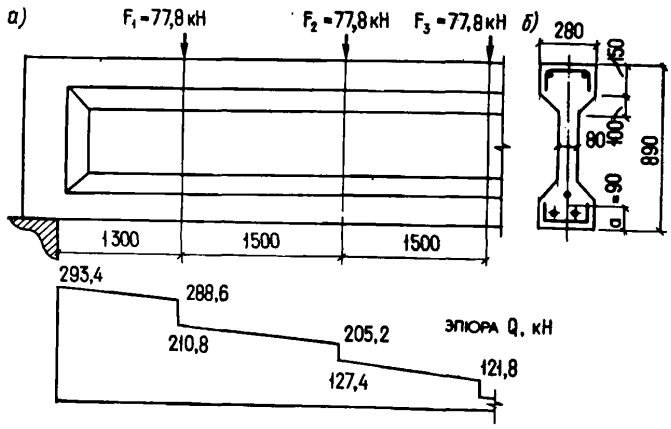


Рисунок 3.21 – К примеру расчета 13

Согласно рисунка 3.21 изображение б) имеем: b = 80 мм, h = 890 мм, h_0 = 890 – 90= =800 мм. По формуле (3.64) определим коэффициент φ_n, принимая

$$A_1 = bh = 80 \cdot 890 = 71200 \quad \text{мм}^2 \text{ и } \frac{P}{R_b A_1} = \frac{640 \cdot 10^3}{27,5 \cdot 71200} = 0327:$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6\frac{P}{R_b A_1} - 1,16\left(\frac{P}{R_b A_1}\right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,327 - 1,16 \cdot 0,327^2 = 1,399 \ .$$

Определим требуемую интенсивность хомутов согласно п. 3.5.5,перечисление а), принимая длину проекции наклонного сечения c, равной расстоянию от опоры до первого груза – c_1 = 1,3 м. Тогда $\alpha_1 = c_1/h_0 = 1,3/0,8 = 1,625 < 2,0$, и следовательно, $\alpha_{01} = \alpha_1 = 1,625$.

$$\varepsilon_{gp1} = \frac{1,5}{\alpha_1} + 0,1875 \quad \alpha_{01} = \frac{1,5}{1,625} + 0,1875 \cdot 1,625 = 1,228 \ .$$

Поперечная сила на расстоянии c_1 от опоры равна Q_1 = 288,6 кН (см. рисунок 3.21, изображение а)).

Поскольку $\varepsilon_1 = \frac{Q_1}{\varphi_n R_{bt} b h_0} = \frac{288,6 \cdot 10^3}{1,399 \cdot 1,6 \cdot 80 \cdot 800} = 2,015 > \varepsilon_{gp1} = 1,228$, значение $q_{sw(1)}$ определяем по формуле (3.69)

$$q_{sw(1)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_1 - 1,5/\alpha_1}{0,75\,\alpha_{01}} = 1,399 \cdot 1,6 \cdot 80 \frac{2,015 - 1,5/1,625}{0,75 \cdot 1,625} = 160,4 \text{ Н/мм.}$$

Определим значение $q_{sw(2)}$ при значении c, равном расстоянию от опоры до второго груза – $c_2 = 2,8$ м.

$\alpha_2 = c_2/h_0 = 2,8/0,8 = 3,5 > 2,0$, следовательно, $\alpha_{02} = 2,0$.

$$\varepsilon_{ср\,2} = \frac{1,5}{\alpha_2} + 0,1875\ \alpha_{02} = \frac{1,5}{3,5} + 0,1875 \cdot 2 = 0,804 .$$

Соответствующая поперечная сила равна $Q_2 = 205,2$ кН.

Поскольку $\varepsilon_2 = \frac{Q_2}{\varphi_n R_{bt} b h_0} = \frac{205,2 \cdot 10^3}{1,399 \cdot 1,6 \cdot 80 \cdot 800} = 1,432 > \varepsilon_{ср\,2} = 0,804$,

$$q_{sw(2)} = \varphi_n R_{bt} b \frac{\varepsilon_2 - 1,5/\alpha_2}{0,75\,\alpha_{02}} = 1,399 \cdot 1,6 \cdot 80 \frac{1,432 - 1,5/3,5}{0,75 \cdot 2,0} = 119,8 \text{ Н/мм.}$$

Принимаем максимальное значение $q_{sw} = q_{sw(1)} = 160,4$ Н/мм.

Согласно п.5.3.14 шаг s_{w1} у опоры должен быть не более $0,5h_0 = 400$ мм и не более 300 мм, а в пролете – не более $3/4h = 600$ мм. Максимально допустимый шаг у опоры согласно формуле (3.78) равен

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_n R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,399 \cdot 1,6 \cdot 80 \cdot 800^2}{294,6 \cdot 10^3} = 389 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг у опоры $s_{w1} = 200$ мм, а в пролете $s_{w2} = 2s_{w1} = 400$ мм.

Отсюда $A_{sw1} = \frac{q_{sw} s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{160,4 \cdot 200}{285} = 112,6$ мм^2.

Принимаем одноветвевые хомуты диаметром 12 мм ($A_{sw} = 113,1$ мм^2).

Длину участка с шагом хомутов s_{w1} определяем из условия обеспечения прочности согласно п.3.5.6. При этом $q_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw1}}{s_{w1}} = \frac{285 \cdot 236}{250} = 161,2$ Н/мм; $q_{sw2} = 0,5 q_{sw1} = 80,6$ Н/мм; $q_{sw1} - q_{sw2} = q_{sw2} = 80,6$ Н/мм.

Зададим длину участка с шагом хомутов s_{w1} равной расстоянию от опоры до второго груза $l_1 = 2,8$ м и проверим условие (3.60) при значении c, равном расстоянию от опоры до третьего груза: $c = 4,3$ м $> l_1$.

Поскольку $2h_0 + l_1 = 2 \cdot 0,8 + 2,8 = 4,4$ м $> c = 4,3$м, значение Q_{sw} определяем по формуле (3.74), принимая $c_0 = 2h_0 = 1,6$м,

$$Q_{sw} = 0,75\,[q_{sw1} c_0 - (q_{sw1} - q_{sw2})(c - l_1)] = 0,75\,[161,2 \cdot 1,6 - 80,6(4,3 - 2,8)] = 102,8 \text{кН.}$$

При c = 4,3 м > $3h_0$ = 3·0,8=2,4 м значение Q_b соответствует его минимальному значению $Q_b = Q_{b,min} = 0{,}5\varphi_n R_{bt} b h_0$ = 0,5·1,399×1,6·80·800 = 71629 Н = 71,6 кН. Соответствующая поперечная сила равна Q_3 = 121,8 кН (см. рисунок 3.21, изображение а)).

$Q_b + Q_{sw}$ = 71,6 + 102,8 = 174,4 кН > Q_3 = 121,8 кН, т.е. прочность наклонного сечения обеспечена.

Таким образом, длину приопорных участков с шагом хомутов 200 мм принимаем равной l = 2,8 м при шаге хомутов 400 мм в пролетном участке.

Пример 14. Требуется выяснить, необходима ли в многопустотной плите перекрытия пролетом l = 5,85 м с поперечным сечением по черт 3.26 поперечная арматура; бетон класса В25 (R_b = 14,5 МПа, R_{bt} = 1,05 МПа, E_b = 30·10^3 МПа); усилие обжатия P = 215 кН; временная эквивалентная нагрузка q_v = 6 кН/м^2; нагрузка от собственного веса плиты и пола q_g = 5,2 кН/м^2.

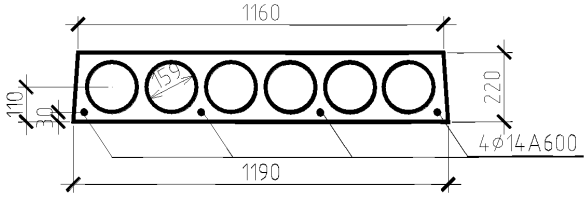


Рисунок 3.22 – К примеру расчета 14

Проверим условия прочности согласно п.3.5.11.

Рабочая высота сечения

h_0 = 220 – 30 = 190 мм.

При ширине плиты 1,2 м нагрузки на 1 п.м плиты равны:

$$q = (q_g + q_v)1{,}2 = (5{,}2 + 6{,}0)1{,}2 = 13{,}44 \text{ кН/м};$$

$$q_1 = (q_g + 0{,}5q_v)1{,}2 = (5{,}2 + 3{,}0)1{,}2 = 9{,}84 \text{ кН/м}.$$

Поперечная сила в опорном сечении $Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{13{,}44 \cdot 5{,}85}{2} = 39{,}3$ кН.

Проверим условие (3.81), принимая минимальную ширину сечения, т.е.

b = 1175-6·159 = 221 мм:

$2{,}5R_{bt}bh_0$ = 2,5·1,05·221·190 = 110,2·10^3 Н = 110,2 кН > Q_{max} = 39,3 кН, т.е. условие (3.81) выполняется.

Проверим условие (3.82), принимая значение c равным M_b / Q_{crc}. Для этого определим геометрические характеристики приведенного сечения, принимая $\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^5 / 3 \cdot 10^4 = 6{,}67$ и $A_{sp} = 616$ мм^2 (4Ø14):

площадь

$$A_{red} = 1175 \cdot 220 - 6 \frac{\pi \cdot 159^2}{4} + 6{,}67 \cdot 616 = 139366 + 4109 = 143475 \text{ мм}^2;$$

расстояние от центра тяжести до низа

$$y = (139366 \cdot 110 + 4109 \cdot 30) / 143475 = 107{,}7 \text{ мм};$$

момент инерции

$$I_{red} = \frac{1175 \cdot 220^3}{12} - 6 \frac{\pi \cdot 159^4}{64} + 139366 (110 - 107{,}7)^2 + 4109(107{,}7 - 30)^2 = 8{,}80 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

статический момент части сечения, расположенной выше оси, проходящей через центр тяжести

$$S_{red} = \frac{1175 (220 - 107{,}7)^2}{2} - 6 \frac{159^3}{12} = 5{,}4 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Тогда согласно формуле (3.83)

$$Q_{crc} = b \frac{I_{red}}{S_{red}} R_{bt} \sqrt{1 + \frac{P}{R_{bt} A_{red}}} = 221 \frac{8{,}8 \cdot 1^8}{5{,}4 \cdot 10^6} \cdot 1{,}05 \sqrt{1 + \frac{215000}{1{,}05 \cdot 143475}} = 58{,}9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 58{,}9 \text{ кН}.$$

Поскольку $Q_{max} = 39{,}3$ кН $< Q_{crc} = 58{,}9$ кН, прочность наклонного сечения с длиной проекции $c = M_b / Q_{crc}$ заведомо обеспечена.

Проверим условие (3.82), принимая значение c равным длине приопорного участка l_1 без нормальных трещин. Значение l_1 определим из решения уравнения

$$M = \frac{ql}{2} l_1 - \frac{q l_1^2}{2} = M_{crc}.$$

Определим момент M_{crc} согласно п.4.1.5, принимая

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{8{,}8 \cdot 10^8}{107{,}7} = 8{,}17 \cdot 10^6 \text{ мм}^3; \; W_{pl} = 1{,}3 W_{red} = 1{,}3 \cdot 8{,}17 \cdot 10^6 = 10{,}62 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 \text{ и}$$

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{8{,}17 \cdot 10^6}{143475} = 56{,}9 \text{ мм};$$

$e_0 = y - a = 107{,}7 - 30 = 77{,}7$ мм;

$$M_{crc} = R_{bt} W_{pl} + P(e_0 + r) = 1{,}05 \cdot 10{,}62 \cdot 10^6 + 215000 (77{,}7 + 56{,}9) =$$

$=40{,}09 \cdot 10^6$ Н·мм $= 40{,}1$ кН·м.

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 согласно п. 3.5.3.

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.

$$a_k = D\sqrt{\frac{\pi}{4}} = 159\sqrt{\frac{\pi}{4}} = 140,9 \text{ мм; } b'_f - b = 6a_k = 6 \cdot 140,9 = 845,4 \text{ мм;}$$

$$h'_f = (h - a_k)/2 = (220 - 140,9)/2 = 39,5 \text{ мм.}$$

Тогда $A_1 = A - (b'_f - b)h'_f = 139366\text{-}845,5 \cdot 39,5 = 105970$ мм^2;

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{215000}{14,5 \cdot 105970} = 0,14 \text{ ;}$$

$$\varphi_n = 1 + 1,6\frac{P}{R_b A_1} - 1,16\left(\frac{P}{R_b A_1}\right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,14 - 1,16 \cdot 0,14^2 = 1,201 \text{ .}$$

Поскольку $c = l_1 = 1,316$ м $> 3h_0 = 3 \cdot 0,19 = 0,57$ м, принимаем

$Q_b = Q_{b,min} = 0,5\varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,201 \cdot 1,05 \cdot 221 \cdot 190 = 26,48 \cdot 10^3$ Н $= 26,48$ кН.

Поперечная сила в конце наклонного сечения равна

$Q = Q_{max} - q_1 c = 39,3 - 9,84 \cdot 1,316 = 26,36$ кН $< Q_b = 26,48$ кН т.е. условие (3.82) выполняется для любых наклонных сечений. Следовательно, поперечную арматуру в плите можно не устанавливать.

3.6 Расчет нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели

3.6.1 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, см. рисунок.3.27);

связь между осевыми сжимающими напряжениями бетона σ_b и относительными его деформациями ε_b принимают в виде двухлинейной диаграммы (рисунок 3.23), согласно которой напряжения σ_b определяются следующим образом:

при $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{b1,red}$ $\sigma_b = E_{b,red}\ \varepsilon_b$;

при $\varepsilon_{b1,red} < \varepsilon_b \le \varepsilon_{b2}$ $\sigma_b = R_b$;

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации тяжелого бетона, равный

$E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red}$;

$\varepsilon_{b1,red} = 0{,}0015$;

$\varepsilon_{b2} = 0{,}0035$;

R_b – см. таблицу 2.5;

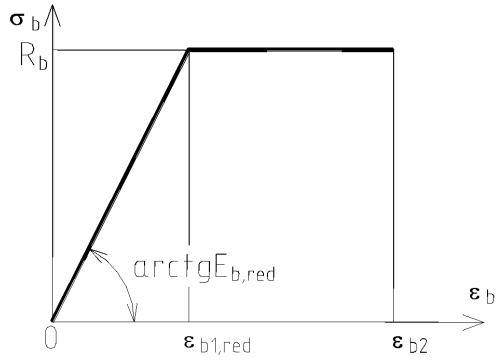


Рисунок 3.23 – Двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается (т.е. 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 (см.п.2.2.16) в виде двухлинейной диаграммы (рисунок 3.24), согласно которой напряжения σ_s принимают равными:

при $0 \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s0}$ $\sigma_s = \varepsilon_s E_s$;

при $\varepsilon_{s0} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s2}$ $\sigma_s = R_s$,

где $\varepsilon_{s0} = R_s / E_s$;

$\varepsilon_{s2} = 0{,}025$;

R_s – см. табл. 2.8;

E_s – см. п. 2.24;

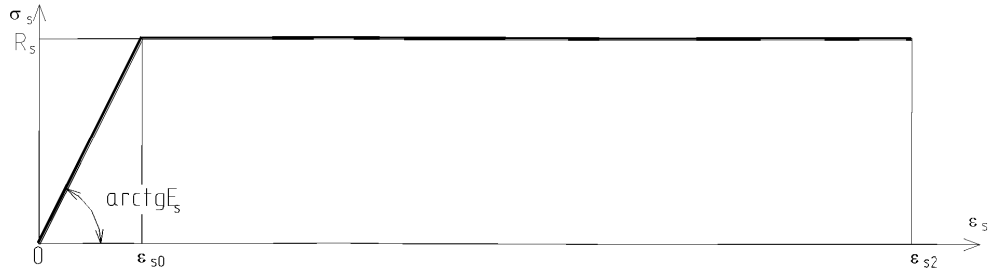


Рисунок 3.24 – Двухлинейная диаграмма состояния арматуры с физическим пределом текучести

для ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести в виде трехлинейной диаграммы (рисунок 3.25), согласно которой напряжения σ_s принимают равными:

при $0 \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s1}$ $\quad \sigma_s = \varepsilon_s E_s$;

при $\varepsilon_{s1} \le \varepsilon_s \le \varepsilon_{s2}$ $\quad \sigma_s = \left(0{,}1\dfrac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + 0{,}9\right)R_s$, но не более $1{,}1R_s$,

где $\varepsilon_{s1} = 0{,}9R_s / E_s$;

$\varepsilon_{s0} = R_s / E_s + 0{,}002$;

$\varepsilon_{s2} = 0{,}015$;

для напрягаемой арматуры любых видов связь между напряжениями σ_s и деформациями от внешней нагрузки εs принимают по вышеприведенными зависимостям, заменяя для стержней растянутой зоны значение ε_s на $\varepsilon_s + \sigma_{sp} / E_s$, где σ_{sp} – предварительное напряжение арматуры с учетом $\gamma_{sp} = 0{,}9$, а 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 рисунку 3.26.

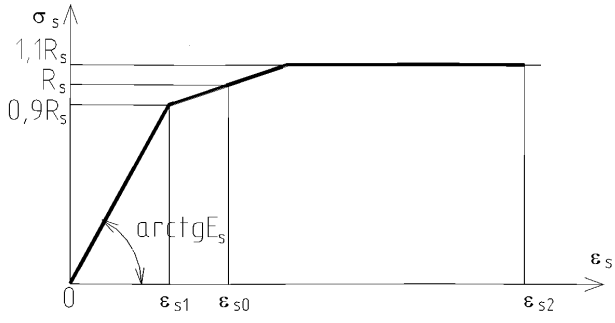


Рисунок 3.25.Трехлинейная диаграмма состояния арматуры с условным пределом текучести

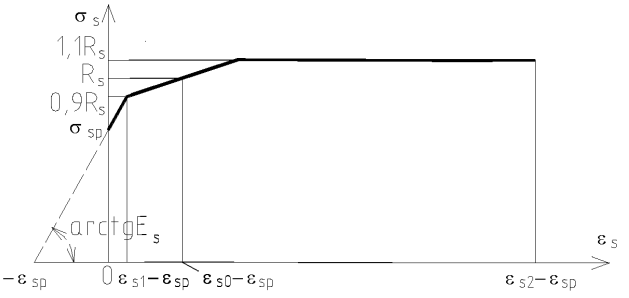


Рисунок 3.26 – Трехлинейная диаграмма состояния арматуры с условным пределом текучести при учете предварительного напряжения (здесь ε_s – деформация арматуры от внешней нагрузки)

3.6.2 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 (рисунок 3.27) изгибаемых элементов определяют из уравнений равновесия внешних и внутренних усилий:

$$M_x = \Sigma \sigma_{bi} A_{bi} z_{bxi} + \Sigma \sigma_{sj} A_{sj} z_{sxj}; \quad (3.92)$$

$$M_y = \Sigma \sigma_{bi} A_{bi} z_{byi} + \Sigma \sigma_{sj} A_{sj} z_{sy}; \quad (3.93)$$

$$\Sigma \sigma_{bi} A_{bi} + \Sigma \sigma_{sj} A_{sj} = 0, \quad (3.94)$$

где M_x и M_y – изгибающие моменты, действующие в плоскостях выбранных координатных осей соответственно x и y;

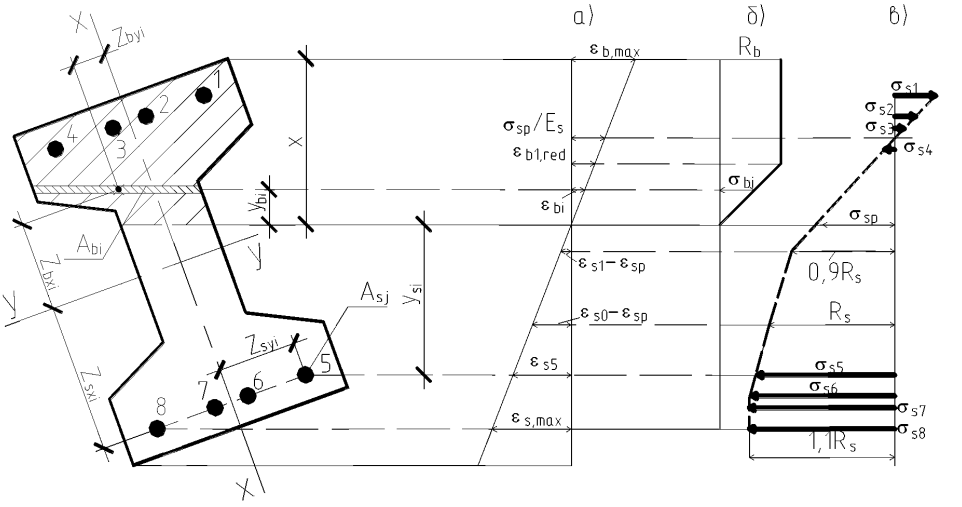
A_{bi}, z_{bxi}, z_{byi}, σ_{bi} – площадь, координаты центра тяжести i-того участка бетона и напряжение на уровне его центра тяжести;

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 рисунках 3.23-3.26.

Растягивающие напряжения арматуры σ_{sj} следует учитывать в уравнениях (3.92) – (3.94) со знаком "минус".

Координатные оси x и y рекомендуется проводить через центр тяжести наиболее растянутого стержня.



а - эпюра деформаций; б - эпюра напряжений бетона; в – напряжения в стержнях напрягаемой арматуры с условным пределом текучести

Рисунок 3.27 – Эпюры деформаций и напряжений бетона и арматуры

3.6.3 Расчет нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов по прочности производят из условий

$$\varepsilon_{b,max} \le \varepsilon_{b2}; \tag{3.95}$$

$$\left|\varepsilon_{s,\max}\right| \le \varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sp}\ , \tag{3.96}$$

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 (3.92) – (3.94);

εsp – 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. п.3.6.1

3.6.4 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:

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 $\theta = \text{arctg}\ \frac{I_x}{I_y}\frac{M_y}{M_x}$.

Последовательными приближениями подбирают такую высоту сжатой зоны x (см. рисунок 3.27), при которой выполняется равенство (3.94); 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 $\varepsilon_{bi} = \varepsilon_{s,\max}\ y_{si}/(h_0 - x)$, где h_0 – 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 рисунках 3.23-3.26.

По формулам (3.92) и (3.93) 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 необеспеченной.

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.

4 Расчет железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры по предельным состояниям второй группы

4.1 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по раскрытию трещин

Общие положения

4.1.1 Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок, продолжительное – только от постоянных и временных длительных нагрузок. При этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным $\gamma_f = 1{,}0$.

4.1.2 Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \le a_{crc,ult}, \qquad (4.1)$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно пп. 4.1.7-4.1.12;

$a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Для элементов, к которым не предъявляются требования непроницаемости, значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

- при арматуре классов А240-А600, В500:

  0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

  0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

- при арматуре класса Ан600С:

  0,4 мм – при продолжительном и непродолжительном раскрытии трещин;

- при арматуре классов А800, А1000, а также $В_р1200$ – $В_р1400$, К1400 (К-7) и К1500 (К-7) диаметром 12 мм:

  0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

  0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

- при арматуре классов $В_р1500$ и К1500 (К-7) диаметром 6 и 9 мм

  0,1 мм – при продолжительном раскрытии трещин;

  0,2 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

4.1.3 Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие

$$\left.\begin{array}{l} M < M_{crc} \\ N < N_{crc} \end{array}\right\} \qquad (4.2)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки;

N – продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки;

M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин и определяемый согласно пп. 4.1.4-4.1.6;

N_{crc} – продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом, при образовании трещин.

Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.1.4 Изгибающий момент M_{crc} при образовании трещин можно определять согласно пп.4.1.5 и 4.1.6 или по деформационной модели.

4.1.5 Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации (рисунок 4.1) определяют по формуле

$$M_{crc} = \gamma W_{red} R_{bt,ser} + P\left(e_{0p} + r\right), \qquad (4.3)$$

где W_{red} – момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого тела по формуле

$$W_{red} = I_{red} / y; \qquad (4.4)$$

значения I_{red} и y определяются согласно п.3.2.9;

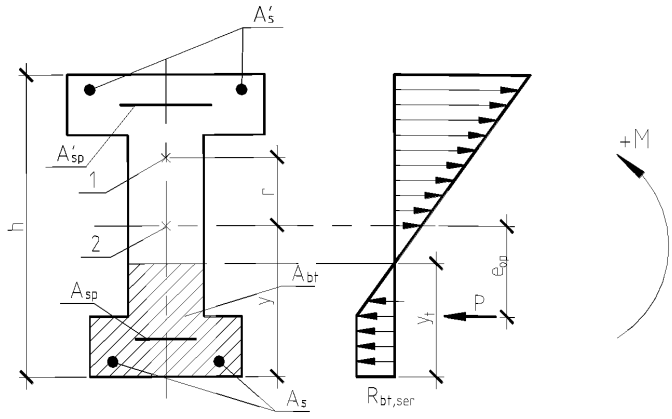
γ – коэффициент, определяемый согласно таблице 4.1;

e_{0p} – эксцентриситет усилия обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый согласно 3.2.12;

r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, значение r определяется по формуле

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \qquad (4.5)$$

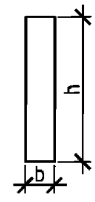
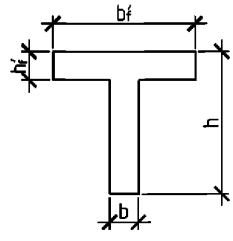
где A_{red} – см. п.3.2.9.



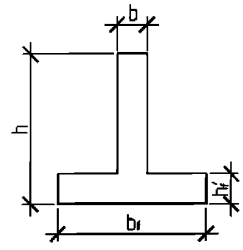
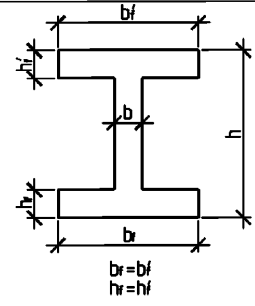
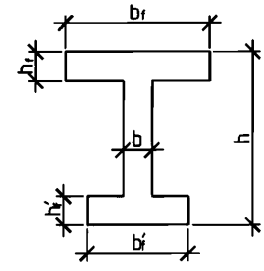
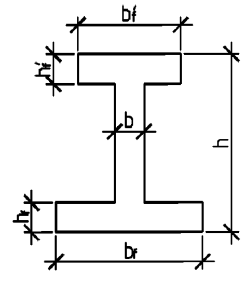
1 – ядровая точка; 2 – центр тяжести приведенного сечения

Рисунок 4.1 – Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете по образованию трещин в стадии эксплуатации

Таблица 4.1

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1 Прямоугольное	1,30	
2 Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30	

Окончание таблицы 4.1

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
3 Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: а) при $b'_f/b \le 2$ б) при $b'_f/b > 2$	 1,20 1,15	
4 Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b'_f/b = b_f/b \le 2$ б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \le 6$ в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$	 1,30 1,25 1,20	
5 Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \le 3$: а) при $b_f/b \le 2$ б) при $2 < b_f/b \le 6$ в) при $b_f/b > 6$	 1,20 1,15 1,10	
6 Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \le 3$: а) при $b_f/b \le 4$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \ge 0,2$ в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$	 1,25 1,20 1,25	

4.1.6 Момент образования трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рисунок 4.2) в стадии изготовления, определяют по формуле

$$M_{crc} = \gamma W_{red}^{\sup} R_{bt,ser}^{(p)} - P_{(1)}\left(e_{0p1} - r_{\inf}\right), \qquad (4.6)$$

где W_{red}^{sup} – значение W_{red}, определяемое согласно п.4.1.5 для растянутого от усилия обжатия $P_{(1)}$ волокна (верхнего);

r_{inf} – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием $P_{(1)}$;

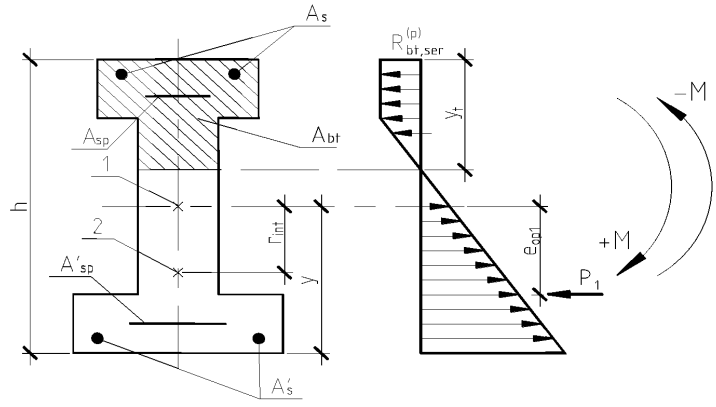
$P_{(1)}$ и e_{0pl} – усилия обжатия с учетом первых потерь напряжений и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения (см. п. 3.2.8);

$R_{bt,ser}^{(p)}$ – значение $R_{bt,ser}$ при классе бетона, численно равном передаточной прочности R_{bp}.

Значения W_{red}^{sup} и r_{inf} допускается определять при тех же значениях $\alpha = E_s / E_b$, что и в стадии эксплуатации.

Если вычисленное значение M_{crc} отрицательное, это означает, что трещины образованы до приложения внешней нагрузки.

Момент M в условии (4.2) определяется согласно п.3.4.4 при γ_f = 1,0 при этом он учитывается со знаком "плюс", если направление этого момента совпадает с направлением момента усилия $P_{(1)}$ и со знаком "минус" – когда направления противоположны.



1 – центр тяжести приведенного сечения; 2 – ядровая точка

Рисунок 4.2 – Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете по образованию трещин в стадии изготовления

Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.1.7 Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s , \qquad (4.7)$$

где σ_s – приращение напряжений в продольной предварительно напряженной арматуре в сечении с трещиной от внешней нагрузки, определяемое согласно п. 4.8;

l_s – базовое (без учета вида внешней поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами, определяемое согласно п.4.9;

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль арматуры и принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной;

0,8 – для гладкой арматуры (класс А240);

φ_3 - коэффициент, зависящий от вида НДС и принимаемый равным 1.

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать ψ_s = 1; если при этом условие (4.1) не удовлетворяется, значение ψ_s следует определять согласно п.4.1.10.

4.1.8 Приращение напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых предварительно напряженных элементов определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{P}{S_{red}} (h_0 - x) \alpha_{s1} , \qquad (4.8)$$

где S_{red} – статический момент относительно нейтральной оси приведенного сечения, включающего в себя только площадь сечения сжатой зоны бетона и площади сжатой и растянутой арматуры с учетом коэффициентов приведения арматуры к бетону α_{s1} и определяемый по формуле

$$S_{red} = S_b + \alpha_{s1} (S'_s - S_s) , \qquad (4.9)$$

здесь S_b , S'_s , S_s – статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, сжатой и растянутой арматуры относительно нейтральной оси;

x – высота сжатой зоны бетона, определяемая из решения уравнения

$$\frac{I_{red}}{S_{red}} = \frac{M}{P} \pm e_{sp} - (h_0 - x), \qquad (4.10)$$

где I_{red} – момент инерции выше приведенного сечения относительно нейтральной оси;

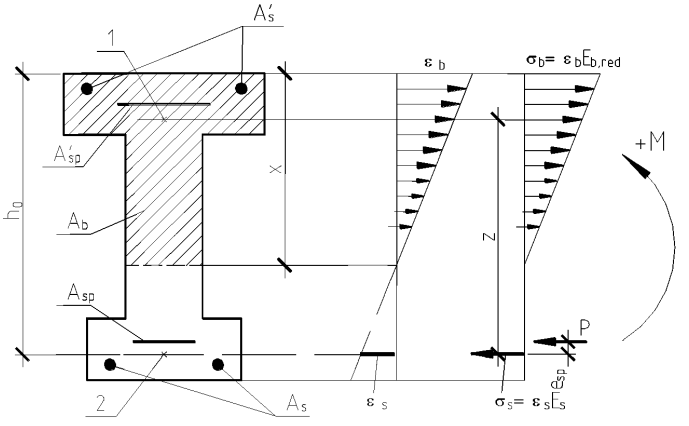
e_{sp} – расстояние от точки приложения усилия обжатия P до центра тяжести растянутой. Знак (+) принимается если направление вращения M и P совпадают (рисунок 4.3).

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону α_{s1} определяют по формуле

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}, \qquad (4.11)$$

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, равный

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b1,red}, \ \varepsilon_{b1,red} = 0,0015 .$$



1) точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне;

2) центр тяжести сечения арматуры S

Рисунок 4.3 – Схемы усилий и напряженно-деформированного состояния сечения с трещиной в стадии эксплуатации при расчете по раскрытию трещин

Коэффициент α_{s1} можно принимать равным $\alpha_{s1} = 300 / R_{b,ser}$.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений σ_s допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P}{A_{sp} + A_s}, \qquad (4.12)$$

где z – плечо внутренней пары сил, равное $z = \varsigma h_0$, а коэффициент ς определяется по таблице 4.2;

$$M_s = M \pm P e_{sp}.$$

Значения σ_s, определяемые по формулам (4.8) и (4.12), не должны превышать $R_{s,ser} - \sigma_{sp}$.

4.1.9 Значение базового расстояния между трещинами l_s определяют по формуле

$$l_s = 0{,}5\frac{A_{bt}}{A_s + A_{sp}}d_s \qquad (4.13)$$

и принимают не менее $10d_s$ и 100 мм и не более $40d_s$ и 400 мм.

Таблица 4.2

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициенты $\zeta = z/h_0$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$, 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
	≥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
	≥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
	≥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
	≥1,2	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
≥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

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициенты $\zeta = z/h_0$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$, равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	≥1,2	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81
$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha_{s1}A'_{sp} + \alpha_{s1}A'_s}{bh_0}$; $e_s = \frac{M_s}{P}$; $\mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1}A_{sp} + \alpha_{s1}A_s}{bh_0}$.												

В формуле (4.13): A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона, определяемая в общем случае согласно указаниям п. 4.1.7. При этом высота растянутой зоны бетона принимается не менее $2a$ и не более $0,5h$.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений высоту растянутой зоны допускается определять с учетом указанных ограничений по формуле

$$y_t = ky_0, \tag{4.14}$$

где y_0 – высота растянутой зоны бетона, определяемая как для упругого материала по приведенному сечению при коэффициенте приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s/E_b$;

k – поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона и равный:

- для прямоугольных сечений и тавровых с полкой в сжатой зоне – 0,9;
- для двутавровых (коробчатых) сечений и тавровых с полкой в растянутой зоне – 0,95.

Значение y_0 принимается равным

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P/R_{bt,ser}}, \tag{4.15}$$

где S_{red} – статический момент приведенного сечения относительно растянутой грани;

A_{red} – см. п. 3.2.9.

При различных диаметрах стержней растянутой арматуры значение d_s принимается равным

$$d_s = \frac{n_1 d_{s1}^2 + \ldots + n_k d_{sk}^2}{n_1 d_{s1} + \ldots + n_k d_{sk}}, \tag{4.16}$$

где $d_{s1},\ldots d_{sk}$ – диаметры стержней растянутой арматуры;

$n_1,\ldots n_k$ – число стержней с диаметрами соответственно $d_{s1},\ldots d_{sk}$.

4.1.10 Значения коэффициента ψ_s определяют по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s}, \quad (4.17)$$

где $\sigma_{s,crc}$ – приращение напряжений в растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, определяемое по указаниям п. 4.1.8, принимая в соответствующих формулах значения $M = M_{crc}$, где M_{crc} – см. пп.4.1.4-4.1.6;

σ_s – то же, при действии рассматриваемой нагрузки.

Если $\sigma_{s,crc} > \sigma_s$ принимают $\psi_s = 0,2$.

4.1.11 Ширину раскрытия трещин принимают равной:

при продолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1}; \quad (4.18)$$

при непродолжительном раскрытии

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (4.19)$$

где a_{crc1} – ширина раскрытия трещин, определяемая согласно п. 4.1.7 при φ_1 =1,4 и при действии постоянных и длительных нагрузок (т.е. при $M = M_l$);

a_{crc2} – то же, при φ_1 = 1,0 и действии всех нагрузок (т.е.при $M = M_{tot}$);

a_{crc3} – то же, при φ_1 = 1,0 и действии постоянных и длительных нагрузок (т.е. при $M = M_l$).

Ширину непродолжительного раскрытия трещин можно также определять по формуле

$$a_{crc} = a_{crc\,2}(1 + 0,4A), \quad (4.20)$$

где $$A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}},$$

а значения σ_s, σ_{sl}, $\sigma_{s,crc}$ определяются согласно п. 4.1.8 при действии моментов соответственно M_{tot}, M_l и M_{crc}.

При этом, если выполняется условие

$$A > t, \quad (4.21)$$

можно проверять только продолжительное раскрытия трещин, а если условие (4.21) не выполняется – только непродолжительное раскрытие.

Здесь: t = 1 – при допустимой ширине продолжительного и непродолжительного раскрытия трещин равных соответственно 0,4 и 0,4 мм (см. п. 4.1.2);

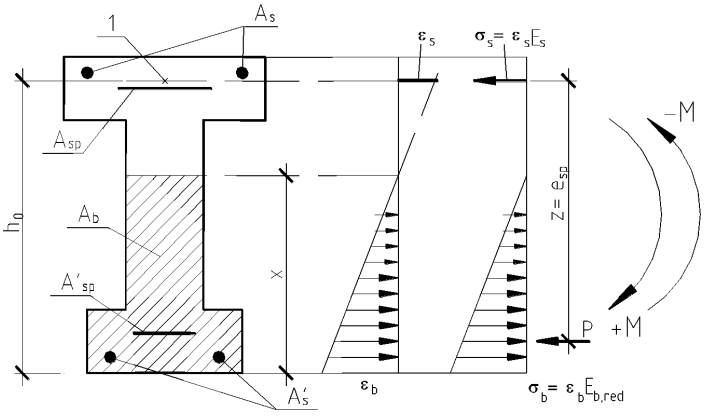
t = 0,68 – при этих величинах, равных 0,3 и 0,4 мм;

t = 0,59 – при этих величинах, равных 0,2 и 0,3 мм;

t = 0,42 – при этих величинах равных 0,1 и 0,2 мм.

Если принято, что ψ_s = 1,0, то в формулах (4.20) и (4.21) принимается $A = \sigma_{sl} / \sigma_s$.

4.1.12 Ширину раскрытия трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления, определяют согласно пп. 4.1.7-4.1.10, принимая φ_1 = 1,0, φ_2 и d_s – как для арматуры, расположенной в указанной зоне. При определении напряжения σ_s согласно п. 4.1.8 значение e_{sp} принимают как расстояние от точки приложения усилия P до центра тяжести указанной арматуры (верхней, рисунок 4.4), а момент M, действующий в стадии изготовления, определяют согласно п. 3.4.4 при γ_f = 1,0. Расчетные сопротивления бетона $R_{bt,ser}$ и $R_{b,ser}$ определяют при классе бетона, численно равном передаточной прочности бетона R_{bp}. Усилие предварительного обжатия P определяется с учетом только первых потерь.



1) центр тяжести арматуры растянутой зоны

Рисунок 4.4 – Схемы усилий и напряженно-деформированного состояния сечения с трещиной в стадии изготовления

Примеры расчета

Пример 15. Дано: многопустотная плита перекрытия – по рисунку 4.5,а; бетон класса В20 ($R_{bt,ser}$ = 1,1 МПа, $R_{b,ser}$ = 11 МПа); геометрические характеристики приведенного сечения: площадь A_{red} = 190320 мм^2, расстояние от центра тяжести до растянутой (нижней) грани y=107,8 мм, момент инерции I_{red} = 1,122·10^9 мм^4; момент в середине пролета от всех нагрузок M_{tot} = 57,8 кН·м, момент от постоянных и длительных нагрузок M_l = 46,5 кН·м;

продольная арматура класса Ан600С, площадью сечения A_{sp} = 616 мм^2 (4∅14); усилие предварительного обжатая (с учетом всех потерь) P = 299 кН.

Требуется рассчитать плиту по раскрытию трещин в стадии эксплуатации.

Расчет. Определяем момент образования трещин согласно п. 4.1.5. Согласно формулам (4.4) и (4.5) момент сопротивления приведенного сечения и ядровое расстояние соответственно равны

$W_{red} = I_{red}/y$ = 1,122·10^9/107,8= 1,041·10^7 мм^3;

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{1{,}041 \cdot 10^7}{190320} = 54{,}7 \text{ мм.}$$

Поскольку в плите располагается, в основном, только напрягаемая арматура, точка приложения усилия обжатия совпадает с центром тяжести арматуры, т.е.

$e_{0p} = y - a$ = 107,8 - 27 = 80,8 мм и e_{sp} = 0.

Тогда при γ = 1,25 (см. таблицу 4.1.):

M_{crc} =1,25$W_{red}R_{bt,ser}$+P(e_{0p} + r)=1,25·1,041·10^7·1,1 + 298000(80,8

+54,7)=54,69·10^6 Н·мм= = 54,69 кН·м < M_{tot} = 57,8 кН·м,

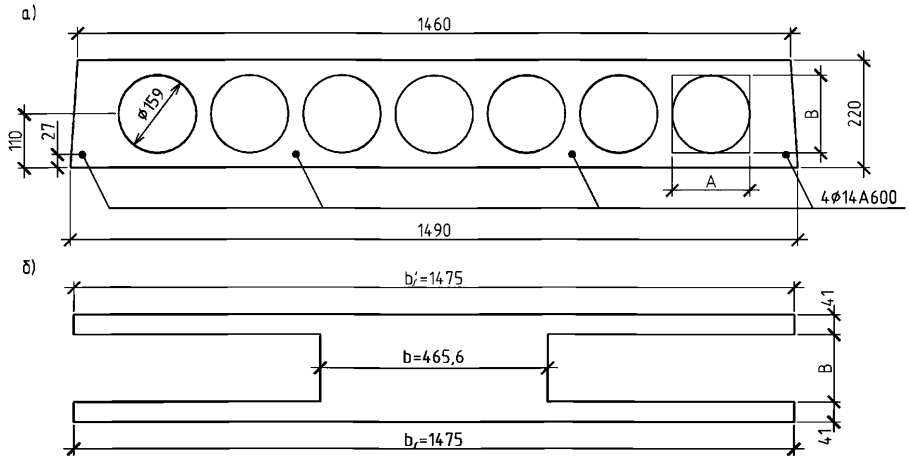
т.е. трещины образуются, и следовательно, расчет по раскрытию трещин необходим.

Определим по формуле (4.12) приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок $\sigma_s = \sigma_{sl}$ т.е. принимая $M = M_l$ = 46,5 кН·м.

Поскольку e_{sp} = 0,0, $M_s = M$ = 46,5 кН·м и тогда

$$e_s = \frac{M_s}{P} = \frac{46{,}5}{299} = 0{,}156 \text{ м} = 156 \text{ мм.}$$

Рабочая высота сечения равна $h_0 = h - a$ = 220 – 27 = 193мм, $\frac{e_s}{h_o} = \frac{156}{193} = 0{,}81$.



а) фактическое сечение плиты; б) эквивалентное сечение плиты

Рисунок 4.5 – К примеру расчета 15

Сечение плиты представляем в виде двутаврового сечения, заменив пустоты прямоугольниками, эквивалентными по площади и моменту инерции. Ширина и высота такого прямоугольника соответственно равны:

$A = 0{,}907D = 0{,}907 \cdot 159 = 144{,}2$ мм; $B = 0{,}866D = 0{,}866 \cdot 159 = 138$ мм.

Тогда из рисунка 4.5 имеем:

$b_f = b'_f = 1475$ мм; b = 1475 - 7·144,2 = 465,6 мм; $h_f = h'_f$ = (220-138)/2 = 41мм.

Принимая $A'_{sp} = A_{sp} = 0{,}0$, имеем $\varphi_f = \dfrac{(b'_f - b)h'_f}{bh_o} = \dfrac{(1475 - 465{,}6)41}{465{,}6 \cdot 193} = 0{,}46$.

Коэффициент приведения равен α_{s1}=300/$R_{b,ser}$ = 300/11 = 27,3, тогда

$$\mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1} A_{sp}}{bh_o} = \frac{27{,}3 \cdot 616}{465{,}6 \cdot 193} = 0{,}187 \quad .$$

При $\dfrac{e_s}{h_o} = 0{,}81$, φ_f= 0,46 и $\mu\alpha_{s1}$ = 0,187 из таблицы 4.2 находим ζ = 0,785, тогда

$z = \zeta \cdot h_0$= 0,785·193 = 151,5 мм.

$$\sigma_{sl} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp}} = \frac{46{,}5 \cdot 10^6 / 151{,}5 - 299000}{616} = 12{,}9 \text{ МПа}.$$

Аналогично определим значение $\sigma_{s,crc}$ при действии момента $M = M_{crc}$ = 54,69 кН·м;

$$\frac{e_s}{h_o} = \frac{54{,}69}{299 \cdot 0{,}193} = 0{,}95 \quad .$$

Поскольку согласно таблице 4.2находим ζ = 0,81, тогда $z = \zeta \cdot h_0$= 0,81·193 = 156,3 мм.

Тогда $\sigma_{s,crc} = \dfrac{54{,}69 \cdot 10^6 / 156{,}3 - 299000}{616} = 82{,}6$ МПа.

При моменте от всех нагрузок $M = M_{tot}$ = 57,8 кН·м $\dfrac{e_s}{h_o} = \dfrac{57{,}8}{299 \cdot 0{,}193} = 1$, ζ = 0,82, тогда

$z = \zeta \cdot h_0$= 0,82·193 = 158,3 мм значение σ_s равно

$$\sigma_s = \frac{57{,}8 \cdot 10^6 / 158{,}3 - 299000}{616} = 107{,}4 \text{ МПа}.$$

Проверим условие (4.21), принимая t = 1,

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0{,}8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0{,}8\sigma_{s,crc}} = \frac{12{,}9 - 0{,}8 \cdot 82{,}6}{107{,}4 - 0{,}8 \cdot 82{,}6} = -1{,}287 < t = 1 \text{ ,}$$

следовательно, проверяем только непродолжительное раскрытие трещин по формуле (4.20).

По формуле (4.17) определяем коэффициент ψ_s, принимая σ_s = 107,4 МПа,

$$\psi_s = 1 - 0,8\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8\frac{82,6}{107,4} = 0,385 .$$

Определим расстояния между трещинами l_s согласно п. 4.1.4.

Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при $S_{red} = A_{red} \cdot y$ = 190320·107,8 = 20516496 мм^2 равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P/R_{bt,ser}} = \frac{20516496}{190320 + 299000/1,1} = 44,4 \text{ мм},$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$y_t = k \cdot y_0 = 0,95 \cdot 44,4 = 42,2$ мм.

Поскольку $y_t < 2a = 2 \cdot 27 = 54$ мм, принимаем $y_t = 54$ мм > $h_f = 41$ мм. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна

$A_{bt} = by_t + (b_f - b)h_f = 465,6 \cdot 54 + (1475 - 465,6)41 = 66530$ мм^2,

$$l_s = 0,5\frac{A_{bt}}{A_{sp}}d_s = 0,5\frac{66530}{616}14 = 756 \text{ мм}.$$

Поскольку l_s > 400мм и $l_s > 40d = 40 \cdot 14 = 560$ мм, принимаем l_s = 400 мм.

По формуле (4.7) определяем $a_{crc,2}$, принимая $\varphi_1 = 1,0$, $\varphi_2 = 0,5$

$$a_{crc,2} = \varphi_1\varphi_2\psi_s\frac{\sigma_s}{E_s}l_s = 0,5 \cdot 0,385\ \frac{107,4}{200000}400 = 0,04 \text{ мм}.$$

$a_{crc} = a_{crc,2}(1 + 0,4A) = 0,04(1 - 0,4 \cdot 1,287) = 0,02$ мм,

что меньше предельно допустимого значения 0,4 мм.

Пример 16. Дано: плита перекрытия по рисунка 4.6; бетон класса В25 ($R_{bt,ser}$ = 1,55 МПа, $R_{b,ser}$ = 18,5 МПа); геометрические характеристики половины приведенного сечения: площадь $A_{red} = 5,55 \cdot 10^4$ мм^2, расстояние от центра тяжести сечения до растянутой (нижней) грани y = 220 мм, момент инерции $I_{red} = 718 \cdot 10^6$ мм^4; напрягаемая арматура класса Ан600С, площадью сечения A_{sp} = 491 мм^2 (1∅25); ненапрягаемая арматура, растянутая и сжатая, класса Ан600С, площадью сечения соответственно A_s = 78,5 мм^2 (1∅10), A'_s = 78,5 мм^2 (1∅10); максимальный момент для половины сечения плиты: от всех нагрузок M_{tot} = 66 кН·м, от постоянных и длительных нагрузок M_l = 60 кН·м; усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь) P = 150 кН, его эксцентриситет e_{0p} = 165 мм.

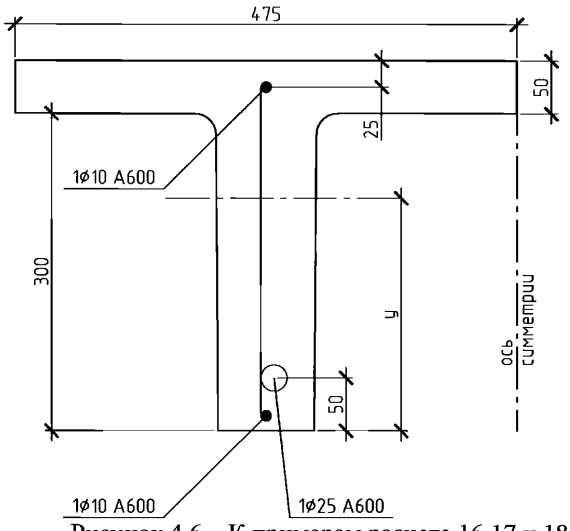


Рисунок 4.6 – К примерам расчета 16,17 и 18

Требуется рассчитать плиту по раскрытию трещин в стадии эксплуатации.

Расчет. Определяем момент образования трещин согласно п. 4.1.5 Момент сопротивления приведенного сечения для растянутой грани равен

$W_{red} = I_{red}/y = 718 \cdot 106/220 = 3{,}26 \cdot 10^6$ мм^3;

ядровое расстояние $r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{3{,}26 \cdot 10^6}{5{,}55 \cdot 10^4} = 58{,}8$ мм.

Тогда при $\gamma = 1{,}3$ (см. таблицу 4.1)

$M_{crc} = 1{,}25 W_{red} R_{bt,ser} + P(e_{0p} + r) = 1{,}3 \cdot 3{,}26 \cdot 106 \cdot 1{,}55 + 150 \cdot 103(165 + 58{,}8) =$

$= 40{,}14 \cdot 10^6$ Н·мм $= 40{,}14$ кН·м $< M_{tot} = 66$ кН·м, т.е. трещины образуются, и следовательно, расчет по раскрытию трещин необходим.

Определим по формуле (4.12) приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия постоянных и длительных нагрузок, т.е. принимая $M = M_l = 60$ кН·м.

Рабочая высота сечения равна $h_0 = h - a = 350 - 50 = 300$ мм. Принимая

$e_{sp} = y - a - e_{0p} = 220 - 50 - 165 = 5$ мм, получаем

$M_s = M + Pe_{sp} = 60 \cdot 10^6 + 150 \cdot 10^3 \cdot 5 = 60{,}75 \cdot 10^6$ Н·мм

и тогда $\frac{e_s}{h_o} = \frac{M_s}{Ph_o} = \frac{60{,}75 \cdot 10^6}{150 \cdot 10^3 \cdot 300} = 1{,}35$.

Коэффициент приведения α_{s1} равен $\alpha_{s1} = 300/R_{b,ser} = 300/18{,}5 = 16{,}2$. Тогда, принимая согласно рисунку 4.6 $b = 95$ мм, имеем $\mu\alpha_{s1} = \frac{(A_{sp} + A_s)\alpha_{s1}}{bh_o} = \frac{(491 + 78{,}5)16{,}2}{95 \cdot 300} = 0{,}324$.

$$\varphi_f = \frac{\left(b'_f - b\right)h'_f + \alpha_{s1}A'_s}{bh_o} = \frac{(475 - 95)50 + 16,2 \cdot 50,3}{95 \cdot 300} = 0,695 .$$

Из таблицы 4.2 при $\mu\alpha_{s1} = 0,324$, $\varphi_f = 0,695$ и $\frac{e_s}{h_o} = 1,35$ находим $\zeta = 0,82$. Тогда

$z = \zeta \cdot h_0 = 0,82\ 300 = 246$ мм; $A_{sp} + A_s = 491 + 78,5 = 596,5$ мм^2;

$$\sigma_s = \sigma_{sl} = \frac{M_s / z - P}{A_{sp} + A_s} = \frac{60,75 \cdot 10^6 / 246 - 150000}{569,5} = 170,24 \text{ МПа}.$$

Аналогично определяем значение $\sigma_{s,crc}$ при действии момента $M = M_{crc} = 40,14$ кН·м.

$M_s = 40,14 \cdot 10^6 + 150 \cdot 10^3 \cdot 5 = 40,89 \cdot 10^6$ Н·мм;

$$\frac{e_s}{h_o} = \frac{40,89 \cdot 10^6}{150 \cdot 10^3 \cdot 300} = 0,91 .$$

Согласно таблице 4.2 $\zeta = 0,82$ и $z = 246$ мм, тогда

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} = \frac{40,89 \cdot 10^6 / 246 - 150000}{569,5} = 28,5 \text{ МПа}.$$

При моменте от всех нагрузок $M = M_{tot} = 66$ кН·м

$M_s = 66 \cdot 10^6 + 150 \cdot 10^3 \cdot 5 = 66,75 \cdot 10^6$ Н·мм;

$$\sigma_s = \frac{66,75 \cdot 10^6 / 246 - 150000}{569,5} = 213,1 \text{ МПа}.$$

Проверим условие (4.21), принимая $t = 0,68$,

$$A = \frac{\sigma_{sl} - 0,8\sigma_{s,crc}}{\sigma_s - 0,8\sigma_{s,crc}} = \frac{170,24 - 0,8 \cdot 28,5}{213,1 - 0,8 \cdot 28,5} = 0,775 < t = 0.68 ,$$

следовательно, проверяем только продолжительное раскрытие трещин.

По формуле (4.17) при $\sigma_s = \sigma_{sl} = 170,24$ МПа определим коэффициент

$$\psi_s = 1 - 0,8\frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} = 1 - 0,8\frac{28,5}{170,24} = 0,866 .$$

Определим расстояния между трещинами l_s согласно п. 4.1.4.

Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при $S_{red} = A_{red} \cdot y = 5,55 \cdot 10^4 \cdot 220 = 1,22 \cdot 10^7$ мм^3 равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P / R_{bt,ser}} = \frac{1,22 \cdot 10^7}{5,55 \cdot 10^4 + 150 \cdot 10^3 / 1,55} = 80,2 \text{ мм},$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$y_t = ky_0 = 0,9 \cdot 80,2 = 72,2$ мм.

Поскольку $y_t < 2a = 2 \cdot 50 = 100$ мм, принимаем $y_t = 100$ мм. Тогда площадь сечения растянутого бетона равна $A_{bt} = by_t = 95 \cdot 100 = 9500$ мм^2.

Усредненный диаметр стержней растянутой арматуры равен $d_s = \frac{25^2 + 10^2}{25 + 10} = 20,7$ мм.

Тогда $l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_{sp} + A_s} d_s = 0,5 \frac{9500}{569,5} 20,7 = 172,7$ мм.

Поскольку $l_s < 10d_s = 207$ мм, принимаем $l_s = 207$ мм.

По формуле (4.7) определяем $a_{crc,1}$, принимая $\varphi_1 = 1,4$, $\varphi_2 = 0,5$,

$a_{crc,1} = \varphi_1 \varphi_2 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 0,866 \frac{170,24}{2 \cdot 10^5} 207 = 0,107$ мм, что меньше предельно допустимого значения 0,3 мм.

Пример 17. Дано: плита перекрытия по рисунка 4.6; усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{(1)} = 230$ кН, его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0p1} = 167$ мм; передаточная прочность бетона $R_{bp} = 20$ МПа ($R^{(p)}_{bt,ser} = 1,35$ МПа, $R^{(p)}_{b,ser} = 20$ МПа); момент от веса плиты, возникающий при подъеме плиты и растягивающий верхнюю грань, $M_w = 5,3$ кН·м; остальные данные из примера 36.

Требуется рассчитать плиту по раскрытию трещин в стадии изготовления.

Расчет. Сначала выясним, образуются ли верхние трещины в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия согласно п.4.1.6.

Момент сопротивления W^{sup}_{red} определяем по формуле (4.4), принимая за y расстояние от центра тяжести до верхней грани, т.е. $y = 350 - 220 = 130$ мм,

$W^{sup}_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{718 \cdot 10^6}{130} = 5,52 \cdot 10^6$ мм^3.

Тогда $r_{inf} = \frac{W^{sup}_{red}}{A_{red}} = \frac{5,52 \cdot 10^6}{5,55 \cdot 10^4} = 99,5$ мм.

По формуле (4.6) определяем момент образования верхних трещин

$\gamma W^{sup}_{red} R^{(p)}_{bt,ser} - P_{(1)} (e_{0p1} - r_{inf}) = 1,15 \cdot 5,52 \cdot 10^6 \cdot 1,35 - 230 \cdot 10^3 (167 - 99,5) =$

$= -6,9 \cdot 10^6$ Н·мм $< 0,0$,

т.е. верхние трещины образуются до приложения внешней нагрузки.

Определим ширину непродолжительного раскрытия верхних трещин с учетом указаний п.4.1.12.

За растянутую арматуру принимаем верхний ненапрягаемый стержень ∅10, т.е. $A_s = 78{,}5$ мм^2. Тогда рабочая высота сечения равна $h_0 = h - a_s = 350 - 25 = 325$ мм, а расстояние от точки приложения усилия обжатия $P_{(1)}$ до растянутой арматуры равно

$e_{sp} = y + e_{0pl} - a_s = 130 + 167 - 25 = 272$ мм.

Моменты M_w и $P_{(1)}e_{sp}$ имеют одинаковое направление вращения, следовательно,

$M_s = P_{(1)}e_{sp} + M_w = 230 \cdot 103 \cdot 272 + 5{,}3 \cdot 106 = 67{,}86 \cdot 106$ Н·мм и

$$\frac{e_s}{h_o} = \frac{M_s}{P_{(1)}h_o} = \frac{67{,}86 \cdot 10^6}{230 \cdot 10^3 \cdot 323} = 0{,}908 .$$

Коэффициент приведения α_{s1} равен

$$\alpha_{s1} = \frac{300}{R^{(p)}_{b,ser}} = \frac{300}{20} = 15 .$$

Тогда $\mu a_{s1} = \frac{A_s \alpha_{s1}}{bh_o} = \frac{78{,}5 \cdot 15}{95 \cdot 325} = 0{,}0381$.

В сжатой (нижней) зоне свесы отсутствуют, а $A'_{sp} + A'_s = 491 + 78{,}5 = 569{,}5$ мм^2 (∅25 + + ∅10).Тогда

$$\varphi_f = \frac{\left(A'_{sp} + A'_s\right)\alpha_{s1}}{bh_o} = \frac{569{,}5 \cdot 15}{95 \cdot 325} = 0{,}277 .$$

Из таблицы 4.2 при $\mu\alpha_{s1} = 0{,}024$, $\varphi_f = 0{,}277$ и $\frac{e_s}{h_o} = 0{,}908$ находим $\zeta = 0{,}84$. Тогда

$z = \zeta \cdot h_0 = 0{,}84 \cdot 325 = 273$ мм;

$$\sigma_s = \frac{M_s / z - P_{(1)}}{A_s} = \frac{67{,}86 \cdot 10^6 / 273 - 230 \cdot 10^3}{78{,}5} = 236{,}6 МПа < 0{,}9R_{s.ser} = 0{,}9 \cdot 650 = 585 \text{ МПа} .$$

Определим расстояния между трещинами l_s согласно п. 4.1.4. Высота зоны растянутого бетона, определенная как для упругого материала, при

$S_{red} = A_{red} \cdot y = 5{,}55 \cdot 10^4 \cdot 130 = 7{,}215 \cdot 10^6$ мм^3 равна

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red} + P_{(1)} / R^{(p)}_{bt,ser}} = \frac{7{,}215 \cdot 10^6}{5{,}55 \cdot 10^4 + 230 \cdot 10^3 / 1{,}35} = 31{,}9 \text{ мм},$$

а с учетом неупругих деформаций растянутого бетона

$y_t = ky_0 = 0{,}95 \cdot 31{,}9 = 30{,}3$ мм.

Поскольку $y_t < 2a = 2 \cdot 25 = 50$ мм, принимаем $y_t = 50$ мм $= h_f$, т.е. за площадь растянутой зоны принимаем площадь сечения верхней полки

$A_{bt} = 475 \cdot 50 = 23750$ мм^2.

Тогда $l_s = 0,5\frac{A_{bt}}{A_s}d_s = 0,5\frac{23750}{78,5}10 = 1513$ мм.

Поскольку $l_s < 40d_s = 40 \cdot 10 = 400$ мм и $l_s < 400$ мм, принимаем $l_s = 400$ мм.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле (4.7), принимая $\varphi_1 = 1,0$, $\varphi_2 = 0,5$, $\psi_s = 1,0$,

$a_{crc,2} = \varphi_1\varphi_2\psi_s\frac{\sigma_s}{E_s}l_s = 0,5\frac{236,6}{200000}400 = 0,237$ мм, что меньше предельно допустимого значения 0,4 мм.

4.2 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по деформациям

Общие положения

4.2.1 Расчет предварительно напряженных элементов по деформациям производят с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых к конструкциям.

Расчет по деформациям следует производить на действие:

постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;

постоянных и временных длительных нагрузок при ограничении деформаций эстетико-психологическими требованиями.

4.2.2 Значения предельно допустимых деформаций элементов принимают согласно СП 20.13330.2011 и нормативным документам на отдельные виды конструкций.

Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по прогибам

4.2.3 Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия

$$f \le f_{ult} , \qquad (4.22)$$

где f – прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба.

Прогибы изгибаемых элементов определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных и сдвиговых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечении по его длине (кривизны и углов сдвига).

В тех случаях, когда прогибы элемента, в основном, зависят от изгибных деформаций, значение прогиба определяют по кривизнам элементов согласно пп.4.2.4 и 4.2.5.

4.2.4 Прогиб предварительно напряженных элементов, обусловленный деформацией изгиба, определяют по формуле

$$f = \int_0^l \overline{M}_x \left(\frac{1}{r}\right)_x dx , \qquad (4.23)$$

где $\overline{M}_x$ – изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяют прогиб, в направлении этого прогиба;

$\left(\frac{1}{r}\right)_x$ – полная кривизна элемента в сечении x от внешней нагрузки, при которой определяют прогиб.

В общем случае формулу (4.23) можно реализовать путем разбиения элемента на ряд участков, определяя кривизну на границах этих участков (с учетом наличия или отсутствия трещин и знака кривизны) и перемножения эпюр моментов $\overline{M}_x$ и кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ по длине элемента, принимая линейное распределение кривизны в пределах каждого участка. В этом случае при определении прогиба в середине пролета формула (4.23) приобретает вид

$$f = \frac{l^2}{12\,n^2} \times \left\{ \left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},\ l} + \left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},\ r} + 6 \sum_{i=1}^{n/2-1} \left[\left(\frac{1}{r}\right)_{il} + \left(\frac{1}{r}\right)_{ir} \right] + (3n-2) \left(\frac{1}{r}\right)_m \right\}, \qquad (4.24)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},\ l}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{\text{sup},\ r}$ – кривизна элемента соответственно на левой и правой опорах;

$\left(\frac{1}{r}\right)_{il}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{ir}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_m$ – кривизна элемента в симметрично расположенных сечениях i и i' (при $i = i'$) соответственно слева и справа от середины пролета, в середине пролета (рисунок 4.7);

n – четное число равных участков, на которые разделяют пролет, принимаемое не менее 6;

l – пролет элемента.

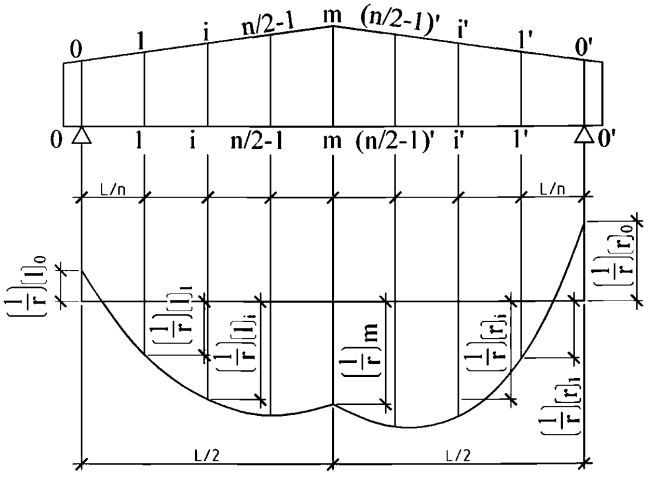


Рисунок 4.7 – Эпюра кривизны в железобетонном элементе
с переменным по длине сечением

В формулах (4.23) и (4.24) кривизны $\frac{1}{r}$ определяются по формулам (4.29) и (4.30) соответственно для участков без трещин и с трещинами. Знак $\frac{1}{r}$ принимается в соответствии с эпюрой кривизны.

4.2.5 Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять, вычисляя кривизну только для наиболее напряженного сечения и принимая для остальных сечений кривизны изменяющимися пропорционально значениям изгибающего момента, т.е. по формуле

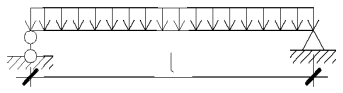
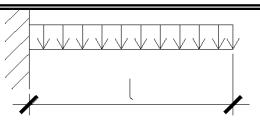
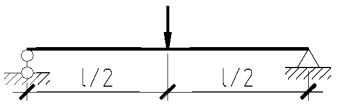
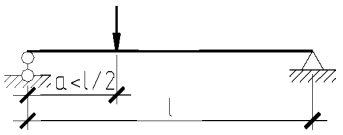
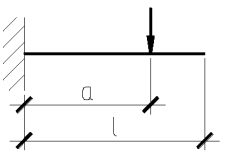
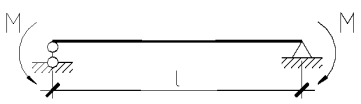
$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{max} Sl^2, \qquad (4.25)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{max}$ – полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом;

S – коэффициент, принимаемый по таблице 4.3.

Таблица 4.3

Схема загружения свободно опертой балки	Коэффициент S	Схема загружения консольной балки	Коэффициент S

	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{8l^2}$		$\frac{a}{6l}\left(3-\frac{a}{l}\right)$
	$\frac{1}{8}$		$\frac{1}{2}$

Примечание – При загружении элемента сразу по нескольким схемам $S=\sum S_i M_i / \sum M_i$,

где S_i и M_i – соответственно коэффициент S и момент M в середине пролета балки или в заделке консоли для каждой схемы загружения. В этом случае кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_{max}$ определяется при значении M равном $\sum M_i$

Если прогиб, определяемый по формуле (4.25), превышает допустимый, то его значение рекомендуется уточнить за счет учета повышенной жесткости на участках без трещин и учета переменной жесткости на участках с трещинами. Для свободно опертых балок, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, это соответствует формуле:

$$f=\left\{\frac{5}{48}\left(\frac{1}{r}\right)_{max}-S_{crc}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{max}-\left(\frac{1}{r}\right)_{m.el}\right]-\frac{1}{48}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_3+\left(\frac{1}{r}\right)_4\right]\right\}l^2, \qquad (4.26)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{m.el}$ – полная кривизна в середине пролета, определенная без учета наличия трещин согласно пп.4.2.9 и 4.2.10;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна, обусловленная выгибом элемента и определяемая согласно п.4.2.9,а;

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ – см. п.4.2.9;

S_{crc} – коэффициент, определяемый по таблице 4.4 в зависимости от отношения $M_{crc}/M_{\max}$, где M_{max} – наибольший изгибающий момент от всех нагрузок, M_{crc} – см. п.4.1.4.

Таблица 4.4

m	S_{crc}	m	S_{crc}	m	S_{crc}
1,00	0,1042	0,92	0,0449	0,70	0,0128
0,99	0,0805	0,90	0,0396	0,60	0,0071
0,98	0,0715	0,85	0,0295	0,50	0,0037
0,96	0,0597	0,80	0,0223	0,40	0,0017
0,94	0,0514	0,75	0,0169	0,30	0,0007
0,92	0,0449	0,70	0,0128	≤0,20	0,000
$S_{crc} = \frac{1}{6} - \frac{(2+m)\sqrt{1-m}}{12} - \frac{m^2}{16}$; $m = \frac{M_{crc}}{M_{\max}}$.					

4.2.6 Для изгибаемых элементов при $l/h < 10$ необходимо учитывать влияние поперечных сил на их прогиб. В этом случае полный прогиб равен сумме прогибов, обусловленных деформацией изгиба (см.пп.4.2.4 и 4.2.5) и деформацией сдвига f_q.

Прогиб f_q, обусловленный деформацией сдвига, определяют по формуле

$$f_q = \int_0^l \overline{Q}_x \gamma_x dx , \qquad (4.27)$$

где $\overline{Q}_x$ – поперечная сила в сечении x от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяется прогиб, в направлении этого прогиба;

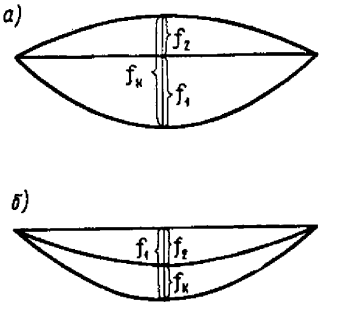
γ_x – угол сдвига элемента в сечении x от действия внешней нагрузки при которой определяется прогиб.

4.2.7 Контрольный прогиб элемента, используемый при оценке жесткости конструкции согласно ГОСТ 8829, определяется по формуле

$$f_k = f_1 \pm f_2 , \qquad (4.28)$$

где f_1 – полный прогиб элемента от действия всей внешней нагрузки (контрольной и от собственного веса) и усилия предварительного обжатия, вычисляемый согласно пп. 4.2.4-4.2.6;

f_2 – выгиб, (принимается со знаком "плюс", рисунок 4.8,а) или прогиб (принимается со знаком "минус", рисунок 4.8,б) от собственного веса и усилия предварительного обжатия; при этом, если в верхней зоне элемента образуются трещины, значение f_2 определяется как для элемента с трещинами в этой зоне (т.е. элемент рассматривается в перевернутом положении).



а) учет наличия начального выгиба f_2; б) учет наличия начального прогиба f_1

Рисунок 4.8 – Определение контрольного прогиба f_k, замеряемого при испытании

Значения f_1 и f_2 определяются согласно указаниям пп.4.2.4-4.2.6, 4.2.9-4.2.11, принимая непродолжительное действие нагрузок, при этом кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ не учитывается.

Определение кривизны изгибаемых предварительно напряженных железобетонных элементов

Общие положения

4.2.8 Кривизну изгибаемых предварительно напряженных элементов для вычисления их прогибов определяют:

а) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне не образуются нормальные к продольной оси трещины, согласно п. 4.2.9;

б) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, согласно п. 4.2.10.

Элементы или участки элемента рассматривают без трещин, если трещины не образуются [т.е. выполняется условие (4.2)] при действии полной нагрузки, включающей

постоянную, временную длительную и кратковременную нагрузки, с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, а также усилия предварительного обжатия.

Кривизну железобетонных элементов с трещинами и без трещин можно также определять на основе деформационной модели.

4.2.9 Полную кривизну изгибаемых элементов определяют:

а) для участков без трещин в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3, \qquad (4.29)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия P (т.е. при действии $M = Pe_{op}$)

б) для участков с трещинами в растянутой зоне по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \qquad (4.30)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всех нагрузок, на которые производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кроме того, в формулах (4.29) и (4.30) может быть учтена кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_4$, обусловленная остаточным выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ и собственного веса элемента. Значение $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ определяется по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb} - \sigma'_{sb}}{E_s h_0}, \qquad (4.31)$$

где σ_{sb} и σ'_{sb} – значения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона (см. пп.8.2.7 и 8.2.8) соответственно для арматуры растянутой зоны и для арматуры, условно расположенной на уровне крайнего сжатого волокна бетона.

При этом для элементов без трещин сумма $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$ принимается не менее кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии.

Примечание – При использовании формулы (4.29) кратковременную нагрузку, включающую в себя согласно СП 20.13330.2011 пониженное значение, следует принимать уменьшенной на это значение, поскольку оно учитывается при определении $\left(\frac{1}{r}\right)_2$.

Кривизна изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке без трещин в растянутой зоне

4.2.10 Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{E_{b1} I_{red}} \qquad (4.32)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

I_{red} – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих материалов с учетом всей площади бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону, равном $\alpha = E_s / E_{b1}$;

E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным:

при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0{,}85\, E_b; \qquad (4.33)$$

при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \qquad (4.34)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по табл. 5.5 п.5.1.11.

Кривизна изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне

4.2.11 Кривизну изгибаемого предварительно напряженного элемента на участке с трещинами определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{P}{S_{red}\, E_{b,red}}, \qquad (4.35)$$

где S_{red} – статический момент приведенного сечения относительно нейтральной оси, определяемый с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площадей сечения арматуры в сжатой зоне с коэффициентом приведения α_{s1} и арматуры в растянутой зоне с коэффициентом приведения α_{s2} (рисунок 4.9); значение S_{red} вычисляют по формуле

$$S_{red} = S_b + \alpha_{s1} S'_s - \alpha_{s2} S_s, \qquad (4.36)$$

здесь: S_b, S'_s, S_s – статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей арматуры сжатой и растянутой зоны относительно нейтральной оси;

$E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, принимаемый равным

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}},$$

где значение $\varepsilon_{b1,red}$ равно:

при непродолжительном действии нагрузки – $15 \cdot 10^{-4}$;

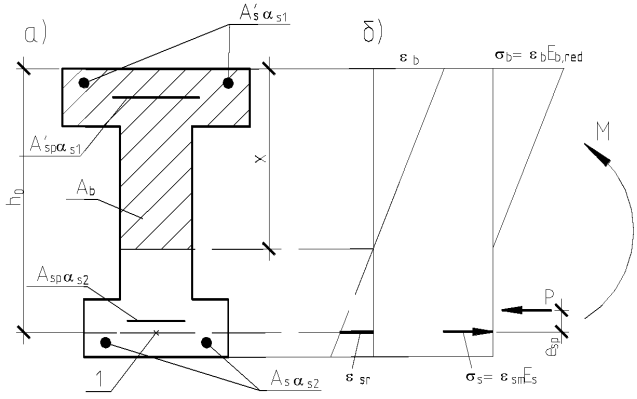
при продолжительном действии нагрузки в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды W (%):

при $W > 75$ – $24 \cdot 10^{-4}$;

при $75 \geq W \geq 40$ – $28 \cdot 10^{-4}$;

при $W < 40$ – $34 \cdot 10^{-4}$.

Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают согласно примечанию к таблице 5.5.



а) приведенное поперечное сечение элемента;

б) схема НДС элемента с трещинами

1 – центр тяжести арматуры растянутой зоны

Рисунок 4.9 – К расчету деформаций изгибаемого элемента

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону принимают равным:

для арматуры сжатой зоны – $\alpha_{s1}=\dfrac{E_s}{E_{b,red}}$;

для арматуры растянутой зоны – $\alpha_{s2}=\dfrac{E_s}{\psi_s E_{b,red}}$,

где ψ_s – см. п.4.1.10.

Допускается принимать ψ_s = 1, и следовательно, $\alpha_{s2}=\alpha_{s1}$. При этом, если условие (4.21) не удовлетворяется, расчет производят с учетом коэффициента ψ_s по формуле (4.17) п.4.1.10.

Высоту сжатой зоны *x* определяют по формуле (4.10) п.4.1.8.

Для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений уравнение относительную высоту сжатой зоны можно определить из уравнения

$$\xi^3+3\left(\frac{e_s}{h_0}-1\right)\xi^2+6\left[\frac{e_s}{h_0}\left(\varphi_f+\mu\alpha_{s2}\right)-\varphi_f\left(1-\delta\right)\right]\xi-$$
$$-6\left[\frac{e_s}{h_0}\left(\varphi_f\delta+\mu\alpha_{s2}\right)-\varphi_f\left(1-\delta\right)\delta\right]-8\varphi_f\delta^2=0 \qquad (4.37)$$

и решать методом Ньютона.

Здесь $e_s = \frac{M}{P} \pm e_{sp}$;

$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + (A'_{sp} + A_s)\alpha_{s1}}{bh_0}$; $\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0}$; $\delta = 0,5\frac{h'_f}{h_0}$.

Полученное из решения уравнения (4.37) значение $\xi = \frac{x}{h_0}$ должно удовлетворять условиям: $\xi > 2\delta$ и $\xi < (h - h_f)/h_0$.

При отсутствии в сжатой зоне свесов в уравнении (4.37) принимается $\delta = a'_s/h_0$ и $8\varphi_f\delta^2 = 0,0$.

Для этих же сечений при $h'_f \le 0,3h_0$ и $a'_s < 0,2h_0$ кривизну допускается определять по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\varphi_c bh_0^3 E_{b,red}}, \qquad (4.38)$$

где φ_c – коэффициент, определяемый по таблице 4.5 в зависимости от φ_f, $\mu\alpha_{s2}$, e_s/h_0.

Примеры расчета

Пример 18. Дано: плита перекрытия - по рисунку 4.6; расчетный пролет плиты l=5,7м; нагрузка равномерно распределенная; максимальный момент для половины сечения плиты от постоянной и длительной нагрузок M_l = 60 кН·м; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь напряжения P = 150 кН; потери напряжения от усадки и ползучести бетона на уровне арматуры растянутой зоны σ_{sb}=160 МПа; влажность воздуха нормальная; прогиб ограничивается эстетическими требованиями; остальные данные - по примеру 16.

Требуется рассчитать плиту по деформациям.

Расчет. Определяем кривизну $\frac{1}{r}$ в середине пролета от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, т.е. при $M = M_l$ = 60 кН·м.

Из примера 16 для этих нагрузок имеем: $\frac{e_s}{h_0} = 1,35$, φ_f = 0,695, $\psi_s = 0,866$.

При продолжительном действии нагрузки и нормальной влажности имеем $E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{18,5}{28 \cdot 10^{-4}} = 6607$ МПа. Тогда $\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0,866 \cdot 6607} = 34,95$ и

$$\mu\alpha_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0}\alpha_{s2} = \frac{491 + 78,5}{95 \cdot 300}34,95 = 0,698 .$$

По таблице 4.5 при φ_f = 0,695, $\frac{e_s}{h_0} = 1,35$ и $\mu\alpha_{s2} = 0,698$ находим φ_c = 0,44. Тогда согласно формуле (4.38) кривизна $\frac{1}{r}$ равна

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c bh_0^3 E_{b,red}} = \frac{60 \cdot 10^6}{0,49 \cdot 95 \cdot 300^3 \cdot 6607} = 7,23 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм} .$$

Таблица 4.5

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент φ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ 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
	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
0,4	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
	≥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	
	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	
	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	0,51	0,55	0,58	

Окончание таблицы 4.5

φ_f	$\frac{e_s}{h_0}$	Коэффициент φ_c при значениях $\mu\alpha_{s2}$ равных															
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	0,55	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

$$\varphi_f = \frac{\left(b'_f - b\right)h'_f - \left(A'_{sp} + A_s\right)\alpha_{s1}}{bh_0};\ \mu\alpha_{s2} = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0}\alpha_{s2};\ \frac{e_s}{h_0} = \frac{M_s}{Ph_0}$$

По формуле (4.31) определим кривизну, обусловленную остаточным выгибом. Согласно примеру 17 в стадии обжатия в верхней зоне образуются трещины, следовательно, $\sigma'_{sb} = 0$, и тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\sigma_{sb}}{E_s h_0} = \frac{160}{2 \cdot 10^5 \cdot 300} = 2{,}67 \cdot 10^{-6}\ 1/\text{мм} .$$

Полная кривизна в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{max} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = (7{,}23 - 2{,}67)10^{-6} = 4{,}56 \cdot 10^{-6}\ 1/\text{мм} .$$

Прогиб плиты определяем по формуле (4.25), принимая согласно таблице 4.3 S=5/48 :

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_{max} Sl^2 = 4{,}56 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{5}{48} \cdot 5700^2 = 15{,}4\ \text{мм} .$$

Согласно табл.Е1 поз.2а СП 20.13330.2011 при l = 5,7 м предельно допустимый из эстетических требований прогиб равен f_{ult} = 5700 / 200 = 28,5 мм, что превышает вычисленное значение прогиба.

Пример 19. По данным примера 15 проверить прогиб свободно опертой плиты, принимая при этом: расчетный пролет плиты l = 6,3 м, все нагрузки равномерно распределенные; влажность воздуха помещения нормальная; потери предварительного напряжения от усадки и ползучести, определенные для сечения в середине пролета на уровне напрягаемой арматуры σ_{sb} = 82,25 МПа, то же, на уровне верхней грани плиты σ'_{sb} = 67,7 МПа; прогиб ограничивается эстетическими требованиями, а также конструктивным требованием в виде предельного прогиба, равного зазору в 40 мм между плитой и нижерасположенной перегородкой.

Расчет. Определяем прогиб в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок, т.е. при $M = M_l$ = 46,5 кН·м.

Из примера 15 для этих нагрузок имеем $\frac{e_s}{h_0} = \frac{M}{Ph_0} = \frac{46{,}5}{299 \times 0{,}193} = 0{,}81$, а также φ_f= 0,46, ψ_s = 0,385 и $\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{616}{465{,}6 \cdot 193} = 0{,}00685$.

При продолжительном действии нагрузок и нормальной влажности $E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{11}{28 \cdot 10^{-4}} = 3928{,}6\ \text{МПа}$. Тогда $\alpha_{s2} = \frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}} = \frac{200000}{0{,}385 \cdot 3928{,}6} = 132{,}2$ и

$\mu\alpha_{s2}$ = 0,00685·132,2 = 0,906.

По таблице 4.5 при φ_f = 0,46, $\frac{e_s}{h_0}=0,81$ и $\mu\alpha_{s2}=0,906$ находим φ_c = 0,481. Тогда согласно формуле (4.38) кривизна $\frac{1}{r}$ равна

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_3=\frac{M}{\varphi_c bh_0^3 E_{b,red}}=\frac{46,5\cdot10^6}{0,481\cdot465,6\cdot193^3\cdot3928,6}=7,35\cdot10^{-6}\ 1/\text{мм}.$$

Кривизна, обусловленная остаточным выгибом в стадии изготовления вычисляется по формуле (4.31):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4=\frac{\sigma_{sb}-\sigma'_{sb}}{E_s h_0}=\frac{82,25-67,7}{200000\cdot465,6}=0,15\cdot10^{-6}\ 1/\text{мм}.$$

Тогда $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}=\left(\frac{1}{r}\right)_3-\left(\frac{1}{r}\right)_4=7,35\cdot10^{-6}-0,15\cdot10^{-6}=7,2\cdot10^{-6}\ 1/\text{мм}$.

Определяем прогиб плиты по упрощенной формуле (4.25), принимая S=5/48

$$f=\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}Sl^2=7,2\cdot10^{-6}\cdot\frac{5}{48}\cdot6300^2=29,8\text{мм}.$$

Согласно таблице Е1 поз.2а СП 20.13330.2011 для пролета 6,3 м относительное значение предельного прогиба из эстетических требований равно $0,005-0,001\frac{6,3-6}{12-6}=0,00495$, и следовательно, f_{ult} = 0,00495·6300 = 31,5 мм > f = 29,8 мм, т.е. условие (4.22) выполнено.

Для примера определим прогиб по уточненной формуле (4.26). Для этого определяем кривизну без учета наличия трещин согласно п.4.2.4. Модуль деформации сжатого бетона E_{b1} при φ_{cr}=3,4 (как при В20, см. таблицу 2.8) равен $E_{b1}=\frac{E_b}{1+\varphi_{cr}}=\frac{24000}{1+3,4}=5454,5\ \text{МПа}$ и тогда $\alpha = E_s/E_{bl}$ = 2·105/5454,5 = 36,7.

Повторно определяем характеристики приведенного сечения при новом значении α:

A_{red} =465,6·220 + 2·41(1475 - 465,6) + 616·36,7 = 207810 мм^2;

S_b =1475·41·(220 – 41/2 + 41/2) + 465,6·(220 – 41·2)·(220/2) = 20372308 мм^2;

y = (20372308 + 36,7·616·27)/207810 = 101 мм;

$$I_{red}=\frac{465,6\cdot220^3}{12}+465,6\cdot220\cdot(110-y)^2+2\frac{(1475-465,6)\cdot41^3}{12}+$$

$$+(1475-465,6)\cdot41\cdot\left[(199,5-y)^2+(y-20,5)^2\right]+36,7\cdot616\cdot(y-27)^2=1,227\cdot10^9\ \text{мм}^4.$$

Кривизна в середине пролета от действия момента от внешней нагрузки M=6,5кН·м равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M}{E_{b1} I_{red}} = \frac{46,5 \cdot 10^6}{5454,5 \cdot 1,227 \cdot 10^9} = 6,95 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}.$$

Для определения кривизны от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия определяем E_{b1} по формуле (4.33) н $E_{b1} = 0,85 E_b = 0,85 \cdot 24000 = 20400$ МПа и тогда $\alpha = E_s/E_{b1} = 2 \cdot 105/20400 = 9,8$.

Повторно определяем характеристики приведенного сечения при новом значении α:

A_{red} =465,6·220 + 2·41(1475 - 465,6) + 616·9,8 = 191240 мм^2;

S_b =1475·41·(220 – 41/2 + 41/2) + 465,6·(220 – 41·2)·(220/2) = 20372308 мм^2;

y = (20372308 + 9,8·616·27)/191240 = 107,4 мм;

$$I_{red} = \frac{465,6 \cdot 220^3}{12} + 102432 \cdot (110 - y)^2 + 2\frac{1009,4 \cdot 41^3}{12} +$$

$$+ 41385 \cdot \left[(199,5 - y)^2 + (y - 20,5)^2\right] + 9,8 \cdot 616 \cdot (y - 27)^2 = 1,128 \cdot 10^9 \text{ мм}^4.$$

Кривизна от непродолжительного действия момента

$Pe_{0p} = P(y - a)$ = 299·103·(101 - 27) = 22,13·106 Н·мм равна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{E_{b1} I_{red}} = \frac{22,13 \cdot 10^6}{20400 \cdot 1,128 \cdot 10^9} = 0,96 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм}.$$

Так как сумма кривизны от непродолжительного действия момента и остаточного выгиба в стадии изготовления меньше кривизны от продолжительного действия момента Pe_{0p}:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,96 \cdot 10^{-6} + 0,15 \cdot 10^{-6} = 1,11 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм} < \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{E_{b1} I_{red}} = \frac{22,13 \cdot 10^6}{5454,5 \cdot 1,227 \cdot 10^9} =$$

$= 3,3 \cdot 10^{-6}$ 1/мм,

то принимаем $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 3,3 \cdot 10^{-6}$ 1/мм.

Тогда $\left(\frac{1}{r}\right)_{el} = \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right] = (6,95 - 3,3)10^{-6} = 3,65 \cdot 10^{-6}$ 1/мм.

Из данных примера 35 имеем M_{crc} = 54,69 кН·м и $M_{tot} = M_{max}$ = 57,8 кН·м.

Тогда при $\frac{M_{crc}}{M_{max}} = \frac{54,69}{57,8} = 0,95$ по таблице 4.4 находим S_{crc} = 0,0555.

$$f = \left\{\frac{5}{48}\left(\frac{1}{r}\right)_{max} - S_{crc}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{max} - \left(\frac{1}{r}\right)_{m.el}\right] - \frac{1}{48}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4\right]\right\} l^2 =$$

$$= \left[\frac{5}{48} \cdot 7,2 - 0,0555\ (7,2 - 3,65) - \frac{3,3}{48}\right] 10^{-6} \cdot 6300^2 = 19,2 \text{ мм} < f_{ult} = 31,5 \text{ мм},$$

т.е. условие (4.22) по эстетическим требованиям выполнено.

Определим прогиб плит от всех нагрузок. Для этого аналогично определяем кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ соответственно моментов M_{tot} = 57,8 кН·м и M_l = 46,5 кН·м, принимая непродолжительное действие нагрузки, т.е. $\varepsilon_{b1,red}=15\cdot10^{-4}$ и

$$E_{b,red}=\frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}}=\frac{11}{15\cdot10^{-4}}=7333\ ,3\ \text{МПа}.$$

Тогда по таблице 4.5 при $\mu\alpha_{s2}=\mu\frac{E_s}{\psi_s E_{b,red}}=0,00685\ \frac{200000}{0,385\cdot7333\ ,3}=0,485$, φ_f = 0,46 и $\frac{e_s}{h_0}=\frac{M_{tot}}{Ph_0}=\frac{57\ ,8}{299\ \cdot0,193}=1$ находим φ_c = 0,463, и следовательно,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1=\frac{M_{tot}}{\varphi_c bh_0^3 E_{b,red}}=\frac{57\ ,8\cdot10^6}{0,463\ \cdot465\ ,6\cdot193^3\cdot7333\ ,3}=5,08\cdot10^{-6}\ 1/\text{мм}\ .$$

При $\mu\alpha_{s2}$ = 0,485, φ_f = 0,46 и $\frac{e_s}{h_0}=0,81$ по таблице 4.5 находим φ_c = 0,602. Тогда

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2=\frac{46\ ,5\cdot10^6}{0,602\ \cdot465\ ,6\cdot193^3\cdot7333\ ,3}=3,15\cdot10^{-6}\ 1/\text{мм}\ .$$

Полная кривизна в середине пролета с учетом наличия трещин равна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}=\left(\frac{1}{r}\right)_1-\left(\frac{1}{r}\right)_2+\left(\frac{1}{r}\right)_3-\left(\frac{1}{r}\right)_4=(5,08\ -3,15\ +7,35\ -0,15)10^{-6}=9,13\cdot10^{-6}\ 1/\text{мм}\ .$$

Полную кривизну без учета наличия трещин определим, прибавив к вычисленному значению $\left(\frac{1}{r}\right)_{el}$ кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ от кратковременного момента, равного $M = M_{tot} - M_l$ = 57,8 - - 46,5 = 11,3 кН·м, при $E_{b1}=0,85\ E_b=20400$ МПа и $I_{red}=1,128\cdot10^9$ мм^4:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1=\frac{11,3\cdot10^6}{20400\ \cdot1,128\cdot10^9}=0,49\cdot10^{-6}\ 1/\text{мм}\ ;$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{el}=(0,49+3,65\ )10^{-6}=4,14\cdot10^{-6}\ 1/\text{мм}\ .$$

Подставив значение $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{el}$ в формулу (4.26), получим

$$f=\left[\frac{5}{48}\cdot9,13\ -0,0555\ \ (9,13\ -4,14\ )-\frac{3,3}{48}\right]10^{-6}\cdot6300^{\ 2}=24\ \text{мм}<f_{ult}=40\ \text{мм}.$$

Конструктивное требование выполнено.

4.3 Расчет момента образования трещин нормальных сечений и определение кривизны на основе нелинейной деформационной модели

4.3.1 Определение момента образования трещин на основе нелинейной деформационной модели производят исходя из положений, приведенных в пп.3.6.1 и 3.6.2, принимая расчетные характеристики материалов для предельных состояний второй группы. При этом учитывается работа бетона в растянутой зоне, определяемой двухлинейной диаграммой (рисунок 4.10), согласно которой напряжения бетона σ_b определяются следующим образом:

при $0 \le \varepsilon_b \le \varepsilon_{bt1,red}$ $\quad \sigma_b = E_{bt,red}\varepsilon_b$

при $\varepsilon_{bt1,red} < \varepsilon_b < \varepsilon_{bt2}$ $\quad \sigma_b = R_{bt,ser}$

где $E_{bt,red}$ – приведенный модуль деформаций растянутого бетона, равный

$$E_{bt,red} = R_{bt,ser} / \varepsilon_{bt1,red} ;$$

$\varepsilon_{bt1,red} = 8 \cdot 10^{-5}$;

$\varepsilon_{bt2} = 15 \cdot 10^{-5}$.

Значение M_{crc} определяется из решения системы уравнений (3.92)-(3.94), принимая относительную деформацию бетона у растянутой зоны равной ε_{bt2}.

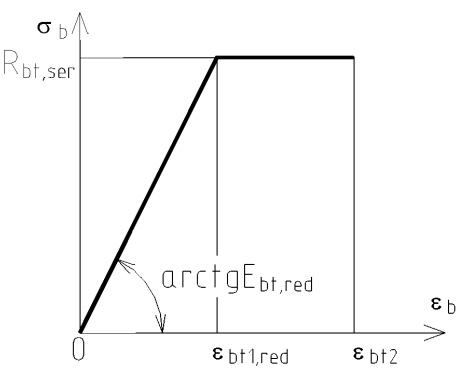


Рисунок 4.10 – Двухлинейная диаграмма состояния растянутого бетона

Определение кривизны предварительно напряженных элементов на основе нелинейной деформационной модели

4.3.2 Значение кривизны принимают равным

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{b,\max}}{x}, \qquad (4.39)$$

где $\varepsilon_{b,max}$ – максимальная относительная деформация сжатого бетона, определяемая на основе положений, приведенных в пп.3.6.1-3.6.4;

x – высота сжатой зоны в направлении, нормальном к нейтральной оси.

При этом для элемента с трещинами в растянутой зоне напряжение в арматуре, пересекающей трещину, определяют по диаграммам на рисунок 3.24-3.26 в зависимости от деформации арматуры равной

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sm} + 0{,}8\varepsilon_{s,crc}, \qquad (4.40)$$

где ε_{sm} – усредненная в пределах между трещинами относительная деформация арматуры, растянутой от внешней нагрузки, соответствующая линейному закону распределения деформаций по сечению;

$\varepsilon_{s,crc}$ – относительная деформация арматуры в трещине от действия нагрузки, соответствующей образованию трещин.

При наличии трещин напряженно-деформированное состояние сжатого бетона определяется по двухлинейной диаграмме $\sigma_b - \varepsilon_b$ (см. рисунок 3.23) с использованием приведенного модуля деформаций сжатого бетона $E_{b,red}$, определяемого согласно п.4.2.11, и значений $\varepsilon_{b1,red}$ и ε_{b2}, принимаемых по таблице 4.6.

При отсутствии трещин напряженно-деформированное состояние сжатого бетона определяется по трехлинейной диаграмме (рисунок 4.11), где $\varepsilon_{b1} = 0{,}6\frac{R_{b,ser}}{E_{b1}}$; ε_{b0} и ε_{b2} – см. таблицу 4.6; E_{b1} принимается равным: при непродолжительном действии нагрузки – E_b, при продолжительном действии нагрузки – по формуле (4.34). Напряженно-деформированное состояние растянутого бетона также определяется по трехлинейной диаграмме (см. рисунок. 4.11) с заменой $R_{b,ser}$ на $R_{bt,ser}$, ε_{b0} на ε_{bt0}, ε_{b2} на ε_{bt2}, где значения ε_{bt0} и ε_{bt2} – см. таблицу 4.6.

Таблица 4.6

Характер действия нагрузки	Относительные деформации тяжелого бетона					
	при сжатии			при растяжении		
	$\varepsilon_{b0}\cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2}\cdot 10^3$	$\varepsilon_{b1,red}\cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt0}\cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt2}\cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt1,red}\cdot 10^3$
непродолжительное	2,0	3,5	1,5	0,10	0,15	0,08
продолжительное при относительной влажности окружающего воздуха, %						
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

При расчете статически неопределимых конструкций с учетом физической нелинейности для отдельных участков элементов используются жесткости, равные $D=M:\frac{1}{r}$, где M – максимальный момент на рассматриваемом участке, $\frac{1}{r}$ - соответствующая этому моменту кривизна.

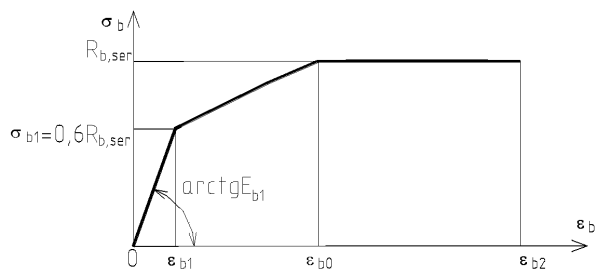


Рисунок 4.11 – Трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона при расчетах по второй группе предельных состояний

Определение углов сдвига железобетонного элемента

4.3.2 Угол деформации сдвига определяется по формуле

$$\gamma_x = \frac{1,2Q_x}{Gbh}\varphi_b\varphi_{crc}\ , \qquad (4.41)$$

где Q_x – поперечная сила в сечении x от действия внешней нагрузки;

G – модуль сдвига бетона (см. п.2.1.14);

φ_b – коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона и принимаемый равным: при продолжительном действии нагрузок – $\varphi_b = 1+\varphi_{b,cr}$, где $\varphi_{b,cr}$ – см. табл. 2.8 п. 2.1.15; при непродолжительном действии нагрузки φ_b=1,0;

φ_{crc} – коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига и принимаемый равным:

на участках по длине элемента, где отсутствуют нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины, – $\varphi_{crc} = 1,0$;

на участках, где имеются только наклонные трещины, – $\varphi_{crc} = 4,0$;

на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные трещины, коэффициент φcrc определяется по формуле

$$\varphi_{crc} = \frac{3 E_b I_{red}}{M_x} \left(\frac{1}{r}\right)_x , \qquad (4.42)$$

где M_x и $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ – соответственно момент и кривизна от внешней нагрузки при непродолжительном ее действии;

I_{red} – момент инерции полного приведенного сечения при коэффициенте приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s / E_b$.

Отсутствие наклонных трещин соответствует выполнению условия (3.81) п.3.5.11.

5 Конструктивные требования

5.1 Общие положения

5.1.1 Для обеспечения несущей способности, пригодности к нормальной эксплуатации и долговечности железобетонных конструкций помимо требований, определяемых расчетом, следует выполнять конструктивные требования:

- по геометрическим размерам элементов конструкций;

- по армированию (содержанию и расположению арматуры, толщине защитного слоя бетона, анкеровке и соединениям арматуры);

- по защите конструкций от неблагоприятного влияния воздействий среды.

5.1.2 При конструировании предварительно напряженных элементов следует также соблюдать указания, приведенные в Пособии [8].

5.2 Геометрические размеры конструкций

5.2.1 Минимальные геометрические размеры сечений конструкций следует назначать такими, чтобы обеспечивать:

- возможность надлежащего размещения арматуры (расстояния между стержнями, защитный слой бетона и т.д.), ее анкеровки и совместной работы с бетоном;
- достаточную жесткость конструкций;
- необходимую огнестойкость, водонепроницаемость конструкций, тепло- и звукоизоляцию, коррозионную стойкость, радиационную защиту и т.п.;
- возможность качественного изготовления при бетонировании конструкций.

5.2.2 В конструкциях зданий и сооружений следует предусматривать их разрезку постоянными и временными температурно-усадочными швами, расстояния между которыми назначают в зависимости от климатических условий, конструктивных особенностей сооружения, последовательности производства работ и т.п.

При возможности неравномерной осадки фундаментов следует предусматривать разделение конструкций осадочными швами.

5.3 Армирование

Защитный слой бетона

5.3.1 Арматура, расположенная внутри конструкции, должна иметь защитный слой бетона (расстояние от поверхности арматуры до соответствующей грани конструкций), для обеспечения:

- совместной работы арматуры с бетоном;
- анкеровки арматуры в бетоне и возможности устройства стыков арматурных элементов;
- сохранности арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий);
- огнестойкости и огнесохранности.

5.3.2 Толщину защитного слоя бетона назначают исходя из требований п.5.3.1 с учетом типа конструкций, роли арматуры в конструкциях (продольная рабочая, поперечная, распределительная, конструктивная арматура), условий окружающей среды и диаметра арматуры и принимают не менее:

- для конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности – 20 мм;

- то же, эксплуатируемых в закрытых помещениях с повышенной влажностью и при отсутствии дополнительных защитных мероприятий – 25 мм;

- то же, эксплуатируемых на открытом воздухе и при отсутствии дополнительных защитных мероприятий – 30мм

Примечания

1 Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры уменьшают на 5 мм;

2 Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры;

3 Для железобетонных плит из бетона класса В20 и выше, изготавливаемых на заводах в металлических формах и защищаемых сверху в сооружении бетонной подготовкой или стяжкой, толщину защитного слоя для верхней арматуры допускается принимать 5 мм.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры и не менее 10 мм.

5.3.3 При отсутствии арматуры, установленной в соответствии с 5.3.17 толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений (см. раздел 3) должна составлять не менее $3d$ и не менее 40 мм – для стрежневой арматуры и не менее 20 мм – для арматурных канатов. В защитном слое толщиной свыше 50 мм следует установить конструктивную арматуру в виде сеток. При этом площадь сечения продольной арматуры сеток должна быть не менее $0{,}05A_s$ шаг поперечной арматуры должен не превышать высоты сечения и соответствовать указаниям п.5.3.12.

Минимальные расстояния

5.3.4 Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать такими, чтобы обеспечить совместную работу арматуры с бетоном и качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси, но не менее наибольшего диаметра стержня, а также не менее:

- 25 мм – при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании – для нижней арматуры, расположенном в один или два ряда;

- 30 мм – то же , для верхней арматуры;

- 50 мм – то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также с вертикальным расположением стержней при бетонировании.

5.3.5 В элементах и узлах с большим насыщением арматурой или закладными деталями, изготовляемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепленных на опалубке, должно быть обеспечено в отдельных местах расстояние в свету не менее 60 мм для прохождения между арматурными стержнями наконечников глубинных вибраторов, уплотняющих бетонную смесь. Расстояния между такими местами должны быть не более 500 мм.

5.3.6 При стесненных условиях допускается располагать стержни группами-пучками (без зазора внутри пучков). При этом расстояния в свету между пучками должны быть также не менее приведенного диаметра стержня, эквивалентного по площади сечения пучку арматуры, принимаемого равным $d_{s,red} = \sqrt{\sum_i^n d_{si}^2}$, где d_{si} – диаметр одного стержня в пучке, n – число стержней в пучке.

5.3.7 Расстояния в свету между стержнями периодического профиля, указанные в п. 5.3.4, определяются по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

Назначая расположение арматуры в сечении со стесненными условиями с учетом примыкающих других арматурных элементов и закладных деталей, следует принимать во внимание диаметры стержней с учетом выпусков и ребер, а также допускаемые отклонения от номинальных размеров стержней арматуры, сварных сеток и каркасов, закладных деталей, форму и расположение арматуры и закладных деталей в сечении.

Продольное армирование

5.3.8 В железобетонных изгибаемых и внецентренно растянутых элементах площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету, следует принимать не менее 0,1% от площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечения на рабочую высоту сечения, $\mu_s = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\ \%$.

Примечание – В центрально растянутых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать не менее 0,2% и относить ее к полной площади сечения бетона.

Элементы, не удовлетворяющие требованиям минимального армирования, относятся к бетонным элементам.

Требования настоящего пункта не распространяются на армирование, определяемое расчетом элемента для стадий изготовления и транспортирования, в этом случае площадь сечения арматуры определяется только расчетом.

5.3.9 В железобетонных балках и плитах наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры, должны быть не более:

- 200 мм – при высоте поперечного сечения $h \leq 150$мм;

- 1,5h и 400 мм – при высоте поперечного сечения h >150 мм;

В многопустотных плитах расстояния между осями рабочих стержней разрешается увеличивать в соответствии с расположением пустот в сечении, но не более, чем до $2h$.

5.3.10 В балках и ребрах шириной более 150 мм число продольных рабочих растянутых в поперечном сечении должно быть не менее двух. При ширине элемента 150 мм и менее допускается устанавливать в поперечном сечении один продольный стержень.

5.3.11 В изгибаемых элементах при высоте сечения более 700 мм у боковых граней должны ставиться конструктивные продольные стержни с расстояниями между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1 % площади сечения бетона, имеющего размер, равный по высоте элемента - расстоянию между этими стержнями, по ширине – половине ширины ребра элемента, но не более 200 мм (рисунок 5.1).

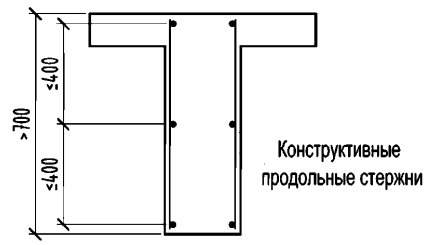


Рисунок 5.1 – Установка конструктивной продольной арматуры по высоте сечения балки

Поперечное армирование

5.3.12 Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура. При этом расстояния между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должны быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента. Поперечную арматуру допускается не ставить у граней тонких ребер шириной 150 мм и менее, по ширине которых располагается лишь один продольный стержень.

5.3.13 Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры по ГОСТ 14098.

5.3.14 В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более 0,5 h_0 и не более 300 мм.

В сплошных плитах, а также в многопустотных и часторебристых плитах высотой менее 300 мм и в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участке элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в многопустотных и часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более 0,75 h_0 и не более 500 мм.

5.3.15 В линейных изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры, с целью предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более 15d и не более 500 мм (d – диаметр сжатой продольной арматуры).

Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более 10d и не более 300 мм.

5.3.16 Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия поперечных сил должна иметь надежную анкеровку по концам путем приварки к продольным ненапрягаемым стержням, обеспечивающей равнопрочность соединений и поперечной арматуры.

Во всех случаях диаметр продольных стрежней должен быть не менее 0,8 диаметра поперечных.

Армирование концов предварительно напряженных элементов

5.3.17 У концов предварительно напряженных элементов, на длине не менее 0,6 длины передачи предварительного напряжения (см. раздел 3) следует предусматривать

установку дополнительной поперечной или косвенной арматуры, охватывающей напрягаемую арматуру, с шагом не более 100 мм (рисунок 5.2, 5.3.).

Концы узких ребер рекомендуется усиливать путем установки закладных деталей-обойм с анкерными стержнями (рисунок 5.4) Эти анкерные стержни можно учитывать при выполнении требований п. 5.3.18.

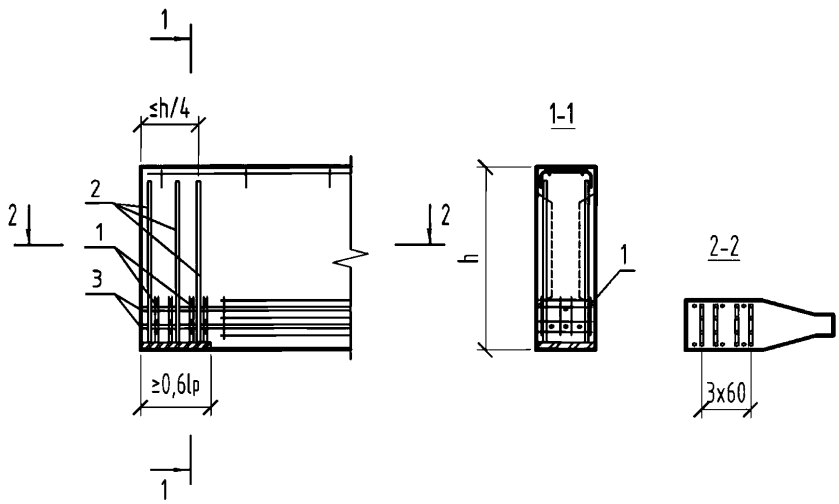
Для элементов с напрягаемой арматурой класса А при передаточной прочности бетона не менее 22 МПа, указанную поперечную или косвенную арматуру можно не предусматривать, если предварительное напряжение $\sigma_{sp(1)}$ с учетом первых потерь не превышает:

460 МПа при d_s = 10 – 14 мм;

420 МПа при d_s = 16 – 20 мм;

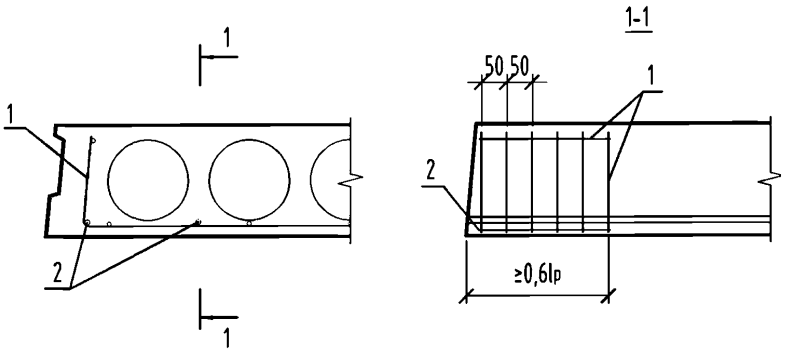
380 МПа при d_s = 22 – 32 мм,

(где d_s – диаметр напрягаемых стержней).



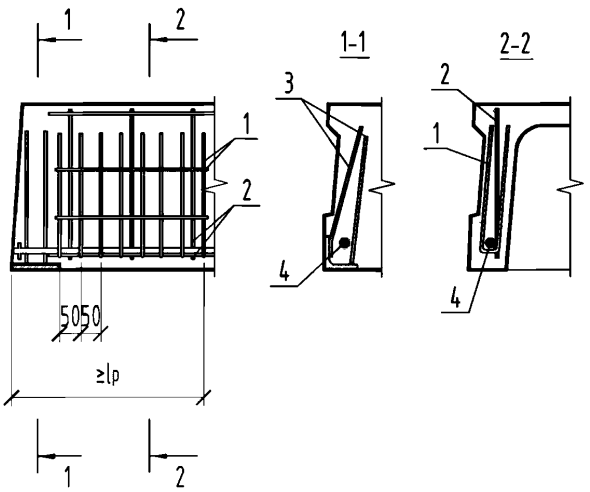
1 – сварные сетки в виде гребенок (для удобства укладки напрягаемых стержней), требуемые согласно п. 5.3.24; 2 – поперечные стержни, требуемые согласно п. 5.3.25 и привариваемые к закладной детали; 3 – напрягаемая арматура (основная поперечная арматура балок и арматура установленных по контуру опорного уширения, не показана)

Рисунок 5.2 – Армирование конца предварительно напряженной балки



1 – сварная сетка, требуемая согласно п. 5.3.24; 2 – напрягаемые стержни

Рисунок 5.3 – Армирование торцевой зоны многопустотной плиты



1 – сварная сетка согласно п. 5.3.24; 2 – плоский арматурный каркас ребра; 3 – анкерные стержни закладной детали – обоймы согласно п.п. 5.3.24 и 5.3.25; 4 – напрягаемый стержень (арматура полки плиты и поперечного ребра, а также арматура в углах между поперечными и продольными ребрами не показана)

Рисунок 5.4 – Армирование конца ребра плиты перекрытия

В случае отсутствия по длине элемента поперечной арматуры указанные значения σ_{sp} снижаются на 40 МПа. При предварительной прочности бетона менее 22 МПа дополнительную поперечную или косвенную арматуру можно не предусматривать лишь при $\sigma_{sp} \leq 260$МПа.

5.3.18 Для предотвращения продольных трещин у торцов предварительно напряженных элементов необходимо у торцов на участке не менее 1/4 высоты элемента предусматривать дополнительную поперечную арматуру на всю высоту элемента. Эта

арматура должна быть надежно заанкерена приваркой к нижней закладной детали или представлять собой корытообразную сетку, охватывающую нижнюю продольную арматуру.

Сечение этой поперечной арматуры должно быть в состоянии воспринимать не менее 20% усилия в напрягаемой арматуре нижней зоны, определяемого по прочности (т.е. равного $R_s A_{sp}$).

Анкеровка арматуры

5.3.19 Анкеровку арматуры осуществляют одним из следующих способов или их сочетанием:

- в виде прямого окончания стержня (прямая анкеровка);

- с применением специальных анкерных устройств на конце стержня.

Анкеровку ненапрягаемой арматуры осуществляют способами, приведенными в Пособии [8]

5.3.20 При расчете длины анкеровки арматуры следует учитывать способ анкеровки, класс арматуры и ее профиль, диаметр арматуры, прочность бетона и его напряженное состояние в зоне анкеровки, конструктивное решение элемента в зоне анкеровки (наличие поперечной арматуры, положение стержней в сечении элемента и др.).

5.3.21 Базовую (основную) длину прямой анкеровки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры периодического профиля, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления R_s на бетон, в соответствии с требованиями 5.3.20, определяют по формуле

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond}\ u_s}, \qquad (5.1)$$

где A_s и u_s – соответственно площадь поперечного сечения, анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \qquad (5.2)$$

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

- 2,5 – для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры периодического профиля класса А;

- 2,2 – для арматурных канатов класса К диаметром 9 мм и более;

- 2,0 – для холоднодеформированной арматур периодичского профиля класса В;

- 1,8 – для холоднодеформированной арматуры класса Вр диаметром 4 мм и более;

- 1,7 – для холоднодеформированной арматуры класса Вр диаметром 3 мм и арматурных канатов класса К1500, диаметром 6 мм;

- 1,5 – для гладкой арматуры класса А240.

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

- для ненапрягаемой арматуры:

1,0 – при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;

0,9 – при диаметре арматуры 36 и 40 мм;

-для напрягаемой арматуры всех типов – 1,0.

5.3.22 Требуемую расчетную длину прямой анкеровки напрягаемой и ненапрягаемой арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле:

$$l_{an} = \alpha l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \qquad (5.3)$$

где $l_{0,an}$ – базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (5.1);

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площадь поперечного сечения арматуры соответственно, требуемая по расчету с полным расчетным сопротивление и фактически установленная;

α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки (см. раздел 3).

Для ненапрягаемой арматуры при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка) или гладкой арматуры с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают α = 1,0, а для сжатых – α= 0,75.

Допускается уменьшать длину анкеровки в зависимости от поперечной или косвенной арматуры, охватывающей продольную арматуру, и величины поперечного обжатия бетона в зоне анкеровки (например, от опорной реакции), в соответствии с указаниями раздела 3.

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее $0,3 \cdot l_{0,an}$, а также не менее $15d_s$ и 200 мм.

5.3.23 Усилие, воспринимаемое анкеруемым стержнем арматуры N_s определяют по формуле

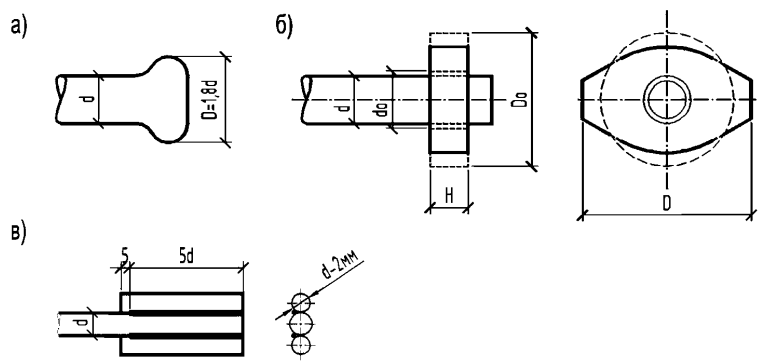
$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} \leq R_s A_s, \qquad (5.4)$$

где l_{an} – определяется согласно п. 5.3.22 при $A_{s,cal}/A_{s,ef}$=1,0;

l_s – расстояние от конца анкеруемого стержня до рассматриваемого поперечного сечения элемента.

5.3.24 Если согласно расчету наклонных сечений на действие изгибающего момента (см. раздел 3) невозможно или нерационально установить необходимую поперечную арматуру, а также в случае необходимости временных технологических анкеров, обеспечивающих захват арматуры напрягаемыми устройствами, то на концах стержней напрягаемой арматуры устраивают анкера следующих типов (рисунок 5.5):

- высаженные головки – для арматура классов А600 (марка 20ХГ2Ц) и А800;
- обжатые шайбы – для арматуры классов А600, А800, А1000;
- приваренные коротыши – для арматуры классов А600 (марки 20ХГ2Ц) и А800.



а) высаженная головка; б) обжатая шайба (размеры смотри в таблице 5.1);
в) приваренные коротыши

Рисунок 5.5 – Анкеры на напрягаемой арматуре

Таблица 5.1

Диаметр арматуры d, мм	Диаметр шайбы до опрессовки, мм		Высота шайбы H до опрессовки, мм,	Большой размер шайбы после опрессовки D, мм
	внутренний d_0	наружный D_0		
10	13	30	8	35
12	15	32	8	37
14	17	32	10	37

16	20	36	11	42
18	22	36	13	42
20	24	40	14	47
22	26	42	16	49

Типы анкеров для ненапрягаемой арматур приведены в Пособии [8].

В этом случае усилие в продольной арматуре принимается равной $N_s = 2,5 R_b A_c$, где A_c – площадь контакта анкера с бетоном.

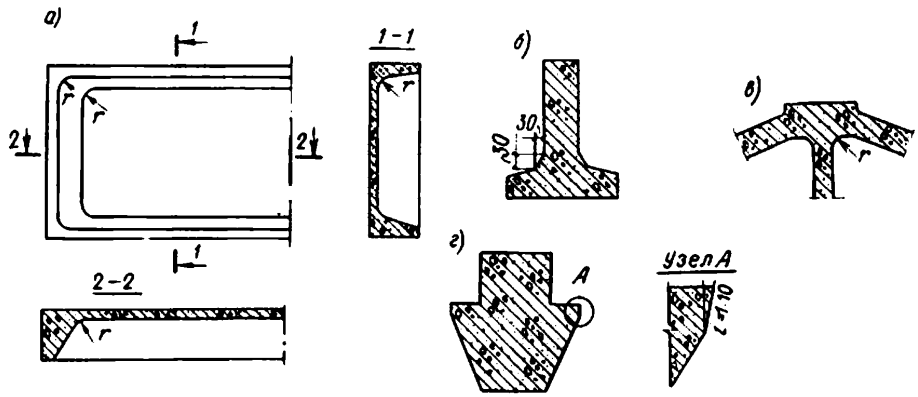
5.3.25 При размещении анкеров на напрягаемой арматуре следует учитывать их перемещение при удлинении в процессе ее натяжения на упоры; после натяжения арматуры анкер должен занимать проектное положение.

5.4 Требования к железобетонным конструкциям

5.4.1 Размеры сборных железобетонных элементов следует назначать с учетом грузоподъемности и габаритных ограничений технологического, транспортного и монтажного оборудования на заводах-изготовителях и на строительных площадках. В необходимых случаях следует учитывать возможность подъема железобетонного изделия вместе с формой.

5.4.2 Во избежание повреждений от местных концентраций напряжения при резком изменении направлений граней элемента (например, во внутренних углах) рекомендуется предусматривать смягчение очертания в виде уклонов, фасок или закруглений по возможности небольшой величины (до 50 мм), чтобы не требовалось местное армирование (рисунок 5.6, а, б, в).

Во внешних острых углах во избежание откалывания бетона следует устраивать скосы или закругления (рисунок 5.6,г).



а) закругления в ребристой плите; б) фаска между полкой и стенкой в тавровой балке;
в) сочетание фаски и закругления в узле фермы; г) смягчение острого угла в ригеле

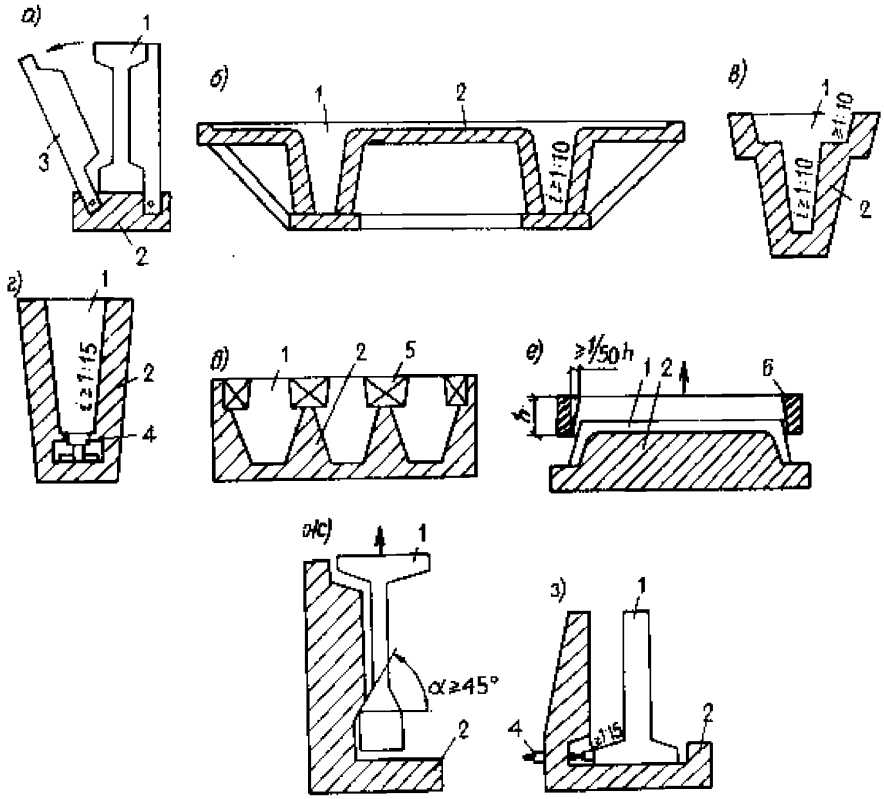
Рисунок 5.6 – Закругления и фаски

5.4.3 При проектировании железобетонных конструкций их очертание следует принимать с учетом устройства и способа использования форм (опалубки).

При применении форм с откидными бортами очертание изделия не должно препятствовать повороту борта (рисунок 5.7, а) при распалубке.

При применении неразъемных форм для возможности извлечения изделия из них должны предусматриваться технологические уклоны не менее 1:10 (рисунок 5.7, б, в). В случае применения неразъемных форм с использованием выпрессовывания уклон должен быть не менее 1:15 (рисунок 5.7, г).

При немедленной распалубке с обеспечением фиксированного (во избежание нарушения бетона) вертикального перемещения формующего элементы оснастки (рисунок 5.7, д,е) уклон должен быть не менее 1:50.



а) форма с откидными бортами; б), в) неразъемная форма;

г) неразъемная форма с применением выпрессовщика; д, е) форма при немедленной распалубке; ж) форма с глухим бортом; з) форма с глухим бортом с выпрессовщиком

1 – изделие; 2 – форма; 3 – откидной борт; 4 – выпрессовщик; 5 – вкладыш;

6 – формующая рамка

Рисунок 5.7 – Технологические уклоны

При использовании форм с одним неподвижным и одним откидным бортом, для возможности вертикального подъема конструкции при распалубке, следует переход от большей ширины изделий к меньшей [например, от нижней полки к стенке (рисунок 5.16, ж)] принимать плавным под углом не менее 45°. Это требование можно не учитывать, если форма снабжена выпрессовывающим устройством (рисунок 5.7, з).

Применение выпрессовывания и немедленной распалубки должно согласовываться с изготовителем изделия.

5.4.4 При проектировании сборных железобетонных изделий следует предусматривать удобные способы захвата их грузозахватными приспособлениями при снятии с формы (распалубке), а также при погрузочно-разгрузочных и монтажных работах.

Способы и места захвата следует назначать с учетом технологии изготовления и монтажа изделия, а также его конструктивных особенностей.

Изделие должно быть проверено расчетом на условия работы при принятом способе и размещении мест захвата.

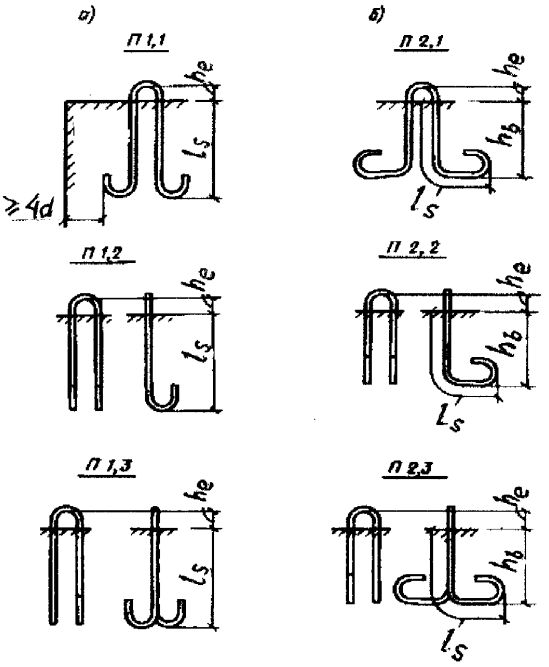
5.4.5 В железобетонных изделиях следует предусматривать устройства для их строповки: строповочные отверстия (в том числе для инвентарных петель), пазы, уступы и т.п. или стационарные стальные строповочные петли, которые должны быть выполнены из горячекатаной стали согласно разделу 2.

Захват изделий рекомендуется предусматривать по возможности без применения устройств, требующих расхода стали, путем создания углублений, пазов, отверстий уступов и др.

5.4.6 При проектировании изделий со строповочными петлями следует применять унифицированные петли. При отсутствии унифицированных петель с требуемыми характеристиками рекомендуется конструировать петли типов, приведенных на рисунке 5.8.

Минимальные параметры для петель с прямыми и отогнутыми ветвями типов П1,1 и П2,1 (рисунок 5.8) приведены в таблице 5.2.

5.4.7 Диаметр стержня петли d рекомендуется принимать согласно таблице 5.3 в зависимости от массы изделия, приходящейся на петлю. Масса изделия определяется согласно указаниям п. 2.1.17. При подъеме плоских изделий за четыре петли масса изделия считается распределенной на три петли.



а)петли, свободно размещаемые в изделии из стали класса А240 и Ан600С;

б)петли, размещаемые в стесненных условиях из стали класса А240;

в)то же что в перечислении б), из стали Ан600С

Рисунок 5.8 – Типы строповочных петель

Таблица 5.2

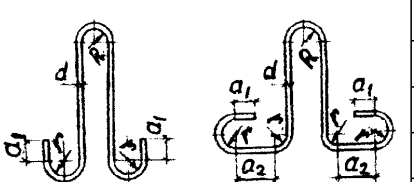
Петли	Обозначения размеров	Размеры, мм			
	*d*	6-12	14; 16	18-22	25
	R	30	30	40	60
	r	20	30	40	60
	a_1	3*d*			
	a_2	6*d*			

Таблица 5.3

Диаметр стержня петли, мм	Масса изделия m, кг, приходящиеся при подъеме на одну петлю из стали классов		Диаметр стержня петли, мм	Масса изделия m, кг, приходящаяся при подъеме на одну петлю из стали классов	
	А240	Ан600С[3)]		А240	Ан600С[3)]
6	150	-	18	2500	3100
8	300	-	20	3100	3900
10	700	900	22	3800	4700
12	1100	1500	25	4900	6100
14	1500	1900	28	6100	7600
16	2000	2500	32	8000	9900

Примечания

1 Значения m соответствуют углу между стропами и горизонтом, равному 45° и более; меньший угол наклона не допускается.

2 При диаметре стержня петли от 8 до 22 мм включительно допускается увеличивать при специальном обосновании приведенные значения m на 25%.

3 Изготовление петель из арматуры данного класса допускается только из обрезков арматуры. Увеличение массы поднимаемого изделия допускается только после проведения испытаний.

При подъеме за три петли и более, расположенных на одном торце изделия, масса изделия принимается распределенной только на две петли, поэтому в этом случае установка более двух петель не рекомендуется.

При применении приспособлений (самобалансирующихся траверс), обеспечивающих балансирование усилий между стропами, допускается массу изделия распределять между петлями в соответствии с конструкцией приспособления.

5.4.8 Высоту проушины h_e (см. рисунок 5.9), соответствующую размерам чалочных крюков грузовых стропов, следует принимать равной, мм:

60 … при диаметре стержня петли от 6 до 16 мм;

80 … „ „ „ „ „ „от 18 и 22 мм;

150 .. „ „ „ „ „ „от 25 до 32 мм.

Длину l_s и глубину запуска h_b концов ветвей петли в бетон изделия (см. рисунок 5.9) рекомендуется принимать согласно таблице 5.4.

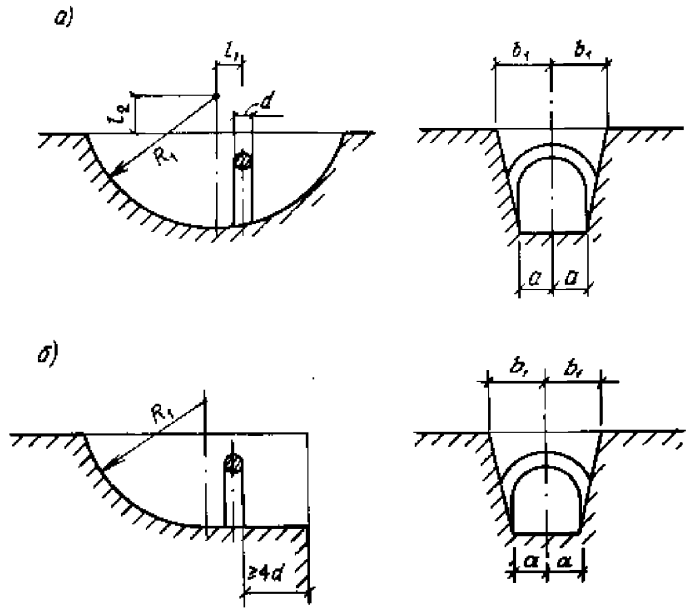
При расположении строповочных петель в стандартных углублениях (см. рисунок 5.10,а) значение h_b можно отсчитывать от верхней поверхности бетонного элемента.

Во всех случаях значение l_s следует принимать не менее 200 мм. Для петель, выполняемых из арматурной стали ∅25А240 и более, значения l_s и h_b следует увеличивать на 20%.

Ветви петли из стали класса А240, а также прямые (без отгибов) ветви петель из стали класса Ан600С должны заканчиваться крюками.

Таблица 5.4

Нормативная кубиковая прочность бетона в момент первого подъема изделия, МПа	Длина запуска в бетон l_s	Глубина запуска в бетон, h_b
От 3 до 7	45d (50d)	35d (40d)
от 5 до 10	35d (40d)	25d (30d)
от 10 до 20	30d (35d)	20d (25d)
от 20 до 30	25d (30d)	15d (20d)
свыше 30	20d (25d)	15d (20d)
Примечание – Значения, приведенные в скобках, относятся к случаям подъема в вертикальном положении однослойных тонкостенных элементов (типа стеновых панелей из тяжелого бетона) толщиной не более 220 мм.		



а) замкнутые углубления;

б) разомкнутые углубления (на краях изделия) при диаметре стержня петли 6-16 мм R_1 =*125 мм, a = 30 мм, b_1 = 50 мм, l_1 = 25 мм, l_2 = 30 мм; при диаметре петли18-22 мм: R_1 = 150 мм, a = 40 мм, b_1 = 65 мм, l_1 = 30 мм, l_2 = 30 мм*

Рисунок 5.10 – Размеры лунок для заглубленного расположения проушин строповочных петель

В необходимых случаях допускается располагать ветви под углом одна к другой не более 45°.

Расстояние между боковой поверхностью хвостового участка крюка петли и поверхностью изделия, измеряемые в плоскости крюка, следует принимать не менее 4d (см. рисунок 5.9,а).

В том случае, если невозможно произвести на необходимую длину запуск концов петли, анкеровку петли необходимо осуществлять различными способами, например приваркой к закладным деталям, заведением за рабочую продольную арматуру и т.д. Надежность принятой анкеровки петли следует подтвердить расчетом или испытаниями.

5.4.9 Допускается располагать строповочные петли в углублениях так, чтобы их проушины располагались ниже грани бетонного или железобетонного изделия. Это расположение особенно рекомендуется при механизированной отделке поверхности бетона, когда выступающие петли мешают такой отделке. Углубления для петель могут быть замкнутыми (см. рисунок 5.10, а) или разомкнутыми (см. рисунок 5.10, б). В последнем

случае в них не скапливается вода, которая может замерзнуть, а также улучшаются условия фиксации петель. Из условия заведения в проушину чалочного крюка стропа лунку следует располагать со смещением к середине изделия относительно плоскости проушины.

5.4.10 В целях снижения отрицательного влияния образования начальных трещин в верхней зоне балок, плит и т.п. на их жесткость и трещиностойкость рекомендуется назначать места расположения строповочных устройств места опирания при перевозке максимально приближенными к концам элемента с учетом возможностей подъемных механизмов, применяемых траверс, транспортных средств. Места опирания при хранении элемента рекомендуется назначать на расстоянии не более 200 – 300 мм.

Приложение 1

(обязательное)

Нормативные ссылки

СП 20.13330.2011 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»

СП 28.13330.2012 «СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии»

СП 50.13330.2012 «СНиП 23-02-2003 Тепловая защита зданий»

СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения»

СП 2.13330.2012 «Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты.

СП 130.13330.2012 «СНиП 3.09.01-85 Производство сборных железобетонных конструкций изделий»

СП 131.13330.2012 «СНиП 23-01-99 Строительная климатология»

ГОСТ 18105–2010 Бетоны. Правила контроля и оценки прочности

ГОСТ 4.212–80 СПКП. Строительство. Бетоны. Номенклатура показателей

ГОСТ 535–2005 Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества. Общие технические условия

ГОСТ 5781–82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 7348–81 Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций

ГОСТ 8829–94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости

ГОСТ 10060.0–2012 Бетоны. Методы определения морозостойкости. Основные требования

ГОСТ 10180–2012 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам

ГОСТ 10884–94 Сталь арматурная термомеханическая упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 10922–90 Арматурные и закладные изделия сварные, соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия

ГОСТ 12730.0–78 Бетоны. Общие требования к методам определения плотности, влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости

ГОСТ 12730.1–78 Бетоны. Метод определения плотности

ГОСТ 12730.5–84 Бетоны. Метод определения водонепроницаемости

ГОСТ 13015–2012 Изделия железобетонные и бетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения

ГОСТ 13840–68 Канаты стальные арматурные 1×7. Технические условия

ГОСТ 14098–91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкция и размеры

ГОСТ 27751–2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

ГОСТ Р 52544–2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций

Примечание – При пользовании настоящим Пособием необходимо проверить действие ссылочных стандартов и классификаторов в информационной системе общего пользования – на официальном сайте национального органа Российской Федерации по стандартизации в сети Интернет или по ежегодно издаваемому информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован на 01 января текущего года, и по соответствующим ежемесячно издаваемым информационным указателям, опубликованным в текущем году. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим сводом правил следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

Приложение 2

(обязательное)

ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем пособии применяются следующие термины с соответствующими определениями:

1 **анкеровка арматуры:** Обеспечение восприятия арматурой действующих на нее усилий путем заведения ее на определенную длину за расчетное сечение или устройства на концах специальных анкеров.

2 **арматура конструктивная:** Арматура, устанавливаемая без расчета для восприятия воздействий, которые не могут быть точно определены расчетным путем.

3 **арматура предварительно напряженная:** Арматура, получающая начальные (предварительные) напряжения в процессе изготовления конструкций до приложения внешних нагрузок в стадии эксплуатации.

4 **арматура рабочая:** Арматура, устанавливаемая по расчету.

5 **долговечность конструкций:** Способность сохранять физические и другие свойства, устанавливаемые при поектировании и обеспечивающие их нормальную эксплуатацию в течение расчетного срока службы при надлежащем техническом обслуживании.

6 **защитный слой бетона:** Толщина слоя бетона от грани элемента до ближайшей поверхности арматурного стержня.

7 **конструкции железобетонные:** конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия о всех воздействий в железобетонных конструкциях должны быть восприняты бетоном и рабочей арматурой.

8 **конструкции сталежелезобетонные:** Железобетонные конструкции, включающие отличные от арматурной стали стальные элементы, работающие
совместно с железобетонными элементами.

9 **коэффициент армирования железобетона μ:** Отношение площади сечения арматуры к рабочей площади сечения бетона, выраженное в процентах.

10 **марка бетона по водонепроницаемости W:** Показатель проницаемости бетона, характеризующийся максимальным давлением воды, при котором в условиях стандартных испытаний вода не проникает через бетонный образец.

11 **марка бетона по морозостойкости F:** Установленное нормами минимальное число циклов замораживания и оттаивания образцов бетона, испытанных по стандартным

базовым методам, при которых сохраняются их первоначальные физико-механические свойства в нормируемых пределах.

12 **марка бетона по самонапряжению S_p:** Установленное нормами значение предварительного напряжения в бетоне, МПа, создаваемого в результате его расширения при коэффициенте продольного армирования μ=0,01.

13 **марка бетона по средней плотности *D*:** Установленное нормами значение плотности, в кг/м^3, бетонов, к которым предъявляются требования по теплоизоляции.

14 **массивная конструкция:** Конструкция, для которой отношение по-верхности открытой для ее высыхания, м^2, к ее объему, м^3, равно или меньше 2.

15 **морозостойкость бетона:** Способность бетона сохранить физико-механические свойства при многократном переменном замораживании и оттаивании, регламентируется маркой по морозостойкости *F*.

16 **нормальное сечение:** Сечение элемента плоскостью, перпендикулярной к его продольной оси.

17 **наклонное сечение:** Сечение элемента плоскостью, наклонной к его продольной оси и перпендикулярной вертикальной плоскости, проходящей через ось элемента.

18 **плотность бетона:** Характеристика бетона, равная отношению его массы к объему, регламентируется маркой по средней плотности *D*.

19 **предельное усилие:** Наибольшее усилие, которое может быть воспринято элементом, его сечением при принятых характеристиках материалов.

20 **проницаемость бетона:** Свойство бетона пропускать через себя газы или жидкости при наличии градиента давления (регламентируется маркой по водонепроницаемости *W*) либо обеспечивать диффузионную проницаемость растворенных в воде веществ в отсутствии градиента давления (регламентируется нормируемыми величинами плотности тока и электрического потенциала).

21 **рабочая высота сечения:** Расстояние от сжатой грани элемента до центра тяжести растянутой продольной арматуры.

22 **расчетная схема сооружения:** Условная схема со всеми исходными параметрами , необходимая для расчета, с целью определения напряженно деформированного состояния элемента.

Приложение 3

(справочное)

СОРТАМЕНТ АРМАТУРЫ

Таблица 1

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм^2, при числе стержней									Теоретическая масса 1м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов		Максимальный размер сечения стержня периодического профиля
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A	B	
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	+	-
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	+	-
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	+	-
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	6,75
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	9,0
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	113
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	13,5
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	-	15,5
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	-	18
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	-	20
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	-	22
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	-	24
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	-	27
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	-	30,5
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	631	+	-	34,5
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	-	39,5
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	-	43,5

Примечания:

1. Номинальный диаметр стержней для арматурных сталей периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней.

2. Знак "+" означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса

Таблица 2

Класс каната	Номиналь-ный диаметр, мм	Теоретичес-кая масса 1 м,кг	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм^2, при их числе								
			1	2	3	4	5	6	7	8	9
К-7	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3
	9	0,402	51	102	153	204	255	306	357	408	459
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	815,4
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4

Приложение 4

(справочное)

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

УСИЛИЯ ОТ ВНЕШНИХ НАГРУЗОК И ВОЗДЕЙСТВИЙ В ПОПЕРЕЧНОМ СЕЧЕНИИ ЭЛЕМЕНТА

M – изгибающий момент;

N – продольная сила;

Q – поперечная сила;

T – крутящий момент.

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

R_{bn} – нормативное сопротивление бетона осевому сжатию;

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

$R_{bt,n}$ – нормативное сопротивление бетона осевому растяжению;

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

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

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s – модуль упругости арматуры.

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОЛОЖЕНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ В ПОПЕРЕЧНОМ СЕЧЕНИИ ЭЛЕМЕНТА

S – обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в растянутой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у менее сжатой грани сечения;

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении: для внецентренно растянутых элементов – расположенной у более растянутой грани сечения; для центрально растянутых элементов – всей в поперечном сечении элемента;

S' – обозначение продольной арматуры:

а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения – расположенной в сжатой зоне;

б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении – расположенной у более сжатой грани сечения,

в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно растянутых элементов расположенной у менее растянутой грани сечения.

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

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

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

h – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

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

a, a' – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' до ближайшей грани сечения;

h_o – рабочая высота сечения, равная $h - a$;

x – высота сжатой зоны бетона;

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_0}$;

s_w – расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

e_o – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;

e, e' – расстояния от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S';

l – пролет элемента;

l_o – расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;

i – радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра тяжести сечения;

d_s , d_{sw} – номинальный диаметр стержней соответственно продольной и поперечной

арматуры;

A_s, A'_s – площади сечения арматуры соответственно S и S';

A_{sw} – площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

μ_s – коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S к площади поперечного сечения элемента bh_o без учета свесов сжатых и растянутых полок;

A – площадь всего бетона в поперечном сечении;

A_b – площадь сечения бетона сжатой зоны:

I – момент инерции сечения всего бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

D_{cir} – диаметр кольцевого и круглого сечений.

Приложение 5

(справочное)

Соотношение класса и марки бетона

Класс бетона В МПа	3,5	5	7,5	10	12,5	15	20	22,5	25	27,5	30	35	40	45	50	55	60
Марка бетона кгс/см^2	45,8	65,5	98,2	131	164	197	262	295	327,5	353	393	458	524	589	655	720	786

Примечание – Указанные марки бетона соответствуют усредненному коэффициенту вариации 13,5% и обеспеченности 95 %

Приложение 6

(справочное)

Соотношение расчетных сопротивлений арматуры по старым и новым нормам

Класс арматуры	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см^2)	
	растяжению R_s	сжатию R_{sc}
A-IV/A600	510(5200)/ 520(5300) /520(5300)	400(4100)/ 400(4100)/ 400(4100)
- /Ан600С	- / - /560(5700)	- / - /400(4100)
A-V/A800	680(6950)/695(7050)/695(7050)	400(4100)/400(4100)/400(4100)
A-VI/A1000	815(8300)/830(8450)/870(8850)	400(4100)/400(4100)/400(4100)
Вр-II(3)/Вр1500	1215(12400)/1250(12750)/1300(13250)	400 (4100)/400(4100) /400(4100)
Вр-II(4)/Вр1400	1145(11700)/1170(11900)/1215(12350)	400(4100)/400(4100)/400(4100)
Вр-II(5)/Вр1400	1045(10700)/1170(11900)/1215(12350)	400(4100)/400 (4100)/400 (4100)
Вр-II(6) /Вр1400	980(10000)/ 1170(11900)/1215(12350)	400(4100)/400(4100)/400(4100)
Вр-II(7) /Вр1300	915(9300)/1070(10900)/1215(12350)	400(4100)/400(4100)/400(4100)
Вр-II(8) /Вр1200	850(8700)/1000(10200)/1050(10700)	400(4100)/400(4100)/400(4100)
- /Вр1600	- / - /1390(14150)	- / - /400(4100)
К7(6)/ К1500 (К7)	1210(12300)/1250(12750)/1300(13250)	/400(4100)/400(4100)
К7(9)/К1500(К7)	1145(11650) /1250(12750)/1300(13250)	400 (4100)/ 400 (4100)/ 400 (4100)
К7(12)/К1500(К7)	1110(11300) /1250(12750)/1300(13250)	400 (4100)/ 400 (4100)/ 400 (4100)
К7(15)/ К1400 (К7)	1080(11000)/1170(1190)/1215(12350)	400 (4100)/ 400 (4100)/ 400 (4100)

Примечания:

1 Значения перед первой косой чертой соответствуют СНиП 2.03.01-84*, а после косой черты СП 52-102-2004 и СП 52-101-2003, после второй косой черты – СП 63.13330.2012.

2 При расчете конструкций на действие только постоянных и длительных нагрузок значение R_{sc} увеличивается до 500 МПа, а для класса А600 до 470 МПа, но не более R_s.

3 В обозначении проволоки и канатов в скобках указан диаметр арматуры в мм.

Библиография

[1] Технические условия ТУ 14-1-5596-2010 — Прокат термомеханически упрочненный класса А600С для армирования железобетонных конструкций

[2] Технические условия ТУ 14-1-5526-2006 с изм.1 — Прокат арматурный класса А500СП с эффективным периодическим профилем

[3] Технические условия ТУ 14-1-5543-2006 — Прокат термомеханически упрочненный класса Ас500С повышенной хладостойкости для армирования железобетонных конструкций

[4] Руководящие технические материалы РТМ 393-94 — Руководящие технические материалы по сварке и контролю качества соединений арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций

[5] Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М.: Стройиздат, 1996. – 416с.: ил.

[6] Карпенко Н.И., Мухамедиев Т.А., Петров А.Н.. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры// Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. С. 7-25

[7] Пособие по проектированию железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры

Содержание

Введение ... 3
Область применения ... 4
1 Общие положения ... 5
2 Материалы для железобетонных конструкций ... 8
2.1 Бетон ... 8
Показатели качества бетона и их применение при проектировании ... 8
Нормативные и расчетные характеристики бетона ... 12
Деформационные характеристики бетона ... 15
Диаграммы состояния бетона ... 17
2.2 Арматура ... 23
Показатели качества арматуры ... 23
Нормативные и расчетные характеристики арматуры ... 25
Деформационные характеристики арматуры ... 28
Диаграммы состояния арматуры ... 29
3 Расчет железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры по предельным состояниям первой группы ... 32
3.1 Общие положения ... 32
3.2 Предварительные напряжения в арматуре и бетоне ... 33
Примеры расчета ... 39
3.3 Изгибаемые элементы ... 43
Примеры расчета ... 54
3.4 Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия ... 62
Примеры расчета ... 66
3.5 Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил ... 68
Примеры расчета ... 83
3.6 Расчет нормальных сечений на основе нелинейной деформационной модели ... 93
4 Расчет железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры по предельным состояниям второй группы ... 98
4.1 Расчет предварительно напряженных железобетонных

элементов по раскрытию трещин ... 99
Общие положения ... 99
Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента ... 100
Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента ... 103
Примеры расчета ... 109
4.2 Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по деформациям ... 117
Общие положения ... 117
Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по прогибам ... 117
Определение кривизны изгибаемых предварительно напряженных железобетонных элементов ... 122
Примеры расчета ... 127
3.7 Расчет момента образования трещин нормальных сечений и определение кривизны на основе нелинейной деформационной модели ... 136
5 Конструктивные требования ... 139
5.1 Общие положения ... 139
5.2 Геометрические размеры конструкций ... 140
5.3 Армирование ... 140
5.4 Требования к железобетонным конструкциям ... 150
Приложение 1 (обязательное) Нормативные ссылки ... 159
Приложение 2 (обязательное) Термины и определения ... 161
Приложение 3 (справочное) Сортамент арматуры ... 163
Приложение 4 (справочное) Основные буквенные обозначения ... 165
Приложение 5 (справочное) Соотношение класса и марки бетона ... 168
Приложение 6 (справочное) Соотношение расчетных сопротивлений арматуры по старым и новым нормам ... 168
Библиография ... 169

gost.e-ecolog.ru