МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА СССР

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ ПО СЕЛЬСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ УССР

ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ (Симферопольский филиал)

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ, ИЗГОТОВЛЕНИЮ И ПРИМЕНЕНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛЫХ ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ БЕТОНОВ ДЛЯ СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

МОСКВА—1985

gost.e-ecolog.ru

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА СССР

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ ПО СЕЛЬСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ

МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ УССР

ДНЕПРОПЕТРОВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
(Симферопольский филиал)

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ, ИЗГОТОВЛЕНИЮ И ПРИМЕНЕНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛЫХ ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ БЕТОНОВ ДЛЯ СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

СОГЛАСОВАНЫ:
ГУКСом Минсельхоза СССР
26 июня 1983 г.

МОСКВА—1985

УДК 624.012.4.666.972.7

"РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ, ИЗГОТОВЛЕНИЮ И ПРИМЕНЕНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛЫХ ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ БЕТОНОВ ДЛЯ СЕЛЬСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА" разработаны Симферопольским филиалом ДИСИ, ЦНИИЭПсельстроем Минсельстроя СССР и НИИЖБ Госстроя СССР при участии КЗИСИ, КЗПИ, МИСИ Минвуза СССР, Укрмежколхозстроя, Крымского филиала института Укрколхозпроект , Крымоблмежколхозстроя.

Настоящие Рекомендации разработаны в развитие главы СНиП II-21-75 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования" и содержат основные положения по проектированию, изготовлению и применению шлакощелочных бетонов, бетонных и железобетонных конструкций на их основе. В Рекомендациях приведены данные о шлакощелочных цементах и заполнителях, по подбору составов шлакощелочных бетонов, их физико-механическим свойствам, расчету, конструированию, изготовлению и применению конструкций для производственных, промышленных, культурно-бытовых сельских зданий и сооружений, жилых домов, дорожного и водохозяйственного сельского строительства.

Рекомендации предназначены для ИТР проектных, научно-исследовательских и производственных организаций, заводских и строительных лабораторий.

Печатается по решению секции
Ученого совета ЦНИИЭПсельстроя
от 23 марта 1983г.

Утверждены директором
ЦНИИЭПсельстроя
15 июня 1983г.

Согласованы с начальником
ГУКСа Минсельхоза СССР
26 июня 1983г.

ВВЕДЕНИЕ

Настоящие Рекомендации содержат положения по проектированию, производству и применению бетонных и железобетонных обычных и предварительно-напряженных конструкций из тяжелых бетонов на шлакощелочных цементах для сельского строительства.

Шлакощелочные цементы обладают высокой активностью. Марка шлакощелочных цементов достигает 800-1000, являются особо быстротвердеющими, обладают способностью схватывания и твердения при отрицательных температурах.

Высокая активность шлакощелочных цементов позволяет получать бетоны марок М1000 включительно и интенсифицировать процессы производства конструкций.

Благодаря высокой активности и низкой стоимости шлакощелочные цементы представляют широкие возможности использования местных некондиционных заполнителей для производства строительных материалов и изделий различных видов, что значительно расширяет сырьевую базу строительства.

Рекомендации разработаны в развитие главы СНиП II-21-75 [1] "Бетонные и железобетонные конструкции...". Они содержат дополнительные требования по проектированию конструкций, учитывающие физико-химические, физико-механические, деформативные и другие особенности шлакощелочных цементов, тяжелых шлакощелочных бетонов и конструкций из этих бетонов, приближенные способы расчета конструкций, технологию производства цемента, бетонов и конструкций, основные физико-механические характеристики бетонов и конструкций на шлакощелочных цементах.

В Рекомендациях изложены основные положения по расчету и проектированию бетонных и железобетонных конструкций с обычной

и предварительно-напряженной арматурой, приведены прочностные и деформативные характеристики тяжелых бетонов на шлакощелочных цементах, методы расчета прочности, несущей способности, образования и раскрытия трещин, деформативности железобетонных элементов из шлакощелочных бетонов, технические требования и технология изготовления шлакощелочных цементов, бетонов и конструкций на их основе, определена область применения бетонов и конструкций.

При разработке Рекомендаций учтены основные положения, изложенные в "Руководстве по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)" (ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, М., Стройиздат, 1977); "Руководстве по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона" (ЦНИИПромзданий, НИИЖБ, М., Стройиздат, 1977), "Рекомендациях по расчету конструкций из шлакощелочных бетонов" (НИИЖБ Госстроя СССР, М., 1983).

"Рекомендации по проектированию, изготовлению и применению бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых шлакощелочных бетонов для сельского строительства" разработаны Симферопольским филиалом ДИСИ (кандидаты техн.наук В.А.Пахомов, А.П.Троценковский, А.А.Любимов, С.Ф.Крисанов, инженеры В.В.Жигна, В.Б. Камаев, С.М. Соловьев, В.С.Чадин, Ю.А.Шепляков), ЦНИИЭПсельстроем (кандидаты техн.наук П.В.Чичков, В.В.Константинов) и НИИЖБом Госстроя СССР (канд.техн.наук Р.Л.Серых) при участии ВЗИСИ (докт.техн.наук, проф. В.М.Бондаренко), ВЗПИ (докт.техн.наук, проф. Ю.А.Зайцев), МИСИ (канд.техн.наук, доц. Л.А.Сильченко), Минвуза СССР, Минсельхоза СССР (инж. В.Н.Мерзляков), Укрмежколхозстроя (Н.А.Кулинич), Крымоблмежколхозстроя (инж. Ф.И.Понедельников), КФ института Укрколхозпроекта (инж. В.В.Мельник), КТБ "Стройиндустрия" Минпромстроя СССР (инж. А.Р.Тюменев).

Основой для разработки Рекомендаций явились исследования, выполненные в НИИЖБе Госстроя СССР, Симферопольском филиале ДИСИ, ЦНИИЭПсельстрое, КИСИ, НИИСПе, Криворожском ГРИ и др. институтах, а также опыт внедрения и эксплуатации конструкций из бетонов на шлакощелочных цементах на стройках Киевской области, Крыма, Донбасса, Запорожья, Кривого Рога, Тулы, Перми, Новгорода, Алма-Аты и др.

Ответственные исполнители разделов: по расчету конструкций – В.А. Пахомов, Р.Л. Серых, по технологии -В.В. Константинов, А.П. Трощеновский.

Замечания и предложения по содержанию настоящих Рекомендаций просим направлять в ЦНИИЭПсельстрой по адресу: 129272, Москва, И-272, ул. Трифоновская, 47.

Дирекция ЦНИИЭПсельстроя.

9.35-Д0-85

РАЗДЕЛ I. ОСНОВЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

I. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Настоящие Рекомендации распространяются на проектирование, изготовление и применение бетонных и железобетонных обычных и предварительно-напряженных конструкций из тяжелых бетонов плотной структуры на шлакощелочных цементах.

Монолитные и сборные бетонные и железобетонные конструкции из тяжелых бетонов на шлакощелочных цементах применяются для возведения производственных, промышленных, культурно-бытовых сельских зданий и сооружений (основания, фундаменты, несущие и ограждающие конструкции), жилищного, дорожного и водохозяйственного сельского строительства, а также подземных сооружений.

Температура эксплуатации конструкций из шлакощелочных бетонов должна быть не выше 50°С и не ниже минус 70°С.

Примечания:

I. В конструкциях, проектируемых в соответствии с настоящими Рекомендациями, применяются как крупнозернистые, так и мелкозернистые бетоны. Кроме того, мелкозернистый бетон применяется для заполнения швов в сборных конструкциях, для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, расположенной в каналах, пазах и на поверхности конструкций, а также для защиты от коррозии стальных закладных деталей.

2. Настоящие Рекомендации не распространяются на расчет и проектирование конструкций, эксплуатируемых в районах с сухим и жарким климатом.

I.2. Бетонные и железобетонные конструкции из тяжелых шлакощелочных бетонов (ШЩБ) следует проектировать в соответствии с основными положениями пп. I.I и I.23 главы СНиП [I].

1.3. Выбор конструктивных решений должен производиться, исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, достигаемого путем:

применения эффективных строительных материалов и конструкций;

снижения веса конструкций;

наиболее полного использования физико-механических свойств материалов, отходов различных производств, вторичного попутного сырья;

соблюдения требований по экономичному расходованию основных строительных материалов.

При проектировании изделий и конструкций из шлакощелочных бетонов необходимо учитывать их особенности, указанные в настоящих Рекомендациях.

1.4. Предельные величины предварительного напряжения σ_0 и σ_0', а также величины напряжений в напрягаемой арматуре А и A^1, контролируемые по окончании напряжения на упоры или на затвердевший бетон, следует определять по пп. 1.24, 1.25 главы СНиП [I] (рис.1).

1.5. При расчете предварительно-напряженных элементов следует учитывать потери предварительного напряжения арматуры.

При натяжении арматуры на упоры учитывают:

а) первые потери - от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, деформации форм (при натяжении арматуры на формы, быстронатекающей ползучести бетона);

б) вторые потери - от усадки и ползучести бетона.

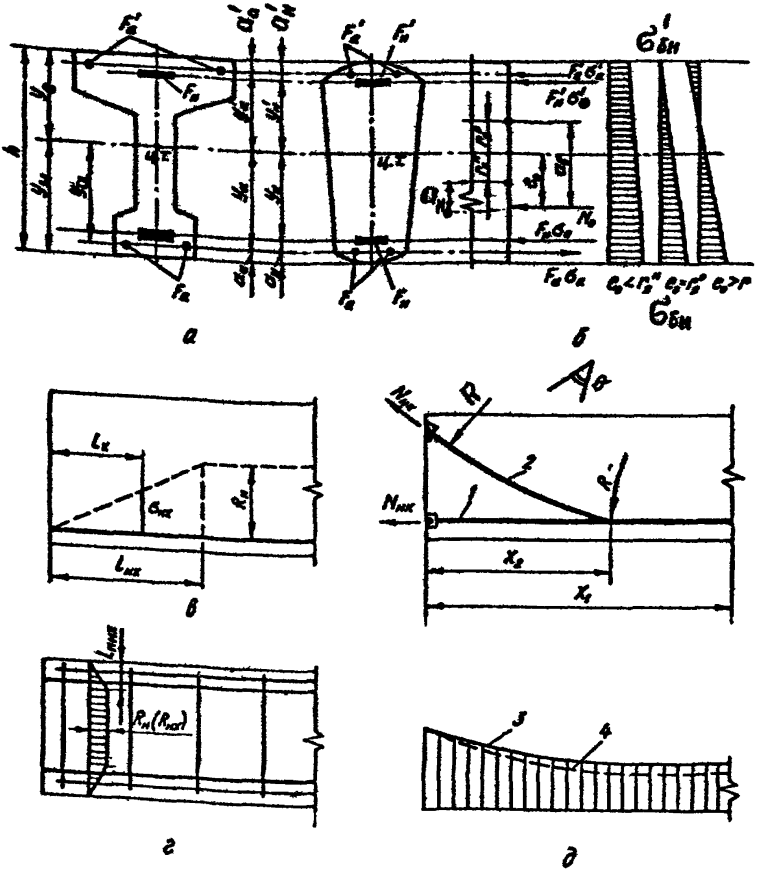


Рис. 1. Схемы распределения усилий в железобетонных элементах конструкций:
а – поперечные сечения ; б, в – эпюры напряжений ; г – схема зоны анкеровки ; д – схема изменения усилий в напрягаемой арматуре ; 1,2 – прямолинейная и криволинейная напрягаемая арматура; 3,4 – усилия в напрягаемой арматуре до и после проявления потерь

При натяжении арматуры на бетон учитывают:

в) первые потери - от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций;

г) вторые потери - от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона, смятия бетона под вит-ками арматуры, деформации стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков).

Потери предварительного напряжения арматур должны определяться по табл. 1, при этом суммарную величину потерь при проектировании конструкций следует принимать не менее 150 МПа.

1.6. При определении потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона по позициям 8 и 9 табл.I должны учитываться следующие указания:

а) если заранее известен срок загружения конструкций, потери от усадки и ползучести бетона умножаются на коэффициент β, определяемый по формуле

$$\beta = 1 - e^{-0{,}02\Delta t}, \qquad (1)$$

где Δt - время в сутках, отчисляемое при определении потерь от ползучести - со дня обжатия бетона, от усадки - со дня окончания бетонирования;

б) для конструкций, предназначенных для эксплуатации при различном температурно-влажностном режиме окружающей среды, потери от ползучести бетона определяются с учетом коэффициента $K_{\theta щ}$, принимаемого по табл. 2, а также данных приложения 2;

в) допускается использовать более точные методы определения

величин потерь от усадки и ползучести бетона, обоснованные в установленном порядке, если известны все необходимые данные.

Таблица 1. Потери предварительного напряжения

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь, МПа, при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
1	2	3
А. Первые потери		
1. Релаксация напряжений арматуры σ_1 при механическом способе натяжения:		
а) стержневая арматура	$0{,}1\sigma_{нк} - 20$	–
б) проволочная арматура	$\left(0{,}27\frac{\sigma_{нк}}{R_{a\text{н}}} - 0{,}1\right)\sigma_{нк}$	–
при электротермическом и электромеханическом способах натяжения:		
а) стержневая арматура	$0{,}03\sigma_{нк}$	–
б) проволочная арматура	$0{,}05\sigma_{нк}$	–
2. Температурный перепад (разность температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения при пропаривании или прогреве бетона) σ_2; принимаются по поз.2 табл.4 главы СНиП [1]	$1{,}25\Delta t$, где Δt – разность температур арматуры и упоров; $\Delta t = 65^\circ$С при отсутствии данных	–
3. Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств σ_3; принимаются по поз.3 табл.4 СНиП [1]:	$\frac{\lambda}{l}E_a$	$\frac{\lambda_1+\lambda_2}{l}E_a$
4. Трение арматуры: σ_4		
а) о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций	–	$\sigma_{нк}\left(1-\frac{1}{e^{kx+\mu\theta}}\right)$
б) об огибающие приспособления; принимаются по поз.4 табл.4 СНиП [1]:	$\sigma_{нк}\left(1-\frac{1}{e^{\mu\theta}}\right)$	–

Продолжение табл. 1

1	2	3
5. Деформации стальной формы при изготовлении предварительно-напряженных железобетонных конструкций σ_5; принимаются по поз.5 табл. 4 СНиП [1]	$k \frac{\Delta l}{l} E_a$	-
6. Быстронатекающая ползучесть σ_6		
а) для бетонов естественного твердения	$85 \frac{\sigma_{бн}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{бн}}{R_0} \leq \alpha$; $150 \frac{\sigma_{бн}}{R_0} - 30$ при $\frac{\sigma_{бн}}{R_0} > \alpha$; где α - коэффициент, принимаемый равным для бетона проектной марки М500 и выше $\alpha = 0,6$; М400 и ниже $\alpha = 0,5$; $\sigma_{бн}$ определяется на уровне центров тяжести арматуры А и A' с учетом потерь по поз. 1-5 настоящей таблицы	
б) для бетона, подвергнутого тепловой обработке	Потери вычисляются по формулам поз. 6,а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85	
Б. Вторые потери		
7. Релаксация напряжений арматуры σ_7:		
а) стержневой	-	$0,1\sigma_{нк} - 20$
б) проволочной принимаются по поз.7 табл. 4 СНиП [1]	-	$\left(0,27\frac{\sigma_{нк}}{R_{нII}} - 0,1\right)\sigma_{нк}$

Продолжение табл. 1

1	2		3
8. Усадка бетона (см. п.1.5 настоящих Рекомендаций) $\sigma_б$	Бетон естественного твердения	Бетон, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	Независимо от условий твердения бетона
а) М400 и ниже	60	50	45
б) М500	75	60	55
в) М600 и выше	90	75	60

Приведенные значения потерь от усадки тяжелого БСБ необходимо умножать на коэффициент $K_{вщ}$, принимаемый по табл.2.

9. Ползучесть бетона $\sigma_э$ (см. п.1.5 настоящих Рекомендаций) $\sigma_э = \frac{\sigma_{бн}}{\mu_н \rho} \varphi - \sigma_б$; $\sigma_э = \frac{\sigma_{бн}}{\mu_н \rho} \Phi$, где $\sigma_{бн}$, $\sigma_б$ – см. поз.6 настоящей таблицы;

$$\mu_н = \frac{F_н + F_н'}{F_б}; \qquad \rho = 1 + \frac{y\, e_{он}}{r^2};$$

$$\Phi = 1 - e^{-\frac{n_н \mu_н \rho}{1 + n_н \mu_н \rho \chi} \varphi_{т.ш}}; \qquad \chi = 1 + 0{,}5 C_т E_б;$$

y – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до волокна, где определяется $\sigma_{бн}$;

$e_{он}$ – эксцентриситет усилия предварительного обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения, если рассматриваемое волокно и усилие обжатия находятся по разные стороны от центра тяжести, то величина y подставляется со знаком минус; для центрально обжатых $\rho = 1$;

Продолжение табл. 1

1	2	3
	$\varphi_{m\infty}$ - предельное значение характеристики ползучести, определяемое в соответствии с приложением 2 табл. 2.1. $n_н = \frac{E_н}{E_б}$	
10. Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкций до 3 м) σ_{10}	-	45
11. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков) σ_{11}		Принимаются по поз.11, табл.4 главы СНиП [1] с учетом: λ = 0,5 мм и λ = 0,75 мм соответственно при стыковании с заполнением бетоном и насухо.

Таблица 2. Значения коэффициента $K_{отщ}$

Характеристика температурно-влажностного режима	Относительная влажность воздуха, %	Значения коэффициента $K_{отщ}$ при щелочном компоненте		
		кальцинированной соде, содо-поташная смесь и др.	метасиликате натрия (мета), жидкое стекло и др.	прочие
Климатический подрайон IУ А	менее 20	1,7	1,5	1,6
Очень сухой	менее 20	1,5	1,2	1,3
Сухой	20 - 49	1,3	1,1	1,2
Нормальный	50 - 60	1,2	1,0	1,1
Влажный	61 - 74	1,1	0,9	1,0
Мокрый	75 и более	1,0	0,8	0,9

1.7. Величины напряжений в бетоне и арматуре, а также усилий предварительного обжатия бетона, вводимые в расчет предварительно-напряженных конструкций, следует определять в соответствии с пп.1.28, 1.29 главы СНиП [1] , а величины потерь предварительного напряжения следует принимать по табл. 1 в соответствии с п.1.4 настоящих Рекомендаций.

Напряжения в бетоне $\sigma_б$ ($\sigma_{бн}$) в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, определяются как для упругих материалов по приведенным геометрическим характеристикам сечений. При этом усилие предварительного обжатия рассматривается как внешняя сила.

1.8. Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия $\sigma_{бн}$ не должны превышать величин, приведенных в табл. 3. Величины $\sigma_{бн}$ определяются на уровне крайнего сжатого волокна бетона с учетом потерь предварительного напряжения по поз. 1-5 табл. 1 и при коэффициенте точности натяжения арматуры $m_т = 1$.

1.9. Для предварительно-напряженных конструкций, в которых предусматривается регулирование величины напряжений, следует учитывать рекомендации п.1.31 главы СНиП [1].

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Бетон

2.1. Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящих Рекомендаций, должны предусматриваться бетоны плотной структуры, у которых пространство между зернами заполнителей (крупного и мелкого) заполнено затвердевшим цементным камнем при проценте пустот

Таблица 3. Наибольшее допустимое значение обжатия бетона $\sigma_{бн}$ в долях от R_o

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	Напряжения обжатия бетона $\sigma_{бн}$ в долях от передаточной прочности R_o, не более			
		при расчетной зимней температуре наружного воздуха			
		Минус 40°С и выше		Ниже минус 40°С	
		центральном	внецентренном	центр.	внецентр.
1. Напряжение обжатия уменьшается при действии внешних нагрузок	На упоры	0,60	0,70*	0,50	0,60
	На бетон	0,50	0,60	0,40	0,50
2. Напряжение обжатия увеличивается при действии внешних нагрузок	На упоры	0,45	0,50	0,35	0,40
	На бетон	0.40	0,45	0,30	0,35

Примечания:

1. Значения $\sigma_{бн}/R_o$ для бетона в водонасыщенном состоянии при расчетной температуре воздуха ниже минус 35°С следует принимать на 0,05 меньше указанных в настоящей таблице.

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно указаниям п.1.3 СНиП [1].

* Для элементов, изготовленных с постепенной передачей усилий обжатия, при наличии стальных опорных деталей и косвенной арматуры с объемным коэффициентом армирования μ_{σ} =0,5% на длине не менее длины зоны передачи напряжений и не менее $2h$ допускается принимать значение $\eta_н$ =0,75.

в уплотненной бетонной смеси не выше 6 (СНиП прил.I, табл.I [I]) объемной массой не менее 2200 кг/ м^3.

2.2. Для несущих конструкций производственных сельскохозяйственных зданий должны применяться бетоны повышенной плотности. Цементно-затворительное отношение бетонов для указанных конструкций должно быть не ниже 2,5.

Плотность водного раствора щелочного компонента (затворителя) должна быть не менее I,20 г/см^3.

2.3. Для бетонных и железобетонных конструкций должны предусматриваться проектные марки тяжелого бетона по прочности на осевое сжатие, осевое растяжение, морозостойкости, водонепроницаемости в соответствии с требованиями п.п. 2.2,.. 2.I0 главы СНиП [I]. Содержание щелочного компонента в бетонах не должно превышать 7,5 -8 % от веса цемента в пересчете на безводное вещество.

Проектные марки шлакощелочных бетонов приведены в табл.4.

Для определения начального модуля упругости возраст бетона следует назначать 90-I20 суток.

Для несущих железобетонных конструкций из шлакощелочного бетона не допускается применение мелкозернистого тяжелого бетона проектной марки ниже М 200.

Рекомендуется принимать проектную марку бетона: для железобетонных элементов - не ниже М 200; для железобетонных элементов, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, - не ниже М300; для железобетонных сильно нагруженных сжатых стержневых элементов (например,для колонн),воспринимающих значительные крановые нагрузки, или для колонн нижних этажей многоэтажных зданий - не ниже М400.

2.4. Для предварительно-напряженных элементов проектная марка бетона, в котором расположена напрягаемая арматура, должна приниматься в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств, не ниже указанных в табл.5.

Таблица 4 . Проектные марки тяжелого шлакощелочного бетона.

Проектные марки	Условные обозначения марок и характеристик бетона	Размерность характеристик	Значения марок
1.По прочности на осевое сжатие	M , $\bar{R}$	кгс/см^2	100,150,200, 250,300,350, 400,450,500, 600,700,800.
2.По прочности на осевое растяжение	P , $\bar{R}_P$	кгс/см^2	10,15,20,25, 30,35,40,45, 50,60
3.По морозостойкости	$M_{рз}$	циклов замораживания и оттаивания	100,150,200, 300,400,500, 600,700,800.
4.По водонепроницаемости	B	давление, кгс/см^2	2,4,6,8,10, 12,14,16,18

Таблица 5. Минимальные проектные марки бетона для предварительно-напряженных конструкций из шлакощелочного бетона

Вид и класс напрягаемой арматуры	Проектная марка бетона, не ниже	Передаточная прочность бетона R_o, МПа, не ниже
1. Проволочная арматура		
а) класса В-П с анкерами	М 300	24
б) класса B_p-II без анкеров при диаметре проволоки:		
до 5 мм включительно	М300	24
до 6 мм и более	М 500	40
в) класса К-7	М 400	32
2. Стержневая арматура без анкеров диаметром: от 10 до 18 мм (включительно) классов:		
а) А-IУ, $А_Т$-IУ	М 300	24
б). А-У, $А_Т$-У, $А_{ТП}$-У	М 350	28
в) $А_Т$-УI	М 400	32
от 200 мм и более классов:		
г) А-IУ, $А_Т$-IУ	М 300	24
д) А-У, $А_Т$-У, $А_{ТП}$-У	М 400	24
е) $А_Т$-УI	М 500	40

Примечание. Фактическое значение R_o, сниженное по сравнению с проектным согласно требованиям статистического контроля на производстве, должна составлять не менее 20 МПа, а при стержневой арматуре класса К-7 и проволочной арматуре без высаженных головок – не менее 24 МПа.

Передаточная прочность бетона R_o назначается не ниже 80% от проектной марки, указанной в табл.5. Если проектная марка бетона принята выше указанного в табл.5 минимального значения, то передаточная прочность соответственно может быть понижена.

При проектировании отдельных видов конструкций допускается установленное в обоснованном порядке снижение минимальной проектной марки бетона на одну ступень (50 кгс/см^2) против приведенной в табл.5 с соответствующим снижением передаточной прочности бетона, за исключением конструкций, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки.

Для стенок монолитных круглых резервуаров и труб при напряжении только спиральной (или кольцевой) арматуры допускается применение проектной марки бетона М200 и передаточной прочности R_o = = 15 МПа.

Проектная марка мелкозернистого бетона, применяемого для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, расположенной в пазах и на поверхности конструкций, должна быть не ниже М200, а для инъекции каналов - не ниже проектной марки бетона проектируемой конструкции.

Для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций проектную марку бетона следует устанавливать в зависимости от условий работы соединяемых элементов, но принимать не ниже М200.

Нормативные и расчетные характеристики бетона

2.5. Нормативными сопротивлениями бетона являются:
сопротивление осевому сжатию кубов (кубиковая прочность), $R^н$;
сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность), $R^н_{пр}$;
сопротивление осевому растяжению, $R^н_р$.

Нормативная кубиковая прочность бетона принимается равной

$$R^{н} = \bar{R}\,(1 - 1{,}64\,\nu), \qquad (2)$$

где $\bar{R}$ – сопротивление осевому сжатию базового образца-куба, определяемое по ГОСТ 10180-78[42];

ν – коэффициент вариации прочности бетона, принимаемый равным 0,16.

Нормативная призменная прочность бетона принимается не менее $0{,}72\,R^{н}$:

$$R^{н}_{пр} \geq 0{,}72\,R^{н}. \qquad (3)$$

Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению $R^{н}_{р}$ в случаях, когда прочность бетона на растяжение не контролируется, принимается в зависимости от проектной марки бетона по прочности на сжатие.

При контроле проектной марки по прочности на осевое растяжение нормативное сопротивление бетона осевому растяжению принимается равным:

$$R^{н}_{р} = \bar{R}_{р}\,(1 - 1{,}64\,\nu_{р}), \qquad (4)$$

где $\nu_{р}$ – коэффициент вариации, равный $\nu_{р} = 0{,}135$.

2.6. Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний и первой и второй групп определяются по формулам:

$$R_{пр} = \frac{R^{н}_{пр}}{K_{бс}}; \qquad R_{р} = \frac{R^{н}_{р}}{K_{бр}}; \qquad (5)$$

$K_{бс}$ и $K_{бр}$ – коэффициенты безопасности по бетону соответственно при сжатии и растяжении, принимаемые равными: для первой группы предельных состояний при сжатии $K_{бс} = 1.4$;

при растяжении $K_{бр} = 1{,}5$; для второй группы

$K_{бс} = K_{бр} = 1$.

Величины нормативных и расчетных сопротивлений бетона (с округлением) в зависимости от их проектных марок по прочности на сжатие и осевое растяжение приведены в табл. 6.

Расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_р$ снижаются (или повышаются) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона $m_{бi}$. Значения коэффициентов условий работы $m_{бi}$ следует принимать по поз. 2.13 и табл. 15 .... 17 главы СНиП [1] . Причем коэффициент $m_{б1}$ по поз. 1, а в остальных случаях принимается равным 0,8.

Для мелкозернистого бетона нормативные и расчетные сопротивления принимаются по табл. 6.

2.7. Величина начального модуля упругости бетона $E_б$ при сжатии и растяжении принимаются по табл. 7.

Для не защищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климатическом подрайоне IУ А согласно главе СНиП П-А.6.72 по строительной климатологии и геофизике, значения, указанные в табл.7, следует умножать на коэффициент 0,85.

При наличии данных о составе бетона и условиях изготовления конструкций допускается принимать другие величины $E_б$, определяемые по ГОСТ 24452-80, согласованные в установленном порядке.

2.8. Коэффициент линейного температурного деформирования $\alpha_{бt}$ при изменении температуры от 223°К до 323°К (от минус 70°С до плюс 50°С) принимается равным $1{,}10^{-5}$ град$^{-1}$.

При наличии данных о химическом и минералогическом составе шлака, заполнителей, щелочного компонента, их видов, расходов, степени водонасыщения бетона, морозостойкости и т.д. допускается принимать другие значения $\alpha_{бt}$, обоснованные в установленном порядке. Для расчетной температуры ниже и выше указанного преде-

Таблица 6. Расчетные сопротивления тяжелого шлакощелочного бетона в зависимости от проектной марки бетона по прочности на сжатие.

Вид сопротивления	Условные обозначения	Расчетные сопротивления бетона в зависимости от проектной марки по прочности на сжатие, МПа							
		100	200	300	400	500	600	700	800
	Для первой группы предельных состояний								
Сжатие осевое (призменное)	$R_{пр}$	3,8	7,6	11,5	15,0	19	23	26,5	30
Растяжение осевое	$R_р$	0,45	0,75	0,95	1,2	1,3	1,45	1,55	1,65
Критическое значение коэффициента интенсивности напряжений	K_{1c} МПа·м^{0,5}	0,29	0,45	0,6	0,72	0,81	0,87	0,93	0,99
Сцепление бетона с арматурной сталью гладкого профиля	$R_{сц.}$, МПа	1,3	2,4	3,0	3,7	4,0	4,3	4,6	4,8
	Для второй группы предельных состояний								
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{прII}$	5,4	11,0	16	21,0	26,5	32	37,0	42,5
Растяжение осевое	$R_{рII}$	0,7	1,15	1,5	1,8	2,0	2,2	2,35	2,5
Коэффициент интенсивности напряжений	K_{1cII} МПа·м^{0,5}	0,43	0,69	0,9	1,08	1,2	1,32	1,41	1,5
Сцепление бетона с арматурной сталью гладкого профиля	$R_{сцII}$ МПа	2,0	3,6	4,5	5,5	6,0	6,5	6,8	7,2

Примечание: Для арматуры периодического профиля величина сцепления бетона $R_{сц}$, $R_{сцII}$ с арматурной сталью, приведенная в табл. 6, умножается на коэффициент 1,5.

Таблица 7. Начальные значения модуля упругости шлакощелочных бетонов при сжатии и растяжении.

Проектная марка бетона по прочности на сжатие (на растяжение)	Значения начального модуля упругости бетона $E_б \cdot 10^{-3}$ при заполнителе, МПа					
	крупном и мелком с содержанием пылеватых и глинистых частиц до 10%			мелком с содержанием пылеватых и глинистых частиц до 10%		
	естественного твердения	подвергнутый тепловой обработке при атмосф.давл.	подвергнутый тепловой обработке при повышенном давлении	естеств. твердения	подвергнутый тепловой обработке при атм.давл.	подвергнутый тепловой обработке при повышенном давл.
100(10)	11	12,4	12	8	7	6
150	14,7	16,3	14	10,9	9,6	8
200(15)	18,2	20,2	16,5	12,5	11,5	9,5
250	19,7	21,9	18,5	14,5	13,5	11,5
300(20)	21,2	23,6	19,5	17,5	15,5	13
350	22,8	25,3	22	18,5	17	14,5
400(25)	24	26,8	23,5	20,5	19	16
500	26,6	29,6	25	23,5	21,5	18
600(30)	28,6	31,8	26	26,5	24	20
700(35)	30,4	33,8	27,5	28,5	26	22
800(40)	31,8	35,3	28,5	30	27,5	23

Примечания: 1.При содержании пылевидных и глинистых частиц в заполнителях более 10% значения модуля упругости следует определять опытным путем по ГОСТ 24452-80.

2.Для не незащищенных от солнечной радиации конструкции для подрайона IУА значения, указанные в таблицах 3,4, следует умножать на коэффициент 0,85.

ла величина принимается по экспериментальным данным.

2.9. Коэффициент упругой поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона)принимается равным $\mu=0,2$, а полной, поперечной деформации следует определять в зависимости от уровня действующих напряжений

$$\mu' = 0,15 + 0,3\,\eta^{2} \qquad (6)$$

где: $\eta = \sigma_б / R_{пр}$ - уровень действующих напряжений.

Упругий модуль сдвига и модуль сдвига полной поперечной деформации определяется по формулам при $\eta \le \eta_т^{\mu} = 0,8$

$$G_б = \frac{E_б}{2\,(1+\mu)} \cong 0,415\,E_б\,; \qquad G'_б = \frac{E_б\sqrt{1-\eta^2}}{2,3 + 0,6\,\eta^2}\,. \qquad (7)$$

2.10. Предельные деформации тяжелых шлакощелочных бетонов при сжатии и растяжении для расчета железобетонных конструкций и или их частей из условия предельной сжимаемости (растяжимости) бетона следует принимать по приложению 2 , табл. 2,5.

2.11. В основу расчета положена диаграмма $\sigma - \varepsilon$ с нисходящей ветвью (рис. 2).

Коэффициент полноты эпюра в сжатой зоне железобетонных элементов определяется по формуле

$$\omega = \frac{2-\nu}{2}; \qquad \omega = \omega_{11} + \omega_{12} = \frac{1}{2} + \frac{1-\nu}{2}\,; \qquad (8)$$

где ν - коэффициент упругости бетона, определяемый по формуле

$$\nu = \nu_0\sqrt{1-\eta^2}\,; \qquad (9)$$

$\eta = \frac{\sigma_б}{R}$; $\eta = \frac{N}{N_P}$; $\eta = \frac{M}{M_P}$ - уровень действующих напряжений; при $\eta = 1$, $\nu = 0$, $\omega = 1$, т.е. при расчете на прочность;

$\sigma_б$, N , M - действующие напряжения и усилия ;

ν_0 - начальный коэффициент упругости, принимаемый по табл.2.1 прил. 2;

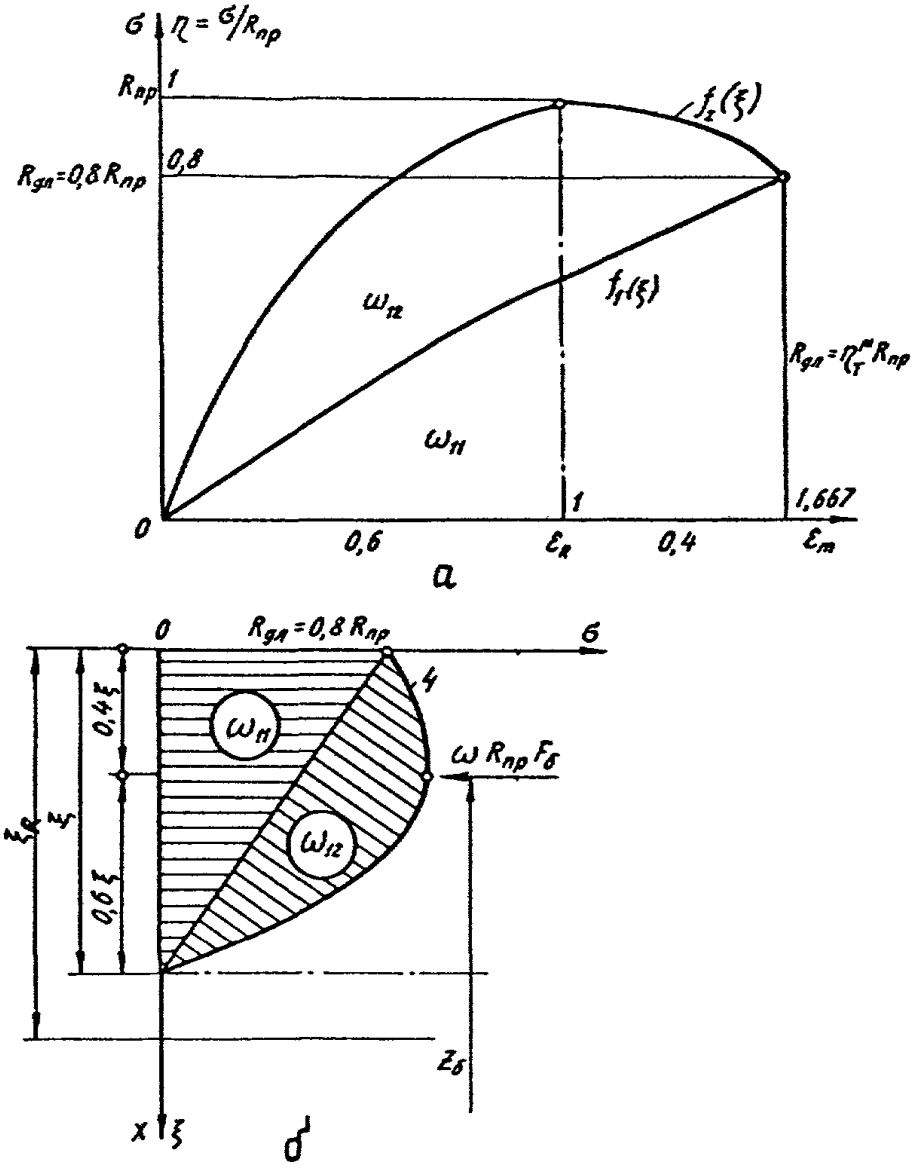


Рис. 2. Зависимость $\sigma - \varepsilon$ для бетона:

а – общий вид диаграммы $\sigma - \varepsilon$ для бетона с нисходящей ветвью;

б – то[illegible] сжатых зон элементов конструкций

R , N_p, M_p - расчетные сопротивления бетона, разрушающие усилия.

Функция нелинейности бетона определяется по формуле с учетом (8)

$$f_{нб} = \frac{\omega}{\omega_{11}} = 1 + \frac{\omega_{12}}{\omega_{11}} = 2 - \nu \ . \qquad (10)$$

Арматура

2.12. Для армирования железобетонных конструкций, а также для закладных деталей должна применяться арматура и сталь согласно указаниям п.п 2,18 - 2,25 главы СНиП [1] .

Нормативные и расчетные характеристики арматуры следует назначать согласно указаниям п.п. 2.26 - 2-31 главы СНиП [1] с учетом дополнительных указаний настоящих Рекоменцаций.

2.13. Расчетные сопротивления арматуры сжатию используемые для расчета конструкций по предельным состояниям первой группы $R_{a.c}$ при наличии сцепления арматуры с бетоном принимаются равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_a для арматурной стали классов А-Ш, А-П, А-I, В-I, B_p-I, а для более высоких класоов определяются из условия предельной сжимаемости.

$$R_{ac} = \varepsilon_{mб} E_a \leq R_a \ , \qquad (11)$$

где $\varepsilon_{mб}$ - предельные деформации при сжатии бетона, принимаемые по приложению 2, табл. 2.5.

При отсутствии сцепления арматуры с бетоном значения $R_{a.c}$ принимаются равными нулю.

2.14. Расчетные и нормативные сопротивления и модуль упругости арматуры растяжению и сжатию для основных видов стержневой и продольной арматуры при расчете конструкций по предельным состояний первой и второй групп приведены в табл. 8.

Таблица 8 . Расчетные и нормативные сопротивления и модуль упругости арматуры

Вид арматуры	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления арматуры для первой группы предельных состояний, МПа: растянутой: продольной; поперечной (хомутов и отогнутой арматуры) при расчете наклонных сечений сечений на действие изгибающего момента и поперечной силы R_a	растянутой: поперечной при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_{ax}	сжатой R_{ac}	Расчетные и нормативные сопротивления для второй группы предельных состояний, МПа R_a^H	Начальный модуль упругости арматуры $E_a \cdot 10^{-5}$, МПа
1	2	3	4	5	6	7
1. Сталь горячекатанная (гладкая) класса А-I	6-40	210	170	210	240	2,1
2. Сталь горячекатанная периодического профиля класса А-II	10-90	270	215	270	300	2,1
3. То же, класса А-III	6-40	340	270	340	400	2,0
$A\text{-III}_B$	6-40	450	360	340	550	1,8
А-IУ	10-32	500	400	$\varepsilon_{sb} E_a \leq R_a$	600	2,0
А-У	10-32	640	510		800	1,9
4. Сталь термически упрочненная периодического профиля класса A_T-IУ	10-25	500	400	$\varepsilon_{sb} E_a \leq R_a$	600	1,9
A_T-У	10-25	640	510		800	1,9
A_T-УI	10-25	800	640		1000	1,9

Продолжение табл. 8

1	2	3	4	5	6	7
	Проволочная арматура					
5. Обыкновенная арматурная проволока гладкая класса В-I	3-5,5	315	220	315	550	2,0
6. То же, периодического профиля, класса B_p-I	3-4	350	260 (280)	350	550	2,0
	5	340	260 (270)	340	525	1,7
7. Арматурная проволока высокопрочная гладкая класса В-II	3	1230	980	$\leq \xi_{mb} E_a \leq R_a$	1900	
	4	1160	930		1800	
	5	1100	880		1700	
	6	1030	830		1600	2,0
	7	970	770		1500	
	8	900	720		1400	
8. То же, периодического профиля класса B_p-II	3	1160	930	$\leq \xi_{mb} E_a \leq R_a$	1800	
	4	1100	880		1700	
	5	1030	630		1600	2,0
	6	970	770		1500	
	7	900	720		1400	
	8	840	670		1300	
9. Семипроволочные арматурные пряди (канаты) класса К-7	4,5	1230	980	$\leq \xi_{mb} E_a \leq R_a$	1900	
	6,0	1190	950		1855	
	7,5	1160	930		1800	
	9	1130	900		1750	1,9
	12	1100	880		1700	
	15	1060	850		1650	

Примечание: Величины R_{ax} в скобках даны для случая применения проволочной арматуры классов В-I и $В_р$-I в вязанных каркасах

В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения R_{ax} принимается равной 240 МПа.

2.15. Рекомендуемые классы арматурной стали для обычных железобетонных элементов (без предварительного напряжения) из тяжелого бетона проектных марок следует назначать по прил.2 табл. 2.6.

2.16. Нелинейность деформирования арматурной стали (рис.3) учитывается функцией f_{Ha} и коэффициентом упругости ν_a, равными

$$\begin{cases} f_{Ha} = \dfrac{1}{\nu_a} = 1 + \eta_a \left(\dfrac{\sigma_a}{R_a}\right)^{K_a}; \\ \nu_a = \dfrac{1}{1 + \eta_a (\sigma_a / R_a)^{K_a}}; \\ \eta_a = \dfrac{29000}{R_a} - 24{,}4; \\ K_a = 6{,}87 + \dfrac{216{,}4}{(0{,}81 R_a)^4}, \end{cases} \qquad (12)$$

применяя в расчетах модуль деформаций арматуры $E_a' = \nu_a E_a$;

E_a - модуль упругости арматуры.

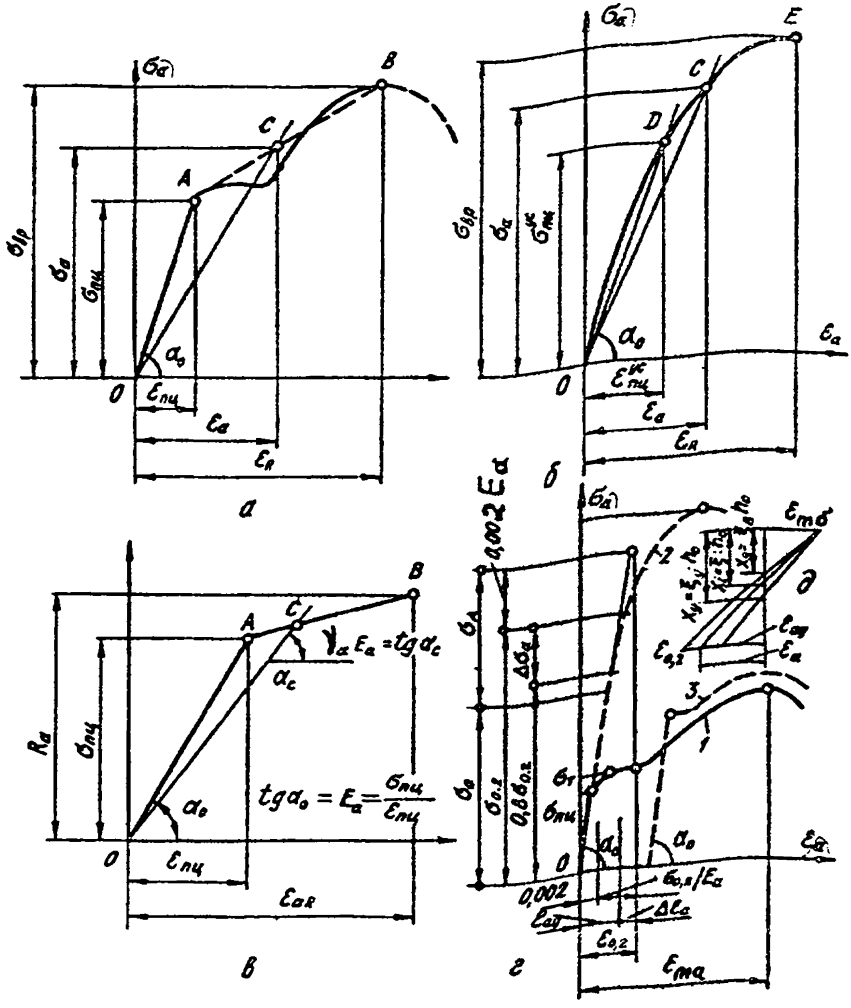


Рис. 3. Диаграмма $\sigma - \varepsilon$ арматурных сталей:

а,б – диаграммы соответственно для "мягкой" и "твердой" сталей ;

в – аппроксимация диаграммы арматурной стали ;

г – схема работы арматурной стали в предварительно-напряженном и обычном элементах;

д – эпюра деформаций ;

1,2,3 – диаграммы работы арматурной стали в обычном, предварительно-напряженном элементах и упрочненной стали

3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Расчет бетонных элементов по прочности.

3.1. Расчет по прочности элементов бетонных конструкций из шлакощелочных бетонов должен производиться в соответствии с указаниями п.п. 3.1, ..., 3.8 главы СНиП [1], принимая:

расчетные характеристики бетона согласно п.2 настоящих Рекомендаций с учетом коэффициента $M_{65} = 0,9$ (табл. I5 главы СНиП [1]);

в формуле (25) главы СНиП [1] при определении условной критической силы $N_{кр.}$ вместо коэффициента 6,4 коэффициент 5,5;

коэффициент β в формуле (26) главы СНиП [1] не менее 1,3 (см. прил.2).

Предельные усилия определяются, исходя из следующих предпосылок (рис.4):

в основу положена полная двучленная зависимость $\sigma - \varepsilon$ (рис.2а);

сечения после деформаций остаются плоскими;

наибольшее относительное удлинение крайнего растянутого волокна шлакощелочного бетона равно $R_p / \nu_p E_\delta$, где ν_p - коэффициент упругости бетона, определяемый по формуле (9) при уровне напряжений $\eta \le \eta_\tau^{\mu}$; η_τ^{μ} - уровень напряжений, соответствующий верхнему пределу микротрещинообразования;

напряжения в бетоне сжатой зоны определяются с учетом неупругих деформаций, функции нелинейности, равной $f_N = 1,1$;

напряжения в бетоне растянутой зоны равны R_p (рис. 4,б).

Расчет изгибаемых бетонных элементов (рис. 4,б) должен производиться из условия

$$M \le \kappa R_p \nu_a b h^2, \qquad (13)$$

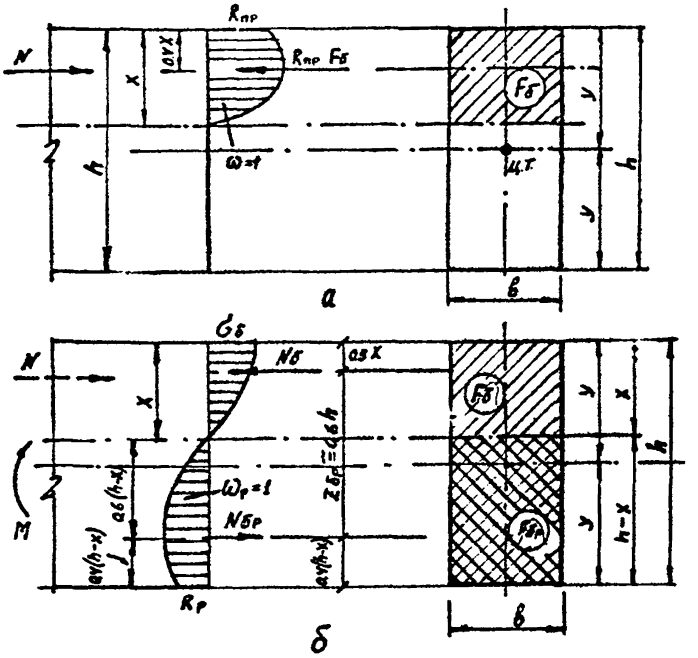


Рис. 4. Схемы усилий и эпюры напряжений при расчете бетонных элементов на прочность:

а – для нормального к продольной оси внецентренного сжатого элемента, рассчитываемого без учета сопротивления бетона растянутой зоны ;

б – то же, для изгибаемого (внецентренно-сжатого) элемента, рассчитываемого с учетом сопротивления бетона растянутой зоны

где ν_o=0,35 – для прямоугольных сечений при $x > 0{,}25h$;

ν_o = 0,45 – для прямоугольных и тавровых сечений при $h_n' < x \leq 0{,}25h$;

ν_o = 0,5 – для тавровых сечений при $x \leq h_n'$;

K – коэффициент, равный 0,9 для тяжелого и мелкозернистого бетонов.

Расчет железобетонных элементов по прочности

3.2. Расчет по прочности элементов железобетонных конструкций должен производиться как для нормальных, так и для наклонных сечений к их продольной оси; при наличии крутящих моментов следует проверять прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной. Кроме того, должен производиться расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв).

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элементов.

3.3. Определение предельных усилий в сечении, нормальном к продольной оси элементов, должно производиться исходя из следующих предпосылок:

Сопротивление бетона растяжению в растянутой зоне крайнего волокна в сечении с трещиной равно нулю; сопротивление бетона в растянутой зоне учитывается с помощью критического значения коэффициента интенсивности напряжений K_{1c};

Сопротивление бетона сжатию наиболее напряженной грани сечения представляют напряжениями, равными $\sigma_б = R_{пр}$, а на расстояние 0,4 X от этой грани располагается центр тяжести сжатой зоны с максимальными напряжениями $\sigma_б < 1{,}25\,R_{пр}$ (рис. 4), растягивающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению R_a ;

Сжимающие напряжения в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре принимаются не более расчетного сопротивления сжатию $R_{ас}$.

3.4. Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных к указанной плоскости гра-

ней элемента, должен производиться в зависимости от соотношения между величиной относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_o}$ определяемой из соответствующих условий равновесия и граничным значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_a .

Величина ξ_R определяется по формуле

$$\xi_R = \frac{\xi_o}{1 + \frac{\sigma_A}{R_{ac}}\left(1 - \frac{\xi_o}{1,1}\right)} \quad , \qquad (14)$$

где ξ_o - характеристика деформативных свойств бетона сжатой зоны, определяемая по формуле

$$\xi_o = \alpha - 0,008 R_{np} \; ; \qquad (15)$$

α - коэффициент, который учитывает упруго-пластические свойства бетона и с повышением упругих свойств бетона уменьшается: коэффициент α принимается равным постоянным для бетона крупнозернистого - 0,9;
мелкозернистого - 0,85;

R_{np}, МПа;

σ_A - напряжение в арматуре в МПа, принимаемое равным для ненапрягаемой арматуры классов А-I, А-II, А-IIIв, А-IУ, $A_т$-IУ, А-У, $A_т$-У, В-I и $B_р$-I- R_a; напрягаемой арматуры с условным пределом текучести классов А-IIIв, А-IУ, $A_т$-IУ, А-У, $A_т$-У, $A_т$-УI, В-II, $B_р$-II- $R_н + R_{ac} - \sigma_o$; с физическим пределом текучести классов А-III- $R_a - \sigma_o$.

где $R_{ac} = \varepsilon_{m\delta} E_н \leq R_н$, $R_{ac} = \varepsilon_{m\delta} E_a \leq R_a$;

$\varepsilon_{m\delta}$ - по табл. 25. прил. 2.

R_a, $R_н$ - расчетное сопротивление соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры растяжению с учетом соответствую-

щих коэффициентов условий работы арматуры m_{ai}, за исключением m_{a4} (см.табл. 24 СНиП [1]);

σ_o - определяется при коэффициенте $m_T < 1$.

При наличии напрягаемой и ненапрягаемой арматуры σ_A определяются по напрягаемой арматуре. При напрягаемой арматуре разных классов допускается принимать наибольшее значение σ_A .

Предельные значения коэффициента A_R определяются по формуле

$$A_R = \xi_R(1 - 0{,}4\xi_R) = \xi_R \eta_R . \qquad (16)$$

Для бетонов всех марок и некоторых классов арматурной стали значения ξ_o и ξ_R приведены в табл. 3.2.

В случае, если в расчете элементов учитывается коэффициент $m_{б1}$ =0,8 (см. поз.1 табл. 15 СНиП [1]),то значения ξ_o и ξ_R приведенные в табл.3.2 следует умножать на коэффициент K_x , определяемый по формуле

$$K_x = 1 + 0{,}002 R_{пр} . \qquad (17)$$

3.5. При расчете по прочности железобетонных элементов с высокопрочной напрягаемой арматурой классов А-IУ, $А_т$-IУ, А-У, $А_т$-УI, В-П, К-7 при соблюдении условия $\xi < \xi_R$ расчетное сопротивление арматуры $R_н$ должно быть умножено на коэффициент условия работы m_{a4} (см. табл. 24 СНиП [1]).

3.6. Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой зоне при действии внешних сил имеющая сцепление с бетоном вводится в расчет с напряжением

$$\sigma_c' = \varepsilon_{mб} E_н - \sigma_o' \qquad (18)$$

где σ_o' - предварительные напряжения в арматуре $F_н'$, определяемые при коэффициенте m_T , большем единицы;

$\varepsilon_{mб}$ - предельная сжимаемость, принимаемая по табл. 2.5.

3.7. Расчет железобетонных элементов производится по условиям статики $\Sigma M=0$ и $\Sigma Z=0$, с учетом элементов механики разрушения

теории составных стержней, сдвигающих усилий T и S (рис.5).

3.8. *Несущую* способность железобетонных элементов обеспечивают усилия $N_б$, $N_{бр}$, N_a , N_a' в бетоне и арматуре сжатой и растянутой зон.

Плечо внутренней пары $N_a = -N_б$ равно $z_б = h_o - 0{,}4x$.

Расчетная схема, распределение напряжений и усилий в изгибаемых элементах в общем случае расчета на прочность показаны на рис. 5.

3.9. Сдвигающие усилия по контакту растянутой арматуры и бетона определяются по формулам:

Суммарные:

$$T(z) = \frac{(q+p)a_1^2}{2z_б}\left[1 - \left(\frac{z}{a_1}\right)^2 - \frac{2}{\kappa^2 a_1^2} - \frac{2ch(\kappa z)}{\kappa a_1 sh(\kappa a_1)}\right];$$

на опоре:

$$T_o = \frac{(q+p)a_1^2}{2z_б}\left[\frac{2ch(\kappa a_1)}{\kappa a_1 sh(\kappa a_1)} - \frac{2}{\kappa^2 a_1^2}\right]; \qquad (19)$$

максимальное значение:

$$T_{макс} = \frac{(q+p)a_1^2}{2z_б}\left[1 + \frac{2}{a_1 \kappa sh(\kappa a_1)} - \frac{2}{\kappa^2 a_1^2}\right];$$

Погонные:

$$S(z) = -\frac{(q+p)a_1^2}{z_б}\left[\frac{z}{a_1^2} + \frac{sh(\kappa z)}{a_1 sh(\kappa a_1)}\right];$$

$$S_{макс} = -0{,}55\frac{(q+p)a_1}{z_б}; \quad a_1 = l_0/2 .$$

3.10. Сдвигающие напряжения $\tau(s)$ по контакту растянутой арматуры и бетона определяются по погонным сдвигающим усилиям с учетом параметра ρ_a продольной арматуры

$$\tau(z) = \frac{S(z)}{\rho_a(z)} = \frac{S(z)}{\pi d_c n_c}; \qquad (20)$$

где d_c , n_c - соответственно средние значения диаметра и количество стержней продольной арматуры.

Максимальные сдвигающие напряжения, определенные по формуле (20) не должны превышать расчетного сопротивления сцепления бетона $R_{сц}$ с арматурной сталью, соответственно, при расчете по первой или второй группам предельных состояний (табл.6).

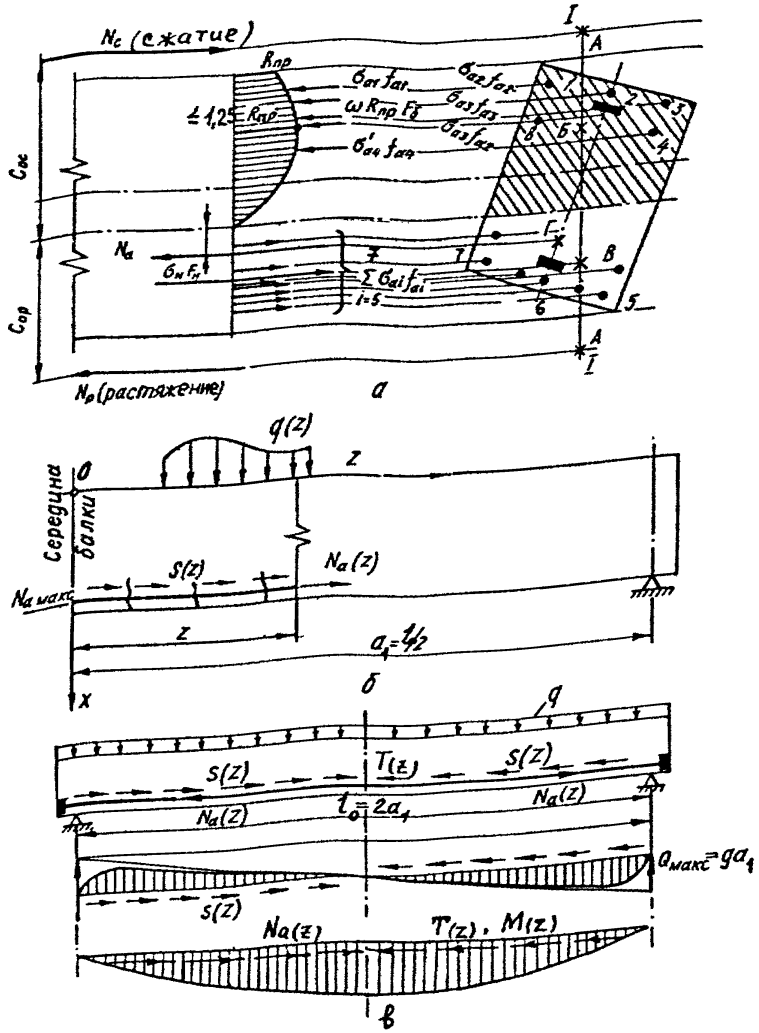


Рис. 5. Распределение усилий и напряжений в железобетонных элементах с учетом сдвигающих (контактных) усилий:

а – схема расположения и распределения усилий и напряжений в поперечном сечении ;

б – расчетная схема для контактных усилий ;

в – распределение контактных усилий в пролете

Сдвиг арматуры и бетона определяется по формуле

$$u_{s(z)} = \frac{S(z)}{\mathcal{E}(z)}, \qquad (21)$$

где $\mathcal{E}(z)$ - коэффициент жесткости поперечных связей сдвига, который определяется с учетом работы на сдвиг бетона, поперечной и отогнутой арматуры:

$$\begin{cases} \mathcal{E}_{(z)} = \dfrac{1}{\Delta_{\delta(z)} + \Delta_{x(z)} + \Delta_{o(z)}} = \dfrac{1}{\sum_{i}^{i} \Delta_{i(z)}}; \\ \Delta_{\delta(z)} = \dfrac{\Delta_\delta}{\sin\alpha} = \dfrac{2 z_\delta}{\gamma E_\delta b \sin^2 2\alpha}; \\ \Delta_{x(z)} = \dfrac{\Delta_x}{tg\alpha} = \dfrac{4 d_x u_x}{E_{ax} f_x n_x tg^2\alpha}; \\ \Delta_{o(z)} = \dfrac{\Delta_o \cos\alpha}{\cos(\beta-\alpha)} = \dfrac{4 d_o u_o \cos^2\alpha}{E_{ao} f_{ao} n_o \cos^2(\beta-\alpha)}; \end{cases} \qquad (22)$$

α - угол наклона оси бетонного блока, наклонной трещины, который меняется по длине элемента;

β - угол наклона отогнутых стержней, наклонных хомутов;

z_δ - плечо внутренней пары;

d_x, f_x, n_x, u_x - диаметр, площадь, количество и шаг хомутов;

d_o, f_o, n_o, u_o - то же, отогнутых стержней, наклонных хомутов;

$E_\delta' = \gamma E_\delta$ - модуль деформаций бетона растянутой зоны;

E_a, E_{ax}, E_{ao} - модуль упругости продольных, поперечных, отогнутых и наклонных стержней;

b - ширина балки.

Изгибаемые элементы

3.11. Расчет прямоугольных сечений (рис.6) при $\xi = \frac{x}{h_o} < \xi_R$ должен производиться из условия

$$M \le R_{np} b x (h_o - 0{,}4x) + R_{ac} F_a' (h_o - a') \qquad (23)$$

с учетом указаний п.п. 3.15 и 3.17 главы СНиП [1].

Сечение растянутой арматуры определяется из условия оптимального проектирования по формуле

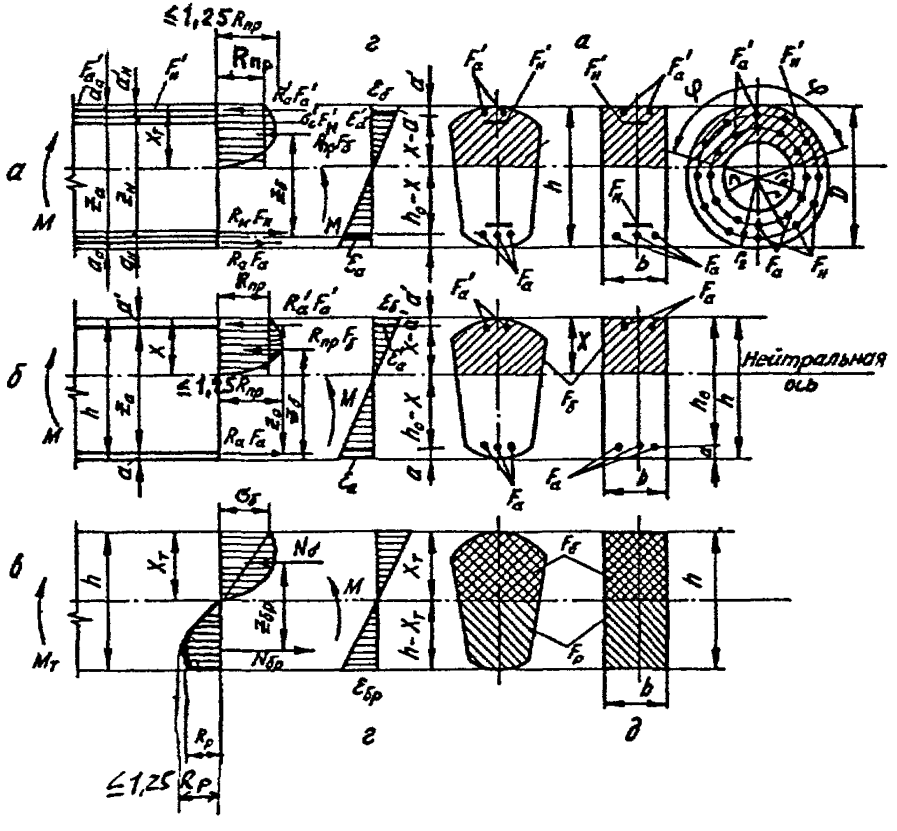


Рис. 6. Схемы расчетных усилий и напряжений в поперечных сечениях изгибаемых элементов

а,б – железобетонные элементы с предварительно-напряженной и обычной арматурой ;

в – то же, для бетонных элементов ;

г – эпюра деформаций ;

д – сечения

$$F_a = 1{,}25\, b R_{np}\left[\frac{h_o}{R_a} - \sqrt{\left(\frac{h_o}{R_a}\right)^2 - 1{,}6\,\frac{M}{R_a^2\, b R_{np}(100)}}\right]. \quad (24)$$

3.12. Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне должен производиться в зависимости от положения границы сжатой зоны (рис. 7):

а) если нейтральная линия находится в пределах высоты полки $x \le h_n'$, т.е. соблюдается условие

$$M \le R_{np} b_n' h_n' (h_o - 0{,}5 h_n'),$$

то расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b_a' с оциночной арматурой;

б) при нейтральной оси в ребре

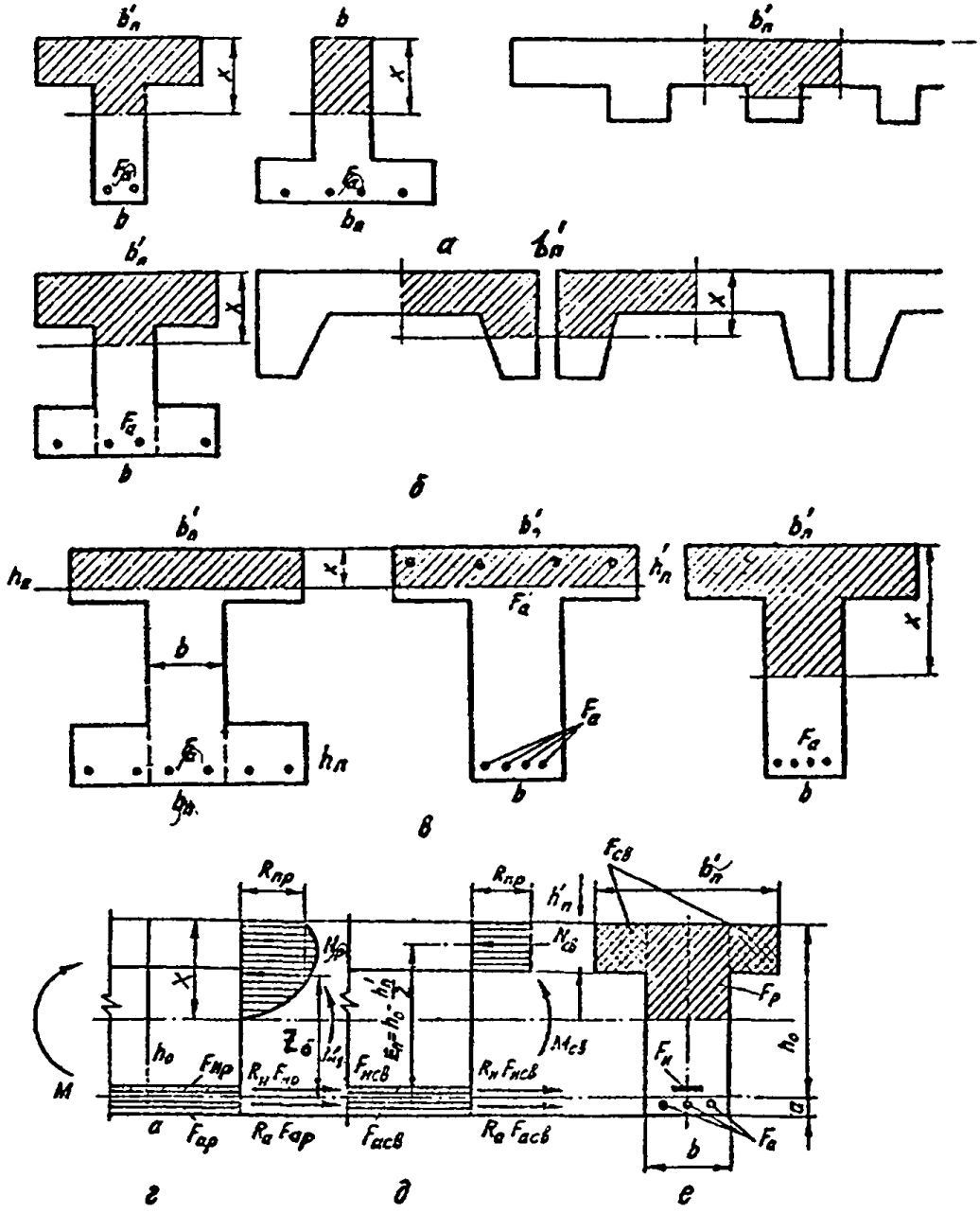


Рис. 7. Поперечные сечения, расчетные усилия и напряжения для тавровых сечений изгибаемых элементов:
а,б – виды тавровых и двутавровых сечений;
в – положение нейтральной оси;
г – сжимающие усилия и напряжения в ребре;
д – то же, в свесах полок;
е – поперечное расчетное сечение

$$M > R_{np}\, b_n' h_n' \left(h_0 - 0{,}5\, h_n' \right)$$

расчет производится с помощью табличных коэффициентов A_0, ξ, ν (прил. 3 табл. 3.1):

$$A_0 = \frac{M - R_{np}(b_n' - b)\, h_n' \left(h_0 - 0{,}5\, h_n' \right)}{R_{np}\, b h_0^2} ;$$

$A_0 = \xi (1 - 0{,}4\,\xi) = \xi \nu$; $\xi = x / h_0$; $\nu = 1 - 0{,}4\xi$;

при $A_0 < A_R = \xi_R (1 - 0{,}4\,\xi_R)$ или $\xi < \xi_R$

для элементов с одиночной арматурой

$$F_a = \frac{M - R_{np} b_n' h_n' \left(h_0 \xi - 0{,}5\, h_n' \right)}{R_a h_0 \nu} ; \qquad (25)$$

при $A_0 > A_R$, $\xi > \xi_R$

$$\begin{cases} F_a = \xi_R\, b h_0 R_{np} / R_a ; \\ F_a' = (\xi - \xi_R)\, b h_0 R_{np} / R_a . \end{cases}$$

3.13. При оптимальном проектировании железобетонных конструкций следует пользоваться оптимальными значениями ξ и A_0. Эффективное соотношение бетона и арматурной стали получается при $\xi_{опт}$ = = 0,3 -0,4 для балок и 0,1 - 0,25 для плит. Соответствующее значение A_0 определяется по формуле (16) или принимается по табл. 3.1 прил. 3.

Максимальные значения процента армирования определяются по формуле

$$P_{макс.} = 100\, (\mu_a)_{макс.} = \frac{100\, \omega\, \xi_0\, R_{np}}{R_a \left[1 + \frac{\sigma_A}{R_{ac}} \left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1} \right) \right]} . \qquad (26)$$

Размеры поперечных сечений элементов следует определять и проверять из условий:

$$\begin{cases} M \le A_0\, \omega b h_0^2 R_{np}\, m_{61} ; \\ M \le R_a F_a \nu h_0 ; \\ Q \le 0{,}35\, R_{np} b h_0 . \end{cases} \qquad (27)$$

3.14. Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения производится в соответствии с п.3.18 главы СНиП [1] и п.3.16 настоящих Рекомендаций.

Внецентренно-сжатые элементы.

3.15. При расчете прочности внецентренно-сжатых железобетонных элементов должен учитываться начальный эксцентриситет $e_0^{сл}$, который принимается по рекомендациям п. 1.22. главы СНиП [1].

Влияние прогиба элемента учитывается при расчете конструкций по деформированной схеме, учитывая неупругие деформации материалов и наличие трещин. Допускается рассчитывать конструкции по недеформируемой схеме, учитывая влияние прогибов по приближенной методике с помощью множителя η к эксцентриситету e_0 (рис.8):

$$e_{0\,расч.} = e_0 + f_m = e_0\left(1 + \frac{f_m}{e_0}\right) = e_0\,\eta\,,$$

где $\eta = \dfrac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{кр}}}$; $\eta = 1 + \dfrac{f_m}{e_0}$; (28)

f_m - прогиб, допускаемый по главе СНиП [1] ;

N ; $N_{кр}$ - усилия, соответственно действующие и критические.

Критическая сила определяется как для составных стержней

$$N_{кр.} = N'_{кр.}\,K_c\,;\quad N'_{кр.} = \frac{\pi^2 \nu E_б J_{б0}}{l_0^2}\,;\quad K_c = \frac{1}{1 + \dfrac{N'_{кр}}{(z_б^0)^2 c}}\,; \qquad (29)$$

где c - коэффициент жесткости, определяемый по формуле (22);

$z_б^0 \approx h/2$ - для прямоугольных сечений;

$z_б^0 = y_{ан}$ - для любой формы сечения, т.е. расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести растянутой арматуры.

Критическую силу можно определить по формуле (58) главы СНиП [1], заменяя коэффициент 6,4 на 5,5 . При гибкости $14 < l_0/r_u \leq 35$ ($4 < l_0/h \leq 10$) и при армировании 1,5 % допускается принимать

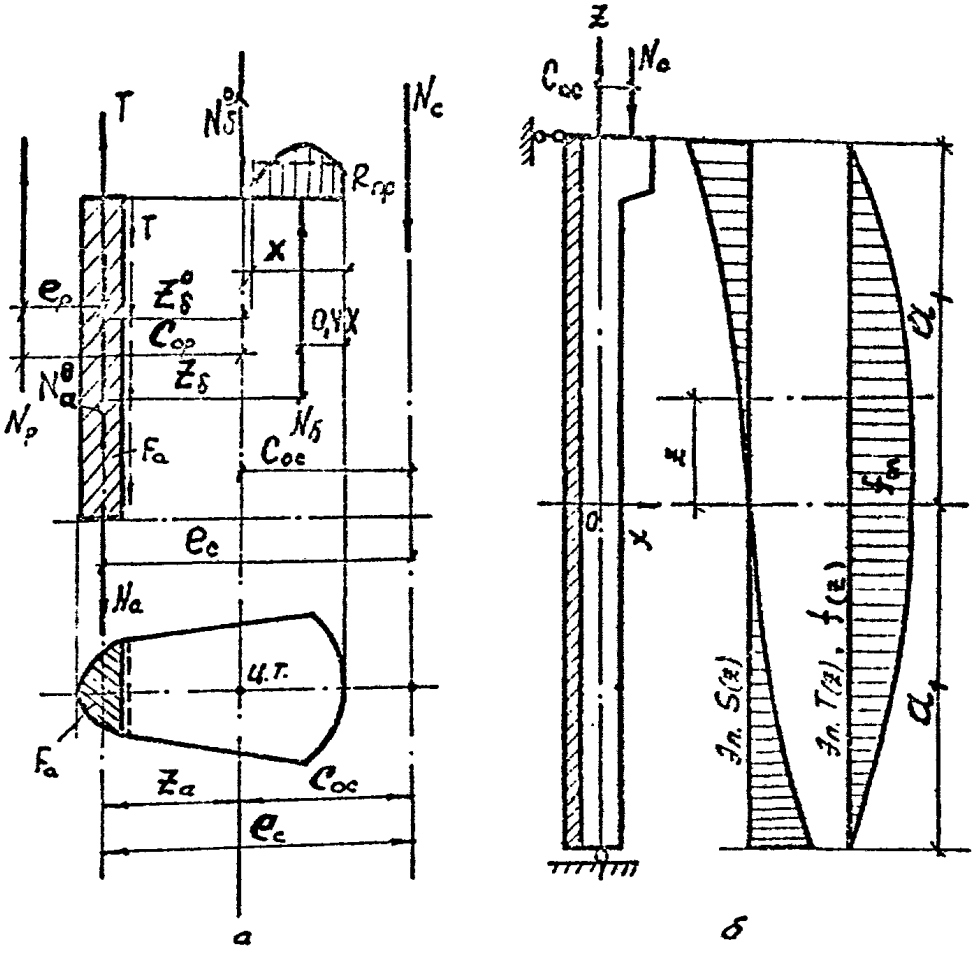


Рис. 8. Напряженное состояние внецентренно-сжатых и растянутых элементов как составных стержней:
а,б – схемы усилий и эпюры сдвигающих усилий

$$N_{кр} = \frac{K_{кр.}\, E_б F}{\ell_0^2} \qquad (30)$$

где $K_{кр.}$ - коэффициент, учитывающий вид армирования, форму сечения и др. факторы, который следует принимать равным: для обычных элементов 1,7, а для предварительно-напряженных - 2,15.

При $N > N_{кр.}$ следует увеличивать размеры поперечного сечения элемента.

Сдвигающие усилия T, S и сдвиг арматуры и бетона определяются по формулам (рис.8)

$$\begin{cases} T(z) = -\dfrac{\Delta}{\gamma}\left(1 - \dfrac{ch(kz)}{ch(ka)}\right); \\ S(z) = \dfrac{\Delta \cdot Sh(kz)}{\gamma ch(ka)} = \dfrac{\varepsilon \cdot \Delta \cdot Sh(kz)}{K \cdot Ch(ka)}; \\ \omega_б(z) = \dfrac{S(z)}{\varepsilon} = \dfrac{\Delta\, Sh(kz)}{\gamma\, ch(ka)}; \quad a_1 = \ell_0/2, \end{cases} \qquad (31)$$

где ε - коэффициент жесткости связей, определяемый по формуле (22);

Δ, γ, K - коэффициенты, характеризующие жесткость бетона, арматуры и связей между ними, определяемые по формулам:

$$\begin{cases} \gamma(z) = \dfrac{\psi_a}{\nu_a E_a F_a(z)} + \dfrac{\psi_б}{\nu E_б b h_0 \xi(z)} + \dfrac{z_б^2}{\Sigma E J}; \\ \Delta(z) = -\dfrac{M(z)}{z_б}\gamma(z); \quad K(z) = \sqrt{\varepsilon(z)\gamma(z)}. \end{cases} \qquad (32)$$

Общая жесткость составного железобетонного стержня, лишенного связей сдвига, равна

$$\begin{cases} \Sigma E_i J_i = \Sigma E J = \nu E_б J_б + \nu_a E_a J_a = \\ \quad = \nu E_б (J_б + \nu_a n_a J_a) \\ J_б, J_a \text{ - моменты инерции стержней бетона и арматуры;} \\ J_{бп} \text{ - момент инерции приведенного полного сечения} \\ J_{бп} = J_б + n_a (J_a + F_a y_a^2); \\ M(z) \text{ - момент от внешней нагрузки.} \end{cases} \qquad (33)$$

Прямоугольные сечения

3.16. Расчет прочности прямоугольных сечений производится в зависимости от высоты сжатой зоны (рис.9, 10):

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ (случай 1, большие эксцентриситеты) расчет производится как изгибаемых элементов, подставляя $M = N \cdot C_0$; при этом высота сжатой зоны определяется из формулы

$$\begin{cases} N + R_a F_a - R_{ac} F_a' = R_{np} b x, \\ C_0(z) = C_0 + f(z); \quad e(z) = C_0 + f(z) + \frac{h}{2} - a; \\ f(z) = f_m \cos \frac{\pi z}{2 a_1}; \end{cases} \quad (34)$$

несущая способность для элементов с одиночной арматурой проверяется из условий $\Sigma M = 0$, $\Sigma Z = 0$

$$\begin{cases} Ne \leq \omega R_{np} b x (h_0 - 0{,}4 x); \\ N \leq \omega R_{np} b x - R_a F_a \end{cases} \quad (35)$$

в этом случае сжатая арматура F_a' не требуется по расчету, она ставится по конструктивным соображениям;

сечение растянутой арматуры определяется при $\xi = \xi_R$ из условия $\Sigma Z = 0$.

$$F_a = \frac{\omega b h_0 \xi_R - N}{R_a}; \quad (36)$$

б) при $\xi > \xi_R$ (случай 2, малые эксцентриситеты): высота сжатой зоны определяется из формулы (34), а сечение арматуры по формулам;

$$\begin{cases} F_a' = \frac{Ne - A_R \omega R_{np} b h_0^2}{R_{ac} (h_0 - a')}; \\ F_a = \frac{\omega b h_0 \xi_R R_{np} + R_{ac} F_a' - N}{\sigma_a}; \end{cases} \quad (37)$$

напряжения в арматуре определяем при внецентренном сжатии по формуле

$$\sigma_a = \frac{N n a}{\gamma b h_0} \left(1 - \frac{C_0 y_a}{r_u^2}\right), \quad (38)$$

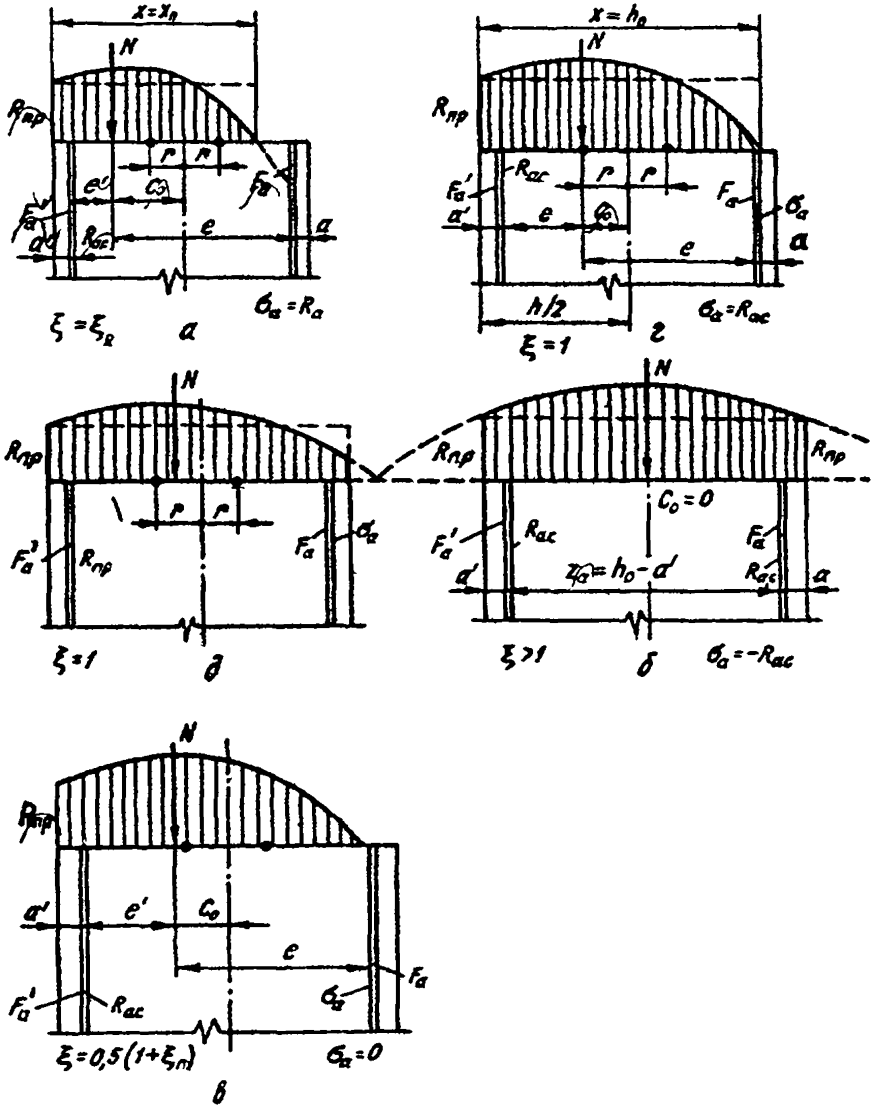


Рис. 9. Напряженно-деформированное состояние сжатых элементов в зависимости от величины эксцентриситета, высоты сжатой зоны:

а-д - схемы усилий, вид эпюры сжатой зоны и геометрические размеры

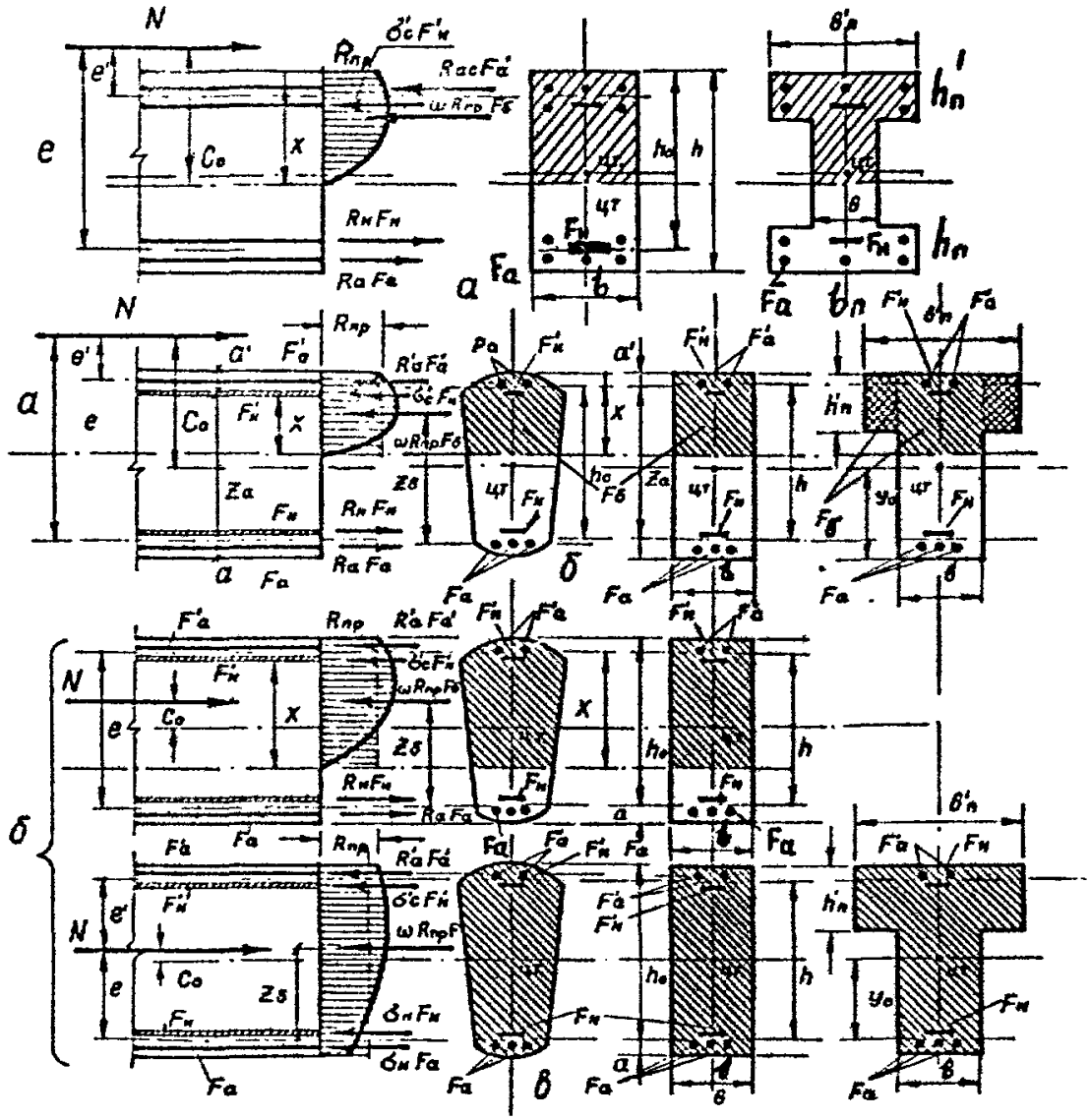


Рис. 10 Расчетные схемы внецентренно-сжатых элементов:

а,б,в – при симметричном и несимметричном армировании:

а,б – случай 1 (большие эксцентриситеты);

в – случай 2 (малые эксцентриситеты)

где $y_a = \frac{h}{2} - a$; $r_u^2 = \frac{J_{бп}}{bh_0}$;

$J_{бп}$ - момент приведенного сечения;

при симметричном армировании $F_a = F_a'$

$$F_a = F_a' = \frac{N - \omega b h_0 \xi_R R_{пр}}{R_{ac}}; \qquad (39)$$

при $\sigma_a = 0$, $F_a = 0$ т.е. не требуется по расчету из условия $\Sigma Z = 0$

$$F_a' = \frac{N - \omega b h_0 \xi_R R_{пр}}{R_{ac}} \qquad (40)$$

Расчет тавровых и двутавровых сечений производят аналогично с учетом свесов полок (рис. 10).

Внецентренно-растянутые элементы

Расчет внецентренно-растянутых элементов производится в зависимости от положения продольной силы N, случая внецентренного растяжения.

Несущая способность внецентренно-растянутых элементов проверяется из условий :

а) для случая 1 (большие эксцентриситеты) при $\xi \leq \xi_R$, принимая в основном $\xi = \xi_R$; расчет производится по формулам внецентренного сжатия случай 1;

б) для случая 2 (малые эксцентриситеты) при $\xi > \xi_R$ (см.п.3.27 а главы СНиП [1]) из условий

$$\begin{cases} Ne \leq R_a F_a' (h_0 - a'); \\ Ne' \leq R_a F_a (h_0 - a). \end{cases} \qquad (41)$$

Центрально-растянутые элементы

При расчете сечений центрально-растянутых элементов (рис. 11,а) должно соблюдаться условие

$$N \leq R_a F_a + m_{a4} R_н F_н, \qquad (42)$$

где F_a, $F_н$ - площади сечения соответственно обычной и напрягаемой арматуры.

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента

При расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, на

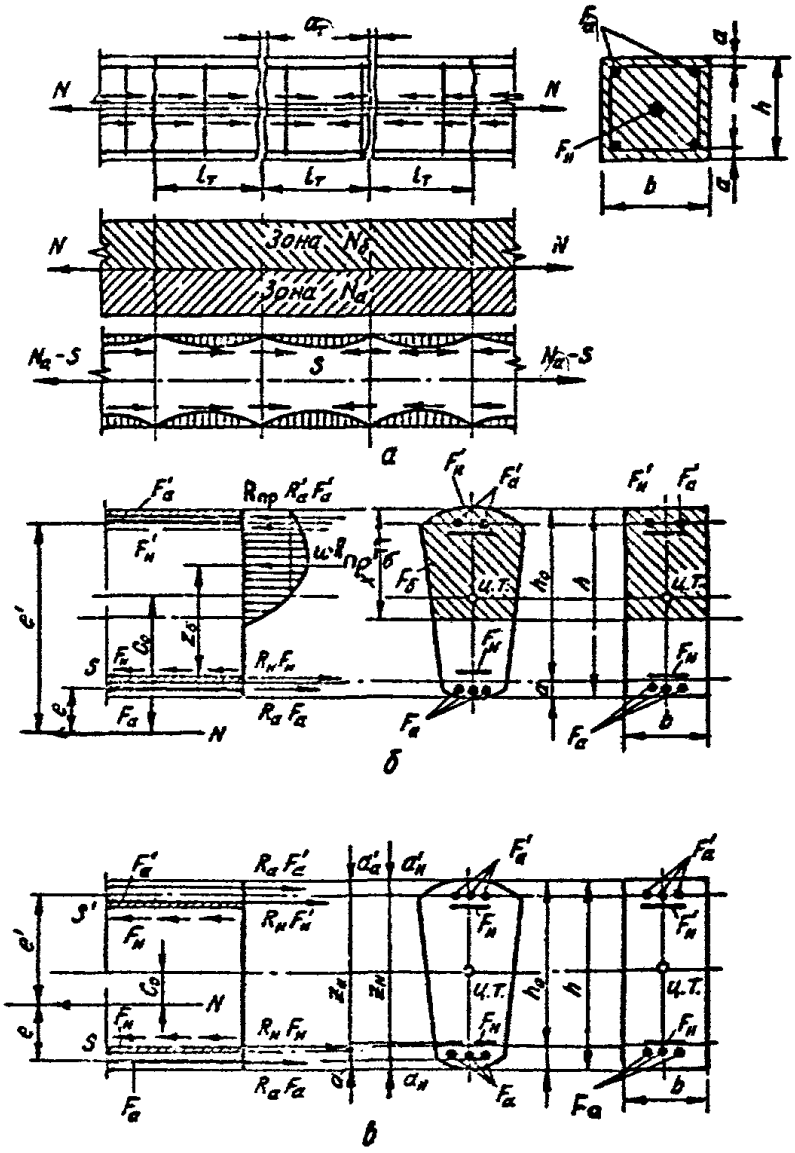


Рис. 11 Расчетные схемы центрально- и внецентренно-растянутых элементов:

а - центрально-растянутые элементы ;

б,в - внецентренно-растянутые элементы: б - случай 1 (большие эксцентриситеты) ;

в - случай 2 (малые эксцентриситеты)

действие поперечной силы следует принимать:

коэффициент K_1 в формуле (71) главы СНиП [1] равным 0,5;

коэффициент K_2 при определении $Q_б$, $Q_{хб}$, C_o и U_{max} равным 1,75;

коэффициент K_3 при расчете изгибаемых элементов без поперечной арматуры равным 0,9.

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ.

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин

4.1. Расчет железобетонных элементов по образованию трещин нормальных и наклонных к продольной оси следует производить в соответствии с указаниями пп. 4.1,...,4.11 главы СНиП [1] принимая значения коэффициентов m_1 и m_2 по табл. 34 главы СНиП [1] как для тяжелого бетона.

4.2. При расчете на образование трещин в растянутой зоне бетона наступает предельное состояние стадии Ia, т.е. развивается полная диаграмма с нисходящей ветвью, с краевыми напряжениями $R_{р.ш}$ (рис.4,б).

Расчет по нормальным сечениям.

4.3. При расчете по нормальным сечениям должны соблюдаться условия

$$N_э \le N_т \ , \qquad M_э \le M_т \qquad (43)$$

Центрально-растянутые элементы

Продольное усилие $N_т$ определяется по предельным напряжениям в бетоне и арматуре для стадии Ia перед образованием трещин

$$N_т = R_{р.ш} \left(F + \frac{n_a}{\nu} F_a \right) + N_o \ , \qquad (44)$$

где F - площадь сечения элемента;

F_a - суммарная площадь обычной и напряженной арматуры;

N_0 – усилие предварительного обжатия.

Изгибаемые, внецентренно-сжатые и растянутые элементы.

4.4. Внешними усилиями являются: при изгибе момент внешних сил M, а в случае внецентренного сжатия или растяжения при наличии сжатой зоны $M=NX_i$, где X_i – расстояние от внешней силы до центра тяжести сжатой зоны.

Изгиб $M_3 = M$;

внецентренное сжатие и растяжение (45)

$$M_3 = N_0\left(e_0 + \frac{2}{3}x_T\right) - N_i X_{1i}\,.$$

4.5. Напряжения в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуры, исходя из гипотезы плоских сечений, равны

$$\begin{cases} \sigma_б = \dfrac{R_{p\bar{2}}}{\gamma_p}\cdot\dfrac{\nu\cdot x_T}{h-x_T} = R_{p\bar{2}}\dfrac{x_T}{h-x_T} & при\ \ \nu=\nu_p\ ; \\ \sigma_a = \dfrac{n_a}{\nu}R_{p\bar{2}}. \end{cases} \qquad (46)$$

Момент трещиностойкости M_T будет равен

$$\begin{cases} M_T = R_{p\bar{2}}\left[\gamma_0 bh^2 + \dfrac{n_a}{\nu}F_a\left(h_3 - \frac{1}{3}x_T\right)\right] = R_{p\bar{2}}W_T\ ; \\ W_T = \gamma_0 bh^2 + \dfrac{n_a}{\nu}F_a(h_0 - 1/3\,x_T) = W_{бT} + W_{aT}. \end{cases} \qquad (47)$$

Для обычных элементов можно принимать $x_T = 0{,}25h$; в общем виде упругопластический момент сопротивления равен

$$\begin{cases} W_T = \left[\gamma_0 + 0{,}75(\gamma_1 + \dfrac{n_a}{\nu}\mu_a) + 0{,}15\gamma_1'\right]bh^2\ ; \\ \gamma_1 = \dfrac{(b_n - b)h_n}{bh}\ ; \quad \gamma_1' = \dfrac{(b_n' - b)h_n' + n_a/\nu\, F_a'}{bh}\ . \end{cases} \qquad (48)$$

Для предварительно-напряженных элементов

$$\begin{cases} W_T = \gamma_0 bh^2 + F_H\left(\dfrac{n_H}{\nu} + \dfrac{\sigma_0}{R_{p\bar{2}}}\right)\left(h_0 - \frac{1}{3}x_T\right) - \\ - F_H'\left(\dfrac{\sigma_0'}{R_{p\bar{2}}} - \dfrac{n_H}{\nu}\dfrac{x_T - a'}{h - x_T}\right)\left(\frac{1}{3}x_T - a'\right). \end{cases} \qquad (49)$$

Высота сжатой зоны перед образованием трещин X_T определяется из условия статики $\Sigma Z = 0$

$$\begin{cases} \pm N + R_{p\bar{2}}\left[b(h-x_T) + F_{cв} - \dfrac{b\,x_T^2}{h-x_T} - \dfrac{x_T - 0{,}5h_n'}{\nu(h-x_T)}F_{cв}'\right] + \\ + \left(\sigma_0 + \dfrac{n_H}{\nu}R_{p\bar{2}}\right)F_H + \left(\sigma_0' - \dfrac{n_H}{\nu}R_{p\bar{2}}\right)\dfrac{x_T - a'}{h - x_T}F_H' = 0\ ; \\ \text{откуда} \\ x_T = h - \dfrac{bh^2 + \dfrac{F_{cв}'}{\nu}(h - 0{,}5h_n') + \dfrac{n_H}{\nu}(h-a')F_H'}{\dfrac{F_{бв}}{\nu} - F_{cв} + \dfrac{N_0 \pm N}{R_{p\bar{2}}}}\ . \end{cases} \qquad (50)$$

Знак "плюс" при внецентренном сжатии.

Момент трещиностойкости допускается определять по ядровым точкам, согласно указаниям п п. 4.5 ... 4.7 главы СНиП [1] .

Расчет железобетонных элементов

по раскрытию трещин

4.6. Расчет по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента следует производить в соответствии с указаниями п.п. 4.13,...,4.17 главы СНиП [1] , принимая коэффициент C_g в формуле (138) главы СНиП [1] как для тяжелого (см. формулу (51) .

4.7. Критическую ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, определять по формулам:

$$a_T = K_1 C_g \eta_a \frac{[1-\mu^2_{(\eta)}] K^2_{Ic\,II}\, b\, h_T}{\nu E_б \Delta N_a} K_T , \qquad (51)$$

где K_1 - коэффициент, принимаемый равным:

для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов - 4,0;

для растянутых элементов - 5,0;

C_g - коэффициент принимается равным 1,2 и 1,5 соответственно при кратковременных и длительных нагрузках;

η_a - см. (55) ;

h_T - высота трещины, определяемая по формулам:

$$h_T = \frac{K^2_{Ic\,II}}{\pi R^2_{p\,II}} ; \quad h_T = \frac{(\Delta N_a)^2}{\pi K^2_{Ic\,II}} ; \qquad (52)$$

$K_{Ic\,II}$ - критическое значение коэффициента интенсивности для второй группы предельных состояний, принимаемое по табл. 6;

K_T - коэффициент, учитывающий развитие нелинейных деформаций у кончика трещин и равный $K_T = 1,15 + 0,01 R_{np\,II}$

ΔN_a - приращение усилия в арматуре F_a , равное $\Delta N_a = \Delta\sigma_a F_a$;

$\Delta\sigma_a = \sigma_a - \frac{n_a}{\nu} R_{p\,II}$ или

$$\Delta N_H = [\sigma_H - (\sigma_0 + \frac{n_H}{\nu} R_{p\,II})] F_H ; \qquad (53)$$

σ_a, σ_H - напряжения в растянутой арматуре, определяемые по рекомендациям п. 4.15 СНиП [1] .

Допускается ширину раскрытия трещин определять по формуле

$$a_{r(z)} = u_{s(z)} \cdot l_{r(z)} = \frac{S_{(z)}}{\varepsilon_{(z)}} l_r \,, \qquad (54)$$

где S , u_s , ε – см. формулы (19), (21), (22) ;

l_r – расстояние между трещинами, определяемое по формуле

$$l_r = \left(\frac{W_r}{Z_\delta} - \frac{n_a F_a}{\gamma} \right) \frac{1}{d} \eta_a \,; \quad l_r = \frac{d}{4\mu_a} \eta_a \,; \qquad (55)$$

F_a, d – площадь и средний диаметр растянутой арматуры;

η_a – коэффициент, зависящий от вида продольной арматуры, принимаемый равным :

для стержневой периодического профиля η_a =1,0 ;

для гладких стержней η_a =1,3 ;

для проволочной арматуры : периодического профиля и канатов η_a =1,2 ; для гладкой η_a =1,4 ;

для предварительно-напряженных элементов при вычислении F_a , μ_a и Z_δ учитывается площадь сечения и средний диаметр всей растянутой арматуры

$$F_A = F_H + F_a \quad ; \quad \mu_A = \mu_H + \mu_a \,.$$

Относительный сдвиг u_s допускается определять по формуле

$$u_s = \varepsilon_{ac} - \varepsilon_{\delta p} = \psi_a \frac{\Delta \sigma_a}{E_a} - \varepsilon_{m\delta p} \,, \qquad (56)$$

где $\varepsilon_{m\delta p}$ – предельные деформации при растяжении, принимаемые по табл. 2.5 прил. 2 ;

ψ_a – см. формулу (58).

Расчет железобетонных элементов по закрытию трещин

4.8. Расчет железобетонных элементов по закрытию трещин следует производить согласно указаниям п п.4.18...4.21 СНиП [1] .

Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям

4.9. Деформации (прогибы, углы поворота) железобетонных элементов следует вычислять по формулам строительной механики, опре-

деляя входящие в них величины кривизны в соответствии с указаниями пп. 4.23,...,4.30 главы СНиП [1] , принимая

коэффициент K_a , равным 0,75;

коэффициент C вычислять по формуле

$$C = 1 + \varphi_m , \qquad (57)$$

где φ_m — предельное расчетное значение характеристики ползучести, определяемое по прил. 2 настоящих Рекомендаций;

ν - коэффициент упругости бетона сжатой зоны, определяется по формуле (9) настоящих Рекомендаций.

4.10. Величина коэффициента ψ_a для конструкций из тяжелого плакощелочного бетона определяется по формуле

$$\psi_a = 1 - \frac{M_T M_{бT}}{M M_p} \approx 1 - \frac{M_{бT} M_T}{K_{бc} M^2}, \qquad (58)$$

где M_T - момент воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин и определяемый по указаниям п. 4.4.

$M_{бT}$ - то же, для бетонного сечения без учета арматуры, определяемый по формуле

$$M_{бT} = R_{pII}(\gamma_6 + 0{,}75\gamma_1' + 0{,}075\gamma_1'')bh^2; \qquad (59)$$

γ_1 , γ_1' - коэффициенты, определяемые по формуле (48) без учета арматуры соответственно для растянутой и сжатой полок тавровых и двутавровых сечений;

M, M_p - изгибающие моменты, соответственно действующий от внешней нагрузки и разрушающий для расчетного сечения, нормального к продольной оси элемента, определяемого при подстановке в формулы расчетных сопротивлений бетона и арматуры для расчета по второй группе предельных состояний.

Определение прогибов

4.11. Для элементов или отдельных участков без трещин кривизна определяется как для монолитного тела (п п. 4.24,...,4.26

СНиП [1]). Расчет кривизны для всех элементов железобетонных конструкций производится с учетом действия кратковременных, длительных нагрузок, выгиба от предварительного напряжения при кратковременном и длительном его действии.

4.12. Кривизна выражается через краевые частные (по сжатой или растянутой зонам) или суммарные (одновременно по сжатой и растянутой зонам) деформации.

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_a}{h_0 - x} = \frac{\varepsilon_b}{x} = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_a}{h_0} . \qquad (60)$$

Для элементов без трещин перед их появлением удобно определять кривизну с помощью параметров A_1 и A_2, которые можно определить через деформации (напряжения) при использовании зависимости $\sigma - \varepsilon$ в характерные стадии работы элементов.

Для стадии I_a :

$$\begin{cases} \varepsilon_{a\tau} = \varepsilon_{b\rho} = \dfrac{R_{\rho}^{II}}{\nu E_b} = A_1 + A_2 ; \; \varepsilon'_{a\tau} = \varepsilon_{b\rho} \dfrac{x_\tau - a'}{h - x_\tau} \dfrac{R_{\rho}^{II}(x_\tau - a')}{\nu E_b (h - x_\tau)} \cong \\ \cong \varepsilon_b = \dfrac{R_{\rho}^{II}}{\nu E_b} \cdot \dfrac{x_\tau}{h - x_\tau} = A_1 - A_2 , \quad \text{откуда} \\ A_1 = \dfrac{R_{\rho}^{II}}{2\nu E_b (1 - \xi_\tau)} ; \quad A_2 = \dfrac{R_{\rho}^{II}(1 - 2\xi_\tau)}{2\nu E_b (1 - \xi_\tau)} = A_1 (1 - 2\xi_\tau) . \end{cases} \qquad (61)$$

В момент перед появлением трещин кривизна равна:

$$\begin{cases} \dfrac{1}{\rho_\tau} = \dfrac{2A_2}{h} = \dfrac{R_{\rho}^{II}(1 - 2\xi_\tau)}{\nu E_b h (1 - \xi_\tau)} = \dfrac{M_\tau (1 - 2\xi_\tau)}{\dfrac{J_{b\pi}}{h - x_\tau} h \nu E_b (1 - \xi_\tau)} = \\ = \dfrac{M_\tau}{\dfrac{1}{1 - 2\xi_\tau} \nu E_b J_{b\pi}} = \dfrac{M_\tau}{\kappa_\pi E_b J_{b\pi}} = \cdot \dfrac{M_\tau}{B_\tau} ; \; \kappa_\pi = \dfrac{\nu}{1 - 2\xi_\tau} . \end{cases} \qquad (62)$$

4.13. В стадиях II и III с появлением и развитием трещин в предельном состоянии, когда в бетоне сжатой зоны установилась полная диаграмма с краевыми напряжениями $\sigma_b \leq R_{bp}$, а в арматуре растянутой зоны напряжения достигли предельных значений $\sigma_a \leq R_a$, кривизну следует определять по предельным расчетным деформациям арматуры и бетона.

$$\begin{cases} \varepsilon_{ac} = \dfrac{\psi_a M f_{ha}}{E_a F_a (h_o - 0{,}4 x_c)} = \dfrac{\psi_a M f_{ha}}{E_a F_a h_o (1 - 0{,}4 \xi_c)} = A_1 + A_2 ; \\ \varepsilon_{bc} = \dfrac{\psi_b M f_{hb}}{E_b \omega b x_c (h_o - 0{,}4 x_c)} = \dfrac{\psi_b M f_{hb}}{E_b \omega b h_o^2 \xi_c (1 - 0{,}4 \xi_c)} = A_1 - A_2 ; \\ A_{1/2} = \dfrac{M}{2 h_o (1 - 0{,}4 \xi_c)} \left[\dfrac{\psi_a f_{ha}}{E_a F_a} \pm \dfrac{\psi_b f_{hb}}{E_b \omega b h_o \xi_c} \right] . \end{cases} \qquad (63)$$

На участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых при $c_{op} \geq 0{,}8 h_o$ элементов прямоугольного, таврового, двутаврового и коробчатого сечений должны определяться по формуле (158) СНиП [1].

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_3}{h_o^2 (1 - 0{,}4 \xi_c)} \left[\frac{\psi_a f_{ha}}{E_a F_a} + \frac{\psi_b f_{hb}}{E_b \omega b h_o (\xi_c + \gamma')} \right] - \frac{N_c \psi_a f_{ha}}{E_a F_a h} ,$$

где f_{hb} , f_{ha} - функции нелинейности для бетона и арматуры $f_{hi} = \frac{1}{\nu_i}$, где ν , ν_a см. пп. 2.11 и 2.16 Рекомендаций;

ω - коэффициент полноты эпюры в сжатой зоне определяется по указаниям п. 2.11 Рекомендаций.

4.14. Определение прогибов железобетонных элементов, конструкций из шлакощелочных бетонов, обусловленные деформациями изгиба и сдвига, производится в соответствии с пп. 4.31,..., 4.34 СНиП[1].

Прогибы от деформаций изгиба определяются по формуле

$$f = s \frac{1}{\rho} l_o^2 , \qquad (65)$$

где s - коэффициент , учитывающий вид нагрузки и схему ее приложения, принимается по таблицам 3,4 приложения 3;

$\frac{1}{\rho}$ - полная величина кривизны.

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

5.1. При проектировании бетонных и железобетонных конструкций из ЩПБ для обеспечения условий их изготовления, требуемой долговечности и совместной работы арматуры и бетона, следует выполнять конструктивные требования, изложенные в СНиП [1] и в настоящем разделе.

Минимальные размеры сечения элементов

5.2. Минимальные размеры сечений бетонных и железобетонных элементов, определяемые расчетом, следует назначать из условий эффективности, унификации опалубочных форм и армирования, а также технологических требований. Кроме этого, должны быть выдержаны минимальные расстояния между стержнями, толщина защитного слоя бетона и т.п.

В том случае, когда минимальный размер элемента назначается из условий расположения арматуры, следует соблюдать принцип дробности, отдавая предпочтение большему количеству арматурных стержней меньшего диаметра, чтобы избежать концентрации усадочных напряжений.

5.3. Минимальные толщины монолитных и сборных плит при обеспечении их несущей способности по I и II группам предельных состояний можно назначать, руководствуясь п.5.2. СНиП [1] .

Размеры сечений внецентренно-сжатых элементов должны приниматься такими, чтобы обеспечить гибкость λ в любом направлении, не более: для железобетонных элементов - 150; для колонн, являющихся элементами зданий - 100; для бетонных элементов из ЩПБ - 70.

Защитный слой для бетона

5.4. Толщина защитного слоя для продольной, поперечной и кон-

структивной арматуры следует принимать в соответствии с пп. 5.4-5.10 СНиП [1].

5.5. Во избежание появления усадочных трещин рекомендуется равномерно распределять конструктивную арматуру, не допуская ее концентрации вблизи поверхности элементов на участках малой длины.

Минимальные расстояния между стержнями арматуры

5.6. Минимальные расстояния между стержнями арматуры следует принимать строго в соответствии с пп. 5.11 - 5.12 СНиП [1] с тем, чтобы обеспечить равномерное заполнение бетоном всех промежутков между арматурными стержнями.

Анкеровка ненапрягаемой арматуры

5.7. Требования анкеровки ненапрягаемой арматуры согласно п.п. 5.13 - 5.15 СНиП [1] должны строго соблюдаться.

Продольное армирование элементов.

5.8. Продольную арматуру в армированных элементах из ЩЩБ следует устанавливать, руководствуясь пп. 5.16,5.18-5.21 СНиП [1].

5.9. Диаметр продольных стержней внецентренно-сжатых элементов не должен превышать для тяжелого бетона проектных марок ниже М300 32 мм.

Диаметр продольных стержней внецентренно-сжатых элементов монолитных конструкций должен быть не менее 12 мм.

Поперечное армирование элементов

5.10. Поперечную арматуру в элементах из ЩЩБ следует устанавливать, руководствуясь пп. 5.22-5.31 СНиП [1].

Сварные соединения арматуры

5.11. Арматурные элементы, применяемые для армирования конструкций из ЩЩБ, должны быть преимущественно сварными с целью обеспечения лучшей анкеровки арматуры.

При изготовлении арматурных элементов (сеток и каркасов) ре-

комендуется руководствоваться пп. 5.32 - 5.36 СНиП [1] .

Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки) ,

5.12. Для конструкций из ЩЩБ рекомендуется применять стыкование ненапрягаемой арматуры преимущественно на сварке.

В случае стыковки арматуры внахлестку нужно соблюдать требования пп. 5.37- 5.41 СНиП [1].

Стыки элементов сварных конструкций.

5.13. Стыки элементов сварных конструкций следует выполнять согласно пп. 5.42 - 5.46 СНиП [1].

Отдельные конструктивные требования

5.14. Отдельные конструктивные требования в части устройства осадочных швов, конструктивного армирования, фиксации положения арматуры, установки окаймляющей арматуры отверстий в плитах, ширины швов между элементами сварных перекрытий и установки элементов для захвата конструкций при их подъеме следует выполнять согласно 5.47 - 5.52 СНиП [I].

Дополнительные указания по конструированию предварительно-напрягенных железобетонных элементов

5.15. При конструировании предварчтельно-напряженных конструкций следует руководствоваться пп. 5.53 - 5.63 СНиП [1] .

6. ШЛАКОЩЕЛОЧНЫЕ ЦЕМЕНТЫ

Классификация и технические требования

6.1. Шлакощелочные цементы представляют собой гидравлическое вяжущее, твердеющее в воде, на воздухе, воздушно-влажных условиях, получаемое путем измельчения гранулированных шлаков и их затворения растворами щелочей (натрия, калия),углекислых (карбонатных) или кремнекислых (силикатных) солей щелочных металлов.

6.2. В зависимости от вида затворителя шлакощелочные цементы подразделяются на шлакощелочные, шлакокарбонатные и шлакосиликатные.

В качестве затворителей для шлакощелочных цементов применяются растворы щелочей: шлакокарбонатных - растворы углекислых солей, шлакосиликатных - растворы кремнекислых солей щелочных металлов.

6.3. Шлакощелочные цементы имеют марки:

400, 500, 600, 700, 800.

Шлакокарбонатные цементы имеют марки:

400, 500, 600.

Шлакосиликатные цементы имеют марки:

400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000.

6.4. Шлакощелочные цементы различных марок по прочностным показателям должны удовлетворять требованиям табл. 9.

6.5. Марку шлакощелочных цементов устанавливают посредством испытания стандартных образцов - балочек на изгиб и сжатие по ГОСТ 310.4-76 "Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии".

6.6. Для изготовления балочек применяются цементно-песчаные растворы с нормальным вольским песком состава 1:3. Количест-

Таблица 9

Прочностные показатели шлакощелочных цементов различных марок

Вид испытания	400	500	600	700	800	900	1000
Предел прочности при сжатии, МПа	40	50	60	70	80	90	100
Предел прочности при изгибе, МПа	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5

Таблица 10

Расход воды для приготовления бетонной смесей различной подвижности на заполнителях крупностью от 10 до 70 мм

ОК, см	М.с. по ГОСТ 10181-76	Расход воды, л/м^3, при крупности гравия и щебня, мм							
		г р а в и й				щ е б е н ь			
		10	20	40	70	10	20	40	70
-"-	40-50	150	135	125	120	160	150	135	130
-"-	25-35	160	145	130	125	170	160	145	140
-"-	15-20	165	150	135	130	175	165	150	145
-"-	10-15	175	160	145	140	185	175	160	155
2-4	-"-	190	175	160	155	200	190	175	170
5-7	-"-	200	185	170	165	210	200	185	180
8-10	-"-	205	190	175	170	215	205	190	185
10-12	-"-	215	205	190	180	225	215	200	190
12-16	-"-	220	210	197	185	230	220	207	195
16-20	-"-	227	218	203	192	237	228	213	202

Примечания:

1. Расход воды приведен для смеси с НГЦТ = 25-28% и на песке с $М^{п}_{кр}$ = 2 .
2. При изменении нормальной густоты цементного теста на каждый процент в меньшую сторону расход воды уменьшается на 3-5 л, в большую сторону - увеличивается на 3-5 л/м^3.
3. При изменении модуля крупности песка на каждые 0,5 в меньшую сторону расход воды увеличивается на 3-5 л, в большую сторону-уменьшается на 3-5 л.

во затворителя для приготовления раствора принимается соответствующим цементно-затворительному отношению, равному Ц/ З=2,85, где Ц- содержание цемента в растворе в кг; З - количество затворителя в литрах (без учета плотности затворителя). В качестве затворителя применяются водные растворы щелочей, карбонатов щелочей или силикатных солей щелочных металлов плотностью 1,20 г/см^3.

6.7. Шлакощелочные цементы при испытании образцов лепешек из пластичного теста с Ц / З=3,30 на равномерность изменения объема по ГОСТ 310.3-76 "Цементы. Методы определения нормальной густоты, сроков схватывания и равномерности изменения объема" должны показывать равномерность изменения объема.

6.8. Начало схватывания теста шлакощелочного цемента, приготовленного при цементно-затворительном отношении, равном 3,30, должно наступать не ранее 30 мин., а конец схватывания не позднее 12 часов. По согласованию с потребителем допускаются другие сроки схватывания цементов.

6.9. Шлакосиликатные цементы (на основе тонкомолотого шлака и раствора силиката натрия) являются особобыстротвердеющими.

6.10. В нормальных влажных условиях и температурах около 20°С высокопрочные бетоны на шлакосиликатном цементе за 8 часов набирают прочность, равную 15-20 МПа, которая через 24 часа возрастает до 15-30 МПа и достигает 50-70 МПа к семисуточному сроку.

6.11. В условиях тепловлажностной обработки при 90-100°С за 1-2 часа изотермического прогрева прочность бетонов на шлакосиликатном цементе достигает 70-80% марочной и может быть равной 30-50 МПа.

6.12. Быстротвердеющему шлакосиликатному цементу можно придавать короткие сроки схватывания. При коротких сроках схватывания и ускоренном структурообразовании бетоны на быстротвердеющем шлакосиликатном цементе выдерживают ускоренный подъем температуры

(50-60°С в час) в начале тепловлажностной обработки конструкций и позволяет сократить общую продолжительность ее до 4-6 часов.

6.13. Шлакощелочные цементы обладают свойством схватывания, твердения, начального выбора прочности в условиях отрицательных температур до минус 20°С и интенсивного дальнейшего твердения при положительных температурах окружающей среды.

Требования к исходным материалам.

6.14. Для производства шлакощелочных цементов применяются гранулированные доменные и электротермофосфорные шлаки сухой, полусухой или мокрой грануляции. Шлаки должны удовлетворять требованиям ГОСТ 3476-74 " Шлаки доменные и электротермофосфорные гранулированные для производства цементов" [89]. Допускается применение других шлаков после проведения соответствующих испытаний для получения цементов и бетонов.

6.15. Едкие щелочи, карбонаты и силикаты едких щелочей, применяемые в виде водных растворов для затворения цемента, должны удовлетворять требованиям ГОСТ 2263-79 "Натр едкий технический. Технические условия"; ГОСТ 9285-78 "Калия гидрат окиси технический. Технические условия"; МРТУ 6-08-194-64 "Смесь плавленных щелочей"; ТУ 6-03-28-02-76 "Красный каустик"; СТП 6-03-23-78-70 "Смесь щелочей. Карбонаты едких щелочей"; ГОСТ 5100-73 "Сода кальцинированная техническая. Технические условия"; ГОСТ 10689-75 "Сода кальцинированная техническая из нефелинового сырья. Технические условия"; ТУ 6.03.294-71 "Плав соды кальцинированной"; ГОСТ 9285-78 "Калий углекислый технический. Технические условия"; Силикаты едких щелочей: ГОСТ 13079-81 "Силикат натрия растворимый"; ГОСТ 13078-81 "Стекло натриевое жидкое" [90-100].

6.16. Для затворения шлакосиликатных цементов, получаемых из кислых доменных шлаков, должны применяться растворы силиката нат-

рия с силикатным модулем от 1,0 до 2,1.

Для затворения шлакосиликатных цементов из основных шлаков должны применяться растворы силиката натрия с силикатным модулем от 1,8 до 2,7. Силикаты натрия с силикатным модулем от 1,0 до 2,4 получают посредством смешения высокомодульных силикатов натрия с растворами щелочей. Высокоосновные силикаты натрия могут изготавливаться стекольной промышленностью по специальным заказам.

Технология производства шлакощелочных цементов

6.17. Производство шлакокарбонатного цемента может осуществляться, путем совместного или раздельного помола гранулированного шлака и щелочного компонента;

Производство шлакощелочного и шлакосиликатного цемента осуществляется путем помола шлака с последующим затворением растворами щелочей или силикатов едких щелочей. В этом случае шлакощелочной цемент состоит из двух компонентов, поставляемых в комплекте раздельно (шлака молотого гранулированного и щелочного компонента).

6.18. Влажность компонентов перед помолом не должна превышать 1,5%.

6.19. Удельная поверхность молотого шлака должна быть в пределах 3000-3500 $см^2$ на один грамм массы, а при просеивании через сито 0,08 остаток должен быть не более 10%.

6.20. При просушке шлака совместно с содой температура топочных газов при входе в сушильный барабан должна быть не более 500°С, а при выходе материала из барабана не более 150°С.

6.21. Обеспечение требуемой тонкости помола цемента осуществляется своевременной догрузкой мельниц мелющими телами и периодической сортировкой мелющих тел в соответствии с правилами, действующими в цементной промышленности. С целью интенсификации помола допускается использование поверхностно-активных веществ (ПАВ) в

количестве не более 1%, а также инертных добавок (кварцевого песка и др.) не более 10% от массы шлака.

6.22. Дозирование сырьевых материалов в мельницу следует производить с точностью: гранулированных шлаков и инертных добавок ± 2%; щелочных компонентов - ±1%; ПАВ - ± 0,02%.

Транспортирование, хранение и паспортизация

6.23. Транспортирование и хранение шлакощелочных цементов должно осуществляться в соответствии с ГОСТ 22237-76 со следующими дополнениями:

при транспортировании и хранении щелочных компонентов необходимо руководствоваться ГОСТ 10690-73, ГОСТ 5100-73, ГОСТ 10689-75, ГОСТ 13078-81, ГОСТ 9285-78, ГОСТ 2263-79;

при транспортировании и хранении шлакощелочных цементов не допускается смешивание с гипсом, известью и портландцементом даже в малых количествах.

6.24. Немолотый гранулированный шлак допускается перевозить в открытом виде и хранить на открытых складских площадках не более 3 лет. Во избежание слеживания в теплый период года шлак необходимо перелопачивать не реже одного раза в 3 месяца.

6.25. Едкие щелочи и карбонаты щелочей при длительном хранении подвержены комкованию. Во избежание комкования расходный бункер должен быть оборудован паровыми регистрами.

6.26. Отгружаемый потребителю цемент должен быть принят техническим контролем завода-изготовителя. Приемку шлакощелочных цементов следует производить по ГОСТ 22236-76 [27].

6.27. Цемент упаковывают в четырехслойные, пятислойные или шестислойные бумажные мешки массой не более 80 кг.

6.28. На мешках с цементом должна быть маркировка, указывающая: название цемента и его марку (в случае помола чистого шлака должно быть указано - шлак молотый ГОСТ 3476-74), номер партии и дату изготовления.

6.29. Завод-изготовитель должен гарантировать соответствие шлакощелочного цемента техническим требованиям,изложенным в настоящих Рекомендациях и сопровождать каждую партию паспортом, удостоверяющим характеристику продукции. В паспорте должно быть указано: наименование завода-изготовителя, его ведомственная подчиненность и адрес;

название цемента и вид щелочного компонента, состав цемента и его марка;

номер партии и дата его изготовления.

7. ШЛАКОЩЕЛОЧНЫЕ БЕТОНЫ

Требования к материалам

7.1. Для приготовления тяжелых бетонов применяют шлакощелочные цементы, отвечающие требованиям пп. 6.1.- 6.29 настоящих Рекомендаций .

7.2. Мелкий заполнитель для бетона должен отвечать требованиям ГОСТ 8736-77, ГОСТ 10268-80 и дополнительным требованиям ГОСТ 10178-76, а также требованиям СНиП II-15-74. Допускается применять после проведения соответствующих испытаний, технико-экономического обоснования и согласования более мелкие пески, отсевы камнедробления, золошлаковые смеси, дробленый шлак.

7.3. Крупный заполнитель должен отвечать требованиям ГОСТ 8267-82, ГОСТ 10260-82, ГОСТ 8268-82, ГОСТ 10268-80 и дополнительным требованиям ГОСТ 5578-76. Допускается применять после проведения соответствующих испытаний, технико-экономического обоснования и согласования промышленные отходы и хвосты, получаемые при переработке руд черных и цветных металлов, асбеста, различных флюсов, шлаков, горелых пород.

7.4. Допускается применение заполнителей с суммарным содержанием пылевидных,илистых и глинистых частиц до 10%. В случае обеспече-

ния заданной прочности бетона и однородности по прочности в соответствии с требованиями ГОСТ 18105.0-80 и технико-экономическом обосновании количество пылевидных и илистых частиц может достигать 15%.

7.5. Не допускается содержание в заполнителе минеральных веществ, взаимодействующих с щелочами, с образованием сернистых, хлористых и других растворимых солей более 0,5%, а органических щелочерастворимых веществ - более 0,2%.

7.6. Вода для затворения и поливки бетона должна удовлетворять требованиям ГОСТ 23732-79."Вода для бетонов и растворов. Технические условия".

7.7. Арматурная сталь,применяемая для армирования железобетонных изделий, должна отвечать требованиям ГОСТ 5781-82.

7.8. Разрешается применять добавки, улучшающие свойства бетонной смеси, структуру затвердевшего бетона, регулирующие твердение. Добавки должны применяться только после их непосредственного испытания.

В соответствии с требованиями СНиП I-В.2-69 "Вяжущие материалы неорганические и добавки для бетонов и растворов". Различают такие виды добавок: минеральные активные, применяемые в целях экономии цемента (золы ТЭС, кремнезем, отходы агломерации, горелые породы и др.); поверхностно-активные, подразделяющиеся на гидрофильно-пластифицирующие, гидрофобно-пластифицирующие и микропенообразующие (ГКЖ-10, ГКЖ-11, мылонафт, КССБ, асидол, асидол мылонафт и др.). Введение добавок в бетонную смесь на шлакощелочных цементах осуществляют по технологии и нормативам, принятым для бетонов на клинкерных цементах.

8. ПОДБОР СОСТАВОВ ТЯЖЕЛЫХ ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ БЕТОНОВ

Исходные данные

8.1. В проекте сооружения, проекте организации работ, рабочих

чертежах монолитных или сборных бетонных и железобетонных конструкций, технических условиях обычно содержатся следующие исходные данные:

а) проектная марка бетона к заданному возрасту, требуемая доля марочной прочности к определенному сроку (распалубочная, передаточная прочности), а также марка по водонепроницаемости (В), морозостойкости ($М_{рз}$), истираемости, коррозионной стойкости и др.;

б) подвижность: осадка конуса (см) или жесткость (сек) бетонной смеси;

в) виды и наибольшая крупность заполнителей, число и размеры фракции, которые следует применять для приготовления бетонной смеси;

г) вид и марка цемента.

8.2. Цемент является вяжущим веществом, посредством которого обеспечивается склеивание сыпучих разнозернистых материалов в искусственный камень - бетон.

Прочность цементного камня и бетона определяется активностью цемента, расходом цемента и технологическими факторами.

8.3. Зависимость прочности бетона от активности цемента, расхода цемента и расхода затворителя имеет следующий вид:

$$R_б = f\left(\frac{R_ц Ц}{З}\right), \qquad (66)$$

где $R_б$ - прочность бетона;

$R_ц$ - активность цемента;

Ц и З - расходы цемента и затворителя (плотность затворителя принята постоянной, равной 1,20).

8.4. Как следует из уравнения (66), прочность бетона при постоянной активности цемента, расходе затворителя тем выше, чем больше расход цемента и плотность цементного камня.

С увеличением расхода затворителя при постоянном расходе цемента плотность и прочность цементного камня и бетона уменьшаются.

8.5. В бетонах умеренной подвижности относительно высокие плотность и прочность цементного камня достигаются при расходах цемента 500-550 кг/м^3. При указанных расходах наиболее полно используются вяжущие свойства цемента.

8.6. При расходах цемента 500-550 кг/м^3 и затворителя около 170 л/м^3 соотношение между цементом и затворителем достигает значений равных 3:1.

Удельная масса цемента составляет около 3 г/см^3.

В рассматриваемом случае на зерна цемента будет приходиться 50% объема цементного теста и затвердевшего цементного камня, а 50% объема будет занимать жидкая фаза - затворитель.

8.7. При содержании в цементном тесте и затвердевшем цементном камне зерен цемента в количестве 50% общего объема возникает наибольшее число контактов между зернами цемента, чем в составах с меньшими расходами цемента, что обеспечивает более полное использование вяжущих свойств цемента и более высокие прочностные показатели бетона.

В связи с тем, что цемент представляет собой разнозернистый материал с размером зерен от 5 до 100 микрон, законы упаковки зерен и межзерновой пустотности аналогичны обычным разнозернистым материалам.

8.8. Затворитель является средой, определяющей пластические свойства и подвижность бетонной смеси, протекание физико-химических процессов, твердение цемента и нарастание прочности бетона.

Пластичность и подвижность бетонной смеси предопределяется расходом затворителя и почти не зависит от расхода цемента (при постоянной плотности затворителя).

$$ОК = f(З), \qquad (67)$$

где ОК - подвижность бетонной смеси.

В бетонах одинаковой подвижности, крупности заполнителей с разными расходами цемента расход воды (затворителя) является величиной постоянной [18].

8.9. Для приготовления бетонов должны применяться смеси заполнителей, имеющие наименьшую пустотность и наибольшую плотность.

8.10. Наибольшая плотность смеси заполнителей и наименьшая межзерновая плотность позволяют обеспечить минимальный расход цементного теста, необходимого для полного заполнения пустот смеси заполнителей, создания клеящего слоя между зернами песка и крупного заполнителя, образования плотной, прочной структуры бетона, обеспечения заданной подвижности бетонной смеси и прочности бетона при минимальных расходах цемента и затворителя.

8.11. Состав смеси заполнителей с наименьшей пустотностью принимается за основной для приготовления бетонов с расходом цемента 350 кг/м^3. При увеличении количества цемента расход крупного заполнителя в составе бетона следует оставлять неизменным, а содержание песка необходимо уменьшать на величину, равную увеличению расхода цемента против состава с расходом цемента 350 кг/м^3.

8.12. Основной задачей подбора состава бетона является определение расхода цемента, затворителя и заполнителей, обеспечивающих получение заданной прочности бетона и подвижности бетонной смеси при минимальных расходах затворителя и цемента.

Определение расходов затворителя.

8.13. На основании положения постоянства расходов воды в бетонах равной подвижности с различными расходами цемента НИИЖБом разработаны таблицы и графики для определения расходов воды в зависимости от подвижности бетонной смеси и крупности заполнителей (табл.10).

Количество затворителя для шлакощелочных бетонов заданной подвижности определяется по табл. 10 аналогично бетонам на портландцементе с последующим приготовлением опытных замесов и корректировкой.

Примечание. В предлагаемом экспериментальном способе подбора бетона на шлакощелочном цементе термином "цемент" обозначается порошок тонкомолотого гранулированного шлака; термином, "затворитель" называется водный раствор щелочных солей слабых кислот (кремнекислоты и углекислоты) или щелочей.

Плотность затворителя принимается постоянной равной 1,20 (условно).

Определение расходов цемента

8.14. Активность цемента одной партии обычно известна и почти не изменяется в течение 3-6 месяцев.

Расход затворителя для бетонов одинаковой подвижности также заранее известен и является постоянной величиной.

Для рассматриваемого случая в уравнении (66) переменным будет только расход цемента "Ц", и оно будет иметь вид:

$$R_б = f(Ц). \qquad (68)$$

Таким образом, подбор состава бетона заданной подвижности при постоянных и заранее известных расходах воды и активности цемента заключается в установлении расхода цемента, обеспечивающего получение проектной прочности.

Для шлакощелочных бетонов зависимость между прочностью бетона и расходом цемента находится опытным путем посредством приготовления и испытания бетонных образцов из бетонных смесей с различными расходами цемента и их испытания на прочность после твердения в заданных условиях.

Расход цемента, обеспечивающий получение бетона заданной прочности, определяется на основании указанной зависимости (68)

между прочностью бетона и расходом цемента.

Примерные составы бетонов для изготовления бетонных образцов с расходами цемента, ориентировочно равными 350, 450 и 550 кг/м^3, приведены в табл. 11.

8.15. Для приготовления бетонных смесей, изготовления бетонных образцов и установления зависимости между прочностью бетона и расходом цемента применяется затворитель плотностью 1.20 г/см^3.

В связи с тем, что активность шлакощелочных цементов уменьшается с понижением плотности затворителя, также определяется зависимость $R_б = f(Ц)$ при применении для изготовления бетонных смесей и бетонных образцов затворителя плотностью 1,10 г/см^3.

Для бетонов с затворителем плотностью 1,10 г/см^3 применяются те же составы бетонных смесей, что и при затворителе плотностью 1,20 г/см^3.

8.16. На основании прочностных показателей образцов, изготовленных из опытных замесов с расходами цемента 350,450 и 550кг/м^3, строится график зависимости между расходом цемента и прочностью бетона: $R_б = f(Ц)$ при плотностях затворителей 1,10 и 1,20 г/см^3 (рис.12).

8.17. Установленные зависимости между расходом цемента, прочностью бетона и плотностью затворителя позволяют находить расходы цемента и других составляющих при проектировании бетонов любой заданной прочности, отличной от опытных замесов.

8.18. Получение зависимости прочности бетонов от расходов цемента при плотностях затворителя 1,10 и 1,20 г/см^3 позволяют определить расходы цемента не только при указанных плотностях затворителей, но также и для промежуточных значений плотностей.

Определение расхода заполнителей

8.19. Расходы крупного заполнителя и затворителя для проектируемого бетона принимаются одинаковыми с ближайшим по расходу цемента составом бетона, полученным после корректировки табл. 11 на

Таблица 11

Расход материалов на контрольные замесы.

Цемент:затворитель Ц/З		Расход материалов на замес 10 л, кг					
		цемент	песок	щебень	доля песка	затворитель, л	всего
2,0		3,5	7,2	12,0	0,38	1,75	24,45
2,5		4,5	6,2	12,0	0,34	1,80	24,5
3,0		5,5	5,2	12,0	0,30	1,80	24,5

Примечания:

1. В таблице приведены составы бетонов на среднезернистом песке и щебне крупностью до 20 мм. Расход щебня равен 0,85 м^3 на кубометр бетонной смеси.
2. При применении крупнозернистого песка с М$_к$ 2.5 расход щебня следует уменьшить до 0,75-0,80м^3, а при мелкозернистом песке увеличивается до 0,9-0,95 м^3 на кубометр бетонной смеси.
3. С увеличением размеров зерен крупного заполнителя его содержание может быть повышено до 0,9-0,95м^3 на кубометр бетона.

Таблица 12

Расход материалов, прочность контрольных замесов.

№ п/п	Соотношение цемент:затворитель	Расход материалов на замес 10 л, кг				Ссадка конуса, см	Предел прочности при скатии, МПа		Плотность затворителя, кг/л
		цемент	песок	щебень	затворит,		после пропаривания	через 28 суток	
1	2,0	3,5	7,2	12,0	1,75	2	30,5	33,5	1,20
2	2,5	4,5	6,2	12,0	1,80	3	45,1	46,6	1,20
3	3,0	5,5	5,2	12,0	1,80	1	65,0	65,0	1,20
4	2,0	3,5	7,2	12,0	1,75	3	15,2	24,3	1,10
5	2,5	4,5	6,2	12,0	1,80	4	24,6	33,6	1,10
6	3,0	5,5	5,2	12,0	1,80	2	37,2	47,6	1,10

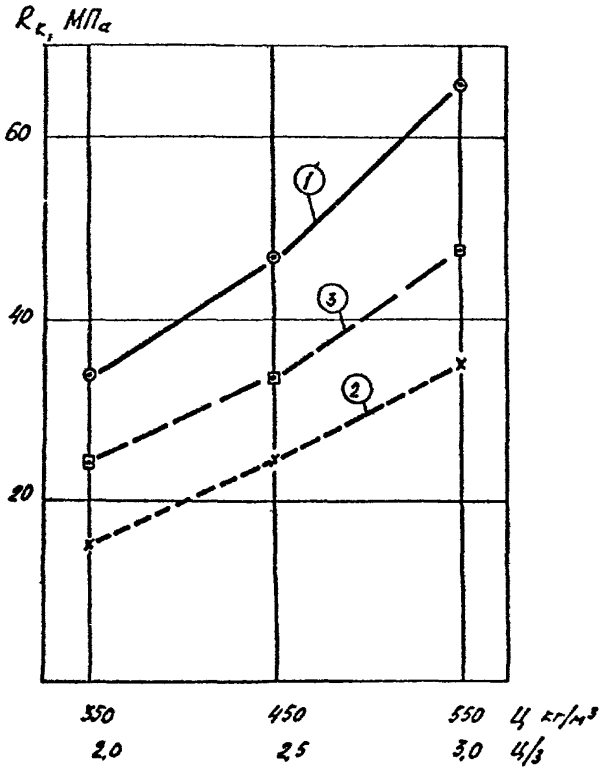


Рис.12.Влияние расходов цемента на прочность шлакощелочных бетонов: 1-бетоны с затворителем плотностью 1,20; 2-бетоны с затворителем плотностью 1,10 после пропаривания; 3-бетоны с затворителем плотностью 1,10 через 28 дней

основании опытных замесов.

$$\begin{cases} Щ_i = Щ_o; \\ З_i = З_o, \end{cases} \qquad (69)$$

где $Щ_i$ и $З_i$ - расходы крупного заполнителя и затворителя в подбираемом составе бетона;

Що и Зо - то же, в опытных замесах.

8.20. Расход песка принимается равным расходу песка в опытном замесе, уменьшенном на разность расходов цемента в проектируемом и опытных составах.

$$П_i = П_o - (Ц_i - Ц_o), \qquad (70)$$

где $П_i$ и $Ц_i$ - расходы песка и цемента в проектируемом составе бетона;

По и Цо - то же, в ближайшем по расходу цемента опытном замесе.

Корректировка состава бетона

8.21. После определения состава проектируемого бетона заданной прочности делают контрольный замес. На контрольном замесе уточняют подвижность и объемную массу бетонной смеси, изготавливают образцы и проверяют прочность бетона после твердения в заданных условиях.

8.22. В соответствии с фактической объемной массой бетонной смеси контрольного замеса корректируются расходы цемента, затворителя, песка и щебня на кубометр бетона посредством умножения на коэффициент

$$K_ф = \frac{\gamma_{бф}}{\gamma_{бт}}, \qquad (71)$$

где $\gamma_{бф}$ - объемная масса бетонной смеси контрольного замеса;

$\gamma_{бт}$ - объемная масса бетонной смеси (табл.4.6-4.9 прил.4).

8.23. Контрольная проверка расчета состава бетона производится по уравнению

$$\gamma_{бф} = Ц + \rho З + П + Щ, \qquad (72)$$

где Ц, З, П, Щ - расходы цемента, затворителя, песка и щебня, откорректированные с учетом фактической объемной массы бетонной смеси контрольного замеса.

8.24. При соответствии прочности образцов бетона контрольного замеса, заданной проектом, состав бетона считается подобранным и принимается для передачи в производство.

Изготовление и испытание образцов

8.25. Рекомендуемые составы бетонных смесей для опытных замесов и определение зависимости прочности бетона от расхода цемента приведены в табл. 11.

Расходы материалов даны на замес 10 л для изготовления 9 образцов размером 10х10х10 при наибольшей крупности заполнителя 20 мм.

8.26. Для заполнителя крупностью более 20 мм размер образцов назначается по ГОСТ 10180-78, соответственно увеличивают расход материалов, потребных для их изготовления.

8.27. На первом пробном замесе с расходом цемента 350 кг/м^3 определяются осадка конуса, объемная масса бетона и уточняется количество затворителя, обеспечивающего заданную осадку конуса.

8.28. После уточнения расхода затворителя по заданной осадке конуса делают повторный замес и изготавливают образцы в количестве 9 штук для определения прочности бетона.

8.29. Аналогично изготавливают, испытывают и определяют прочность бетонов из опытных замесов двух других составов с расходами цемента 450 и 550 кг/м^3. Количество затворителя для замесов 2-го и 3-го составов принимают и корректируют с учетом затворителя в опытном замесе первого состава с расходом цемента 350 кг/м^3.

8.30. Для опытных замесов должны применяться воздушно-сухие

заполнители, предварительно подсушенные до постоянного веса в сухом помещении (относительная влажность воздуха менее 60%) при температуре 15-25°С.

Подбор составов бетонов при других подвижностях бетонной смеси и активности цемента.

8.31. Установленные опытным путем зависимости $R_б = f(Ц)$ и ОК = $f(З)$ позволяют определять расход цемента в бетонах требуемой прочности на цементах различной активности при разных подвижностях бетонных смесей.

8.32. При цементе другой активности, чем в опытных замесах, для бетона требуемой прочности вначале по графику зависимости $R_б = f(Ц)$ определяется расход цемента без учета активности нового цемента.

На основании найденного расхода цемента по уравнению (23) определяется расход нового цемента:

$$Ц = Цо \cdot \frac{R_{цо}}{R_ц}, \qquad (23)$$

где Цо и $R_{цо}$ - расход и активность цемента опытных замесов;

Ц и $R_ц$ - расход и активность нового цемента.

8.33. Аналогично корректируется расход цемента при изменении расхода затворителя и подвижности бетонной смеси.

$$Ц = Цо \cdot \frac{Зо}{З}, \qquad (24)$$

где Зо - расход затворителя в опытных замесах;

З - расход затворителя бетонных смесей другой подвижности, чем в опытных замесах.

8.34. Корректировка расхода других материалов производится в соответствии с изложенным в пп. 8.19-8.23.

Корректировка состава бетона с учетом влажности заполнителей

8.35. При передаче составов бетонов на завод для производства

бетонных смесей и изготовления конструкций необходимо корректировать расходы заполнителей, расход и плотность затворителя с учетом влажности заполнителей.

8.36. Расходы песка и щебня увеличиваются, а затворителя уменьшаются на воду, содержащуюся в заполнителях. При этом плотность затворителя повышают на величину, обеспечивающую получение расчетной плотности затворителя в приготовленной бетонной смеси.

8.37. Расход затворителя корректируют по уравнению

$$З_п = З - В_з . \qquad (75)$$

8.38. Плотность затворителя корректируют по уравнению

$$\rho_п = \rho \frac{З}{З - В_з}, \qquad (76)$$

где $З_п$ - расход затворителя с учетом воды, содержащейся в заполнителях;

З- расход затворителя без учета влажности заполнителя;

$В_з$ - вода, содержащаяся в заполнителях;

ρ - плотность затворителя без учета влажности заполнителей;

$\rho_п$ - то же,с учетом влажности заполнителей.

Пример подбора состава бетона

Требуется подобрать состав бетона марки 400 . Подвижность бетонной смеси: ОК=2см.

Шлакосиликатный цемент марки 600. Песок с модулем крупности $М_{кр.}$=1,45. Щебень гранитной фракции 5-20 мм. Затворитель - раствор силиката натрия. Силикатный модуль силиката натрия $М_с$= 2,1.

Примечание.

Водные растворы силиката натрия, образующие в смеси с тонкомолотым шлаком шлакосиликатный цемент, являются наиболее эффективным затворителем бетонов. Обычно активность шлакосиликатного цемента в 1,5- 2 раза превышает активность шлакокарбонатного цемента, получаемого затворением тонкомолотого шлака раствором карбоната натрия.

Высокая активность шлакосиликатного цемента позволяет в 1,5-2 раза уменьшить расходы щелочесодержащего компонента затрачиваемого на приготовление бетона против шлакокарбонатного цемента при равных прочностных показателях бетонов и получить значительную экономию щелочесодержащего компонента.

Одновременно значительно снижается содержание в бетоне едкой щелочи в связи с меньшим количеством щелочи в силикатах натрия по сравнению с карбонатами натрия.

В соответствии с пп. 8.13-8.38. и табл. 11 назначаем составы бетонов, изготавливаем и испытываем бетонные образцы-кубы размером 10х10х10 см .

Изготовление и испытание образцов производится по методике, изложенной в настоящих рекомендациях (пп.8.25-8.30). Для изготовления первой серии образцов бетонов трех составов (табл11) применяется затворитель плотностью 1,20 г/мл.Также готовится вторая серия образцов бетонов трех составов на затворителе плотностью 1,10 г/мл.

Результаты определения прочностных показателей бетонных образцов на затворителях плотностью 1,10 и 1,20 приводятся к образцам 15х15х15 см, записываются в табл. и изображаются в графическом виде (табл. 12, рис.12).

Данные испытаний образцов (табл.12) свидетельствуют о непрерывном нарастании прочности бетонов с увеличением расхода цемента. Бетоны на затворителе плотностью 1,20 с расходами цемента, равными 350, 450 и 550 кг. на кубометр,показали прочности: 30,5; 45,1; 65,0 МПа, что отвечает маркам бетона 300, 450 и 600.

В составе 1 каждые 100 кг расхода цемента обеспечивают получение 9,57 МПа прочности (на каждые 1 кг цемента 0,96 кгс/см^2).

При увеличении расхода цемента в составе 2 против состава 1 прирост прочности возрос до 15 МПа на 100 кг добавленного цемента

и достиг 17,5 МПа на каждые 100 кг добавленного цемента в составе 3 (против состава 1 с расходом цемента 350 кг/м^3).

Рассмотренное выше свидетельствует о повышении эффективности использования вяжущих свойств цемента при увеличении его расхода с 350 до 450 и 550 в 1,5 - 1,75 раза на каждые 100 кг добавленного цемента.

Бетоны, затворенные силикатом натрия плотностью 1,20 при пропаривании по обычному режиму набирают почти 100% марочной прочности за время пропаривания и не показывают дальнейшего нарастания прочности к 28-суточному возрасту (составы 1,2,3, табл. 12).

Бетоны 4,5,6 , затворенные раствором силиката натрия плотностью 1,10 (с расходами цемента 350, 450 и 550 кг) после пропаривания имели прочность, равную 70-80% марочной, которая достигла 100% к 28 суткам дальнейшего твердения во влажных условиях.

Увеличение плотности затворителя с 1.10 до 1.20 для составов с расходами цемента, равными 350,450 и 550 кг, сопровождается повышением их прочностных показателей в среднем на 38% (для составов соответственно 4,1; 5,2; 6,3).

Примерно такой же прирост прочностных показателей достигается при увеличении расхода цемента на 100 кг по отношению к исходным составам без повышения плотности затворителя.

Как следует из табл. 12 и рис. 12 бетон марки 400 может быть получен при применении затворителя плотностью 1,10; 1,15 и 1,20 г/мл. Расходы цемента для бетона марки 400 при затворителях плотностью 1,10; 1,15 и 1,20 соответственно составляют 500,450 и 400 кг/м^3 (рис.12, табл. 12).

Расход цемента 450 кг при плотности затворителя 1,15 найден способом интерполяции. Наиболее предпочтительным из трех является состав бетона с расходом цемента 450 кг/м^3 и затворителем плотностью 1,15 г/мл.

Бетоны с раствором силиката натрия плотностью 1,15 и выше в отличие от бетонов с другими щелочесодержащими затворителями являются быстросхватывающими и быстротвердеющими, но требуют выдержки перед пропариванием, допускают высокие скорости подъема температуры, позволяют сократить время изотермической выдержки до 2-4 часов и уменьшения цикла пропаривания конструкций до 6-8 часов. Из подобранного состава с расходом цемента 450 кг на кубометр (состав 2,табл. 12) на затворителе плотностью 1,15 изготавливаются образцы для установления и контроля прочности бетона. При изготовлении контрольных образцов определяются осадка конуса и объемная масса бетонной смеси.

Осадка конуса бетонной смеси контрольного замеса равнялась 2,5 см, т.е. соответствовала заданной.

Объемная масса бетонной смеси контрольного замеса равнялась 2,415 т/м^3 вместо 2,45, приведенного в табл.12.

Прочность бетона контрольного замеса после пропаривания равнялась 31,5 МПа, а в возрасте 28 дней - 41,3 МПа.

По подвижности бетонной смеси и прочностным показателям образцов состав бетона с расходом цемента 441 кг на кубометр и затворителе плотностью 1,15 отвечает заданным требованиям и принимается для передачи в производство.

Изложенный способ подбора бетонов на шлакощелочных цементах опытным путем показал, что прочность бетона одинаковой подвижности определяется только расходом цемента.

Установленная зависимость прочности бетона от расхода цемента аналогична зависимости прочности бетона от цементно-водного отношения и является частным случаем последней, отвечающим бетонам одинаковой подвижности.

9. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Общие положения

9.1. Настоящие рекомендации распространяются на технологию производства бетонных и железобетонных изделий и конструкций из тяжелых бетонов с применением шлакощелочных цементов и твердеющих как в естественных условиях, так и при тепловлажностной обработке, а также при тепловой обработке в продуктах сгорания природного газа (в экспериментальном порядке).

9.2. Производство бетонных и железобетонных конструкций с применением шлакощелочных цементов может осуществляться по поточно-агрегатной или конвейерной технологии.

9.3. Для производства изделий и конструкций на основе шлакощелочных цементов используется типовое оборудование заводов сборного железобетона. Дополнительные требования предъявляются при складировании и хранении щелочного компонента, а также при приготовлении на его основе щелочесодержащего затворителя.

9.4. Изделия и конструкции должны изготавливаться и удовлетворять требованиям ГОСТ 13015.0-83, ГОСТ 13015.1-81, ГОСТ 13015.2-81, ГОСТ 13015.3-81. Постановка продукции на серийное производство должна производиться в соответствии с ГОСТ 15.001-73 [80-85].

Приготовление и укладка бетонной смеси, твердение бетона

9.5. При применении шлакощелочного цемента, получаемого затворением молотого шлака раствором щелочного компонента следует применять технологию, предусматривающую приготовление щелочесодержащего раствора, дозирование в бетономешалку молотого шлака и водного раствора щелочного компонента.

9.6. Технологические линии приготовления щелочесодержащего раствора должны включать оборудование, осуществляющее дробление,

дозировку щелочного компонента и воды, перемешивание и подогрев раствора в процессе растворения, хранение готового щелочесодержащего раствора и подачу его в расходный бак бетоносмесительного узла. Растворение силиката натрия производится острым паром во вращающихся автоклавах (силикатных барабанах) с давлением пара до 4 атм.

В расходных и смесительных емкостях , в трубопроводах при подаче раствора соды должна быть обеспечена положительная температура, необходимая для предотвращения кристаллизации карбоната натрия.

9.7. Приготовление бетонной смеси рекомендуется производить в бетономешалках принудительного действия.

Порядок дозирования и время перемешивания принимаются такими же, как и для бетона на клинкерных цементах.

Бетонную смесь на крупных заполнителях допускается перемешивать в бетономешалке свободного падения.

9.8. Температура бетонной смеси на выходе из бетономешалки должна быть не ниже 15°С,

9.9. Транспортирование бетонной смеси в бетонораздатчик осуществляется аналогично смесям на клинкерных цементах по СНиП П-В. 11-71 и ГОСТ 7473-76 " Смеси бетонные. Технические условия".

9.10. Не допускается смешивание бетонной смеси на шлакощелочных цементах со смесями на других видах цемента, а также бетонирование и сфактурование в процессе формования изделий из шлакощелочных бетонных смесей бетонными смесями на других цементах.

При переводе технологической линии на производство шлакощелочных бетонов следует тщательно очистить технологическое оборудование от остатков бетона на портландцементе.

9.11. Подготовка форм (очистка, смазка, установка арматуры и закладных деталей) осуществляется обычными средствами и приемами, применяемыми на заводах сборного железо-

бетона. Для смазки форм применяют отработанные масла (автол, солидол), эмульсии.

Допускается применение других веществ, которые можно использовать после их предварительного испытания.

9.12. Заполнение форм бетоном и уплотнение бетонной смеси на шлакощелочном цементе осуществляют способами, принятыми в технологии сборного железобетона.

9.13. Длительность уплотнения зависит от вида заполнителя и жесткости бетонной смеси и определяется по формуле

$$\tau = 2Ж\sqrt{\frac{И_с}{И_п}}, \qquad (77)$$

где $Ж$ – жесткость бетонной смеси, с :

$И_с$, $И_п$ – интенсивность вибрирования соответственно стандартная и производственная.

9.14. Твердение шлакощелочного бетона может быть осуществлено :

в нормальных условиях при положительной температуре;

в условиях тепловлажностной обработки при 80°... 95°С;

в условиях прогрева продуктами сгорания природного газа или нагретого воздуха при 110°... 120°С (в опытном порядке).

9.15. Режимы тепловой обработки следует назначать для конкретных видов изделий с учетом их массивности, конфигурации, армирования по аналогии с бетонами на клинкерных цементах и проверять в производственных условиях. Рациональные режимы твердения должны обеспечить достижение бетоном через сутки после окончания обработки не менее 80% марочной прочности. Ориентировочные режимы тепловлажностной обработки приведены в табл. 13.

9.16. Тепловую обработку изделий на шлакокарбонатном цементе в воздушной среде рекомендуется производить в закрытых формах

или с укрытием открытых поверхностей водонепроницаемыми материалами. Изделия на шлакосиликатном цементе можно пропаривать без укрытия поверхности.

9.17. Требования к разности температур между температурой изделия и наружного воздуха при распалубке и установке изделий на склад готовой продукции аналогичны требованиям, предъявленным к изделиям из бетона на клинкерных цементах.

9.18. Уход за бетоном, твердеющим в естественных условиях при положительной температуре, должен осуществляться по СНиП I-Е.3-62 "Бетон на неорганических вяжущих и заполнителях".

Правила приемки и методы испытаний

9.19. Приемку и отпуск изделий производят партиями. Партией считают количество изделий одного типа, последовательно изготовляемых предприятием по одной технологии из материалов одного и того же вида, сорта и качества в течение не более 10 дней. Количество изделий в партии должно быть не более : при объеме одного изделия до 0,1 $м^3$ - 1000 шт., 0,1-0,3 $м^3$ - 700 шт., 0,3- 1 $м^3$ - 300 шт., 1-2 $м^3$ - 150 шт., свыше 2 $м^3$ - 100 шт.

9.20. Маркировку и паспортизацию изделий производят в соответствии с ГОСТ 13015 - 81 с такими дополнениями : перед маркой изделия должно быть написано ШЩБ (сокращенно от "шлакощелочной бетон").

Отгружаемые потребителю изделия должны быть приняты отделом технического контроля завода.

9.21. Проверку размеров, неплоскостности и искривленности их поверхности, внешнего вида изделий и качества лицевых поверхностей, наличия монтажных петель, закладных деталей, отклонения установки закладных деталей, арматуры и толщины защитного слоя бетона, а также определение фактического веса изделия производят в соответствии с ГОСТ 13015 - 81.

9.22. Проверку прочности, морозостойкости и других физико-ме-

Таблица 13.

Ориентировочные режимы тепловлажностной обработки

Условия тепловлажностной обработки	Температура обработки, °С	Режим обработки, ч		
		подъем температуры	изотермическая выдержка	снижение температуры
В паровоздушной среде	95 ± 5	9	5	3
-"-	85 ± 5	3	6	3
В продуктах сгорания природного газа или нагретого воздуха	115 ± 5	4	8	5

Примечания: 1. Предварительная выдержка изделий до тепловой обработки назначается в пределах 3-6 ч в зависимости от модуля поверхности; с увеличением модуля открытой поверхности выдержка увеличивается .

2. Подъем температуры должен составлять 20-30 °С в час.

3. Обработку в продуктах сгорания природного газа или нагретого воздуха производить в экспериментальном порядке.

ханических свойств бетона производят в соответствии с требованиями технических условий на конкретный вид изделия и ГОСТ 10180-78, ГОСТ 10060-76, ГОСТ 12730.0-78 [41, 42, 43].

9.23. Оценку прочности, жесткости, трещиностойкости изделий следует производить в соответствии с ГОСТ 8829-77.

9.24. Испытание сварной арматуры (стыков) и закладных деталей производят по ГОСТ 10922-75.

9.25. Контроль плотности бетона производят по ГОСТ 12730.

9.26. Предприятие-изготовитель при отпуске изделий с прочностью бетона ниже его проектной марки по ГОСТ 13015-81 обязан гарантировать достижение марочной прочности к сроку, указанному в технических условиях на конкретный вид изделий.

9.27. Предприятие-изготовитель должно сопровождать каждую партию изделий паспортом в соответствии с ГОСТ 13015-81 и настоящими Рекомендациями.

9.28. Транспортирование и хранение готовых изделий следует производить в соответствии с ГОСТ 13015-81.

10. ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ

10.1. При производстве бетонных и железобетонных изделий на основе шлакощелочного цемента следует соблюдать все требования техники безопасности, установленные едиными правилами техники безопасности и производственной санитарии для предприятий промышленности строительных материалов и на заводах и заводских полигонах железобетонных изделий [6, 8, 9].

10.2. Все работы, связанные с приемкой, растворением и применением щелочесодержащих компонентов, должны производиться специально проинструктированным персоналом, имеющим защитные очки, резиновые рукавицы, сапоги и прорезиненные фартуки. Персонал, занятый подачей, складированием и дозированием щелочесодержащего

компонента в виде сухого материала, должен быть дополнительно обеспечен респираторами типа Р-46 или Р-2.

10.3. Следует избегать попадания щелочи, карбоната натрия и их растворов на кожу, глаза и пищу.

10.4. В местах растворения щелочесодержащих компонентов и на емкостях со щелочными растворами должны быть предупреждающие надписи: "Осторожно! Щелочь!".

10.5. При применении тепловой обработки изделий в продуктах сгорания природного газа необходимо соблюдать правила и требования, предусмотренные инструкцией ВСН-2-97-77 (п.7.5) и СНиП III-4-80 [115, 6].

10.6. Складирование, транспортировку и строительно-монтажные работы следует производить с соблюдением требований СНиП III-4-80 "Правила производства и приемки работ. Техника безопасности в строительстве" [6].

Приложение 1

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента.

M – изгибающий момент;

N, Q – продольная и поперечная сила;

$M_к$ – крутящий момент;

$M_{кр}$; $M_{дл.}$, $M_{п.}$ – изгибающие моменты соответственно от кратковременных постоянных, от длительных и от полной нагрузок при расчете по прочности при $n>1$, в остальных случаях при $n = 1$.

T, S – сдвигающие усилия по контакту арматуры с бетоном.

Характеристики предварительно-напряженного элемента

$N_{нк}$, $N'_{нк}$ – начальное контролируемое усилие предварительного обжатия, соответственно в напрягаемой арматуре A и A' до обжатия бетона;

N_{o1}, N_o – то же, с учетом собственно первых и суммарных потерь напряжений;

$\sigma_{нк}$, $\sigma'_{нк}$ – начальные контролируемые предварительные напряжения соответственно в напрягаемой арматуре A и A' до обжатия бетона, до появления потерь напряжений;

σ_{o1}, σ_o – предварительные напряжения с учетом соответственно первых и суммарных потерь;

$\sigma_н$, $\sigma'_н$ – установившиеся напряжения соответственно в напрягаемой арматуре A и A';

$\sigma_{бн}$ – сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элементов;

σ_1, $\sigma_н$ – потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре;

$m_т$ – коэффициент точности натяжения арматуры.

Характеристики материалов

$R_{пр}, R_{прII}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_р, R_{рII}$ – то же, осевому растяжению;

$R_о$ – передаточная прочность бетона;

$R_а$ – расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний первой группы как для продольной, так и для поперечной при расчете на действие изгибающего момента;

$R_{ах}$ – то же, поперечной арматуры при расчете на действие поперечной силы;

$R_{ас}$ – то же, арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

$R_{аII}$ – то же, арматуры растяжению для предельных состояний второй группы;

$R_{сц}, R_{сцII}$ – то же, сцепления бетона с арматурной сталью гладкого профиля;

$E_б$ – начальный модуль упругости бетона;

$E_а$ – модуль упругости арматуры;

$n_н, n_а$ – отношение модулей упругости арматуры $E_н$, $E_а$ и бетона $E_б$;

K_{Ic} – критическое значение коэффициента интенсивности напряжений для бетона при нормальном перемещении.

Геометрические характеристики

b – ширина прямоугольного сечения; то же, ребра таврового и двутаврового сечений;

$b_п, b'_п$ – ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

$h_п, h'_п$ – высота полки таврового и двутаврового сечения соответственно в растянутой и сжатой зонах;

D – диаметр кольцевого или круглого сечений;

A – обобщенное понятие продольной арматуры, расположенной в растянутой, более растянутой или слабосжатой зонах;

A' – то же, в сжатой, более сжатой или менее растянутой зонах;

F_a, F_a' – площади сечения обычной продольной арматуры A и A';

$F_н$, $F_н'$ – то же, напрягаемой;

F_x – суммарная площадь сечения хомутов, расположенных в одной нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

F_o – то же, отогнутых стержней;

f_a – площадь сечения одного стержня продольной арматуры;

f_x – то же, поперечной арматуры (одного стержня хомута);

F – площадь поперечного сечения бетона;

$F_{бн}$ – площадь приведенного сечения элемента, определяемая с учетом всей продольной арматуры;

$J_б$ – момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

$J_{бн}$ – то же, приведенного сечения элемента;

a, a' – расчетный защитный слой бетона соответственно для арматуры A и A', т.е. расстояние от равнодействующих усилий в арматуре A и A' до ближайшей грани сечения;

a_a, a_a', $a_н$, $a_н'$ – то же, для соответствующих видов продольной арматуры F_a, F_a', $F_н$, $F_н'$;

h_o – рабочая высота сечения, равная $h_o = h - a$;

x – высота сжатой зоны бетона;

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\xi = \frac{x}{h_o}$;

u_x, u_o – расстояние соответственно между хомутами и отгибами, измеряемое по длине элемента;

e_o – эксцентриситет продольной силы предварительного обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения;

e_o - то же, для продольной силы внецентренно-сжатых (растянутых) элементов;

e_{oc} - то же, равнодействующей продольной силы N и усилия предварительного обжатия N_o относительно центра тяжести приведенного сечения;

e, e' - расстояние от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий соответственно в арматуре А и А';

$e_н, e'_н$ - расстояние от точки приложения продольной силы N и усилия предварительного обжатия N_o до центра тяжести площади сечения арматуры А;

l - пролет элемента;

l_o - расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;

r - радиус инерции поперечного сечения элемента относительно центра его тяжести;

d - номинальный диаметр стержней арматурной стали;

$\mu_a, \mu_н$ - коэффициент армирования:

Приложение 2

ДЕФОРМАТИВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ШЛАКОЩЕЛОЧНЫХ БЕТОНОВ

2.1. Предельные значения удельных деформаций и характеристик ползучести, усадки бетона следует определять в зависимости от различных факторов для реальных условий эксплуатации по формулам:

$$\begin{cases} C_m^i = C_m^n \cdot K_1^n \cdot K_2^n \cdot K_4^n \cdot K_{ощ}; \\ \varphi_m = \varphi_m^n \cdot K_1^n \cdot K_2^n \cdot K_4^n \cdot K_{ощ}; \\ \varepsilon_{my} = \varepsilon_{my}^n \cdot K_1^y \cdot K_2^y \cdot K_3^y \cdot K_4^y \cdot K_{ощ}, \end{cases} \qquad (2.1)$$

где C_m^n, φ_m^n, ε_{my}^n – предельные нормативные средние значения удельных деформаций, характеристик ползучести и усадки бетона, принимаемые по табл. 2.1;

K_1^i, K_2^i, K_3^i, K_4^i, $K_{ощ}$ – корректирующие коэффициенты, учитывающие соответственно для ползучести (усадки) возраст (τ) бетона в момент загружения (длительность влажного хранения для усадки), открытую удельную поверхность M_o, относительную влажность в %, температуру среды и вид щелочного компонента, которые принимаются по табл. 2.2. и табл. 2. стр 19;

M_o – модуль открытой поверхности – отношение площади поверхности, свободной для испарения влаги из бетона, к его объему (имеет размерность, $см^{-1}$).

Для стержневых элементов прямоугольного сечения определяется по формуле

$$M_o = \frac{2(b+h)}{bh}, \qquad (2.2)$$

где b, h – соответственно ширина и высота прямоугольного сечения, см;

θ – относительная влажность воздуха окружающей среды, в %, которую следует определять согласно указаниям п. 1.3 главы СНиП [1] .

При наличии данных о составе бетона и условиях изготовления и хранения конструкций допускается принимать другие значения указан-

Таблица 2.1. Средние упруго-пластические характеристики шлакощелочных бетонов

Марка бетона	Значения характеристик шлакощелочного бетона при заполнителе									
	мелком					мелком и крупном				
	$\varepsilon^{н}_{my} \cdot 10^{5}$	γ_0	$\varphi^{н}_{m}$	$C^{н}_{m} \cdot 10^{5}$, МПа$^{-1}$	γ_t	$\varepsilon^{н}_{my} \cdot 10^{5}$	γ_0	$\varphi^{н}_{m}$	$C^{н}_{m} \cdot 10^{5}$, МПа$^{-1}$	γ_t
100	32,5	0,7	8,4	86	0,1	27,5	0,75	7	47	0,35
200	35	0,71	7,8	50	0,105	30	0,77	6,5	32	0,13
300	37,5	0,72	7,2	35	0,11	32,5	0,79	6	23	0,14
400	40	0,73	6,6	27	0,115	35	0,81	5,5	19	0,15
500	42,5	0,74	6,0	23	0,125	37,5	0,83	5	16	0,17
600	45	0,75	5,4	20	0,13	40	0,84	4,5	14	0,18
700	48	0,76	4,6	17	0,14	43	0,85	3,9	12	0,2
800	50	0,77	4,2	15	0,15	45	0,86	3,5	10	0,22

Примечание. Для бетонов естественного твердения следует вводить коэффициент 1,3.

Таблица 2.2. Значения корректирующих коэффициентов для усадки и ползучести мелкозернистых бетонов.

Факторы коэффициенты	Значения коэффициентов от возраста бетона при загружении, длительности хранения, сут., открытой поверхности M_e, $см^{-1}$, влажности и температуры среды						
1. Возраст бетона в момент загружения t, сут.	5	7	15	28	60	90	180 и более
Ползучесть K_1^n	1,3	1,25	1,15	1	0,77	0,7	0,64
2. Длительность влажного хранения, t, сут.	1	7	14	28	60	180	350 и более
Усадка K_1^y	1,105	1,053	1,03	1	0,98	0,96	0,95
3. Модуль открытой удельной поверхности M_e, $см^{-1}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,8 и более
Ползучесть K_2^n	0,8	0,85	1,0	1,15	1,24	1,3	1,45
Усадка K_2^y	0,35	0,76	0,87	0,9	1,0	1,05	1,1
4. Относительная влажность среды, θ, %	40	50	60	70	80	90	100
Ползучесть $K_{вщ}$	Принимается по табл. 2						
Усадка K_3^y	1,48	1,31	1,15	1,0	0,84	0,64	0,35
5. Температура среды, T°C	10	20	25	30	35	40	50
Ползучесть K_4^n	0,8	1,0	1,11	1,22	1,33	1,44	
Усадка K_4^y	1,0	1,0	1,0	1,1	1,15	1,25	

ных характеристик, согласованные в установленном порядке.

При определении потерь от ползучести бетона с учетом продолжительности действия нагрузки Δt следует определять по формуле

$$\varphi_t = \varphi_m \cdot K_n \cdot \beta_n, \qquad (2.3)$$

где φ_m — предельное значение характеристики ползучести бетона, определяемое по формуле (2.1);

K_n - коэффициент нелинейности, принимаемый по табл. 2.3;

β_n - коэффициент, учитывающий продолжительность действия напряжений $\sigma_{бн}$, определяемый по формуле

$$\beta_n = 1 - e^{-0,002\Delta t}; \qquad (2.4)$$

Δt - время в сутках от момента обжатия бетона до загружения конструкций эксплуатационной нагрузкой. Если срок загружения или испытания конструкций неизвестен, то величину следует определять при t = 100 суток.

Значения $1 - e^{-\alpha}$ принимаются по табл. 2.4.

В табл. 2.5 приведены предельные деформации шлакощелочных бетонов при сжатии и растяжении.

В табл. 2.6 даются рекомендуемые классы арматурных сталей для обычных (без предварительного напряжения) железобетонных конструкций по предельной сжимаемости ШЩБ.

Таблица 2.3. Значения коэффициента нелинейности $K_н$ в зависимости от степени обжатия $\eta_{бн} = \sigma_{бн}/R_{нр}$

Вид щелочного компонента	Степень обжатия бетона $\eta_{бн} = \sigma_{бн}/R_{нр}$							
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8 и более
1. Кальцинированная сода	0,83	0,9	0,92	0,95	1,0	1,20	1,45	1,3
2. Метасиликат натрия, жидкое стекло	0,6	0,68	0,75	0,86	1,0	1,15	1,35	1,6
3. Прочие	0,7	0,8	0,85	0,9	1,0	1,18	1,4	1,7

Таблица 2.4. Значения $1 - e^{-\alpha}$

Значения $\alpha = Kx + \mu\theta$; $1-e^{-\alpha}$; θ – угол в радианах

α	$1-e^{-\alpha}$	α	$1-e^{-\alpha}$	α	$1-e^{-\alpha}$
0,00	0,000	0,40	0,330	0,80	0,551
0,05	0,049	0,45	0,362	0,85	0,573
0,10	0,095	0,50	0,393	0,90	0,593
0,15	0,139	0,55	0,423	0,95	0,613
0,20	0,181	0,60	0,451	1,00	0,623
0,25	0,221	0.65	0,478	1,05	0,650
0,30	0,259	0,70	0,503	-	-
0,35	0,299	0,75	0,528	-	-

Таблица 2.5. Предельные расчетные деформации влагонасыщенных бетонов

Проектная марка бетона М	Значения предельной деформации бетона $\varepsilon_{mf} \cdot 10^{-5}$ при заполнителе			
	только мелком пр		мелком и крупном пр	
	сжатии	растяжении	сжатии	растяжении
100	260	20	205	15
150	265	20	210	15
200	270	21	215	16
250	280	21	220	16
300	285	22	230	17
350	295	22	235	17
400	300	23	240	18
450	305	23	245	18
500	310	24	250	19
600	320	25	260	20
700	330	26	270	21
800	340	27	280	22

Таблица 2.6. Рекомендуемые классы арматурной стали для проектных марок бетона обычных (без предварительного напряжения) железобетонных конструкций

Рекомендуемые классы арматур	Проектные марки для бетона		Примечание
	крупнозернистого	мелкозернистого	
А-III	М 400 и ниже	М 300 и ниже	Для сжатой и растянутой арматуры сварных арматурных изделий
А-IУ $А_т$-IУ	М 450 - М 600	М 350 -М 600	То же, для вязаных арматурных изделий
А-У $А_т$-У	М 600 и выше	М 600 и выше	Для сжатой арматуры элементов в вязаных арматурных изделиях

Примечание. Классы арматурной стали рекомендуются из условия предельной сжимаемости (растяжимости) бетона (см. табл. 2.5).

Приложение 3.

РАСЧЕТНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ

Таблица 3.1. Значения коэффициентов ξ, ν и A_0.

ξ	ν	A_0	ξ	ν	A_0	ξ	ν	A_0
0,01	0,996	0,01	0,31	0,876	0,272	0,61	0,756	0,461
0,02	0,992	0,02	0,32	0,872	0,279	0,62	0,752	0,466
0,03	0,988	0,03	0,33	0,868	0,288	0,63	0,748	0,471
0,04	0,984	0,039	0,34	0,864	0,294	0,64	0,744	0,476
0,05	0,98	0,049	0,35	0,86	0,301	0,65	0,74	0,481
0,06	0,976	0,058	0,36	0,856	0,308	0,66	0,736	0,486
0,07	0,972	0,068	0,37	0,852	0,315	0,67	0,732	0,49
0,08	0,968	0,077	0,38	0,848	0,322	0,68	0,728	0,495
0,09	0,964	0,087	0,39	0,844	0,329	0,69	0,724	0,5
0,1	0,96	0,096	0,40	0,84	0,336	0,70	0,72	0,504
0,11	0,956	0,105	0,41	0,836	0,343	0,71	0,716	0,508
0,12	0,952	0,114	0,42	0,832	0,349	0,72	0,712	0,513
0,13	0,948	0,123	0,43	0,828	0,356	0,73	0,708	0,517
0,14	0,944	0,132	0,44	0,824	0,363	0,74	0,704	0,521
0,15	0,94	0,141	0,45	0,82	0,369	0,75	0,7	0,525
0,16	0,936	0,150	0,46	0,815	0,375	0,76	0,696	0,529
0,17	0,932	0,158	0,47	0,812	0,382	0,77	0,692	0,533
0,18	0,928	0,167	0,48	0,808	0,388	0,78	0,688	0,537
0,19	0,924	0,175	0,49	0,804	0,394	0,79	0,684	0,541
0,2	0,92	0,184	0,50	0,8	0,4	0,80	0,68	0,544
0,21	0,916	0,192	0,51	0,796	0,406	0,81	0,672	0,551
0,22	0,912	0,2	0,52	0,792	0,411	0,82	0,664	0,558
0,23	0,908	0,209	0,53	0,788	0,418	0,83	0,656	0,564
0,24	0,904	0,217	0,54	0,784	0,423	0,84	0,648	0,57
0,25	0,9	0,225	0,55	0,78	0,429	0,85	0,64	0,576
0,26	0,896	0,233	0,56	0,776	0,435	0,86	0,632	0,58
0,27	0,892	0,241	0,57	0,772	0,44	0,87	0,624	0,587
0,28	0,888	0,249	0,58	0,768	0,445	0,88	0,616	0,591
0,29	0,884	0,256	0,59	0,764	0,451	0,89	0,608	0,596
0,30	0,88	0,264	0,60	0,76	0,456	0,90	0,6	0,6

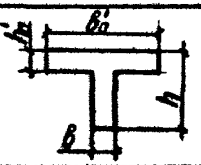
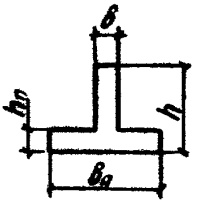
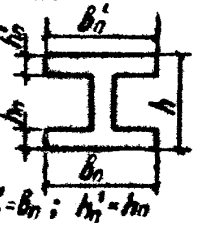
Таблица 3.2. Значения ξ_0 и ξ_R для элементов конструкций с обычной (без предварительного напряжения) арматурой

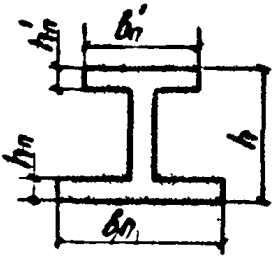
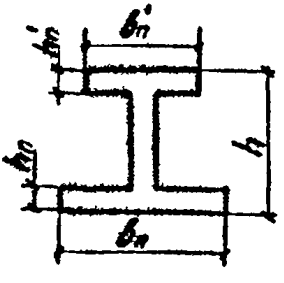
Проектная марка бетона М	Значения ξ_0	Значения R_{ac} и ξ_R для бетона и арматурной стали класса											
		A-I		A-II		A-III		A-IV		A_t-IV		A-V, A_t-V	
		R_{ac}, МПа	ξ_R	R_{ac}, МПа	ξ_R	R_{ac}, МПа	ξ_R	R_{ac}, МПа	ξ_R	R_{ac}, МПа	ξ_R	R_{ac}, МПа	ξ_R
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
		Для мелкозернистых плакощелочных бетонов											
100	0,82	210	0,654	270	0,654	340	0,654	500	0,654	490	0,652	490	0,616
150	0,804	210	0,634	270	0,634	340	0,634	500	0,634	500	0,634	500	0,6
200	0,789	210	0,615	270	0,615	340	0,615	500	0,615	500	0,615	510	0,583
250	0,774	210	0,597	270	0,597	340	0,597	500	0,597	500	0,597	530	0,57
300	0,758	210	0,578	270	0,578	340	0,578	500	0,578	500	0,578	540	0,554
350	0,744	210	0,562	270	0,562	340	0,562	500	0,562	500	0,562	560	0,543
400	0,73	210	0,546	270	0,546	340	0,546	500	0,546	500	0,546	570	0,53
450	0,714	210	0,529	270	0,529	340	0,529	500	0,529	500	0,529	580	0,515
500	0,7	210	0,51	270	0,51	340	0,51	500	0,51	500	0,51	590	0,5
600	0,666	210	0,478	270	0,478	340	0,478	500	0,47		0,478	610	0,47

Продолжение табл. 3.2

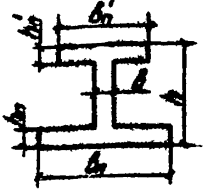
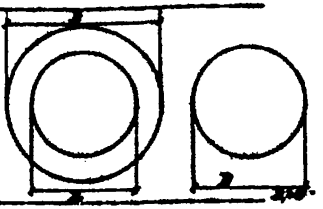
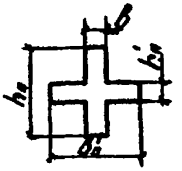
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
700	0,638	210	0,45	270	0,45	340	0,45	500	0,45	500	0,45	630	0,447
800	0,61	210	0,422	270	0,422	340	0,422	500	0,422	500	0,422	640	0,422
			Для крупнозернистых шлакощелочных бетонов										
100	0,87	210	0,72	270	0,72	340	0,72	410	0,693	390	0,686	390	0,648
150	0,854	210	0,7	270	0,7	340	0,7	420	0,674	400	0,667	400	0,63
200	0,84	210	0,678	270	0,678	340	0,678	430	0,658	410	0,65	410	0,612
250	0,824	210	0,658	270	0,658	340	0,658	440	0,64	415	0,634	415	0,595
300	0,808	210	0,64	270	0,64	340	0,64	460	0,627	435	0,62	435	0,582
350	0,794	210	0,62	270	0,62	340	0,62	470	0,613	445	0,606	445	0,568
400	0,78	210	0,604	270	0,604	340	0,604	480	0,6	455	0,59	455	0,554
450	0,764	210	0,585	270	0,585	340	0,585	490	0,582	465	0 575	465	0,538
500	0,748	210	0,567	270	0,567	340	0,567	500	0,567	475	0,56	475	0,523
600	0,716	210	0,53	270	0,53	340	0,53	500	0,53	490	0,53	490	0,493
700	0,688	210	0,5	270	0,5	340	0,5	500	0,5	500	0,5	510	0,47
800	0,66	210	0,47	270	0,47	340	0,47	500	0,47	500	0,47	530	0,446

Таблица 3.3. Значение коэффициента γ для различных форм поперечного сечения

№ п/п	Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1	2	3	4
1.	Прямоугольное	1,75	
2.	Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,75	
3.	Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне:		в) 
	а) при $b_n/b \leq 2$ независимо от отношения h_n/h	1,75	
	б) при $b_n/b > 2$ и $h_n/h \geq 0,2$	1,75	
	в) при $b_n/b > 2$ и $h_n/h < 0,2$	1,5	
4.	Двутавровое сечение симметричное (коробчатое):		
	а) при $b_n'/b = b_n/b \leq 2$ независимо от отношений $h_n'/h = h_n/h$	1,75	$b_n' = b_n$; $h_n' = h_n$

1	2	3	4
	б) при $2 < b_n'/b = b_n/b \leq 6$ независимо от отношения $h_n'/h = h_n/h$	1,5	
	в) при $b_n'/b = b_n/b > 6$ и $h_n'/h = h_n/h \geq 0,2$	1,5	
	г) при $6 < b_n'/b = b_n/b > 15$ и $h_n'/h = h_n/h < 0,2$	1,25	
	д) при $b_n'/b = b_n/b > 15$ и $h_n'/h_1 = h_n/h < 0,1$	1,1	
5.	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_n'/b \leq 3$	1,75	
	а) при $b_n/b \leq 2$ независимо от отношения h_n/h		
	б) при $2 < b_n/b \leq 6$ независимо от отношения h_n/h	1,5	
	в) при $b_n/b > 6$ и $h_n/h > 0,1$	1,5	
6.	Двутавровое несимметичное, удовлетворяющее условию $3 < b_n'/b < 8$:		
а)	при $b_n/b \leq 4$ независимо от отношения h_n/h	1,5	
	б) при $b_n/b > 4$ и $h_n/h \geq 0,2$	1,5	
	в) при $b_n/b > 4$ и $h_n/h < 0,2$	1,25	

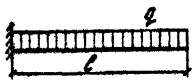
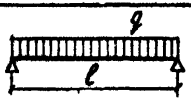
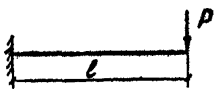
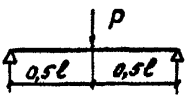
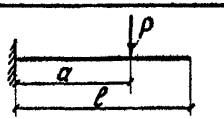
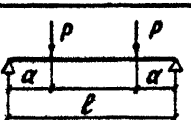
Продолжение табл.3.3

1	2	3	4
7.	Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_n'/b \geq 8$:		
	а) при $h_n/h > 0,3$	1,5	
	б) при $h_n/h \leq 0,3$	1,25	
8.	Кольцевое и круглое	$2\,0,4\frac{R_t}{R}$	
9.	Крестовое:		
	а) при $b_n/b \geq 2$ и $0,9 \geq h_n'/h > 0,2$	2	
	б) в остальных случаях	1,75	

Примечания. 1. В табл. 7 обозначения b_n и h_n соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин является растянутой, а b_n' и h_n' - размерам полки, которая для этого случая является сжатой;

2. W_0 - момент сопротивления для растянутой грани приведенного сечения, определяемый по правилам сопротивления упругих материалов $W_r = \gamma W_0$.

Таблица 3.4. Значение коэффициента S при различных схемах опирания и загружения балки

Схема загружения консольной балки	Коэффициент	Схема загружения свободно опертой балки	Коэффициент
а) 	$\frac{1}{4}$	г) 	$\frac{5}{48}$
б) 	$\frac{1}{3}$	д) 	$\frac{1}{12}$
в) 	$\frac{a}{6\ell}\left(3-\frac{a}{\ell}\right)$ $f=\frac{1}{\rho}s\ell^2$	е) 	$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6\ell^2}$

Примечание. При загружении элемента одновременно по нескольким схемам, представленным в табл.3.4, коэффициент S равен:

$S=\frac{S_1M_1+S_2M_2+\cdots}{M_1+M_2+\cdots}$, где S_1 и M_1, S_2 и M_2 и т.д. - соответственно коэффициент S и наибольший изгибающий момент для каждой схемы загружения. В этом случае в формуле прогиба f величина $\frac{1}{\rho}$ определяется при значении M, равном сумме наибольших изгибающих моментов, определенных для каждой схемы загружения.

ПЛОТНОСТЬ ВОДНЫХ РАСТВОРОВ ЩЕЛОЧЕСОДЕРЖАЩИХ СОЛЕЙ

Таблица 4.I

Плотность водных растворов силиката натрия

Плотность раствора, г/см³	Содержание		Модуль жидкого стекла
	на I кг раствора	на I кг раствора	
I	2	3	4
I,006I	I6,9	I70,0	
I,0584	50,3	53,23	
I,I069	I06,9	II8,2	
I,I673	I59,3	I85,9	
I,2970	268,4	348,I	I,69
I,3705	3I8,6	436,4	
I,4037	344,0	483,I	
I,44I4	368,7	532,3	
I,0829	89,7	97,2	
I,I328	I35,0	I46,3	
I,I789	I8I,8	2I4,4	
I,2664	252,9	320,I	
I,3028	28I,4	366,9	
I,3426	3I5,9	4I2,0	
I,3653	333,6	455,I	2,06
I,3849	346,5	479,9	
I,4023	360,3	505,3	
I,4I88	372,9	528,9	
I,4428	386,7	558,0	
I,6219	5I6,0	837,0	
I,682I	552,6	929,5	
I,0I47	I7,3	I7,6	
I,03I3	34,4	35,5	2,40
I,0935	I00,8	II0,3	
I,I600	I66,5	I93,2	
I,2866	279,3	359,4	
I,3266	3II,7	4I3,4	
I,3763	343,7	473,4	
I,3969	364,6	509,3	2,44
I,4230	384,0	546,2	
I,4529	403,7	586,8	
I,I882	I72,3	204,7	2,8

Таблица 4.2

Плотность водных растворов углекислого натрия (соды) при 15°С

Плотность раствора ρ, г/см³	Содержание, г		Плотность ρ, г/см³	Содержание, г	
	на 1л раствора	на 1 кг раствора		на 1л раствора	на 1 кг раствора
1,007	6,8	6,7	1,083	85,8	78,8
1,014	13,5	13,3	1,091	94,0	86,2
1,022	21,4	20,9	1,100	103,7	94,3
1,029	28,4	27,6	1,108	112,9	101,9
1,036	35,5	34,3	1,116	122,2	109,5
1,045	44,8	42,9	1,125	132,9	118,1
1,052	52,0	49,4	1,134	143,0	126,1
1,060	60,5	57,1	1,142	150,3	131,6
1,067	68,0	63,7	1,152	164,1	142,4
1,075	76,5	71,2			

Примечания: 1. Предельная растворимость Na_2CO_3 в воде при температуре 15°С - 142 , при 20°С - 177, при 25°С - 226 и 30°С - 278 г/кг.

2. Зависимость плотности раствора соды (г/см³) от концентрации d (г/кг) раствора выражается уравнением:

$$\rho = 1{,}10 + \frac{d - 94}{940} .$$

Таблица 4.3

Плотность водных растворов поташа при 15°С

Плотность раствора ρ, г/см³	Содержание K_2CO_3, г		Плотность раствора ρ, г/см³	Содержание K_2CO_3, г	
	на 1 л раствора	на 1 кг раствора		на 1 л раствора	на 1 кг раствора
1,007	8,6	8,5	1,230	290	236
1,014	16	15,7	1,241	305	246
1,021	25	24	1,252	322	257
1,029	34	33	1,268	336	266
1,036	43	41	1,247	352	276
1,043	50	48	1,285	368	286
1,051	60	57	1,297	385	297
1,059	69	65	1,308	402	307
1,067	78	73	1,320	418	317
1,075	82	80	1,332	437	328
1,083	97	90	1,345	456	339
1,091	108	99	1,358	477	351
1,099	118	107	1,370	495	361
1,107	128	116	1,384	515	373
1,116	140	125	1,397	536	384
1,125	151	134	1,411	557	395
1,134	162	143	1,414	560	480
1,143	174	152	1,425	580	407
1,152	185	161	1,439	602	418
1,161	199	171	1,453	623	429
1,170	209	179	1,468	649	442
1,180	222	188	1,483	673	454
1,190	236	198	1,498	697	465
1,200	250	208	1,514	724	478
1,210	263	217	1,530	750	490
1,220	277	227	1,547	778	503

Таблица 6.4

Плотность водных растворов содощелочного плава при 20°С

Плотность раствора, ρ, г/м³	Содержание безводного содощелочного плава, г		Плотность раствора ρ, г/м³	Содержание безводного содощелочного плава, г	
	на 1 л раствора	на 1 кг раствора		на 1 л раствора	на 1 кг раствора
1061	63	60	1192	214	180
1080	86	80	1212	242	200
1099	110	100	1240	273	220
1128	135	120	1262	303	240
1146	160	140	1273	318	250
1155	174	150	1284	334	260
1165	186	160	-	-	-

Таблица 4.5

Плотность водных растворов содопоташной смеси при 20°С

Плотность раствора ρ, г/м³	Содержание безводной содопоташной смеси, г		Плотность раствора ρ, г/м³	Содержание безводной содопоташной смеси, г	
	на 1 л раствора	на 1 кг раствора		на 1 л раствора	на 1 кг раствора
1055	63	60	1165	233	200
1059	85	80	1181	264	220
1077	107	100	1202	288	240
1094	131	120	1210	300	250
1111	155	140	1218	317	260
1117	168	150	1238	346	280
1128	180	160	-	-	-
1145	206	180	-	-	-

Приложение 5

ПЕРЕЧЕНЬ НОРМАТИВНЫХ ДОКУМЕНТОВ, ЛИТЕРАТУРА.

СНиП

1. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.
2. СНиП [illegible].01.01-82. Строительная климатология и геофизика.
3. СНиП II-15-74. Основания зданий и сооружений.
4. СНиП I-В. 2-69. Вяжущие материалы и неорганические добавки для бетонов и растворов.
5. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.
6. СНиП III-4-80. Правила производства и приемки работ. Техника безопасности в строительстве.
7. СН 393-78. Инструкция по сварке соединений арматуры и закладных деталей железобетонных конструкций.
8. Единые правила техники безопасности и производственной санитарии для предприятий промышленности строительных материалов. Часть I. М.: Стройиздат, 1969.
9. Правила техники безопасности и производственной санитарии на заводах и заводских полочных железобетонных изделий. Часть II, раздел XII. М., Стройиздат, 1971.

РУКОВОДСТВА

10. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). ЦНИИПромзданий, НИИЖБ Госстроя СССР. М., Стройиздат, 1977.
11. Руководство по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. ЦНИИПромзданий, НИИЖБ Госстроя СССР. М., Стройиздат, 1977.
12. Рекомендации по расчету конструкций из шлакощелочных бетонов. НИИЖБ Госстроя СССР. М., 1983.

13. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). Лен.Промстройпроект, ЦНИИПромзданий, НИИЖБ Госстроя СССР. М.,Стройиздат, 1978.

14. Руководство по формованию железобетонных изделий. НИИЖБ Госстроя СССР.М., Стройиздат, 1977.

15. Руководство по тепловой обработке бетонных и железобетонных изделий. НИИЖБ Госстроя СССР, ВНИИЖелезобетон МПСМ СССР. М., Стройиздат, 1974.

16. Руководство по технологии изготовления предварительно-напряженных железобетонных конструкций. НИИЖБ Госстроя СССР. М., Стройиздат, 1975.

17. Руководство по производству бетонных работ. ЦНИИОМТП, НИИЖБ Госстроя СССР. М., Стройиздат, 1975.

18. Руководство по подбору составов тяжелого бетона. НИИЖБ Госстроя СССР. М., 1979 .

ГОСУДАРСТВЕННЫЕ СТАНДАРТЫ

Цементы

19. ГОСТ 310-60. Цементы. Методы физических и механических испытаний.

20. ГОСТ 310-1-76. Цементы. Методы испытаний. Общие положения.

21. ГОСТ 310.2-76. Цементы. Методы определения тонкости помола.

22. ГОСТ 310.3-76. Цементы. Методы определения нормальной густоты сроков схватывания и равномерности изменения объема.

23. ГОСТ 310.4-76. Цементы. Методы определения предела прочности при изгибе и сжатии.

24. ГОСТ 10178-76. Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.

25. ГОСТ 11052-74. Цемент гипсоглиноземистый расширяющийся.

26. ГОСТ 22266-76. Цементы сульфатостойкие. Технические условия.

27. ГОСТ 22236-76. Цементы. Правила приемки.

28. ГОСТ 22237-76. Цементы. Упаковка, маркировка, транспортирование и хранение.

Заполнители

29. ГОСТ 8736-77. Песок для строительных работ. Технические условия.

30. ГОСТ 8268-82 . Гравий для строительных работ. Технические условия.

31. ГОСТ 5578-76. Щебень из доменного шлака для бетона. Технические условия.

32. ГОСТ 8267-82. Щебень из природного камня для строительных работ.

33. ГОСТ 10260-82. Щебень из гравия для строительных работ. Технические условия.

34. ГОСТ 23254-78. Щебень для строительных работ из попутно добываемых пород и отходов горнообогатительных предприятий. Технические условия.

35. ГОСТ 23845-79. Сырье для производства щебня из естественного камня для строительных работ. Технические условия.

36. ГОСТ 23725-79. Смеси песчано-гравийные для строительных работ. Технические условия.

37. ГОСТ 23732-79. Вода для бетонов и растворов. Технические условия.

Бетоны

38. ГОСТ 7473-76. Смеси бетонные. Технические условия.

39. ГОСТ 10268-80. Бетон тяжелый.Технические требования к заполнителям.

40. ГОСТ 18105.0-80. Бетоны. Правила контроля прочности. Основные положения.

41. ГОСТ 10060-76. Бетоны. Методы определения морозостойкости.
42. ГОСТ 10180-78. Бетоны.Методы определения прочности на сжатие и растяжение .
43. ГОСТ 10181.0-81.Смеси бетонные. Общие требования к методам испытаний.
44. ГОСТ 10181.1-81. Смеси бетонные. Методы определения удобоукладываемости.
45. ГОСТ 10181.2-81. Смеси бетонные. Методы определения плотности.
46. ГОСТ 10181.3-81. Смеси бетонные. Методы определения пористости.
47. ГОСТ 10181.4-81. Смеси бетонные. Методы определения расслаиваемости.
48. ГОСТ 12730.0-78. Бетоны. Общие требования к методам определения плотности, влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости.
49. ГОСТ 12730.1-78. Бетоны. Методы определения плотности.
50. ГОСТ 12730.2-78. Бетоны. Методы определения влажности.
51. ГОСТ 12730.3-78. Бетоны. Методы определения водопоглощения.
52. ГОСТ 12730.4-78.Бетоны.Методы определения показателей пористости.
53. ГОСТ 12730.5-78. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости.
54. ГОСТ 13087-67.Бетон тяжелый. Метод испытания на истираемость.
55. ГОСТ 17623-78. Бетоны. Радиоизотопный метод определения плотности.
56. ГОСТ 17624-78. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.
57. ГОСТ 18105.0-80. Бетоны. Правила контроля прочности. Основные положения.
58. ГОСТ 18105.1-80.Бетоны. Правила контроля прочности на сжатие для сборных конструкций.

59. ГОСТ 18105.2-80. Бетоны. Правила контроля прочности на сжатие для монолитных конструкций.

60. ГОСТ 19426-74. Бетоны. Метод определения коэффициента фильтрации воды.

61. ГОСТ 21217-75. Бетоны. Контроль и оценка прочности и однородности с применением неразрушающих методов.

62. ГОСТ 21243-75.Бетоны. Определение прочности методом отрыва со скалыванием.

63. ГОСТ 22690.0-77. Бетон тяжелый. Общие требования к методам определения прочности без разрушения приборами механического действия.

64. ГОСТ 22690.1-77.Бетон тяжелый. Методы определения прочности по отскоку и пластической деформации.

65. ГОСТ 22690.2-77. Бетон тяжелый. Метод определения прочности эталонным молотком Кашкарова.

66. ГОСТ 22690.3-77. Бетон тяжелый. Метод определения прочности отрывом.

67. ГОСТ 22690.4-77.Бетон тяжелый. Метод определения прочности скалыванием ребра конструкции.

68. ГОСТ 22783-77. Бетон. Метод ускоренного определения прочности на сжатие.

69. ГОСТ 24316-80. Бетоны. Метод определения тепловыделения при твердении.

70. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.

71. ГОСТ 24544-81. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести.

72. ГОСТ 24545-81.Бетоны. Методы испытаний на выносливость.

73. ГОСТ 25192-82. Бетоны. Классификация и общие технические требования.

74. ГОСТ 4795-68. Бетон гидротехнический. Технические требования.
75. ГОСТ 4797-69*. Бетон гидротехнический. Технические требования к материалам для его приготовления.
76. ГОСТ 8424-72*. Бетон дорожный.

77. ГОСТ 4.217-81. Система показателей качества продукции. Строительство. Формы для изготовления железобетонных изделий. Номенклатура показателей.
78. ГОСТ 4.250-79. Система показателей качества продукции. Бетонные и железобетонные изделия и конструкции. Номенклатура показателей.
79. ГОСТ 21.503-80. Система проектной документации для строительства. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи.
80. ГОСТ 13015.0-83. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Общие технические требования.
81. ГОСТ 13015.1-81. Изделия железобетонные и бетонные. Общие технические требования.
82. ГОСТ 13015.2-81. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Правила маркировки.
83. ГОСТ 13015.3-81. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Документ о качестве.
84. ГОСТ 23009-78. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Условные обозначения (марки).
85. ГОСТ 15.001-73. Разработка и постановка продукции на производство.
86. ГОСТ 25627-83. Изделия железобетонные для силосных сооружений элеваторов и зерноперерабатывающих предприятий.
87. СТ СЭВ 2046-79. Бетоны. Контроль и оценка прочности. Основные положения.
88. СТ СЭВ 1406-78. Конструкции бетонные и железобетонные. Основные положения проектирования.

89. ГОСТ 3476–74. Шлаки доменные и электротермофосфорные гранулированные.

90. ГОСТ 2263–79. Натр едкий технический. Технические условия.

91. ГОСТ 9285–78. Калия гидрат окиси технический. Технические условия.

92. ГОСТ 5100–73. Сода кальцинированная техническая. Технические условия.

93. ГОСТ 10689–75. Сода кальцинированная техническая из нефелинового сырья. Технические условия.

94. ГОСТ 10690–73. Калий углекислый технический (поташ).

95. МРТУ 6–08–194–64. Смесь плавленных щелочей.

96. ТУ 6–03–28–02–76. Красный каустик.

97. СПТ 6–03–23–78–70. Смесь щелочей. Карбонаты едких щелочей.

98. ТУ 6.03.294–71. Плав соды кальцинированный.

99. ГОСТ 13079–81. Силикат натрия растворимый.

100. ГОСТ 13078–67. Стекло натриевое жидкое.

101. ВСН-3–71. Временные технические указания по производству и применению мелкозернистых шлакосиликатных бетонов, изделий и конструкций для сельского строительства. Минсельстрой СССР. М. 1971.

102. ВСН-264–74. Технические указания по приготовлению и применению бетонов и строительных растворов на основе шлаковых вяжущих. Госстрой УССР. Киев. 1974 .

103. ВТУ 183–74. Временные технические указания по производству шлакощелочного вяжущего, бетонов и изделий на его основе. Киев. 1974.

104. ТУ 67 УССР 181–74. Вещество вяжущее шлакощелочное. Киев. 1974.

105. ТУ 67 УССР 182–74. Изделия бетонные и железобетонные на шлакощелочном вяжущем. Технические условия.

106. ТУ 21 УССР 95-77. Цемент шлакощелочной. НИИЦемент, КИСИ. Киев, 1977.

107. ТУ 21 УССР 97-77. Блоки стеновые на шлакощелочном цементе. Киев, 1977.

108. ТУ 21 УССР 83-77. Кирпич безавтоклавный на шлакощелочном цементе.

109. ТУ 65-224-78. Шлак молотый кислый для производства шлакощелочного вяжущего. Оргтехстрой. Главзападуралстрой.

110. ТУ 65-19-01-78. Бетоны на шлакощелочном вяжущем для дорожного строительства. СибАДИ.

111. ТУ 65-276-78. Шлаки молотые для производства шлакощелочного вяжущего. КТБ "Стройиндустрия", КИСИ. М., 1978.

112. ТУ 65-277-78. Вяжущее шлакощелочное. КТБ Стройиндустрия, КИСИ. М., 1978.

113. ТУ 65-278-78. Бетоны на шлакощелочном вяжущем. КТБ Стройиндустрия, КИСИ, М., 1978.

114. СН 65-83-78. Технические указания по производству шлакощелочного вяжущего, бетонов и изделий на его основе. КТБ. Стройиндустрия, КИСИ. М., 1978.

115. ВСН 2-97-77. Инструкция по технологии изготовления сборного железобетона на шлакощелочном вяжущем. ВНИИСТ Миннефтегазстрой. М., 1978.

116. ТУ 204 УССР 11-79. Плиты тротуарные из шлакощелочного бетона на основе кальцинированной соды. Киев, 1979.

117. ТУ 204 УССР 19-79. Камни бортовые из шлакощелочного бетона на основе кальцинированной соды. Киев, 1979.

118. ТУ 33 УзССР 04-82. Шлакощелочные вяжущие на основе гранулированного электротермофосфорного шлака.

119. ТУ 33 УзССР 03-82. Бетонные и железобетонные плиты для облицовки каналов и лотков оросительных систем на шлакощелочном вяжущем.

I20. Рекомендации по применению бетонов на шлакощелочном вяжущем в сульфатных и хлоридных средах. Р-26-79. НИИЖБ Госстроя СССР. М., 1978.

Литература

I2I. Константинов В.В., Пуханов Г.Т. Шлакосиликат-высокопрочный быстротвердеющий материал. Вестник Казахского филиала АС и А СССР № I-2, Алма-Ата, 1958.

I22. Константинов В.В., Пуханов Г.Т. Высокопрочные быстротвердеющие вяжущие материалы на основе гранулированных доменных шлаков и растворимого стекла. Строительные материалы № 8. 1960.

I23. Константинов В.В. Высокопрочные бетоны на местных вяжущих из доменных шлаков Запорожья. Жидкое стекло, материалы совещания, Киев, 1963.

I24. Константинов В.В. Высокопрочный, быстротвердеющий шлакосиликатный цемент, бетоны и конструкции на основе гранулированных доменных шлаков Запорожья. Сборник материалов Всесоюзной конференции по применению сборного железобетона. Киев, 1965.

I25. Константинов В.В. Технология производства конструкций из быстротвердеющих бетонов на шлакосиликатном цементе. Сборник трудов УI Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. М., 1966.

I26. Константинов В.В., Нейман А.Г., Евстифеева Л.С. Получение легкого бетона на основе шлакосиликатного цемента. Всесоюзная конференция по легким бетонам. Сборник № 2, Стройиздат, М., 1970.

I27. Константинов В.В., Евстифеева Л.С. Быстротвердеющий мелкозернистый шлакосиликатный бетон. Всесоюзное совещание: Применение эффективных строительных материалов, изделий и конструкций в сельском строительстве. М., 1971.

I28. Константинов В.В., Евстифеева Л.С., Малинин Ю.С. О гидравлических свойствах шлакосиликатного вяжущего на основе шлаков Ново-Тульского металлургического завода. Строительные материалы № I0, 1973.

I29. Константинов В.В., Васильева Т.А., Павлов А.П. Взаимодействие шлакосиликатного вяжущего с пылеватыми и глинистыми добавками. Строительные материалы № 9, 1975г.

130. Константинов В.В., Евстифеева Л.С., Мерзляков В.Н. Прочностные и деформативные свойства керамзитобетона на шлакосиликатном цементе. Конструкции и технология строительства сооружений силосного типа. Сборник трудов № 3, ОНТИ, ЦНИИЭПсельстрой, М., 1977.
131. Глуховский В.Д., Курепа Р.Н., Ракша В.А. и др. Использование отходов в производстве шлакощелочных бетонов. Материалы конференции. Вып.5, Киев, 1972.
132. Глуховский В.Д., Слюсаренко С.А., Румына Г.В. Шлакощелочные на основе суглинистых грунтов. Сборник. Основания и фундаменты. Вып. 5, Киев, 1972.
133. Глуховский В.Д., Курепа Р.Н., Ростовская Г.С., Ракша В.А. Коррозионная стойкость шлакощелочных бетонов. Тезисы докладов. Будивельник, Киев, 1973.
134. Глуховский В.Д., Ростовская Г.С., Ракша В.А., Курепа Р.Н. Шлакощелочные вяжущие и бетоны. Сборник научных трудов, вып.119. Магнитогорск, 1973.
135. Фомичев Н.А., Сильченко Л.А., Ракитин Е.А. Новые направления в использовании местных материалов и отходов промышленности в строительстве. Учебное пособие. М., МИСИ, 1976.
136. Сильченко Л.А., Фомичев Н.А. Песчаные бетоны на шлакощелочном вяжущем. Учебное пособие. М., МИСИ, 1977.
137. Пашков И.А. Шлакощелочные вяжущие и бетоны на их основе. Учебное пособие. Киев, КИСИ, 1977.
138. Щелочные и щелочно-земельные гидравлические вяжущие и бетоны. (Под. ред. докт.техн.наук, проф. В.Д.Глуховского). Сборник. Киев, Высшая школа, 1979.
139. Глуховский В.Д., Пахомов В.А. Шлакощелочные цементы и бетоны. Киев, 1978.
140. Шлакощелочные вяжущие и мелкозернистые бетоны на их основе (под ред. докт.техн.наук, проф.В.Д.Глуховского). Коллектив авторов: А.Г.Алиев, А.А.Водянский, В.Д.Глуховский..., В.А.Пахомов и др. Ташкент, Узбекистан, 1980.
141. Шлакощелочные бетоны на мелкозернистых заполнителях (под. ред. докт.техн.наук, проф. В.Д.Глуховского.). Киев, Вища школа, 1981.
142. Вахненко П.Ф., Вахненко В.П. Железобетонные конструкции сельскохозяйственных зданий. Расчет и проектирование. Киев, Будивельник, 1982.

I43. Железобетонные конструкции (примеры расчета). (Под ред. Л.П.Полянова, Е.Ф. Лысенко, И.А. Русинова), Киев, Вища школа, I975.
I44. Шлакощелочные цементы, бетоны и конструкции. Тезисы докладов научной Всесоюзной конференции. Киев, I979.
I45. Пахомов В.А. Конструкции из шлакощелочных бетонов. Киев, Вища школа, I984.
I46. Шлакощелочные цементы, бетоны и конструкции. Тезисы докладов II Всесоюзной научно-практической конференции. Киев,I984.

Приложение 6

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

6.I. Общие сведения.

Конструкции для расчета приняты из действующих типовых проектов: проекта 8I6-I96 центральной ремонтной мастерской для хозяйств с парком 75 тракторов, разработанного институтом Гипросельхозпром и утвержденного Минсельхозом СССР в 1977 г., и проекта 80I-396 телятника на 720 голов, разработанного проектным институтом Ставропольгипросельхозстрой в 1977 г. [I42].

Для ремонтной мастерской предусмотрено применение колонн по серии КЭ-0I-49, вып.2, фундаментов под них серии I.4I2-I, вып.I-2, предварительно-напряженных железобетонных панелей покрытия размером 3х6 м (серия I.465-7, вып.I,2.I) и двускатных решетчатых балок покрытия (серия I.462-3, вып.I). В качестве варианта вместо балок можно использовать безраскосные фермы по серии I.863-I, вып.I, двускатных балок по серии ПК-06-06, вып.8, и сегментных ферм по серии ПК-0I-I29/68, вып.I. Подвесной электрический кран грузоподъемностью 3,2 т со средним режимом.

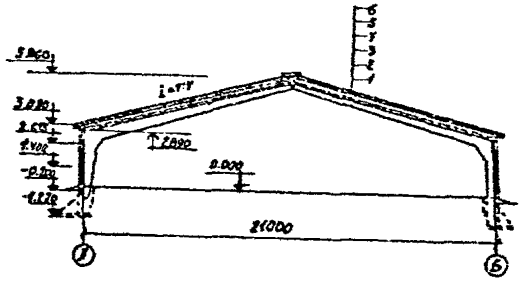
Схематические фрагменты разреза и плана мастерской показаны на рис. 6.I.

Для телятника предусмотрены трехшарнирные рамы РШ 2I0-2 по серии I.800-2/74, вып.3 и сборные панели покрытия по серии I.800 - 2/74, вып.5 (рис. 6.2).

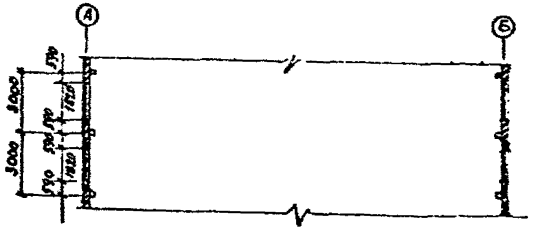
Районы строительства с весом снегового покрова 0,7 кН/м^2 со скоростным напором ветра 0,35 кН/м^2.

Рассчитаем все основные конструкции (панель, балки, фермы, колонна, фундамент). Эти конструкции находят широкое применение в различных сельскохозяйственных зданиях.

Возраст бетона в момент загружения конструкций τ=28 сут. при



а



б

Рис. 6.I. Телятник:

а – поперечный разрез;

б – фрагмент плана

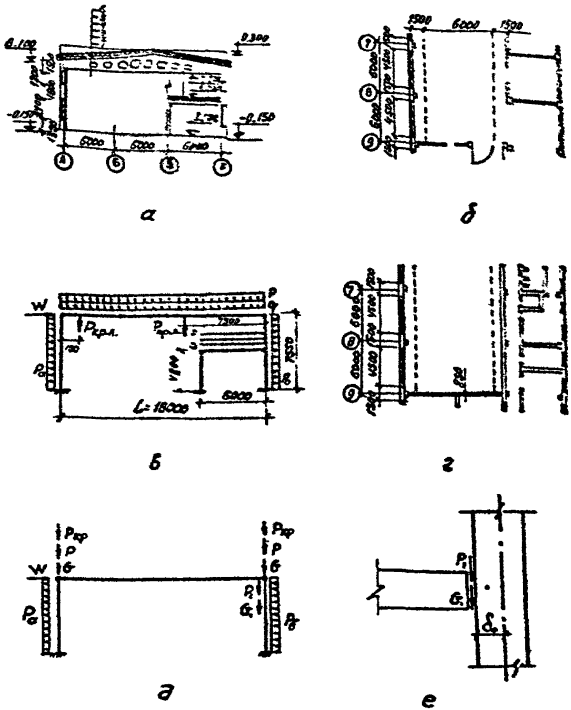


Рис. 6.2. Мастерская по ремонту тракторов:

а) поперечный разрез;

б) фрагмент плана соответственно на отметке 0,000 и 4,200 ;

в) статическая и д) расчетная схема поперечной рамы;

е) схема опирания ригеля перекрытия

относительной влажности среды θ=70% и средней температуре t=15°С.

6.2. Ребристая панель покрытия

Исходные данные

Панель ребристая, предварительно-напряженная (рис.6.3). Изготовлена из пропаренного ВШБ марки 250: $R_{пр}$= 9,55 МПа; $R_р$=0,85 МПа; $R_{прП}$= 13,5 МПа; $R_{рП}$= 1,37 МПа; $E_б$= 0,21·9·10^5 МПа; $\varepsilon_{тб}$= = 280·10^5; τ=28 сут.; θ= 70%; t = 15°С. Вид мелочного компонента - жидкое стекло; m_{gl}= 0,8. Напрягаемая арматура продольных ребер из стали класса А-IУ: $R_а$= 500 МПа; $R_а^н$=$R_{аП}$= 600 МПа; $E_а$=2·10^5 МПа. Сварная сетка плиты и каркас продольных ребер выполняются из стали класса В-I: $R_а$= 315 МПа; $R_а^н$= $R_{аII}$= 550 МПа; $R_{ах}$= 220 МПа; $E_а$= = 2·10 МПа. Каркаси поперечних ребер из стали класса А-III: $R_а$= =340 МПа;класса В-I:$P_{ах}$=220 МПа.Механический способ натяжения на упоры. Температурный перепад Δt= 65°С. Передаточная прочность R_0= 0,8 R= 0,8·25,0·20,0 МПа; $R_{пр}^0$= 1,2·0,8·9,55 = 9,2 МПа; $R_{пр}^0$ = = 0,8·13,5 = 10,8 МПа; $R_р^0$ = 0,8·1,37 = 1,1 МПа.

Расчет плиты панели (полки)

Пролеты плиты в свету (рис.6.3,а) равны: в направлении поперечных ребер l_2= 2,71 м, в направлении продольных пролетов для крайних пролетов l_1= 80 см и для средних l_1= 88 см. Так как $l_2/l_1 = \frac{271}{88} = 3{,}08 > 3$, то плиту рассчитываем как балочную; $h_п'$=3см $h_0' = h_п'/2$ = 1,5 см. Расчетная схема плиты показана на рис.6.3,а [11,12].

Максимальный момент $M = -\frac{q l^2}{11} = -\frac{2{,}80\ 0{,}88^2}{11}$ = 0,197 кН м.

В соответствии с п. 3.2 Рекомендаций

ξ_0= 0,9 - 0,008; $R_{пр}$= 0,9 - 0,008·9,55 = 0,824; $R_{ас}$= $\varepsilon_{тб}E_а$ = = 280·2 = 560 МПа; $\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_{Ac}}{R_{ас}}(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1})} = \frac{0{,}824}{1 + \frac{315}{315}(1 - \frac{0{,}824}{1{,}1})}$ = $R_{ас}$= 315 МПа;

= 0,66; $A_R = \xi_R(1 - 0{,}4\xi_R) = 0{,}66(1 - 0{,}4\cdot 0{,}66) = 0{,}485$;

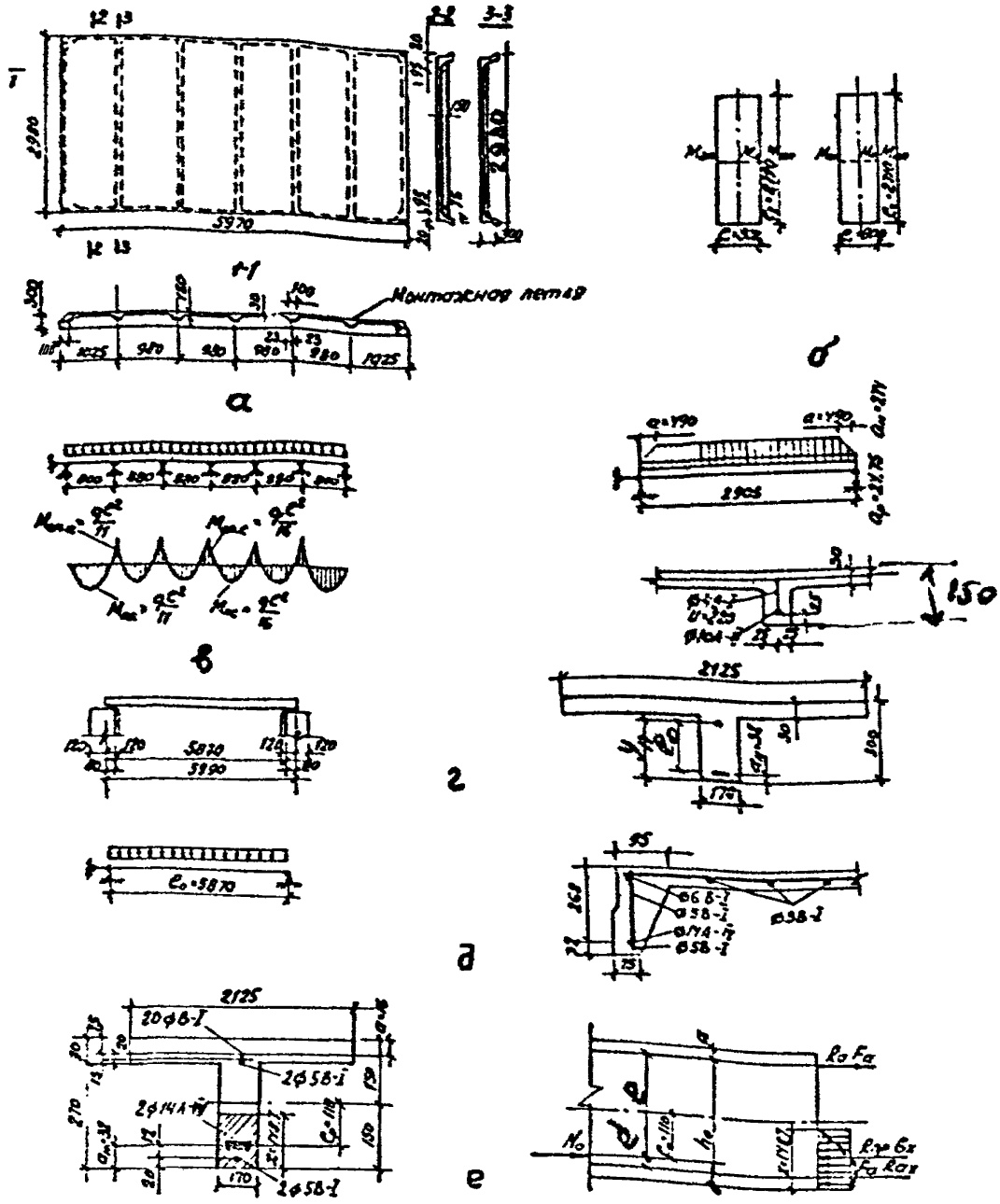


Рис. 6.3. Конструкция ребристой панели покрытия:

а – конструкция панели; б-полка плиты; в-расчетная схема полки плиты, эпюра моментов; г-расчетная схема и сечение поперечного ребра; д-расчетная схема, сечение и армирование панели в продольном направлении; е-расчетные схемы напряжений, учитий для расчета в стадии изготовления, транспортирования и монтажа

$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 \cdot R_{пр}} = \frac{0{,}197 \cdot 10^5}{100 \cdot 1{,}5^2 \cdot 9{,}55(100)} = 0{,}0092 < A_R = 0{,}485$ по табл. 3.1 прил.3 находим $\xi = 0{,}10$; $\eta = 0{,}960$ и сечение арматуры равно $F_a = \frac{M}{\eta h_0 R_a} = \frac{0{,}197 \cdot 10^5}{0{,}960 \cdot 1{,}52 \cdot 340(100)} = 0{,}402$ см^2.

Принимаем сварную сетку 150/150/3/3 шириной 2,9 м. При общей площади сечения продольных стержней 1,42 см^2 на полосу плиты шириной 1м приходится $F_a = 1{,}42 : 2{,}9 = 0{,}49$ см$^2 > 0{,}402$ см^2.

Расчет поперечных ребер

Расчетный пролет равен расстоянию между осями продольных ребер $l_0 = 298 - 2 \cdot \frac{7{,}5}{2} = 290{,}5$ см (рис. 6.3,а). Нагрузка на ребро складывается из его собственного веса $q_р = \frac{0{,}1 + 0{,}05}{2} \cdot 0{,}12 \cdot 25 \cdot 0 \cdot 1{,}1 =$ $= 0{,}25$ кН/м и нагрузки от плиты $q_п = q \cdot 0{,}98 = 2{,}80 \cdot 0{,}98 =$ $= 2{,}74$ кН/м; общая величина нагрузки $q = q_п + q_р = 2{,}74 + 0{,}25 =$ $= 2{,}99$ кН/м .

У опор на участке $C = \frac{0{,}98}{2} = 0{,}49$ м нагрузка снижается от $q = 2{,}99$ кН/м до $q_р = 0{,}25$ кН/м (см. рис.6.3,а).

Изгибающий момент в ребре :

$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} - \frac{q_п \cdot C^2}{6} = \frac{2{,}99 \cdot 2{,}905^2}{8} - \frac{2{,}74 \cdot 0{,}49^2}{6} = 3{,}04$ кНм .

Поперечная сила :

$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} - \frac{q_п \cdot C}{2} = \frac{2{,}99 \cdot 2{,}905}{2} - \frac{2{,}74 \cdot 0{,}49}{2} = 3{,}71$ кН.

При $d \leq 10$ мм $a = 2{,}5$ см, $h_0 = h - d = 15 - 2{,}5 = 12{,}5$;

$\xi_R = 0{,}66$; A_R 0,485; при $\sigma_A = 340$ МПа .

Момент, воспринимаемый полкой при $F_a' = 0$, $F_п' = 0$

$M_п = R_{пр} \cdot b_п' \cdot h_п' (h_0 - 0{,}5 h_п') = 9{,}55 \cdot 98 \cdot 3 (12 - 0{,}5 \cdot 3) = 29{,}48$ кН м.

При $M_п = 29{,}48$ кН м $> M = 3{,}04$ кН м $X < h_п'$. Расчет производим как прямоугольного сечения $b = b_п' = 98$ см.

Тогда $A_0 = \frac{M}{b_п' h_0^2 \cdot R_{пр}} = \frac{3{,}04 \cdot 10^5}{98 \cdot 12{,}5^2 \cdot 9{,}55(100)} = 0{,}020$; по табл. 3.1

прил. 3 находим $\xi = 0{,}02$; $\eta = 0{,}99$; $F_a = \frac{M}{\eta \cdot h_0 R} =$

$= \frac{3{,}045 \cdot 10^5}{0{,}992 \cdot 12{,}5 \cdot 340(100)} = 0{,}723$ см^2 ; принимаем 1Ø 10 А-III с $F_a =$ $= 0{,}785$ см^2; так как $K_1 \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 = 0{,}5 \cdot 0{,}85 \cdot \frac{10+5}{2} \cdot 12{,}5 = 3{,}98 > Q =$ $= 3{,}71$кН, то поперечная арматура в поперечном ребре по расчету не требуется ; по конструктивным соображениям принимаем $Ø_x 4$ B_p-I с шагом $U_x = 20$ см.

Расчет продольных ребер

1) Нагрузки и усилия

Собственный вес панели с учетом замоноличивания швов 26,5/(3х6)= $= 1{,}47$ кН/м^2, вес конструкции кровли 0,77 кН/м^2; снеговая 0,7 (0,98) кН/м^2 [142]. Расчетный пролет $l_0 = 5{,}87$ м (рис.6.3д). Усилия определяем как для свободно опертой плиты [142].

2) Расчет прочности нормального сечения

$h = 30$ см; $b = 2 \cdot \frac{7{,}5+9{,}5}{2} = 17{,}0$ см ; $b'_п = 212{,}5$ см; $h'_п = 3$ см ; $a = 3{,}2$см; $h_0 = 30 - 3{,}2 = 26{,}8$ см; принимаем предварительно $\sigma_0 = 400$ МПа; $\xi_{7\,0} = 0{,}9 - 0{,}008\, R_{пр} = 0{,}9 - 0{,}008 \cdot 9{,}55 = 0{,}824$; $\sigma_A = R_a + 400 - \sigma_0 = 500 + 400 - 400 = 500$ МПа; $R_{ас} = \varepsilon_{пб} E =$ $= 280 \cdot 10^{-5} 2 \cdot 10^5 = 560$ МПа; $\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{R_{ac}}(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1})} =$ $P_{ac} = P = 500$ МПа ;

$= \frac{0{,}824}{1 + \frac{500}{500}(1 - \frac{0{,}824}{1{,}1})} = 0{,}659$; $A_R = \xi_R(1 - 0{,}4\xi_R) = 0{,}659$ $(1 - 0{,}4 \cdot 0{,}659) = 0{,}485$; $b'_п = 2\frac{587}{6} + 17 = 212{,}5$ см ; так как $M_п = R_{пр} \cdot b'_п \cdot h_п (h_0 - 0{,}5 h'_п) = 9{,}55 \cdot 212{,}5 \cdot 3 \cdot (26{,}8 -$ $- 0{,}5 \cdot 3)\, 10^{-3} = 153{,}2$ кНм $> M = 40{,}64$ кНм, то $X < h'_п$ и $b = b'_п =$ $= 212{,}5$ см ; $A_0 = \frac{M}{b'_п h_0^2 \cdot R_{пр}} = \frac{46{,}39 \cdot 10^5}{212{,}5 \cdot 26{,}8^2 \cdot 9{,}55(100)} = 0{,}032 < A_R =$ $= 0{,}485$; $\xi_7 = 0{,}031$; $\nu = 0{,}988$ по табл.3.1 прил.3 ; $m_{at} =$ $= \bar{m}_{at} - (\bar{m}_{at} - 1)\frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}2 - (1{,}2 - 1)\frac{0{,}031}{0{,}659} = 1{,}19$; $F_н = \frac{M}{\nu h_0 \cdot R_a} =$ $= \frac{46{,}39 \cdot 10^5}{0{,}988 \cdot 26{,}8 \cdot 500(100)} = 3{,}50$ см^2.

Ненапрягаемую арматуру в каждом ребре принимаем I Ø 5 B-I (2 Ø 5 B-I с $F_a = 0{,}393$ см^2) и окончательно

$$F_н = \frac{F_н R_{ан} - F_a R_a}{R_{ан} m_{ад}} = \frac{3{,}5 \cdot 500 - 0{,}393 \cdot 315}{500 \cdot 1{,}19} = 2{,}73 \text{ см}^2,$$

принимаем по I Ø I4 A-IV ($F_н = 3{,}08$ см^2).

3) Расчет прочности наклонного сечения

При $K_1 R_р b h_0 = 0{,}5 \cdot 0{,}85 \cdot I7 \cdot 26{,}8 = I9{,}36$ кН $< Q = 3I{,}6I$ кН требуется расчет поперечной арматуры :

$$q_{х\ тр} = \frac{Q^2}{4 \cdot K_2 R_р b h_0^2} = \frac{(3I{,}6I \cdot I0^3)^2}{4 \cdot I{,}75 \cdot 0{,}85 \cdot I7 \cdot 26{,}8^2 (I00)} = I37{,}5 \text{ Н/см};$$

$$\frac{R_р}{2} = \frac{0{,}85 \cdot I7 (I00)}{2} = 722{,}5 \text{ Н/см}$$; принимаем большее $q_{х\ тр} = 722{,}5$ Н/см^2 ; $q_{х\ макс} = \frac{0{,}75 \cdot K_2 \cdot R_р \cdot b h_0^2}{Q} =$

$$= \frac{0{,}75 \cdot I{,}75 \cdot 0{,}85 \cdot I7 \cdot 26{,}8^2 (I00)}{3I{,}6I \cdot I0^3} = 43{,}I \text{ см}$$; при $h < 450$ $U_х \leq h/2 = 30/2 = I5$ см; $U_х = I50$ мм; принимаем $U_х = I5$ см; $n_х = 2$;

$$f_{х\ тр} = \frac{q_{х\ тр} U_х}{R_{ах} \cdot n_х} = \frac{722{,}5 \cdot I5}{220 \cdot 2 (I00)} = 0{,}246 \text{ см}^2 > f_{ах} = 0{,}I96 \text{ см}^2$$

при Ø 5 ; уменьшаем шаг $U_х = I0$ см ; $f_{ах\ тр} = \frac{q_{х\ тр} U_х}{R_{ах} \cdot n_х} =$

$$= \frac{722{,}5 \cdot I0}{220 \cdot 2 (I00)} = 0{,}I64 \text{ см}^2;$$ I Ø 5 B-I с $f_{ах} = 0{,}I96$ см^2.

Проверяем несущую способность : $q_х = \frac{R_{ах} \cdot f_{ах} \cdot n_х}{U_х} =$

$$= \frac{220 \cdot 0{,}I96 \cdot 2 (I00)}{I0} = 862{,}4 \text{ Н/см}; \quad Q_{хб} = 2\sqrt{K_2 \cdot R_р \cdot b h_0^2 q_х} =$$

$$= 2\sqrt{I{,}75 \cdot 0{,}85 \cdot I7 \cdot 26{,}8^2 \ 862{,}4 (I00)} = 79{,}I5 \cdot I0^3 \text{ Н} = 79{,}I5 \text{ кН} > Q =$$

$= 3I{,}6I$ кН . Несущая способность обеспечена, и все требования СНиП [I] выполнены. Армирование продольного ребра показано на рис. 6.3, д.

4) Определение геометрических характеристик приведенного сечения

$$n_н = n_а = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot I0^5}{0{,}2I9 \cdot I0^5} = 9{,}I3 ; \quad F_{пр} = F_б + \Sigma n_б f_б = 2I2{,}5\ 3 +$$

$+ 27\cdot17 + 9,13(3,08 + 0,393) = 1144,76$ см^2; $S_{вп} = S + \sum n_a \cdot S_a =$ $= 212,5\cdot3\cdot28,5 + 27\cdot17\cdot13,5 + 9,13(1,42\cdot28,5 + 0,393\cdot28 + 3,08\cdot3,2 + 0,393\cdot 2) = 24932$ см^3; расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения $y = \frac{S_{бп}}{F_{пр}} = \frac{24932}{1144,76} = 21,8$см; $e_0 = y_{ап} = y - a_н = 21,8 - 3,2 = 18,6$ см; приведенный момент инерции сечения $J_{бп} = J + n_a J_a = \frac{212,5\cdot3^3}{12} + 212,5\cdot3\cdot7,2^2 + \frac{17\cdot27^3}{12} + 17\cdot27\cdot7,8^2 + 9,13(1,42\cdot7,2^2 + 0,393\cdot6,7^2 + 3,08\cdot18,6^2 + 0,393\cdot19,3^2) = 101234,6$ см^4. Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани $W_{он} = \frac{J_{бп}}{y} = \frac{101234,6}{21,8} = 4643,8$см^3 то же, относительно верхней $W_{ов} = \frac{J_{бп}}{h - y} = \frac{101234,6}{30 - 21,8} = 12345,7$ см^3.

5) Предварительное напряжение и его потери

а) Начальное контролируемое напряжение $\sigma_{нк}$ находим из условия $\sigma_{нк} + \rho = R_{нк}$, т.е. $\sigma_{нк} + 0,05\sigma_{нк} = 1,05\sigma_{нк} = 600$ МПа, откуда $\sigma_{нк} = \frac{600}{1,05} = 570$ МПа.

б) Потери напряжения, происходящие до окончания обжатия бетона от релаксации напряжений $\sigma_1 = 0,1\sigma_{нк} - 20 = 0,1\cdot570 - 20 = 37$МПа; от температурного перепада $\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25\cdot65 = 81$МПа; $t = 6+2 = 8$; от деформации анкеров $\sigma_3 = \frac{\lambda}{l} E_a = \frac{0,2}{8000}\cdot2\cdot10^5 = 5$ МПа; предварительно $\sigma_{п1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 37 + 81 + 5 = 123$ МПа; $\sigma_0 = \sigma_{нк} - \sigma_{п1} = 570 - 123 = 447$ МПа; $N_0 = \sigma_0 \cdot F_н = 447\cdot3,08 = 137,68$ кН; $e_0 = y_{ап} = y_н - a_н = 21,8 - 3,2 = 18,6$ см; $e_{ан} = 0$.

Напряжение обжатия бетона : на уровне растянутой арматуры $\sigma_{бн} = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 e_{он}^2}{J_{бп}} = \frac{137680}{1144,76(100)} + \frac{137680\cdot18,6^2}{101234,6(100)} = 5,91$ МПа; на уровне крайнего сжатого волокна $\sigma'_{бп} = \frac{N_0}{F_{бп}} - \frac{N_0 e_0}{J_{бп}} y = \frac{137680}{1144,76} - \frac{137680\cdot18,6}{101244,6}\cdot8,2 = -0,87$ МПа; потери от быстро-

натекающей ползучести при $\eta_н = \frac{\sigma_{бн}}{R_o} = \frac{5,88}{20} = 0,29 \leq 0,5$;

$\sigma_c = 85\eta_н = 85 \cdot 0,29 = 24,7$ МПа ; $\sigma_{п1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_c =$

$= 37 + 81 + 5 + 24,7 = 147,7$ МПа ; $\sigma_{б1} = \sigma_{нк} - \sigma_{п1} = 570 - 147,7 =$

$= 422,3$ МПа; $\sigma_a = \sigma_c = 24,7$ МПа; $N_{o1} = \sigma_{б1} F_н - \sigma_a F_a =$

$=(422,3 \cdot 3,08 - 24,7 \cdot 0,393)(100) = 129,1$ кН; напряжение обжатия

бетона $\sigma_{б1} = \frac{N_{o1}}{F_б} + \frac{N_{o1} \cdot e_o^2}{J_{бп}} = \frac{129,1 \cdot 10^3}{1144,76(100)} + \frac{129,1 \cdot 10^3 \cdot 18,6^2}{101234,6(100)}$

$= 5,54$ МПа.

в) Потери, происходящие после обжатия ЯШБ (табл.1 Рекомендаций);

от усадки $\sigma_8 = 50$ МПа; от ползучести $\sigma_9 = \frac{\sigma_{б1}}{\mu_A \cdot \rho_1} \varphi - \sigma_c =$

$= \frac{\sigma_{б1}}{\mu_A \rho_1} \varphi - 85\eta$; $\sigma_{б1} = 5,54$ МПа; $\sigma_c = 24,7$ МПа; $\mu_A = \frac{F_н + F_a}{bh_d} =$

$= \frac{3,08 + 1,42}{17 \cdot 26,8} = 0,01$; $\varphi = 1 - e^{\frac{n_a M \cdot \rho_1}{1 + n_a \mu \rho_1 \gamma} \varphi_{(\tau)}} = 1 - e^{-\alpha} = 1 - \frac{1}{e^{\alpha}}$;

$n_a = 9,13$; $\varphi_m = \varphi_m'' K_1'' K_2'' K_3'' K_{ош}$; по табл. 2.2 прил.2 Рекомендаций $K_1'' = 1$ при $\tau = 28$ суток.

При $M_o = \frac{2(b_f' + h)}{F} = \frac{2(212,5 + 30)}{212,5 \cdot 3 + 17 \cdot 27} = 0,442$; $K_2'' = 1,24 + \frac{6}{10} \cdot 0,042 =$

$= 1,264$; $K_{ош} = 0,9$ по табл.2 Рекомендаций ; $K_3'' = 0,9$; $\varphi_m =$

$= 6,25 \cdot 1 \cdot 1,264 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 6,399$; $\gamma = 1 + 0,5\varphi_m = 1 + 0,5 \cdot$

$\cdot 6,399 = 4,2$; $\tau^2 = \frac{J_{бп}}{F_{бп}} = \frac{101234,6}{1144,76} = 88,43$ см^2; $y_{ан} = e_o = 18,6$см,

$\rho_1 = 1 + \frac{y_{ан} \cdot e_o}{\tau^2} = 1 + \frac{18,6^2}{88,43} = 1 + 3,91 = 4,91$;

$\alpha = \frac{9,13 \cdot 0,01 \cdot 4,91}{1 + 9,13 \cdot 0,01 \cdot 4,91 \cdot 4,2} \cdot 6,399 = \frac{2,8686}{2,883} = 0,995$; по табл2.4

прил.2 при $\alpha = 0,995$; $\varphi = 0,634$; $\sigma_9 = \frac{2,883}{0,01 \cdot 5,5} \cdot 0,634 -$

$- 24,7 = 63,81 - 24,7 = 39,16$ МПа;

Итого :

$\sigma_{п2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 50 + 39,16 = 86,16$ МПа; $\sigma_п = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 147,7 + 89,16 =$

$= 236,9 \approx 237$ МПа; $\sigma_o = \sigma_{нк} - \sigma_п = 570 - 237 = 333$ МПа ;

усилие обжатия при $m_r = 1$; $N_o = \sigma_o F_н - \sigma_a F_a = 333(100) \cdot 3,08 -$

$- (24,7 + 89,16)(100) \cdot 0,393 = 102,56 - 4,475 = 98,09$кН $= 98,1$ кН.

6) Расчет нормального сечения по трещиностойкости

Расчет производим из условия (45) $M_s < M_T$:

$\gamma_f = 0$; $\gamma_f' = \frac{(b_n' - b)h_n' + \frac{n_0}{\nu} F_a'}{b \cdot h_0} = \frac{(212,5 - 17)3 + \frac{9,13}{0,47} \cdot 1,81}{17 \cdot 26,8} = 1,36$;

$\mu_a = \frac{F_a + F_a'}{b \cdot h + (b_n' - b)h_n'} = \frac{1,42 + 1,81}{17 \cdot 26,8} = 0,0071$; $\nu_0 = 0,78$ (по табл. 2.1 прил.2); $\nu = \nu_0 \sqrt{1 - \eta^2} = 0,78\sqrt{1 - 0,8^2} = 0,47$;

$W_T = \left[\vartheta_0 + 0,75(\gamma_f + \frac{n_0}{\nu}\mu_a) + 0,15\gamma_f'\right] b \cdot h^2 = \left[0,45 + 0,75(0 + \frac{9,13}{0,47} \cdot 0,0071) + 0,15 \cdot 1,36\right] \cdot 17 \cdot 26,8^2 = 9243,1$ см^3; высота сжатой зоны определяется по формуле (50) Рекомендаций:

$$x_T = h - \frac{b \cdot h^2 + \frac{F_{cв}}{\nu}(h - 0,5h_n') + \frac{n_0}{\nu}(h - a')F_a}{\frac{F_{бп}}{\nu} - F_{cв} + \frac{N_0}{R_{pI}}} =$$

$$= 30 - \frac{17 \cdot 30^2 + (212,5 - 17) \cdot 3(30 - 0,5 \cdot 3) + \frac{9,13}{0,47} \cdot 1,81(30 - 1,5)}{\frac{1144,76}{0,47} - 0 + \frac{98,1 \cdot 10^3}{1,37(100)}} =$$

$= 19,5$ см; тогда $M_T = 1,37(100) \cdot 9243,1 + 98,1 \cdot 10^3(18,6 + 8,2 - \frac{1}{3} 19,5) = 12,7 + 19,91 = 32,61 < M = 37,99$ кН·м , следовательно, трещины образуются .

Расчет по раскрытию трещин

Приращение напряжений в напрягаемой арматуре к моменту появления и раскрытия трещин, т.е. для стадии Ia, определяем по формуле $\Delta\sigma_н = \left[\frac{M^н}{F_н z_б^н} - \left(\sigma_0 + \frac{n_н R_{рп}}{\nu}\right)\right]$, где $z_б^н$ - плечо внутренней пары, определяемое по нормативным усилиям и расчетным характеристикам материалов для второй группы предельных состояний: $A_0^н = \frac{M^н}{b_п' h_0^2 R_{прп}} = \frac{3799000}{212,5 \cdot 26,8^2 \cdot 13,5(100)} = 0,018 < A_0 = 0,03$; по табл. 3.1 прил.3 находим $\vartheta^н = 0,993$ и $\xi^н = 0,02$; т.к. $x < h_п'$, то можно принимать для расчета $z_б^н = z_п = h_0 - 0,5h_п' = 26,8 - 0,5 \cdot 3 = 25,3$ см; при кратковременном действии нагрузки

$\Delta\sigma_{нкр}=\left[\frac{3799000}{3,08.25,3.(100)}\left(333+\frac{9,13.1,37}{0,47}\right)\right]=127,9$ МПа; при длительном действии нагрузки $\Delta\sigma_{ндл}=\left[\frac{2894000}{3,08.25,3(100)}-(333+\frac{9,13.1,37}{0,11})\right]=<0$, т.е. трещин не образуется; $a_{т3}=0$; $a_{т2}=0$; $a_{т1}=K_1C_1\eta_a\frac{\Delta\sigma_н}{E_н}20(3,5-100\mu_A)\sqrt[3]{d}=1,2\cdot1,2\cdot1\cdot\frac{127,9}{2\cdot10^5}\cdot20\,(3,5-100.0,01).\sqrt[3]{14}=0,111$ мм $<0,4$ мм; критическая ширина раскрытия трещин определяется по формуле (51) Рекомендаций при $\mu'_{(\eta)}=0,15+0,3\eta^2=0,15+0,3.0,8^2=0,342$; $\gamma_t=0,11$; приращение усилия определяем по формуле (53) Рекомендаций $\Delta N^н_{кр}=\frac{M^н_н}{z^н_б}-(N_0+n_в/\gamma\cdot R_{рп}F_н)=\Delta\sigma_{нкр}\cdot F_н=127,9.3,08(100)=39,4$ кН; $a_{ткр}=K_1C_1\eta_a\frac{[1-\mu'^2_{(\eta)}]\gamma_b K^4_{тсп}}{\sqrt{E_б\cdot R^2_{рп}\Delta N^н_{нкр}}}=4\cdot1,2\cdot1\cdot\frac{[1-0,342^2]\cdot0,17.0,79^4}{0,47.2,19.10^4.1,37^2}\cdot\frac{10^9}{0,394\cdot10^5}=0,369$ мм $<0,4$ мм; условие соблюдается.

7) Расчет наклонных сечений по образованию трещин

Статический момент сечения полки относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения :

$S_п=212,5\cdot3\cdot(30-21,8-0,5\cdot3)+9,13(1,42+0,393)(30-21,8-0,5\cdot3)=4382$ см^3; то же, для части сечения, расположенной выше центра его тяжести $S_п=4382+\frac{17(30-21,8-3)^2}{2}=4612$ см^3;

касательные напряжения на уровне примыкания полки к ребру : $\tau=\frac{Q\cdot S_п}{J_{бп}b}=\frac{25890\cdot4382}{101234,6\cdot17(100)}=0,66$ МПа; нормальные напряжения на уровне примыкания полки к ребру $\sigma_x=-\frac{N_0}{F_{бп}}+\frac{N_0\cdot e_{0y}}{J_{бп}}y-\frac{M}{J_{бп}}y=-\frac{65,5\cdot10^3}{1147,76(100)}+\frac{65,5\cdot10^3\cdot18,6}{101234,6(100)}5,2-\frac{37,99\cdot10^5}{101234,6(100)}5,2=-0,57+0,62-1,94=-1,89$ МПа; то же, на уровне центра тяжести $\sigma_x=-\frac{65,5\cdot10^3}{1144,76(100)}=-0,572$ МПа; главные растягивающие и сжимающие напряжения в плоскости примыкания ребра к полке равны $\sigma_{г.р.}=\frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}\pm\sqrt{(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2})^2+\tau^2}=\frac{-1,89+0}{2}+\sqrt{\frac{1,89^2}{4}+0,66^2}=-0,945\pm1,15=0,21$ МПа; то же, на уровне центра тяжести $\sigma_{г.р.}=-\frac{0,57}{2}\pm\sqrt{\frac{0,57^2}{4}+0,69^2}=-0,285\pm0,745=0,46$ МПа; $\sigma_{г.с.}=2,1<m_1R_{прII}=0,5\cdot13,5=6,75$ МПа; необходимо соблюдение условия $\sigma_{г.р.}=0,46$ МПа $<R_{рII}=1,37$ МПа, т.е. наклонные трещины не образуются.

8) Расчет по деформациям

$\gamma = 0,47$; $\gamma_t = 0,112$ по табл. 2.1 прил. 2 Рекомендаций.

Функция нелинейности для бетона при длительном действии нагрузки

$$A_0 = \frac{M^H}{bh_o^2 \cdot R_{пр1}} = \frac{37,99 \cdot 10^5}{17 \cdot 26,8^2 \cdot 13,5(100)} = 0,23 \; ; \quad f_{нб} = \frac{1}{\gamma_t} \; ;$$

по табл. 3.1 прил. 3 Рекомендаций $\xi = 0,256$; $X = \xi \cdot h_o =$

$= 0,256 \cdot 26,8 = 6,86$ см, т.е. $X > h_n' = 3$ см - нейтральная ось проходит в ребре;

$$\frac{1}{\rho_{пл.}} = \frac{\xi_t}{X} = \frac{\psi_б \cdot M_{дл}}{\gamma_t E_б \cdot wbh_o^3 \xi(\gamma' + \xi)(1 - 0,4\xi)} =$$

$$= \frac{0,9 \cdot 28,94 \cdot 10^5}{0,112 \cdot 0,219 \cdot 10^5 \cdot 1 \cdot 17 \cdot 26,8^3 \cdot 0,256(1,32+0,256)(1 - 0,4 \cdot 0,256)(100)} =$$

$$= \frac{26,05}{2,91} 10^{-5} = 8,95 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} \; ; \quad \frac{1}{\rho_n} = \frac{\psi_б \cdot M^H}{\gamma E_б \cdot wbh_o^3 \xi(\gamma' + \xi)(1 - 0,4\xi)} =$$

$$= \frac{0,9 \cdot 37,99 \cdot 10^5}{0,47 \cdot 0,219 \cdot 10^5 \cdot 1 \cdot 17 \cdot 26,8^3 \cdot 0,256(1,32+0,256)(1 - 0,4 \cdot 0,256)(100)} =$$

$= 2,14 \cdot 10^{-5} \text{см}^{-1}$; от выгиба $\frac{1}{\rho_{вп}} = \frac{\sigma_n + \sigma_n'}{E_н h_o} = \frac{\sigma_{s1} - \sigma_{s2} + \sigma_{s3} + 0}{E_н h_o} =$

$$= \frac{24,7 + 50 + 39,16}{2 \cdot 10^5 \cdot 26,8} = 2,12 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} \; ; \quad \frac{1}{\rho_{дл.кр}} = 2,14 \frac{28,94}{37,99} 10^{-5} =$$

$= 1,63 \cdot 10^{-5}$, см$^{-1}$; $\frac{1}{\rho_c} = \frac{1}{\rho_n} - \frac{1}{\rho_{дл.кр.}} + \frac{1}{\rho_{вп}} = (2,14 - 1,63 + 8,95 -$

$- 2,12) \cdot 10^{-5} = 7,34 \cdot 10^{-5}$, см$^{-1}$; прогиб $f = S \cdot l_o^2 \frac{1}{\rho_c} = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot$

$\cdot 7,34 \cdot 10^{-5} = 2,63$ см ;

относительный прогиб равен:

$\frac{f}{l} = \frac{2,63}{587} = \frac{1}{223} < \frac{1}{200}$ (табл. 2 СНиП [1]), т.е. меньше допустимого.

6.3. Двускатная решетчатая балка

Исходные данные (рис.6.4), нагрузки, усилия

Крупнозернистый мелкощелочной бетон М-400: $R_{пр}$ = 15 МПа; $R_{пр1}$ = 21 МПа; R_p = 1,2 МПа; R_{p1} = 1,8 МПа; $E_б$ = 26,8·10³ МПа; $\varepsilon_{пб}$ = 240·10⁻⁵; τ = 28 сут; θ = 70 %; t = 15°С; K_{1c}=0,72 МПа·м$^{1/2}$; K_{1c1} = 1,08 МПа·м$^{1/2}$. Вид щелочного компонента - плав щелочей.

γ_0 = 0,81 ; $\gamma = \gamma_0\sqrt{1-\eta^2} = 0{,}81\sqrt{1-0{,}8^2} = 0{,}49$; γ_t =0,15 .

Напрягаемая арматура класса А-IУ:

R_a = 500 МПа; R_{a1} = 600 МПа; E_a = 2·10⁵МПа; τ = 28 сут; θ =70 %; t = 15°С; механический способ натяжения на упоры; обычная арматура класса А-Ш: $R_a = R_{ac}$ = 340 МПа; E_a = 2·10⁵ МПа; R_{ax}=270 МПа; температурный перепад Δt = 65°С; передаточная прочность по п.2 Рекомендаций R_o = 0,8·40 = 320 МПа; $R^o_{пр}$ = 1,2·0,815 = 14,4 МПа; R^o_{p1} = 0,8·1,8 = 1,44 МПа.

Двускатная балка по трещиностойкости относится к 3-й категории.

При шаге колонн 6 м нагрузки на балку см. [142].

Статический расчет двускатной решетчатой балки как многократно статически неопределимой системы выполнен на ЭВМ. Результаты расчета приведены в табл.4.3 [142].

Расчет нижнего пояса

1) Расчет на прочность

Нижний пояс работает на внецентренное растяжение. Для расчета приняты две комбинации усилий: для стержня 5′- 4′: M = 55,99 кНм; $M_{ск}$ = 26,98 кНм; N = 1070,6 кН; $N_{ск}$ = 699,45 кН; для стержня 5′- 6′: M = - 29,89 кНм ; $M_{ск}$ = - 13,51 кНм; N = 1119,41 кН; $N_{ск}$ = 725,22 кН; $b \times h$ = 28·36 см ; эксцентриситеты: $e_o = \frac{M}{N} = \frac{55{,}99}{1070{,}6} = 0{,}052$ м = 5,2 см ; $e_o = \frac{M}{N} = \frac{29{,}89}{1119{,}41} = 0{,}027$ м = 2,7 см; случай 1 внецентренного растяжения (силы приложены между равнодействующими усилий в арматуре).

Эксцентриситеты относительно центров тяжести арматуры при

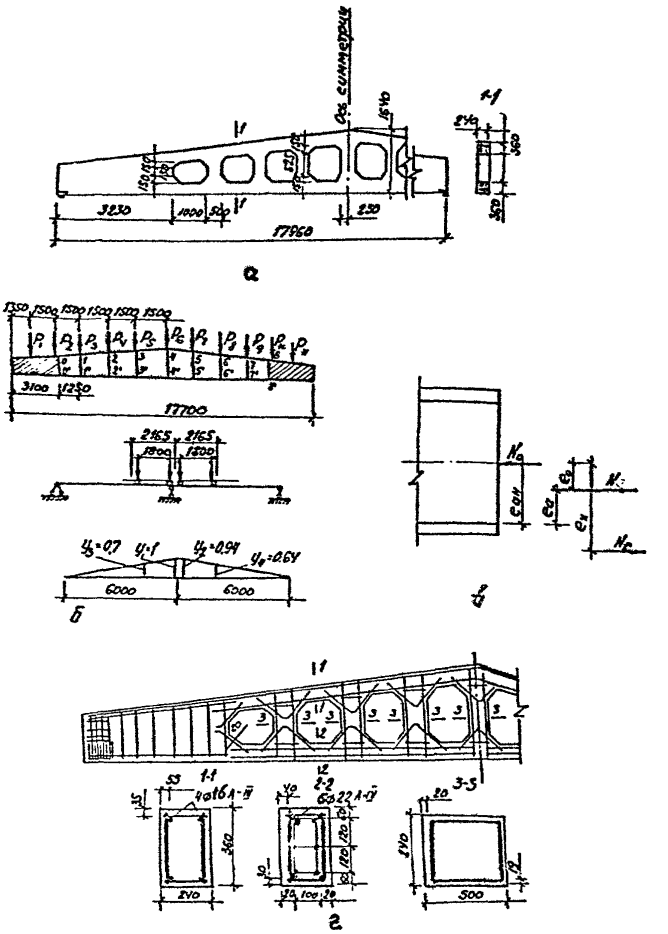


Рис.6.4.Двускатная решетчатая балка:а-опалубочный чертеж решетчатой балки; б-расчетная схема решетчатой балки; в-к расчету нижнего пояса решетчатой балки; г-армирование

z_o = 24,0 см (рис.4.4,г): $e = \frac{h_o - a}{2} - e_o = \frac{24}{2} - 5,2 = 6,8$ см;
$e' = \frac{h_o - a'}{2} + e_o = 12 + 5,2 = 17,2$ см; $e = 12 - 2,7 = 9,3$ см;
$e' = 12 + 2,7 = 14,7$ см.

Сечение арматуры подбираем из условий (41) Рекомендаций по максимальным эксцентриситетам: $F_н = \frac{Ne}{R_н(h_o - a')} = \frac{1070,61 \cdot 10^3 \cdot 17,2}{500 \cdot (30-6)(100)} =$
$= 15,35$ см^2; $F'_н = \frac{N \cdot e}{R_н(h_o - a')} = \frac{1070,61 \cdot 10^3 \cdot 6,8}{50(30-6) \cdot (100)} = 6,07$ см^2.

Общее сечение предварительно-напряженной арматуры в нижнем поясе будет равна $F_н = 15,35$ см$^2 + 6,07$ см$^2 = 21,42$ см^2. Принимаем 6 ⌀ 22 А-IУ с $F_н = 22,81$ см^2 по 2 ⌀ 22 А-IУ в каждом ряду (рис. 6.4,г). Для случая I равномерно можно распределять арматуру по сечению; ненапрягаемую арматуру принимаем конструктивно из прерывистых каркасов, которую не учитываем в расчете.

Сечение бетона необходимо проверять на прочность для стадии обжатия на усилие $N_{oн} = \sigma_{oн} \cdot F_н$.
Начальное предварительное напряжение назначаем $\sigma_{нк} = \frac{R_{пн}}{1,05} = \frac{600}{1,05} =$
$= 570$ МПа.

Потери предварительного напряжения определяем по табл.I Рекомендаций: от релаксации напряжений арматуры $\sigma_1 = 0,1\,\sigma_{нк} - 20 =$
$= 0,1 \cdot 570 - 20 = 37$ МПа; от температурного перепада $\sigma_2 = 1,25 =$
$1,25 \cdot 65 = 81$, МПа; от деформаций анкеров при расстоянии между анкерными приспособлениями $l = 18 + 2 = 20$ см; $\sigma = \frac{\lambda}{l} E_н =$
$= \frac{2}{20000} \cdot 2 \cdot 10^5 = 20$ МПа.

Предварительно первые потери равны $\sigma_{п1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 37 + 81 + 20 =$
$= 138$, МПа и соответственно $\sigma_{oн} = \sigma_{нк} - \sigma_{п1} = 570 - 138 = 432$ МПа;
$N_{oн} = \sigma_{oн} \cdot F_н = 432 \cdot 22,81(100) = 985,39$ кН; при $n_н = \frac{E_н}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,268 \cdot 10^5} =$
$= 7,46$; $F_{бн} = b \cdot h + n_н \cdot F_н = 24\,36 + 7,46 \cdot 22,81 = 1034,1$ см^2;
$\sigma_{бн} = \frac{N_{oн}}{F_{бн}} = \frac{985,39 \cdot 10^3}{1034,1(100)} = 9,53$ МПа $\leq 0,6\,R_в = 0,6 \cdot 32,0 = 19,2$
МПа, т.е. требование п.I.8 и табл.3 Рекомендаций выполняется.

Потери от быстронатекающей ползучести при $\eta_н = \frac{\sigma_{бн}}{R_в} =$

$= \frac{9,52}{32} = 0,3 < 0,5$ составит $\sigma_6 = 85$; $\eta = 85 \cdot 0,3 = 25,5$, МПа; итого: $\sigma_{п} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 = 138 + 25,5 = 163,5$ МПа; $\sigma_{01} = 570 - 163,5 = 406,5 \cdot 22,81(100) = 927,2$, кН; $\sigma_{61} = \frac{N_{01}}{F_{6n}} = \frac{927,2 \cdot 10^3}{1034,1(100)} = 8,97$, МПа.

Вторые потери: от усадки бетона $\sigma_6 = 50$ МПа; от ползучести при $\eta = \frac{\sigma_{61}}{R_6} = \frac{8,97}{32} = 0,28 < 0,5$ определяем по формуле $\sigma_9 = \frac{\sigma_{61}}{R_6} \varphi - 85\eta$, где $\mu_н = \frac{F_н}{bh_0} = \frac{22,81}{24,30} = 0,0316$; $\varphi = 1$ при центральном сжатии; $n_н = 7,46$; $\varphi = 1 - e^{-\frac{n_н \mu_н \rho_1}{1 + n_н \rho_1 \gamma} \varphi_{m(cr)}} = 1 - e^{-\alpha}$; $\varphi_m = \varphi_m^н \cdot K_1^н \cdot K_2^н \cdot K_4^н \cdot K_{\theta щ} = 5,5 \cdot 1 \cdot 0,91 \cdot 0,9 \cdot 1,0 = 4,5$; модуль открытой поверхности нижнего пояса $M = \frac{2(b+h)}{b \cdot h} = \frac{2(24+36)}{24 \cdot 36} = 0,139$; по интерполяции значений п.3 табл.2.2 прил.2 $K_2^н = 0,85 + 0,15 \cdot \frac{39}{100} = 0,91$; коэффициенты $K_1^н$, $K_2^н$, $K_4^н$ принимаются по табл. 2.2 прил.2, $K_{\theta щ}$ – по табл.2, φ_m – по табл.2.1 Рекомендаций. $\gamma = 1 + 0,5\varphi_m = 1 + 2,25 = 3,25$; $\alpha = \frac{n_н \cdot \mu_н \cdot \rho_1}{1 + n_н \cdot \mu_н \cdot \rho_1 \gamma} \varphi_m = \frac{7,46 \cdot 0,0316 \cdot 1}{1 + 7,46 \cdot 0,0316 \cdot 1 \cdot 3,25} 4,5 = 0,6$; $\varphi = 1 - e^{-\alpha} = 1 - e^{-0,6} = 0,451$ (по табл.2.4 прил.2). $\sigma_9 = \frac{8,97}{0,0316 \cdot 1} \cdot 0,451 - 85 \cdot 0,28 = 104,2$, МПа; итого, вторые потери $\sigma_{п2} = 50 + 104,2 = 154,2$ МПа; полные потери $\sigma_п = \sigma_{п1} + \sigma_{п2} = 163,5 + 154,2 = 317,7$, МПа; $\sigma_0 = \sigma_{нк} - \sigma_п = 570 - 317,7 = 252,3$ МПа; при $m_т = 1$ $N_0 = m_т \sigma_0 F_н = 1 \cdot 252,3 \cdot 22,81(100) = 575,5$ кН.

2)Расчет на образование трещин.

Расчет относительно центра тяжести сжатой зоны.

Расчет производим на действие расчетных нагрузок при $\eta = 1$ по двум комбинациям:

для стержня 5′–4′: $M'' = 46,93$ кНм; $M_{дл}'' = 23,51$ кНм; $N'' = 899,02$ кН; $N_{дл}'' = 610,25$ кН; эксцентриситеты $e_0 = 5,2$ см и $e_{0дл} = \frac{23,51}{610,25} = 0,038$ м $= 3,8$ см; для стержня 5′–6′: $M'' = -25,04$ кНм; $M_{дл}'' = -11,76$ кНм; $N'' = 939,96$ кН; $N_{дл}'' = 632,72$ кН; $e_0 = 2,7$ см; $e_{0дл} = \frac{11,76}{632,72} = 0,018$ м $= 1,8$ см; $W_т = V_0 b h^2 =$

$= 0{,}35 b h^2 = 0{,}35 \cdot 24 \cdot 36^2 = 10886{,}4$ см^3; $e_0 = 0$; высоту сжатой зоны определяем из условия (50) п.4.4 Рекомендаций по формуле

$$x_T = h - \frac{b \cdot h^2}{2 F_{bn} / + \frac{N_0}{R_{pl}}} = 36 - \frac{24 \cdot 36^2}{\frac{1034{,}1}{0{,}486} + \frac{575{,}5 \cdot 10^3}{1{,}8(100)}} = 30{,}1 \text{ см};$$

$$M_T = R_{pl} \cdot W_T + N_0 (e_0 + \frac{h}{2} - \frac{1}{3} x_T) = 1{,}8 \cdot 10886{,}4 (100) + 575{,}5 \cdot 10^3 (0 + \frac{36}{2} - \frac{1}{3} 30{,}1) = 19{,}6 + 46 = 65{,}64 \text{ кНм};$$ изгибающие моменты от внешней нагрузки составляют:

для первой комбинации нагрузок (стержень 5′– 4′): от полной нагрузки $M_b^n = N^n (e_0 + \frac{h}{2} - \frac{1}{3} x_T) = 899{,}02 (0{,}052 + \frac{0}{2}\frac{36}{} - \frac{1}{3}$ 0,301) = 118,67 кНм; от длительной нагрузки $M_{bdn}^n = 610{,}25 \cdot ($ $\cdot (0{,}038 + 0{,}08) = 72{,}01$ кНм; для второй комбинации нагрузок (стержень 5′– 6′): от полной нагрузки $M_b^n = 939{,}96 \cdot (0{,}027 + 0{,}08) =$ 100,58 кНм; от длительной нагрузки $M_{bdn}^n = 632{,}72 (0{,}018 +$ $+ 0{,}08) = 62{,}0$ кНм.

Так как $M_b^n = 118{,}67 > M_T = 65{,}64$ кНм и $M_{bdn}^n = 72{,}01 > M_T =$ 65,64 кНм, то трещины образуются при кратковременных и длительных нагрузках.

Из условия обеспечения трещиностойкости подбираем сечение напрягаемой арматуры из условия $M_b^n = 118{,}67 > M_T = R_p W_T +$ $+ N_0 (0 + 0{,}08) = 19{,}6 + F_H \cdot \sigma_0 \cdot 0{,}08$;

$F_{HT} \geq \frac{(118{,}07 - 19{,}6) \cdot 10^5}{0{,}08 \cdot 252{,}3 \cdot (100)} = 49{,}08$ см^2, если принять 8 Ø 28 А-IУ с $F_H = 49{,}26$ см^2, то трещины не возникнут.

3) Расчет на раскрытие трещин

$N^n = 899{,}02$ кН; $N_{dn}^n = 610{,}25$ кН; $F_H = 22{,}81$ см^2; $C_0 = 5{,}2$ см; $C_{odp} = 3{,}8$ см; $\sigma_0 = 252{,}3$ МПа; приращение напряжения от полного усилия определяем по формуле $\Delta\sigma_H = -\sigma_0 + \frac{N^n}{F_H} + \frac{N^n C_0}{W_H} = -252{,}3 +$ $+ \frac{899{,}02 \cdot 10^3}{22{,}81} + \frac{899{,}02 \cdot 10^3 \cdot 5{,}2}{182{,}4(100)} = -252{,}3 + 394{,}3 + 256{,}3 =$ $= 398{,}1$ МПа $< R_H = 500$ МПа; $W_H = F_{H2} \cdot z_0 = \frac{22{,}81}{3} \cdot 24 =$ $= 182{,}4$ см^3; от длительной нагрузки $\Delta\sigma_{Hdl} = -\sigma_0 + \frac{N_{dn}^n}{F_H} +$ $+ \frac{N_{dn}^n \cdot C_{odl}}{W_H} = -252{,}3 + \frac{610{,}25 \cdot 10^3}{22{,}81(100)} + \frac{610{,}25 \cdot 10^3 \cdot 3{,}8}{182{,}4(100)} =$

$= -252{,}3 + 267{,}5 + 127{,}1 = 142{,}3$ МПа; $\mu_н = \frac{\frac{1}{3}F_н}{b \cdot h} = \frac{1/3 \cdot 22{,}81}{24 \cdot 36} = 0{,}0088$; $a_{тдл} = K \cdot C_0 \cdot \eta \frac{\sigma_{ндл}}{E_н} (3{,}5 - 100\mu_н)\sqrt[3]{d} = 1{,}5 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot \frac{142{,}3}{2 \cdot 10^5}(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}0088)\sqrt[3]{22} = 0{,}0235$ мм $< 0{,}3$ мм; $\Delta a_{ткр} = 1{,}5 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \frac{398{,}1 - 142{,}3}{2 \cdot 10^5}(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}0088)\sqrt[3]{22} = 0{,}0338$ мм;

$a_{ткр} = a_{тдл} + \Delta a_{ткр} = 0{,}0235 + 0{,}0338 = 0{,}0573$ мм $< 0{,}4$ мм; условие выполняется.

Критическая ширина раскрытия трещин по усилию в соответствии с п.4.7 Рекомендаций: $\Delta N_н = \left[\sigma_н - \left(\sigma_0 + \frac{n_н}{\nu} R_{рд}\right)F_н\right] = \left[398{,}1 - \left(252{,}3 + \frac{7{,}46}{0{,}49} \cdot 1{,}8\right) \cdot 22{,}81 \cdot (100)\right] = 270{,}1$ кН; $a_{ткр} = K_1 C_0 \eta \frac{[1 - \mu_{н}^2]}{\nu \cdot E_б} \cdot \frac{K_{тсн} b}{R_{рд}^2 \cdot \Delta N_н} = 5 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot \frac{(1 - 0{,}12^2) \cdot 1{,}08^4 \cdot 0{,}24 \cdot 10^9}{0{,}49 \cdot 2{,}68 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8^2 \cdot 270{,}1 \cdot 10^3} = \frac{1{,}88}{11{,}49} = 0{,}16$ мм $< 0{,}4$ мм; при длительной нагрузке $\Delta N_н < 0$; размерность: $a_т = \frac{M \cdot (МПа\ м^{1/2})^4}{МПа \cdot МПа^2 \cdot Н} = \frac{M^3 \cdot МПа^4}{МПа^3 \frac{МПа \cdot м^2}{10^6}} = 10^6$ м $= 10^9$ мм.

Расчет верхнего пояса

Верхний пояс работает на внецентренное сжатие: $b \cdot h = 24 \times 36$ см; $a = a' = 3{,}5$ см; $h_0 = h - a = 36 - 3{,}5 = 32{,}5$ см; усилия: стержни 5 – 4 : $M = 60{,}14$ кНм; $N = 1070{,}1$ кН; $M_{дл} = 29{,}39$ кНм; $N_{дл} = 699{,}94$ кН; стержни 5 – 6 : $M = -28{,}59$ кНм; $N = 1115{,}61$ кН; $M_{дл} = -13{,}08$ кНм; $N_{дл} = 727{,}37$ кН; эксцентриситеты: $C_{он} = \frac{M}{N} = \frac{60{,}14}{1070{,}1} = 0{,}056$ м $= 5{,}6$ см; $C_{одл} = \frac{29{,}39}{699{,}94} = 4{,}2$ см; $C_{он} = \frac{28{,}59}{1116{,}16} = 0{,}026$ м $= 2{,}6$ см; $C_{одл} = \frac{13{,}08}{727{,}37} = 0{,}018$ м $= 1{,}8$ см; случайный эксцентриситет $C_{осл} = \frac{150}{600} = 0{,}25$ см; $\frac{h}{30} = \frac{36}{30} = 1{,}2$ см; 1 см. Так как $C_{осл}$ 1,2 см, $C_0 = C_{он} + C_{осл} = 6{,}8$ см; 5,4 см; 3,8 см; 3,0 см; моменты относительно растянутой арматуры $M_1 = M + N\frac{h_0 - a'}{2} = -\left(28{,}59 + 1115{,}61 \frac{32{,}5 - 3{,}5}{2}\right) = -190{,}35$ кНм; $M_1 = M_{дл} + N_{дл}\frac{h_0 - a'}{2} = -(13{,}08 + 727{,}37 \cdot 0{,}145) = -118{,}55$ кНм. Так как $0{,}77 M_{дл} = 0{,}77 \cdot 190{,}35 =$

= 146,57 > M_1 = 118,55 кНм, то производим расчет по случаю "б" (см.п. 3.20 СНиП [I]), т.е. на действие всех нагрузок, принимая $R'_{пр} = R_{пр} \cdot m_{бі}$ = 15·1,1 = 16,5 МПа; при C_o = 5,8 см > $\frac{36}{8}$ = 4,5 см принимаем $l_o = 0,8l = 0,8 \cdot 1,5 = 1,2$ м., то же из плоскости при расстоянии между точками закрепления 3 м $l_o = 0,9 \cdot l$ = = 0,93 = 2,7 м (см. табл. 33 [I]); так как гибкость $\lambda = \frac{l_o}{h}$ = = $\frac{120}{36}$ = 3,33 < 10 или $\lambda = \frac{l_o}{z} = \frac{120}{0,289 \cdot 36}$ = 11,5 < 14, то влияние прогиба не учитываем, т.е. принимаем η = 1 ; по длине пояса изгибающий момент меняет знак, армирование принимаем симметричным; определяем: ξ_o = 0,9 - 0,008 $R_{пр}$ = 0,9 - 0,08·16,5 = = 0,768 ; $R_{ас} = \mathcal{E}_{тб} E_a$ = 240 · 10^{-5} · 2·10^5 = 480, МПа > $R_{ас} < R_a = 340$ МПа; $\xi_R = \frac{\xi_o}{1 + \frac{\sigma_a}{R_{ас}} (1 - \frac{\xi_o}{1,1})} = \frac{0,768}{1 + \frac{340}{340} (1 - \frac{0,768}{1,1})} = 0,59$; A_R = = $\xi_R (1 - 0,4\ \xi_R) = 0,59\ (1 - 0,4 \cdot 0,59) = 0,45$; $e = C_o \eta$ + + 0,5h - a = 5,6·1 + 0,5·36 - 3,5 = 20,1 см; $e = C_o \cdot \eta$ + 0,5h - - a = 2,6 + 0,5·36 - 3,5 = 17,1 см; $\xi = \frac{N}{R_{пр} \cdot b \cdot h_o}$ = = $\frac{1070100}{15 \cdot 24 \cdot 32,5\ (100)} = 0,915$; $\xi = \frac{N}{R_{пр} \cdot b \cdot h} = \frac{1115610}{15 \cdot 24 \cdot 32,5 (100)}$ = = 0,954 ; C_o = 5,6 см < 0,3·h_o = 0,3·32,5 = 9,75 см. Так как $\xi > \xi_R$, $C_o < 0,3\ h_o$, то все сечение будет сжато. В этом случае сечения арматуры с обеих сторон определяем по формуле $F_a = F'_a = \frac{N \cdot e - A_R \cdot b h_o^2 \cdot R_{пр}}{R_a (h_o - a')} = \frac{1070100 \cdot 20,1 - 0,473 \cdot 24 \cdot 32,5^2 15 (100)}{340 \cdot (32,5 - 3,5) \cdot (100)}$ = 3,57 см^2; $F_a = F'_a = \frac{1115616 \cdot 17,1 - 0,473 \cdot 24 \cdot 32,5 \cdot 15\ (100)}{340 \cdot (32,5 - 3,5) \cdot (100)}$ = = 1,1 см^2; принимаем с каждой стороны сечения пояса по 2 ∅ 16 АШ с $F_a = F'_a$ = 4,02 см^2 из конструктивных соображений.

Несущую способность верхнего пояса из плоскости балки проверим на действие продольной силы N = 1115,61 кН, приложенной со случайным эксцентриситетом (см. прил.2 СНиП [I]); $\alpha = \frac{R_{ас} \cdot F_a}{R_{пр} \cdot F}$ = = $\frac{340 \cdot 2 \cdot 4,02}{15 \cdot 24 \cdot 36}$ = 0,211 ; $\frac{l_o}{b} = \frac{270}{24}$ = 11,25 и $\frac{N_{дл}}{N}$ =

$= \frac{727,37}{1115,61} = 0,65$; по табл. 1 и 2 СНиП [1] $\varphi_б = 0,87$; $\varphi_п =$ $= 0,89$; $\varphi = \varphi_б + 2(\varphi_п - \varphi_б)\alpha = 0,87 + 2 \cdot (0,89-0,87) \cdot 0,21 =$ $= 0,878$. $N_{сеч} = m\varphi(R_{пр}F + R_{а.с}F_а) = 1 \cdot 0,878\ (15 \cdot 24 \cdot 36 + 340 \cdot 2 \cdot$ $\cdot 4,02)(100) = 1377898\,Н = 1377,9$ кН $> N = 1115,61$ кН; прочность обеспечена.

Расчет стоек

Стойка 4 - 4′ работает на внецентренное растяжение при усилиях: $N = 61,61$ кН, $M = 13,98$ кНм; $N = 54,42$ кН, $M = 15,44$ кН. Рассчитывается как нижний пояс с обычной арматурой. Все остальные стойки работают на внецентренное сжатие: $M_{макс} = 46,76$ кНм при $N = 25,44$ кН в стойке 7 - 7′; $M_{макс} = 50,59$ кН при $M = 18,6$ кНм в стойке 5 - 5′. Их расчет производится как верхнего пояса.

Расчет прочности наклонного сечения

В приопорных сечениях балки действуют большие поперечные силы. Величины этих усилий на более нагруженной левой опоре с крановой нагрузкой (рис.6.4,б) известны [142], Размеры сечения у грани опоры $b \times h = 24 \cdot 91$ см; $h_о = h - a = 91 - \frac{36}{2} = 73$ см; при $h > 800$ $\varnothing_х \geq 8$ мм; так как $Q = 295,91$ кН $< 0,35 R_{пр} b h_о =$ $= 0,35 \cdot 15 \cdot 24 \cdot 73\ (100) = 919,8$ кН, то размеры сечения достаточны; $Q = 295,91$ кН $> K_1 R_р b h_о = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 24 \cdot 73\ (100) = 105,12$ кН, необходима поперечная арматура по расчету.

Требуемую несущую способность поперечных стержней определим из условия (76) СНиП [1]: $q_{хтр} = \frac{Q^2}{4K_2R_р b h_о^2} = \frac{(295,91 \cdot 10^3)^2}{4 \cdot 1,75 \cdot 1,2 \cdot 24 \cdot 73^2 (100)} =$ $= 815,05$, Н/см $< \frac{R_р b}{2} = \frac{1,2 \cdot 24\ (100)}{2} = 1440$ Н/см, принимаем $q_{хтр} = 1440$ Н/см; максимальный шаг стержней определяем по формуле $U_{макс} = \frac{Q 75 K_2 R_р b h_о^2}{Q} = \frac{0,75 \cdot 1,75 \cdot 1,2 \cdot 24 \cdot 73^2 (100)}{295,91 \cdot 10^3} = 68,07$ см. По конструктивным соображениям $U_х \leq 50$ см; $U_х \leq 2b = 2 \cdot 24 =$ $= 48$ см; при $h > 450$: $U \leq \frac{h}{3} = 91/3 = 30$ см; $U_х \leq 500$;

принимаем U_x = 30 см; n_x = 2; $f_{xтр} = \frac{1440 \cdot 30}{270 \cdot 2 \cdot (100)} = 0{,}8 см^2$; принимаем $\varnothing_x$ 12 А-III с f_{ax} = 1,13·1 $см^2$; проверяем $q_x = \frac{R_{ax} \cdot n_x \cdot f_x}{U_x} = \frac{270 \cdot 2 \cdot 1{,}13 \cdot (100)}{30} = 2035$ в Н/см > 1440 Н/см; $Q_{xб} = 2\sqrt{K_2 \cdot b \cdot h_o^2 \cdot R_p \cdot q_x} = 2\sqrt{1{,}75 \cdot 24 \cdot 73^2 \cdot 1{,}2 \cdot 2035{,}8(100)} =$ = 467,7 , кН > Q = 295,91 кН; прочность наклонного сечения обеспечена, и требования СНиП [1] выполнены.

Расчет опорного наклонного сечения на образование трещин

Согласно п.2.30 СНиП [1] длина зоны передачи напряжений $l_{п.н.} = (m_{п.н.} \frac{\sigma_{п.н}}{R_o} + \Delta\lambda_{п.н.})d = (0{,}3 \cdot \frac{570 - 163{,}3}{320} + 10) \cdot 2{,}2 =$ = 22,83 < 15 d = 1,5·2,2 = 33 см, принимаем $l_{п.н}$ = 33 см.

Приопорное сечение, трещиностойкость которого проверяется, находится на расстоянии l_x = 26 см от торца балки, т.е. меньше длины передачи напряжения, то предварительное напряжение снижается путем умножения на коэффициент $m_{a3} = \frac{l_x}{l_{п.н}} = \frac{26}{33} = 0{,}79$. Геометрические характеристики опорного сечения: приведенная площадь поперечного сечения $F_{бп}$ = 24·9I+ (22,8I + 3,I4)·7,46 = = 2377,6 $см^2$; расстояние до центра тяжести $y_н = \frac{0{,}5 \cdot 24 \cdot 9I^2 + 22{,}8I \cdot 7{,}46 \cdot I8 + 3{,}I4 \cdot 7{,}46 \cdot (9I - I8)}{24 \cdot 9I + (22{,}8I + 3{,}I4) \cdot 7{,}46}$ = 43,8 см; момент инерции $J_{бп} = \frac{24 \cdot 9I^3}{I2} + 24 \cdot 9I \cdot (0{,}5 \cdot 9I - 43{,}8)^2 + [22{,}8I \cdot (43{,}8 - I8)^2 +$ + 3,I4·(9I - 43,8-I8)^2· 7,46 = I646693,0 $см^4$. Момент сопротивления приведенного сечения для нижней грани равен $W_o = \frac{J_{бп}}{y_н} = \frac{1646693{,}0}{43{,}8}$ = 37595,7, $см^3$; упругопластичный момент сопротивления γ = 1,75; $W_т = \gamma \cdot W_o$ = 1,75·37595,7 = 65792,5 $см^3$. Расстояние до ядровой точки $z_в = 0{,}8 \frac{W_o}{F_{бп}} = \frac{37595{,}7}{2377{,}6}$ = I2,65 см; изгибающий момент в приопорном сечении от внешних нормативных нагрузок $M^н$ = 248,36 · 0,I3 = 32,29 кНм; усилие обжатия N_o = = $m_т \cdot m_{a3}(\sigma_{нк} - \sigma_в) \cdot F_н$ = 1,0·0,79(570 - 317,7)·22,8I =

= 454,6 кН, а эксцентриситет его приложения $e_o = y - a = 43,8 - 18 = 25,8$ см; момент трещиностойкости $M_т = R_{рII} W_т + N_o(r_я + e_o)$ = 1,8·65688,7 + 454,6·10^3(12,63 + 25,8) = 118,24 + 174,7 = 292,9 кНм > $M^{расчет}$ = 32,29 кНм; трещиностойкость обеспечена. Для определения необходимости наклонного сечения по изгибающему сечению согласно п.3.39 СНиП [1] проверку трещиностойкости нормального приопорного сечения произведем на расчетный момент: M = 295,91 · 0,13 = 38,47 кНм, подставляя в формулу $R_{рII}$ = 1,2 МПа; $M_т$ = 1,2·65688,7 (100) + 454,6·10^3·(12,63 + 25,8) = 78,8 + 174,7 = 253,5 кНм > M = 38,47 кНм, трещины не образуются.

Для расчета наклонного сечения по образованию трещин от главных растягивающих напряжений находим: статический момент части сечения, расположенной выше центра его тяжести $S_п = 24(91 - 43,8)^2 \cdot 0,5 = 26734,1$ см^3; касательные напряжения на уровне центра тяжести $\tau = \frac{Q^н \cdot S_п}{J_{бп} \cdot b} = \frac{248360 \cdot 26734,1}{1644094,3 \cdot 24(100)} = 1,683$ МПа; нормальные напряжения на том же уровне $\sigma_x = -\frac{N_o}{F_{бп}} + \frac{N_o \cdot e_o}{J_{бп}} y - \frac{M}{J_{бп}} y = -\frac{454,6 \cdot 10^3}{2377,6(100)} + 0 - 0 = -1,91$ МПа; главные растягивающие и сжимающие напряжения $\sigma_{гл}^{сж} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau^2} = -\frac{1,91 + 0}{2} \pm \sqrt{\frac{(1,92 - 0)^2}{4} + 1,683^2} = -0,955 \pm 1,938 = \begin{matrix} 0,983 \\ -2,893 \end{matrix}$ МПа, т.к. $\sigma_{сж} = -2,893$, МПа < $m_1 \cdot R_{прII}$ = 0,5·21 = 10,5 МПа, то должно соблюдаться и условие $\sigma_{гл} = 0,983$ МПа < $R_{рII}$ = 1,8 МПа; наклонные трещины не образуются.

6.4. Безраскосная ферма

Исходные данные

Для расчета применяется треугольная форма по серии I.863-I, вып.1, пролетом I8 м (рис.6.5) из шлакощелочного тяжелого крупнозернистого бетона М 400, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Его основные характеристики: $R_{пр}$ = I5,0 МПа; $R_р$ = I,2 МПа; K_{Ic} = 0,72 МПа· $м^{I/2}$; $R_{сц}$ = 3,7 МПа; $R_{прП}$ =2I,0 МПа; $R_{рП}$= I,8 МПа; $K_{IcП}$ = I,08 МПа· $м^{I/2}$; $R_{сцП}$ = 5,5МПа; $E_б$=2,68·I0^4 МПа; $\varepsilon_{mб}$= 240·I0^{-5}; ν_e= 0,8I; ν_t= 0,I5 . θ = 70%; t = I5°С; $m_{бI}$ = 0,8; τ = 28 сут; вид щелочного компонента - содопоташная смесь.

Напрягаемая арматура нижнего пояса из стали класса А-У: $R_н$= 640 МПа; $R_{нII}$= 800 МПа; $E_н$ = I,9·I0^5 МПа; обычная арматура из класса А-III: $R_а$= $R_{ас}$ = 340 МПа; $E_а$= 2·I0^5 МПа, механический способ натяжения на упоры; перепад температур Δt= 65°С ; R_0 = = 0,80·R = 320 МПа; $R^0_{пр}$ = I,2 · 0,8 · I5 = I4,4 МПа; $R^0_{прП}$= = 0,8 ·$R_{прП}$ = 0,8·2I = I6,8 МПа; $R^0_{рП}$ = 0,8·$R_{рП}$ = 0,8·I8 = I4,4, МПа (табл.II,I3,I5 [I]).

Нижний пояс 3-й категории трещиностойкости: по табл. I,а СНиП[I] $a_{т.кр.}$=0,4 мм; $a_{т.дл.}$= 0,3 мм.

При шаге ферм 6 м определяются нагрузки.

Угол наклона ската фермы меньше 20°; нагрузку от снега принимаем по одному варианту по всему пролету (табл.5 [5]).

На ферму действует крановая нагрузка от подвесной кран-балки грузоподъемностью Q = 32 кН. Эта нагрузка подвешена к узлам (рис.6, 5,б): груз слева (узлы 2 и 3), груз справа (узлы 5 и 6).

Внутренние усилия определены как для статически неопределимой системы с жесткими узлами на ЭВМ "Минск-22" по программе "Марс-5", а также и расчетные сочетания усилий[I42].

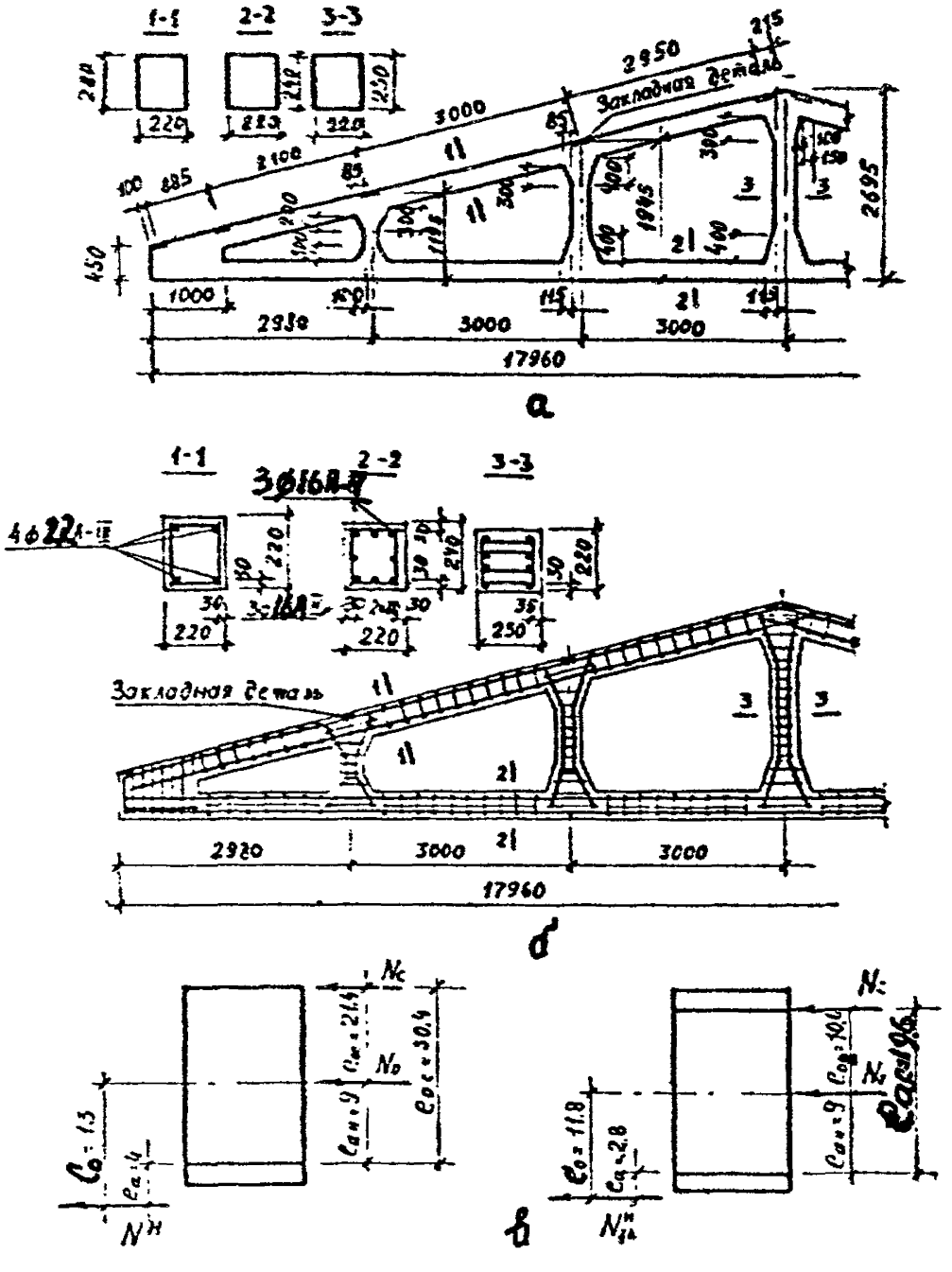


Рис. 6.5. Безраскосная ферма:

а – конструкция; б – армирование фермы;

в – схемы усилий для расчета на раскрытие трещин

Расчет нижнего пояса

I) Расчет на прочность

Нижний пояс работает на внецентренное растяжение. В качестве расчетных принимаем две комбинации усилий: стержень $И_2$: M=20,2кНм; N = 549,8<550 кН; $M_{дл}$ = 17,7 кНм; $N_{дл}$ = 390 кН ; стержень $И_3$: M = 57,8 кНм; N = 443 кН; $M_{дл}$ = 39,8 кНм; $N_{дл}$= 337 кН; эксцентриситеты: $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{20,2}{550}$ = 0,037 м = 3,7 см;

$e_0 = \frac{57,8}{443}$ = 0,13 м = 13 см; по длине пояса изгибающий момент меняет знак, поэтому принимаем симметричное армирование; при первой комбинации продольное растягивающее усилие приложено между центрами тяжести арматур нижнего и верхнего рядов и все сечение растянуто (рис. 6,5,б). Для сечения запишем:

$a = a'$ = 3 см; $h_0 = h - a$ = 24 - 3 = 21 см; $z_a = h_0 - a'$ = 21 - 3 = 18 см; $e = 0,5 \cdot h - e_0 - a$ = 0,5·24 - 3,7 - 3 = 5,3 см;

$e' = e_0 + 0,5 \cdot h - a'$ = 3,7 + 0,5·24 - 3 = 12,7 см.

Требуемые сечения арматуры определяем по формулам при m_{04} = 1,15:

$$F_a' = \frac{N \cdot e}{R_a \cdot m_{04} \cdot z_a} = \frac{550000 \cdot 5,3}{640 \cdot 1,15 \cdot 18(100)} = 2,2 \text{ см}^2;$$

$$F_a = \frac{N \cdot e'}{R_a \cdot m_{04} \cdot z_a} = \frac{550000 \cdot 12,7}{640 \cdot 1,15 \cdot 18 \cdot (100)} = 5,27 \text{ см}^2.$$

Принимаем с каждой стороны по 3 Ø16 АУ с $F_a' = F_a$ = 6,03 см^2. Их сумма 6 Ø 16АУ равна ΣF_a= 12,06 см^2.

Ненапрягаемую арматуру принимаем конструктивно из прерывистых каркасов, которую поэтому не учитываем в расчете.

Начальное контролируемое напряжение принимаем из условия

$\sigma_{нк} + P = \sigma_{нк} + 0,05\sigma_{нк} \leq R_{нП}$ = 800 МПа, т.е.

$\sigma_{нк} \leq \frac{R_{нП}}{1,05} = \frac{800}{1,05} \cong 760$ МПа.

Потери предварительного напряжения определяем по табл.1 Рекомендаций: первые потери от релаксации напряжений арматуры

$\sigma_1 = 0{,}1\ \sigma_{нк} - 20 = 0{,}1 \cdot 760 - 20 = 56{,}0$ МПа;

от температурного перепада $\sigma_2 = 1{,}25\,\Delta t = 1{,}25 \cdot 65 = 81{,}0$ МПа;

от деформации анкеров при длине напрягаемых стержней $l = 18+2 = 20$м.

$$\sigma_3 = \frac{\lambda}{l} \cdot E_н = \frac{2}{20000} \cdot 1{,}9 \cdot 10^5 = 19 \text{ МПа};$$

Предварительно: $\sigma_п = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 56 + 81 + 19 = 156$ МПа;

$\sigma_{с1} = 760 - 156 = 604$ МПа;

$\sigma_{01} = \sigma_{01} \cdot \Sigma F_н = 604 \cdot 12{,}06(100) = 728424$ Н $= 728{,}42$ кН;

$$n_н = \frac{E_н}{E_б} = \frac{19{,}5 \cdot 10^3}{2{,}68 \cdot 10^4} = 7{,}09;$$

$F_{бп} = b \cdot h + n_н \cdot F_н = 22 \cdot 24 + 7{,}09 \cdot 12{,}05 = 613{,}5$см^2;

$\sigma_{бн} = \frac{N_0}{F_{бп}} = \frac{728420}{613{,}5(100)} = 11{,}87$ МПа $< 0{,}6 \cdot R_0 = 0{,}6 \cdot 32{,}0 =$ $= 19{,}2$ МПа (табл. 3 Рекомендаций); потери от быстронатекающей ползучести при $\eta_н = \frac{\sigma_{бн}}{R_0} = \frac{11{,}87}{32} = 0{,}37$; $\sigma_6 = 0{,}85 \cdot 85\,\eta_н =$ $= 15{,}73$ МПа. Итого первые потери: $\sigma_{п1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 156 + 15{,}73 =$ $= 171{,}7$ МПа; $N_{01} = \sigma_{01} \cdot \Sigma F_н = 588{,}3 \cdot 12{,}06(100) = 709489{,}8$ Н $\approx$ $= 709{,}5$ кН;

$$\sigma_{б1} = \frac{N_{01}}{F_{бп}} = \frac{709500}{613{,}5(100)} = 11{,}56 \text{ МПа}.$$

Вторые потери: от усадки бетона $\sigma_8 = 50$ МПа; от ползучести бетона при $\eta_н = \frac{\sigma_{б1}}{R_0} = \frac{11{,}56}{32} = 0{,}36$ по формуле $\sigma_9 = \frac{\sigma_{б1}}{\mu_н \cdot \varphi} \cdot \Phi = 0{,}85 \cdot 85 \cdot \eta_н$,

где $\mu_н = \frac{F_н}{b \cdot h_0} = \frac{12{,}06}{22 \cdot 21} = 0{,}0261$; $\varphi_1 = 1$ при центральном обжатии при $e_0 = 0$; $\Phi = 1 - e^{-\alpha}$; $\alpha = \frac{n_н \cdot \mu_н \cdot \varphi_1}{1 + n_н \cdot \mu_н \cdot \varphi_1 \gamma} \varphi_m$;

$\varphi_m = \varphi_m^н \cdot K_1^п \cdot K_2^п \cdot K_3^п \cdot K_{вщ}$; по табл. 2.1 прил. 2 : $\varphi_m = 5{,}5$; по табл. 2.2, прил. 2 Рекомендаций : $K_1^п = 1$ при $\tau = 28$ сут.; при $M_0 = \frac{2(b+h)}{b \cdot h} = \frac{2(22+24)}{22 \cdot 24} = \frac{92}{528} = 0{,}174$;

$K_2^{II} = 0,85 + 0,15\,\frac{74}{100} = 0,85 + 0,111 = 0,961$;

$K_4^{II} = 0,9$; по табл. 2 Рекомендаций $K_{вщ} = 1,1$ при $\theta = 70\%$ и щелочном компоненте - содопоташной смеси;

$\varphi_{m(2)} = 5,5 \cdot 1 \cdot 0,961 \cdot 0,9 \cdot 1,1 = 5,81$; $\gamma = 1 + 0,5\varphi_{m(2)} = 1 + 0,5 \cdot 5,81 =$

$= 3,905$; $\alpha = \frac{7,09 \cdot 0,026 \cdot 1}{1 + 7,09 \cdot 0,26 \cdot 1 \cdot 3,905} \cdot 5,81 = \frac{1,075}{1,72} = 0,625$; по табл. 24 прил.2 Рекомендаций

$1 - e^{-\alpha} = 1 - \frac{1}{e^{0,625}} = \frac{0,451 + 0,478}{2} = 0,4645$;

$\sigma_g = \frac{11,56}{0,026 \cdot 1} \cdot 0,4645 - 0,85 \cdot 85 \cdot 0,36 = 205573 - 26,01 =$

$= 179,72$ МПа; $\sigma_{n2} = \sigma_g + \sigma_g = 50 + 179,72 = 229,72$ МПа; суммарные потери: $\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 171,7 + 229,72 = 401,4$ МПа; $\sigma_o = \sigma_{нк} - \sigma_n =$

$= 760 - 401,4 = 358,6$ МПа. Проверим прочность при второй комбинации усилий, когда сила приложена за пределами расстояния между центрами тяжести нижней и верхней арматуры, т.е. $C_o = 13$ см $> \frac{Z_a}{2} = \frac{18}{2} + 9$ см. В этом случае $e = C_o - 0,5h + a = 13 - 0,5 \cdot 24 + 3 = 4$ см; $e' = C_o + 0,5h - a' = 13 + 0,5 \cdot 24 - 3 = 22$см

Вычисляем : $\xi_o = 0,9 - 0,008 \cdot R_{пр} = 0,9 - 0,008 \cdot 15 = 0,78$;

$\sigma_A = R_н + R_{ac} - m_т \sigma_o = R_н + \xi_{n6} E_н - m_т \sigma_o = 640 + 240 \cdot 10^{-5} \cdot 1,9 \cdot 10^5 - 0,9 \cdot 358,6 = 773,26$ МПа; $R_{ac} = \xi_{n6} E_н = 240 \cdot 10^{-5} \cdot 1,9 \cdot 10^5 =$

$= 456$ МПа; $\xi_R = \frac{\xi_o}{1 + \frac{\sigma_A}{R_{ac}}\left(1 - \frac{\xi_o}{1,1}\right)} = \frac{0,78}{1 + \frac{773,26}{456}\left(1 - \frac{0,78}{1,1}\right)} = 0,52$;

$\sigma_c' = R_{ac} - m_т \sigma_o = 456 - 1,1 \cdot 358,6 = 61,54$ МПа. Из условия $\sum Z = 0$

$N = P_н F_н m_{a4} - R_{ac} F_a' - \sigma_c' F_н' - R_{пр} b h_o \xi$ находим $\xi =$

$= \frac{R_н F_н m_{a4} - \sigma_c' F_н' - R_{ac} F_a' - N}{b \cdot h_o \cdot R_{пр}} =$

$$= \frac{(640\cdot 6{,}03\cdot 1{,}15 - 61{,}54\cdot 6{,}03)\cdot(100) - 443000}{22\cdot 21\cdot 15\cdot(100)} < 0$$; так как

$\xi < 0$, то проверку прочности производим по условию $N\cdot e' \leq$

$\leq R_н \cdot m_{a4} \cdot F_н \cdot z_a$; $443000\cdot 22 = 9746000$ Нсм $>$

$> 640\cdot 1{,}15\cdot 6{,}03\cdot 18(100) = 7988544$ Нсм $= 79{,}9$ кНм. Условие не соблюдается для восприятия усилий второй комбинации. В связи с этим из этого условия определим требуемую площадь сечения напрягаемой арматуры $F_н > \frac{N\cdot e'}{R_н\cdot m_{a4}\cdot z_a} = \frac{443000\cdot 22}{640\cdot 1{,}15\cdot 18(100)} = 7{,}36$ см^2.

Принимаем 3Ø18 А-У с $F_н = F_н' = 7{,}63$ см^2, а суммарная $\Sigma F_н = 15{,}26$ см^2. При таком армировании прочность нижнего пояса обеспечена и при второй комбинации усилий.

2) Расчет на образование трещин

Для расчета принимаем две комбинации нагрузок:

стержень $И_2$: $M^н = 16{,}2$ кНм; $N^н = 440$ кН; $M^н_{дл} = 11{,}3$ кНм; $N^н_{дл} = 312$ кН; эксцентриситеты: $C_o = 3{,}7$ см; $C_{o\ дл.} = 3{,}6$ см;

стержень $И_3$: $M^н_н = 46{,}2$ кНм; $N^н = 354$ кН; $M^н_{дл} = 31{,}8$ кНм; $N^н_{дл} = 270$ кН; эксцентриситеты: $C_o = 13{,}0$ см; $C_{o\ дл.} = 11{,}8$ см;

геометрические характерстики: $F_{бп} = bh + n_н \Sigma F_н = 22\ 24 + 7{,}09\cdot 15{,}26 = 636{,}2$ см^2; $J_{бп} = \frac{bh}{12} + n_н \Sigma - F_н\left(\frac{z_a}{2}\right)^2 = \frac{22\cdot 24^3}{12} + 7{,}09\cdot 15{,}26\cdot 9^2 = 34107{,}7$ см^4; $W_o = \frac{J_{бп}}{0{,}5h} = \frac{34107{,}7}{0{,}5\cdot 24} = 2842{,}3$ см^3;

$W_т = \gamma\cdot W_o = 1{,}75\cdot 2842{,}3 = 4974{,}0$ см^3 при $X_т = 0{,}25h = 6$ см (см.п. 4.4 Рекомендаций). $M_т = R_{рп} W_т$; $W_т = 0{,}45 b\cdot h^3 + 0{,}9\cdot F_н\left(\frac{n_н}{\nu(\nu_{(t)})} + \frac{\sigma_o}{R_{рп}}\right) - F_н\left(\frac{\sigma_o}{R_{рп}} - \frac{n_н}{\nu(\nu_{(t)})}\cdot\frac{1-4\delta_н}{3}\right)(0{,}08h - a_н) = 0{,}45\cdot 22\cdot 24 + 0{,}9\cdot 7{,}63\left(\frac{7{,}09}{0{,}54(0{,}154)} + \frac{358{,}6}{1{,}8}\right)\cdot 24 - 7{,}63\left(\frac{358{,}6}{1{,}8} - \frac{7{,}09}{0{,}54(0{,}154)}\cdot\frac{1-4\cdot 3/24}{3}\right)(0{,}08\cdot 24 - 3) =$

$= 5702{,}4 + 34996{,}98 + 1515{,}13 = 42214{,}5$ см^3 (44647,8);

$M_T = R_{вt} W_T = 1{,}8 \cdot 422I4{,}5(I00) = 76$ кНм. От внешней нагрузки : от полных нагрузок $M^н_{вI} = N''(c_{oI} + h/2 - I/3\ X_T) = 440(0{,}037+$ $+0{,}I2 - \frac{I}{3}\ 0{,}06) = 60{,}3$ кНм; $M^н_{в2} = N^н(c_{o2} + h/2 - I/3\ X_T) =$ $= 354(0{,}I3 + 0{,}I2 - 0{,}02) = 8I{,}4$ кНм; при длительных нагрузках $M_T = R_{вt} \cdot W_{T.дл.} = 1{,}8 \cdot 44647{,}8(I00) = 80{,}37$ кНм; $M^н_{вI} = N^н_{дл}(c_{oI} +$ $+ h/2 - I/3\ X_T) = 3I2(0{,}036 + 0{,}I2 \quad - 0{,}02) = 42{,}4$ кНм; $M^н_{в2} = N^н_{дл}\ (c_{o2} + h/2 - I/3\ X_T) = 270(0{,}II8 + 0{,}I2 - 0{,}02) = 58{,}9$кНм только при полной нагрузке второй комбинации трещиностойкость не обеспечена, т.е. $M^н_T = 76$ кНм $\angle M^н_{в2} = 8I{,}4$ кНм.

3) Расчет на раскрытие трещин

Расчет производим для второй комбинации нагрузок: $N_o = 547{,}2$кН; $N^н = 354{,}0$ кН; $c_o = I3$см; $N^н_{дл} = 270$ кН; $c_{o\ дл} = II{,}8$ см; $\Delta\sigma_н =$ $= -\frac{N_o}{F_н} + \frac{N^н}{F_н} + \frac{N^н c_o}{W_a} - \frac{n_н R_{вt}}{\vartheta} = -\frac{547{,}2\ I0^3}{I5{,}26(I00)} + \frac{354\ I0^3}{I5{,}26(I00)} + \frac{354\ I0^3\ I3}{I37{,}34\ I8(I00)} -$ $- \frac{7{,}09 \cdot I{,}08}{0{,}49} = -358{,}6 + 232 + 335{,}I - 2I{,}0 = I82{,}5$ МПа; $W_a = \frac{I_a}{2} - Z_a =$ $= \frac{I5{,}25}{2}\ I8 = I37{,}34$ см^3; $\Delta\sigma_{нgr} = -\frac{N_o}{F_н} + \frac{N^н_{дл}}{F_н} + \frac{N^н_{дл} \cdot c_{o\ дл}}{W_a} - \frac{n_н R_{вt}}{\vartheta_t} =$ $+ \frac{270 \cdot I0^3}{I5{,}26(I00)} + \frac{270 \cdot I0^3 \cdot II{,}8}{I37{,}34} - \frac{7{,}09 \cdot I{,}8}{0{,}I5} = -358{,}6 + I76{,}9 + 232{,}0 - 85 \angle$ $\angle 0$; $\mu_н = F_н / bh_o = \frac{7{,}63}{22 \cdot 2I} = 0{,}0I65$; $a_{т\ дл} = K \cdot C_д \cdot \eta_a \frac{\Delta\sigma_{нgr}}{E_a} \cdot$ $\cdot 20(3{,}5 - I00\mu_н)\sqrt[3]{d} = I{,}5 \cdot I{,}5 \cdot I\frac{50{,}3}{I{,}9 \cdot I0^5} 20(3{,}5 - I00 \cdot 0{,}0I65) \cdot$ $\sqrt[3]{I8} = 0{,}058$ мм $\angle 0{,}3$ мм; $a_{т.кр.} = I{,}5 \cdot I{,}2 \cdot I\frac{208{,}5 - 50{,}3}{I{,}9 \cdot I0^5} \cdot$ $\cdot 20(3{,}5 - I00 \cdot 0{,}0I65)\sqrt[3]{I8} = 0{,}I45$ мм; $a_{т\ кр} = a_{тдл} + a_{ткр} = 0{,}058 +$ $+ 0{,}I45 = 0{,}203 < 0{,}4$ мм. Условие выполняется. Критическая ширина раскрытия трещин равна при кратковременном действии всей нагрузки: $\Delta N_н = \Delta\sigma_н F_н = (\Delta\sigma_н - \frac{n_н}{\vartheta} R_{рII}) F_н = 182{,}5 \cdot$

$\cdot \frac{15,26}{2} \cdot (100) = 139,2$ кН; $\Delta N_{н\,дл} = (\Delta\sigma_{н\,дл} - \frac{\eta_н}{\gamma_t} R_{pII})$; $F_н =$

$= (50,3 - \frac{7,09}{0,15}) \cdot 1,8) 7,63 < 0$ (трещины не образуются); $\mu' = 0,342$;

$\gamma = 0,49$; $a_{ткр} = K_1 C_0 \eta \frac{[1 - \mu'(\eta)^2] \cdot b \cdot R_{tel}^2}{\gamma \cdot E_б \cdot R_{pβ}^2 \cdot \Delta N_н} =$

$= 5 \cdot 1,2 \cdot 1 \frac{(1 - 0,342^2) \cdot 0,22 \cdot 1,08^4 (10^9)}{0,49 \cdot 2,68 \cdot 10^4 \cdot 1,8 \cdot 139200^2} = 0,268$ мм $<$

$< 0,4$ м.

Расчет верхнего пояса.

Для расчета принимаем две комбинации нагрузок для стержней:

0_1: М = - 46,7 кНм; N = 570 кН; $M_{дл}$ = 41,5 кНм; $N_{дл}$ = 379 кН;

0_3: М = 74,3 кНм; N = 430 кН; $M_{дл}$ = 52,5 кНм; $N_{дл}$ = 339 кН.

$A_R = \xi_R (1 - 0,4\xi_R) = 0,647\ (1 - 0,4 \cdot 0,647) = 0,48$;

$z_{δR} = h_0 (1 - 0,4\xi_R) = h_0 U_R = 25 \cdot 0,74 = 18,5$ см; $\Delta_{rб} = \frac{2 \cdot z_б}{\gamma \cdot E_б \cdot b \cdot \sin^2 2\alpha}$

$= \frac{2 \cdot 18,5}{0,48 \cdot 0,268 \cdot 10^5 \cdot 22 \cdot 1^2} = \frac{37}{2,63} \cdot 10^{-5} = 13,07 \cdot 10^{-5}$ МПа$^{-1}$;

$\Delta_{rx} = \frac{4 d_x U_x}{E_{ax} \cdot f_{ax} \cdot n_x \cdot tg^2 \alpha} = \frac{4 \cdot 0,6 \cdot 20}{2 \cdot 10^5 \cdot 0,283 \cdot 2 \cdot 1^2} = \frac{48}{1,132} 10^{-5} =$

$= 42,4 \cdot 10^{-5}$ мПа$^{-1}$; коэффициент жесткости $\mathcal{E} = \frac{1}{\Delta_{rб} + \Delta_{rx}} =$

$= \frac{1}{(13,07 + 42,4) \cdot 10^{-5}} = \frac{1}{55,47} \cdot 10^5 = 0,018 \cdot 10^5 = 1,8 \cdot 10^3$ МПа;

$N_{кр} = \frac{K \gamma \cdot E_б \cdot J_{бn}}{l_0^2} = \frac{5,5 \cdot 0,48 \cdot 0,248 \cdot 10^5 \cdot 51582,7 (100)}{270^2} =$

$= \frac{36495,8 \cdot 10 (100)}{72900} = 5006282$ Н $= 5006,3$ кН; $K_c = \frac{1}{1 + \frac{N_{кр}^3}{\mathcal{E} \cdot z_б^{02}}} =$

$= \frac{1}{1 + \frac{5006 \cdot 3 \cdot 10^3}{1,8 \cdot 10^3 (\frac{22}{2})^2 \cdot (100)}} = \frac{1}{1 + 0,23} = 0,813;$

$N_{кр} = N_{кр} \cdot K_c = 5006,3 \cdot 0,813 = 4070,1$ кН.

По формуле (58) СНиП[I] при коэффициенте 5,5 вместо 6,4:

$K_{дл} = 1 + 1\frac{89,8}{121,7} = 1,74$; $t_{мин.} = 0,5 - 0,01\frac{l_0}{h} - 0,01 R_{пр} =$

$= 0,5 - 0,01\frac{240}{28} - 0,01 \cdot 15 = 0,26$; $t = \frac{e_0}{h} = \frac{8,2}{28} = 0,29 >$

$> 0,26$ и $t = \frac{17,3}{28} = 0,62 > 0,26$; $J_a = F_a\left(\frac{z_a}{2}\right)^2 =$

$= 12,56\left(\frac{22}{2}\right)^2 = 1520 см^4$; $N_{кр} = \frac{5,5 \cdot E_б}{l_0^2}\left[\frac{J_б}{K_{он}}\left(\frac{0,11}{0,1+K_н} + 0,1\right) + \eta_a \cdot J_a\right] = \frac{5,5 \cdot 0,268 \cdot 10^5 (100)}{240^2} \cdot \left[\frac{40245,3}{1,76}\left(\frac{0,11}{1+0,29} + 0,1\right) + 7,46 \cdot 1520\right] = 3987379$ Н $= 3987,4$ кН; расхождение $\frac{4070,1 - 3987,4}{4070,1} \cdot 100 = 2\%$;

$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{570000}{4070,1 \cdot 10^3}} = 1,16$;

$\eta = \frac{1}{1 - \frac{430000}{4070,1 \cdot 10^3}} = 1,12$; $\eta = 1 + \frac{f_m}{e_0} = 1 + \frac{1,35}{8,2} = 1,16$;

$f_m = \frac{1}{200} l_0 = \frac{1}{200} \cdot 270 = 1,35 см$;

$e = e_0 \eta + 0,5h - a = 8,2 \cdot 1,16 + 14 - 3 = 20,5$ см;

$e = e_0 + 0,5h - a = 17,3 \cdot 1,12 + 14 - 3 = 30,4$ см;

$F_a = F'_a = \frac{N \cdot e - A_R \cdot R_{пр} \cdot b \cdot h_0^2}{R_{ас} \cdot z_0} = \frac{580 \cdot 10^3 \cdot 20,5 - 0,48 \cdot 15 \cdot 22 \cdot 25^2}{340 \cdot 22(100)} =$

$= 2,4 см^2$;

$F_a = F'_a = \frac{430 \cdot 10^3 \cdot 30,4 - 0,48 \cdot 15 \cdot 22 \cdot 25^2 (100)}{340 \cdot 22(100)} = 4,24 см^2$.

по конструктивным соображениям принимаем по 2 ∅ 20 AIII с $F_a = F'_a =$

$= 6,28 см^2$;

$A_0 = \frac{N \cdot e - R_{ас} \cdot F'_a \cdot z_0}{R_{пр} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{570 \cdot 10^3 \cdot 20,5 - 340 \cdot 6,28 \cdot 22(100)}{15 \cdot 22 \cdot 25^2 (100)} =$

$0,039 < A_R = 0,48$;

$A_0 = \frac{430 \cdot 10^3 30,4 - 340 \cdot 6,28 \cdot 22(100)}{15 \cdot 22 \cdot 25^2 (100)} = 0,406 < A_R = 0,48$;

проверяем по второй комбинации

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_o + \frac{N}{2 \cdot R_{пр} \cdot b})}{R_a \cdot z_a} = \frac{430 \cdot 10 \cdot (30,4 + 25 + \frac{430 \cdot 10^3}{2,15 \cdot 22(100)})}{340 \cdot 22(100)} =$$

$= 6,85$ см^2. Принимаем окончательно по 2 ⌀ 22 АШ с $F_a = F'_a = 7,6$см^2.

При расчете из плоскости фермы:

$$\alpha = \frac{R_{ac} \cdot F_a}{R_{пр} \cdot F} = \frac{340 \cdot 7,6 \cdot 2}{15 \cdot 22 \cdot 28} = 0,28 \cdot 2 = 0,56 ;$$

$$\lambda = \frac{l_o}{b} = \frac{270}{22} = 12,3; \quad \frac{N_{дл}}{N} = \frac{379}{570} = 0,66;$$

по прил. 2 СНиП [1] : $\varphi_б = 0,88$; $\varphi_м = 0,89$.

$$\varphi = \varphi_б + 2(\varphi_м - \varphi_б)\alpha = 0,88 + 2(0,89 - 0,88)\ 0,56 = 0,89 ;$$

$$N = m \cdot \varphi (R_{пр} \cdot F + R_{ac} F'_a) = 1 \cdot 0,89(15 \cdot 22 \cdot 28 + 340 \cdot 2 \cdot 7,6)(100) =$$

$= 1283,3$ кН > 570 кН.

Несущая способность с учетом устойчивости обеспечена.

6.5. Двускатная балка двутаврового сечения

Исходные данные и нагрузка (рис. 6.6)

Пролет l = 18 м. Балка изготовлена из шлакощелочного бетона марки 400: $R_{пр}$ = 15 МПа; $R_{пр}$ = 21 МПа; $R_р$ = 1,2 МПа; $R_{рII}$ = 1,8 МПа; $E_б$ = 0,268·10^5 МПа; $\varepsilon_{mб}$ = 240·10^{-5}; τ = 28 сут.; θ = 70%; t = 15°С; K_{Ic} = 0,72 МПа м$^{1/2}$; K_{IcII} = 1,08 МПа м$^{1/2}$; ν_0 = 0,81; $\nu = \nu_0\sqrt{1-\eta^2}$ = = 0,81·$\sqrt{1 - 0,8^2}$ = 0,48 ; ν_t = 0,15 .

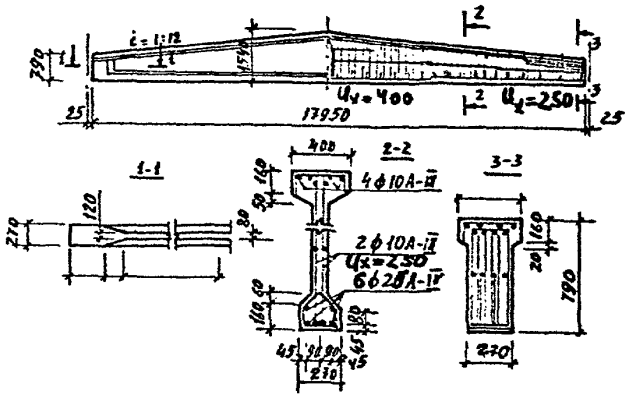
Напрягаемая арматура из стали класса А-IУ : R_H = 500 МПа; R_{aII} = = 600 МПа; E_H = 2·10^5 МПа; способ натяжения арматуры на упоры - механический. Температурный перепад Δt = 65°С; обычная арматура из стали класса А-III : R_a = R_{ac} = 340 МПа; E_a = 2·10^5 МПа; R_{ax} = = 270 МПа; передаточная прочность бетона по п.2 Рекомендаций R_0 = 0,8 40 = 32,0 МПа; $R_{пр}$ = 1,2·0,8·15 = 14,4 МПа; величины расчетных и нормативных нагрузок, изгибающих моментов и их расчетные сочетания приведены в табл. 4.6 [142] .

Расчет на прочность по нормальным сечениям

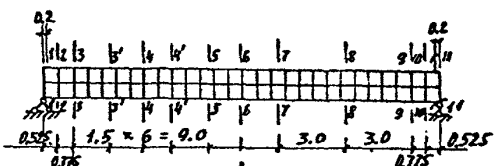
1) Расчет продольной арматуры

Расчет ведем по сечению 7-7, размеры которого h = 140 см; $b_п'$ = = 40 см; b = 8 см; $b_п$ = 27 см; $h_п$ = 18,5 см; $h_п$ = 19 см (см.рис. 6.6,б); M = 1302,7 кН м; a = 8 см; a' = 3 см; h_0 = 140 -8=132см; z_0 = 132 - 3 = 129 см; ξ_0 = 0,9 - 0,008 $R_{пр}$ = 0,85- 0,008·15 =0,78; R_{ac} = $\varepsilon_{mб}\cdot E_a$ = 240·10^{-5}· 2·10^5= 480 МПа; $\xi_R = \dfrac{\xi_0}{1 + \dfrac{\sigma_A}{\sigma_{Ac}}(1 - \dfrac{\xi_0}{1,1})}$ = $\dfrac{0,78}{1 + \dfrac{500}{480}(1 - \dfrac{0,88}{1,1})}$ = 0,728; $A_R = \xi_R(1 - 0,4\,\xi_R)$ = 0,728(1 - - 0,4·0,729) = 0,516.

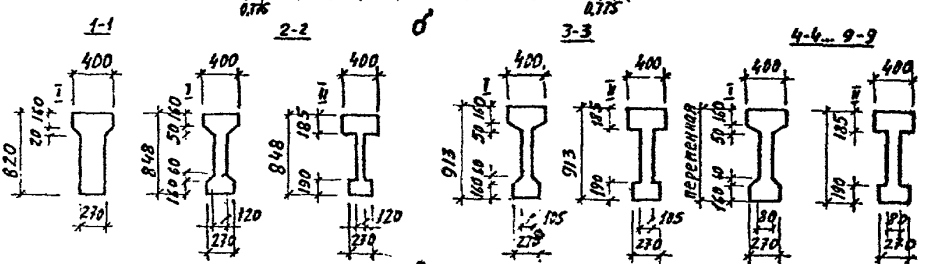
В верхней полке по конструктивным соображениям поставим ненапрягаемую арматуру из 4 Ø·10 А-III, F_a' = 3,14 см^2; при $M_R = R_{пр}\cdot b_п\cdot h_п\cdot(h_0 - 0,5\,h_п') + R_{ac}\cdot F_a'\cdot z_0$ = 15·40·18,5·(132 - 0,5·18,5)(100) + + 340·3,14·129(100) = 1500 кН·м > M = 1302,7 кН м, т.е. нейтраль-



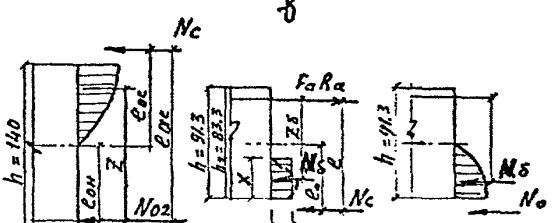
а



б



в



г

Рис. 6 .6. Конструкция двускатной балки:

а – конструкция балки; б-расчетная схема; в-сечения;г-расчетные схемы напряжений и усилий при расчете на раскрытие трещин, на прочность и раскрытие трещин в стадии монтажа

ная ось пройдет в пределах полки, поэтому дальнейший расчет ведем как для прямоугольного сечения шириной $b_п' = 40$ см, $A_0 = \frac{M_0 - R_{ос} \cdot F_0' \cdot z_0}{R_{пр} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{110270000 - 340 \cdot 3{,}14 \cdot 129(100)}{15(100) \cdot 40 \cdot 132^2} = 0{,}111 < A_п = 0{,}516$; по табл. 3.1 прил. 3 Рекомендаций находим $\xi = 0{,}117$; $\nu = 0{,}953$; $z_б = h_0 \nu = 125{,}8$ см; $m_{ан} = \bar{m}_{ан} - (\bar{m}_{ан} - 1)\frac{\xi}{\xi_п} = 1{,}2 - (1{,}2 - 1)\frac{0{,}117}{0{,}729} = 1{,}17$,

$$F_н = \frac{\xi \cdot b \cdot h_0 \cdot R_{пр} + R_{ос} \cdot F_0'}{m_{ан} \cdot R_п} = \frac{(0{,}117 \cdot 40 \cdot 132 \cdot 15 + 340 \cdot 3{,}14)(100)}{1{,}17 \cdot 500(100)} =$$

$= 17{,}66$ см^2; принимаем 5 Ø 22 А-IV с $F_н = 19{,}00$ см^2.

2) Проверка прочности нормальных сечений

а) Геометрические характеристики сечений

Геометрические характеристики сечений при $\pi_н = \pi_0 = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^5}{0{,}268 \cdot 10^5} = 7{,}46$ приведены в табл. 6.1.

б) Потери, напряжения и усилия предварительного напряжения: $\sigma_{нк} = \frac{600}{1{,}05} = 570$ МПа; потери напряжения, происходящие до окончания обжатия бетона от релаксации напряжений $\sigma_1 = 0{,}1\sigma_{нк} - 20 = 0{,}1 \cdot 570 - 20 = 37$ МПа; от температурного перепада $\sigma_2 = 1{,}25 \cdot 65 = 81$ МПа; от деформации анкеров при длине натягиваемых стержней $l = 18 + 2 = 20$ м; $\sigma_3 = \frac{\lambda}{l} E_a = \frac{2}{20000} 2 \cdot 10^5 = 20$ МПа; предварительно первые потери равны $\sigma_{п1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 37 + 81 + 20 = 138$ МПа; $\sigma_{01} = \sigma_{нк} - \sigma_{п1} = 570 - 138 = 432$ МПа; $N_{01} = \sigma_{01} \cdot F_н = 432 \cdot 19{,}0(100) = 820{,}8$ кН; эксцентриситет приложения N_{01} относительно центра тяжести сечения 5-5: $e_0 = y_н - a_н = 74{,}1 - 8 = 66{,}1$ см а относительно центра тяжести растянутой арматуры $e_{ан} = 0$, $y_в = h - y_н$;

Момент от собственного веса: сечение 5-5 $M_{с.в.} = \frac{q \cdot z}{2}(l - z) = \frac{90 \cdot 7{,}3}{18 \cdot 2}(17{,}6 - 7{,}3) = 187{,}98$ кН·м; $\sigma_{бн} = \frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0 \cdot e_0^2}{J_{бп}} - \frac{M_{с.в.}}{J_{бп}} \cdot e_0 = \frac{820{,}8 \cdot 10^3}{2200} + \frac{820{,}8 \cdot 66{,}1 \cdot 10^3}{5810102} - \frac{18798000 \cdot 66{,}1}{5810102} = 7{,}76$ МПа $< 0{,}60\ R_0 = 0{,}60 \cdot 32 = 19{,}2$ МПа (см. п.1.8 и табл.3 Рекомендаций); то же, на уровне крайне сжатого волокна $\sigma_б = \frac{N_0}{F_{бп}} - \frac{N_0 \cdot e_0}{J_{бп}} \cdot y_в + \frac{M_{с.в.}}{J_{бп}} y_в = \frac{820800}{2200(100)} - \frac{820800 \cdot 66{,}1}{5810102(100)}$

Таблица 6.I. Геометрические характеристики сечений

Обозначение	Сечение					
	I - I	2 - 2	3 - 3	4 - 4	5 - 5	6 - 6
h (h_0), см	82(74)	84,8(76,8)	9I,3(83,3)	II6(I08)	I40(I32)	I54(I46)
$F_{бп}$, см^2	256I	I947	I809	2007	2200	23II
$y_н$, см	42,8	45	48,7	6I,6	74,I	8I,3
W_0, см^3	372I8	38254	42748	59904	78409	90970
W_0', см^3	40636	43252	48869	67832	88I65	I0I732
$W_т$, см^3	65I32	5738I	64I22	89856	II76I4	I36455
$W_т'$, см^3	7III3	64878	73304	I0I748	I32248	I52597
$J_{бп}$, см^4	I592912	I72I43I	2081834	3690058	58I0I02	7395888
$z_н^в$, см	II,6	I5,7	I8,9	23,9	28,5	3I,5
$z_н''$, см	I2,7	I7,8	2I,6	27	32,I	35,2

$\cdot(132 - 66{,}1) + \frac{18798000}{5810102(100)} \cdot (132 - 66{,}1) = -0{,}28$ МПа; потери от быстронатекающей ползучести при $\eta_н = \frac{\sigma_{бп}}{R_в} = \frac{7{,}76}{32} = 0{,}24 < 0{,}5$, $\sigma_6 = 85 \cdot \eta_н = 0{,}85 \cdot 85 \cdot 0{,}24 = 17{,}34$ МПа; тогда $\sigma_{пт} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 138 + 17{,}34 = 155{,}34$ МПа; предварительное напряжение с учетом первых потерь $\sigma_{о1} = \sigma_о - \sigma_{пт} = 570 - 155{,}34 = 414{,}66$ МПа; усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $N_{о1} = \sigma_{о1} F_п = 414{,}66(100) \cdot 19{,}00 = 787{,}85$ кН.

Напряжение обжатия на уровне растянутой арматуры $\sigma_{б1} = \frac{787{,}85 \cdot 10^3}{2200(100)} + \frac{787{,}85 \cdot 10^3 \cdot 66{,}1^2}{5810102(100)} - \frac{187{,}98 \cdot 10^5 \cdot 66{,}1}{5810102(100)} = 7{,}36$ МПа.

Вторые потери: от усадки бетона $\sigma_8 = 50{,}0$ МПа; от ползучести при $\eta_н = \frac{\sigma_{б1}}{R_в} = \frac{7{,}36}{32} = 0{,}23 < 0{,}5$ определяем по формуле $\sigma_9 = \frac{\sigma_{б1}}{\mu_н \cdot \rho_1} \varphi - 85 \cdot \eta_н$; для сечения 5-5 $F = F_{бп} - \eta_н (F_п + F'_н) = 2200 - 7{,}46(19 + 3{,}14) = 2200 - 165{,}2 = 2035$ см^2; $\mu_н = \frac{F_н}{F} = \frac{19{,}00}{2035} = 0{,}0093$; $\varphi = 1 - e^{-\frac{\eta_н \cdot \mu_н \cdot \rho_1}{1 + \eta_н \cdot \mu_н \cdot \rho_1 \cdot \gamma} \varphi_m} = 1 - e^{-\alpha}$; $\eta_н = 7{,}46$; $\varphi_m = \varphi''_m \cdot K'_1 \cdot K''_2 \cdot K''_4 \cdot K_{\theta щ} = 5{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}89 \cdot 1 \cdot 1 = 4{,}89$, где коэффициенты K''_1, K''_2, K''_4 принимаются по табл.22 прил.2, $K_{\theta щ}$ – по табл.2, φ''_m – по табл.2.1 Рекомендаций: $K''_1 = 1$; $K''_4 = 1$; $\varphi''_m = 5{,}5$; $K_{\theta щ} = 1$; $\gamma = 1 + 0{,}5 \cdot 4{,}417 = 3{,}21$; при модуле открытой поверхности: $M_о = \frac{P}{F_б} = \frac{2(b_п + b_п - b) + h_в + h_т}{2311} = \frac{2(40 + 27 - 8) + 79 + 154}{2311} = 0{,}125$; $K''_2 = 0{,}85 + 0{,}15 \frac{25}{100} = 0{,}89$; $\rho_1 = 1 + \frac{y \cdot e_{он}}{r^2} = 1 + \frac{66{,}1^2}{2641} = 2{,}65$; $r^2 = \frac{J_{бп}}{F_{бп}} = \frac{5810102}{2200} = 2641$ см^2; $\alpha = \frac{\eta_н \cdot \mu_н \cdot \rho_1}{1 + \eta_н \cdot \mu_н \cdot \rho_1 \cdot \gamma} \varphi_m = \frac{7{,}46 \cdot 0{,}0093 \cdot 2{,}65}{1 + 7{,}46 \cdot 0{,}0093 \cdot 2{,}65 \cdot 3{,}21} \cdot 4{,}89 = 0{,}51$; по табл. 2.4 прил.2 Рекомендаций $\varphi = 1 - e^{-\alpha} = 1 - e^{-0{,}51} = 0{,}393$; $\sigma_9 = \frac{7{,}3}{0{,}0093 \cdot 2{,}65} \cdot 0{,}393 - 0{,}85 \cdot 85 \cdot 0{,}23 = 99{,}8$ МПа ; $\sigma_{п2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 50 + 99{,}8 = 149{,}8$ МПа ; $\sigma_п = \sigma_{п1} +$

$+\sigma_{\theta 2}$ = 158,4 + 149,8 = 308,2 МПа; $\sigma_0 = \sigma_{нк} - \sigma_п$ = 570 -308,2= = 261,8 МПа ; $N_0 = m \cdot \sigma_0 F_н$ = 1·261,8·19(100) = 497,4 кН.

Аналогично вычисляем потери, установившиеся напряжения и усилия обжатия для всех сечений и сводим в табл. 6.2.

в) Проверка прочности.

Расчет ведем в следующем порядке : $\sigma_A = R_0 + R_{ос} - \sigma_0$ = = 500 + 480 - 261,8 = 718,2 МПа , $\xi_R = \dfrac{\xi_0}{1 + \dfrac{\sigma_A}{R_{ос}}(1 - \dfrac{\xi_0}{1,1})}$ =

$= \dfrac{0,88}{1 + \dfrac{718,2}{480}(1 - \dfrac{0,88}{1,1})} = 0,677$; $A_R = \xi_R(1 - 0,4\,\xi_R) = 0,677 \cdot$ $\cdot (1 - 0,4 \cdot 0,677) = 0,494$; предварительно принимаем $m_{0t} = 1,15$.

Таблица 6.2. Потери, напряжения и усилия предварительного натяжения для сечений

Сечения	Потери, МПа		Напряжения, МПа		Усилия N_0, кН	Эксцентриситет $e_{0н}$, см
	$\sigma_{п1}$	$\sigma_п$	σ_{01}	σ_0		
1-1	157,8	320,0	412,3	250,0	475,0	34,8
2-2	158,9	325,8	411,3	244,2	464,0	37
3-3	158,5	323,4	411,7	246,6	468,5	40,7
4-4	156,4	311,2	413,9	258,8	491,7	53,6
5-5	155,3	308,2	414,7	261,8	497,4	66,1
6-6	155,1	306,4	414,9	263,6	500,8	73,3

$\xi = \dfrac{m_{0t} \cdot R_н \cdot R - R_{ос} \cdot F_0'}{b \cdot h_0 \cdot R_{пр}} = \dfrac{1,15 \cdot 500 \cdot 19 - 340 \cdot 3,14}{40 \cdot 132 \cdot 15} = 0,124$;

уточняем $m_{0t} = \bar{m}_{0t} - (\bar{m}_{0t} - 1)\dfrac{\xi}{\xi_R} = 1,2 - (1,2 - 1)\dfrac{0,124}{0,677} = 1,16$;.

$\xi = 0,126$; по табл.3.1 прил.3 Рекомендаций $A_0 = 0,119$; момент, который может воспринять сечение, определяем по формуле $M = A_0 \cdot$ $\cdot b_0' h_0^2 R_{пр} + R_{ос} \cdot F_0' \cdot z_0 = 0,119 \cdot 40 \cdot 132^2 \cdot 15(100) + 340 \cdot 3,14 \cdot 129(100) =$ = 1381,8 кНм > 1302,7 кНм ; несущая способность обеспечена.

Расчет производим для сечения 2-2 на расстоянии 70 см от торца балки [142]: $h_o = 76{,}8$ см; $b = 22$ см; с.к. $Q = 290{,}86$ кН $<$ $< 0{,}35\, R_{вр} \cdot b \cdot h = 0{,}35 \cdot 15 \cdot 22 \cdot 76{,}8(100) = 483{,}84$ кН, то размеры сечения достаточны; так как $Q = 290{,}86$ кН $> K_1 R_p \cdot b \cdot h_o = 0{,}5 \cdot 1{,}2 \cdot 12 \cdot 76{,}8(100) = 55{,}3$ кН, то необходим расчет поперечной арматуры; расчет производим в следующем порядке: $q_{x тр} = \frac{Q^2}{4 \cdot K_2 \cdot R_p \cdot b \cdot h_o^2} =$ $= \frac{290860^2}{4 \cdot 1{,}75 \cdot 1{,}2 \cdot 12 \cdot 76{,}8^2(100)} = 1422{,}9$ Н/см; $U_x = \frac{0{,}75 \cdot K_2 \cdot R_p \cdot b \cdot h_o^2}{Q}$ $= \frac{0{,}75 \cdot 1{,}75 \cdot 1{,}2 \cdot 12 \cdot 76{,}8^2(100)}{290860} = 38{,}3$ см; при $h > 450$ мм $U_x \leq \frac{h}{3} =$ $= \frac{76{,}8}{3} = 25{,}6$ см; $U_x \leq 50$ см; принимаем $U_x = 25$ см; $n_x = 2$; $f_{ox тр} = \frac{q_{x тр} \cdot U_x}{R_{ox} \cdot n_x} = \frac{1422{,}9 \cdot 25}{270 \cdot 2(100)} = 0{,}659$ см^2; принимаем ∅ 10 А-II с $f_{ox} = 0{,}785$ см^2; проверяем $q_x = \frac{R_{ox} \cdot n_x \cdot f_{ox}}{U_x} =$ $= \frac{240 \cdot 2 \cdot 0{,}785(100)}{25} = 2135{,}2$ Н/см; $Q_{x\delta} = 2\sqrt{K_2 \cdot R_p \cdot b \cdot h_o^2 \cdot q_x} =$ $= 2 \cdot 1{,}75 \cdot 1{,}2 \cdot 12 \cdot 76{,}8^2 \cdot 2135{,}2(100) = 356{,}3$ кН $> Q = 290{,}86$ кН; прочность наклонных сечений обеспечена.

Сдвигающие суммарные усилия между арматурой и бетоном растянутой зоны определяем по формулам (19) Рекомендаций $T_{max} = N_a = F_a \cdot R_a =$ $= 19 \cdot 500(100) = 950$ кН; $S_{max} = -0{,}55 \frac{(Q + P)}{2 \cdot z_\delta} = -0{,}55 \frac{Q_m}{z_\delta} =$ $= -0{,}55 \frac{290860}{125{,}8} = 1271{,}6$ Н; коэффициент жесткости $\mathcal{E}$ поперечных связей сдвига между арматурой и бетоном растянутой зоны равен:

$$\Delta_{r\delta} = \frac{2 \cdot z_\delta}{\gamma \cdot E_\delta \cdot b \cdot \sin^2 2\alpha} = \frac{2 \cdot 125{,}8}{0{,}48 \cdot 0{,}268 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 1^2} = 162{,}98 \cdot 10^5 \text{ МПа}^{-1};$$

$$\Delta_{rx} = \frac{4 \cdot q_x \cdot U_x}{E_{ox} \cdot f_{ox} \cdot n_x \cdot tg^2 \alpha} = \frac{4 \cdot 1{,}0 \cdot 25}{2 \cdot 10^5 \cdot 0{,}785 \cdot 2 \cdot 1^2} = 31{,}85 \cdot 10^{-5} \text{ МПа}^{-1};$$

$$\mathcal{E} = \frac{1}{\Delta_{r\delta} + \Delta_{rx}} = \frac{1}{162{,}98 + 31{,}85} \cdot 10^5 = 513 \text{ МПа};$$

сдвиг определяем по формуле (21) Рекомендаций $U_S = \frac{S}{\mathcal{E}} = \frac{1271{,}6}{513(100)} = 2{,}479 \cdot 10^{-2}$ см;

касательные (сдвигающие) напряжения определяем по формуле (20) Рекомендаций $\tau = \frac{S}{P_a} = \frac{S}{5 \cdot \pi \cdot d_a} = \frac{1271{,}6}{5 \cdot 3{,}14 \cdot 2{,}2} = 36{,}8$ Н/см^2 $= 0{,}368$ МПа;

τ = 0,368 МПа < $R_{сц}$ = 4,55 МПа.

Расчет на образование и раскрытие трещин

1) Расчет на образование трещин

Расчет производим из условия $M_з < M_т$; $M_з = M$ = 1090,7 кНм;

$M_т = R_{рв} \cdot W_т + N_0 (y_в + e_{он} - 1/3\, X_т)$; $W_т = \left[U_0 + 0{,}75 \left(\gamma_1 + \frac{1}{\nu} n_a \mu_a \right) + 0{,}15 \gamma_1' \right] b \cdot h^2$; $U_0 = 0{,}45$ при $x < h_n'$; $\gamma_1 = \frac{(b_n - b) \cdot h_n}{b \cdot h} = \frac{(27 - 8)(16 + 6/2)}{8 \cdot 140} = 0{,}322$; $\gamma_1' = \frac{(b_n' - b) \cdot h_n' + n_a / \nu \cdot F_a'}{b \cdot h} = \frac{(40 - 8)(16 + 5/2) + \frac{7{,}16}{0{,}48} 3{,}14}{8 \cdot 140} = 0{,}572$ ($\gamma_{дл.}' = 0{,}664$);

$\mu_н = \frac{F_н}{F} = \frac{F_н}{F_{бп} - n_н \cdot F_н} = \frac{19}{2200 - 7{,}46 \cdot 19} = 0{,}0092$; $W_т = [0{,}45 + 0{,}75(0{,}322 + 1/0{,}48\ 7{,}46\ 0{,}0092) + 0{,}15 \cdot 0{,}572] \cdot 8\ 140^2 = 137984$ см^3.

Высоту сжатой зоны перед образованием трещин определяем по формуле (50) Рекомендаций:

$$X_т = \left[1 - \frac{\nu b \cdot h + (1 - h_n'/2h)(b_n - b)\, h_n' + n_н \cdot F_н' + n_a \cdot F_a'}{F_{бп} - \nu \cdot F_{св} + \frac{\nu \cdot N_0}{R_{рв}}} \right] h = \left[1 - \frac{0{,}48 \cdot 8 \cdot 140 + (1 - 18{,}5/2 \cdot 140)(40 - 8)18{,}5 + 7{,}46 \cdot 3{,}14}{2200 - 0{,}48\ (27 - 8)\ 19 + \frac{0{,}48\ 497400}{1{,}8(100)}} \right] 140 =$$

= 93,6 см; $M_т$ = 1,8·137985(100) + 497400(65,9 + 66,1 - 1/3 93,6) = = 248,4 + 501,4 = 749,8 кНм < $M^н$ = 1090 кНм; трещиностойкость не обеспечена, трещины образуются; из условия обеспечения трещиностойкости необходимо $N_0 > \frac{M^н - M}{(y_в + e_{он} - 1/3 X_т)} = \frac{(1090{,}7 - 248{,}4)\ 10^5}{1{,}008} = 835{,}6$ кН; $F_0 > \frac{N_0}{\sigma_0} = \frac{835{,}6 \cdot 10^3}{308{,}2(100)} = 27{,}11$ см^2, т.е. 6-Ø 25 А-IУ с $F_н$ = 29,45 см^2; в дальнейшем расчет на раскрытие трещин в последнем случае не производится.

2) Расчет на раскрытие трещин

Расчет производим в следующем порядке: приращение напряжений в растянутой арматуре от полной нагрузки определяем по формуле (табл. 6.1) $\Delta\sigma_н = n_н \frac{M^н}{J_{бп}} y_{ан} - (\sigma_0 + \frac{n_н}{\nu} R_{рв}) =$

$= 7{,}46\,\frac{1090{,}7\cdot10^5(74{,}1-19/2)}{1721431(100)} - (261{,}8 + \frac{7{,}46}{0{,}486}\cdot1{,}8) = 305{,}3 -$

$- (261{,}8 + 27{,}6) = 16{,}2$ МПа; от длительной нагрузки : $\Delta\sigma_н =$

$= 7{,}46\,\frac{712{,}11\cdot10^5\cdot64{,}6}{1721431(100)} - 289{,}4 = 199{,}36 - 289{,}4 = -90$ МПа < 0;

(трещины не образуются); расчет производим только от кратковременного действия всей нагрузки : $a_{тр} = K\cdot c_д\cdot\eta_a\frac{\Delta\sigma_н}{E_н}\cdot20(3{,}5 - 100\mu_н)\cdot$

$\cdot\sqrt[3]{d_н} = 1{,}5\cdot1{,}2\cdot1\cdot\frac{16{,}2}{2\cdot10^5}\cdot20(3{,}5 - 100\cdot0{,}0092)\sqrt[3]{22} = 0{,}021 < 0{,}4$ мм;

критическая ширина раскрытия трещин : $b_{ср} = \frac{F_{бп}}{h} = 2200/140 =$

$= 15{,}7$ см $= 0{,}157$ м; $\mu_{(\eta)} = 0{,}15 + 0{,}3\cdot\eta^2 = 0{,}15 + 0{,}3\cdot0{,}8^2 = 0{,}342$;

$\Delta N_н = \Delta\sigma_н\cdot F_н = 16{,}2\cdot19(100) = 30780$ Н; $a_{тр} = K\cdot c_д\cdot\eta_a\frac{[1-\mu_{(\eta)}^2]\cdot b\cdot K_{тр}^4}{\nu\cdot E_б\cdot R_p^2\cdot\pi\cdot\Delta N_н} =$

$= 5\cdot1{,}2\cdot1\,\frac{1-0{,}342^2\cdot0{,}157\cdot1{,}08^4\cdot(10^9)}{0{,}486\cdot2{,}68\cdot10^4\cdot1{,}8^2\cdot3{,}14\cdot30780} = 0{,}277$ мм $< 0{,}4$ мм .

3) Расчет приопорных нормальных сечений по образованию трещин

Сечение I-I : длина зоны передачи напряжений $l_{п.н.} = (m_{п.н}\cdot$

$\cdot\frac{\sigma_{пн}}{R_0} + \Delta\lambda_{пн})d = (0{,}3\cdot\frac{570-158}{32} + 10)\cdot22 = 305$ мм $< 15d = 15\cdot$

$\cdot22 = 330$ мм; принимаем $l_{п.н.} = 33$ см; $N_0 = m_т\cdot\sigma_0\cdot F_н = 0{,}9\cdot261{,}8\cdot19\cdot$

$\cdot(100) = 447{,}7$ кН; $e_0 = y_н - a_н = 42{,}8 - 8 = 34{,}8$ см; $M_т = R_{pd}\cdot W_т +$

$+ N_0(r_я^в + e_0) = 1{,}8\cdot65132(100) + 447{,}7\cdot10^3(11{,}6 + 34{,}8) = 325 > M^н =$

$= 43{,}9$ кНм; трещиностойкость обеспечена .

4) Расчет наклонных приопорных сечений на образование трещин

Расчет проводим для сечения 2-2 (в месте изменения толщины стенки) : статические моменты сопротивления : верхней полки относительно центра тяжести $S_п = b_п h_п(h - y_н - \frac{h_п'}{2}) = 40\cdot18{,}5(84{,}8 -$

$- 45 - 18{,}5/2) = 22607$ см^3; $y_в = h - y_н = 84{,}8 - 45 = 39{,}8$ см ;

для сечения по центру тяжести $S_ц = S_п + b(y_в - h_п')\frac{y_в - h_п'}{2} =$

$= 22607 + 12(39{,}8 - 18{,}5)\cdot\frac{39{,}8 - 18{,}5}{2} = 25329{,}1$ см^3; соответствующие

касательные, нормальные и главные напряжения : $\tau_п = \frac{Q^н\cdot S_п}{J_{бп}\cdot b} =$

$= \frac{243{,}27\cdot10^3\cdot22607}{1683138{,}7\cdot12(100)} = 2{,}72$ МПа; $\tau_ц = \frac{243{,}27\cdot10^3\cdot25329{,}1}{1683138{,}7\cdot12(100)} = 3{,}05$ МПа;

$N_0 = \sigma_0\cdot F_н = 253{,}1\cdot19(100) = 480{,}9$ кН ; $\sigma_{хп} = -\frac{N_0}{F_{бп}} + \frac{N_0\cdot e_0}{J_{бп}} -$

$-\frac{M}{J_{бп}}y = -\frac{N_0}{F_{бп}} - \frac{M - N_0 \cdot e_0}{J_{бп}}y = -\frac{480,9 \cdot 10^3}{1985,8 \cdot (100)} -$

$-\frac{(131,43 - 480,9 \cdot 0,37) \cdot 10^5}{1683138,7} \cdot 21,3 = -2,42 + 0,53 = -1,89$ МПа;

$y = y_в - h_п' = 39,8 - 18,5 = 21,3$ см; $e_0 = y_н - a_н = 45 - 8 =$

$= 37$ см $= 0,37$ м; $\sigma_{хп} = -\frac{N_0}{F_{бп}} = -2,42$ МПа; $\sigma_{гр}^{с} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} +$

$+ \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{4}\right)^2 + \tau^2} = -\frac{1,89}{2} + \sqrt{\left(\frac{1,89}{2}\right)^2 + 2,72^2} = -0,945 + 2,88 =$

$= \frac{1,93}{-3,83}$, т.е. $\sigma_{г.с.} = 1,93$ МПа; $\sigma_{г.с} = -3,83$ МПа; $\sigma_{г.р}^{с} = \frac{-2,42}{2} \pm$

$\pm \sqrt{\left(\frac{2,42}{2}\right)^2 + 3,05^2} = -1,21 \mp 3,28 = \frac{2,07}{-4,49}$ МПа, т.е. $\sigma_{г.р.} =$

$= 2,07$ МПа; $\sigma_{г.с.} = -4,49$ МПа; так как $\sigma_{г.с.} = -4,49$ МПа $< m_1 R_{прi} =$

$= 0,5 \cdot 21 = 10,5$ МПа; $\sigma_{г.р.} = 2,07$ МПа $> R_{рi} = 1,8$ МПа ; условие не

соблюдается ; из условия $\sigma_{г.р.} < R_{рi}$ определяем $\sigma_x \geq (R_{рi} - \frac{\tau^2}{R_{рi}}) =$

$= 1,8 - \frac{3,05^2}{1,8} = \geq -3,37$ МПа , т.е. $\sigma_x \geq -\frac{N_0}{F_б} = -3,37$ МПа ;

$N_0 \geq 3,37 F_{бп} = 3,37 \cdot 1985,8(100) = 669,2$ кН; $F_н \geq -\frac{N_0}{\sigma_0} = \frac{669,2 \cdot 10^3}{253,1(100)} =$

$= 26,44$ см^2; 7 Ø 22 А-IУ с $F_н = 26,61$ см^2 .

Расчет по деформациям

Расчет производим с учетом кратковременного и длительного действия нагрузок : при кратковременном действии полной нагрузки :

$A_0 = \frac{M^н}{b h_0^2 \cdot R_{рi}} = \frac{1090,7 \cdot 10^5}{8 \cdot 132^2 \cdot 21(100)} = 0,373$; по табл. 3.1 прил.3 Рекомендаций $\xi = 0,45$; $\nu = (1 - 0,4\xi) = 0,818$; $\frac{1}{\rho_1} = \frac{\psi_б \cdot}{\nu \cdot E_б \cdot \omega \cdot}$

$\cdot \frac{M^н}{b h_0^3 \xi (\xi + \gamma') \nu} = \frac{0,9 \cdot 1090,7 \cdot 10^5}{0,48 \cdot 0,268 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 132^2 \cdot 0,45(0,45 + 0,572) \cdot 0,818(100)} =$

$= 1,1 \cdot 10^{-5} = 110 \cdot 10^{-7}$ см$^{-1}$; постоянной и длительной нагрузок :

$A_0 = \frac{M_{дл}^н}{b h_0^2 \cdot R_{рi}} = \frac{712,11 \cdot 10^5}{8 \cdot 132^2 \cdot 21(100)} = 0,243$; $\xi = 0,27$; $\nu = 0,89$;

$\frac{1}{\rho^2} = \frac{\psi_б \cdot M_{дл}^н}{\nu \cdot E_б \cdot \omega \cdot h_0^3 \cdot \xi (\xi + \gamma) \nu \cdot b} =$

$= \frac{0,9 \cdot 712,11 \cdot 10^5}{0,48 \cdot 0,268 \cdot 10^5 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 132^3 \cdot 0,27(0,27 + 0,572) \cdot 0,89 \cdot (100)} = 1,34 \cdot$

$\cdot 10^{-5} = 134 \cdot 10^{-7}$ см$^{-1}$; при длительном действии постоянной и длительной нагрузок : $\frac{1}{\rho_3} = \frac{\psi_б \cdot M_{дл}^н}{\nu_t \cdot E_б \cdot \omega \cdot h_0^3 \xi (\xi + \gamma') \cdot \nu \cdot b}$.

$$= \frac{0{,}9 \cdot 742{,}11}{0{,}15 \cdot 0{,}268 \cdot 10^5 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 132^3 \cdot 0{,}27(0{,}27 + 0{,}664) \cdot 0{,}89 \cdot (100)} =$$

$= \frac{640{,}9}{170{,}4 \cdot 10^5} = 3{,}76 \cdot 10^{-5} = 376 \cdot 10^{-7} см^{-1}$; выгиб от усадки и ползучести при предварительном обжатии при $\sigma_{п2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 178{,}6$ МПа:

$\frac{1}{\rho_{вп}} = \frac{\varepsilon_п + \varepsilon'_п}{h_0} = \frac{\sigma_{п2} + \sigma'_{п2}}{E_п \cdot h_0} = \frac{178{,}6 + 0}{2 \cdot 10^5 \cdot 132} = 0{,}68 \cdot 10^{-5} = 68 \cdot 10^{-7} см^{-1}$;

суммарная кривизна : $\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_1} - \frac{1}{\rho_2} + \frac{1}{\rho_3} - \frac{1}{\rho_{вп}} = (110 - 134 +$

$+ 376 - 68) \cdot 10^{-7} = 284 \cdot 10^{-7} см^{-1}$; приближенно прогиб определяем по формуле для сечения 5-5 $f = S \frac{1}{\rho} l_0^2 = \frac{1}{48} \cdot 284 \cdot 10^{-7} \cdot 1760^2 =$

$= 1{,}83$ см $< \frac{1}{300} l_0 = \frac{1760}{300} = 5{,}87$ см. Жесткость балки обеспечена .

Расчет балки на нагрузки в стадии изготовления, транспортирования и монтажа

Петли для строповки расположены на расстоянии 1,5 м от ее торца, т.е. в сечении 3-3, $h_0 = 91{,}3 - 3 = 88{,}3$ см (см. рис.6.6,*а*.). Изгибающий момент от собственного веса с учетом коэффициента динамичности $K_д = 1{,}5$: $M_{с.в.} = \frac{q l^2}{2} K_g = \frac{90000 \cdot 1{,}5^2}{18 \cdot 2 \cdot (10^5)} \cdot 1{,}5 = 8{,}44$ кНм ; и без его учета $M_{с.в.} = 5{,}63$ кНм; усилие обжатия (в предельном состоянии балки) составляет: $N_0 = m_т (\sigma_{от} - 330) F_п = 1{,}1\ (411{,}7 -$ $- 330) \cdot 19{,}00 (100) = 171{,}38$ кН, при расчете трещиностойкости $N_{от} =$ $= 343{,}71$ кН. Эксцентриситет приложения этого усилия относительно центра тяжести приведенного сечения $e_0 = 48{,}7 - 8 = 40{,}7$ см, и относительно центра тяжести верхней ненапрягаемой арматуры $e =$ $= 91{,}3 - 3 - 8 = 80{,}3$ см. Учитывая, что сечение 3-3 работает на внецентренное сжатие от совместного действия усилия N_0 и изгибающего момента $M_{с.в.}$, результирующий эксцентриситет приложения сжимающей силы по отношению к центру тяжести приведенного сечения составляет $e_{оц} = \frac{N_0 e_0 + M_{с.в.}}{N_0} = \frac{171380 \cdot 40{,}7 + 8{,}44 \cdot 10^5}{171380} = 45{,}62$ см, а по отношению к центру тяжести верхней ненапрягаемой арматуры $e =$ $= 91{,}3 - 3 - 48{,}7 + 45{,}62 = 85{,}22$ см. Соответствующие эксцентриси-

теты для усилия N_0 : $e_0 = \frac{343710 \cdot 40,7 + 5,63 \cdot 10^5}{343710} = 42,34$ см ;

$e = 91,3 - 3 - 48,7 + 42,34 = 81,94$ см; $\xi = \frac{N_0 + R_a F_a'}{R_{np}^{\circ} b_n' h_0} = \frac{171380 + 340\ 3,14(100)}{14,4 \cdot 27 \cdot 88,3(100)} = 0,081$; так как $\xi h_0 = 0,081\ 88,3 = 7,1$ см $< h_n' =$ = 19 см, то нейтральная ось находится в пределах нижней полки; по табл. 3.1 прил.3 Рекомендаций $A_0 = 0,078$, тогда условие прочности соблюдается: $N_0 e = 171380 \cdot 65,22 = 146,05$ кНм $< A_0 R_{np}^{\circ} b_n' h_0^2 = 0,078 \cdot 14,4 \cdot 27 \cdot 88,3^2(100) = 236,45$ кНм; прочность сечения обеспечена. Условие трещиностойкости обеспечено: $R_{pt} W_T = 1,8(100) \cdot 73304 =$ = 13194720 Н см $> m_t N_0 (e_0 - z_n'') = 1,1 \cdot 343710 \cdot (41,5 - 21,6) =$ = 7523812 Н см , следовательно, расчет на ширину раскрытия трещин не производим.

Конструирование балки

Из расчета на трещиностойкость, по образованию трещин окончательно принимается продольная арматура 6 Ø 25 А-IУ с $F_a = 29,45 см^2$, которая обеспечивает трещиностойкость как по нормальным, так и по наклонным сечениям.

Поперечная арматура принимается из расчета на прочность по наклонным 2 Ø 10 А-III с шагом $U_x = 250$ мм в приопорных четвертях пролета, в средней половине пролета балки поперечная арматура ставится с шагом $U_x = \frac{1}{3} \frac{h_0 + h_n}{2} = \frac{1}{3} \frac{790 + 1540}{2} = 388$ мм = 40 см .

У боковых граней стенки балки ставятся конструктивные продольные стержни с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1%, т.е. $F_{an} = 0,001 \cdot 2000 = 2 см^2$, 2-4 Ø 10 с $F_a = 1,57 + 3,14 см^2$.

Конструирование балки показано на рис. 6.6 ,а.

6.6. Поперечная рама сельскохозяйственного здания и колонна

Исходные данные, нагрузки, усилия

Статическая схема поперечной рамы здания представлена на рис. 6. . Нагрузки и статический расчёт поперечной рамы приведены в [142].

Расчет колонны

1) Расчет на прочность и устойчивость

Колонна изготавливается из бетона марки 300: $R_{пр}$ = 11,5 МПа, $m_{б1}$ = 0,8 ; $E_б$ = 0,236·10^5, МПа; φ_0 = 0,79 ; φ_t = 0,14 ; φ = $\varphi_0\sqrt{1-0,8^2}$ = 0,474 ; $\varepsilon_{mб}$ = 230·10^{-5}; R_{ac} = $\varepsilon_{mб}\cdot E_a$ = 230·10^{-5} ·2·10^5 = 460 МПа продольная арматура из стали класса А-III (R_a = R_{ac} = 340 МПа; E_a = 2·10^5, МПа); расчетная длина l_e = 1,5 Н = 1,5·7,35 = 11,03 м; $f_m = \frac{1}{250} l_e$ = 4,41 см; т.к. $\lambda = \frac{l_e}{z}$ = 1103/0,283·40 = 97>14, необходимо учитывать устойчивость; усилия: первая M = -75,8 кН м; $M_{дл}$ = 0,6 кН м; N = 263,8 кН; $N_{дл}$ = 263,8 кН; эксцентриситеты: $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{75,8\cdot10^5}{263,8\cdot10^3}$ = 28,7 см; $e_{0дл} = \frac{6,0\cdot10^5}{263,8\cdot10^3}$ = 0,2 см; $\eta_{кр} = 1 + \frac{1}{\frac{e_0}{l_m}} = 1 + \frac{4,41}{28,7}$ = 1,15; вторая : M = - 67,9 кН м; $M_{дл}$ = 0,9 кН м; N = 341,8 кН; $N_{дл}$ = 269,4 кН; $e_0 = \frac{67,9\cdot10^5}{341,8\cdot10^3}$ = 19,9 см; $e_{0дл} = \frac{0,9\cdot10^5}{269,4\cdot10^3}$ = 0,3 см; $\eta_{кр} = 1 + \frac{4,41}{19,9}$ = 1,22; так как случайный эксцентриситет ($e_{0сл} = \frac{40}{30}$ = 1,3 ; $\frac{735}{600}$ = 1,2; 1 см) значительно меньше полученного в результате расчета и колонна входит в статически неопределимую систему, то в качестве расчетных примем эксцентриситеты, соответствующие нагрузкам: $e = e_0\cdot\eta + 0,5h - a$ = 28,7·1,15 + 0,5·40 - 4 = 49 см; e = 19,9·1,22 + 0,5·40 - 4 = 40 см; $F_a = F_a' = \frac{N(e-h_0+\frac{N}{2R_{пр}b})}{R_a\cdot z_a} = \frac{263,8\cdot10^3\cdot(49-36+\frac{263,8\cdot10^3}{2\cdot11,5(100)40})}{340(100)\cdot32}$ = 3,84 см^2;

$F_a = F_a' = \frac{341{,}8\cdot10^3(40-36+\frac{341{,}8\cdot10^3}{2\cdot11{,}5(100)40})}{340\cdot(100)\cdot32} = 2{,}43$ см^2; принимаем армирование из $2\,\phi\,16$ А-II с $F_a = F_a' = 4{,}02$ см^2; проверяем несущую способность: $X = \frac{N}{R_{пр}\cdot b} = \frac{263{,}8\cdot10^3}{11{,}5\cdot40(100)} = 5{,}73$ см; $X = \frac{341{,}8\cdot10^3}{11{,}5\cdot40(100)} = 7{,}43$ см; $N\cdot e \le R_{пр}\cdot bX(h_0 - 0{,}4X) + R_{ac}'F_a'\times(h_0 - a')$ $263{,}8\cdot10^3\cdot49 = 129{,}26\cdot10^5 < [11{,}5\cdot40\cdot5{,}73\cdot(36-0{,}4\cdot5{,}73)+340\cdot4{,}02\cdot(36-4)](100) = 132{,}6\cdot10^5$ Н см; $341{,}8\cdot10^3\cdot40 = 136{,}72$ кНм $< [11{,}5\cdot40\cdot7{,}43\cdot(36-0{,}4\cdot7{,}43)+340\cdot4{,}02\cdot(36-4)](100) = 156{,}6\cdot10^5$ Н см $= 156{,}6$ кНм; прочность обеспечена; поперечную арматуру принимаем из конструктивных соображений:

ϕ_x 6 Нс $U_x \le 20d = 20\cdot1{,}6 = 30$ см и $f_{ax} = 0{,}283$ см^2.

Такой порядок расчета очень прост и надежен.

Если рассчитывать с определением критической силы, то получим, задаваясь предварительно сечением продольной и поперечной арматуры: $Z_б = h_0 - 0{,}4X = 36 - 0{,}4\cdot5{,}73 = 33{,}7$ см; $\Delta_{rб} = \frac{2Z_б}{\nu\cdot E_б\cdot b\cdot3ln^2\alpha} = \frac{2\cdot33{,}7}{0{,}474\cdot0{,}236\cdot10^5\cdot40\cdot1} = 15{,}1\cdot10^{-5}$, МПа$^{-1}$; $\Delta_{rx} = \frac{4d_x\cdot U_x}{E_{ax}\cdot f_{ax}\cdot n_x\cdot tg^2\alpha} = \frac{4\cdot0{,}6\cdot30}{2\cdot10^5\cdot0{,}283\cdot2\cdot1} = 63{,}6\cdot10^{-5}$, МПа$^{-1}$; $\Delta_{r0} = 0$; $\Sigma\Delta_{ri} = (15{,}1 + 63{,}6)\cdot10^{-5} = 78{,}7\cdot10^{-5}$, МПа$^{-1}$; $\mathcal{E} = \frac{1}{\Sigma\Delta_{ri}} = \frac{1}{78{,}7\cdot10^{-5}} = 1{,}27\cdot10^3$ МПа; при учёте $\nu_t = 0{,}14$; $\Delta_{rб} = \frac{0{,}14}{0{,}474}\cdot15{,}1\cdot10^{-5} = 4{,}46\cdot10^{-5}$, МПа$^{-1}$; $\mathcal{E} = \frac{1}{4{,}46+63{,}6}\cdot10^5 = 1{,}47\cdot10^3$, МПа; $N_{кр}^э = \frac{\pi^2\nu\cdot E_б\cdot J_{бп}}{l_0^2} = \frac{3{,}14^2\cdot0{,}474\cdot0{,}236\cdot10^5\cdot230766\cdot(100)}{1103^2} = 2094{,}2$ кН; $N_{кр}^э = 618{,}5$ кН при $\nu_t = 0{,}14$, где $J_{бп} = \frac{b\cdot h^3}{12} + 2n_a\times F_a(0{,}5\cdot h - a)^2 = \frac{40\cdot40^3}{12} + 2\cdot8{,}47\cdot4{,}02\cdot(0{,}5\cdot40-4)^2 = 213333 + 17433 = 230766$ см^4; $K_{сл} = \frac{1}{1+\frac{N_{кр}^э}{Z_б^2\cdot\mathcal{E}}} = \frac{1}{1+\frac{2094{,}2\cdot10^3}{16^2\cdot1{,}27\cdot10^3(100)}}$

$= 0{,}94$; $K_{эд} = \dfrac{1}{1 + \dfrac{618{,}5\cdot 10^3}{16^2\cdot 1{,}47\cdot 10^3(100)}} = 0{,}984$; $z_б^0 = \dfrac{h_0 - a'}{2} =$

$= \dfrac{36-4}{2} = 16$ см; $N_{кр} = N_{кр}^{э}\cdot K_c = 2094{,}2\cdot 0{,}94 = 1968{,}5$ кН; $N_{кр} =$

$= 618{,}5\cdot 0{,}984 = 608{,}6$ кН; $\eta_{кр} = \dfrac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{кр}}} = \dfrac{1}{1 - \dfrac{263{,}8\cdot 10^3}{1968{,}5\cdot 10^3}} =$

$= 1{,}16$; $\eta_{дл} = \dfrac{1}{1 - \dfrac{263{,}8\cdot 10^3}{608{,}6\cdot 10^3}} = 1{,}76$; $e_{кр} = c_0\eta + 0{,}5h -$

$- a = 28{,}7\cdot 1{,}16 + 0{,}5\cdot 40 - 4 = 49{,}3$ см; $e_{дл} = 0{,}2\cdot 1{,}76 + 0{,}5\cdot$

$\cdot 40 - 4 = 16{,}35$ см; $F_a = F_a' = 3{,}92$ см^2 при $e_{кр}$ и $F_a = F_a' <$

< 0 при $e_{дл}$.

При определении $N_{кр}$ по формуле (58) СНиП [1] с заменой коэффициента 6,4 на 5,5 получим: $J_a = 2F_a(0{,}5h - a)^2 = 2\cdot 4{,}02\times$

$\times(0{,}5\cdot 40 - 4)^2 = 2058{,}2$ см^4; $K_{дл} = 1 + \beta\dfrac{M_{дл1}}{M_1} = 1 + 1\dfrac{4\cdot 2{,}7}{117{,}9} =$

$= 1{,}35$; $M_1 = Ne_1 = 263{,}8\cdot 0{,}447 = 117{,}9$ кНм; $M_{дл1} = 263{,}8\cdot$

$\cdot 0{,}163 = 42{,}7$ кНм; $e_1 = c_0 + 0{,}5h - a = 28{,}7 + 0{,}5\cdot 40 - 4 =$

$= 44{,}7$ см; $e_{дл1} = 0{,}3 + 0{,}5\cdot 40 - 4 = 16{,}3$ см; $t_{min} = 0{,}5 - 0{,}01\dfrac{l_0}{h} -$

$- 0{,}01R_{пр} = 0{,}5 - 0{,}01\dfrac{1103}{40} = 0{,}01\cdot 11{,}5 = 0{,}11$; $t = \dfrac{c_0}{h} =$

$= \dfrac{28{,}7}{40} = 0{,}718 > 0{,}11$; $N_{кр} = \dfrac{5{,}5\cdot E_б}{l_0}\cdot\left[\dfrac{J_б}{K_{дл}}\left(\dfrac{0{,}11}{0{,}1+t} + 0{,}1\right) +\right.$

$\left. + n_a\cdot J_a\right] = \dfrac{5{,}5\cdot 0{,}236\cdot 10^5}{1103^2}\left[\dfrac{213333}{1{,}35}\cdot\dfrac{0{,}11}{0{,}1+0{,}718} + 0{,}1\right) + 8{,}47\cdot$

$\cdot 2058{,}2\cdot(100) = 908{,}7$ кН; $\eta = \dfrac{1}{1 - \dfrac{N}{N_{кр}}} = \dfrac{1}{1 - \dfrac{263{,}8}{908{,}7}} = 1{,}41$;

$e = 28{,}7\cdot 1{,}41 + 0{,}5\cdot 40 - 4 = 56{,}5$ см; $F_a = F_a' = \dfrac{N(e - h_0 + \dfrac{N}{2b\cdot R_{пр}}}{R_a\cdot z_a} =$

$= \dfrac{263{,}8\cdot 10^3(56{,}5 - 36 + \dfrac{263{,}8\cdot 10^3}{2\cdot 40\cdot 11{,}5(100)}}{340\cdot 32(100)} = 5{,}65$ см^2; должны принимать 2 Ø 20 А-III с $F_a = 6{,}28$ см^2; проверяем $X = \dfrac{N}{b\cdot R_{пр}} =$

$= \dfrac{263{,}8\cdot 10^3}{40\cdot 11{,}5\cdot(100)} = 5{,}73$ см; $N\cdot e = 263{,}8\cdot 10^3\cdot 56{,}5 = 149{,}1$ кНм $<$

$< R_{пр}\cdot b\cdot X(h_0 - 0{,}4X) + R_{ac}\cdot F_a(h_0 - a') = 11{,}5\cdot 40\cdot 5{,}73\cdot(36 - 0{,}4\cdot$

· 5,73) + 340·6,28(36-4)](100) = 157,2 кНм; несущая способность обеспечена, но расход арматуры увеличился на $\frac{6,28-4,02}{402}\cdot 100\% =$ = 56,2 % ; расчет по первой простой и второй более трудоемкой как для составных стержней методикам дает экономию арматуры.

2) Расчет колонны в стадии транспортирования

Нагрузка от собственного веса с учетом коэффициента динамичности $q = 0,4\cdot0,4\cdot25\cdot1,5 = 6$ кН/м. К моменту транспортировки бетон наберет прочность $0,8R = 0,8\cdot30 = 24$ МПа; $R_{пр} = 9,2$ МПа; $E_б = 0,189\cdot10^5$; МПа $R_{рt} = 0,8\cdot1,5 = 1,2$ МПа; расчетная схема колонны при транспортировке показана на рис.6,7; моменты: $M_1 = \frac{q\cdot c^2}{2} = \frac{6\cdot1,5^2}{2} = 6,7$ кН м.; $M_2 = \frac{q}{2}\left(\frac{l^2}{4} - c^2\right) = \frac{6}{2}\left(\frac{5,4^2}{4} - 1,5^2\right) = 17,9$ кН м; так как максимальный изгибающий момент при транспортных нагрузках значительно меньше эксплуатационного, то при симметричном армировании необходимости в проверке прочности нет.

Для расчета по образованию трещин находим: $n_a = \frac{2\cdot10^5}{0,189\cdot10^5} =$ = 10,6 ; $J_{бп} = 213333 + 2\cdot10,6\cdot6,28\cdot(0,5\cdot40 - 4)^2 = 247415,8$ см^4; $W_0 = \frac{J_{бп}}{0,5h} = \frac{247415,8}{0,5\cdot40} = 12370,8$ см^3; $W_т = 1,75\ W_0 = 1,75\cdot$ · 12370,8 = 21648,9 см^3; $M = R_{рt}\cdot W_т = 1,2(100)\cdot2\cdot1648,9\cdot$ · $10^{-5} = 25,98$ кНм > $M_2 = 17,9$ кНм; следовательно, трещины в колонне при ее транспортировке не образуются.

Конструирование колонны показано на рис. 6.7,а.

6.7. Фундамент

Исходные данные

Сечение колонны 40 х 40 см. Глубина заложения фундамента h = = 1,65 м. Бетон фундамента марки 200: $R_{пр}$ = 7,6 МПа; $R_р$ = 0,95 МПа; рабочая арматура из стали класса А-II: $R_а$ = 270 МПа; расчетное давление на грунт $R_{гр}$ = 236 кН/м^2. Расчетная схема фундамента показана на рис. 6.7.

В качестве расчетных примем две комбинации усилий [142]: первая M = 74,2 кН м; $M^н$ = 61,8 кН м; N = 271,8 кН; $N^н$ = 236,3 кН; Q = = 16,3 кН; $Q^н$ = 13,4 кН; вторая M = -67,9 кН м; $M^н$ = -56,6 кН м; N = 341,8 кН; $N^н$ = 297,2 кН; Q = -15,2 кН; $Q^н$ = -12,7 кН. Нагрузка от стен P = 98 кН; $P^н$ = 89 кН; e = 30 см.

Определение размеров

Усилия по первой комбинации загружения при $H_ф$ = 1,65 - 0,15 = = 1,5 м: $M^н$ = 61,8 + 13,4·1,5 + 89·0,3 = 108,6 кН м; $N^н$ = 236,3+ + 89 = 325,3 кН; C_0 = 0,334 м; при второй комбинации: $M^н$ = -56,6 - -12,7·1,5 + 89 0,3 = -49 кН м; $N^н$ = 297,2 + 89 = 386,2 кН; C_0 = = 0,127 м; при треугольной эпюре $C_0 < A/6$, откуда $A \geq 6 \cdot C_0$ = 6· ·0,334 = 2,0 м; $A \geq 6 \cdot 0,127$ = 0,76 м; принимаем нечетные размеры: A = 2,1 м; B = 0,8·2,1 = 1,7 м; F = $A \cdot B$ = 2,1·1,7 = 3,57 м^2; $P_ф^н$ = = $\gamma_ф \cdot A \cdot B \cdot H$ = 20·2,1·1,7·1,65 = 117,8 кН; $W = \frac{B \cdot A^2}{6} = \frac{1,7 \cdot 2,1^2}{6}$ = 1,4 м^3; $N_ф^н = N^н + P_ф^н$ = 325,3 + 117,8 = 443,1 кН; $M_ф^н = M^н + Q^н \cdot H_1$ = 108,6+ + 13,4·1,65 = 130,71 кН м; $N_ф^н = N^н + P_ф^н$ = 386,2 + 117,8 =504,0кН; $M_ф^н = M^н + Q^н H_1$ = 49 + 12,7·1,65 = 70 кН·м; $\sigma^н_{\frac{max}{min}} = \frac{N_ф}{F} \pm \frac{M_ф^н}{W}$ = = $\frac{443,1}{3,57} \pm \frac{130,71}{1,40}$ = 124,1 ± 93,4 = $\frac{217,5}{30,7}$ кН/м^2 $\begin{matrix} \leq \\ > \end{matrix}$ $\begin{matrix} 1,2\ R_{гр}^н \\ 0 \end{matrix}$;

$\sigma^н_{\frac{max}{min}} = \frac{504,0}{3,57} \pm \frac{70}{1,4}$ = 141,1 ± 50 = $\frac{191,1}{91,1}$ кН/м^2 $\begin{matrix} > 0 \\ < 1,2\ R_{гр}^н = 1,2 \cdot \end{matrix}$ ·236 = 283,2 кН/м^2; размеры фундамента достаточны.

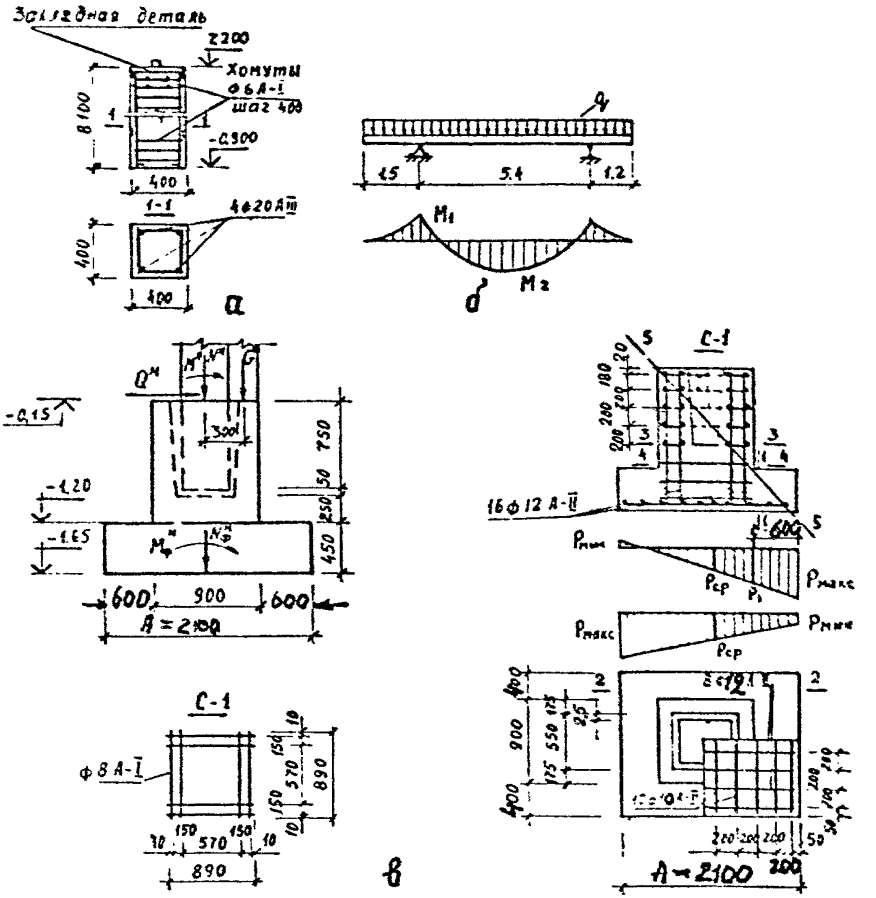


Рис. 6.7.

Колонна. Фундамент:

а – армирование колонны; б – расчетная схема колонны при транспортировании; в – конструкция и армирование фундамента

Усилия: $M_\Phi = 74{,}2 + 16{,}3 \cdot 1{,}5 + 98\ 0{,}3 = 128{,}4$ кН м; $N_\Phi = 271{,}8 + 98 + 117{,}8 \cdot 1{,}1 = 500$ кН; $M_\Phi = -67{,}9 - 15{,}2 \cdot 1{,}5 + 98 \cdot 0{,}3 = -61{,}3$ кН м; $N_\Phi = 341{,}8 + 98 + 117{,}8 \cdot 1{,}1 = 569{,}4$ кН; $\sigma_{max} = \frac{N_\Phi}{F} \pm \frac{M_\Phi}{W} = \frac{500}{3{,}57} \pm \frac{128{,}4}{1{,}4} = 140{,}1 \pm 91{,}7 = \frac{231{,}8}{48{,}4}$ кН/м^2 $= \frac{0{,}232}{0{,}0484}$ МПа; $\sigma_{min} = \frac{N_\Phi}{F} \pm \frac{M_\Phi}{W} = \frac{569{,}4}{3{,}57} \pm \frac{61{,}3}{1{,}4} = 159{,}5 \pm 43{,}8 = \frac{203{,}3}{115{,}7}$ кН/м^2 $= \frac{0{,}203}{0{,}116}$ МПа; проверяем на продавливание: $F_{осн.} = (b_в + 2h_0)(a_в + 2h_0) = (0{,}90 + 2 \cdot 0{,}41)(0{,}90 + 2 \cdot 0{,}41) = 1{,}72 \times 1{,}72 = 2{,}96$ м^2; $P = N - \sigma_{гр} \cdot F_{осн} = 500 - 231{,}8 \cdot 2{,}96 = -186{,}1 < 0$; расчет на продавливание не требуется.

Момент в сечении I-I: $M_1 = \sigma_{max} \frac{c^2}{2} \cdot B = 231{,}8 \cdot \frac{0{,}6^2}{2} \cdot 1{,}7 = 70{,}9$ кН·м; площадь сечения арматуры $F_{a1} = \frac{M}{0{,}9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{70{,}9 \cdot 10^5}{0{,}9 \cdot 41 \cdot 270(100)} = 7{,}1$ см^2; принимаем в направлении размера А: $\frac{170 - 2{,}5}{20} = 8$ Ø12 А-II с $F_a = 9{,}05$ см^2; в направлении В: $M_2 = \sigma_{max} \frac{c^2}{2} \cdot A = 231{,}8 \cdot \frac{0{,}4^2}{2} \cdot 2{,}1 = 38{,}9$ кН м; $F_{a2} = \frac{M_2}{0{,}9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{38{,}9 \cdot 10^5}{0{,}9 \cdot 41 \cdot 270(100)} = 3{,}9$ см^2; принимаем $\frac{210 - 2{,}5}{20} = 10$ Ø10 А-II по конструктивным соображениям с $F_a = 7{,}85$ см^2.

Конструирование фундамента показано на рис. 6.7.

Подколонник армируем по конструктивным соображениям по 4 Ø 12 А-II с каждой стороны с $F_a = F_a' = 4{,}52$ см^2 [142].

6.8. Трехшарнирная рама

Исходные данные, нагрузки, усилия

Рама (рис.6.8) изготовляется из бетона марки 300, основные характеристики которого при $m_{бI} = 0,8$ следующие : $R_{пр} = 11,5$ МПа ; $R_р = 1,2$ МПа; $K_{тр} = 0,6$ МПа $см^{1/2}$; $R_{пр} = 16$ МПа; $R_{рII} = 1,4$ МПа ; $K_{трII} = 0,9$ МПа $см^{1/2}$; $R_б = 0,236 \cdot 10^5$ МПа; $\nu_o = 0,79$; $\nu = \nu_o\sqrt{1-0,8^2} = 0,474$; $\nu_t = 0,14$; $\varphi_m^н = 6$; $\varepsilon_{mб} = 230 \cdot 10^{-5}$; $R_{ос} = \varepsilon_{mб} \cdot E_a = 230 \cdot 10^{-5} \cdot 2 \cdot 10^5 = 460$ МПа $> R_a = 340$ МПа; $R_{ос} = 340$ МПа. Основная продольная арматура из стали класса А-III: $R_a = R_{ас} = 340$ МПа; $E_a = 2 \cdot 10^5$ МПа; поперечная арматура из стали класса А-I $R_{ах} = 170$ МПа; к конструкции предъявляются требования 3-й категории трещиностойкости ; расчетный пролет $l_o = 21$ м; высота стойки равна расстоянию от центра опорного шарнира до ее верха $H_н = 3,04$ м; расчетная высота рамы $H = 3,04 + 2,55 = 5,59$ м.

Сбор нагрузок и статический расчет рамы приведен как трехшарнирной системы. Эпюры M, N и Q от постоянной и от временных нагрузок показаны на рис.6.9 . Используем для расчета полученные усилия от всех нагрузок и их расчетные сочетания [142] .

Расчет прочности нормальных сечений

Сечения рамы в плоскости работают в основном на внецентренное сжатие, а сечения I-I и 5-5 на сжатие со случайными эксцентриситетами. Расчетные длины : стойки $l_p = 3,5$ м, ригеля $l_o = \sqrt{10,49^2 + 2,625^2} = 10,81$ м . Расчет производим более нагруженных сечений при $\xi_o = 0,9 - 0,008 R_{пр} = 0,9 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,808$;

$$\xi_R = \frac{\xi_o}{1 + \frac{\sigma_A}{R_{ас}}\left(1 - \frac{\xi_o}{1,1}\right)} = \frac{0,808}{1 + \frac{340}{340}\left(1 - \frac{0,808}{1,1}\right)} = 0,578; \quad A_R = \xi_R\left(1 - 0,4\,\xi_R\right) = 0,578 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,578) = 0,44 .$$

Сечение 4-4,а : сечение двутавровое, его размеры показаны на рис.6.8 ; расчетные усилия в сечении : $M = 225,57$ кНм; $N = 103,29$ кН;

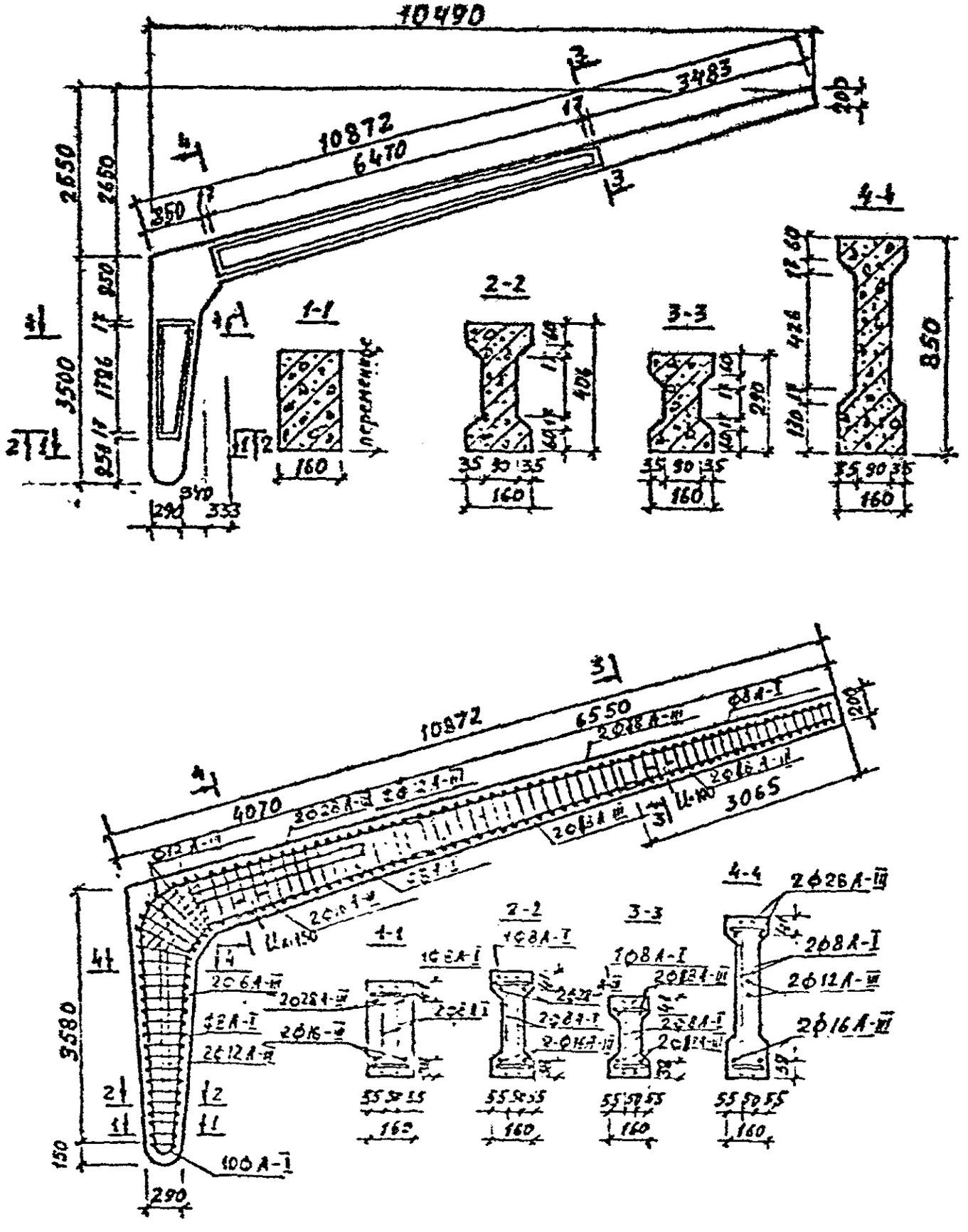


Рис. 6.8. Конструкция трехшарнирной рамы:

а – конструкция рамы, сечения;

б – армирование рамы, сечения

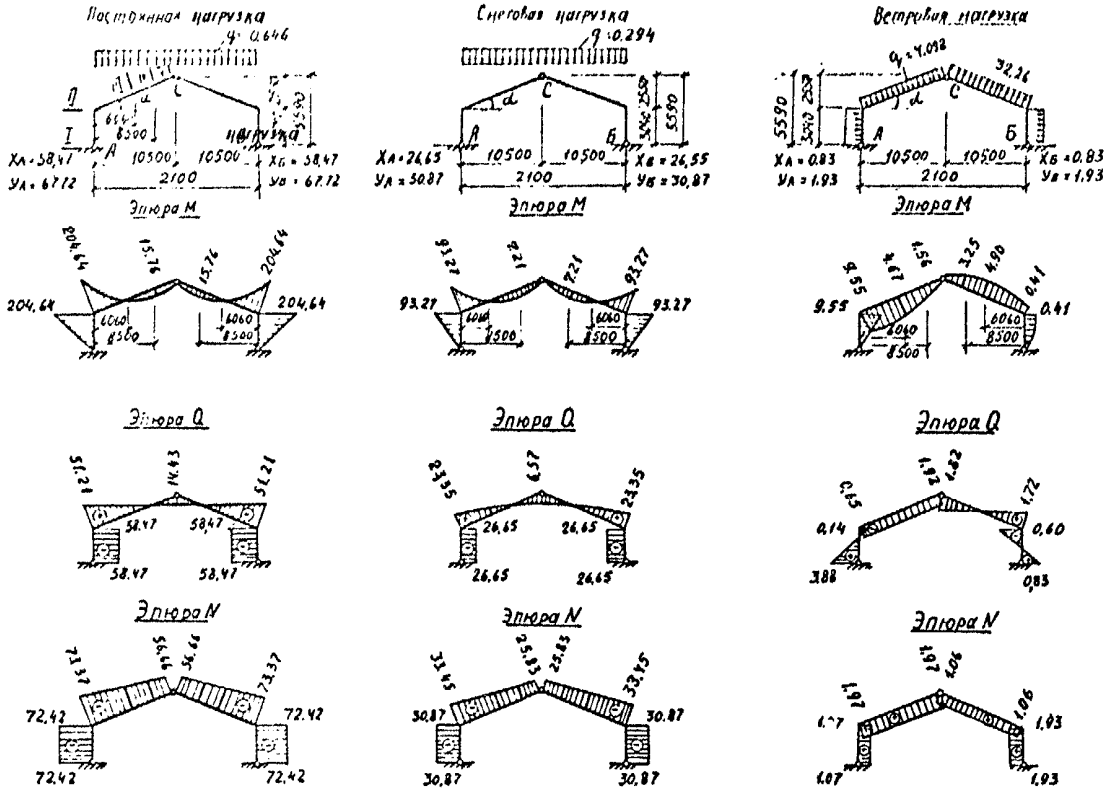


Рис. 6.9. Расчетная схема рамы, схемы загружения и эпюры M, N и Q при постоянной (а), снеговой (б) и ветровой (в) нагрузках, соответственно кНм, кН

$M_{дл}$ = 154,95 кНм; $N_{дл}$ = 72,42 кН; $C_0 = \frac{225,57 \cdot 10^5}{103,29 \cdot 10^3}$ = 219 см; $C_{0\,дл}$ = $\frac{154,95 \cdot 10^5}{72,42 \cdot 10^3}$ = 212,3 см; наибольшая величина случайного эксцентриситета : $C_0^{сл} = \frac{h}{30} = \frac{65}{30}$ = 2,2 см ; 1 см; $\frac{l_e}{600} = \frac{1081}{600}$ = 1,6 см; для расчета принимаем эксцентриситеты : C_0 = 219 + 2,2 = 221,2 см ; $C_{0\,дл}$ = 212,3 + 2,2 = 214,5 см; гибкость $\lambda = \frac{l_e}{r} = \frac{1081}{0,289 \cdot 65}$ = = 56,8 > 14; необходимо учитывать устойчивость ; $h_o = h - a$ = = 65 - 4 = 61 см; $z_a = h_o - a' = 61 - 4 = 57$ см; $J_б = \frac{16 \cdot 65^3}{12} - \frac{7 \cdot 44^3}{12}$ = 316476 см^4; $n_a = \frac{E_a}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^5}{0,236 \cdot 10^5}$ = 8,47; $f_m = \frac{1}{200} l_o$ = = $\frac{1}{200} \cdot 1081$ = 5,4 см; $\eta = 1 + \frac{f_m}{C_o} = 1 + \frac{5,4}{221,2}$ = 1,024 ; $e = C_o \cdot \eta$ + + 0,5h - a = 221,2·1,024 + 0,5· 65 - 4 = 255 см ; F_a' = = $\frac{Ne - A_R \cdot b h_o^2 R_{пр} - (b_n - b) h_n \cdot R_{пр} (h_o - 0,5 h_n')}{R_{ac} \cdot z_a}$ = $\frac{103290 \cdot 255 - 0,44 \cdot 9 \cdot 61^2 \cdot 11,5 (100) - (16 - 9) \cdot 6,5 \cdot 11,5 (61 - 0,5 \cdot 6,5)(100)}{340 \cdot 57 (100)}$ = 3,25 см^2; принимаем 2 Ø 16 А-III с F_a' = 4,02 см^2; $A_o = \frac{Ne - R_{ac} \cdot F_a' \cdot z_a - (b_n - b) h_n' \cdot R_{пр} (h_o - 0,5 h_n')}{b \cdot h_o^2 \cdot R_{пр}}$ = = $\frac{103290 \cdot 255 - 340 \cdot 4,02 \cdot 57 (100) - (16 - 9) \cdot 6,5 \cdot 11,5 (61 - 0,5 \cdot 6,5)(100)}{9 \cdot 61^2 \cdot 11,5 \cdot (100)}$ = 0,4 < A_R = 0,44 ; по табл. 3.1 прил.3 Рекомендаций определяем ξ = 0,5 ; $X = \xi h_o$ = 0,5· 61 = 30,5 см; $F_a = \xi b h_o \frac{R_{пр}}{R_a} + (b_n - b) h_n' \frac{R_{пр}}{R_a} + F_a' \frac{R_{ac}}{R_a} - \frac{N}{R_a}$ = 0,5· 9· 61 $\frac{11,5}{340}$ + (16 - 9)· 6,5· $\frac{11,5}{340}$ + + 4,02 $\frac{340}{340} - \frac{103290}{340(100)}$ = 11,8 см^2; принимаем 2 Ø 28 А-III с F_a = = 12,32 см^2.

Сечение 3-3: сечение прямоугольное: высота h = 22,5 см; h_o = = $h - a$ = 22,5 - 4 = 18,5 см; ширина b = 16 см; $z_a = h_o - a'$ = = 18,5 - 4 = 14,5 см; M = 23,65 кНм; N = 82,62 кН; $M_{дл}$ = 15,76 кНм; $N_{дл}$ = 59,84 кН; эксцентриситеты: $C_0 = \frac{23,65 \cdot 10^5}{82,62 \cdot 10^3}$ = 28,63 см; $C_{0\,дл}$ =

$= \frac{15,76 \cdot 10^5}{59,84 \cdot 10^3} = 26,34$ см; $C_o^{сл} = \frac{l_e}{600} = \frac{1081}{600} = 1,8$ см; 1 см; $\frac{h}{30} =$ $= \frac{22,5}{30} = 0,75$ см; для расчета принимаем эксцентриситеты : $C_o =$ $= 28,63 + 1,8 = 30,43$ см; $C_{o\,дл} = 26,34 + 1,8 = 28,14$ см; $f_m = \frac{1}{200} \times$ $\cdot l_e = \frac{1}{200} \cdot 1081 = 5,4$ см; гибкость $\lambda = \frac{l_e}{z} = \frac{1081}{0,289 \cdot 22,5} = 166 > 14$; учитываем устойчивость : $\eta_{кр} = 1 + \frac{f_m}{C_o} = 1 + \frac{5,4}{30,43} = 1,177$; $\eta_{дл} =$ $= 1 + \frac{5,4}{28,14} = 1,192$; $e = C_o \cdot \eta + 0,5\,h - a = 30,43 \cdot 1,177 + 0,5 \times$ $\times 22,5 - 4 = 43$ см; $F_a = F_a' = \frac{N\left(e - h_o + \frac{N}{2b \cdot R_{ap}}\right)}{R_a z_a} =$ $= \frac{82,62 \cdot 10^3 \left(43 - 18,5 + \frac{82,62 \cdot 10^3}{2 \cdot 16 \cdot 11,5(100)}\right)}{340 \cdot 14,5 \cdot (100)} = 4,48$ см^2; принимаем 2 ⌀ 18 с $F_a = F_a' = 5,09$ см^2; проверяем сечение по прочности : $X = \frac{N}{b \cdot R_{np}} = \frac{82,62 \cdot 10^3}{16 \cdot 11,5(100)} = 4,5$ см; $Ne = 82,62 \cdot 0,43 = 35,5$ кНм $<$ $< R_{np} \cdot b \cdot X \left(h_o - 0,4X\right) + R_{ac} \cdot F_a' \cdot z_a = \left[11,5 \cdot 16 \cdot 4,5(18,5 - 0,4 \cdot 4,5) + \right.$ $\left. + 340 \cdot 5,09 \cdot 14,5\right] \cdot (100) = 38,9$ кНм; прочность обеспечена.

Расчет прочности наклонных сечений

В пределах стойки максимальная поперечная сила $Q = 58,47 +$ $+ 26,65 = 85,12$ кН. Для расчета возьмем сечение в месте изменения сечения от прямоугольника к двутавру $h = 40,6$ см; $h_o = 36,6$ см; $b = 9$ см. Условие $Q = 85120 < 0,35\,R_{np} \cdot b \cdot h_o = 0,35 \cdot 11,5(100) \cdot 9 \times$ $\times 36,6 = 132584$ Н соблюдается, следовательно, размеры сечения достаточны. Так как $Q = 85120 > K_1 \cdot R_p \cdot b \cdot h_o = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 9 \cdot 36,6 \cdot (100) =$ $= 19764$ Н, то необходим расчет поперечной арматуры. Сечение имеет по углам 4 продольных стержня, объединенных в два плоских каркаса $n_1 = 2$. $q_{x тр} = \frac{Q^2}{4 K_2 \cdot b \cdot h_o^2 \cdot R_p} = \frac{85120^2}{4 \cdot 1,75 \cdot 9 \cdot 36,6^2 \cdot 1,2(100)} = 715,5$ Н/см $>$ $> \frac{R_p \cdot b}{2} = \frac{1,2 \cdot 9(100)}{2} = 540$ Н/см ; $U_{max} = \frac{0,75 \cdot K_2 \cdot R_p \cdot b \cdot h_o^2}{Q} =$ $= \frac{0,75 \cdot 1,75 \cdot 1,2 \cdot 9 \cdot 36,6^2(100)}{85120} = 22,3$ см; $U_x \leq 15d = 15 \cdot 1,6 =$ $= 24$ см; при $h = 40,6 < 45$ см ; $U_x \leq \frac{h}{2} = 20,3$ см и < 15см;

принимаем $u_x = 15$ см; $f_{ax} = \frac{q_{x тр} \cdot u_x}{R_{ax} \cdot n_x} = \frac{715,5 \cdot 15}{170 \cdot 2(100)} = 0,315$ см^2;

принимаем ⌀ 8 А-I с $f_{ax} = 0,503$ см^2; проверяем несущую способность: $q_x = \frac{R_{ax} f_{ax} n_x}{u_x} = \frac{170 \cdot 0,503 \cdot 2(100)}{15} = 1140$ Н/см; $Q_{x6} = 2\sqrt{q_x \cdot K_2 R_p b h_0^2} = 2\sqrt{1,75 \cdot 1,2 \cdot 9 \cdot 36,6^2 \cdot 1140(100)} = 107447$ Н $>$ $> Q = 85120$ Н; условие выполнено.

В пределах ригеля расчет поперечной арматуры производим в двух сечениях: сечение 4–4 (у опоры) и сечение 5–5 (у конька).

Сечение 4–4 : так как $Q = 66,36$ кН $< 0,35 R_{пр} \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \cdot 11,5(100) \cdot 9 \cdot 61 = 220,97$ кН, то размеры сечения достаточны; если $Q = 66,36 > K_1 \cdot R_p \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 9 \cdot 61(100) = 32,94$ кН, то расчет поперечной арматуры требуется; при $n_x = 2$; $q_{x тр} = \frac{Q^2}{4 \cdot K_2 \cdot b \cdot h_0^2 R_p} = \frac{66360^2}{4 \cdot 1,75 \cdot 9 \cdot 61^2 \cdot 1,2(100)} = 156,5 < \frac{R_2 \cdot b}{2} = \frac{1,2 \cdot 9 \cdot (100)}{2} =$ $= 540$ Н/см; принимаем $q_x = 540$ Н/см; $u_{max} = \frac{0,75 \cdot K_2 \cdot b \cdot h_0^2 \cdot R_p}{Q} =$ $= \frac{0,75 \cdot 1,75 \cdot 9 \cdot 61^2 \cdot 1,2(100)}{66360} = 79,5$ см; $u_x < 15d = 24$ см;

$u_x \leq \frac{h}{3} = \frac{65}{3} = 21$ см при $h > 450$; принимаем $u_x = 20$ см;

$$f_{ax} = \frac{q_{x тр} \cdot u_x}{R_{ax} \cdot n_x} = \frac{540 \cdot 20}{170 \cdot 2 \cdot (100)} = 0,318 \text{ см}^2;$$ принимаем ⌀ 8 А-I с $f_{ax} = 0,503$ см^2; проверяем несущую способность:

$$q_x = \frac{170 \cdot (100) \cdot 0,503 \cdot 2}{20} = 855,1 \text{ Н/см};$$

$$Q_{x5} = 2\sqrt{K_2 \cdot R_p \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_x} = 2\sqrt{1,75 \cdot 1,2 \cdot (100) \cdot 9 \cdot 36,6^2 \cdot 855,1} =$$

$= 93057$ Н $> Q = 66360$ Н ; условие соблюдено.

Сечение 5–5 : Q = 21000 Н < 0,35·11,5(100)·9·15,4 = 55790 Н, т.е. размеры сечения достаточны; т.к. Q = 21000 > $K_1 \cdot R_p \cdot b \cdot h_o$ = = 0,5·1,2·9 15,4 = 8320 Н, то требуется расчет поперечной арматуры;

$$q_{x.тр} = \frac{Q^2}{4K_2 b h_o^2 \cdot R_p} = \frac{21000^2}{4\cdot 1,75\cdot 9\cdot 15,4^2\cdot 1,2(100)} = 246 \text{ Н/см} <$$

$$< \frac{R_p \cdot b}{} = \frac{1,2\ 9(100)}{} = 540 \text{ Н/см; принимаем } q_x = 540 \text{ Н/см;}$$

$$U_{max} = \frac{0,75 \cdot K_2 \cdot R_p \cdot b^2 \cdot h_o}{Q} = \frac{0,75\cdot 1,75\cdot 1,2(100)\cdot 9\cdot 15,4^2}{21000} = 16 \text{ см; } U_x < 15d =$$

= 15·1,6 = 24 см; принимаем U_x = 15 см; $f_{ax} = \frac{540\cdot 15}{170\cdot 2(100)} = 0,238$ см^2; принимаем ∅ 6 А-I с f_{ax} = 0,283 см^2; проверяем несущую способность

$$q_x = \frac{170(100)\cdot 0,283\cdot 2}{15} = 641,5 \text{ Н/см; } Q_{xб} = 2\sqrt{K_2 \cdot R_p \cdot b \cdot h_o^2 \cdot q_x} =$$

$$= 2\sqrt{1,75\cdot 1,2(100)\cdot 9\cdot 15,4^2\cdot 641,5} = 33,9 \text{ кН} > Q = 21000 \text{ Н; условие соблюдено.}$$

Расчет на образование и раскрытие нормальных трещин

Сечение 4–4 : усилия: $M^н = \frac{154,95}{1,15} + \frac{70,62}{1,4} = 185,18$ кНм;

$M^н_{дл} = \frac{154,95}{1,15} = 134,74$ кНм; $N^н = \frac{72,42}{1,15} + \frac{30,87}{1,4} = 85,02$ кН; $N^н_{дл} =$

$= \frac{72,42}{1,15} = 62,97$ кН; эксцентриситеты : $e_o = \frac{185,18}{85,02} = 2,178$ м;

$e_{одл} = \frac{134,74}{62,92} = 2,14$ м; геометрические характеристики : $F_{бп} = 65 \cdot$

$\cdot 16 - 2\cdot 3,5\cdot(42,6+1,7) + 8,47\ (4,02 + 16,08) = 900,3$ см2; $S_{бп} =$

$= 65^2\cdot 16\cdot 0,5 - 2\cdot 3,5(42,6+1,7)(6,5+ 1,7 + 0,5\cdot 42,6) + 8,47\cdot$

$\cdot\left[16,08\cdot 2 + 4,02(65 - 4)\right] = 27001,4$ см^3; $y_н = \frac{S_{бп}}{F_{бп}} = \frac{27001,4}{900,3} =$

$= 30,0$ см; $J_{бп} = \frac{bh^3}{12} + \frac{(b'_п - b)h'^3_п}{12} + \frac{(b_п - b)h_п^3}{12} + b\cdot h\cdot c^2 +$

$+ (b'_п - b)\,h_п(y_в - a')^2 + (b_п - b)\,h_п(y_н - a)^2 + n_a$

$\cdot\left[F_a(y_н - a)^2 + F'_a(y_в - a')^2\right] = \frac{9\cdot 65^3}{12} + \frac{(16 - 9)13,85^3}{12} + 9$

$\cdot 65\ 2,5^2 + (16-9)\ 6,85(35 - \frac{6,85}{2})^2 + (16-9)\ 13,85\ (30 - \frac{13,85}{2}) +$

$+ 8,47\left[4,02(30-4)^2 + 16,08\ (35-4)^2\right] = 464692$ см^4; $W_o = \frac{J_{бп}}{y_н} =$

$= \frac{464692}{30,0} = 15490$ см^4. $\gamma_f = \frac{(b_n - b)h_n}{b \cdot h} =$

$= \frac{(16-9)(6,5 + 0,5 \cdot 1,7)}{9 \cdot 65} = 0,09$; $\gamma_f' = \frac{(b_n' - b)h_n' + \frac{n_a}{\nu} F_a}{b \cdot h} =$

$= \frac{(16-9)(13+0,5 \cdot 1,7) + \frac{8,47}{0,474} \cdot 3,08}{9 \cdot 65} = 0,26$; $\varphi_0 = 0,45$ для тавровых сечений при $x < h_n'$, при $h_n' = 6,5$ см $\gamma_f = 0,25h = 0,25 \cdot 65 = 16,25$ см; $\mu_a = \frac{F_a}{F} = \frac{F_a}{F_{sn} - n_a(F_a + F_a')} = \frac{16,08}{900,3 - 8,47(16,08 + \frac{1}{+ 4,02})} = 0,022$; $W_f = \left[\varphi_0 + 0,75\left(\gamma_f + \frac{\mu_a \cdot n_a}{\nu}\right) + 0,15\gamma_f'\right] b h^2 =$

$= \left[0,45 + 0,75\left(0,09 + \frac{0,022 \cdot 8,47}{0,474}\right) + 0,15 \cdot 0,26\right] \cdot 9 \cdot 65^2 = 32372$ см^3; $M_f = R_{pl} W_f = 1,4(100) \cdot 32372 = 4532080$ Н см $= 45,32$ кН·м; $M = N \cdot X_1$, где X_1 – расстояние от внешней силы до центра тяжести сжатой зоны; $z_1 = 0,8 \frac{W_o}{F_{sn}} = 0,8 \cdot \frac{15490}{900,3} = 13,76$ см; $X_1 = e_o + z_1 = 217,8 + 13,76 = 231,6$ см; $M = N'' \cdot X_1 = 85,02 \cdot 231,6 \cdot 10^{-2} = 196,91$ кН·м; так как $M_f < M$, то трещины образуются и необходим расчёт по их раскрытию.

Расчет на раскрытие трещин

$M'' = 185,18$ кН; $M_{dl}'' = 134,74$ кН·м; $N'' = 85,02$ кН; $N_{dl}'' = 62,97$ кН;

$e_o = 2,178$ м; $e_{o\,dl} = 2,14$ м; $\Delta\sigma_a = \left[\sigma_a - \frac{n_a}{\nu} R_{pl}\right]$,

$\Delta\sigma_a = n_o \left[\frac{M''}{J_{red}} y_{ah} - \frac{N''}{F_{red}} - \frac{R_{pl}}{\nu}\right] = 8,47 \cdot$

$\cdot \left[\frac{185,18 \cdot 10^5 (35-4)}{464692 \cdot (100)} - \frac{85,02 \cdot 10^3}{900,3(100)} - \frac{1,4}{0,474}\right] = 71,62$, МПа; $\sigma_{T\,кр} = K \cdot C_o \cdot \eta_a \cdot \frac{\Delta\sigma_a}{E_a} 20 \cdot (3,5 - 100\mu_a) \sqrt[3]{d} = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{71,62}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot$

$\cdot (3,5 - 100 \cdot 0,022) \sqrt[3]{32} = 0,04$ мм $< [\sigma_{T\,кр}] = 0,4$ мм; при длительном действии нагрузки $\Delta\sigma_{a\,dl} = 8,47 \frac{134,74 \cdot 10^5 (35-4)}{464692(100)} - \frac{62,97 \cdot 10^3}{900,3(100)} -$

$- \frac{1,4}{0,474} = 45,2$ МПа; $\sigma_{T\,dl} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 1 \frac{45,2}{2 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,022)$

$\cdot \sqrt[3]{32} = 0,03$ мм $< [\sigma_{T\,dl}] = 0,3$ мм; $\sigma_T = \sigma_{T\,dl} + \sigma_{T\,кр} = 0,04 +$

$+ 0,03 = 0,07 < 0,4$ мм.

Критическая ширина раскрытия трещин: $\sigma_T = K_1 \cdot C_\partial \cdot \eta_a \cdot$

$$= \frac{[1-\mu'^2_{(\eta)}]\cdot b\cdot K^{\gamma}_{Ic\,II}}{\gamma\, E_б\, R^2_{p\,II}\, \Delta N}\ ;\ \Delta N_п = \Delta\sigma_a\cdot F_a = 71{,}62\cdot 16{,}08\ (100) =$$

$= 115$ кН ; $\mu'_{(\eta)} = 0{,}15 + 0{,}3\cdot\eta^2 = 0{,}15 + 0{,}3\cdot 0{,}8^2 = 0{,}342$; $1-\mu'^2_{(\eta)} = 1 - 0{,}342^2 = 0{,}883$; $K_{Ic\,II} = 0{,}9$ МПа.м$^{1/2}$; ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки $a_{ткр} = 4\cdot 1{,}2\cdot 1\ \cdot$

$$\cdot\ \frac{0{,}883\cdot 0{,}09\cdot 0{,}9^4\ (10^9)}{0{,}474\cdot 2{,}36\cdot 10^4\cdot 1{,}4^2\cdot 1{,}15\cdot 10^5} = 0{,}099 \text{ мм} \cong 0{,}1 \text{ мм} < 0{,}4 \text{ мм};$$

при длительном действии постоянных и длительных нагрузок $\Delta N_{дл} =$

$= 45{,}2\ \cdot\ 16{,}08\ (100) = 72{,}7$ кН ; $K_{Ic\,II\,t} = K_{Ic\,II}\sqrt{\dfrac{\gamma_t}{\gamma\,(1-\mu'^2)}} =$

$$= 0{,}9\sqrt{\frac{0{,}11}{0{,}474\cdot 0{,}883}} = 0{,}52 \text{ МПа.м}^{1/2}\ ;\ a_{тдл} = 4\cdot 1{,}5\cdot 1\ \cdot$$

$$\cdot\ \frac{0{,}883\cdot 0{,}09\cdot 0{,}52^4\ (10^9)}{0{,}11\ \cdot\ 2{,}36\cdot 10^4\cdot 1{,}4^2\cdot 0{,}727\cdot 10^5} = 0{,}092 \text{ мм} \cong 0{,}1 \text{ мм} < 0{,}3 \text{ мм},$$

т.е. критическая ширина трещин не превышает допустимых.

Следует отметить, что расчетная ширина раскрытия трещин по формулам СНиП [1] всегда значительно меньше критической ширины раскрытия трещины. В таком случае рекомендуется определять только критическую ширину раскрытия трещин и сравнивать с допустимой по СНиП [1].

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ 3

РАЗДЕЛ I. ОСНОВЫ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ

1. Общие указания. Основные положения 6

2. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций I5

3. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы..... 32

4. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы..... 52

5. Конструктивные требования..... 59

РАЗДЕЛ II. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА

6. Шлакощелочные цементы..... 62

7. Шлакощелочные бетоны..... 68

8. Подбор составов тяжелых шлакощелочных бетонов..... 69

9. Технология производства бетонных и железобетонных конструкций..... 84

I0. Техника безопасности..... 89

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение I. Основные буквенные обозначения..... 9I

Приложение 2. Деформативные характеристики шлакощелочных бетонов..... 95

Приложение 3. Расчетные коэффициенты.....I02

Приложение 4. Плотность водных растворов щелочесодержащих солей.....I09

Приложение 5. Перечень нормативных документов. Литература.....II4

Приложение 6. Расчет железобетонных конструкций сельскохозяйственных зданий.....I25

© ЦНИИЭПсельстрой, 1985 г.

Ответственные за выпуск В.А.Пахомов,В.В.Константинов

Корректор В.П.Лейбовская

Л 110029 Подписано в печать 10/УП-1985 г. Формат 60х84/16.
Печать плоская. Бумага типографская. 12,03 усл.п.л.11,6 уч.-изд.л.
Тираж 1500 экз. Цена 2р.20 коп. Заказ 390

Адрес редакции: 143360, г.Апрелевка Московской области,ул.Апрелевская, 65, ЦНИИЭПсельстрой. Телефон для справок: 436-51-75.
Типография ЦНИИЭПсельстроя

gost.e-ecolog.ru