НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ БЕТОНОВ НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ

МОСКВА 1978

gost.e-ecolog.ru

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ БЕТОНА
И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА
ГОССТРОЯ СССР
(НИИЖБ)

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ БЕТОНОВ НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ

МОСКВА СТРОЙИЗДАТ 1978

УДК 624.012.4:666.973

Рекомендовано к изданию решением секции № 1 железобетонных конструкций НТС НИИЖБ Госстроя СССР.

Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из бетонов на пористых заполнителях/НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1978.—88 с.

В Руководстве изложена классификация легких бетонов, приведены характеристики материалов, методы расчета и конструктивные требования. Даны примеры расчета.

Руководство предназначено для инженерно-технических работников проектных и научно-исследовательских организаций.

Р $\frac{30213—585}{047(01)—78}$ Инструкт.-нормат., 2 вып. — 57—77

© Стройиздат, 1978

ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее Руководство распространяется на проектирование бетонных и железобетонных конструкций промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий и сооружений из бетонов на пористых заполнителях, легких и облегченных по объемному весу, плотных, поризованных и крупнопористых по структуре.

В Руководстве использованы положения главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций только из бетонов на пористых заполнителях, поризованных и крупнопористых бетонов.

Положения, являющиеся общими для проектирования бетонных и железобетонных конструкций из указанных в настоящем Руководстве бетонов и из тяжелого бетона, и развивающие эти положения данные в настоящем документе не приводятся, так как они имеются в «Руководстве по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и «Руководстве по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

При составлении данного Руководства были учтены замечания ряда научно-исследовательских и проектных институтов, а также высших учебных заведений, имеющих опыт изучения и проектирования бетонных и железобетонных конструкций из бетонов на пористых заполнителях, поризованных и крупнопористых бетонов. Кроме того, учитывались замечания и предложения Центральной лаборатории теории железобетона и Сектора нормативных документов НИИЖБа, а также ряд материалов XII комиссии ЕКБ по легким бетонам, комиссии ФИП по преднапряженному легкому бетону и научно-технического сотрудничества по легким бетонам между НИИЖБом Госстроя СССР и институтом ЦОБПБО ПНР и между НИИЖБом и институтом НИСИ НРБ.

Руководство разработано лабораторией легких бетонов и конструкций НИИЖБ Госстроя СССР (кандидаты техн. наук Н. А. Корнев, И. В. Волков, А. А. Евдокимов, Г. Е. Колосов, А. А. Кудрявцев и К. В. Петрова; д-р техн. наук Ю. В. Чиненков; кандидаты техн. наук Г. А. Бужевич, Г. П. Курасова и В. Н. Ярмаковский) совместно с Центральной лабораторией теории железобетона (канд. техн. наук Л. К. Руллэ), лабораторией железобетонных конструкций (канд. техн. наук Н. И. Катин) и сектором нормативных документов НИИЖБ (канд. техн. наук В. В. Фигаровский), при участии ЦНИИСК им. Кучеренко (д-р техн. наук Н. В. Морозов), Армянского политехнического института Минвуза АрмССР (д-р техн. наук В. В. Пинаджян), Научно-исследовательского института строительства и архитектуры Армянской ССР (д-р техн. наук М. З. Симонов), ГрузНИИЭГС Минэнерго СССР (канд. техн. наук А. Б. Пи-

радов), Ростовского инженерно-строительного института Минвуза РСФСР (д-р техн. наук Р. Л. Маилян), Белорусского политехнического института Минвуза БССР (доцент Я. И. Дрозд), Минского НИИСМ Минстройматериалов БССР (канд. техн. наук. М. М. Израелит), Московского автодорожного института Минвуза РСФСР (канд. техн. наук К. П. Деллос), Горьковского инженерно-строительного института Минвуза РСФСР (канд. техн. наук К. И. Вилков), ЦНИИЭПжилища Госгражданстроя при Госстрое СССР (канд. техн. наук Д. К. Баулин), Научно-исследовательского института строительства и архитектуры Литовской ССР (канд. техн. наук Ю. И. Мешкаускас), ЛенЗНИИЭП Госгражданстроя при Госстрое СССР (канд. техн. наук В. Л. Морозенский) и Кабардино-Балкарского Государственного университета Минвуза РСФСР (канд. техн. наук М. А. Ахматов).

Примеры расчета, включенные в «Руководство», составлены ЦНИИПромзданий Госстроя СССР (инженеры В. С. Балюков и В. А. Бажанова) и ЦНИИЭП жилища Госгражданстроя при Госстрое СССР (канд. техн. наук Н. С. Стромгин и инж. Е. М. Сурманидзе).

Руководство подготовлено к печати канд. техн. наук Н. А. Корневым.

Замечания и предложения по содержанию Руководства просьба направлять по адресу: 109389, Москва, 2-я Институтская ул., д. 6.

Дирекция НИИЖБа.

1. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Основные положения

1.1. В настоящем Руководстве рассматриваются особенности проектирования конструкций из бетонов на пористых заполнителях, плотных, поризованных и крупнопористых по структуре. В бетонных и железобетонных конструкциях, на которые распространяется настоящее Руководство, структура бетонов на пористых заполнителях является основной (весьма часто упоминаемой) характеристикой, учитываемой при проектировании, поэтому в дальнейшем тексте настоящего Руководства применяется сокращенное наименование бетонов на пористых заполнителях: бетоны плотной структуры называются плотными бетонами, бетоны поризованной структуры — поризованными бетонами, а бетоны крупнопористой структуры— крупнопористыми бетонами.

В Руководстве рассматриваются бетоны с использованием искусственных и природных пористых заполнителей.

К числу искусственных заполнителей относятся керамзитовый, трепельный, зольный и шунгизитовый гравий и песок; аглопоритовый, шлакопемзовый и вспученный перлитовый щебень и песок, а также щебень и песок из доменных гранулированных и топливных шлаков.

К числу природных — вулканические: пемза, шлак, туф и пористые известняки.

Крупные и мелкие пористые заполнители должны удовлетворять требованиям ГОСТ 9757—73 и специальных стандартов.

1.2. Конструкции из бетонов на пористых заполнителях рекомендуется изготавливать из плотных, поризованных и крупнопористых бетонов.

Рекомендуемые области применения плотных бетонов приведены в табл. 1, а поризованных и крупнопористых бетонов—в табл. 2.

Таблица 1

Плотные бетоны	Область применения
1. Керамзитобетон; бетон на трепельном гравии; бетон на зольном гравии; аглопоритобетон; шлакопемзобетон; бетоны на вулканической пемзе, туфе, шлаке и пористых известняках	Все бетонные, а также обычные и преднапряженные железобетонные конструкции, за исключением подкрановых балок и специальных конструкций (напорные трубы, резервуары и т. п.)

Продолжение табл. 1

Плотные бетоны	Область применения
2. Шунгизитобетон; перлитобетон	Преимущественно однослойные панели стен, плоские и ребристые; сплошные и пустотелые плиты покрытий и перекрытий с обычной и преднапряженной арматурой
3. Керамзитоперлитобетон; аглопоритоперлитобетон и т. п.	То же, кроме плит перекрытий для общественных и промышленных зданий

Примечание. Наименование видов бетона принято: поз. 1 и 2 — по наименованию крупного пористого заполнителя; поз. 3 — по наименованию крупного и мелкого пористого заполнителя.

Таблица 2

Поризованные и крупнопористые бетоны	Область применения
1. Керамзитопенобетон, аглопоритопенобетон и т. п.; керамзитогазобетон, аглопоритогазобетон и т. п.	Бетонные крупные блоки, железобетонные панели наружных стен жилых и общественных зданий с ненапрягаемой арматурой
2. Керамзитобетон, аглопоритобетон и др. на пористом песке с воздухововлекающими добавками	
3. Крупнопористый керамзитобетон, аглопоритобетон и т. п.	Бетонные крупные блоки и монолитные наружные стены жилых зданий, а также теплоизоляционный слой слоистых конструкций

Примечание. Наименование видов бетона принято: поз. 1 и 2 — по наименованию крупного пористого заполнителя и способа поризации; поз. 3 — по наименованию крупного пористого заполнителя.

Основные расчетные требования

1.3. Основные расчетные требования к проектированию бетонных и железобетонных конструкций из бетонов на пористых заполнителях принимаются такими же, как и для тяжелого бетона, и устанавливаются пп. 1.8—1.20. «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» и пп. 1.11—1.23 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Дополнительные требования по проектированию предварительно-напряженных конструкций

1.4. Дополнительные требования по проектированию предварительно-напряженных конструкций из плотных бетонов на пористых заполнителях принимаются такими же, как для тяжелого бетона, и устанавливаются пп. 1.21—1.28 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона». Потери предварительного напряжения от усадки и ползучести плотного бетона на пористых заполнителях даны в табл. 3.

Таблица 3

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см², при натяжении арматуры на упоры для бетона	
	естественного твердения	подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении
1. Усадка плотного бетона при мелком заполнителе:		
а) плотном	500	450
б) пористом, кроме вспученного перлитового песка	650	550
в) вспученном перлитовом песке	900	800
2. Ползучесть плотного бетона при мелком заполнителе:		
а) плотном	$2000\,k\,\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} \leqslant 0{,}6$; $4000\,k\left(\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} - 0{,}3\right)$ при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} > 0{,}6$, где $\sigma_{б.н}$ — для бетона пропаренного и естественного твердения определяется на уровне центра тяжести продольной арматуры А и $А^1$ с учетом потерь по поз. 1—5 табл. 4 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных желе-	

Продолжение табл. 3

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь предварительного напряжения, кгс/см², при натяжении арматуры на упоры для бетона	
	естественного твердения	подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении
	зобетонных конструкций из тяжелого бетона»; k — коэффициент, принимаемый равным: для бетона естественного твердения — 1; для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении — 0,85.	
б) пористом, кроме вспученного перлитового песка	Потери вычисляются по формулам поз. 2а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,2.	
в) вспученном перлитовом песке	Потери вычисляются по формулам поз. 2а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,7.	

Остальные потери предварительного напряжения арматуры принимаются такими же, как для тяжелого бетона.

2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Бетон

2.1. Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящего Руководства, бетоны на пористых заполнителях должны иметь структуру и объемный вес согласно классификации бетонов, указанной в п. 2.1 и в табл. 1, прил. 1 главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции».

1. Классификация бетонов по структуре:

а) бетоны плотной структуры, у которых пространство между зернами заполнителя (крупного и мелкого или только мелкого) занято затвердевшим вяжущим, при проценте межзерновых пустот в уплотненной бетонной смеси не свыше 6;

б) крупнопористые (малопесчаные и беспесчаные бетоны), у которых пространство между зернами крупного заполнителя не полностью занято мелким заполнителем и затвердевшим вяжущим;

в) поризованные бетоны, у которых пространство между зернами заполнителя занято затвердевшим вяжущим, поризованным пено- и газообразователями, воздухововлекающими и другими порообразующими добавками, при проценте межзерновых пустот в уплотненной бетонной смеси свыше 6.

2. Классификация бетонов по объемному весу:

а) облегченные — объемного веса более 1800 до 2200 кг/м³ включительно;

б) легкие — объемного веса более 500 до 1800 кг/м³ включительно.

Нормативный объемный вес бетонов, изготовленных на пористых заполнителях, для разных условий эксплуатации конструкций (А и Б) рекомендуется принимать: М 15—М 100 для группы А по табл. 4, для группы Б по табл. 5, а М 150—М 400 для групп А и Б по табл. 6.

Примечания: 1. А и Б — условия эксплуатации ограждающих конструкций, принимаемые в зависимости от влажностного режима помещений, относительной влажности воздуха помещений и зоны влажности района строительства по табл. 2 прил. 2 главы СНиП II-А. 7-71 «Строительная теплотехника. Нормы проектирования». Условия эксплуатации ограждения А принимаются в случаях:

а) если относительная влажность воздуха помещений менее 50%, а территория строительства относится к сухой или нормальной зоне влажности:

б) если относительная влажность воздуха помещений от 50 до 60%, а территория строительства относится к сухой зоне влажности.

Во всех остальных случаях принимаются условия эксплуатации ограждения Б.

Для сопоставления проектируемых конструкций с требованиями действующих ГОСТ и характеристиками типовых конструкций, а также в случае уточнения нормативного объемного веса бетона в зависимости от фактической его влажности необходимо знать объемный вес бетона в высушенном до постоянного веса состоянии.

2. Объемные веса бетонов на пористых заполнителях в высушенном до постоянного веса состоянии даны в прил. 1 настоящего Руководства.

2.2. Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых из бетонов на пористых заполнителях, должны предусматриваться следующие проектные марки бетона:

а) по прочности на сжатие:

плотные бетоны М 25, М 35, М 50, М 75, М 100, М 150, М 200, М 250, М 300, М 350, М 400;

поризованные бетоны — М 35, М 50, М 75, М 100;

крупнопористые потери—М 15, М25, М 35, М 50, М 75, М 100.

Примечание. При наличии обоснованных экспериментальных данных допускается применять марки плотного бетона М 450, М 500;

б) по прочности на осевое растяжение:

плотные бетоны — Р 10, Р 15, Р 20, Р 25, Р 30

для поризованных и крупнопористых бетонов марки по прочности на растяжение не нормируются;

Таблица 4

Вид бетона	Вид крупного пористого заполнителя	Марка крупного пористого заполнителя по объемному весу, кг/м³	Нормативный объемный вес бетонов, т/м³													
			Плотные								Поризованные			Крупнопористые		
			на пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель				на перлитовом вспученном песке с объемным весом 200—400 кг/м³									
			При проектной марке бетона по прочности на сжатие													
			35	50	75	100	35	50	75	100	15	25	35	50	75	100
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Искусственные заполнители																				
1. Керамзитобетон, шунгизитобетон, бетоны на трепельном и зольном гравии	Гравий пористый (керамзит, трепельный, шунгизитовый и зольный гравий)	350	0,89	0,94	1	1,05	0,79	0,9	0,95	1,06	0,74	0,85	0,9	—	0,62	0,68	0,73	0,83	0,88	—
		400	1	1,05	1,1	1,15	0,85	0,95	1	1,11	0,85	0,94	1	1,06	0,73	0,78	0,83	0,94	0,99	1,04
		500	1,1	1,15	1,15	1,21	0,95	1	1,06	1,17	0,95	1	1,06	1,11	0,83	0,88	0,94	0,99	1,04	1,09
		600	1,15	1,21	1,21	1,31	1	1,06	1,11	1,22	1	1,06	1,11	1,17	0,94	0,99	0,99	1,04	1,09	1,14
		700	—	—	—	—	—	—	—	1,27	—	—	—	1,22	—	—	—	—	—	1,2
2. Перлитобетон	Щебень вспученный перлитовый	300	0,72	0,77	0,94	1,05	0,73	0,78	0,95	1,06	—	—	—	—	0,54	0,59	0,65	—	—	—
		400	0,83	0,88	0,99	1,1	0,84	0,89	1,01	1,12	—	—	—	—	0,65	0,7	0,76	—	—	—
3. Аглопоритобетон	Щебень аглопоритовый	500	1,1	1,15	1,26	1,36	1	1,11	1,17	1,22	0,95	1,06	1,17	—	0,83	0,88	0,94	1,04	1,14	—
		600	1,21	1,26	1,36	1,47	1,17	1,22	1,27	1,32	1,06	1,17	1,27	—	0,94	0,99	1,04	1,14	1,25	—
		700	1,31	1,36	1,47	1,58	1,22	1,32	1,38	1,43	1,17	1,27	1,38	1,48	1,04	1,09	1,14	1,25	1,35	1,46
		800	1,42	1,47	1,58	1,68	1,32	1,43	1,48	1,59	1,27	1,38	1,48	1,59	1,14	1,2	1,25	1,35	1,46	1,56
4. Шлакопемзобетон	Щебень шлакопемзовый	600	1,27	1,38	1,43	1,48	1,13	1,23	1,34	—	1,07	1,18	1,29	—	0,94	0,99	1,05	1,15	1,26	—
		700	1,38	1,48	1,54	1,59	1,23	1,34	1,45	1,55	1,18	1,29	1,39	1,5	1,05	1,1	1,15	1,26	1,36	1,47
		800	1,48	1,59	1,64	1,7	1,34	1,45	1,55	1,66	1,29	1,39	1,5	1,61	1,15	1,21	1,26	1,36	1,47	1,57
5. Шлакобетон	Щебень из топливного шлака	700	1,36	1,47	1,58	1,68	1,27	1,32	1,38	1,48	1,22	1,27	1,38	1,48	1,04	1,09	1,2	1,25	1,35	1,46
		900	1,58	1,68	1,78	1,89	1,48	1,54	1,59	1,7	1,43	1,48	1,59	1,7	1,25	1,3	1,4	1,46	1,56	1,66
Природные заполнители																				
6. Туфобетон и бетон на пористом известняке	Туф и пористый известняк	350	0,96	1,02	1,12	1,23	0,81	0,87	0,92	0,98	0,76	0,81	0,92	0,98	0,58	0,63	0,74	0,79	0,9	0,95
		400	1,02	1,07	1,18	1,28	0,87	0,92	0,98	1,03	0,81	0,92	1,03	1,08	0,63	0,69	0,79	0,9	1	1,06
		500	1,07	1,12	1,23	1,34	0,98	1,03	1,08	1,14	0,92	0,98	1,08	0,19	0,74	0,79	0,9	0,95	1,06	1,16
		600	1,18	1,23	1,34	1,44	1,08	1,14	1,19	1,25	1,03	1,08	1,19	1,3	0,84	0,9	0,95	1,06	1,16	1,27
		700	1,28	1,34	1,44	1,55	1,19	1,25	1,3	1,35	1,14	1,19	1,3	1,41	0,95	1	1,06	1,16	1,27	1,37
		800	1,39	1,44	1,55	1,66	1,3	1,35	1,4	1,46	1,19	1,3	1,41	1,52	1,06	1,11	1,16	1,27	1,37	1,48
		900	1,5	1,55	1,66	1,77	1,41	1,46	1,52	1,57	1,3	1,41	1,52	1,63	1,16	1,21	1,27	1,37	1,48	1,58
		1000	—	—	1,77	1,82	1,52	1,57	1,63	1,68	1,41	1,52	1,63	1,73	1,27	1,32	1,37	1,48	1,58	1,69
		1200	—	—	—	2,03	1,63	1,68	1,73	1,79	1,52	1,63	1,73	1,84	1,37	1,43	1,48	1,58	1,69	1,79

Вид бетона	Вид крупного пористого заполнителя	Марка крупного пористого заполнителя по объемному весу, кг/м³	Нормативный объемный вес бетонов, т/м³			
			Плотные			
			на пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель			
			При проектной марке			
			35	50	75	100
1	2	3	4	5	6	7
7. Пемзобетон	Пемза	350	0,94	0,99	1,09	1,2
		400	0,99	1,04	1,14	1,25
		500	1,04	1,09	1,2	1,3
		600	1,14	1,2	1,3	1,4
		700	1,25	1,3	1,4	1,51
		800	1,35	1,4	1,51	1,61
		900	1,46	1,51	1,61	1,72
		1000	—	—	1,72	1,77
		1200	—	—	—	1,98
8. Бетон на вулканическом шлаке	Вулканический шлак	350	0,97	1,03	1,13	1,24
		400	1,03	1,08	1,19	1,3
		500	1,08	1,13	1,24	1,35
		600	1,19	1,24	1,35	1,46
		700	1,3	1,35	1,46	1,57
		800	1,4	1,46	1,57	1,67
		900	1,51	1,57	1,67	1,78
		1000	—	—	1,78	1,84
		1200	—	—	—	2,05

Примечание. При подсчете нормативного веса бетона для плотного бетона при пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель — 1;
» » » на перлитовом вспученном песке и поризованного бетона — 1,2;
» крупнопористых бетонов — 0,8.

Вид бетона	Вид крупного пористого заполнителя	Марка крупного заполнителя по объемному весу, кг/м³	Нормативный объемный вес бетонов, т/м³			
			на пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель			
			При проектной марке бетона по прочности на сжатие			
			35	50	75	100
			Искусственные заполнители			
1. Керамзитобетон, шунгизитобетон, бетоны на трепельном и зольном гравии	Гравий пористый (керамзит, шунгизит, трепельный и зольный гравий)	350	0,93	0,98	1,03	1,09
		400	1,03	1,09	1,14	1,2
		500	1,14	1,2	1,2	1,25
		600	1,2	1,25	1,25	1,36
		700	—	—	—	—

Продолжение табл. 4

Нормативный объемный вес бетонов, т/м³														
Плотные														
на перлитовом вспученном песке с объемным весом 200—400 кг/м³				Поризованные				Крупнопористые						
бетона по прочности на сжатие														
35	50	75	100	35	50	75	100	15	25	35	50	75	100
8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
0,79	0,84	0,89	0,94	0,73	0,79	0,89	0,94	0,57	0,62	0,72	0,77	0,88	0,93
0,84	0,89	0,94	0,99	0,79	0,89	0,99	1,05	0,62	0,67	0,77	0,88	0,98	1,03
0,94	0,99	1,05	1,1	0,89	0,94	1,05	1,15	0,72	0,77	0,88	0,93	1,03	1,13
1,05	1,1	1,15	1,2	0,99	1,05	1,15	1,26	0,83	0,88	0,98	1,03	1,13	1,24
1,15	1,2	1,26	1,31	1,1	1,15	1,26	1,36	0,93	0,98	1,08	1,13	1,24	1,34
1,26	1,31	1,36	1,41	1,15	1,26	1,36	1,47	1,03	1,08	1,14	1,24	1,34	1,44
1,36	1,41	1,47	1,52	1,26	1,36	1,47	1,57	1,14	1,19	1,24	1,34	1,44	1,55
1,47	1,52	1,57	1,62	1,36	1,47	1,57	1,68	1,24	1,29	1,34	1,44	1,55	1,65
1,57	1,62	1,68	1,73	1,47	1,57	1,68	1,78	1,34	1,39	1,44	1,55	1,65	1,75
0,82	0,88	0,93	0,99	0,77	0,82	0,93	0,99	0,58	0,64	0,74	0,8	0,9	0,96
0,88	0,93	0,99	1,04	0,82	0,93	1,04	1,1	0,64	0,69	0,8	0,9	1,01	1,06
0,99	1,04	1,1	1,15	0,93	0,99	1,1	1,21	0,74	0,8	0,85	0,96	1,06	1,17
1,1	1,15	1,21	1,26	1,04	1,1	1,21	1,32	0,85	0,9	1,01	1,06	1,17	1,28
1,21	1,26	1,32	1,37	1,15	1,21	1,32	1,42	0,96	1,01	1,12	1,17	1,28	1,38
1,32	1,37	1,42	1,48	1,21	1,32	1,42	1,53	1,06	1,12	1,17	1,28	1,38	1,49
1,42	1,48	1,53	1,59	1,32	1,42	1,53	1,64	1,17	1,22	1,28	1,38	1,49	1,6
1,53	1,59	1,64	1,7	1,42	1,53	1,64	1,75	1,28	1,33	1,38	1,49	1,6	1,7
1,64	1,7	1,75	1,81	1,53	1,64	1,75	1,86	1,38	1,44	1,49	1,6	1,7	1,81

весовая влажность материала W_A принималась по табл. 1, прил. 2 рования» с коэффициентами:

Таблица 5

Нормативный объемный вес бетонов, т/м³													
на перлитовом вспученном песке с объемным весом 200—400 кг/м³				Поризованные				Крупнопористые					
марке бетона по прочности на сжатие													
35	50	75	100	35	50	75	100	15	25	35	50	75	100
заполнители													
0,83	0,94	1	1,11	0,78	0,89	0,94	—	0,64	0,7	0,75	0,86	0,91	—
0,89	1	1,05	1,16	0,89	1	1,05	1,11	0,75	0,8	0,86	0,96	1,02	1,07
1	1,05	1,11	1,22	1	1,05	1,11	1,16	0,86	0,91	0,96	1,02	1,07	1,13
1,05	1,11	1,16	1,27	1,05	1,11	1,16	1,22	0,96	1,02	1,02	1,07	1,13	1,18
—	—	—	1,33	—	—	—	1,27	—	—	1,07	—	—	1,23

Продолжение табл. 5

Вид бетона	Вид крупного пористого заполнителя	Марка крупного заполнителя по объемному весу, кг/м³	Нормативный объемный вес бетонов, т/м³													
			на пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель				на перлитовом вспученном песке с объемным весом 200—400 кг/м³				Поризованные				Крупнопористые			
			При проектной марке бетона по прочности на сжатие															
			35	50	75	100	35	50	75	100	35	50	75	100	15	25	35	50	75	100
2. Перлитобетон	Щебень вспученный перлитовый	300	0,75	0,81	0,98	1,09	0,77	0,83	1	1,12	—	—	—	—	0,56	0,62	0,67	—	—	—
		400	0,86	0,92	1,04	1,15	0,89	0,94	1,06	1,18	—	—	—	—	0,67	0,73	0,78	—	—	—
3. Аглопоритобетон	Щебень аглопоритовый	500	1,13	1,19	1,13	1,4	1,04	1,15	1,21	1,26	0,99	1,1	1,21	—	0,85	0,9	0,96	1,06	1,17	—
		600	1,24	1,3	1,4	1,51	1,21	1,26	1,32	1,37	1,1	1,21	1,32	—	0,96	1,01	1,06	1,17	1,28	—
		700	1,35	1,4	1,51	1,62	1,26	1,37	1,42	1,48	1,21	1,32	1,42	1,53	1,06	1,12	1,17	1,28	1,38	1,49
		800	1,46	1,51	1,62	1,73	1,37	1,48	1,53	1,64	1,32	1,42	1,53	1,64	1,17	1,22	1,28	1,38	1,49	1,60
4. Шлакопемзобетон	Щебень шлакопемзовый	600	1,32	1,43	1,49	1,54	1,18	1,29	1,4	—	1,12	1,23	1,34	—	0,97	1,03	1,08	1,19	1,3	—
		700	1,43	1,54	1,6	1,65	1,29	1,4	1,51	1,62	1,23	1,34	1,45	1,57	1,08	1,13	1,19	1,3	1,4	1,51
		800	1,54	1,65	1,71	1,76	1,4	1,51	1,62	1,74	1,34	1,45	1,57	1,68	1,19	1,24	1,3	1,4	1,51	1,62
5. Шлакобетон	Щебень из топливного шлака	700	1,4	1,51	1,62	1,73	1,32	1,37	1,42	1,53	1,26	1,32	1,42	1,53	1,06	1,12	1,22	1,28	1,38	1,49
		900	1,62	1,73	1,84	1,94	1,53	1,59	1,64	1,75	1,48	1,53	1,64	1,75	1,28	1,33	1,44	1,49	1,6	1,7
Природные заполнители																				
6. Туфобетон и бетоны на вулканическом шлаке и пористом известняке	Туф, вулканический шлак и пористый известняк	350	0,99	1,05	1,16	1,27	0,84	0,89	0,95	1,01	0,78	0,84	0,95	1,01	0,59	0,65	0,76	0,81	0,92	0,97
		400	1,05	1,1	1,21	1,32	0,89	0,95	1,01	1,06	0,84	0,95	1,06	1,12	0,65	0,7	0,81	0,92	1,03	1,08
		500	1,1	1,16	1,27	1,38	1,01	1,06	1,12	1,18	0,95	1,01	1,12	1,23	0,76	0,81	0,92	0,97	1,08	1,19
		600	1,21	1,27	1,38	1,49	1,12	1,18	1,23	1,29	1,06	1,12	1,23	1,34	0,86	0,92	1,03	1,08	1,19	1,3
		700	1,32	1,38	1,49	1,6	1,23	1,29	1,34	1,4	1,18	1,23	1,34	1,45	0,97	1,03	1,13	1,19	1,3	1,4
		800	1,43	1,49	1,6	1,71	1,34	1,4	1,45	1,51	1,23	1,34	1,45	1,57	1,08	1,13	1,19	1,3	1,4	1,51
		900	1,54	1,6	1,71	1,82	1,45	1,51	1,57	1,62	1,34	1,45	1,57	1,68	1,19	1,24	1,3	1,4	1,51	1,62
		1000	—	—	1,82	1,82	1,57	1,62	1,68	1,74	1,45	1,57	1,68	1,79	1,3	1,35	1,4	1,51	1,62	1,73
		1200	—	—	—	2,09	1,68	1,74	1,79	1,85	1,57	1,68	1,79	1,9	1,4	1,46	1,51	1,62	1,73	1,84
7. Пемзобетон	Пемза	350	0,95	1,01	1,11	1,22	0,8	0,86	0,91	0,96	0,75	0,8	0,91	0,96	0,58	0,63	0,73	0,78	0,89	0,94
		400	1,01	1,06	1,17	1,27	0,86	0,91	0,96	1,02	0,8	0,91	1,02	1,07	0,63	0,68	0,79	0,89	1	1,05
		500	1,06	1,11	1,22	1,33	0,96	1,02	1,07	1,13	0,91	0,96	1,07	1,18	0,73	0,79	0,89	0,94	1,05	1,15
		600	1,17	1,22	1,33	1,43	1,07	1,13	1,18	1,23	1,02	1,07	1,18	1,29	0,84	0,89	1	1,05	1,15	1,26
		700	1,27	1,33	1,43	1,54	1,18	1,23	1,29	1,34	1,13	1,18	1,29	1,39	0,94	1	1,1	1,15	1,26	1,36
		800	1,38	1,43	1,54	1,64	1,29	1,34	1,39	1,45	1,18	1,29	1,39	1,5	1,05	1,1	1,15	1,26	1,36	1,47
		900	1,48	1,54	1,64	1,75	1,39	1,45	1,5	1,55	1,29	1,39	1,5	1,61	1,15	1,21	1,26	1,36	1,47	1,57
		1000	—	—	1,75	1,8	1,5	1,55	1,61	1,66	1,39	1,5	1,61	1,72	1,26	1,31	1,36	1,47	1,57	1,68
		1200	—	—	—	2,01	1,61	1,66	1,72	1,77	1,5	1,61	1,72	1,82	1,36	1,41	1,47	1,57	1,68	1,78

Примечание. При подсчете нормативного веса бетонов весовая влажность материала $W_Б$ принималась по табл. 1, прил 2 главы СНиП II-А.7-71 «Строительная теплотехника. Нормы проектирования» с коэффициентами:
для плотного бетона при пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель — 1;
» » » на перлитовом вспученном песке и поризованного бетона — 1,2;
» крупнопористых бетонов — 0,8.

Таблица 6

Вид бетона	Вид крупного пористого заполнителя	Марка крупного пористого заполнителя по объемному весу, кг/м³	Нормативный объемный вес плотных бетонов, т/м³											
			на пористом песке того же вида, что и крупный заполнитель						на плотном песке					
			При проектной марке бетона по прочности на сжатие											
			150	200	250	300	350	400	150	200	250	300	350	400
Искусственные заполнители														
1. Керамзитобетон, шунгизитобетон, бетон на трепельном и зольном гравии	Гравий пористый (керамзит, шунгизит, трепельный и зольный гравий)	350	1,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		400	1,21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		500	1,31	1,37	1,42	—	—	—	1,51	1,56	—	—	—	—
		600	1,37	1,42	1,47	1,52	—	—	1,56	1,61	1,66	1,66	—	—
		700	1,47	1,52	1,58	1,63	—	—	1,66	1,72	1,77	1,77	1,82	1,82
		800	1,58	1,63	1,68	1,73	—	—	1,72	1,77	1,82	1,82	1,87	1,87
2. Перлитобетон	Щебень вспученный перлитовый	300	1,27	—	—	—	—	—	1,57	—	—	—	—	—
		400	1,32	—	—	—	—	—	1,62	1,73	—	—	—	—
3 Аглопоритобетон	Щебень аглопоритовый	500	1,52	1,63	—	—	—	—	1,72	1,72	—	—	—	—
		600	1,63	1,73	—	—	—	—	1,77	1,87	1,92	1,98	—	—
		700	1,68	1,79	—	—	—	—	1,92	1,98	2,03	2,08	2,13	2,18
		800	1,79	1,89	—	—	—	—	1,98	2,08	2,13	2,18	2,24	2,29
4 Шлакопемзобетон	Щебень шлакопемзовый	600	1,59	1,7	—	—	—	—	1,78	1,89	1,94	1,99	—	—
		700	1,7	1,8	1,86	1,91	—	—	1,89	1,99	2,04	2,1	2,15	2,2
		800	1,8	1,91	1,96	2,01	—	—	1,99	2,1	2,15	2,2	2,25	2,31
Природные заполнители														
5. Туфобетон и бетон	Туф и пористый известняк	400	1,44	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		500	1,44	—	—	—	—	—	1,69	1,8	1,85	—	—	—
на пористом известняке	вестняк	600	1,55	1,6	—	—	—	—	1,8	1,85	1,9	—	—	—
		700	1,6	1,6	1,66	1,77	—	—	1,85	1,9	1,95	2,01	—	—
		800	1,71	1,77	1,77	1,82	1,87	—	1,9	1,95	2,01	2,06	—	—
		900	1,77	1,82	1,87	1,93	1,93	—	1,95	2,01	2,06	2,11	2,11	—
		1000	1,82	1,82	1,87	1,93	1,93	2,03	2,01	2,06	2,11	2,16	2,16	2,22
		1200	2,03	2,09	2,09	2,09	2,14	2,14	2,16	2,22	2,22	2,27	2,27	2,32
6. Пемзобетон	Пемза	400	1,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		500	1,4	—	—	—	—	—	1,65	1,75	1,81	—	—	—
		600	1,51	1,56	—	—	—	—	1,75	1,81	1,86	—	—	—
		700	1,56	1,56	1,61	1,72	—	—	1,81	1,86	1,91	1,96	—	—
		800	1,66	1,72	1,72	1,77	1,82	—	1,86	1,91	1,96	2,01	—	—
		900	1,72	1,77	1,82	1,87	1,87	—	1,91	1,96	2,01	2,06	2,06	—
		1000	1,77	1,77	1,82	1,87	1,87	1,98	1,96	2,01	2,06	2,12	2,12	2,17
		1200	1,98	2,03	2,03	2,03	2,08	2,08	2,12	2,17	2,17	2,22	2,22	2,29
7. Бетон на вулканическом шлаке	Вулканический шлак	400	1,46	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		500	1,46	—	—	—	—	—	1,7	1,81	1,86	—	—	—
		600	1,57	1,62	—	—	—	—	1,81	1,86	1,92	—	—	—
		700	1,62	1,62	1,67	1,78	—	—	1,86	1,92	1,97	2,02	—	—
		800	1,73	1,78	1,78	1,84	1,89	—	1,92	1,97	2,02	2,07	—	—
		900	1,78	1,84	1,89	1,94	1,94	—	1,97	2,02	2,07	2,13	2,13	—
		1000	1,84	1,84	1,89	1,94	1,94	2,05	2,02	2,07	2,13	2,18	2,18	2,23
		1200	2,05	2,11	2,11	2,11	2,16	2,16	2,18	2,23	2,23	2,29	2,29	2,34

Примечания: 1. При подсчете нормативного веса плотного бетона на пористом песке весовая влажность материала принималась по значению W_A табл. 1, прил. 2 главы СНиП II-А.7-71 «Строительная теплотехника. Нормы проектирования» как для условий эксплуатации А, так и Б одинаковой с коэффициентом 1, плотного бетона на плотном песке — с коэффициентом 0,8.

2. Для плотных бетонов, изготавливаемых из смеси плотного и пористого песка, значения $\gamma_б$ принимаются по интерполяции в зависимости от соотношения их расходов.

в) по морозостойкости:

плотные бетоны — Мрз 25, Мрз 35, Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100, Мрз 150, Мрз 200, Мрз 300, Мрз 400, Мрз 500;

поризованные и крупнопористые бетоны — Мрз 15, Мрз 25, Мрз 35, Мрз 50, Мрз 75, Мрз 100;

г) по водонепроницаемости:

плотные бетоны — В 2, В 4, В 6, В 8, В 10, В 12;

(для поризованных и крупнопористых бетонов марки по водонепроницаемости не нормируются).

Таблица 7

Условия работы конструкций		Минимальные проектные марки плотных, поризованных и крупнопористых бетонов по морозостойкости наружных стен отапливаемых зданий класса		
Относительная влажность внутреннего воздуха помещений $\varphi_в$	расчетная зимняя температура наружного воздуха	I	II	III
$\varphi_в > 75\%$	Ниже минус 40°С . . .	Мрз100	Мрз75	Мрз50
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз75	Мрз50	Мрз35
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	Мрз50	Мрз35	Мрз25
	Минус 5°С и выше . .	Мрз35	Мрз25	Не нормируются
$60\% < \varphi_в \leqslant 75\%$	Ниже минус 40°С . .	Мрз75	Мрз50	Мрз35
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз50	Мрз35	Мрз25
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	Мрз35	Мрз25	Мрз15*
	Минус 5°С и выше . .	Мрз25	Мрз15*	Не нормируются
$\varphi_в \leqslant 60\%$	Ниже минус 40°С . .	Мрз50	Мрз35	Мрз25
	Ниже минус 20°С до минус 40°С включительно	Мрз35	Мрз25	Мрз15*
	Ниже минус 5°С до минус 20°С включительно	Мрз25	Мрз15*	Не нормируются
	Минус 5°С и выше . .	Мрз15*	Не нормируются	»

* Для плотных бетонов марки по морозостойкости не нормируются.

Примечания: 1. При наличии паро- и гидроизоляции конструкции их марки по морозостойкости, указанные в табл. 7, снижаются на одну ступень.

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимаются согласно п. 1.3 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

2.3. Согласно указаниям п. 2.5 главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» не допускается применение в железобетонных конструкциях бетона на пористых заполнителях проектной марки ниже 35 и объемного веса менее 800 кг/м³.

В слоистых железобетонных конструкциях допускается применение таких бетонов для устройства теплоизоляционных слоев.

Примечание. Поризованные бетоны с межзерновой пустотностью уплотненной бетонной смеси более 20% применять не рекомендуется.

2.4. Для сжатых несущих железобетонных элементов конструкций (типа наружных стен), размеры сечений которых определяются из расчета на прочность, не рекомендуется применять поризованные бетоны с межзерновой пустотностью уплотненной бетонной смеси более 12%, а для внутренних стен плотные бетоны с перлитовым заполнителем могут применяться только при наличии экспериментальных данных, обоснованных в установленном порядке.

Для несущих элементов (типа стен), толщина которых определяется теплотехническим расчетом, применять бетоны на пористых заполнителях марок ниже 35 не допускается.

2.5. Проектные марки плотного бетона по морозостойкости и водонепроницаемости бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от режима их эксплуатации и значений расчетных зимних температур воздуха в районе строительства зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий) принимаются такими же, как и для тяжелого бетона, в соответствии с табл. 4 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)», а для наружных стен отапливаемых зданий — не ниже указанных в табл. 7 на стр. 18 настоящего Руководства.

Нормативные и расчетные характеристики бетона

2.6. Нормативные сопротивления плотного бетона на пористых заполнителях, поризованного и крупнопористого $R^{н}_{пр}$, а также расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_{р}$ и второй группы $R_{прII}$ и $R_{рII}$ определяются так же, как и для тяжелого бетона, в соответствии с пп. 2.7—2.8 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Величины нормативных сопротивлений плотного и поризованного бетона $R^{н}_{пр}$ и $R^{н}_{р}$ (в случаях когда прочность бетона на растяжение не контролируется) в зависимости от проектной марки бетона по прочности на сжатие приведены в табл. 8.

Величины нормативных сопротивлений плотного бетона растяжению $R^{н}_{р}$ в зависимости от марки бетона по прочности на растяжение приведены в табл. 9.

Величины расчетных сопротивлений плотного, поризованного и крупнопористого бетона в зависимости от их проектных марок по прочности на сжатие, а плотного бетона и на осевое растяжение для предельных состояний первой группы приведены в табл. 10 и 11, а для предельных состояний второй группы — в табл. 8 и 9.

Таблица 8

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные сопротивления бетона $R^{н}_{пр}$ и $R^{н}_{р}$, расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{прII}$ и $R_{рII}$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на сжатие										
		М 25	М 35	М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400
Сжатие осевое (призменная прочность) $R^{н}_{пр}$ и $R_{прII}$	Плотный	15	21	30	45	60	85	115	145	170	200	225
	Поризованный . .	—	21	30	45	60	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое $R^{н}_{р}$ и $R_{рII}$	Плотный при мелком заполнителе:											
	плотном . . .	2,3	3,1	4,2	5,8	7,2	9,5	11,5	13	15	16,5	18
	пористом . . .	2,3	3,1	4,2	5,8	7,2	9,5	11	12	13	14	14,5
	Поризованный . .	—	2,2	2,9	4,1	5	—	—	—	—	—	—

Таблица 9

Вид сопротивления	Бетон	Нормативные сопротивления $R^н_р$, расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{рII}$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на осевое растяжение				
		Р10	Р15	Р20	Р25	Р30
Растяжение осевое $R^н_р$ и $R_{рII}$	Плотный	7,8	11,7	15,6	19,5	23,5

Примечание. Для крупнопористых и поризованных бетонов марки по прочности на растяжение не нормируются.

2.7. Расчетные сопротивления плотного, поризованного и крупнопористого бетона для предельных состояний первой группы ($R_{пр}$ и $R_р$), приведенные в табл. 10 и 11, в соответствующих случаях снижаются или повышаются умножением на коэффициенты условий работы бетона $m_б$.

Таблица 10

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_р$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на осевое растяжение				
		Р10	Р15	Р20	Р25	Р30
Растяжение осевое $R_р$	Плотный	6	9	12	15	18

Примечание. Для крупнопористых и поризованных бетонов марки по прочности на осевое растяжение не нормируются.

Значения коэффициентов условий работы бетона, обозначенных $m_{б_1}$, $m_{б_4}$, $m_{б_5}$, $m_{б_7}$, $m_{б_{11}}$, для плотного бетона принимаются такими же, как для тяжелого бетона, в соответствии с табл. 8 и п. 3.1 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)». и с табл. 13 и п. 3.1 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Значения коэффициентов условий работы для плотного бетона, отличающиеся от тяжелого бетона, а также значения всех коэффициентов условий работы для поризованного и крупнопористого бетонов приведены в табл. 12—14.

2.8. Величины начального модуля упругости при сжатии и растяжении плотных и поризованных бетонов приведены в табл. 15, в которой в отличие от главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» значения $E_б$ даются через 100 кг/м³ объемного веса бетона.

Таблица 11

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы $R_{пр}$ и $R_р$, кгс/см², при проектной марке бетона по прочности на сжатие											
		М 15	М 25	М 35	М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М400
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}$	Плотный . . .	—	12	16	23	35	45	70	90	110	135	155	175
	Поризованный .	—	—	16	23	35	45	—	—	—	—	—	—
	Крупнопористый	4	6,5	9	13	19	26	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое $R_р$	Плотный при мелком заполнителе:												
	плотном . .	—	1,5	2,1	2,8	3,8	4,8	6,3	7,5	8,8	10	11	12
	пористом . .	—	1,5	2,1	2,8	3,8	4,8	6,3	7,3	8	8,7	9,3	9,8
	Поризованный . .	—	—	1,5	2	2,7	3,4	—	—	—	—	—	—

Примечание. Величины $R_{пр}$ и $R_р$, приведенные в настоящей таблице, в необходимых случаях должны умножаться на коэффициенты условий работы бетона $m_б$, согласно п. 2.8 и табл. 8 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)», п. 2.9 и табл. 13 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» и табл. 12—14 настоящего Руководства.

Таблица 12

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы	Коэффициенты условий работы	
	условное обозначение	величина
1	2	3
1. Длительность действия нагрузки:		
а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, суммарная длительность действия которых мала, а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вечномерзлых и т. п. грунтов для поризованного и крупнопористого бетонов	$m_{б1}$	0,85
б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок, суммарная длительность действия которых мала, или особых нагрузок*, не указанных в поз. 1а, для всех видов бетонов	$m_{б1}$	1,1
2. Многократно повторяющаяся нагрузка	$m_{б2}$	См. табл. 13
3. Попеременное замораживание и оттаивание	$m_{б3}$	См. табл. 14
4. Бетонирование в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования более 1,5 м для поризованного и крупнопористого бетона	$m_{б7}$	0,8

* Если при учете особых нагрузок вводится дополнительный коэффициент условий работы согласно указаниям соответствующих нормативных документов (например, при учете сейсмических нагрузок), коэффициент $m_{б1}$ принимается равным единице.

Таблица 13

Бетон	Состояние бетона по влажности	Коэффициенты условий работы бетона $m_{б2}$ при многократно повторяющейся нагрузке и коэффициенте асимметрии цикла $\rho_б$, равном						
		0—0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	⩾0,7
Плотный	Естественной влажности .	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1
	Водонасыщенный	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1

Обозначения, принятые в табл. 13:

$$\rho_б = \frac{\sigma_{б.мин}}{\sigma_{б.мако}},$$

где $\sigma_{б.мин}$ и $\sigma_{б.мако}$ — соответственно наименьшее и наибольшее напряжение в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки (см. п. 3.52 главы СНиП II-21-75).

Примечания: 1. Под естественной влажностью подразумевается весовая влажность бетона, принимаемая по табл. 1, прил. 2 СНиП II-А.7-71 с коэффициентами, указанными в примечаниях к табл. 4—6 настоящего Руководства.

2. Водонасыщенный бетон — бетон конструкций, находящихся в условиях периодического или постоянного насыщения водой.

Таблица 14

Условия эксплуатации конструкции	Расчетная зимняя температура наружного воздуха	Коэффициент условий работы бетона $m_{б_3}$ при попеременном замораживании и оттаивании плотного и поризованного бетона
Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии	Ниже минус 40°С	0,8
	Ниже минус 20°С, до минус 40°С включительно	0,9
	Ниже минус 5°С, до минус 20°С включительно	1
	Минус 5°С и выше	1
Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения	Ниже минус 40°С	1
	Минус 40°С и выше	1

Примечание. Расчетное значение температуры наружного воздуха см. в п. 1.3 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Величину начального модуля упругости крупнопористого бетона рекомендуется принимать по табл. 16.

2.9. Коэффициент линейной температурной деформации $\alpha_{бt}$ при изменении температуры от минус 50°С до плюс 50°С принимается равным:

для плотного бетона при мелком плотном заполнителе — $1 \cdot 10^{-5}$ град $^{-1}$;

для плотного бетона при мелком пористом заполнителе — $0{,}7 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$;

для поризованного и крупнопористого бетона — $0{,}8 \cdot 10^{-5}$ град$^{-1}$.

Таблица 15

Нормативный объемный вес бетона кгс/м³	Начальные модули упругости плотного и поризованного бетона при сжатии и растяжении $E_б$, кгс/см², при проектной марке по прочности на сжатие										
	М 25	М 35	М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400
800	**30 000**	**35 000**	**40 000**	**50 000**							
900	35 000	40 000	45 000	55 000							
1 000	**40 000**	**45 000**	**50 000**	**60 000**	**65 000**						
1 100			56 000	66 000	72 000						
1 200			62 000	72 000	80 000						
1 300			68 000	78 000	88 000						
1 400			75 000	**85 000**	**95 000**	**105 000**	**115 000**	**125 000**	**135 000**	**145 000**	
1 500				91 000	101 000	113 000	124 000	135 000	145 000	155 000	
1 600				97 000	108 000	120 000	133 000	144 000	155 000	165 000	
1 700				103 000	114 000	128 000	142 000	155 000	165 000	175 000	
1 800				**110 000**	**120 000**	**135 000**	**150 000**	**165 000**	**175 000**	**185 000**	**190 000**
1 900						143 000	157 000	174 000	185 000	195 000	204 000
2 000						151 000	165 000	183 000	195 000	205 000	215 000
2 100						160 000	175 000	192 000	205 000	215 000	225 000
2 200						**170 000**	**185 000**	**200 000**	**215 000**	**225 000**	**235 000**

Примечания: 1. Значения $E_б$, набранные полужирным шрифтом, соответствуют значениям, приведенным в табл. 18 СНиП II-21-75.

2. При наличии данных о сорте цемента, составе бетона, условиях изготовления и т. д. допускается применять значения $E_б$, согласованные в установленном порядке.

Таблица 16

Нормативный объемный вес бетона, кг/м³	Начальные модули упругости крупнопористого бетона при сжатии и растяжении $E_б$, кгс/см², при проектной марке по прочности на сжатие					
	М 15	М 25	М 35	М 50	М 75	М 100
800	9 000	15 000	20 000	25 000		
900	10 000	15 800	25 000	33 000		
1 000	10 800	20 000	28 000	36 000	50 000	
1 100	11 200	21 000	32 000	39 000	55 000	
1 200	12 500	22 500	35 000	43 000	62 000	
1 300	13 500	23 500	37 500	47 000	68 000	
1 400	15 000	25 000	40 000	50 000	75 000	
1 500	17 000	28 000	43 000	55 000	79 000	
1 600	18 000	30 000	45 000	60 000	82 000	
1 700	19 000	32 500	47 500	65 000	86 000	
1 800	20 000	35 000	50 000	70 000	90 000	110 000

При наличии данных о минералогическом составе заполнителей, расходе цемента, степени водонасыщения бетона, морозостойкости и т. д. допускается принимать другие значения $\alpha_{бt}$, обоснованные в установленном порядке.

2.10. Значения начального коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) μ и модуля сдвига бетона G принимаются такими же, как для тяжелого бетона, в соответствии с указаниями п. 2.12 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Арматура

2.11. Для армирования железобетонных конструкций из плотного и поризованного бетонов на пористых заполнителях должна применяться арматура, приведенная в пп. 2.14—2.18 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и в пп. 2 15—2 21 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Нормативные и расчетные характеристики арматуры

2.12. Нормативные и расчетные характеристики арматуры для железобетонных конструкций из бетонов на пористых заполнителях, принимаются такими же, как и для конструкций из тяжелого бетона, в соответствии с указаниями пп. 2.19—2.20 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и пп. 2.22—2.24 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных конструкций».

2.13. Коэффициенты условий работы, на которые следует умножать расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, принимаются для плотного бетона такими же, как и для тяжелого бетона [см. пп. 2.21 «Руководства по проектирова-

нию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения») и п. 2.25 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона»].

Значения коэффициента условий работы арматуры m_{a5} для плотных бетонов М 100 и ниже даны в табл. 17.

Таблица 17

Характер арматуры	Класс арматуры	Коэффициент условий работы арматуры m_{a5} для проектных марок бетона			
		М 35	М 50	М 75	М 100
Продольная растянутая	А-II диаметром, мм:				
	10—12	0,96	1	1	1
	14—16	0,85	0,94	1	1
	А-III диаметром, мм:				
	10—12	0,77	0,85	1	1
	14—16	0,68	0,75	0,88	1
Продольная сжатая	А-II	0,85	0,96	1	1
	А-III	0,68	0,77	0,91	1
Поперечная	А-I	0,68	0,75	0,88	1
	В-I и Вр-I	0,68	0,8	1	1

Для поризованных бетонов М 100 и ниже значение коэффициента условий работы арматуры m_{a5} рекомендуется принимать по опытным данным, обоснованным в установленном порядке.

2.14 Длина зоны передачи напряжений $l_{п.н}$ для напрягаемой арматуры без анкеров в элементах из плотного бетона определяется в соответствии с указаниями п. 2.26 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона». При этом в элементах из плотного бетона при пористом мелком заполнителе значения $m_{п.н}$ и $\Delta\lambda_{п.н}$ должны увеличиваться в 1,2 раза против приведенных в табл. 23 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

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

Расчет бетонных элементов по прочности

3.1. Расчет бетонных элементов из плотных, поризованных и крупнопористых бетонов по прочности производится в соответствии с указаниями пп. 3.2—3.10 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)», при этом второй член в формуле (10)

указанного Руководства для плотных и поризованных бетонов принимается с коэффициентами β по табл. 18.

Таблица 18

Бетон	Коэффициент β
1. Плотный на пористых заполнителях:	
а) при искусственных крупных заполнителях — керамзите, аглопорите, шлаковой пемзем и мелком заполнителе:	
плотном	1
пористом	1,5
б) при естественных крупных заполнителях — туфе, пемзе, вулканическом шлаке, известняке-ракушечнике независимо от вида мелкого заполнителя	2,5
2. Поризованный (на крупных пористых заполнителях по поз. 1а)	2

Для плотных и поризованных бетонов на трепельном, зольном гравиях и шунгизите, а также для крупнопористого бетона значение коэффициента β рекомендуется принимать по опытным данным, обоснованным в установленном порядке, а при отсутствии таких данных — равным 2,5.

Сжатые элементы из плотных бетонов на трепельном гравии, зольном аглопоритовом гравии и шунгизите не рекомендуется применять с гибкостью $l_0/r \geqslant 70$ ($l_0/h \geqslant 20$).

Расчет железобетонных элементов по прочности

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

3.2. Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элементов из плотного и поризованного бетона производится по пп. 3.11—3.24 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и пп. 3.1—3.17 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона», при этом при определении характеристики сжатой зоны бетона ξ_0 по формуле (15) первого из указанных Руководств значение первого члена этой формулы принимается равным 0,8.

3.3. Проверку прочности сечений и подбор продольной арматуры для изгибаемых элементов из плотного и поризованного бетона прямоугольного, таврового и двутаврового сечений следует производить по пп. 3.16—3.28 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) и по пп. 3.3—3.17 «Руководства по проектированию

предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

При этом значения параметров v, A_0, ξ_0, ξ_R, A_R и A следует принимать по табл. 19 и 20 настоящего Руководства.

Таблица 19

ξ	v	A_0	ξ	v	A_0	ξ	v	A_0
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,57	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,3	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,1	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,6	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,2	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1	0,5	0,5
0,25	0,875	0,219	0,5	0,75	0,375	—	—	—

3.4. Проверку прочности и подбор продольной арматуры для внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения из плотных и поризованных бетонов с симметричной и несимметричной арматурой рекомендуется производить по пп. 3.63—3.65 и 3.67—3.70 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и по пп. 3.41—3.47 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

При этом значения параметров u, A_0, ξ_0, ξ_R, A_R и A следует принимать по табл. 19 и 20 настоящего Руководства.

3.5. Расчет сжатых элементов из плотных и поризованных бетонов с учетом их прогибов на действие продольной силы, приложенной с эксцентрицитетом, равным случайному $e_0^{сл}$ при $l \leqslant 20\ h$, допускается производить по прил. 2 настоящего Руководства.

Таблица 20

Коэффициент условия работы бетона $m_{б_1}$	Класс растянутой арматуры	Обозначения	Значение ξ_0, ξ_R, A_R и A при проектных марках бетона								
			М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400
0,85	Любой	ξ_0	0,784	0,776	0,769	0,752	0,74	0,724	0,708	0,696	0,68
	A-III и Вр-I	ξ_R	0,656	0,647	0,639	0,619	0,603	0,589	0,57	0,556	0,541
		A_R	0,44	0,437	0,434	0,427	0,421	0,415	0,408	0,401	0,394
		A	5,12	5	4,89	4,65	4,48	4,31	4,13	4	3,86
	B-I	ξ_R	0,663	0,655	0,646	0,627	0,613	0,597	0,577	0,564	0,549
		A_R	0,443	0,44	0,437	0,43	0,425	0,419	0,411	0,405	0,398
		A	0,53	5,4	5,27	5,03	4,84	4,66	4,46	4,31	4,17
	A-II	ξ_R	0,679	0,67	0,662	0,645	0,628	0,612	0,594	0,58	0,565
		A_R	0,448	0,446	0,443	0,437	0,431	0,425	0,418	0,412	0,406
		A	6,45	6,3	6,15	5,86	5,65	5,43	5,2	5,03	4,86
	A-I	ξ_R	0,7	0,69	0,682	0,663	0,649	0,634	0,63	0,601	0,586
		A_R	0,455	0,452	0,449	0,443	0,438	0,433	0,431	0,42	0,416
		A	8,3	8,1	7,91	7,53	7,26	6,98	6,69	6,47	6,25
	Любой	ξ_0	0,782	0,772	0,764	0,744	0,728	0,712	0,692	0,676	0,71
	A-III и Вр-I	ξ_R	0,628	0,616	0,606	0,583	0,565	0,546	0,526	0,508	0,493
		A_R	0,431	0,426	0,422	0,413	0,405	0,397	0,388	0,379	0,371
		A	4,07	3,98	3,86	3,64	3,48	3,29	3,17	3,06	2,94
	B-I	ξ_R	0,637	0,626	0,616	0,593	0,575	0,556	0,536	0,519	0,502
		A_R	0,434	0,43	0,426	0,417	0,41	0,401	0,392	0,384	0,376
		A	4,4	4,26	4,14	3,93	3,76	3,59	3,42	3,3	3,17
	A-II	ξ_R	0,654	0,643	0,633	0,61	0,593	0,574	0,553	0,536	0,52
		A_R	0,44	0,436	0,432	0,424	0,417	0,409	0,4	0,392	0,385
		A	5,13	4,97	4,86	4,59	4,38	4,15	3,99	3,85	3,7
	A-I	ξ_R	0,679	0,668	0,658	0,636	0,618	0,599	0,579	0,562	0,545
		A_R	0,448	0,445	0,442	0,434	0,427	0,419	0,412	0,404	0,396
		A	6,59	6,39	6,25	5,9	5,64	5,36	5,13	4,95	4,76
	Любой	ξ_0	0,78	0,769	0,76	0,738	0,72	0,703	0,681	0,664	0,646
	A-III и Вр-I	ξ_R	0,626	0,612	0,602	0,576	0,558	0,538	0,514	0,497	0,478
		A_R	0,43	0,425	0,421	0,41	0,402	0,393	0,382	0,374	0,364
		A	4,06	3,91	3,81	3,58	3,42	3,26	3,09	2,97	2,85

Продолжение табл. 20

Коэффициент условия работы бетона $m_{б1}$	Класс растянутой арматуры	Обозначения	Значение ξ_0, ξ_R, A_R и A при проектных марках бетона								
			М 50	М 75	М 100	М 150	М 200	М 250	М 300	М 350	М 400
1,1	В-I	ξ_R	0,635	0,622	0,611	0,586	0,568	0,548	0,524	0,506	0,486
		A_R	0,433	0,429	0,424	0,414	0,407	0,398	0,387	0,378	0,368
		A	4,38	4,22	4,11	3,86	3,69	3,52	3,33	3,21	3,08
	A-II	ξ_R	0,652	0,639	0,629	0,603	0,585	0,565	0,541	0,524	0,505
		A_R	0,439	0,435	0,431	0,421	0,414	0,405	0,394	0,387	0,377
		A	5,11	4,92	4,79	4,5	4,31	4,1	3,89	3,74	3,59
	A-I	ξ_R	0,677	0,664	0,654	0,63	0,611	0,591	0,567	0,55	0,531
		A_R	0,448	0,444	0,44	0,432	0,425	0,417	0,407	0,399	0,39
		A	6,57	6,33	6,16	5,79	5,54	5,28	5	4,81	4,61

$$\xi_0 = 0{,}8 - 0{,}0008\, R_{пр};\quad \xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{\sigma'_e}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)};\quad A_R = \xi_R\,(1 - 0{,}5\,\xi_R);\quad A = \frac{\sigma_e}{R_a\left(1 - \frac{\xi}{1{,}1}\right)}.$$

Для изгибаемых элементов прямоугольного сечения:

$$\xi = \frac{R_a F_a - R_{a.c} F'_a}{R_{пр} b h_0}; \quad A_0 = \xi (1 - 0{,}5 \xi);$$

$$A_0 = \frac{M - R_{a.c} F'_a (h_0 - a')}{R_{пр} b h_0^2}; \quad v = 1 - 0{,}5 \xi.$$

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

3.6. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элементов из плотных бетонов, должен производиться: на действие поперечной силы по пп. 3.30—3.44 и на действие изгибающего момента по пп. 3.45—3.51 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и по пп. 3.20—3.40 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента на действие поперечной силы

3.7. Расчет элементов из плотных бетонов на действие поперечной силы по указаниям п. 3.6 настоящего Руководства не производится, если соблюдается условие (47) п. 3.31 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

В этом условии k_1 — коэффициент, принимаемый для плотных бетонов на крупных пористых заполнителях — керамзите, аглопорите, шлаковой пемзе, литоидной пемзе, вулканическом шлаке и плотном песке, равным 0,4. Значение коэффициента k_1 для плотных и поризованных бетонов на крупном и мелком пористых заполнителях рекомендуется принимать равным 0,35. Для элементов типа сплошных плоских плит эти значения коэффициента k_1 увеличиваются на 25%.

3.8. Расчет прочности элементов с поперечной арматурой по наклонным сечениям из плотных бетонов производится по формуле (48), а без поперечной арматуры — по формулам (64) и (65) «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и по формулам соответственно (63), (82) и (83) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

При этом значение коэффициента k_2 для балок, ребер плит и многопустотных плит принимается при мелком плотном заполнителе равным 1,75, при мелком пористом заполнителе 1,5, а значение коэффициента k_3 в этих случаях принимается равным 0,8; для сплошных плоских плит $k_3 = 1$ независимо от вида мелкого заполнителя.

Если размеры сечения элементов с поперечной арматурой или без поперечной арматуры назначаются исходя из условия обеспечения прочности по наклонным сечениям, то не рекомендуется для таких элементов применять плотные бетоны, приготовленные с применением вспученного перлитового песка.

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента

3.9. Расчет сечений, наклонных к продольной оси, элементов из бетонов на пористых заполнителях на действие изгибающего момента производится по пп. 3.45—3.52 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и по пп. 3.36—3.40 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Расчет по прочности пространственных сечений (элементы, работающие на кручение с изгибом)

3.10. Расчет по прочности пространственных сечений элементов из плотных бетонов производится по пп. 3.84—3.92 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и по пп. 3.61—3.69 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузки

Расчет на местное сжатие

3.11. Расчет на местное сжатие элементов из плотных бетонов производится по пп. 3.95—3.97 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)», при этом в формуле (182) указанного Руководства коэффициент $\mu_{см}$ принимается равным 0,75, а расчетное сопротивление бетона смятию $R_{см}$ определяется по формуле (183) при значениях $\gamma_б$, равных $\gamma_б = \sqrt[3]{F_р/F_{см}}$, но не более для бетонов марок:

выше М 100—2,5;

М 50, М 75, М 100—1,5;

для марок М 35 и ниже — 1,2.

Расчет на продавливание

3.12. Расчет на продавливание плитных конструкций из плотных бетонов производится по пп. 3.98—3.99 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)», при этом в формулу (188) указанного Руководства вводится коэффициент, равный 0,8.

Расчет на отрыв

3.13. Расчет на отрыв растянутой зоны элементов из плотных бетонов производится по пп. 3.100—3.101 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Расчет закладных деталей

3.14. Проектирование стальных сварных закладных деталей для элементов из бетонов на пористых заполнителях производится в соответствии с прил. 3 настоящего Руководства.

3.15. Проектирование стальных штампованных закладных деталей для элементов из бетонов на пористых заполнителях производится по специальным нормативным документам.

Расчет железобетонных элементов на выносливость

3.16. Расчет железобетонных элементов из плотных бетонов на выносливость производится по пп. 3.72—3.77 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

4. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Расчет железобетонных элементов по образованию трещин

4.1. Железобетонные элементы из плотных и поризованных бетонов рассчитываются по образованию трещин:
нормальных к продольной оси элемента;
наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.2. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси из плотных и поризованных бетонов, производится по пп. 4.2—4.5 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и по пп. 4.2—4.11 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

При расчете по образованию трещин для элементов без предварительного напряжения по формулам (223) и (224) первого из указанных Руководств значение напряжения в арматуре, вызванное усадкой бетона $\sigma_{уб}$, принимается по главе СНиП II-21-75, табл. 4, поз. 8.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента

4.3. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элементов из плотных и поризованных бетонов, производится по пп. 4.12—4.16 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона», при этом значения коэффициентов m_1 и m_2 в формулах (202) и

(203) указанного Руководства принимаются по табл. 21 настоящего Руководства.

Таблица 21

Проектная марка плотного и поризованного бетона на пористых заполнителях	Коэффициенты для расчета по образованию наклонных трещин	
	m_1	m_2
М 200 и ниже	0,5	2
М 250	0,375	1,6
М 300	0,25	1,33
М 350	0,125	1,14
М 400	0	1

Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

4.4. Железобетонные элементы из бетонов на пористых заполнителях рассчитываются по раскрытию трещин:
нормальных к продольной оси элемента;
наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.5. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элементов из плотных и поризованных бетонов, производится по пп. 4.8—4.11 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и пп. 4.18—4.22 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона», коэффициент $c_д$ в формуле (236) первого из указанных Руководств и в формуле (215) второго Руководства принимается равным при учете: кратковременных нагрузок и кратковременного действия постоянных и длительных нагрузок — 1; многократно повторяющейся нагрузки, а также длительного действия постоянных и длительных нагрузок для плотного бетона — 1,5; для поризованного бетона — 2.

4.6. Для элементов из плотных бетонов проектной марки 100 и ниже величина $a_т$, определенная по указанной выше формуле (236), должна быть увеличена на 30%.

Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента

4.7. Расчет по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси элементов из плотных и поризованных бетонов, производится по пп. 4.12 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и п. 4.23 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона», при этом коэффициент $c_д$ в формуле (252) первого из указанных Ру-

ководств для тяжелого бетона и в формуле (238) второго Руководства принимается по п. 4.5 настоящего Руководства.

4.8. В случае если при проектировании элементов расчет по раскрытию наклонных трещин является основным, определяющим характеристики сечения, то для таких элементов не рекомендуется применять плотные бетоны, приготовленные с применением вспученного перлитового песка, а также поризованные бетоны.

4.9. Для элементов из плотных бетонов проектной марки 100 и ниже величина $a_т$, определенная по указанной выше формуле (252), должна быть увеличена на 30%.

Расчет железобетонных элементов по закрытию трещин

4.10. Железобетонные элементы из плотных бетонов должны рассчитываться по закрытию (зажатию) трещин:

нормальных к продольной оси элемента;

наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента

4.11. Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элементов из плотных бетонов, производится по пп. 4.25—4.26 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси элемента

4.12. Расчет по закрытию трещин, наклонных к продольной оси элементов из плотных бетонов, производится по п. 4.27 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям

4.13. Расчет элементов железобетонных конструкций из плотных и поризованных бетонов по деформациям производится по пп. 4.13—4.30 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» по пп. 4.28—4.40 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Определение кривизны железобетонных элементов на участках без трещин в растянутой зоне

4.14. На участках элементов из плотных и поризованных бетонов, где не образуются нормальные к продольной оси трещины, кривизны определяются по п. 4.14 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без

предварительного напряжения)» и по пп. 4.30—4.32 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона», при этом коэффициент c в формуле (262) первого из вышеуказанных Руководств и в формуле (252) второго Руководства принимается по табл. 22 настоящего Руководства.

Таблица 22

Нагрузки	Коэффициент c, учитывающий влияние длительной ползучести бетона на деформации элемента без трещин, для конструкций из плотного бетона на пористых заполнителях	
	кроме вспученного перлитового песка	с применением вспученного перлитового песка и поризованного бетона
1. Кратковременные	1	1
2. Постоянные и длительные при влажности воздуха окружающей среды:		
выше 40%	2	3
40% и ниже	3	4,5

Примечание. Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно указаниям п. 1.3 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Коэффициент $k_п = 0{,}85$, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона в формулах (252) и (262) указанных Руководств для тяжелого бетона, принимается для бетонов:

плотных при плотном мелком заполнителе — 0,85;

плотных при пористом мелком заполнителе, а также для поризованного бетона — 0,7.

Определение кривизны железобетонных элементов на участках с трещинами в растянутой зоне

4.15. На участках элементов из плотных и поризованных бетонов, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, кривизны определяются по пп. 4.15—4.20 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и по пп. 4.33—4.38 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона», при этом коэффициент $\psi_б$ в формуле (263) первого из указанных Руководств и в формуле (256) второго Руководства принимается равным: для бетонов проектных марок выше 100—0,9, а для бетонов марок 100 и ниже — 0,7.

Коэффициенты ν в формуле (263) первого из указанных Руководств и в формуле (256) второго Руководства принимаются по табл. 23.

Таблица 23

Длительность действия нагрузки	Коэффициент ν, характеризующий упругопластическое состояние бетона сжатой зоны для конструкций из плотных бетонов на пористых заполнителях	
	кроме вспученного перлитового песка	с применением вспученного перлитового песка и поризованного бетона
1. Кратковременное действие нагрузки	0,45	0,45
2. Длительное действие нагрузки при влажности воздуха окружающей среды:		
выше 40%	0,15	0,07
40% и ниже	0,1	0,04

Примечание. Влажность воздуха окружающей среды принимается согласно указаниям п. 1.3 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Коэффициент s в формуле (270) «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и в формуле (268) второго Руководства для плотного бетона марок выше 100 принимается таким же, как для тяжелого бетона, а для плотного и поризованного бетона марок 100 и ниже — по табл. 24 настоящего Руководства.

Таблица 24

Действие нагрузки	Коэффициент s, учитывающий влияние длительности действия нагрузки, при проектной марке бетона 100 и ниже
1. Кратковременное	
а) при стержневой арматуре:	
гладкой	0,7
периодического профиля	0,8
б) при проволочной арматуре	0,7
2. Длительное (независимо от вида арматуры)	0,6

Определение прогибов

4.16. Прогибы элементов из плотных и поризованных бетонов определяются в соответствии с пп. 4.21—4.24 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и пп. 4.39—4.40 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Продольные деформации элементов из плотных и поризованных бетонов определяются в соответствии с пп. 4.25 и 4.26 первого из указанных Руководств и пп. 4.41 и 4.42 второго Руководства.

Контрольный прогиб элементов определяется по п. 4.43 второго из указанных Руководств.

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

Минимальные размеры сечения элементов

5.1. Минимальные размеры сечения бетонных и железобетонных элементов из плотных и поризованных бетонов марок выше 100 принимаются такими же, как и для элементов из тяжелого бетона (см. пп. 5.1—5.8 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) и пп. 5.1—5.12 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Толщина монолитных плит из плотных и поризованных бетонов проектной марки 100 и ниже во всех случаях должна приниматься не менее 70 мм.

Размеры сечений внецентренно-сжатых бетонных и железобетонных элементов плотных и поризованных бетонов марок 100 и ниже не рекомендуется принимать с гибкостью в любом направлении $l_0/r > 70$.

Защитный слой бетона

5.2. Защитные слои бетона на пористых заполнителях марок выше 100 для рабочей, поперечной, распределительной и конструктивной арматуры принимаются такими же, как и для тяжелого бетона, указанными в пп. 5.36—5.41 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и пп. 5.13—5.20 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

В однослойных конструкциях из плотного и поризованного бетонов проектной марки 100 и ниже, выполняемых без фактурных слоев, толщина защитного слоя во всех случаях должна составлять не менее 25 мм. В элементах из плотных и поризованных бетонов проектной марки 100 и ниже толщина защитного слоя бетона для поперечной арматуры принимается не менее 15 мм.

У наружных стеновых панелей и блоков, формуемых без фактурных слоев в горизонтальном положении, толщина защитного слоя со стороны поддона допускается 20 мм, а с противоположной стороны должна быть не менее 25 мм.

При наличии у наружных стеновых панелей и блоков фактурных слоев с одной или с двух сторон из цементно-песчаного раствора мар-

ки не ниже 100 на плотном песке толщину защитного слоя вместе с фактурным слоем допускается принимать равной 20 мм.

Для двух- и трехслойных элементов при расположении рабочей арматуры в слоях из плотного бетона марки 150 и выше толщину защитного слоя, обращенного в сторону низкопрочного бетона, рекомендуется принимать не менее 10 мм.

Для однослойных плит перекрытий из плотного бетона на пористых заполнителях с предварительно-напряженной арматурой в двух взаимно перпендикулярных направлениях толщину защитного слоя рекомендуется назначать в соответствии со специальными техническими условиями.

Минимальные расстояния между стержнями арматуры

5.3. Минимальные расстояния между стержнями арматуры в конструкциях из плотных и поризованных бетонов принимаются такими же, как и в конструкциях из тяжелого бетона (см. пп. 5.42—5.45 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» и пп. 5.21—5.24 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Анкеровка ненапрягаемой арматуры

5.4. Анкеровка ненапрягаемой арматуры в конструкциях из плотных и поризованных бетонов должна производиться в соответствии с указаниями пп. 5.46—5.50 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Величины относительной длины анкеровки $\lambda_{ан}=\frac{l_{ан}}{d}$, вычисленные по формуле (308), для плотных бетонов марок выше 100 даны в табл. 41 указанного Руководства, а марок 100 и ниже приведены в табл. 25

Таблица 25

Условия работы	Класс арматуры	Относительная длина анкеровки $\lambda_{ан}=\frac{l_{ан}}{d}$ при проектной марке бетона	
		М 75	М 100
В растянутом бетоне $l_{ан}\geqslant$ $\geqslant$250 мм	А-I	83	67
	А-II	65	53
	А-III	75	64
В сжатом бетоне $l_{ан}\geqslant$ $\geqslant$200 мм	А-I	56	45
	А-II	46	38
	А-III	53	46

Продольное армирование элементов

5.5. Продольное армирование элементов из бетонов на пористых заполнителях должно производиться в соответствии с указаниями пп. 5.57, 5.60—5.62, 5.66—5.69 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

5.6. Элементы железобетонных конструкций из плотных и поризованных бетонов с ненапрягаемой арматурой рекомендуется армировать сварными сетками и каркасами.

5.7. В изгибаемых и внецентренно-сжатых элементах из плотного бетона проектных марок 150 диаметр продольной арматуры рекомендуется принимать не более 25 мм, а для марок 200 и выше — не более 32 мм.

При назначении армирования изгибаемых элементов из плотных и поризованных бетонов проектных марок 100 и ниже диаметр продольной арматуры не должен превышать 20 мм; предпочтение рекомендуется отдавать мелким диаметрам стержней (12 мм и менее). Диаметр продольных стержней внецентренно-сжатых элементов не должен превышать: для бетона М 100—25 мм, М 75 и ниже — 16 мм.

Поперечное армирование элементов

5.8. Поперечное армирование элементов из плотных и поризованных бетонов следует производить в соответствии с указаниями пп. 5.58, 5.63—5.65, 5.70—5.74, 5.79—5.81 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

5.9. При армировании внецентренно-сжатых элементов из плотных бетонов проектных марок 200 и выше стержнями диаметром более 25 мм все продольные стержни рекомендуется располагать в местах перегиба вязаных хомутов.

5.10. В двух- и трехслойных элементах при наличии одного или среднего слоя из плотного, поризованного или крупнопористого бетона проектных марок 35 и ниже в случаях, когда поперечное армирование по расчету не требуется, рекомендуется предусматривать конструктивное поперечное армирование в соответствии с пп. 5.70—5.74 указанного Руководства.

Сварные соединения арматуры

5.11. Сварные соединения арматуры в конструкциях из плотных и поризованных бетонов должны выполняться в соответствии с указаниями, изложенными в пп. 5.13—5.20 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Стыки ненапрягаемой арматуры внахлестку (без сварки)

5.12. Стыки ненапрягаемой рабочей арматуры внахлестку в элементах из плотных и поризованных бетонов следует осуществлять в соответствии с указаниями пп. 5.51—5.56 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого

бетона (без предварительного напряжения)». При этом предельный диаметр рабочей арматуры в элементах из плотных бетонов должен приниматься с учетом рекомендаций п. 5.7 настоящего Руководства.

Для конструкций из плотных и поризованных бетонов марок 100 и ниже устройство стыков растянутых сварных сеток внахлестку без сварки в рабочем направлении не рекомендуется, такое стыкование сварных сеток допускается только в нерабочем направлении.

Относительные длины перепуска $\lambda_н = \frac{l_н}{d}$ в зависимости от напряженного состояния плотного бетона марок выше 100 даны в табл. 43 первого из указанных выше Руководств, а плотного и поризованного бетона марок 100 и ниже, подсчитанные для $\sigma_а = R_а$ и для $\sigma_а = 0{,}7\ R_а$ и $\sigma_а = 0{,}5\ R_а$, для сжатой арматуры классов А-I, А-II и А-III приведены в табл. 26.

Таблица 26

Условия работы	Класс стали	$\frac{\sigma_а}{R_а}$	Относительная длина перепуска $\lambda_н = l_н/d$ при проектной марке бетона	
			М 75	М 100
В сжатом бетоне $l_н \geqslant 200$ мм	А-I	1	68	55
		0,7	50	41
		0,5	38	31
	А-II	1	58	47
		0,7	43	35
		0,5	33	27
	А-III	1	71	57
		0,7	52	42
		0,5	40	32

Стыки элементов сборных конструкций

5.13. Конструктивные требования к стыкам элементов сборных бетонных и железобетонных конструкций из плотных и поризованных бетонов предъявляются такие же, как и к стыкам элементов сборных конструкций из тяжелого бетона, приведенные в пп. 5.90—5.96, 5.104—5.116 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Для сборных железобетонных конструкций заводского изготовления из плотных и поризованных бетонов марок 75 и 50 допускается длину анкерных стержней закладных деталей принимать по табл. 27 настоящего Руководства, а для марок 100 и выше — по табл. 48 указанного выше Руководства, но не менее 200 мм.

Таблица 27

Напряженное состояние бетона в направлении, перпендикулярном направлению анкеров	Класс арматурной стали анкера	Относительная длина анкеров $l_{ан}/d$ при марке бетона по прочности на сжатие	
		М 50	М 75
Бетон сжат при $\sigma_б \leqslant 0{,}5\ R_{пр}$	А-II	45	40
	А-I, А-III	60	50
Бетон растянут при $\sigma_б \leqslant R_р$	А-II	70	60
или бетон сжат при $\sigma_б > 0{,}5\ R_{пр}$	А-I, А-III	90	75

Отдельные конструктивные требования

5.14. Отдельные конструктивные требования, приведенные в пп. 5.97—5.103, 5.117—5.126 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» полностью относятся к элементам сборных конструкций из плотных, поризованных и крупнопористых бетонов.

5.15. В массивных бетонных конструкциях из плотных и поризованных бетонов помимо требований п. 5.126 указанного выше Руководства рекомендуется площадь сечения конструктивной арматуры назначать не менее 0,05% от площади поперечного сечения элемента.

В стеновых панелях конструктивную арматуру рекомендуется назначать в соответствии с указаниями специальных технических условий.

5.16. Петли в однослойных элементах конструкций из плотных, поризованных и крупнопористых бетонов должны быть приварены к рабочей арматуре или заанкерены с помощью дополнительных стержней, приваренных к петлям. Для двух- и трехслойных элементов конструкций допускается крюками зацеплять петли за рабочие стержни основного арматурного каркаса, расположенного в слое прочного бетона.

Дополнительные указания по конструированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций

5.17. Дополнительные указания по конструированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из плотных бетонов такие же, как и для тяжелого бетона, и изложены в пп. 5.1—5.59 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

6. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ

Расчет сборного керамзитобетонного ригеля междуэтажного перекрытия производственного здания

Пример 1. Дано: размеры сечения прямоугольного ригеля $h=60$ см; $b=30$ см; длина ригеля $l=5{,}5$ м, длина ригеля в свету $l_{св}=4{,}9$ м (см. рис. 1,*а*); керамзитобетон марки 200 на плотном песке ($R_{пр}=75$ кгс/см², $R_р=6{,}5$ кгс/см² при $m_{б1}=0{,}85$); продольная рабочая арматура — из стали класса A-III ($R_а=3400$ кгс/см²), поперечная — из стали класса A-II ($R_{а.х}=2150$ кгс/см²); расчетная нагрузка на ригель с учетом собственного веса $P_р=6{,}85$ тс/м (нагрузка малой суммарной длительности отсутствует). Требуется произвести расчет ригеля по прочности.

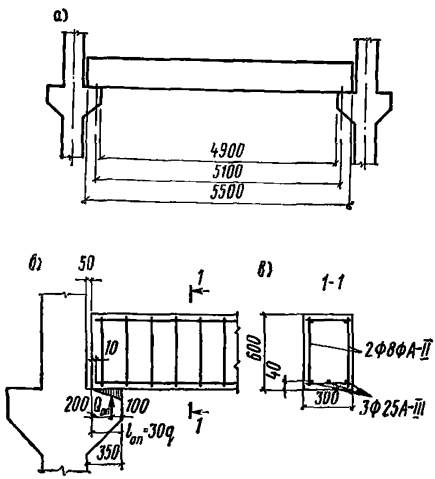


Рис. 1. Ригель междуэтажного перекрытия

а — схема ригеля; *б* — схема опирания ригеля на консоль колонны; *в* — сечение *1—1* ригеля

1. Статический расчет ригеля

Расчетный пролет ригеля — $l_р=5{,}1$ м.

Изгибающий момент

$$M=\frac{P\,l_р^2}{8}=\frac{6{,}85\cdot 5{,}1^2}{8}=22{,}3\ \text{тс}\cdot\text{м}.$$

Опорная реакция ригеля

$$Q_{оп}=\frac{P\,l_р}{2}=\frac{6{,}85\cdot 5{,}1}{2}=17{,}5\ \text{тс}.$$

Поперечная сила в нормальном сечении у опоры ригеля

$$Q_1 = \frac{Pl_{св}}{2} = \frac{6{,}85 \cdot 4{,}9}{2} = 16{,}8 \text{ тс}.$$

2. Подбор продольной арматуры ригеля

Принимаем рабочую высоту сечения ригеля

$$h_0 = h - a_н = 60 - 4 = 56 \text{ см}.$$

Подбор продольной арматуры ригеля производится согласно п. 3.19 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

По формуле (22) вышеуказанного Руководства вычисляем значение A_0

$$A_0 = \frac{M}{R_{пр}\, b\, h_0^2} = \frac{2\,230\,000}{75 \cdot 30 \cdot 56^2} = 0{,}316.$$

Из табл. 19 настоящего Руководства для элемента из бетона марки 200 с арматурой класса А-III при $m_{б1} = 0{,}85$ находим $A_R = 0{,}421$.

Так как $A_0 = 0{,}316 < A_R = 0{,}421$, сжатой арматуры по расчету не требуется.

В этом случае (при отсутствии сжатой арматуры) площадь сечения растянутой арматуры F_a определяется по формуле (23) «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)»

$$F_a = \frac{M}{R_a\, v\, h_0},$$

где значение v определяется по табл. 19 настоящего Руководства в зависимости от значения A_0.

При $A_0 = 0{,}316$ находим $v = 0{,}803$.

отсюда

$$F_a = \frac{2\,230\,000}{3400 \cdot 0{,}803 \cdot 56} = 14{,}6 \text{ см}^2.$$

Принимаем $3\varnothing 25$—$F_a = 14{,}73$ см^2.

Армирование ригеля производится пространственным каркасом, состоящим из двух плоских каркасов и одного стержня, расположенного в растянутой зоне между плоскими каркасами (рис. 1,*в*).

Расстояния между поперечными стержнями в плоских каркасах на концевых участках (равных $^1/_4$ пролета ригеля) приняты: $u_1 = 200$ мм, на остальной части пролета $u_2 = 400$ мм.

3. Расчет по прочности наклонных сечений ригеля на действие поперечной силы

Проверяем условие (46) п. 3.30 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)»

$$0{,}35\, R_{пр}\, b\, h_0 = 0{,}35 \cdot 75 \cdot 30 \cdot 56 = 44\,100 \text{ кгс} > Q_1 = 16\,800 \text{ кгс}.$$

Условие соблюдается.

Проверяем условие (47) п. 3.31 этого же Руководства.

$$k_1 R_p b h_0 = 0{,}4 \cdot 6{,}5 \cdot 30 \cdot 56 = 4370 \text{ кгс} < Q_1 = 16\,800 \text{ кгс}.$$

Условие не соблюдается, следовательно, проверка прочности наклонных сечений на действие поперечной силы необходима.

Коэффициент k_1 принят равным 0,4 согласно п. 3.7 настоящего Руководства.

Кроме того, проверяем условие

$$q_x = \frac{R_{a.x} F_x}{u_1} \geqslant \frac{R_p b}{2};$$

$$F_x = 1{,}01 \text{ см}^2 \ (2 \varnothing 8 \text{ А-II});$$

$$q_x = \frac{2150 \cdot 1{,}01}{20} = 109 \text{ кгс/см} > \frac{R_p b}{2} = \frac{6{,}5 \cdot 30}{2} = 97{,}5 \text{ кгс/см}.$$

Проверка прочности по поперечной силе производится для невыгоднейших сечений, начинающихся у опоры, из условия (52) п. 3.35 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)»

$$Q \leqslant Q_{x.б},$$

где $Q_1 = 16{,}8$ тс — поперечная сила в нормальном сечении у опоры; $Q_{x.б}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями и бетоном в наклонном сечении, определяемая по формуле

$$Q_{x.б} = 2\sqrt{k_2 R_p b h_0^2 q_x} = 2\sqrt{1{,}75 \cdot 6{,}5 \cdot 30 \cdot 56^2 \cdot 109} =$$

$$= 21\,600 \text{ кгс},$$

что превосходит наибольшее значение поперечной силы у опоры $Q_1 = 16800$ кгс.

Таким образом, прочность по наклонным сечениям на действие поперечной силы обеспечена.

Коэффициент $k_2 = 1{,}75$ принят согласно п. 3.8 настоящего Руководства.

4. Расчет по прочности наклонных сечений ригеля на действие изгибающего момента

Определение места обрыва в пролете среднего рабочего стержня.

Наибольшее значение изгибающего момента в сечении ригеля в месте теоретического обрыва среднего стержня (при $F_{a1} = 9{,}82$ см^2 — 2Ø25 А-III)

$$x_1 = \frac{R_a F_{a\,1}}{R_{пр} b} = \frac{3400 \cdot 9{,}82}{75 \cdot 30} = 14{,}8 \text{ см};$$

$$z = h_0 - \frac{x_1}{2} = 56 - \frac{14{,}8}{2} = 48{,}6 \text{ см};$$

$$M_1 = R_a F_{a\,1} z_1 = 3{,}4 \cdot 9{,}82 \cdot 0{,}486 = 16{,}3 \text{ тс·м}.$$

Расстояние a от равнодействующей опорной реакции ригеля до точки теоретического обрыва среднего стержня определяется из равенства:

$$\frac{p\,l_р}{2}\,a-\frac{p\,a^2}{2}=M_1.$$

Решая квадратное уравнение, получим

$$a=\frac{l_р}{2}-\sqrt{\left(\frac{l_р}{2}\right)^2-\frac{2\,M_1}{p}}=\frac{5{,}1}{2}-\sqrt{\left(\frac{5{,}1}{2}\right)^2-\frac{2\cdot 16{,}3}{6{,}85}}=$$

$$=1{,}22\text{ м}.$$

Расстояние от грани опоры ригеля до теоретического обрыва среднего стержня будет равно

$$l_{о.с}=a-\frac{l_{оп}}{3}=122-\frac{30}{3}=112\text{ см},$$

где $l_{оп}=30$ см — длина опорной части ригеля (см. рис. 1,*б*).

По формуле (75) п. 3.49 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» вычисляем длину ω, на которую надо завести обрываемый стержень за точку теоретического обрыва,

$$\omega=\frac{Q_2}{2\,q_{x\omega}}+5\,d,$$

где Q_2 — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня;

$q_{x\omega}$ — усилие в хомутах (поперечных стержнях) на единицу длины элемента на рассматриваемом участке длиной ω;

$$Q_2=Q_{оп}-p\,a=17{,}5-6{,}85\cdot 1{,}22=9{,}15\text{ тс};$$

$$q_{x\omega}=\frac{R_a F_x}{u}=\frac{2700\cdot 2\cdot 0{,}503}{20}=135\text{ кгс/см};$$

$$\omega=\frac{9150}{2\cdot 135}+5\cdot 2{,}5=46{,}3\text{ см}<l_{ан}=\lambda_{ан}d=20\cdot 2{,}5=50\text{ см}.$$

Следовательно, из условия (75) и п. 5.48 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» средний стержень может быть оборван на расстоянии от грани опоры $l_{о.с}-50=112-50=62$ см при условии, если будет обеспечена прочность ригеля по наклонным сечениям на действие изгибающего момента, при наличии в сечениях на приопорных участках только двух плоских каркасов, т. е. $F_{a1}=9{,}82$ см² (2Ø25 А-III).

Проверяем прочность наклонного сечения по изгибающему моменту. Проверяем конструктивное требование п. 5.50 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)». Поскольку $k_1 R_p b h_0=0{,}4\cdot 6{,}5\cdot 30\cdot 56=4370$ кгс$<Q_{оп}=17\,500$ кгс, т. е. условие (47) вышеуказанного Руководства не выполняется, длина заведения арматуры за грань опоры $l_з$ должна быть не менее $10d=10\cdot 2{,}5=25$ см.

Из рис. 1,*б* видно, что $l_0 = l_{оп} - 1$ см $= 30 - 1 = 29$ см $> 10d = 25$ см, т. е. требование п. 5.50 вышеуказанного Руководства выполнено.

Так как условие (47) п. 3.31 Руководства не выполняется и арматура не имеет анкеров, то согласно п. 3.48 вышеуказанного Руководства, расчет по изгибающему моменту необходим, если расчетное наклонное сечение может пересечь продольную арматуру в зоне анкеровки.

Определяем длину зоны анкеровки $l_{ан}$ согласно п. 5.48 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)»

$$l_{ан} = \left(\frac{m_{ан} R_a}{R_{пр}} + 8\right) d = \left(\frac{0{,}5 \cdot 3400}{75} + 8\right) 2{,}5 = 75 \text{ см}.$$

Определяем расположение начала невыгоднейшего наклонного сечения, т. е. расположение нормального сечения, в котором

$$M = \frac{p\, l_р}{2} l_1 - \frac{p\, l_1^2}{2} = M_т.$$

Момент трещинообразования $M_т$ равен

$$M_т = R_р W_т = R_р \frac{b h^2}{3{,}5} = 6{,}5 \frac{30 \cdot 60^2}{3{,}5} = 201\,000 \text{ кгс·см} = 2{,}01 \text{ тс·м}.$$

Решая вышеприведенное квадратное уравнение, находим расстояние от равнодействующей опорной реакции до сечения, в котором $M = M_т$

$$e_1 = \frac{l_р}{2} - \sqrt{\left(\frac{l_р}{2}\right)^2 - \frac{2 M_т}{p}} = \frac{5{,}1}{2} - \sqrt{\left(\frac{5{,}1}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot 2{,}01}{6{,}85}} =$$

$$= 0{,}12 \text{ м} = 12 \text{ см}.$$

Расстояние от конца арматуры до точки пересечения наклонного сечения с продольной арматурой $l_х$ будет равно $l_х = 19 + 12 = 31$ см.

Поскольку наклонное сечение пересекает продольную растянутую арматуру в пределах зоны анкеровки, то согласно п. 3.46 вышеуказанного Руководства, при расчете этого сечения по изгибающему моменту расчетное сопротивление продольной арматуры принимается сниженным на коэффициент условия работы $m_{а3}$, равный

$$m_{а3} = \frac{l_х}{l_{ан}} = \frac{31}{76{,}5} = 0{,}405,$$

а расчетное сопротивление арматуры

$$R_{а1} = 3400 \cdot 0{,}405 = 1380 \text{ кгс/см}^2.$$

Определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения по формуле (73) п. 3.47 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)». Для этого определяем поперечную силу Q_1, в нормальном сечении, проходящем через начало наклонного сечения в растянутой зоне

$$Q_1 = Q_{оп} - p\, l_1 = 17{,}5 - 6{,}85 \cdot 0{,}12 = 16{,}68 \text{ тс}.$$

тогда

$$c = \frac{Q_1}{q_{x\,w} + p} = \frac{16\,680}{135 + 68{,}5} = 82 \text{ см}.$$

Внешний изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через равнодействующую усилий сжатой зоны наклонного сечения (т. е. в сечении, расположенном на расстоянии $l_1 + c = 0{,}12 + 0{,}82 = 0{,}96$ м от опорной реакции), равен

$$M_1 = Q_{on}(l_1 + c) - \frac{p(l_1 + c)^2}{2} = 17{,}5\,(0{,}12 + 0{,}82) -$$

$$- \frac{6{,}85 \cdot (0{,}12 + 0{,}82)^2}{2} = 13{,}42 \text{ тс·м};$$

$$x_2 = \frac{R_{a\,1} F_{a\,1}}{R_{np}\, b} = \frac{1380 \cdot 9{,}82}{75 \cdot 30} = 6 \text{ см};$$

$$z_2 = h_0 - \frac{x_2}{2} = 56 - \frac{6}{2} = 53 \text{ см}.$$

Проверяем прочность из условия (74) п. 3.47 вышеуказанного Руководства

$$R_{a\,1} F_{a\,1} z_2 + 0{,}5\, q_{x\,\omega} c^2 = 1380 \cdot 9{,}82 \cdot 53 + 0{,}5 \cdot 135 \cdot 82^2 =$$

$$= 1\,174\,000 \text{ кгс·см} = 11{,}74 \text{ тс·м} < M_1 = 13{,}42 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность наклонного сечения по изгибающему моменту не обеспечена.

Для обеспечения прочности наклонного сечения по изгибающему моменту средний стержень рабочей арматуры принимаем без обрыва на всю длину ригеля.

Тогда x_2 будет равен

$$x_2 = \frac{R_{a\,1} F_{a\,1}}{R_{np}\, b} = \frac{1380 \cdot 14{,}73}{75 \cdot 30} = 9 \text{ см};$$

$$z_1 = 56 - \frac{9}{2} = 51{,}5 \text{ см};$$

$$R_{a\,1} F_a z_1 + 0{,}5\, q_{x\,\omega} c^2 = 1380 \cdot 14{,}73 \cdot 51{,}5 + 0{,}5 \cdot 135 \cdot 82^2 =$$

$$= 1\,505\,000 \text{ кгс·см} = 15{,}05 \text{ тс·м} > M_1 = 13{,}42 \text{ тс·м},$$

т. е. прочность наклонного сечения по изгибающему моменту обеспечена.

Расчет колонны одноэтажного промышленного здания каркасного типа

Пример 2. Дано: размеры сечения колонны: $b = 40$ см, $h = 50$ см, расчетная длина колонны $l_0 = 8$ м. Продольные силы и изгибающие моменты в сечениях колонны у обреза фундамента: от длительных и постоянных нагрузок $N_{дл} = 65$ тс, $M_{дл} = 15$ тс·м, от ветровой нагрузки $M_к = 12{,}5$ тс·м. Величины продольных сил и изгибающих моментов определены по статическому расчету здания по недеформи-

рованной схеме. Керамзитобетон колонны принят марки 300 на кварцевом песке с объемным весом бетона 2,2 тс/м³ ($E_б = 2{,}15 \times 10^5$ кгс/см²). Продольная арматура колонны симметричная, из стали класса А-III ($R_а = R_{а.с} = 3400$ кгс/см², $E_а = 2 \times 10^6$ кгс/см²).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры в сечении колонны у обреза фундамента.

Расчет. При расчете помимо настоящего Руководства пользуемся «Руководством по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46$ см.

Поскольку имеет место усилие от ветровой нагрузки, проверяем условие (1) п. 3.1 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Для этого определяем значения M_I и M_{II}

$$M_I = M_1^{дл} = M_{дл} + N_{дл}\frac{h_0 - a'}{2} = 15 + 65\frac{0{,}46 - a'}{2} = 15 + 65\frac{0{,}46 - 0{,}04}{2} =$$

$$= 28{,}65 \text{ тс·м};$$

$$M = M_{дл} + M_к = 15 + 12{,}5 = 27{,}5 \text{ тс·м};$$

$$N = N_{дл} = 65 \text{ тс·м};$$

$$M_{II} = M_1 = M + N\frac{h_0 - a'}{2} = 27{,}5 + 65\,\frac{0{,}46 - 0{,}04}{2} =$$

$$= 41{,}15 \text{ тс·м}.$$

Так как $0{,}77\ M_{II} = 0{,}77 \cdot 41{,}15 = 31{,}68$ тс·м $> M_I = 28{,}65$ тс·м, расчет производится только по случаю (б) п. 3.1 вышеуказанного Руководства, т. е. на действие всех нагрузок, принимая расчетное сопротивление бетона $R_{пр} = 145$ кгс/см² (при $m_{б1} = 1{,}1$, по табл. 7 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Так как $\frac{l_0}{h} = \frac{8}{0{,}5} = 16 > 10$, расчет производится с учетом прогиба колонны. Влияние прогиба на величину эксцентрицитета продольного усилия учитывается согласно п. 3.57 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» путем умножения эксцентрицитета e_0 на коэффициент η, определяемый по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{кр}}},$$

где $N_{кр}$ — условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{кр} = \frac{1{,}6\,E_б\,b\,h}{(l_0/h)^2}\left[\frac{\frac{0{,}11}{0{,}1 + t}}{3\,k_{дл}} + 0{,}1 + \mu\,n\left(\frac{h_0 - a'}{h}\right)^2\right],$$

$k_{дл}$ — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб колонны в предельном состоянии, определяется по формуле

$$k_{дл} = 1 + \beta \frac{M_1^{дл}}{M_1} = 1 + 1 \frac{28{,}65}{41{,}15} = 1{,}7.$$

Коэффициент β согласно табл. 18 настоящего Руководства принят равным 1;

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{27{,}5}{65} = 0{,}423 \text{ м} = 42{,}3 \text{ см} > e_0^{сл} = \frac{50}{30} = 1{,}66 \text{ см},$$

следовательно, случайный эксцентрицитет $e_0^{сл}$ не учитывается, t — коэффициент, принимаемый равным $\frac{l_0}{h}$, но не менее величины

$$t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01 \frac{l_0}{h} - 0{,}001 R_{пр} = 0{,}5 - 0{,}01 \frac{800}{50} - 0{,}001 \cdot 145 = 0{,}295,$$

так как

$$\frac{e_0}{h} = \frac{42{,}3}{50} = 0{,}846 > t_{мин} = 0{,}295,$$

принимаем

$$t = \frac{e_0}{h} = 0{,}846.$$

В первом приближении принимаем коэффициент армирования $\mu = 0{,}0145$, тогда будем иметь

$$\mu n = 0{,}0145 \frac{E_a}{E_б} = 0{,}0145 \frac{2 \cdot 10^6}{2{,}15 \cdot 10^5} = 0{,}135.$$

Подставляя полученные значения $k_{дл}$, t и μn в формулу условной критической силы $N_{кр}$, получим

$$N_{кр} = \frac{1{,}6 \cdot 2{,}15 \cdot 10^5 \cdot 40 \cdot 50}{16^2} \left[\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}846} + 0{,}1 \right] + 0{,}135 \left(\frac{46 - 4}{50} \right)^2 = 368\,200 \text{ кгс} = 368{,}2 \text{ тс};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{65}{368{,}2}} = 1{,}21;$$

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 42{,}3 \cdot 1{,}21 + \frac{46 - 4}{2} = 72{,}18 \text{ см}.$$

Необходимое армирование определяем согласно п. 3.64 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Вычисляем значения $\bar{n}$, m, δ:

$$\bar{n} = \frac{N}{R_{пр}\, b\, h_0} = \frac{65\,000}{145 \cdot 40 \cdot 46} = 0{,}244;$$

$$m = \frac{N e}{R_{пр}\, b\, h_0^2} = \frac{65\,000 \cdot 72{,}18}{145 \cdot 40 \cdot 46^2} = 0{,}382;$$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{4}{46} = 0{,}087.$$

По табл. 20 настоящего Руководства при $m_{б1}=1{,}1$ стали класса А-III и бетоне марки 300 находим значение $\xi_R=0{,}514$.

Так как $n<\xi_R$, значение $F_a=F'_a$, согласно п. 3.64 «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)», определяется по формуле

$$F_a = F'_a = \frac{R_{пр}\, b\, h_0}{R_a} \cdot \frac{m - \bar{n}\left(1 - \frac{\bar{n}}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{145 \cdot 40 \cdot 46}{3400} \cdot \frac{0{,}382 - 0{,}244\left(1 - \frac{0{,}244}{2}\right)}{1 - 0{,}087} = 14{,}44 \text{ см}^2,$$

откуда

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{b h} = \frac{2 \cdot 14{,}44}{40 \cdot 50} = 0{,}0144$$

близко к заданному значению ($\mu=0{,}0145$).

Пересчета не требуется.

Принимаем $F_a=F'_a=14{,}73$ см^2 (3Ø25).

Сечение колонны приведено на рис. 2.

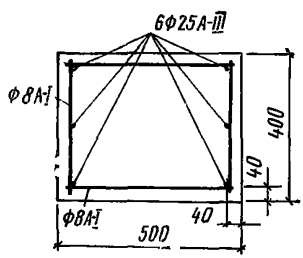


Рис. 2. Сечение колонны

Расчет предварительно-напряженной плиты покрытия размером 3×6 м одноэтажных производственных зданий

Пример 3. Дана плита покрытия (рис. 3) с предварительно-напряженными продольными ребрами; плита из керамзитобетона марки 300 с объемным весом бетона в сухом состоянии 1,8 тс/м^3 ($E_б=$

$=1{,}75\times10^5$ кгс/см^2) на кварцевом песке, передаточная прочность бетона $R_0=200$ кгс/см^2, предварительно-напряженная арматура из стали класса А-IV ($R_{a\,II}=6000$ кгс/см^2, $E_a=2\cdot10^6$ кгс/см^2) диаметром 20 мм в каждом продольном ребре по одному стержню, предварительно-напряженная арматура с анкерами на концах (в виде высаженных головок или опрессованных обойм), напряжение арматуры производится на упоры форм электротермическим способом.

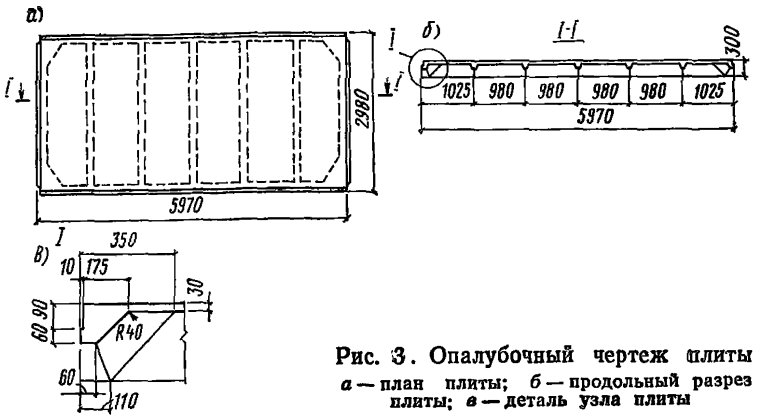


Рис. 3. Опалубочный чертеж плиты

а — план плиты; *б* — продольный разрез плиты; *в* — деталь узла плиты

На концевых участках продольных ребер на длине 1,2 м от опор установлены U-образные сетки из проволочной арматуры класса В-I диаметром 4 мм с шагом поперечной арматуры 50 мм ($R_{a.x}=2200$ кгс/см^2), на участке продольного ребра между U-образными сетками установлен продольный каркас с продольными и поперечными стержнями из проволоки класса В-I диаметром 5 мм с шагом поперечных стержней 200 мм (рис. 4). Технология изготовления плиты агрегатно-поточная с применением пропаривания: требования к трещиностойкости III категории; влажность воздуха выше 40%;

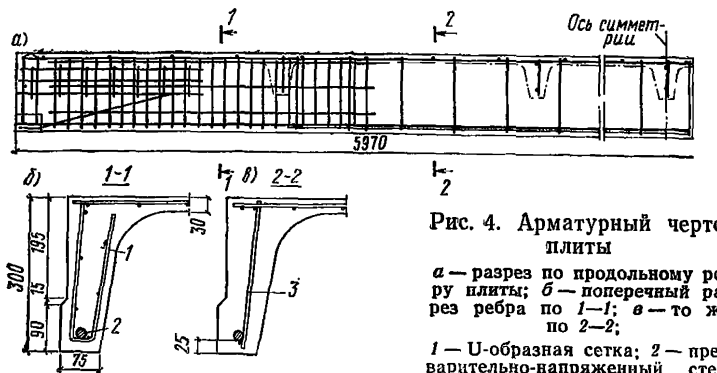


Рис. 4. Арматурный чертеж плиты

а — разрез по продольному ребру плиты; *б* — поперечный разрез ребра по *1—1*; *в* — то же, по *2—2*;

1 — U-образная сетка; *2* — предварительно-напряженный стержень; *3* — продольный каркас

прогиб плиты ограничивается эстетическими требованиями; вес плиты 2,15 тс.

Требуется произвести расчет продольного ребра плиты по предельным состояниям первой и второй группы.

Расчет

1. Определение геометрических характеристик приведенного сечения продольного ребра (рис. 5)

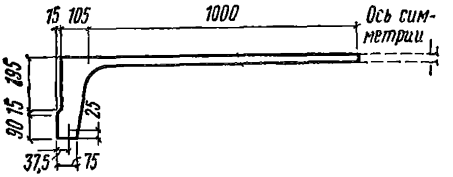


Рис. 5. Поперечное расчетное сечение предварительно-напряженного ребра плиты

Ширина свеса полки плиты, вводимая в расчет продольного ребра, согласно п. 3.16 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона», принимается $b_{св}=100$ см ($\frac{1}{6}$ пролета плиты)

$$n=\frac{E_a}{E_б}=\frac{2\cdot10^6}{1{,}75\cdot10^5}=11{,}4.$$

Площадь приведенного сечения продольного ребра плиты

$$F_п=110{,}5\cdot3+27\cdot6+\frac{27\cdot4{,}5}{2}+9{,}75\cdot1{,}5+3{,}14\cdot11{,}4=604\ \text{см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения продольного ребра плиты

$$S_п=110{,}5\cdot3\cdot28{,}5+27\cdot6\cdot13{,}5+\frac{27\cdot4{,}5}{2}\cdot\frac{2}{3}\cdot27+$$

$$+9{,}75\cdot1{,}5\cdot4{,}87+3{,}14\cdot11{,}4\cdot3{,}5=12\,914\ \text{см}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения продольного ребра плиты до нижней грани ребра:

$$y_ц=\frac{S_п}{F_п}=\frac{12914}{604}=21{,}4\ \text{см};$$

$$y_н=y_ц-a_н=21{,}4-3{,}5=17{,}9\ \text{см};$$

$$y'=h-y_ц=30-21{,}4=8{,}6\ \text{см}.$$

Момент инерции приведенного сечения продольного ребра плиты относительно его центра тяжести

$$I_п=\frac{110{,}5\cdot3^3}{12}+110{,}5\cdot3\cdot7{,}1^2+\frac{6\cdot27^3}{12}+6\cdot27\cdot7{,}9^2+\frac{4{,}5\cdot27^3}{36}+$$

$$+\frac{4{,}5\cdot27^3}{2}3{,}4^2+\frac{1{,}5\cdot9{,}75^3}{12}+9{,}75\cdot1{,}5\cdot16{,}52^2+3{,}14\cdot11{,}4\cdot17{,}9^2=$$

$$=55\,650\ \text{см}^4.$$

2. Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Из условия(1) п. 1.24, главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» определяем максимальное допускаемое напряжение σ_0 без учета потерь.

При длине натягиваемого стержня $l=6$ м имеем

$$p = 300 + \frac{3600}{l} = 300 + \frac{3600}{6} = 900 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда $\sigma_0 = R_{aII} - P = 6000 - 900 = 5100$ кгс/см^2.

а) Определяем первые потери напряжения по поз. 1—6, табл. 4, главы СНиП II-21-75. «Бетонные и железобетонные конструкции».

Потери от релаксации напряжений арматуры

$$\sigma_1 = 0{,}03\,\sigma_0 = 0{,}03 \cdot 5100 = 153 \text{ кгс/см}^2.$$

При агрегатно-поточной технологии форма с упорами при пропаривании нагревается вместе с изделием, поэтому температурный перепад между ними равен нулю, следовательно, $\sigma_2=0$.

Потери от деформации анкеров σ_3 и форм σ_5 при электротермическом натяжении равны нулю. Потери от трения арматуры σ_4 также равны нулю, поскольку напрягаемая арматура не отгибается.

Таким образом, усилие обжатия N_{01} с учетом потерь напряжения по поз. 1—5, табл. 4 главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» будет равно

$$N_{01} = F_a(\sigma_0 - \sigma_1) = 3{,}14\,(5100 - 153) = 15\,534 \text{ кгс},$$

а его эксцентрицитет $e_{0н} = y_н = 17{,}9$ см.

Определяем максимальное сжимающее напряжение в бетоне $\sigma_{б.н}$ на уровне крайнего сжатого волокна от действия силы N_{01} (без учета собственного веса плиты, принимаемая $y_0 = y_н = 21{,}4$ см) по формуле

$$\sigma_{б.н} = \frac{N_{01}}{F_п} + \frac{N_{01} e_{0н} y_0}{I_п} = \frac{15\,534}{604} + \frac{15\,534 \cdot 17{,}9 \cdot 21{,}4}{55\,650} =$$

$$= 132{,}8 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} = \frac{132{,}8}{200} = 0{,}664 < 0{,}75$ (см. табл. 6 главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции»), требования п. 1.30 вышеуказанной главы СНиП выполняются.

Определяем потери от быстронатекающей ползучести бетона согласно поз. 6, табл. 4, главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Для этого вычисляем напряжения в бетоне $\sigma_{б\,н}$ в середине пролета продольного ребра плиты от действия силы N_{01} и изгибающего момента от собственного веса плиты

$$M_{с.в} = \frac{q_{с.в} l_1}{8} = \frac{0{,}5 \cdot 2{,}15}{6} \frac{5{,}9^2}{8} = 0{,}78 \text{ тс·м} = 78\,000 \text{ кгс·см}$$

($l_1 = 5{,}9$ м — расстояние между подкладками при хранении плит).

Напряжение $\sigma_{б.н}$ на уровне центра тяжести, предварительно-напряженной арматуры (т. е. при $y_0 = y_н = 17{,}9$ см).

$$\sigma_{б.н} = \frac{N_{0\,1}}{F_п} + \frac{N_{0\,1}\, y_0^2}{I_п} - \frac{M_{с.в}\, y_0}{I_п} = \frac{15\,534}{604} +$$

$$+ \frac{15\,534 \cdot 17{,}9^2}{55\,650} - \frac{78000 \cdot 17{,}9}{55\,650} = 25{,}8 + 89{,}4 - 25 = 90{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку

$$\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} = \frac{90{,}2}{200} = 0{,}451 < a = 0{,}6,$$

потери от быстронатекающей ползучести бетона σ_6 будут равны

$$\sigma_6 = 0{,}85 \cdot 500 \frac{\sigma_{б.н}}{R_0} = 425 \cdot 0{,}451 = 192 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжения σ_{01} с учетом первых потерь равны

$$\sigma_{0\,1} = \sigma_0 - \sigma_1 - \sigma_6 = 5100 - 153 - 192 = 4755 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилия предварительного обжатия с учетом первых потерь напряжений

$$N_{0\,1} = F_н \sigma_{0\,1} = 3{,}14 \cdot 4755 = 14\,920 \text{ кгс}.$$

б) Определяем вторые потери напряжений по поз. 8 и 9, табл. 4, главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции». Потери от усадки бетона $\sigma_8 = 450$ кгс/см^2; потери от ползучести бетона при $\frac{\sigma_{б.н}}{R_0} = 0{,}451 < 0{,}6$ определяются по формуле

$$\sigma_9 = 2000\, k \frac{\sigma_{б.н}}{R_0} = 2000 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}451 = 766 \text{ кгс/см}^2.$$

в) Суммарные потери напряжений равны

$$\sigma_п = \sigma_1 + \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 153 + 192 + 450 + 766 = 1561 \text{ кгс/см}^2.$$

Напряжение σ_{02} с учетом всех потерь равно

$$\sigma_{0\,2} = 5100 - 1561 = 3539 \text{ кгс/см}^2.$$

Усилие от обжатия с учетом всех потерь напряжений будет равно

$$N_{0\,2} = F_н \sigma_{0\,2} = 3{,}14 \cdot 3539 = 11\,110 \text{ кгс}.$$

3. Расчет продольного ребра плиты по предельным состояниям первой группы

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы при $m_{б1} = 0{,}85$ принимаются по табл. 12 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» ($R_{пр} = 115$ кгс/см^2, $R_р = 8{,}5$ кгс/см^2).

А. Определение несущей способности продольного ребра плиты из расчета по прочности нормальных сечений ребра на действие изгибающего момента

Расчет производится для сечения посредине пролета.

Определяем коэффициент условия работ арматуры m_{a4}. Для этого находим величину ξ при $m_{a4}=1$ (см. п. 3.7 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона»).

$$h_0 = h - a = 30 - 3{,}5 = 26{,}5 \text{ см};$$

$R_a F_{a\text{н}} + R_a F_a = 5000 \cdot 3{,}14 + 3150 \cdot 0{,}196 = 16\,317 < R_{\text{пр}} b_{\text{п}} h_{\text{п}} = 115 \times 110{,}5 \cdot 3 = 38\,122$ кгс,

т. е. граница сжатой зоны находится в пределах толщины полки плиты

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{R_a F_{a\text{н}} + R_a F_a}{R_{\text{пр}} b_{\text{п}} h_0} = \frac{5000 \cdot 3{,}14 + 3150 \cdot 0{,}196}{115 \cdot 110{,}5 \cdot 26{,}5} = 0{,}048.$$

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R по формуле

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_A}{5000}\left(1 - \frac{\xi_0}{1{,}1}\right)},$$

где ξ_0 — характеристика сжатой зоны бетона, равная

$$\xi_0 = a - 0{,}0008 R_{\text{пр}} = 0{,}8 - 0{,}0008 \cdot 115 = 0{,}708;$$

$$\sigma_A = R_a + 4000 - m_{\text{т}} \sigma_{0\,2},$$

$m_{\text{т}}$ — коэффициент точности натяжения меньше единицы, определяемый по формуле (7) п. 1.24 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона»

$$m_{\text{т}} = 1 - \Delta m_{\text{т}};$$

$$\Delta m_{\text{т}} = 0{,}5 \frac{P}{\sigma_0}\left(1 - \frac{1}{\sqrt{n_c}}\right) = 0{,}5 \frac{900}{5100}(1 + 1) = 0{,}176,$$

где n_c — число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента;

$$m_{\text{т}} = 1 - 0{,}176 = 0{,}824;$$

$$\sigma_A = 5000 + 4000 - 0{,}824 \cdot 3516 \approx 6100 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\xi_R = \frac{0{,}708}{1 + \frac{6100}{5000}\left(1 - \frac{0{,}708}{1{,}1}\right)} = 0{,}492.$$

Значение коэффициента m_{a4} определяем по формуле (24) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона»

$$m_{a\,4} = \overline{m}_{a\,4} - (\overline{m}_{a\,4} - 1)\frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}2 - (1{,}2 - 1)\frac{0{,}0466}{0{,}492} = 1{,}18,$$

где $\overline{m}_{a\,4}$ для стали класса A-IV принимается равным 1,2.

Вычисляем значение x с учетом коэффициента $m_{a\,4} = 1{,}18$:

$$x = \frac{m_{a\,4} R_a F_{ан} + R_a F_a}{R_{пр} b_п} = \frac{1{,}18 \cdot 5000 \cdot 3{,}14 + 3150 \cdot 0{,}196}{115 \cdot 110{,}5} = 1{,}5 \text{ см}.$$

Предельную величину расчетного изгибающего момента определяем по формуле

$$M = (m_{a\,4} R_a F_{ан} + R_a F_a)\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = (1{,}18 \cdot 5000 \cdot 3{,}14 +$$

$$+ 3150 \cdot 0{,}196)\left(26{,}5 - \frac{1{,}5}{2}\right) = 492940 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Допускаемая расчетная нагрузка на 1 пог. м продольного ребра плиты

$$q_п^р = \frac{8M}{l^2 b} = \frac{8 \cdot 4952{,}4}{5{,}9^2} = 1138 \text{ кгс/м};$$

на 1 м^2 плиты

$$q^р = \frac{8M}{l^2 b} = \frac{1138}{1{,}5} = 755 \text{ кгс/м}^2.$$

По несущей способности из условия прочности продольного ребра плиты по нормальным сечениям на действие изгибающего момента плита может быть применена в покрытиях зданий, расположенных в III—V районах территории СССР по весу снегового покрова.

Принимая условно общий приведенный коэффициент перегрузки от всех нагрузок, включая и собственный вес плиты $n = 1{,}35$*, будем иметь при $n = 1$ (нормативная нагрузка)

$$q^н = \frac{q^р}{n} = \frac{755}{1{,}35} = 560 \text{ кгс/м}^2;$$

из них постоянная и временная длительного действия нагрузка (согласно п. 1.7 главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия») будет равна

$$q_{дл}^н = q^н - 70 = 560 - 70 = 490 \text{ кгс/м}^2.$$

---

* Общий приведенный коэффициент n в каждом отдельном конкретном случае должен определяться по действительным нагрузкам.

Б. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси ребра

Поперечная сила в сечении начала вута (на расстоянии ~30 см от опоры)

$$Q_1 = \frac{q_{\text{п}}^{\text{р}} l_0}{2} - 0{,}3\, q_{\text{п}}^{\text{р}} = \frac{1{,}138 \cdot 5{,}85}{2} - 0{,}3 \cdot 1{,}138 = 2{,}99 \text{ тс}.$$

Проверяем условие

$$Q_1 \leqslant 0{,}35\, R_{\text{пр}}\, b\, h_0,$$

b_0 — наименьшая ширина ребра в пределах рабочей высоты ребра h_0

$$b_0 = 7{,}5 + \frac{(12 - 7{,}5)3{,}5}{27} \cong 8{,}1 \text{ см};$$

$$0{,}35 \cdot 115 \cdot 8{,}1 \cdot 26{,}5 = 8640 \text{ кгс} > Q_1 = 2990 \text{ кгс}.$$

Условие соблюдается.

Проверяем условие (71) п. 3.31 главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции»

$$Q_1 \leqslant k_1 R_{\text{р}} b_0 h_0.$$

Согласно п. 3.7 настоящего Руководства коэффициент k_1 принимается равным 0,4

$$0{,}4 \cdot 8{,}5 \cdot 8{,}1 \cdot 26{,}5 = 730 \text{ кгс} < Q_1 = 2990 \text{ кгс}.$$

Условие не соблюдается, следовательно, проверка прочности наклонных сечений продольного ребра плиты на действие поперечной силы необходима.

На концевых участках продольных ребер на длине 1,2 м от опор установлены U-образные сетки из проволочной арматуры класса В-I диаметром 4 мм с шагом поперечной арматуры 50 мм ($R_{\text{а.х}} = 2200 \text{кгс/см}^2$).

Проверку прочности по поперечной силе производим для сечения, начинающегося у начала вута из условия $Q \leqslant Q_{\text{х.б}}$, где $Q = 2{,}99$ тс — поперечная сила в нормальном сечении у начала вута продольного ребра; $Q_{\text{х.б}}$ — предельная поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями и бетоном в наклонном сечении, определяется по формуле

$$Q_{\text{х.б}} = 2\, h_0 \sqrt{k_2 R_{\text{р}} b_0 q_{\text{х}1}}.$$

Коэффициент k_2 принимается согласно п. 3.8 настоящего Руководства равным 1,75

$$q_{\text{х}1} = \frac{R_{\text{а.х}} F_{\text{х}}}{u} = \frac{2200 \cdot 2 \cdot 0{,}126}{5} = 111 \text{ кгс/см};$$

$$Q_{\text{х.б}} = 2 \cdot 26{,}5 \sqrt{1{,}75 \cdot 8{,}5 \cdot 8{,}1 \cdot 111} = 6127 \text{ кгс} > Q = 2860 \text{ кгс},$$

следовательно, на участках продольных ребер плиты на расстоянии 1,2 м от опор, где установлены U-образные сетки, прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы обеспечена.

В. Проверка прочности наклонных сечений на действие поперечной силы на участках продольного ребра за U-образной сеткой

На участке продольного ребра между U-образными сетками установлен продольный каркас с поперечными стержнями из проволоки класса В-I диаметром 5 мм с шагом поперечных стержней 200 м.

Поперечная сила в продольном ребре плиты на расстоянии 1,2 мм от опоры

$$Q_2 = \frac{q_{\text{п}}^{\text{р}} l_0}{2} - 1{,}2\, q_{\text{п}}^{\text{р}} = \frac{1{,}138 \cdot 5{,}85}{2} - 1{,}2 \cdot 11{,}38 = 2 \text{ тс};$$

$$q_{x2} = \frac{2200 \cdot 0{,}196}{20} = 21{,}6 \text{ кгс/см};$$

$$Q_{\text{х.б}} = 2 \cdot 26{,}5 \sqrt{1{,}75 \cdot 8{,}5 \cdot 8{,}1 \cdot 21{,}6} = 2700 \text{ кгс} > Q_2 = 2000 \text{ кгс}.$$

Следовательно, на участке продольного ребра между U-образными сетками прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы также обеспечена.

4. Расчет продольного ребра плиты по предельным состояниям второй группы

А. Расчет продольного ребра плиты по образованию трещин

Предварительно определяем моменты сопротивления и ядровые расстояния относительно растянутой грани соответственно от внешней нагрузки и от предварительного обжатия:

$$W_{\text{о}}^{\text{н}} = \frac{I_{\text{п}}}{y} = \frac{55650}{21{,}4} = 2600 \text{ см}^3;$$

$$r_{y\,\text{в}} = 0{,}8 \frac{W_{\text{о}}^{\text{п}}}{F_{\text{п}}} = 0{,}8 \frac{2600}{604} = 3{,}44 \text{ см};$$

$$W_{\text{о}}^{\text{в}} = \frac{I_{\text{п}}}{h - y} = \frac{55\,650}{30 - 21{,}4} = 6470 \text{ см}^3;$$

$$r_{y\,\text{н}} = 0{,}8 \frac{W_{\text{о}}^{\text{в}}}{F_{\text{п}}} = 0{,}8 \frac{6470}{604} = 8{,}57 \text{ см}.$$

Находим моменты сопротивления $W_{\text{т}}^{\text{н}}$ и $W_{\text{т}}^{\text{в}}$:

$$W_{\text{т}}^{\text{н}} = \gamma_{\text{н}} W_{\text{о}}^{\text{н}} = 1{,}75 \cdot 2600 = 4550 \text{ см}^3;$$

$$W_{\text{т}}^{\text{в}} = \gamma_{\text{в}} W_{\text{о}}^{\text{в}} = 1{,}5 \cdot 6470 = 9705 \text{ см}^3.$$

Значения коэффициентов $\gamma_{\text{н}}$ и $\gamma_{\text{в}}$ приняты по табл. 35 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Определяем момент трещинообразования согласно п. 4.7 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железо-

бетонных конструкций из тяжелого бетона» в предположении отсутствия верхних (начальных) трещин

$$M_т = R_{р\,II}\,W_т^н + N_{02}\,(e_{0\,н} + r_{ув}) = 15 \cdot 4550 + 11110\,(17{,}9 + 3{,}44) = 305330 \text{ кгс·см} = 3{,}0533 \text{ тс·м} < M_{полн} = 3{,}66 \text{ тс·м},$$

т. е. трещины в нижней зоне ребра плиты образуются.

Образование верхних трещин проверяем согласно п. 4.8 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона»:

а) Проверяем образование верхних трещин от обжатия в середине пролета продольного ребра плиты

$$N_{01}\,(e_{0\,н} - r_{ун}) - M_{с.в} = 14\,920\,(17{,}9 - 8{,}57) - 78\,000 =$$

$$= 612\,000 < R_{р\,II}^0\,W_т^в = 11{,}5 \cdot 9705 = 111\,600 \text{ кгс·см},$$

т. е. верхние трещины от обжатия в середине пролета продольного ребра плиты не образуются.

б) Проверяем образование верхних трещин от обжатия на концевых участках продольного ребра плиты (при $M_{с.в} = 0$)

$$N_{01}\,(e_{0\,н} - r_{ун}) = 14\,920\,(17{,}9 - 8{,}57) = 139\,200 \text{ кгс·см} >$$

$$> R_{р\,II}^0\,W_т^в = 1\,116\,000 \text{ кгс·см},$$

т. е. верхние трещины от обжатия на концевых участках продольного ребра плиты образуются.

Определяем длины концевых участков продольного ребра плиты a, на которых могут образоваться от обжатия верхние трещины.

Величина a определяется из равенства

$$\frac{q_{с.в}\,l_0}{2}\,a - \frac{q_{с.в}\,a^2}{2} = M_1 = N_{01}\,(e_{0\,н} - r_{ун}) -$$

$$- R_{р\,II}^0\,W_т^в = 1{,}392 - 1{,}116 = 0{,}276 \text{ тс·м},$$

откуда

$$a = \frac{l_0}{2} - \sqrt{\left(\frac{l_0}{2}\right)^2 - \frac{2\,M_1}{q_{с.в}}} = \frac{5{,}9}{2} - \sqrt{\left(\frac{5{,}9}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot 0{,}276}{0{,}179}} =$$

$$= 2{,}95 - 2{,}38 = 0{,}57 \text{ м}.$$

Б. Расчет продольного ребра плиты по деформациям

Учитывая, что в стадии изготовления образование трещин в верхней зоне ребра плиты происходит только на концевых участках длиной 57 см, влиянием их на кривизну и прогиб ребра плиты при расчете можно пренебречь.

Так как прогиб ограничивается эстетическими требованиями, расчет ведем на действие постоянных и длительных нагрузок

$$M_{дл} = \frac{q_{дл}\,l_1}{8} = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}49 \cdot 5{,}9^2}{8} = 3{,}2 \text{ тс·м};$$

кривизну продольного ребра плиты в середине пролета определяем по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_э}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_a}{E_a F_н} + \frac{\psi_б}{(\gamma' + \xi) b h_0 E_б \nu}\right] - \frac{N_с \psi_a}{h_0 E_a F_н};$$

$$M_э = M_{дл} = 320\,000 \text{ кгс·см};$$

$$N_с = N_{02} = 11\,110 \text{ кгс}.$$

Вычисляем относительную высоту сжатой зоны ξ и плечо z_1 согласно п. 4.28 главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции». Для этого находим величины:

$$\mu n = \frac{F_н}{b h_0} n = \frac{3{,}4}{8 \cdot 26{,}5} 11{,}4 = 0{,}169;$$

$$\gamma' = \frac{(b_п - b) h_п}{b h_0} = \frac{(110{,}5 - 8)\,3}{8 \cdot 26{,}5} = 1{,}45;$$

$$T = \gamma'\left(1 - \frac{h_п}{2 h_0}\right) = 1{,}45\left(1 - \frac{3}{2 \cdot 26{,}5}\right) = 1{,}38;$$

$$L = \frac{M_э}{b h_0^2 R_{пр\,II}} = \frac{320\,000}{8 \cdot 26{,}5^2 \cdot 170} = 0{,}335;$$

$$\frac{e_{а.с}}{h_0} = \frac{M_э}{N_{02} h_0} = \frac{320\,000}{11\,110 \cdot 26{,}5} = 1{,}09;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(L + T)}{10 \mu n}} + \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5 \dfrac{e_{а.с}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(0{,}335 + 1{,}38)}{10 \cdot 0{,}169}} + \frac{1{,}5 + 1{,}45}{11{,}5 \cdot 1{,}09 - 5} =$$

$$= 0{,}134 + 0{,}392 = 0{,}526;$$

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\dfrac{h_п}{h_0}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 26{,}5\left[1 - \frac{\dfrac{3}{26{,}5}1{,}45 + 0{,}526^2}{2(1{,}45 + 0{,}526)}\right] =$$

$$= 26{,}5\,(1 - 0{,}112) = 23{,}6 \text{ см}$$

($\nu = 0{,}15$, так как влажность воздуха окружающей среды выше 40%).

Определяем коэффициент m:

$$M_{об}^{п} = N_{02}(e_{0\,н} + r_{у\,в}) = 11\,040\,(17{,}9 + 3{,}44) =$$

$$= 235\,593 \text{ кгс·см};$$

$$M_б^{п} = M_{дл} = 320\,000 \text{ кгс·см};$$

$$R_{p\,II}\,W_T^{н} = 15 \cdot 4550 = 68\,250 \text{ кгс·см};$$

$$m = \frac{R_{p\,II}\,W_T^{н}}{M_б^{н} - M_{об}^{н}} = \frac{68\,250}{320\,000 - 235\,593} = 0{,}81;$$

$$\psi_a = 1{,}25 - s\,m - \frac{1 - m^2}{(3{,}5 - 1{,}8\,m)\,\dfrac{e_{a.c}}{h_0}} =$$

$$= 1{,}25 - 0{,}8 \cdot 0{,}81 - \frac{1 - 0{,}81^2}{(3{,}5 - 1{,}8 \cdot 0{,}81)\,1{,}5} = 0{,}49.$$

Коэффициент S принят равным 0,8 как для длительного действия нагрузки (п. 4.35 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона»)

$$\frac{e_{a.c}}{h_0} = \frac{M_з}{N_{02}\,h_0} = 1{,}09 < \frac{1{,}2}{S} = \frac{1{,}2}{0{,}8} = 1{,}5;$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{320\,000}{26{,}5 \cdot 23{,}6}\left[\frac{0{,}49}{2 \cdot 10^6 \cdot 3{,}14} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}9}{(1{,}45 + 0{,}523)8 \cdot 26{,}5 \cdot 1{,}75 \cdot 10{,}5 \cdot 0{,}15)}\right] - \frac{11\,040 \cdot 0{,}49}{26{,}5 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 3{,}14} =$$

$$= 49{,}316 \cdot 10^{-6} \text{ 1/см}.$$

Определяем кривизну, обусловленную выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, по формуле

$$\frac{1}{\rho_{в.п}} = \frac{\varepsilon_п - \varepsilon_п'}{h_0},$$

здесь $\varepsilon_п$ и $\varepsilon_п'$ — относительные деформации бетона, вызываемые усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия, определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и крайнего сжатого волокна бетона;

$$\varepsilon_п = \frac{\sigma_п}{E_a} = \frac{\sigma_б + \sigma_з + \sigma_9}{E_a} = \frac{196 + 450 + 785}{2 \cdot 10^6} =$$

$$= 715{,}5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/см}.$$

Определяем напряжение в бетоне в середине пролета крайнего верхнего волокна

$$\sigma_{б.н}' = \frac{N_{01}}{F_п} - \frac{N_{01}\,e_{0\,н}\,y'}{I_п} + \frac{M_{с.в}\,y'}{I_п} = \frac{15\,534}{604} -$$

$$- \frac{15\,534 \cdot 17{,}9 \cdot 8{,}6}{55\,650} + \frac{71\,000 \cdot 8{,}6}{55\,650} = 25{,}7 - 42{,}9 + 11 =$$

$$= -6{,}2 \text{ кгс/см}^2.$$

Поскольку верхние волокна бетона растянуты, принимаем $\varepsilon' = 0$. Таким образом.

$$\frac{1}{\rho_{в.п}} = \frac{\varepsilon_п}{h_0} = \frac{715{,}5 \cdot 10^{-6}}{26{,}5} = 27 \cdot 10^{-6}\ 1/см.$$

Полная кривизна в середине пролета будет равна

$$\frac{1}{\rho_0} = \frac{1}{\rho} - \frac{1}{\rho_{в.п}} = 49{,}316 \cdot 10^{-6} - 27 \cdot 10^{-6} = 22{,}316 \cdot 10^{-6}\ 1/см.$$

Прогиб продольного ребра от действия постоянных и длительных нагрузок определяем по формуле

$$f_п = \frac{1}{\rho_0} S\, l^2 = 22{,}316 \cdot 10^{-6}\ \frac{5}{48}\ 590^2 = 0{,}81\ см < f_{доп} = 2{,}5\ см,$$

где коэффициент $S = \frac{5}{48}$ l^2 определен по табл. 42 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

В. Расчет продольного ребра плиты по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси ребра, на действие постоянных и длительных нагрузок

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента $a_т$ в мм, определяется по формуле

$$a_{т.дл} = k\, c_д\, \eta\, \frac{\sigma_a}{E_a}\, 20\, (3{,}5 - 100\, \mu) \sqrt[3]{d}\ ,$$

где согласно п. 4.18. «Руководства по проектированию предварительно-напряженных конструкций из тяжелого бетона» коэффициенты k и η принимаются равными 1; коэффициент $c_д$ согласно п. 4.5 настоящего Руководства принимается равным 1,5:

$$\mu = \frac{F_н}{b\, h_0} = \frac{3{,}14}{8 \cdot 26{,}5} = 0{,}015;$$

$$\sigma_a = \frac{M_{дл} - N_{02}\, z_1}{F_н\, z_1} = \frac{320\,000 - 11\,110 \cdot 23{,}6}{3{,}14 \cdot 23{,}6} = 780\ кгс/см^2.$$

Подставляя полученные значения величин k, η, $c_д$, μ и σ_a в формулу ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси продольного ребра плиты, будем иметь

$$a_{т.дл} = 1{,}5\ \frac{780}{2 \cdot 10^5}\ 20\, (3{,}5 - 100 \cdot 0{,}015) \sqrt[3]{20} = 0{,}064\ мм,$$

что меньше предельно допустимого значения ширины длительного раскрытия трещин, равного 0,3 мм.

Расчет внутренней межкомнатной панели стены

Пример 4. Дано: внутренняя межкомнатная панель стены толщиной 12 см, изготавливаемая вертикально (в кассете) из керамзитобетона на кварцевом песке марки 200 с объемной массой $\gamma = 1600$ кг/м^3.

Характеристики керамзитобетона: $R_{пр} = 90$ кгс/см^2; $E_б = 132\,500$ кгс/см^2.

Полная нагрузка на 1 пог. м стены составляет 36 т, в том числе длительно действующая нагрузка — 21,6 т.

Требуется проверить прочность панели стены.

Расчет. Расчет внутренней стеновой панели производится для полосы шириной 100 см.

Геометрические характеристики сечения:

$$F_б = b\,h = 1200 \text{ см}^2; \quad I = \frac{b\,h^3}{12} = \frac{100 \cdot 12^3}{12} = 14\,400 \text{ см}^4.$$

Принимаем случайный эксцентрицитет $e_o^{сл} = 1$ см.

Расчет бетонного сечения производим по предельным состояниям первой группы.

Так как гибкость элемента $\frac{l_0}{h} = 22{,}5 > 4$, то по п. 3.4 (3.3) «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)» необходимо учитывать влияние прогибов введением коэффициента η. Расчетная длина l_0 принята по табл. 16 указанного Руководства равной $l_0 = H = 270$ см.

Определяем коэффициент $k_{дл}$, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента. Коэффициент β принимаем согласно табл. 18 настоящего Руководства $\beta = 1$

$$k_{дл} = 1 + \beta \frac{M_{дл}}{M} = 1 + 0{,}6 = 1{,}6.$$

Условную критическую силу $N_{кр}$ определяем по формуле

$$N_{кр} = \frac{6{,}4\,E_б\,I}{k_{дл}\,l_0^2}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + t} + 0{,}1\right),$$

где $t = \frac{e_0}{h} = \frac{1}{12} = 0{,}0835$, но не менее величины

$$t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{l_0}{h} - 0{,}001\,R_{пр},$$

$R_{пр}$ принимаем с учетом коэффициентов $m_{б1} = 1{,}1$, $m_{б5} = 0{,}9$, $m_{б7} = 0{,}85$ по табл. 12 настоящего Руководства;

$$m_б = m_{б1}\,m_{б5}\,m_{б7} = 1{,}1 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}85 = 0{,}84;$$

$$R_{пр} = 90 \cdot 0{,}84 = 75{,}5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$t_{мин} = 0{,}5 - 0{,}01\,\frac{270}{12} - 0{,}076 = 0{,}183;$$

$$N_{кр}=\frac{6{,}4\cdot 132\,500\cdot 14\,400}{1{,}6\cdot 270^2}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}188}+0{,}1\right)=51\,000\ кгс;$$

$$\eta=\frac{1}{1-\dfrac{N}{N_{кр}}}=\frac{1}{1-\dfrac{36\,000}{51\,000}}=\frac{1}{1-0{,}705}=3{,}4.$$

Проверяем условие (2) п. 3.6 (3.5) «Руководства по проектированию конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)»

$$R_{пр}\,b\,h\left(1-\frac{2e_0\eta}{h}\right)=75{,}5\cdot 100\cdot 12\left(1-\frac{2\cdot 3{,}4}{12}\right)=39\,400\ кгс;$$

$$N=36\,000\ кгс<39\,400\ кгс.$$

Прочность панели достаточна.

Расчет внутренней межквартирной панели стены

Пример 5. Дано: внутренняя межквартирная панель стены толщиной 20 см, изготовляемая вертикально (в кассете) из керамзитобетона марки 150 с объемной массой $\gamma=1600$ кг/м^3.

Характеристики керамзитобетона: $R_{пр}=70$ кгс/см^2; $E_б=120\,000$ кгс/см^2. Полная нагрузка на 1 пог. м стены составляет 90 т, в том числе длительно действующая нагрузка 54 т.

Требуется проверить прочность панели стены.

Расчет. Геометрические характеристики расчетной полосы шириной 100 см:

$$F=100\cdot 20=2000\ см^2;\ I=\frac{b\,h^3}{12}=66\,600\ см^4.$$

Так как гибкость элемента $\dfrac{l_0}{h}=\dfrac{270}{20}=13{,}5>4$, то расчет производим в том же порядке, как и в примере 4.

Тогда $R_{пр}=0{,}84\cdot 70=58{,}8$ кгс/см^2, в этом случае

$$t_{мин}=0{,}5-0{,}01\,\frac{270}{20}-0{,}001\cdot 58{,}8=0{,}306>t=\frac{1}{20}=0{,}05.$$

Определяем условную критическую силу $N_{кр}$

$$N_{кр}=\frac{6{,}4\cdot 120000\cdot 66600}{1{,}6\cdot 270^2}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}306}+0{,}1\right)=162\,000\ кгс;$$

$$\eta=\frac{1}{1-\dfrac{N}{N_{кр}}}=\frac{1}{1-\dfrac{90\,000}{162\,000}}=2{,}25.$$

Несущая способность панели стены равна

$$R_{пр}\, b\, h\left(1-\frac{2\,e_0\,\eta}{h}\right)=58{,}8\cdot 100\cdot 20\left(1-\frac{2\cdot 2{,}25}{20}\right)=91\,000\ \text{кгс};$$

$$N=90\,000\ \text{кгс}<91\,000\ \text{кгс}.$$

Прочность панели достаточна.

Расчет предварительно-напряженной керамзитобетонной панели перекрытий с круглыми пустотами

Пример 6. Дано: предварительно-напряженная керамзитобетонная панель перекрытия жилого дома с круглыми пустотами, опертая по двум сторонам.

Размеры сечения $l=628$ см; $l_р=616$ см; $b_п=b_п'=358$ см; $h=22$ см; $h_0=19$ см; $h_п=h_п'\approx 30$ мм; $b=358-18\cdot 15{,}9=72$ см (рис. 6).

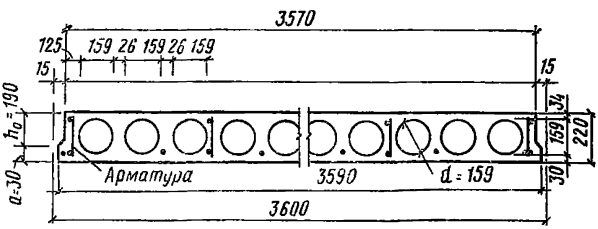


Рис. 6. Сечение многопустотной панели перекрытия

Расчетная унифицированная нагрузка (без учета собственного веса панели) 600 кгс/м². Собственный вес панели 200 кгс/м². Временная нормативная нагрузка 150 кгс/м².

Коэффициенты перегрузки: для постоянных нагрузок — 1,2; для временной нагрузки — 1,4.

Полная расчетная нагрузка

$$q=600+200\cdot 1{,}2=840\ \text{кгс/м}^2.$$

Полная нормативная нагрузка

$$q^н=\frac{600-150\cdot 1{,}4}{1{,}2}+150+200=325+150+200=675\ \text{кгс/м}^2,$$

в том числе: длительно действующая $q_{дл}=325+200+50=575$ кгс/м²; кратковременно действующая $q_{кр}=100$ кгс/м². Материалы: керамзитобетон проектной марки по прочности на сжатие М 200 на кварцевом песке, $\gamma_{об}=1600$ кг/м³; $R_{пр}=90$ кгс/см²; $R_{прII}=115$ кгс/см²; $R_р=7{,}5$ кгс/см², $R_{рII}=11{,}5$ кгс/см²; $E_б=1{,}325\cdot 10^5$ кгс/см².

Для расчета прочности принимается $m_{б1}=0{,}85$. Тогда $R_{пр}\,m_{б1}=75$ кгс/см²; $R_р\,m_{б1}=6{,}5$ кгс/см².

Арматура продольная напрягаемая класса A-IV, $R_a = 5000$ кгс/см². $R_{aII} = 6000$ кгс/см², $E_a = 2 \cdot 10^6$ кгс/см²; поперечная — класса B-I, $R_{a.x} = 2200$ кгс/см².

Панель изготавливается в заводских условиях с пропариванием в камере при атмосферном давлении. Натяжение арматуры на упоры осуществляется электротермическим способом.

Требуется произвести расчет панели перекрытий по предельным состояниям первой и второй групп.

1. Расчет по первой группе предельных состояний

А. Расчет прочности по нормальному сечению

Расчетное сечение прямоугольное шириной $b = b'_п$, так как ожидаемая высота сжатой зоны x будет меньше $h'_п$.

Расчетная нагрузка на всю ширину панели

$$q = 840 \cdot 3{,}6 = 3024 \text{ кгс/м}.$$

Расчетный момент

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{3024 \cdot 6{,}16^2}{8} = 14\,343 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Предварительно определим F_a без учета коэффициента m_{a_4}

$$A_0 = \frac{M}{R_{пр} b h_0^2} = \frac{1\,434\,300}{75 \cdot 358 \cdot 19^2} = 0{,}148.$$

По табл. 20 настоящего Руководства $\xi = 0{,}16$; $v = 0{,}92$.

$$F_a = \frac{M}{R_a v h_0} = \frac{1\,434\,300}{5000 \cdot 0{,}92 \cdot 19} = 16{,}4 \text{ см}^2.$$

Примем для всей панели 10Ø14 A-IV, $F_a = 15{,}4$ см², учитывая, что при m_{a_4} потребуется $F_a < 16{,}4$ см².

$$\xi = \frac{x}{h_0}; \quad x = \frac{R_a F_a}{b R_{пр}} = \frac{5000 \cdot 15{,}4}{358 \cdot 75} = 2{,}87 \text{ см};$$

$$x < h'_п = 3 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{2{,}87}{19} = 0{,}151.$$

Для определения ξ_R по формуле (22) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» примем величину предварительного напряжения σ_0, исходя из формулы (3) вышеуказанного Руководства при допустимом отклонении от величины предварительного напряжения:

$$p = 300 + \frac{3600}{l} = 300 + \frac{3600}{6{,}28} = 873 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_0 = R_{a\,II} - p = 6000 - 873 = 5127 \text{ кгс/см}^2.$$

Для определения коэффициента точности натяжения $m_т$ вычислим по формуле (8) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона»

$$\Delta m_т = 0{,}5\,\frac{p}{\sigma_0}\left(1+\frac{1}{\sqrt{n_c}}\right) = 0{,}5\,\frac{873}{5127}\left(1+\frac{1}{\sqrt{10}}\right) = 0{,}11.$$

По формуле (7) вышеуказанного Руководства $m_т = 1 - \Delta m_т = 1 - 0{,}11 = 0{,}89$;

$$\sigma_A = R_a + 4000 - \sigma_0 m_т = 5000 + 4000 - 5127 \cdot 0{,}89 =$$

$$= 4437 \text{ кгс/см}^2.$$

По формуле (23) вышеуказанного Руководства с учетом п. 3.2 настоящего Руководства $\xi_0 = a - 0{,}0008 R_{пр} = 0{,}8 - 0{,}0008 \cdot 75 = 0{,}8 - 0{,}06 = 0{,}74$.

По формуле (22) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» с заменой величины 4000 на 5000 ($m_{б1} = 0{,}85$) определяем ξ_R

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{1+\frac{\sigma_A}{5000}\left(1-\frac{\xi_0}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}74}{1+\frac{4437}{5000}\left(1-\frac{0{,}74}{1{,}1}\right)} =$$

$$= 0{,}57 > \xi = 0{,}151.$$

Коэффициент $\overline{m}_{a4}$ определяется по формуле (24) вышеуказанного Руководства при $m_{a4} = 1{,}2$

$$m_{a4} = \overline{m}_{a4} - (\overline{m}_{a4} - 1)\,\frac{\xi}{\xi_R} = 1{,}2 - (1{,}2 - 1)\,\frac{0{,}151}{0{,}57} = 1{,}147.$$

Уточненная величина расчетного сопротивления арматуры

$$R_a m_{a4} = 5000 \cdot 1{,}147 = 5735 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда требуемое

$$F_a = 16{,}4\,\frac{5000}{5735} = 14{,}26 \text{ см}^2 < 15{,}4 \text{ см}^2.$$

Таким образом, прочность по нормальному сечению при принятой арматуре обеспечена.

Б. Расчет прочности по наклонному сечению

Расчетная поперечная сила

$$Q = \frac{q\,l}{2} = \frac{3024 \cdot 6{,}16}{2} = 9300 \text{ кгс}.$$

Проверим возможность армирования панели без поперечной арматуры по п. 5.43 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона».

Для этого выполним расчет по формуле (82) вышеуказанного Руководства и с учетом п. 3.8 настоящего Руководства при $k_2=2$

$$k_2 R_p b h_0 = 2 \cdot 6{,}5 \cdot 72 \cdot 19 = 17\,735 \text{ кгс};$$

$$Q < k_2 R_p b h_0 \ (9300 < 17400) \quad \text{— условие соблюдается.}$$

По формуле (83) вышеуказанного Руководства при $k_3=1{,}2$, $c=2h_0=38$ см

$$\frac{k_3 R_p b h_0^2}{c} = \frac{1{,}2 \cdot 6{,}5 \cdot 72 \cdot 19^2}{38} = 5335 \text{ кгс}.$$

В конце рассматриваемого наклонного сечения (рис. 7):

$$Q_1 = \frac{9300 \cdot 2{,}70}{3{,}08} = 8153 \text{ кгс};$$

$$Q_1 > \frac{k_3 R_p b h_0^2}{c} \ (8153 > 5350),$$

следовательно, необходима постановка поперечной арматуры.

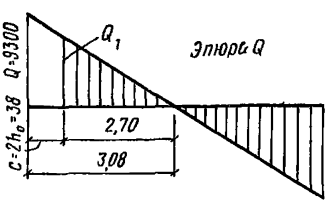


Рис. 7. Схема определения поперечной силы Q при расчете прочности панели по наклонному сечению

По формуле (62) вышеуказанного Руководства и с учетом п. 3.7 настоящего Руководства при $k_1=0{,}4$ и $b=72$ см

$$k_1 R_p b h_0 = 0{,}4 \cdot 6{,}5 \cdot 72 \cdot 19 = 3557 \text{ кгс};$$

$Q > k_1 R_p b h_0$ (9314 > 3557), поэтому необходимо выполнить расчет поперечной арматуры из условия прочности по наклонным сечениям.

Из формулы (72) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона», заменяя коэффициент 8 на $4k_2$, при $Q_{x.б}=Q$ и $k_2=1{,}75$ определим q_x

$$q_x = \frac{Q^2}{4 k_2 R_p b h_0^2} = \frac{9300^2}{4 \cdot 1{,}75 \cdot 6{,}5 \cdot 72 \cdot 19^2} = 73 \text{ кгс/см}^2.$$

Примем семь каркасов с поперечной арматурой класса В-I диаметром 5 мм

$$f_x = 0{,}196 \text{ см}^2; \quad n = 7; \quad F_x = f_x n = 0{,}196 \cdot 7 = 1{,}37 \text{ см}^2;$$

$$R_{a.x} = 2200 \text{ кгс/см}^2.$$

Из формулы (70) вышеуказанного Руководства

$$u = \frac{R_{а.х} F_х}{q_х} = \frac{2200 \cdot 1{,}37}{73} = 41{,}3 \text{ см}.$$

По формуле (67) вышеуказанного Руководства, заменяя коэффициент 1,5 на 0,75 k_2,

$$u_{макс} = \frac{0{,}75 k_2 R_р b h_0^2}{Q} = \frac{0{,}75 \cdot 1{,}75 \cdot 6{,}5 \cdot 72 \cdot 19^2}{9300} = 24 \text{ см}.$$

По п. 5.44 вышеуказанного Руководства на приопорных участках панелей длиной $^1/_4 l$ $u \leqslant \frac{h}{2} = 11{,}0$ см. Принято $u = 10$ см.

Проверим условие по формуле (66) вышеуказанного Руководства

$$\frac{R_{а.х} F_х}{u} \geqslant \frac{R_р b}{2}, \quad \frac{2200 \cdot 1{,}37}{10} > \frac{6{,}5 \cdot 72}{2}$$

(301 > 234), таким образом, условие (66) соблюдено.

2. Расчет по второй группе предельных состояний

А. Расчет по образованию трещин

Для расчета принимаем двутавровое сечение, заменив круглые пустоты эквивалентными квадратами со стороной $a = 0{,}9d = 0{,}9 \times 15{,}9 = 14{,}3$ см (рис. 8).

Тогда $b_п = b'_п = 358$ см, $b = 358 - 18 \cdot 14{,}3 = 101$ см

$$h'_п = h_п = \frac{22 - 14{,}3}{2} = 3{,}85 \text{ см}.$$

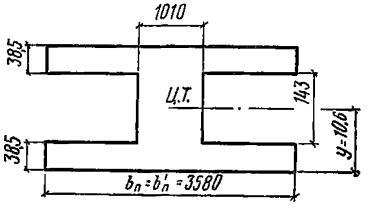


Рис. 8. Расчетное эквивалентное сечение панели (для расчета по второй группе предельных состояний)

Отношение модулей

$$n = \frac{E_а}{E_б} = \frac{2 \cdot 10^6}{1{,}325 \cdot 10^5} = 15{,}1.$$

Приведенная площадь арматуры

$$n F_а = 15{,}1 \cdot 15{,}4 = 233 \text{ см}^2.$$

Геометрические характеристики приведенного сечения: площадь $F_{пр} = 2 \cdot 358 \cdot 3{,}85 + 101 \cdot 14{,}3 + 233 = 4433$ см^2;

статический момент относительно нижней грани

$$S_{пр} = 358 \cdot 3{,}85\,(22 - 3{,}85 \cdot 0{,}5) + 358 \cdot 3{,}85 \cdot 3{,}85 \cdot 0{,}5 + \\ + 14{,}3 \cdot 101 \cdot 11 + 233 \cdot 3 = 46\,909 \text{ см}^3;$$

расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S_{пр}}{F_{пр}} = \frac{46\,909}{4433} = 10{,}6 \text{ см};$$

момент инерции

$$I_{пр} = \frac{358 \cdot 3{,}85^3}{12} + 358 \cdot 3{,}85\,(20{,}08 - 10{,}6)^2 + \frac{358 \cdot 3{,}85^3}{12} + \\ + 358 \cdot 3{,}85\,(10{,}6 - 3{,}85 \cdot 0{,}5)^2 + \frac{101 \cdot 14{,}3^3}{12} + 101 \cdot 14{,}3\,(11 - \\ - 10{,}6)^2 + 234\,(10{,}6 - 3)^2 = 1702 + 123\,868 + 1702 + \\ + 103\,725 + 24\,612 + 231 + 13\,516 = 269\,356 \text{ см}^4;$$

$$W_0 = \frac{I_{пр}}{y} = \frac{269\,356}{10{,}6} = 25\,410 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления сечения с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определен по формуле (194) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона»

$$W_т = W_0 \gamma.$$

Коэффициент γ определяется по табл. 35 вышеуказанного Руководства.

Для двутаврового симметричного сечения при

$$\frac{b'_п}{b} = \frac{b_п}{b} = \frac{358}{101} = 3{,}55. \quad \text{При } 2 < \frac{b'_п}{b} = \frac{b_п}{b} < 6.$$

По п. 4б табл. 35 принимаем $\gamma = 1{,}5$

$$W_т = 25410 \cdot 1{,}5 = 38115 \text{ см}^3.$$

Вычисляем расстояние до ядровой точки по формуле (187) вышеуказанного Руководства

$$r_y = 0{,}8 \frac{W_0}{F_{пр}} = 0{,}8 \frac{25\,410}{4\,433} = 4{,}58 \text{ см}.$$

Определяем потери предварительного напряжения арматуры по табл. 4 вышеуказанного Руководства.

Первые потери:

от релаксации напряжений арматуры

$$\sigma_1 = 0{,}03 \cdot \sigma_0 = 0{,}03 \cdot 5130 = 154 \text{ кгс/см}^2;$$

от перепада температур $\sigma_2 = 0$;

от деформаций анкеров $\sigma_3 = 0$;

от трения $\sigma_4 = 0$;

от деформаций формы $\sigma_5 = 0$;

от быстронатекающей ползучести σ_6.

Предварительно определим $\sigma_{б\,н}$ на уровне напрягаемой арматуры. Сила обжатия (при $m_т=1$) $N_0=F_а\ (\sigma_0-\sigma_1)=15{,}4\ (5127-154)=76\,584$ кг;

$$\sigma_{б.н}=\frac{N_0}{F_{пр}}+\frac{N_0e_0^2}{I_п}-\frac{M_{с.в}e_0}{I_п};$$

$$e_0=y-a=10{,}6-3=7{,}6\text{ см};$$

$$M_{с.в}=\frac{200\cdot3{,}6\cdot6{,}28^2}{8}=3560\text{ кгс}\cdot\text{м};$$

$$\sigma_{б.н}=\frac{76\,584}{4\,440}+\frac{76584\cdot7{,}6^2}{267\,340}-\frac{356\,000\cdot7{,}6}{267\,340}=$$

$$=17{,}3+16{,}6-10{,}1=23{,}8\text{ кгс/см}^2.$$

Примем передаточную прочность бетона согласно п. 2.3 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» $R_0=0{,}8\ R=160$ кг/см²

$$\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}=\frac{23{,}8}{160}<a=0{,}5$$ (п. 7, табл. 4 вышеуказанного

Руководства)

$$\sigma_{в}=0{,}85\cdot500\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}=0{,}85\cdot500\frac{23{,}8}{160}=64\text{ кгс/см}^2.$$

Первые потери $\sigma_{п1}=154+64=218$ кгс/см².
Вторые потери $\sigma_{п2}$:

1. От усадки бетона согласно п. 1а, табл. 3 Настоящего Руководства — 450 кгс/см²;
2. От ползучести бетона согласно п. 2а, табл. 3 настоящего Руководства при

$$\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}=0{,}15<0{,}6\quad k=0{,}85;$$

$$\sigma_{9}=2000\,k\frac{\sigma_{б.н}}{R_0}=2000\cdot0{,}85\cdot0{,}15=255\text{ кгс/см}^2;$$

Вторые потери $\sigma_{п\,2}=450+255=705$ кгс/см².
Полные потери

$$\sigma_п=218+705=923<1\,000\text{ кгс/см}^2.$$

Согласно п. 1.22 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» принято $\sigma_п=1000$ кгс/см².

Сила обжатия с учетом полных потерь при коэффициенте точности натяжения $m_т=0{,}89$:

$$N_{об}=F_н\,(\sigma_0-\sigma_п)\,m_т=15{,}4\,(5\,130-1\,000)\,0{,}89=56\,606\text{ кгс}.$$

Проверка образования трещин выполнена по условию (182) вышеуказанного Руководства

$$M_в^я\leqslant M_т.$$

Согласно п. 4.5 вышеуказанного Руководства для изгибаемых элементов

$$M_{\text{в}}^{\text{н}} = M^{\text{н}} = \frac{675 \cdot 3{,}6 \cdot 6{,}16^2}{8} = 11\,527 \text{ кгс·м},$$

$$M_{\text{т}} = R_{\text{р II}} W_{\text{т}} + M_{\text{об}}^{\text{н}} = R_{\text{р II}} W_{\text{т}} + N_0 (e_0 + r_y) =$$

$$= 11{,}5 \cdot 38115 + 56606 (7{,}6 + 4{,}58) = 11\,278 \text{ кгс·м},$$

$$M^{\text{н}} > M_{\text{т}} (11\,527 > 11\,278).$$

В панели образуются трещины.

Б. Расчет ширины раскрытия трещин

В элементах, к которым предъявляются требования 3-й категории по трещиностойкости, ширина раскрытия трещин определяется по формуле (236) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных конструкций из тяжелого бетона»

$$a_{\text{т}} = a_{\text{т 1}} - a_{\text{т 2}} + a_{\text{т 3}}.$$

Определяем ширину раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок $a_{\text{т3}}$ по формуле (215) вышеуказанного Руководства:

$$a_{\text{т}} = k c_{\text{д}} \eta \frac{\sigma_{\text{а}}}{E_{\text{а}}} 20 (3{,}5 - 100\bar{\mu}) \sqrt[3]{d};$$

$$q_{\text{дл}} = 575 \cdot 3{,}6 = 2070 \text{ кгс/пог·м};$$

$$M_{\text{дл}} = \frac{2070 \cdot 6{,}16^2}{8} = 9820 \text{ кгс·м}.$$

По п. 4.18 вышеуказанного Руководства $k=1$, $c_{\text{д}}=1{,}5$, $\eta=1$;

$$\bar{\mu} = \frac{F_{\text{н}}}{b h_0 + (b_{\text{п}} - b)(h_{\text{п}} - a)} =$$

$$= \frac{15{,}4}{101{,}19 + (358 - 101)(3{,}85 - 3{,}0)} = 0{,}0072.$$

Для определения плеча внутренней пары z_1 вычислим γ', ξ, T и L. По формуле (263) «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» при $F_{\text{а}}' = 0$

$$\gamma' = \frac{(b_{\text{п}}' - b) h_{\text{п}}'}{b h_0} = \frac{(358 - 101) 3{,}85}{101 \cdot 19} = 0{,}51.$$

По формуле (261) вышеуказанного Руководства

$$L = \frac{M}{b h_0^2 R_{\text{пр II}}} = \frac{982000}{101 \cdot 19^2 \cdot 115} = 0{,}23.$$

По формуле (262) вышеуказанного Руководства

$$T = \gamma' \left(1 - \frac{h'_{\text{п}}}{2h}\right) = 0{,}51 \left(1 - \frac{3{,}85}{2 \cdot 19}\right) = 0{,}46.$$

По формуле (260) вышеуказанного Руководства при $p=1{,}8$ и $n=15{,}1$, $\mu=0{,}0072$, $N_{02}=15{,}4(5130-1000)=63600$ кгс:

$$e_{\text{а.с}} = \frac{M}{N_{02}} = \frac{982\,000}{63\,600} = 15{,}4 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{1}{p + \dfrac{1 + 5(L+T)}{10\,\mu\, n}} + \frac{1{,}5 + \gamma'}{11{,}5\,\dfrac{e_{\text{а.с}}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5(0{,}23 + 0{,}46)}{10 \cdot 0{,}0072 \cdot 15{,}1}} + \frac{1{,}5 + 0{,}51}{11{,}5\,\dfrac{15{,}4}{19} - 5} = 0{,}63.$$

По формуле (266) вышеуказанного Руководства

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h'}{h}\gamma' + \xi^2}{2(\gamma' + \xi)}\right] = 19 \left[1 - \frac{\dfrac{3{,}85}{22}0{,}51 + 0{,}63^2}{2(0{,}51 + 0{,}63)}\right] =$$

$$= 14{,}95 \text{ см}.$$

Напряжения в арматуре $\sigma_{\text{а}}$ определяем по формуле (226) вышеуказанного Руководства

$$\sigma_{\text{а}} = \frac{M - N_0(z_1 - e_{\text{ан}})}{F_{\text{н}} z_1} = \frac{982\,000 - 63\,600 \cdot 14{,}95}{15{,}4 \cdot 14{,}95} =$$

$$= 135{,}4 \text{ кгс/см}^2;$$

$$a_{\text{т 3}} = 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \frac{135{,}4}{2 \cdot 10^6} 20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}0072) \sqrt[3]{14} = 0{,}01 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого $a_{\text{т.дл}}=0{,}3$ мм.

Определяем $a_{\text{т1}}$ — ширину раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки $q=675$ кгс/м^2 (при $n=1$).

Погонная нагрузка $q=675 \cdot 3{,}6=2430$ кгс/пм

$$M = \frac{2430 \cdot 6{,}16^2}{8} = 11\,550 \text{ кгс·м}.$$

Определение параметров производим в таком же порядке, как и для $a_{\text{т3}}$:

$$L = \frac{M}{b h_0^2 R_{\text{пр II}}} = \frac{1155000}{101 \cdot 19^2 \cdot 115} = 0{,}27;$$

$$e_{\text{а.с}} = \frac{M}{N_{02}} = \frac{1\,155\,000}{63\,600} = 18{,}2 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}27 + 0{,}46)}{10 \cdot 0{,}0072 \cdot 15{,}1}} + \frac{1{,}5 + 0{,}51}{11{,}5\,\dfrac{18{,}2}{19} - 5} = 0{,}5;$$

$$z_1 = 19\left[1 - \frac{\dfrac{3{,}85}{22}\,0{,}51 + 0{,}5^2}{2\,(0{,}51 + 0{,}5)}\right] = 15{,}8 \text{ см};$$

$$\sigma_a = \frac{1\,155\,000 - 63\,600 \cdot 15{,}8}{15{,}4 \cdot 15{,}8} = 617 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда

$$a_{т\,1} = 1 \cdot 1 \cdot 1\,\frac{617}{2 \cdot 10^6}\,20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}0072)\,\sqrt[3]{14} = 0{,}04 \text{ мм}.$$

Начальная ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок при их кратковременном действии

$$a_{т\,2} = \frac{a_{т\,3}}{c_D} = \frac{0{,}01}{1{,}5} = 0{,}007 \text{ мм} \approx 0{,}01 \text{ мм}.$$

Полная ширина раскрытия трещин $a_т = 0{,}04 - 0{,}01 + 0{,}01 = 0{,}04$ мм, что меньше предельно допустимого значения $a_{т.кр} = 0{,}4$ мм.

В. Расчет по деформациям

Определяем прогиб только от действия постоянных и длительных нагрузок, так как величина предельно допустимого прогиба $f \leqslant 3$ см обусловлена эстетическими требованиями (согласно п. 2а, табл. 3 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных конструкций из тяжелого бетона»).

Определяем по формуле (269) вышеуказанного Руководства

$$m = \frac{R_{р\,II} W_т}{M - M^{я}_{об}} = \frac{11{,}5 \cdot 38115}{982000 - 63600\,(7{,}6 + 4{,}58)} =$$

$$= 2{,}07 > 1.$$

Принимаем согласно п. 4.35 вышеуказанного Руководства $m = 1$

$$\frac{e_{а.с}}{h_0} = \frac{15{,}4}{19} = 0{,}81 < \frac{1{,}2}{S} = \frac{1{,}2}{0{,}8} = 1{,}5.$$

Принимаем $\dfrac{e_{а.с}}{h_0} = 1{,}5$ (п. 4.35 вышеуказанного Руководства).

В соответствии с п. 4.35 $S = 0{,}8$. Определяем $\psi_а$ по формуле (268)

$$\psi_а = 1{,}25 - S\,m - \frac{1 - m^2}{(3{,}5 - 1{,}8\,m)\,e_{а.с}\,/h_0} =$$

$$= 1{,}25 - 0{,}8 \cdot 1 - \frac{1 - 1^2}{(3{,}5 - 1{,}8 \cdot 1)\ 1{,}5} = 0{,}45.$$

Кривизну от действия постоянных и длительных нагрузок определяем согласно п. 4.33 «Руководства по проектированию предварительно-напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» по формуле (256) при значении $\nu=0{,}15$

$$\frac{1}{\rho_3}=\frac{M_{дл}}{h_0 z_1}=\left[\frac{\psi_a}{E_a F_н}+\frac{\psi_б}{(\gamma'+\xi)\, b\, h_0 E_б \nu}\right]-\frac{N_0}{h_0}\,\frac{\psi_a}{E_a F_н}=$$

$$=\frac{982000}{19\cdot 14{,}95}\left[\frac{0{,}45}{2\cdot 10^6\cdot 15{,}4}+\right.$$

$$\left.+\frac{0{,}9}{(0{,}51+0{,}63)\,101\cdot 19\cdot 1{,}325\cdot 10^5\cdot 0{,}15}\right]-\frac{63600}{19}\,\frac{0{,}45}{2\cdot 10^6\cdot 15{,}4}=$$

$$=(1{,}22-0{,}49)\,10^{-4}=0{,}73\cdot 10^{-4}\ .$$

Вследствие того, что на уровне верхнего краевого волокна бетона $\sigma_б=0$, $\sigma_9=0$. Поэтому принимаем $\sigma'_п=0$ и $\varepsilon'_п=0$, а $\sigma_п=\sigma_9=$ $=255$ кгс/см^2 (см. расчет по образованию трещин),

$$\varepsilon_п=\frac{\sigma_п}{E_a}=\frac{255}{2\cdot 10^6}\ .$$

Кривизну, обусловленную выгибом панели вследствие усадки и ползучести бетона от действия N_0, определяем по формуле (254) вышеуказанного Руководства при $E'_п=0$

$$\frac{1}{\rho_{в.п}}=\frac{\varepsilon_п}{h_0}=\frac{255}{2\cdot 10^6\cdot 19}=0{,}067\cdot 10^{-4}\ .$$

Полная кривизна в пролете равна

$$\frac{1}{\rho_c}=\frac{1}{\rho_3}-\frac{1}{\rho_{в.п}}=(0{,}73-0{,}07)\,10^{-4}=0{,}66\cdot 10^{-4}\ 1/см.$$

Прогиб панели определяем по формуле (301) вышеуказанного Руководства

$$f=\frac{1}{\rho_c}\,S\,l^2,$$

где S принимается согласно табл. 42 вышеуказанного Руководства равным $5/48$.

$$f=0{,}66\cdot 10^{-4}\,\frac{5}{48}\,616^2=2{,}61\text{ см}<f_{доп}=3\text{ см},$$

т. е. прогиб панели меньше допустимого.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМНОГО ВЕСА БЕТОНА НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ: ПЛОТНОГО ПОРИЗОВАННОГО И КРУПНОПОРИСТОГО В ВЫСУШЕННОМ СОСТОЯНИИ

Определение объемного веса бетонов на пористых заполнителях, плотных поризованных и крупнопористых, в высушенном состоянии рекомендуется определять по приближенной формуле

$$\gamma_{б}^{сух} = 1{,}15\,Ц + П + Щ,$$

где $\gamma_{б}^{сух}$ — объемный вес бетона в высушенном состоянии, т/м³;

$Ц$ — расход цемента, т/м³;

$П$ — расход песка или его смеси, т/м³;

$Щ$ — расход крупного заполнителя, т/м³.

При отсутствии данных по расходу составляющих бетона допускается принимать его объемный вес в высушенном состоянии по табл. 1 и 2 в зависимости от марки крупного пористого заполнителя по его объемному насыпному весу.

Для бетонов, изготавливаемых из смеси плотного и пористого песков, значения объемного веса, указанного в этих таблицах, принимаются по интерполяции в зависимости от содержания того и другого песка.

Таблица 1

Объемный вес в высушенном до постоянного веса состоянии ($\gamma_б^{сух}$) бетонов М15—М100, изготовленных на крупных пористых заполнителях, т/м³

Вид бетона	Вид крупного пористого заполнителя, примененного для приготовления бетона	Марка крупного пористого заполнителя по объемному насыпному весу, кг/м³	Бетоны													
			плотные								пористые — крупнопористые и поризованные					
			на пористом песке того жевида, что и крупный заполнитель				на перлитовом вспученн песке с объемным насыпн весом 200—400 кг/м³									
			марок по прочности на сжатие													
			35	50	75	100	35	50	75	100	15	25	35	50	75	100
Керамзитобетон, шунгизитобетон и бетоны на трепельном и зольном гравии	Гравий пористый (керамзит, шунгизит, трепельный и зольный гравий)	350	0,85	0,9	0,95	1	0,75	0,85	0,9	1	0,6	0,65	0,7	0,8	0,85	—
		400	0,95	1	1,05	1,1	0,8	0,9	0,95	1,05	0,7	0,75	0,8	0,9	0,95	1
		500	1,05	1,1	1,1	1,15	0,9	0,95	1	1,1	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1,05
		600	1,1	1,15	1,15	1,25	0,95	1	1,05	1,15	0,9	0,95	0,95	1	1,05	1,1
		700	—	—	—	—	—	—	—	1,2	—	—	—	—	—	1,15
Перлитобетоя	Щебень вспученный перлитовый	300	0,65	0,7	0,85	0,95	0,65	0,7	0,85	0,95	0,5	0,55	0,6	—	—	—
		400	0,75	0,8	0,9	1	0,75	0,8	0,9	1	0,6	0,65	0,7	—	—	—
Аглопоритобетоны	Аглопоритовый щебень	500	1,05	1,1	1,2	1,3	0,95	1,05	1,1	1,15	0,8	0,85	0,9	1	1,1	—
		600	1,15	1,2	1,3	1,4	1,1	1,15	1,2	1,25	0,9	0,95	1	1,1	1,2	—
		700	1,25	1,3	1,4	1,5	1,15	1,25	1,3	1,35	1	1,05	1,1	1,2	1,3	1,4
		800	1,35	1,4	1,5	1,6	1,25	1,35	1,4	1,5	1,1	1,15	1,2	1,3	1,4	1,5
Шлакопемзобетоны	Щебень шлакопемзовый	600	1,2	1,3	1,35	1,4	1,05	1,15	1,25	—	0,9	0,95	1	1,1	1,2	—
		700	1,3	1,4	1,45	1,5	1,15	1,25	1,35	1,45	1	1,05	1,1	1,2	1,3	1,4
		800	1,4	1,5	1,55	1,6	1,25	1,35	1,45	1,55	1,1	1,15	1,2	1,3	1,4	1,5
Шлакобетоны	Щебень из топливного шлака	700	1,3	1,4	1,5	1,6	1,2	1,25	1,3	1,4	1	1,05	1,15	1,2	1,3	1,4
		900	1,5	1,6	1,7	1,8	1,4	1,45	1,5	1,6	1,2	1,25	1,35	1,4	1,5	1,6
Бетоны на природных пористых заполнителях	Природные пористые заполнители	350	0,9	0,95	1,05	1,15	0,75	0,8	0,85	0,9	0,55	0,6	0,7	0,75	0,85	0,9
		400	0,95	1	1,1	1,2	0,8	0,85	0,9	0,95	0,6	0,65	0,75	0,85	0,95	1
		500	1	1,05	1,15	1,25	0,9	0,95	1	1,05	0,7	0,75	0,85	0,9	1	1,1
		600	1,1	1,15	1,25	1,35	1	1,05	1,1	1,15	0,8	0,85	0,95	1	1,1	1,2
		700	1,2	1,25	1,35	1,45	1,1	1,15	1,2	1,25	0,9	0,95	1,05	1,1	1,2	1,3
		800	1,3	1,35	1,45	1,55	1,2	1,25	1,3	1,35	1	1,05	1,1	1,2	1,3	1,4
		900	1,4	1,45	1,55	1,65	1,3	1,35	1,4	1,45	1,1	1,15	1,2	1,3	1,4	1,5
		1000	—	—	1,65	1,7	1,4	1,45	1,5	1,55	1,2	1,25	1,3	1,4	1,5	1,6
		1200	—	—	—	1,9	1,5	1,55	1,6	1,65	1,3	1,35	1,4	1,5	1,6	1,7

Объемный вес в высушенном до постоянного веса состоянии заполни

Вид бетона	Вид крупного пористого заполнителя, примененного для приготовления бетона	Марка крупного пористого заполнителя по объемному, насыпному весу, кг/м³	Легкие	
			на пористом крупный	
			марок	
			150	200
Керамзитобетон, шунгизитобетон и бетоны на трепельном и зольном гравии	Пористый гравий (керамзит, шунгизит, трепельный и зольный гравий)	350	1,05	—
		400	1,15	—
		500	1,25	1,3
		600	1,3	1,35
		700	1,4	1,45
		800	1,5	1,55
Перлитобетон	Вспученный перлитовый щебень	300	1,15	—
		400	1,2	—
Аглопоритобетон	Аглопоритовый щебень	500	1,45	1,55
		600	1,55	1,65
		700	1,6	1,7
		800	1,7	1,8
Шлакопемзобетон	Шлакопемзовый щебень	600	1,5	1,6
		700	1,6	1,7
		800	1,7	1,8
Бетоны на природных пористых заполнителях	Природные пористые заполнители	400	1,35	—
		500	1,35	—
		600	1,45	1,5
		700	1,5	1,5
		800	1,6	1,65
		900	1,65	1,7
		1000	1,7	1,7
		1200	1,9	1,95

Примечание. Для бетонов, изготовляемых из смеси плотного и пористого песка, значения $\gamma_б^{сух}$ принимаются по интерполяции в зависимости от соотношения их расходов.

Таблица 2

($\gamma_б^{сух}$) бетонов М150—М400, изготовленных на крупных пористых телях, т/м³

бетоны плотные									
песке того же вида, что и заполнитель				на плотном песке					
по прочности на сжатие									
250	300	350	400	150	200	250	300	350	400
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,35	—	—	—	1,45	1,5	—	—	—	—
1,4	1,45	—	—	1,5	1,55	1,6	1,6	—	—
1,5	1,55	—	—	1,6	1,65	1,7	1,7	1,75	1,75
1,6	1,65	—	—	1,65	1,7	1,75	1,75	1,8	1,8
—	—	—	—	1,45	—	—	—	—	—
—	—	—	—	1,5	1,6	—	—	—	—
—	—	—	—	1,65	1,65	—	—	—	—
—	—	—	—	1,7	1,8	1,85	1,9	—	—
—	—	—	—	1,85	1,9	1,95	2	2,05	2,1
—	—	—	—	1,9	2	2,05	2,1	2,15	2,2
—	—	—	—	1,7	1,8	1,85	1,9	—	—
1,75	1,8	—	—	1,8	1,9	1,95	2	2,05	2,1
1,85	1,9	—	—	1,9	2	2,05	2,1	2,15	2,2
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	1,6	1,7	1,75	—	—	—
—	—	—	—	1,7	1,75	1,8	—	—	—
1,55	1,65	—	—	1,75	1,8	1,85	1,9	—	—
1,65	1,7	1,75	—	1,8	1,85	1,9	1,95	—	—
1,75	1,8	1,8	—	1,85	1,9	1,95	2	2	—
1,75	1,8	1,8	1,9	1,9	1,95	2	2,05	2,05	2,1
1,95	1,95	2	2	2,05	2,1	2,1	2,15	2,15	2,2

РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ НА ДЕЙСТВИЕ СЖИМАЮЩЕЙ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ N ПРИ $e_0 = e_0^{сл}$

Расчет бетонных и железобетонных элементов из бетонов на пористых заполнителях прямоугольного сечения при их расчетной длине $l_0 \leqslant 20\ h$, симметричной арматуре из стали классов A-I, A-II и A-III и величине эксцентрицитета e_0, определенной в соответствии с указаниями п. 1.22 главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» не более $e_0^{сл}$ допускается производить из условия

$$N \leqslant m\varphi\,[R_{пр}{}'F + R_{а.с}\,(F_а + F_а')], \qquad (1)$$

где m — коэффициент, принимаемый равным:
при $h > 20$ см — 1,0;
при $h \leqslant 20$ см — 0,9;
φ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = \varphi_б + 2\,(\varphi_ж - \varphi_б)\,\alpha, \qquad (2)$$

но принимаемый не более $\varphi_ж$;
здесь $\varphi_б$ и $\varphi_ж$ — коэффициенты, принимаемые по табл. 1 и 2 настоящего приложения;

$$\alpha = \frac{R_{а.с}\,(F_а - F_а')}{R_{пр}\,F}. \qquad (3)$$

При наличии промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, величина $F_а(F_а')$ принимается равной половине площади сечения всей арматуры в поперечном сечении элемента.

Таблица 1

Коэффициент $\varphi_б$ для бетонных элементов

$\frac{N_{дл}}{N}$	Коэффициент $\varphi_б$ при l_0/h							
	≤6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,91	0,89	0,85	0,8	0,78	0,74	0,7
0,5	0,92	0,9	0,88	0,84	0,77	0,72	0,68	0,6
1	0,92	0,9	0,87	0,81	0,74	0,67	0,6	0,51

При промежуточных значениях l_0/h и $N_{дл}/N$ коэффициенты $\varphi_б$ и $\varphi_ж$ определяются по интерполяции.

Таблица 2

Коэффициент $\varphi_ж$ для железобетонных элементов

$\frac{N_{дл}}{N}$	Коэффициент $\varphi_ж$ при l_0/h							
	≤6	8	10	12	14	16	18	20
А. При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, менее $^1/_3(F_a+F_a^1)$								
0	0,93	0,91	0,89	0,85	0,8	0,79	0,75	0,71
0,5	0,92	0,91	0,89	0,84	0,78	0,76	0,72	0,67
1	0,92	0,9	0,88	0,83	0,77	0,74	0,68	0,62
Б. При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости, равной или более $^1/_3$ $(F_a+F_a^1)$								
0	0,92	0,91	0,89	0,84	0,79	0,75	0,71	0,66
0,5	0,92	0,9	0,88	0,83	0,77	0,71	0,66	0,6
1	0,92	0,9	0,87	0,81	0,74	0,68	0,61	0,53

В табл. 1 и 2:

$N_{дл}$ — продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок;

N — продольная сила от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ИЗ БЕТОНОВ НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ

Принципы конструирования закладных деталей в бетонах на пористых заполнителях марок 150 и выше аналогичны принципам конструирования закладных деталей в тяжелом бетоне, изложенным в главе СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» и в «Руководстве по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

Закладные детали в бетонах на пористых заполнителях проектных марок 50—100 проектируются таким образом, чтобы отрывающие силы воспринимались нормальными анкерами, приваренными втавр, а сдвигающие силы — наклонными анкерами, приваренными внахлестку. Анкеры закладных деталей в этих бетонах рекомендуется принимать из арматурной стали периодического профиля класса А-II или из гладкой арматурной стали класса А-I диаметром не более 16 мм. На концах анкеров следует устраивать усиления в виде высаженных головок или приваренных пластин. Длина анкерных

стержней и размеры усиления определяются расчетом на выкалывание и смятие бетона. При этом длина анкера принимается не менее 15 d, а диаметр высаженной головки — не менее 3 d.

Все остальные принципы конструирования принимаются в соответствии с главой СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» и «Руководством по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения)».

В элементах из бетонов М 150—400 расчет площади анкеров, приваренных втавр к плоским элементам стальных закладных деталей, на действие изгибающих моментов, нормальных и сдвигающих сил производится в соответствии с п. 3.49 указанной главы СНиП.

Коэффициент K определяется по формуле

$$K = \frac{7{,}7\sqrt[3]{R_{пр}}}{(1+0{,}15f_{ан})\sqrt{R_a}} \frac{\gamma_{л.б}}{\gamma_{т.б}}, \qquad (1)$$

где $\gamma_{л.б}$, $\gamma_{т.б}$ — объемный вес соответственного бетона на пористых заполнителях и тяжелого бетона ($\gamma_{т.б}$ = = 2300 кгс/м³).

В элементах из бетона проектных марок 50—100 расчет площади анкеров, приваренных втавр к плоским элементам закладных деталей, на действие отрывающей силы производится в соответствии с п. 3.49 указанной главы СНиП. При этом расчетное сопротивление R_a умножается на коэффициент условий работы арматуры $m_{а5}$, определяемый по табл. 24 указанной главы СНиП.

Расчет площади анкеров, приваренных к пластине внахлестку, производится в соответствии с п. 3.50 СНиП II-21-75. В элементах из бетона проектных марок 50—100 расчетное сопротивление R_a умножается на коэффициент условий работы арматуры $m_{а5}$, определяемый по табл. 24 указанной главы СНиП.

Длина заделки неусиленных анкерных стержней при действии на них растягивающих сил, определяемая по прочности сцепления с бетоном проектных марок 150—400, вычисляется в соответствии с пп. 5.14 и 5.45 указанной главы СНиП.

Длина заделки и расположение растянутых усиленных анкерных стержней, приваренных втавр к пластине, определяются расчетом на выкалывание в соответствии с п. 3.107 упомянутого Руководства. При этом правая часть формул (209) и (211) умножается на коэффициент 0,8.

Длина заделки и расположение неусиленных анкерных стержней, приваренных втавр, проверяются расчетом на выкалывание по формуле (210) упомянутого Руководства. При этом первый член правой части формулы умножается на коэффициент 0,8.

Если сдвигающая сила действует на закладную деталь в направлении к краю элемента, то при отсутствии анкеров, приваренных внахлестку, расчет на откалывание производится по формуле (212)

упомянутого Руководства с введением в правую часть формулы коэффициента 0,4 вместо 0,5. При расположении закладной детали на верхней (при бетонировании) поверхности изделия коэффициент 0,4 уменьшается на 20%. Если h_1 больше толщины элемента b_1, то h_1 в формуле (212) заменяется на b_1. При наличии анкеров, приваренных внахлестку и имеющих на концах усиления, призма откалывания принимается от концов усиления с наклоном граней под 45°.

Расчет по смятию бетона под анкерными пластинами или высаженными головками растянутых анкеров производится по п. 3.109 упомянутого Руководства.

Коэффициент γ_6 принимается:
при бетоне марок 150—400 не более 2,5;
» » » 50—100 » » 1,5.

Проектирование закладных деталей в сборных конструкциях из бетонов на пористых заполнителях марки 35 производится на основании экспериментальных данных, согласованных с НИИЖБ.

СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие 3

1. Общие указания 5

2. Материалы для бетонных и железобетонных конструкций 8

3. Расчет элементов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям первой группы 27

4. Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям второй группы 35

5. Конструктивные требования 40

6. Примеры расчета конструкций 45

Приложение 1. Определение объемного веса бетона на пористых заполнителях: плотного, поризованного и крупнопористого в высушенном состоянии 79

Приложение 2. Расчет элементов прямоугольного сечения на действие сжимающей продольной силы N при $e_0 = e_0^{сл}$ . . 84

Приложение 3. Проектирование закладных деталей в сборных конструкциях из бетонов на пористых заполнителях . . . 85

НИИЖБ Госстроя СССР

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ БЕТОНОВ НА ПОРИСТЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией Г. А. Жигачева
Редактор Н. В. Лосева
Мл. редактор Л. Н. Козлова
Технические редакторы Т. А. Веллер, Т. В. Кузнецова
Корректоры Г. А. Кравченко, Е. Н. Кудрявцева

Сдано в набор 30.05.78 Подписано в печать 10.11.78
Т-20914 Формат 84×108 1/32 д. л. Бумага тип. № 2.
Гарнитура «Литературная» Печать высокая
Усл. печ. л. 4,62 Уч.-изд. л. 5,34
Тираж 30 000 экз. Изд. № XII-7840. Зак. № 415 Цена 25 коп.

Стройиздат, 103006 Москва, Каляевская, 23а

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли г. Подольск, ул. Кирова, 25

gost.e-ecolog.ru