

Министерство Высшего и Среднего специального образования
Республики Узбекистан

Ташкентский Архитектурно – Строительный институт

Инженерно Сервисный Факультет

Кафедра: «Производство сборного железобетона»

КУРСОВОЙ ПРОЕКТ

По дисциплине: Проектирование сборного железобетона

На тему: Расчет и конструирование многопустотной панели

Выполнила: маг. II - курса
Курбанова О.Н.
Принял: проф. Акрамов Х.А.

Ташкент - 2010 г.

Содержание

1	Введение	3
2	Расчет и конструирование многопустотной панели	5
3	Охрана труда и техника безопасности	14
4	Использованная литература	16

Введение

Железобетон представляет собой комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стальных стержней, работающих в конструкции совместно в результате сил сцепления. Область применения этого материала практически не ограничена. В современном строительстве из сборного железобетона возводят одноэтажные и многоэтажные промышленные здания, жилые крупнопанельные дома, мосты и эстакады, сельскохозяйственные строения, подземные и наземные объекты в гидротехническом и мелиоративном строительстве, тоннели и станции метрополитенов, сооружения связи и многие другие.

В последние годы при строительстве гражданских и промышленных зданий широко применяются железобетонные перекрытия. В них используются разнообразные по форме оболочки в сочетании с различными опорными контурными конструкциями.

Сборные железобетонные перекрытия здания состоит из панелей и ригелей, которые опираются на несущие наружные стены или колонны. В зависимости от сетки колонн панели и ригели могут быть с одинаковыми и неодинаковыми пролетами. Прежде чем приступить к расчету конструкций сборных элементов, надо выбрать оптимальное направление главной опорной конструкции – ригеля. Наиболее экономичный вариант перекрытия с заданными размерами компоновочной сетки несущих конструкций определяют на основе сравнения продольной и поперечной схем по следующим показателям: расход бетона и стали на 1 м² перекрытия, количество монтажных элементов (плит и ригелей) на все здание, количество типоразмеров и марок сборных элементов.

Оптимальный вариант оценивают по совокупности перечисленных показателей с учетом требований свободы планировочного решения помещения, а также условий монтажа здания и изготовления сборных элементов на заводах строительной индустрии.

Производственные здания проектируют на основе унифицированной сетки колонн 6х6, 6х9, 6х12 и 12х12 м с возможностью изменения шага второстепенных конструкций кратно 0,5 м, а именно 3; 2; 1,5 и 1 м. Временные нагрузки на перекрытия принимают по заданию от 5 до 25 кН/м².

В строительстве 65 % расхода железобетона приходится на железобетонные панели. В зависимости от назначения панели проектируют плоскими или ребристыми. Плоские панели могут быть с овальными или круглыми пустотами, либо сплошные. Ребристые панели выполняют ребрами вниз или ребрами вверх. Сплошное сечение плит делают, как правило, при сравнительно небольшой их толщине (до 12-16 см).

При выполнении панелей перекрытий из тяжелого бетона минимальную толщину собственно плиты назначают: в пустотных

панелях 20-35 мм; в ребристых панелях 50-60 мм в сжатой зоне и 35-40 мм в растянутой зоне. В ребристых панелях, в которых имеются продольные и поперечные ребра, плита может работать в двух направлениях. В этом случае минимальная толщина плиты может быть равна 30 мм, а минимальная толщина ребер – 35-40 мм.

Номинальную ширину и длину панелей назначают в зависимости от принятой компоновочной сетки здания с учетом заводской технологии их изготовления. В промышленных зданиях номинальная ширина панелей обычно составляет 1500 и 3000 мм, иногда 2000 мм.

При конструировании сборных панелей необходимо:

учитывать требования технологии изготовления и унификации сборных железобетонных конструкций;

защитные слои бетона принимать в плите не менее 10 мм, а в ребрах – 15 – 20 мм в зависимости от высоты ребер;

сварные каркасы и сетки проектировать с соблюдением конструктивных и технологических требований;

в местах стыкования плоских каркасов и сварных сеток предусматривать соединение части арматурных стержней сваркой или связыванием, объединяя их таким образом в пространственный каркас;

для панелей на железобетонных несущих элементах предусматривать ширину опоры не менее 6 см, а на каменной кладке, легкогобетонных блоках и панелях – не менее 10 см;

выполнять расчет прочности сконструированной сборной железобетонной панели для стадии ее изготовления, транспортирования и монтажа.

В целях уменьшения затрат на материалы необходимо при проектировании железобетонных конструкций:

1. выбирать экономичные формы и размеры сечений элементов;
2. назначать экономичные размеры пролетов конструкций, согласовывая их с требованиями унификации и эксплуатационными требованиями;

3. выбирать марки бетонов и сталей, наиболее соответствующие условиям эксплуатации, изготовления и монтажа данной конструкции, допуская их необоснованного завышения;

4. избегать без достаточных оснований излишних запасов прочности, жесткости и трещиностойкости конструкций;

5. восстанавливать статическую неопределимость конструкции, утраченную вследствие ее членения на сборные элементы, с минимальной затратой стали на узловые соединения.

Целесообразно более широко применять объемные пространственные конструкции, тонкостенные конструкции из высокопрочных бетонов, а также эффективные конструкции из бетонов на легких пористых заполнителях.

Расчет и конструирование многопустотной панели

Задание для проектирования. Рассчитать и сконструировать сборные железобетонные конструкции междуэтажного перекрытия гражданского здания.

Данные:

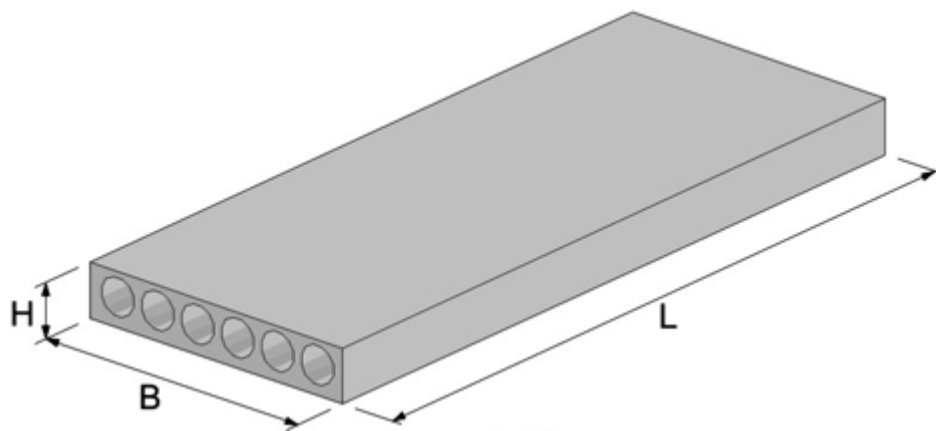
Поперечный пролет $l_1 = 6,4$ м

Продольный шаг внутренних колонн $l_2 = 6$ м

Временная нагрузка на перекрытие $p^n = 4000 \text{ Н/м}^2$

Многопустотная панель с круглыми пустотами, имеющая номинальную $L=6,4$ м; $B=1,2$ м; $H=22$ см

Действующие на перекрытие нагрузки указаны в табл. 1.

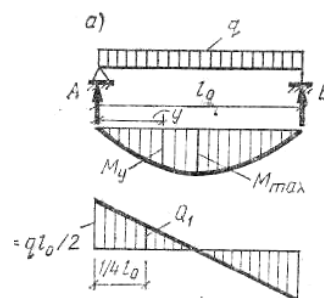


Решение. Определение нагрузок и усилий. На 1 м длины панели шириной 120 см действуют следующие нагрузки, Н/м: кратковременная нормативная $p^n = 2800 \cdot 1,2 = 3360$, кратковременная расчетная $p = 3640 \cdot 1,2 = 4380$; постоянная и длительная нормативная $q^n = 5450 \cdot 1,2 = 6540$; постоянная и длительная расчетная $q = 6370 \cdot 1,2 = 7650$; итого нормативная $q^n + p^n = 6540 + 3360 = 9900$; итого расчетная $q + p = 7650 + 4380 = 12030$.

Расчетный изгибающий момент от полной нагрузки

$$M = q l_0^2 \gamma_n / 8 = 12030 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95 / 8 = 56300 \text{ Нм}$$

где $l_0 = 6,4 - 0,2 / 2 - 0,1 / 2 = 6,25$ м;



расчетный изгибающий момент от полной нормативной нагрузки (для расчета прогибов и трещиностойкости) при $\gamma_f = 1$

$$M^n = q^n l_0^2 \gamma_n / 8 = 9900 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95 / 8 = 46000 \text{ Нм}$$

то же, от нормативной постоянной и длительной временной нагрузок

$$M_{ld} = 6540 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95 / 8 = 30500 \text{ Нм};$$

то же, от нормативной кратковременной нагрузки

$$M_{cd} = 3360 \cdot 6,25^2 \cdot 0,95 / 8 = 15600 \text{ Нм.}$$

Максимальная поперечная сила на опоре от расчетной нагрузки

$$Q = q l_0 \gamma_n / 2 = 12030 \cdot 6,25 \cdot 0,95 / 2 = 35500 \text{ Н};$$

то же, от нормативной нагрузки

$$Q^n = 9900 \cdot 6,25 \cdot 0,95 / 2 = 29400 \text{ Н};$$

$$Q_{ld} = 6540 \cdot 6,25 \cdot 0,95 / 2 = 19400 \text{ Н.}$$

Таблица 1. Нагрузки на сборное междуэтажное перекрытие

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
от паркетного пола, $t = 0,02$ м, $\rho = 800$ кг/м ³	160	1,1	176
от шлакобетонного слоя, $t = 0,065$ м, $\rho = 1600$	1040	1,2	1249
от пенобетонной звукоизоляционной плиты, $t = 0,06$ м, $\rho = 500$	300	1,2	360
от железобетонной панели (по каталогу) приведенной толщиной 110 мм, $t = 0,11$ $\rho = 2500$	2750	1,1	3025
Итого	$g^n = 4250$	-	$g = 4810$
Временная:			
кратковременная	2800	1,3	3640
длительная	1200	1,3	1560
Итого	$p^n = 4000$	-	$p = 5200$
Полная нагрузка:			
постоянная и длительная	5450	-	6370
кратковременная	2800	-	3640
Итого	$g^n + p^n = 8250$	-	$g + p = 10010$

Примечание. В дальнейшем в аналогичных таблицах подсчет нагрузок производится таким же образом.

Подбор сечений. Для изготовления сборной панели принимаем: бетон класса В30, $E_b = 32,5 \cdot 10^4$ МПа, $R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,2$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$; продольную арматуру – из стали класса А-II, $R_s = 280$ МПа, поперечную арматуру – из стали класса А-I, $R_s = 225$ МПа и $R_{sw} = 175$ МПа; армирование – сварными сетками и каркасами; сварные сетки в верхней и нижней

полках панели – из проволоки класса Вр-I, $R_s = 360$ МПа при $d = 5$ мм и $R_s = 365$ МПа при $d = 4$ мм.

Панель рассчитываем как балку прямоугольного сечения с заданными размерами $b \times h = 120 \times 22$ см (где b – номинальная ширина; h – высота панели). Проектируем панель шестипустотной (см. рис. 1, в). В расчете поперечное сечение пустотной панели приводим к эквивалентному двутаврового сечению. Заменяем площадь круглых пустот прямоугольниками той же площади и того же момента инерции. Вычисляем:

$$h_1 = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см}$$

$$h_f = h'_f = (h - h_1) / 2 = (22 - 14,3) / 2 = 3,85 \text{ см} \approx 3,8 \text{ см}$$

приведенная толщина ребер $b = 117 - 6 \cdot 14,3 = 31,2$ см (расчетная ширина сжатой полки $b'_f = 117$ см).

Расчет по прочности нормальных сечений. Предварительно проверяем высоту сечения панели перекрытия из условия обеспечения прочности при соблюдении необходимой жесткости по формуле:

$$h = \frac{cl_0 R_s}{E_s} \frac{\theta g^n + p^n}{q^n} = \frac{18 \cdot 625 \cdot 280}{2,1 \cdot 10^5} \frac{2 \cdot 5450 + 2800}{8250} = 21,8 \approx 22 \text{ см}$$

где, c – коэффициент, равный 18-20 для пустотных панелей и 30-34 для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне; θ – коэфф. увеличения прогибов при длительном действии нагрузки (для пустотных панелей $\theta = 2$; для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне $\theta = 1,5$); g^n – длительно действующая нормативная нагрузка на 1 м^2 перекрытия; p^n – кратковременная нормативная нагрузка на 1 м^2 перекрытия; $q^n = g^n + p^n$ – суммарная нормативная нагрузка на панель с учетом собственного веса, Н/м^2 (или Н/м)
 $q^n = g^n + p^n = 5450 + 2800 = 8250 \text{ Н/м}^2$.

Принятая высота сечения $h = 22$ см достаточна. Отношение $h'_f / h = 3,8 / 22 = 0,173 > 0,1$; в расчет вводим всю ширину полки $b'_f = 117$ см. Вычисляем по формуле $M = A_0 b h_0^2 R_b$:

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b_f h_0^2} = \frac{5630000}{17 \cdot 0,9 \cdot 117 \cdot 19^2 (100)} = 0,071$$

где, $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ см.

По табл. 2 находим $\xi = 0,073$, $\eta = 0,962$. Высота сжатой зоны $x = \xi h_0 = 0,073 \cdot 19 = 1,39 \text{ см} < h'_f = 3,8 \text{ см}$ – нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки.

Площадь сечения продольной арматуры

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{5630000}{0,962 \cdot 19 \cdot 280 (100)} = 11,1 \text{ см}^2$$

предварительно принимаем 6Ø16А-II, $A_s = 12,06 \text{ см}^2$, а также учитываем сетку

$$C - I \frac{4B_p - I - 100}{4B_p - I - 150} 1170 \cdot 6350 \frac{25}{20}, \quad A_{s_1} = 6 \cdot 0,116 = 1,18 \text{ см}^2;$$

$\sum A_s = 1,18 + 12,06 = 13,24 \text{ см}^2$; стержни диаметром 16 мм распределяем по два в крайних ребрах и два в одном среднем ребре.

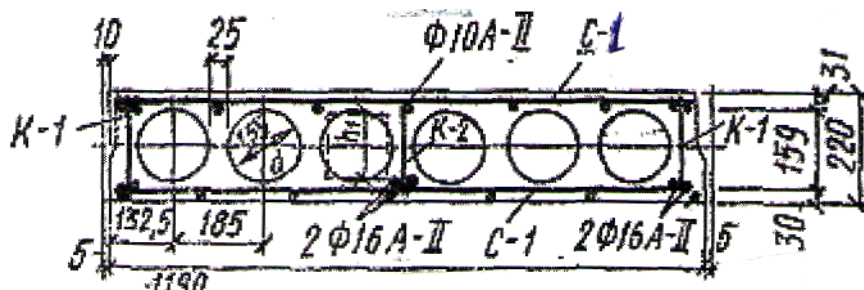


Таблица 2. Данные для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\xi = x/h_0$	$r_0 = \frac{1}{\sqrt{A_0}}$	$\eta = z_0/h_0$	A_0	$\xi = x/h_0$	$r_0 = \frac{1}{\sqrt{A_0}}$	$\eta = z_0/h_0$	A_0
0,01	10	0,995	0,01	0,36	1,84	0,82	0,295
0,02	7,12	0,99	0,02	0,37	1,82	0,815	0,301
0,03	5,82	0,985	0,03	0,38	1,8	0,81	0,309
0,04	5,05	0,98	0,039	0,39	1,78	0,805	0,314
0,05	4,53	0,975	0,048	0,4	1,77	0,8	0,32
0,06	4,15	0,97	0,058	0,41	1,75	0,795	0,326
0,07	3,85	0,965	0,067	0,42	1,74	0,79	0,332
0,08	3,81	0,96	0,077	0,43	1,72	0,785	0,337
0,09	3,41	0,955	0,085	0,44	1,71	0,78	0,343
0,10	3,24	0,95	0,095	0,45	1,69	0,775	0,349
0,11	3,11	0,945	0,104	0,46	1,68	0,77	0,354
0,12	2,98	0,94	0,113	0,47	1,67	0,765	0,359
0,13	2,88	0,935	0,121	0,48	1,66	0,76	0,365
0,14	2,77	0,93	0,13	0,49	1,64	0,755	0,37
0,15	2,68	0,925	0,139	0,5	1,63	0,75	0,375
0,16	2,61	0,92	0,147	0,51	1,62	0,745	0,38
0,17	2,53	0,915	0,155	0,52	1,61	0,74	0,385
0,18	2,47	0,91	0,164	0,53	1,6	0,735	0,39
0,19	2,41	0,905	0,172	0,54	1,59	0,73	0,394
0,2	2,36	0,9	0,18	0,55	1,58	0,725	0,399
0,21	2,31	0,895	0,188	0,56	1,57	0,72	0,403
0,22	2,26	0,89	0,196	0,57	1,56	0,715	0,408
0,23	2,22	0,885	0,203	0,58	1,55	0,71	0,412
0,24	2,18	0,88	0,211	0,59	1,54	0,705	0,416
0,25	2,14	0,875	0,219	0,6	1,535	0,7	0,42
0,26	2,1	0,87	0,226	0,61	1,53	0,695	0,424
0,27	2,07	0,865	0,236	0,62	1,525	0,69	0,428
0,28	2,04	0,86	0,241	0,63	1,52	0,685	0,432
0,29	2,01	0,855	0,248	0,64	1,515	0,68	0,435
0,3	1,98	0,85	0,255	0,65	1,51	0,675	0,439
0,31	1,95	0,845	0,262	0,66	1,5	0,67	0,442
0,32	1,93	0,84	0,269	0,67	1,495	0,665	0,446
0,33	1,9	0,835	0,275	0,68	1,49	0,66	0,449
0,34	1,88	0,83	0,282	0,69	1,485	0,655	0,452
0,35	1,86	0,825	0,289	0,7	1,48	0,65	0,455

Расчет по прочности наклонных сечений. Проверяем условие необходимости постановки поперечной арматуры для многопустотных панелей, $Q_{\max} = 35,5 \text{ кН}$.

Вычисляем проекцию с наклонного сечения по формуле

$$c = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} b h_0^2 / Q_b = B_b / Q_b$$

где, $\varphi_{b2} = 2$ - для тяжелого бетона; φ_f - коэффициент, учитывающий влияние свесов сжатых полок; в многопустотной плите при семи ребрах

$$\varphi_f = 7 \cdot 0,75 \frac{(3h_f') \cdot h_f'}{b h_0} = 7 \cdot 0,75 \frac{3 \cdot 3,8 \cdot 3,8}{31,2 \cdot 19} = 0,385 < 0,5$$

$\varphi_n = 0$ ввиду отсутствия усилий обжатия значение

$$B_b = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} \gamma_{b2} h_0^2 = 2(1 + 0,385) 1,2 \cdot 0,9 \cdot 31,2 \cdot 19^2 (100) = 33,7 \times 10^5 \text{ Нсм.}$$

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, следовательно, $c = B_b / (0,5Q) = 33,7 \cdot 10^5 / (0,5 \cdot 35500) = 190 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$. Принимаем

$c = 38 \text{ см}$, тогда $Q_b = B_b / c = 33,7 \cdot 10^5 / 38 = 0,89 \cdot 10^5 \text{ Н} = 89 \text{ кН} > Q = 35,5 \text{ кН}$. Следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

Поперечную арматуру предусматриваем из конструктивных условий, располагая ее с шагом

$$s = h/2 = 22/2 = 11 \text{ см, а также } s \leq 15 \text{ см}$$

Назначаем поперечные стержни диаметром 6 мм класса А-I через 10 см у опор на участках длиной 1/4 пролета. В средней 1/2 части панели для связи продольных стержней каркаса по конструктивным соображениям ставим поперечные стержни через 0,5 м (см. рис. 1, в). Если в нижнюю сетку С-1 включить рабочие продольные стержни, то приопорные каркасы можно оборвать в 1/4 пролета панели.

Определение прогибов. Момент в середине пролета от полной нормативной нагрузки $M_n = 46000 \text{ Нм}$; от постоянной и длительной нагрузок $M_{ld} = 30500 \text{ Нм}$; от кратковременной нагрузки $M_{cd} = 15600 \text{ Нм}$.

Определим прогиб панели приближенным методом, используя значения λ_{lim} . Для этого предварительно вычислим:

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} = \frac{(117 - 31,2) 3,8}{31,2 \cdot 19} = 0,55$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s E_s}{b h_0 E_b} = \frac{13,2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{31,2 \cdot 19 \cdot 32500} = 0,144$$

По табл. 2.20 (А.П. Мандриков «Примеры расчета железобетонных конструкций») находим $\lambda_{lim} = 16$ при $\mu\alpha = 0,15$ и арматуре класса А-II.

Общая оценка деформативности панели по формуле

$$(l/h_0 + 18h_0/l) \leq \lambda_{lim}$$

так как $l/h_0 = 625/19 = 33 > 10$, второй член левой части неравенства ввиду малости не учитываем и оцениваем по условию $l/h_0 \leq \lambda_{lim}$:

$$l/h_0 = 33 > \lambda_{lim} = 16$$

условие $(l/h_0 + 18h_0/l) \leq \lambda_{lim}$ не удовлетворяется, требуется расчет прогибов.

Прогиб в середине пролета панели по формуле $f_m = S_p l^2 \cdot 1/r_{\max}$ от постоянных и длительных нагрузок

$$f_{\max} = S l^2 / r_c = \frac{5}{48} 6,25^2 \frac{1}{r_c}$$

где $1/r_c$ – кривизна в середине пролета панели, определяемая по формуле

$$1/r = \frac{M - k_2 b h^2 R_{bt, ser}}{k_1 E_s A_s h_0^2} :$$

$$\frac{1}{r_c} = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \frac{M_{ld} - k_{2ld} b h^2 R_{bt, ser}}{k_{1ld}} = \frac{1}{2,1 \cdot 10^5 (100) 13,2 \cdot 19^2} \times \frac{3050000 - 0,2 \cdot 31,2 \cdot 22^2 \cdot 1,8(100)}{0,38} = 6,5 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

здесь коэффициенты $k_{1ld} = 0,38$ и $k_{2ld} = 0,20$ приняты по табл. 2.19 (А.П. Мандриков «Примеры расчета железобетонных конструкций») в зависимости от $\mu\alpha = 0,15$ и $\gamma' = 0,55 \approx 0,6$ для двутавровых сечений.

Вычисляем прогиб f следующим образом:

$f_{\max} = (5/48) 625^2 \cdot 6,5 \cdot 10^{-5} = 2,7 \text{ см}$, что меньше $f_{\lim} = 3 \text{ см}$ для элементов перекрытий с плоским потолком при $l = 6 \div 7,5 \text{ м}$ (см. табл. 2.2 А.П. Мандриков «Примеры расчета железобетонных конструкций»).

Расчет панели по раскрытию трещин. Панель перекрытия, относится к третьей категории трещиностойкости как элемент, эксплуатируемый в закрытом помещении и армированный стержнями из стали класса А-П. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин $a_{crc1} = 0,4 \text{ мм}$ и $a_{crc2} = 0,3 \text{ мм}$.

Для элементов третьей категории трещиностойкости рассчитываемых по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси, при действии кратковременных и длительных нагрузок должно соблюдаться условие

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc, \max}$$

где, $a_{crc1} - a_{crc2}$ – приращение ширины раскрытия трещин в результате кратковременного увеличения нагрузки от постоянной и длительной до полной; a_{crc3} – ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Ширину раскрытия трещин определяем по формуле

$$a_{crc} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\delta_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt{d} \delta_a$$

для вычисления a_{crc} используем данные норм и величины, полученные при определении прогибов:

$\delta = 1$ – как для изгибаемых элементов;

$\eta = 1$ – для стержневой арматуры периодического профиля;

$d = 1,6 \text{ см}$ – по расчету;

$E_s = 1 \cdot 10^5 \text{ Мпа}$ – для стали класса А-П;

$\delta_a = 1$, так как $a_2 = 3 \text{ см} < 0,2/h = 0,2 \cdot 22 = 4,4 \text{ см}$;

$\varphi_1 = 1$ – при кратковременных нагрузках и $\varphi_1 = 1,6 - 15\mu$ – при постоянных и длительных нагрузках;

$$\mu = A_s / b h_0 = 13,2 / 31,2 \cdot 19 = 0,0224 > \mu = 0,02$$

принимаем $\mu=0,02$; тогда $\varphi_l = 1,6-15 \cdot 0,02=1,3$;

$$\delta_s = M / A_s z_1 = M / W_s$$

Определяем z_1 :

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\varphi'_f h'_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi'_f + \xi)} \right]$$

здесь $\varphi'_f = 0,55$; $h'_f/h_0 = 3,8/22=0,173$; $h_0=19$ см; по формуле

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} \pm \frac{1,5+\varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} \mp 5} \geq 1,0 \quad (1) \text{ находим } \zeta:$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\epsilon}}$$

$$\lambda = \varphi'_f [1 - h'_f / (2h_0)] = 0,55 [1 - 3,8 / (2 \cdot 19)] = 0,495$$

Значение δ от действия всей нормативной нагрузки:

$$\delta = \frac{M^n}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{4600000}{22(100) 17 \cdot 19^2} = 0,05$$

то же, от действия постоянной и длительной нагрузки:

$$\delta_{ld} = \frac{M_{ld}}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{3050000}{22(100) 17 \cdot 19^2} = 0,033$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s E_s}{b h_0 E_b} = \frac{13,2 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{31,2 \cdot 19 \cdot 32500} = 0,144$$

Вычисляем ζ при кратковременном действии всей нагрузки:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,05+0,495)}{10 \cdot 0,144}} = 0,367 > \frac{h'_f}{h_0} = 0,173$$

продолжаем расчет как тавровых сечений.

$$\text{Значение } z_1 \text{ по формуле } z = h_0 \left[1 - \frac{\varphi'_f h'_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi'_f + \xi)} \right]$$

$$z_1 = 19 \left[1 - \frac{0,55 \cdot 0,173 + 0,367^2}{2(0,55 + 0,367)} \right] = 16,6 \text{ см}$$

Упругопластический момент сопротивления железобетонного таврового сечения после образования трещин

$$W_s = A_s z_1 = 13,2 \cdot 16,6 = 220 \text{ см}^3$$

Расчет по длительному раскрытию трещин. $M_{ld}=30,5$ кНм.
Напряжение в растянутой арматуре при действии постоянных и длительных нагрузок

$$\delta_{s2} = M_{ld} / W_s = 30,5 \cdot 10^5 / 220 = 13900 \text{ Н/см}^2 = 139 \text{ МПа}$$

где $W_s=220 \text{ см}^3$ принято без пересчета величины z_1 , так как значение ζ при подстановке в формулу (1) параметра $\delta_{ld}=0,033$ (вместо $\delta=0,05$) изменяется мало.

Ширина раскрытия трещины от действия постоянной и длительной нагрузок при $\varphi_1=1,3$

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1 \cdot 1,3 \frac{139}{2,1 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,065 \text{ мм} < a_{crc, \max} = 0,3 \text{ мм}$$

условие удовлетворяется.

Расчет по кратковременному раскрытию трещин. $M^n=46$ кНм;
 $M_{ld}=30,5$ кНм.

Напряжение в растянутой арматуре при совместном действии всех нормативных нагрузок

$$\delta_{sI} = M^n / W_s = 46 \cdot 10^5 / 220 = 21000 \text{ Н/см}^2 = 210 \text{ МПа}$$

Приращение напряжения от кратковременного увеличения нагрузки от длительно действующей до ее полной величины $\Delta\delta_s = \delta_s - \delta_{s2} = 210 - 139 = 71 \text{ МПа}$.

Соответствующее приращение ширины раскрытия трещин при $\varphi_1=1$ по формуле

$$a_{crc} = \delta\varphi_1 \eta \frac{\delta_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} \delta_a \quad (2)$$

будет:

$$\Delta a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{71}{2,1 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,026 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин при совместном действии всех нагрузок $a_{crc} = 0,026 + 0,065 = 0,091 \text{ мм} < a_{crc1, \max} = 0,4 \text{ мм}$, т.е. условие удовлетворяется.

Значения a_{crc} по формуле (2) можно подсчитывать без предварительного вычисления напряжений $\Delta\delta_s$ подставляя в формулу значения $\delta_s = M/W_s$. В этом случае расчет значений a_{crc} будет иметь следующий вид:

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{46 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 (100)} 20(3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,075 \text{ мм}$$

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{30,5 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 (100)} 20(3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,049 \text{ мм}$$

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{30,5 \cdot 10^5}{220 \cdot 2,1 \cdot 10^5 (100)} 20(3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16} \cdot 1 = 0,065 < a_{crc2} = 0,3 \text{ мм}$$

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,075 - 0,049 + 0,065 = 0,091 \approx 0,1 \text{ мм} < a_{crc1, \max} = 0,4 \text{ мм}$$

Проверка по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси.
 Ширину раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента и армированных поперечной арматурой, определяют :

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6 \delta_{sw} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 E_b (1 + 2\alpha\mu_w)} \quad (3)$$

где, φ_l - коэффициент, равный 1,0 при учете кратковременных нагрузок, включая постоянные и длительные нагрузки непродолжительного действия, и 1,5 для тяжелого бетона естественной влажности при учете постоянных и длительных нагрузок продолжительного действия;

$\eta=1,4$ - для гладкой проволочной арматуры

$d_w=6\text{ØA-I}$ - диаметр поперечных стержней (хомутов);
 $\alpha = E_s/E_b = 2,1 \cdot 10^5 / (3,25 \cdot 10^4) = 6,46$;
 $\mu_w = A_{sw}/(bs) = 0,85 / (31,2 \cdot 10) = 0,0027$ (здесь A_{sw} - площадь сечения поперечных стержней; в трех каркасах предусмотрено 3Ø6A-I, $A_{sw} = 3 \cdot 0,283 = 0,85 \text{ см}^2$).

Напряжение в поперечных стержнях (хомутах)

$$\delta_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} s \leq R_{s,ser} \quad (4)$$

где

$$Q_{b1} = 0,8 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt,ser} b h_0^2 / c = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 1,8(100) 31,2 \cdot 19^2 / 38 = 64 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

здесь, $\varphi_n = 0$; $c = 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ см}$; $\delta_{sw} = 29400 - 64000 / 0,85 \cdot 19 < 0$ (получается отрицательная величина); $Q^n = 29400 \text{ Н}$ – поперечная сила от действия полной нормативной нагрузки при $\gamma_f = 1,0$; $Q^{nl} = 19400 \text{ Н}$ – то же, от постоянной и длительной нагрузок.

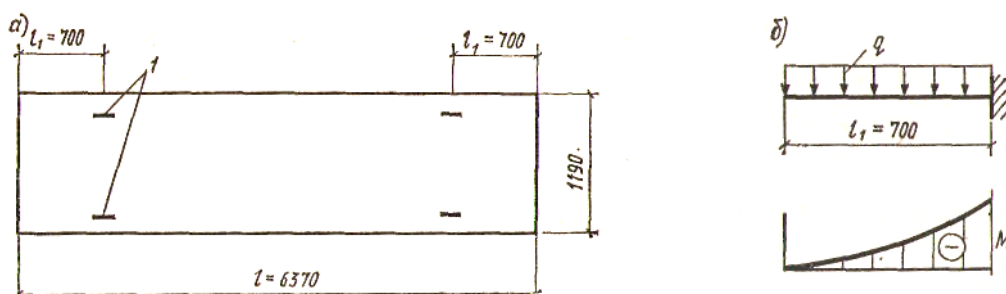


Рис.1. К расчету сборной панели перекрытия на монтажную нагрузку
а – план панели; б – расчетная схема и эпюра моментов консольной части панели; l – монтажные петли Ø12A-I

Так как δ_{sw} по расчету величина отрицательная, то раскрытия трещин, наклонных к продольной оси, не будет.

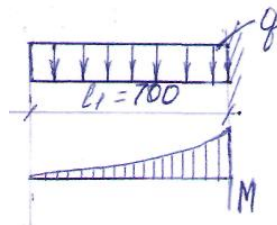
Проверка панели на монтажные нагрузки. Панель имеет четыре монтажные петли из стали класса А-I, расположенные на расстоянии 70 см от концов панели (рис.1, а). С учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,4$ расчетная нагрузка от собственного веса панели

$$q = k_d \gamma_f g b = 1,4 \cdot 1,1 \cdot 2750 \cdot 1,19 = 5050 \text{ Н/м}$$

где, $q = h_{red} \rho = 0,11 \cdot 25000 = 2750 \text{ Н/м}^2$ – собственный вес панели; b – конструктивная ширина панели; h_{red} – приведенная толщина панели; ρ – плотность бетона.

Расчетная схема панели показана на рис.1, б. Отрицательный изгибающий момент консольной части панели

$$M = q l_1^2 / 2 = 5050 \cdot 0,7^2 / 2 = 1240 \text{ Нм}$$



Этот момент воспринимается продольной монтажной арматурой каркасов. Пологая, что $z_1=0,9h_0$, требуемая площадь сечения указанной арматуры составляет

$$A_s = \frac{M}{z_1 R_s} = \frac{124000}{0,9 \cdot 19 \cdot 280(100)} = 0,26 \text{ см}^2$$

что значительно меньше принятой конструктивно арматуры 3Ø10А-II, $A_s=2,36\text{см}^2$

При подъеме панели вес ее может быть передан на две петли. Тогда усилие на одну петлю составляет

$$N = ql/2 = 5050 \cdot 6,37/2 = 16100 \text{ Н}$$

Площадь сечения арматуры петли

$$A_s = N/R_s = 16100/[210(100)] = 0,765 \text{ см}^2$$

Принимаем конструктивно стержни диаметром 12мм, $A_s=1,13 \text{ см}^2$.

Охрана труда и техника безопасности

Заводское изготовление и широкое применение в строительстве типовых сборных железобетонных конструкций позволяет сократить сроки их монтажа на строительной площадке и снизить себестоимость.

Сборные железобетонные изделия изготавливают из тяжелых бетонов на портландцементе, марки по прочности на сжатие не менее 200, а также из легких бетонов марки не менее 500. По типоразмерам конструкции и изделия подразделяют на однослойные, двухслойные, многослойные, крупноразмерные и составные.

Основным требованием к сборным железобетонным конструкциям является увеличение их размеров, обеспечивающее наименьшее количество монтажных элементов при возведении здания или сооружения. Вес конструкций не должен превышать оптимального, применительно к возможному подъемно-транспортному оборудованию, а габаритные размеры конструкций соответствовать требованиям. Для ферм, свай, пролетов мостов и других длинномерных конструкций, перевозимых на сцехах из двух или трех платформ, допускается большая длина.

При проектировании в зависимости от класса точности и размеров изделий устанавливают предельные значения допускаемых в производстве отклонений от проектных размеров изделий.

Металлические формы, применяемые в производстве конструкций и изделий, следует изготавливать с точностью, превышающей на один или два класса точность изготовления железобетонных конструкций и изделий.

Поверхности конструкций и изделий должны быть гладкие. Допуски на шероховатость их лицевой поверхности должны удовлетворять требованиям.

Качество поверхности железобетонных конструкций и изделий должно быть таким, чтобы на месте строительства после монтажа не требовалось другой отделки, кроме окраски.

Требования к железобетонным изделиям для жилищно-гражданского строительства. Конструкция выпусков арматуры, предназначенных для соединения отдельных сборных элементов здания путем замоноличивания стыков на монтаже, по своей длине и конфигурации не должна создавать затруднений при распалубке. При сложных решениях выпусков необходима графическая проверка возможности распалубки.

Каналы для скрытых проводок внутри изделия должны быть прямолинейными, не пересекаться с закладными деталями и арматурным каркасом и располагаться от поверхности на величину защитного слоя. При выборе размера сечения каналов необходимо учитывать жесткость трубчатого каналообразователя в зависимости от материала, из которого он изготавливается. Длину каналов проверяют на возможность беспрепятственного извлечения каналообразователя при формовании изделия.

При размещении на боковых гранях изделий монтажных петель, в плоскостных изделиях при горизонтальном формовании и на верхней грани при вертикальном формовании следует совмещать шпоночные пазы для замоноличивания стыков с местом установки монтажных петель.

Конструкция изделий, имеющих внутренние закрытые (с одного торца) и открытые пустоты (образуемые при формовании вкладышами), и их арматура не должна препятствовать прохождению и полному заполнению бетоном перегородок между пустотами. Ширина пустоты, очертание свода и толщина верхнего слоя бетона должны исключать возможность обрушения свода сырого уплотненного бетона при извлечении вкладыша. Пустотообразователи при длине более 3 м должны иметь конусность для облегчения извлечения их из изделия после уплотнения бетона.

Следует учитывать, что самонесущие панели наружных стен, формируемые горизонтально, при отсутствии монтажной арматуры требуют применения после формования специальной машины — кантователя, в противном случае при переводе изделия из горизонтального положения в вертикальное путем поднятия мостовым краном за петли в поверхностных слоях могут появиться трещины.

Требования к железобетонным изделиям для промышленного строительства. Напрягаемая арматура изделия после ее монтажного натяжения не должна мешать установке дополнительной каркасной арматуры при всех методах натяжения стержней. Расстояния между напрягаемыми арматурными элементами (прутки, высокопрочная проволока, пряди) при стендовой схеме производства определяются типами применяемых

анкерных устройств и конструкцией гидродомкратов для натяжения арматуры.

В плоскостных ребристых конструкциях ребрам придаются уклоны не менее 1:15, а при механизированной выпрессовке изделия - не менее 1:20. Меньшие уклоны будут препятствовать извлечению плиты из матричной части поддона формы и могут привести к образованию трещин. Сопрягаемые элементы плоскостных конструкции, значительно различающиеся по толщине (плита и ребра панелей покрытий), должны иметь плавные переходы по максимальному радиусу для устранения появления усадочных трещин в местах перехода после тепловой обработки.

При вертикальном формовании (в рабочем положении) балочных конструкций двутаврового сечения соотношение размера по ширине армированной стенки и нижней полки должно обеспечивать удобную укладку бетона повышенной жесткости без применения интенсивной вибрации при уплотнении во избежание образования раковин и для достаточной проработки бетона нижней полки изделия.

При изготовлении ребристых предварительно напряженных конструкций необходимо учитывать возможную деформацию изделия после спуска натяжения арматуры, так как перемещению изделия препятствуют усилия, возникающие от упора в выступах и углублениях формы. За счет уклонов ребер необходимо обеспечивать свободное перемещение изделия относительно длины формы.

При изготовлении предварительно напряженных изделий в силовых формах следует обеспечивать жесткость упоров и формы, влияющей на возможность ослабления напряжения стержней при натяжении и их перенапряжения, возникающего за счет поочередной обрезки арматуры.

Использованная литература

1. Акрамов Х.А. Қурилиш ашёлари саноати корхоналарини лойиҳалаш. Т., Ўзбекистон, 2003.
2. ҚМК 3.03.04-98. Йиғма темир-бетон конструкцияларини ишлаб чиқариш.
3. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. Москва. Стройиздат, 1989.
4. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Москва. Стройиздат, 1989.